

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3077号

土 木 研 究 所 資 料

杭頭部とフーチングの結合部の 設計法に関する検討

平成4年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1992) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

杭頭部とフーチングの結合部の 設計法に関する検討

基礎研究室 室 長 岡原美知夫
主任研究員 福井 次郎
研 究 員 中谷 昌一※1
田口 敬二※2
藤村 知広

※1 現 建設省大臣官房技術調査室

※2 現 建設省九州地方建設局

要 旨

杭基礎において、杭とフーチングの結合部は上部構造からの荷重を杭を通じて地盤に伝える部分であり、断面が急変して荷重が集中するために、設計施工上重要な部分のひとつである。

本資料は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編（日本道路協会、平成2年2月）に規定された新しい杭とフーチングの結合法に対する設計照査法の充実を図るため実施した、杭とフーチングの結合部の引き抜き及び曲げ試験の結果を報告するとともに、新しい杭とフーチングの結合部の設計法及びそれに基づく試算結果を紹介するものである。

キーワード：杭頭結合方法、設計照査法、引き抜き試験、曲げ試験

目 次

1	まえがき	1
2	載荷試験一覧	2
3	杭頭結合部の設計照査基準の検討	3
3.1	杭頭結合方法Bの軸力及び曲げモーメントに対する設計照査法に関する検討	3
3.1.1	検討目的	3
3.1.2	載荷試験結果の検討	4
3.1.3	検討結果	6
3.2	杭頭結合方法Aの引抜き力に対する設計照査法に関する検討	6
3.2.1	検討目的	6
3.2.2	載荷試験結果の検討	8
3.2.3	検討結果	15
4	杭頭部とフーチングの結合部の設計	16
4.1	杭頭部とフーチングの結合部の設計法	16
4.1.1	結合方法	16
4.1.2	設計照査法	16
4.2	杭頭結合部の許容荷重に関する試算検討	25
5	あとがき	26
	参考文献	27
	参考資料	
1	通達集	29
2	比較表	30
3	載荷試験	38
3.1	鋼管杭の鉛直載荷試験	38
3.2	鋼管杭の水平載荷試験（その1）	38
3.2.1	試験目的	38
3.2.2	試験方法	38
3.2.3	試験結果	49
3.3	鋼管杭の水平載荷試験（その2）	56
3.3.1	試験目的	56
3.3.2	試験方法	56
3.3.3	試験結果	71

3. 4	鋼管杭の引抜き試験	86
3. 4. 1	試験目的	86
3. 4. 2	試験方法	86
3. 4. 3	試験結果	102
3. 5	鋼管杭の中詰めコンクリート押抜き試験	123
3. 5. 1	試験目的	123
3. 5. 2	試験方法	123
3. 5. 3	試験結果	128
3. 6	鋼管杭の内側ずれ止め取付試験	134
3. 6. 1	試験目的	134
3. 6. 2	試験方法	134
3. 6. 3	試験結果	138
3. 7	P C 杭の引抜き試験	146
3. 7. 1	試験目的	146
3. 7. 2	試験方法	146
3. 7. 3	試験結果	163
3. 8	P H C 杭の中詰めコンクリート押抜き試験	181
3. 8. 1	試験目的	181
3. 8. 2	試験方法	181
3. 8. 3	試験結果	167
4	杭頭部の許容荷重に関する試算	186

1 まえがき

杭頭部とフーチングの結合部（以下「杭頭結合部」と称す。）に関する結合方法及び設計照査法は、昭和47年の道路局企画課長通達「くい頭部とフーチングの結合部の設計について」により始めて示され、昭和51年には道路橋下部構造設計指針に、また昭和55年には道路橋示方書IV下部構造編に同結合方法及び設計照査法が取込まれ、標準的な剛結合方法として定着してきた。しかしながら、この結合方法に対しては、その後の施工技術の向上による杭の大径化等に伴い、いくつかの技術的な問題が指摘され始め、基礎研究室において実施した試験結果を踏まえて、昭和61年に一部結合方法が変更されるとともに暫定的な設計照査法が杭基礎設計便覧に示された。

その後、平成2年には道路橋示方書IV下部構造編の改訂が行われ、基本的に杭基礎設計便覧に提案された新しい結合方法に基づく設計の基本及び構造細目が示されるに至ったが、その間基礎研究室では杭頭結合方法に対する設計照査法の合理化を目的とした試験調査を行ってきた。

ここでは、昭和61年から平成2年にかけて行われた載荷試験を通じて検討した結果について報告するとともに、これらの結果を踏まえて作成された設計照査法、その設計照査法に基づく試算結果をあわせて紹介するものである。

2 載荷試験一覧

これまでに行われた杭頭結合部の設計法に関する試験の一覧を表-2・1に示す。No. 3, 4, 7の載荷試験結果を用いて以下の検討を行った。なお、載荷試験の詳細な内容については、参考資料にとりまとめている。

表-2・1 杭頭結合部の設計法に関する試験一覧

No.	試験名称	検討内容
1	鋼管杭の鉛直載荷試験	天蓋を用いる杭頭結合方法A, Bの押抜きせん断耐力及び荷重伝達機構等
2	鋼管杭の水平載荷試験(その1)	天蓋を用いる場合の杭頭結合方法A, Bの水平方向耐力等
3	鋼管杭の水平載荷試験(その2)	鉄筋かごを用いる場合の杭頭結合方法Bの水平方向耐力等
4	鋼管杭の引抜き試験	杭頭結合方法Aの引抜き耐力
5	鋼管杭の中詰めコンクリート押抜き試験	中詰めコンクリートの押抜き耐力
6	鋼管杭の内側ずれ止め取付試験	杭頭結合方法A, Bにおいて、鋼管杭の内側にずれ止めを取り付ける場合の施工性
7	PC杭の引抜き試験	杭頭結合方法A, Bの引抜き耐力
8	PHC杭の中詰めコンクリート押抜き試験	中詰めコンクリートの押抜き耐力

3 杭頭結合部の設計照査基準の検討

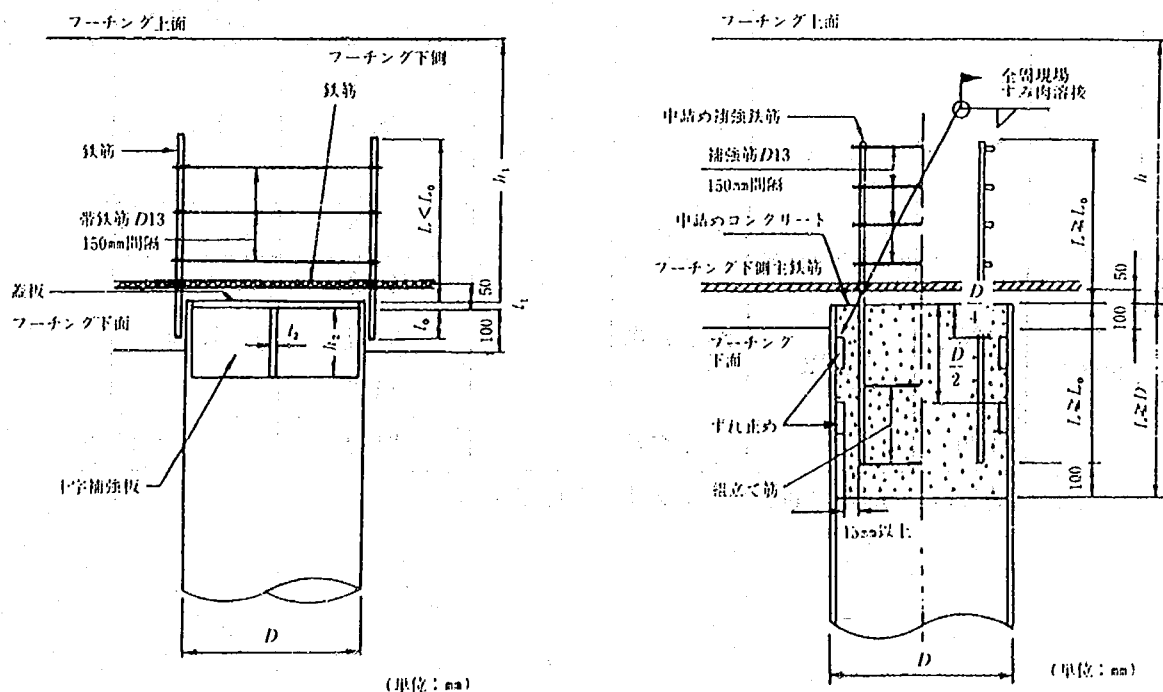
3. 1 杭頭結合方法Bの軸力及び曲げモーメントに対する設計照査法に関する検討

3. 1. 1 検討目的

鋼管杭の杭頭結合方法Bは、図-3・1に示すとおり蓋板及び十字補強板の使用をとりやめ、杭体内に中詰めコンクリートを打設して杭頭部の剛性を高めるとともに、中詰めコンクリートの支圧力により力を伝達する構造に変更されている。また、杭頭結合部の剛結度を確保するための補強鉄筋の設置方法は、鋼管に鉄筋を溶接する溶接方式から中詰めコンクリート内にかご状に組立てた鉄筋を挿入するかご方式に変更されている。

軸力及び杭頭曲げモーメントに対する設計にあたっては、従来より杭頭において補強鉄筋から適切なかぶりを考慮した仮想の鉄筋コンクリート柱を設定し、柱の鉄筋及びコンクリートの応力度を照査する手法がとられてきた。この手法は実際には三次元的な広がりをもったフーチングをある径の柱に置換えているため、必ずしも現実の応力状態を厳密に評価したものではないが、手法として簡便であること及び補強鉄筋のひずみ測定値等に照らして適切なかぶりを考慮すれば大きな誤りのないことからその有用性は高いものである。

しかしながら、前述した通り鋼管杭の杭頭結合方法Bの構造が変更されたため、新しい方法Bに対する仮想鉄筋コンクリート柱による照査の妥当性について検討し、適切なかぶりを設定しなければならない。ここでは、載荷試験結果をもとに、仮想鉄筋コンクリート柱の径に関して検討を行ったものである。



(a) 道路橋示方書(昭和55年5月)

(b) 道路橋示方書(平成2年2月)

図-3・1 鋼管杭の杭頭結合方法Bの比較

3. 1. 2 載荷試験結果の検討

1) 杭頭結合部の曲げ耐力の評価

表-3・1に2種類の試験の諸元及び曲げ耐力を示す。いずれも、かご方式と溶接方式との曲げ耐力を同じ杭径について比較したものである。ケース5は杭径に20cmを加えた径の鉄筋コンクリート柱の場合であるが、それ以外のケースはフーチングに杭を設置した場合である。表-3・1に示された値からも明らかなように、かご方式では溶接方式に比べて補強鉄筋の位置が杭心に近付くため、同一杭径に対する曲げ耐力値は減少するがその割合は小さい。補強鉄筋の溶接を伴わないため施工性は向上しており、杭頭結合部の剛性も向上することを考慮するとかご方式の方が合理的な構造であると考えられる。

また、表-3・1には仮想鉄筋コンクリート柱に基づく照査により定まる許容曲げモーメントも併記している。かご方式に対しては、仮想鉄筋コンクリート柱の径を補強鉄筋よりかぶり10cmとした場合及び鋼管よりかぶり10cmとした場合の2ケースについて計算を行った。従来方式である溶接方式について、許容曲げモーメントは曲げ耐力に対して3程度の安全率を有していることがわかる。一方、かご方式について同様の比較を行った結果、鋼管よりかぶり10cmとした場合の安全率は溶接方式と同等であることがわかる。また、補強鉄筋よりかぶり10cmとした場合については4程度の安全率となり従来の照査水準に比べ安全側過ぎることがわかる。

表-3・1 試験の諸元及び結果

ケース		杭径 (mm)	かご径 (mm)	鉄筋径(mm) 本数	結合方法	ずれ止め 段数	試験最大曲げ モーメント (tf・m)	許容曲げモーメント (tf・m)	
								鉄筋よりか ぶり10cm	鋼管よりか ぶり10cm
試験 A	1	406.4	300	16, 12	かご方式	0	22.7	6.9	9.1
	2					23.8			
	3					24.5			
	4				溶接方式	—	28.0	10.0	
試験 B	5	600.0	400	22, 12	かご方式	—	42.0	15.0	22.1
	6					—	63.0		
	7					2	74.3		
	8		溶接方式		—	81.0	25.6		
			620						

注) ケース5の試験体は、杭径+20cmのコンクリート柱である。

2) 仮想鉄筋コンクリート柱の径に関する検討

図-3・2に試験Bにおいて得られた鉄筋の降伏時近傍の載荷状態における補強鉄筋及びコンクリートのひずみ分布と仮想鉄筋コンクリート柱の径を変えて計算した補強鉄筋及びコンクリートのひずみとを比較したものを示す。実際のコンクリートのひずみについては図-3・2に示したとおりの分布形状を示し鋼管端部が最大となり、仮想鉄筋コンクリート柱の照査の前提である平面保持の原則は、かぶりを杭径より大きくするにつれて厳密には保たれなくなることがわかる。一方、補強鉄筋のひずみに着目すれば、補強鉄筋よりかぶりを10cmとした場合には、計算上の補強鉄筋のひずみは実測値の2倍程度にまで達することになり、明らかに過大に応力度を評価することになるが、鋼管よりかぶり10cmとした場合については若干安全側ではあるが妥当な計算値が得られている。

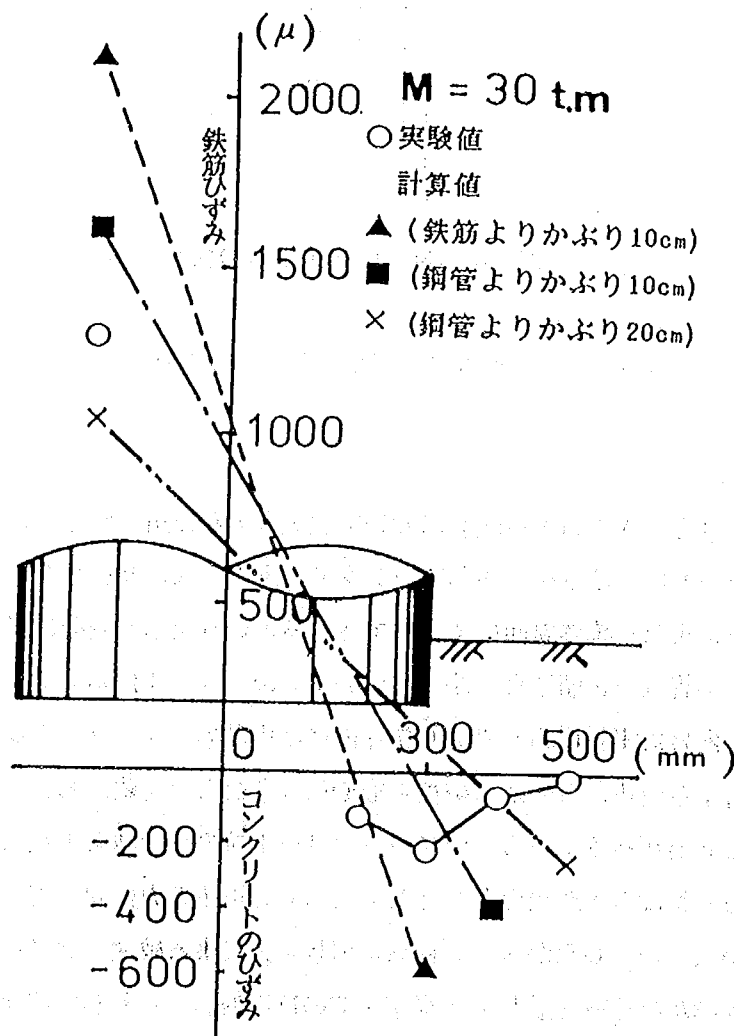


図-3・2 杭頭部に生じるひずみの比較

3. 1. 3 検討結果

以上述べた検討を踏まえ、新しい杭頭結合方法Bに対しては、図-3・3に示す通り仮想鉄筋コンクリート柱の径を杭径に20cmを加えた長さとしても妥当であると考えられる。

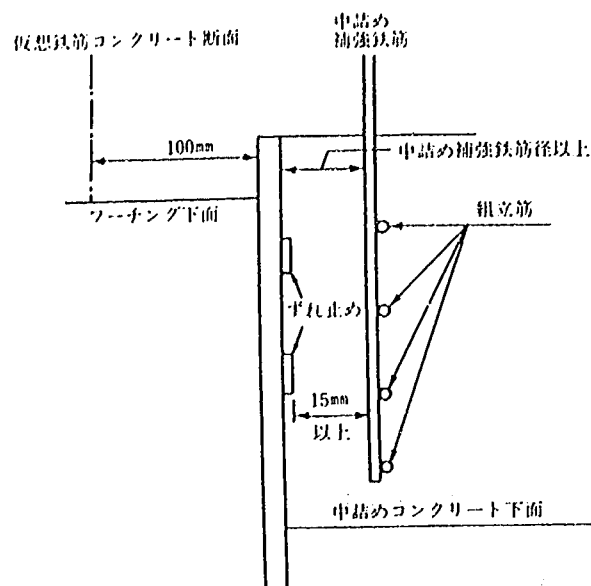


図-3・3 杭頭結合方法Bの構造詳細図

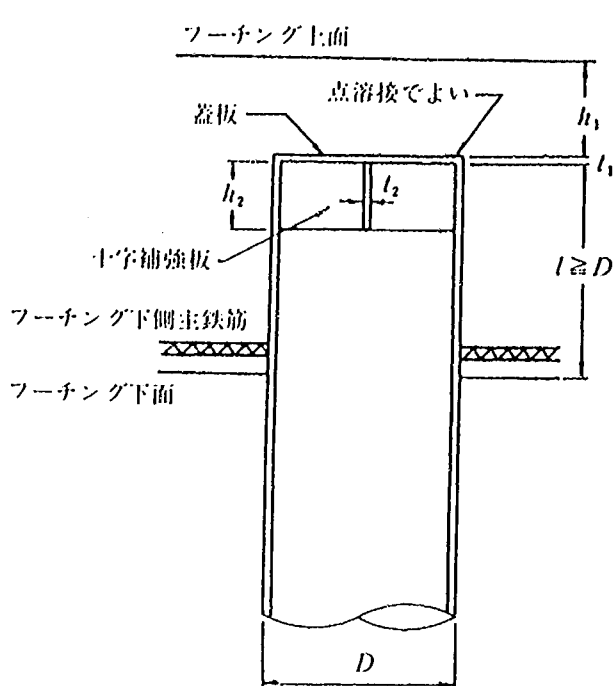
3. 2 杭頭結合方法Aの引抜き力に対する設計照査法に関する検討

3. 2. 1 検討目的

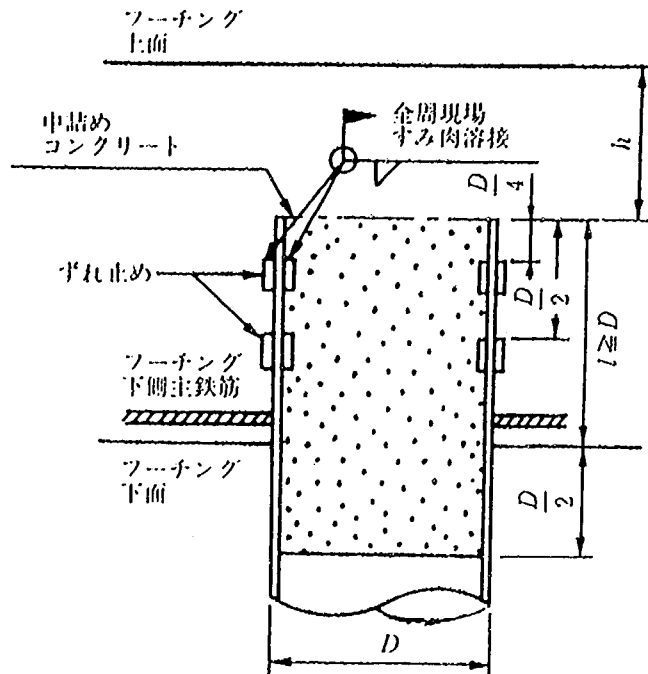
従来より杭頭結合方法Aに関する設計において引抜き力が作用した場合に対する照査が省略されているが、これは杭内周面における杭と中詰めコンクリートとの間に期待される付着応力度から判断して、フーチング中に埋込まれた杭外周面にて抵抗でき得るという技術的判断に基づくものであった。

しかしながら、鋼管杭の杭頭結合方法Aについても図-3・4に示す通り蓋板及び十字補強板の使用をとりやめ、杭体内外にずれ止めを設置し杭体内には中詰めコンクリートを打設する構造に変更されており、本構造に対する引抜き力による破壊形態や引抜き耐力等を確認し、これらを考慮した適切な設計照査法を提案する必要がある。一方、既製コンクリート杭の杭頭結合方法Aについては図-3・5に示す通りの構造であり特段の構造変更がなされておらず、引抜き力に対しては杭外周面における付着力に期待するところが大きい。したがって、同様に引抜き力による破壊形態を確認し、杭内及び杭外周面における付着力の確認及び比較を通して、従来までの技術的判断に対して明確に許容付着応力度の設定を行い設計照査法の充実を図る必要がある。

ここでは、それぞれの杭種に対する載荷試験結果を踏まえて、適切な引抜き力に対する設計照査法に関して検討を行ったものである。

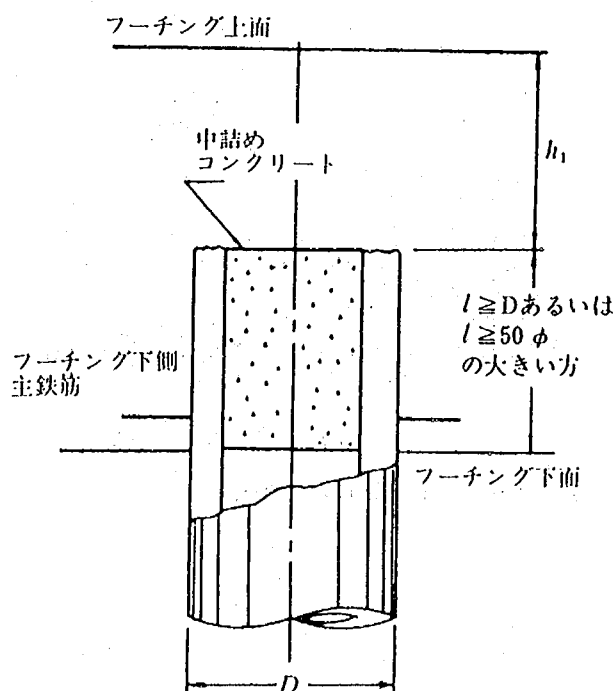


(a) 道路橋示方書（昭和55年5月）

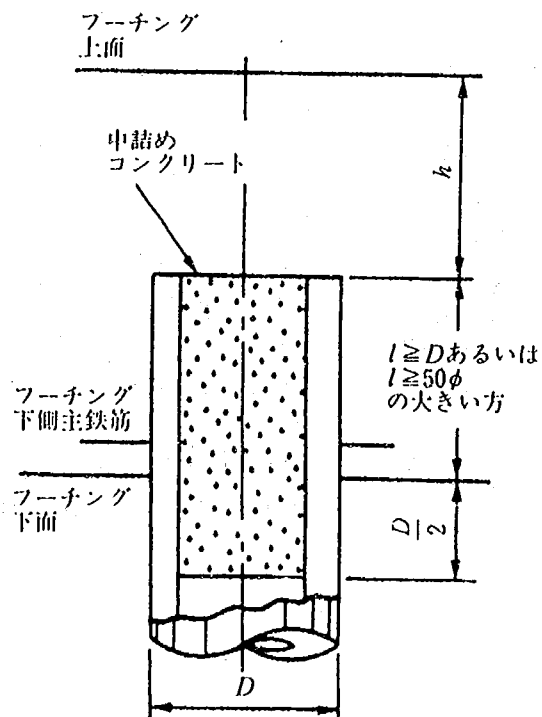


(b) 道路橋示方書（平成2年2月）

図-3・4 鋼管杭の杭頭結合方法Aの比較



(a) 道路橋示方書（昭和55年5月）



(b) 道路橋示方書（平成2年2月）

図-3・5 PC・PHC杭の杭頭結合方法Aの比較

3. 2. 2 載荷試験結果の検討

1) 杭頭結合部の引抜き力による破壊形態

(1) 鋼管杭の場合の破壊形態

写真-3・1に引抜き試験終了後に杭頭結合部を切断し確認したフーチングコンクリート内部のひびわれ状況を示す。(a)はずれ止めが1段設置された場合の破壊形態を示したものであるが、ずれ止めの位置よりクラックが進展しコンクリート表面に達していることがわかる。また、(b)はずれ止めを3段設置した場合の破壊形態を示したものであるが、3段のずれ止めそれぞれよりクラックが発生し、それぞれコンクリート表面へ向けて進展し最終的には杭とともに引抜かれ破壊に至ることがわかる。なお、いずれの場合にも中詰めコンクリートとフーチングコンクリートとは杭頭部において引張り破壊の後引き離されている。

写真より鋼管杭杭頭結合方法Aに対し引抜き力を作用させた場合には、ずれ止めの効果により最終的にはフーチングコンクリートの引抜きせん断破壊により破壊することが明らかとなった。

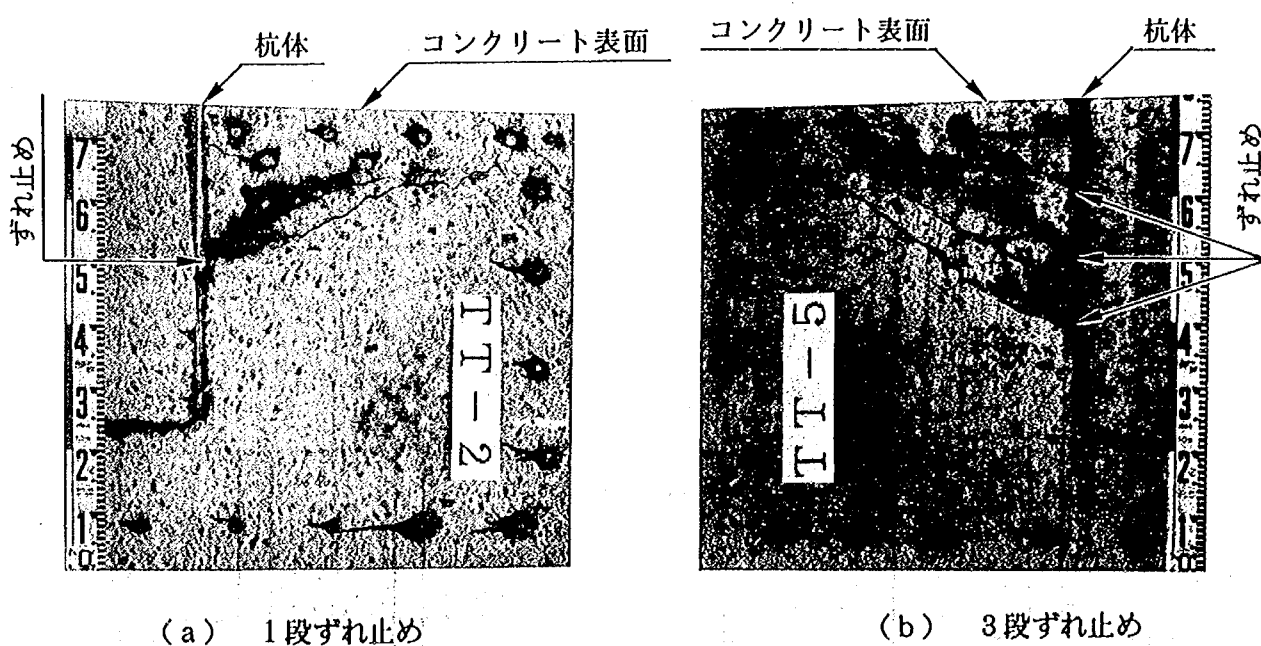
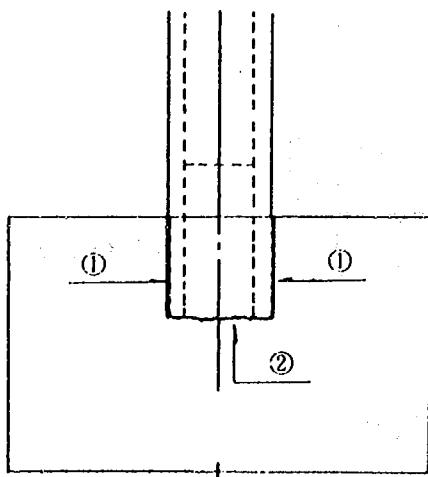


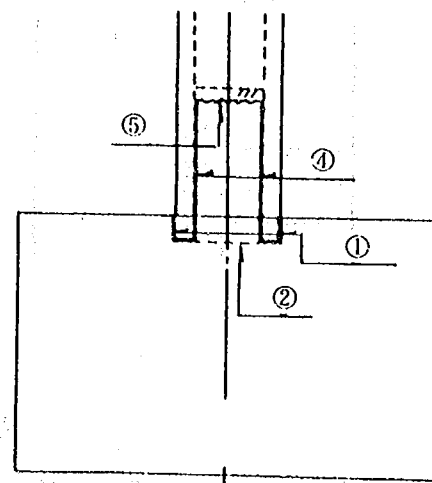
写真-3・1 引抜き力によるコンクリート内部の破壊形態

(2) P C 杭の場合の破壊形態

図-3・6 (a) に P C 杭杭頭結合方法 A の引抜き力による破壊形態を示す。①, ②で示されている杭外周面及び杭頭においてずれ及び引き離れが観察されている。杭外周面における付着力及び杭頭における中詰めコンクリートとフーチングコンクリートとの引張り耐力が発揮された後, P C 杭がフーチングコンクリートより引抜かれると考えられる。また, 中詰めコンクリート内に補強鉄筋を配置した杭頭結合方法 B に対しても引抜き試験を行ったが, 比較のため破壊形態を図-3・6 (b) に示す。方法 B では, ①, ②に加えて④, ⑤にもずれ及び引き離れが観察されており, 補強鉄筋の効果により杭内周面における中詰めコンクリートと杭との付着力を引抜き抵抗に加えることが可能となること became 明らかとなった。逆に, 中詰めコンクリート内に補強鉄筋を配置していない方法 B の場合には①, ②により破壊面が形成され, ほとんど引抜き抵抗が発揮されないものと思われる。



(a) 方法 A



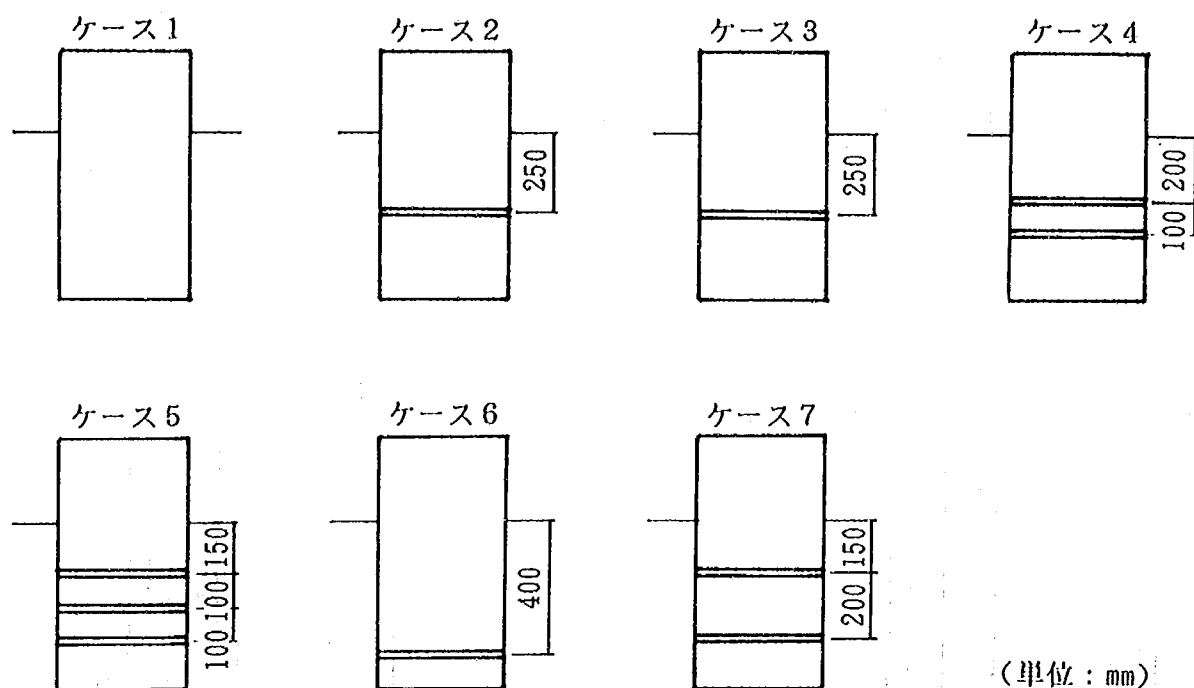
(b) 方法 B

図-3・6 引抜き力による破壊形態 (P C 杭)

2) 杭頭結合部の引抜き耐力の評価

(1) 鋼管杭の場合の引抜き耐力の評価

鋼管（φ400mm）に取付けるずれ止めの厚さ，段数，位置を変え図－3・7に示す7ケースについて試験を実施した結果を表－3・2に示す。ずれ発生荷重とは鋼管とフーチングコンクリートとの相対変位が認められ始めた荷重を，クラック発生荷重とはフーチングコンクリート表面に添付したゲージの値が急増した荷重を，破壊荷重とは最大荷重を指す。



図－3・7 試験ケース

表－3・2 試験の諸元及び結果

ケース	ずれ止め 厚さ (mm)	ずれ止め 段数	ずれ止め位置 (フーチング表面よ りの深さ: mm)	コンクリート 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	ずれ発生 荷重 (tf)	クラック 発生荷重 (tf)	破壊荷重 (tf)
1	—	0	—	275	22.4	—	22.4
2	6	1	250	279	25.0	75.0	107.5
3	12		250	278	30.0	75.0	126.5
4	6	2	200/300	240	32.6	100.0	161.7
5		3	150/250/350	252	27.5	90.0	175.3
6		1	400	270	27.5	130.0	179.9
7		2	150/350	318	33.5	55.0	180.0

先に述べた破壊形態からも推測される通り、最終的な破壊荷重はフーチング表面より深い位置にずれ止めを設置しているケースほど大きくなる傾向にあり、また、ずれ止めを設置していないケースの引抜き耐力は他と比較して著しく小さな値を示している。一方、フーチングコンクリート表面にクラックが達する荷重はむしろフーチング表面に近いずれ止めの位置に左右される傾向にある。さらに、ずれ発生荷重はずれ止めの位置や段数等に関係なく、ずれ止めの設置されていないケースの破壊荷重とほぼ同等の値を示している。このことから、鋼管とフーチングコンクリートとの付着力及び杭頭における中詰めコンクリートとフーチングコンクリートの引張り耐力が発揮された後にずれ止めの効果が発揮され、コンクリート内のクラックの進展に伴って鋼管とフーチングコンクリートとの相対変位が大きくなったものと考えられる。ただし、図-3・8に示した荷重と相対変位の関係にみられるように、ずれ止め位置の深いケース6については他と異なりピーク荷重が明確に表れていない。ケース6においても先に述べた抵抗の過程を経ているが、ずれ止め位置が深い場合、引抜きせん断耐力が大きくなるため引抜きせん断破壊に先んじてずれ止め上においてコンクリートが支圧破壊したと推察される。

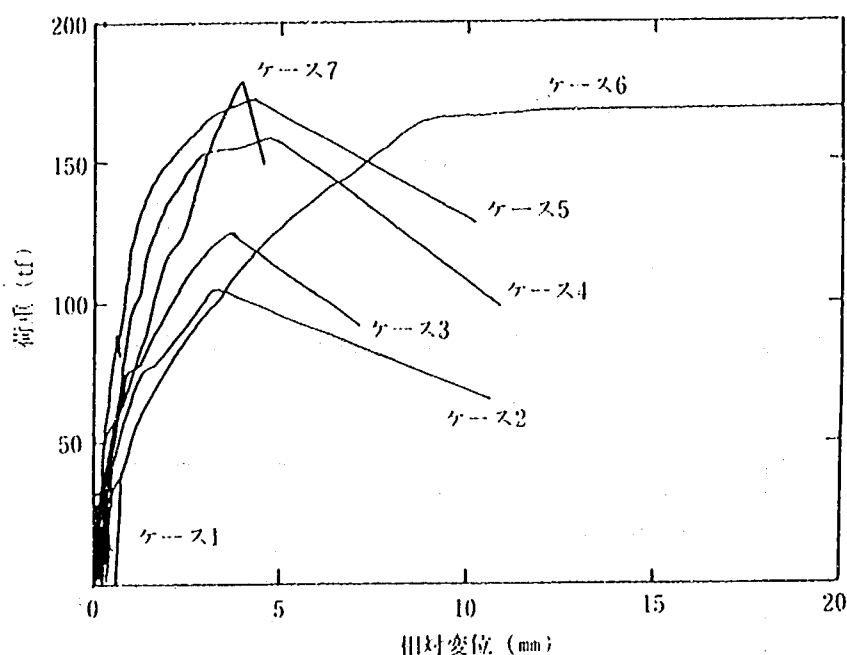


図-3・8 荷重-相対変位の関係（鋼管杭杭頭結合方法A）

鉄筋コンクリートの引抜きせん断の耐力に関してはいまだ研究結果が少なく耐力推定式についても明確にされていないが、コンクリート標準示方書では面外への押抜きせん断と同様の検討を行うこととされている。そこで、押抜きせん断耐力の推定方法に基づいて推定した最も深いずれ止め位置よりの引抜きせん断耐力と破壊荷重との比較を試みた。図-3・9に示すとおり、試験で得られた破壊荷重の方が大きめであるがずれ止めとフーチング表面までの距離が大きくなるにつれて両者とも増加する傾向にある。また、クラックがフーチング表面に達した時点を破壊と考え、最も浅いずれ止め位置よりの引抜きせん断耐力とクラック発生荷重との関係を調べたものが図-3・10である。クラックがフーチング表

面に達した時点をフーチング表面に添付したひずみゲージより判定しているため判定精度については完全ではいが、ほぼ最も浅いすれ止め位置よりの引抜きせん断耐力によりクラックの到達する荷重を推定することができることがわかる。

なお、コンクリート標準示方書に規定されている許容引抜きせん断応力度は、試験より得られたクラック発生荷重に対して約1.6程度の安全率を有しており、荷重組合せによる許容応力度の割増しを考慮しなければ照査基準値として採用できるものと考えられる。

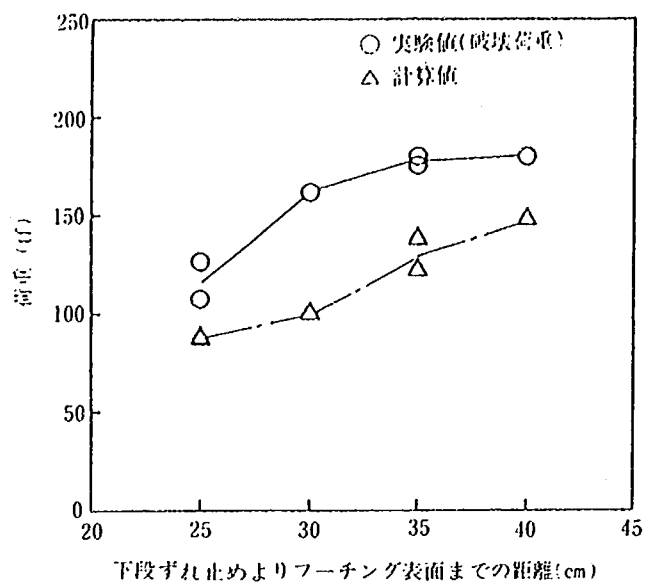


図-3・9 コンクリート標準示方書による耐力値と破壊荷重との比較

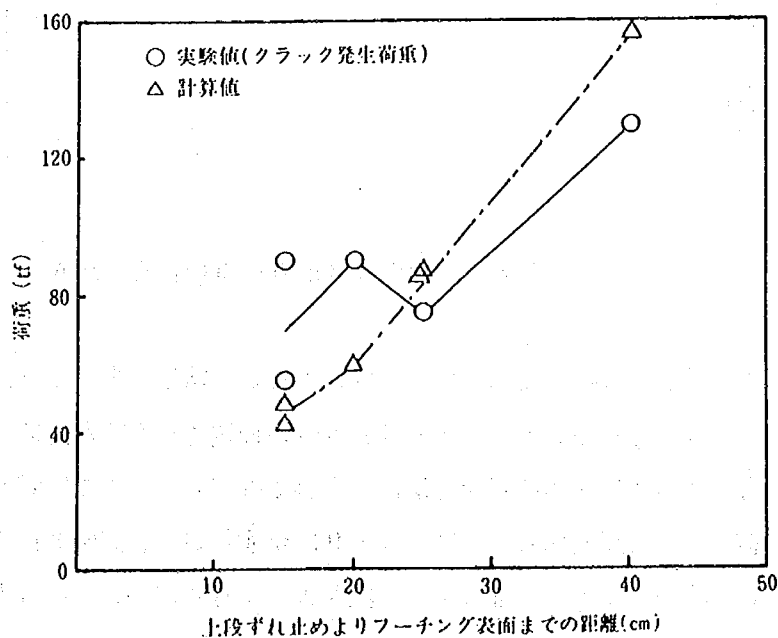


図-3・10 コンクリート標準示方書による耐力値とクラック発生荷重との比較

(2) P C 杭の場合の引抜き耐力の評価

P C 杭に対しては表-3・3に示す通り、方法A、方法Bに関してそれぞれ3ケースの試験を行っている。P C 杭の杭頭結合部については、その構造から引抜き抵抗力として杭とフーチングコンクリートとの付着力に期待している。ここでは、繰返し水平荷重を受けた後の付着力を確認するため地震時の杭体の許容曲げモーメントである8.0tf・mを3サイクル載荷後に引抜き試験を行ったケースも含まれている。図-3・11に試験体の概略図を示す。

表-3・3 試験の諸元及び結果

ケース	結合方法	埋込み長 a (mm)	中詰め長 b (mm)	かご鉄筋	a 部分の 杭外周付 着の有無	水平交番 載荷試験 の有無	最 大 付着力 (kgf/cm ²)
1	方法 A	400(1.0D)	200	無	有	無	9.4
2						有	8.2
3		600(1.5D)				無	7.4
4	方法 B	100	500	12-D16	有	無	19.2
5					無		19.0
6					有	18.9	

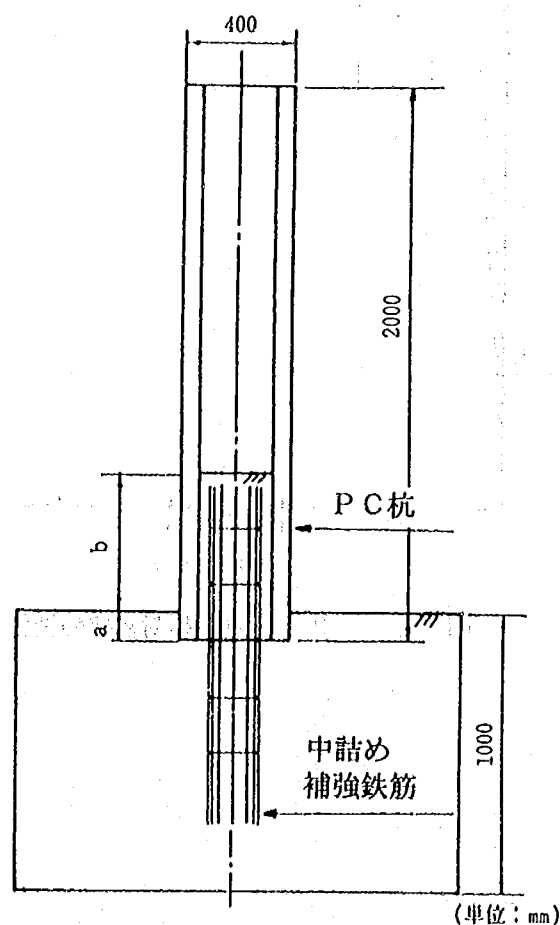


図-3・11 試験体の概略図

図-3・12は荷重-相対変位の関係を示したもので、方法Aであるケース1, 2, 3については荷重が最大付着力に達した後に急激に変位が増加しているものの急激な引抜き抵抗の低下は認められず、杭外周面における摩擦力により抵抗力が維持されあるいは増加することがわかる。また、繰返し水平荷重を受けたケース2の付着力はケース1の付着力と同等の値を維持しており、繰返し水平荷重の影響は無視できるものと思われる。

表-3・3に示した通りフーチングコンクリートの設計基準強度 210kgf/cm^2 に対して方法Aの採用により杭外周面における最大付着力は約 8kgf/cm^2 程度であり、方法Bの結果より杭内周面における最大付着力は約2倍の 19kgf/cm^2 が期待できることが明らかとなった。ただし、付着力は施工時の杭体表面の状態に影響されるため、設計へ反映させる場合には十分な安全率を考慮する必要がある。杭の軸方向許容引抜き力と同等の安全率を確保するとすれば、常時で 1.4kgf/cm^2 程度の許容付着応力度が得られる。

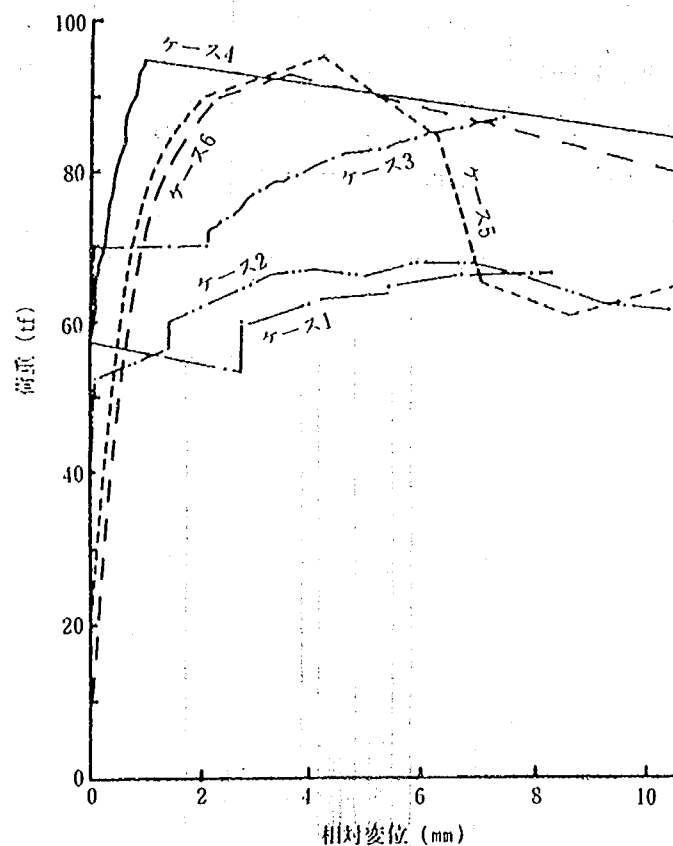
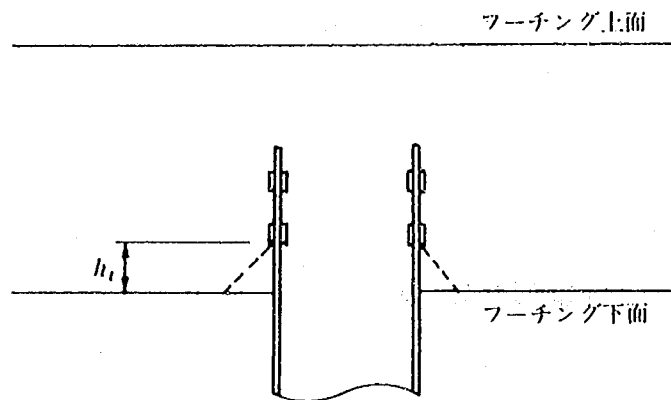


図-3・12 荷重-相対変位の関係

3. 2. 3 検討結果

以上の検討の結果以下の項目が明らかとなった。

- ① 鋼管杭杭頭結合方法Aに作用する引抜き力に対しては、図－3・13に示す有効高に関する引抜きせん断応力度の照査を行う必要がある。このとき、コンクリート標準示方書に示されている許容押込みせん断応力度を荷重の組合せによる割増しを考慮することなく採用すれば適度な安全性を有していることが明らかとなった。
- ② PC杭杭頭結合方法Bに作用する引抜き力に対しては、杭外周面とフーチングコンクリートとの間でせん断応力度の照査を行う必要がある。このとき、許容付着応力度は常時で 1.4kgf/cm^2 を採用すれば十分な安全性を有していることが明らかとなった。



図－3・13 引抜きせん断照査におけるフーチングの有効高 h_t （鋼管杭杭頭結合方法A）

4 杭頭部とフーチングの結合部の設計

4.1 杭頭部とフーチングの結合部の設計法

4.1.1 結合方法

杭とフーチングの結合方法は次のいずれかによる。

方法A：フーチングの中に杭を一定長だけ埋込み、埋め込んだ部分によって杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長は杭径以上とする。鋼管杭，P C・P H C杭，R C杭に適用される。

方法B：フーチング内への杭の埋込み長さは最小限にとどめ，主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長さは10cmとする。鋼管杭，P C・P H C杭，R C杭，場所打ち杭に適用される。

4.1.2 設計照査法

杭頭における設計荷重に対して，次の応力度を照査する。

1) 方法A

(1) 鋼管杭

① 押込み力に対する照査

a. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca} \quad (4.1)$$

b. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h)h} \leq \tau_a \quad (4.2)$$

② 引抜き力に対する照査

フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{\pi (D+h_t)h_t} \leq \tau_{at} = \tau_a \quad (4.3)$$

③ 水平力及びモーメントに対する照査

a. フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D\ell} + \frac{6M}{D\ell^2} \leq \sigma_{ca} \quad (4.4)$$

b. フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 5)$$

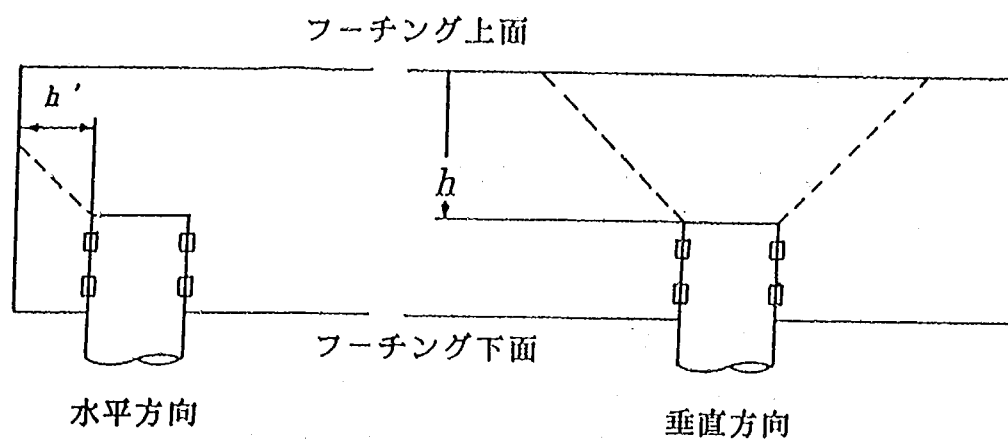


図-4・1 押抜きせん断に対するフーチングの有効高（鋼管杭 方法A）

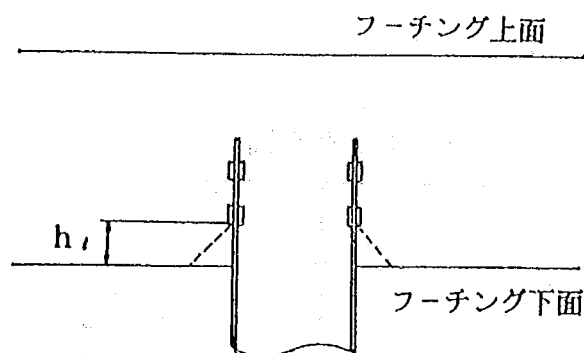


図-4・2 引抜きせん断に対するフーチングの有効高（鋼管杭 方法A）

(2) PC・PHC杭

① 押込み力に対する照査

a. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca} \quad (4 \cdot 6)$$

b. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 7)$$

② 引抜き力に対する照査

杭外周部とフーチングコンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{P_t}{\pi D \ell} \leq \tau_{ac} \quad (4 \cdot 8)$$

ここに、 $\tau_{ac} = \begin{cases} 1.4 \text{ kgf/cm}^2 & \text{常時} \\ 2.1 \text{ kgf/cm}^2 & \text{地震時} \end{cases}$ とする。

ただし、付着力を期待するため杭外周部の清掃を完全に行うものとする。

③ 水平力及びモーメントに対する照査

a. フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \ell} + \frac{6M}{D \ell^2} \leq \sigma_{ca} \quad (4 \cdot 9)$$

b. フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 10)$$

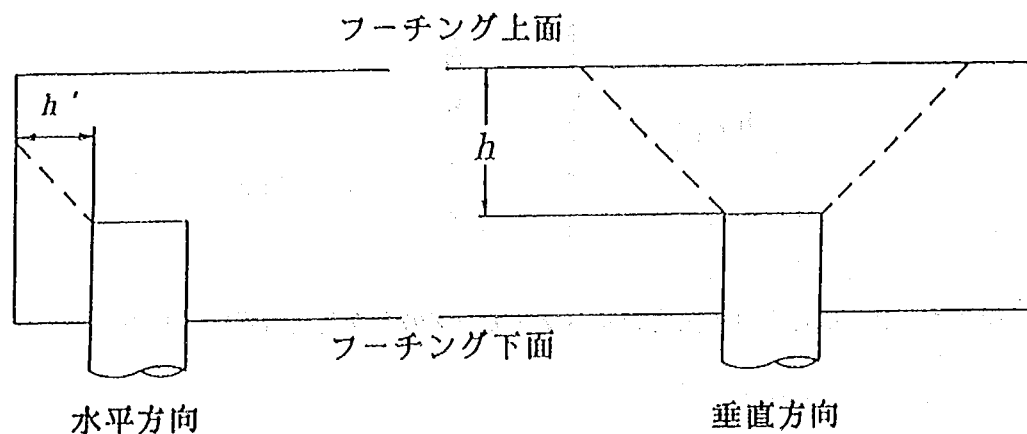


図-4・3 押抜きせん断に対するフーチングの有効高 (PC・PHC杭 方法A)

(3) RC杭

原則としてPC・PHC杭に準拠して設計するものとする。

2) 方法B

(1) 鋼管杭

① 押込み力に対する照査

a. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca} \quad (4 \cdot 11)$$

b. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h)h} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 12)$$

② 引抜き力に対する照査

原則として引き抜き力に対する照査は行わなくてよい。

③ 水平力及びモーメントに対する照査

a. フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \ell} \leq \sigma_{ca} \quad (4 \cdot 13)$$

b. フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 14)$$

c. 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

押込み力PとモーメントM, または引抜き力P_tとモーメントMが作用する場合には, 鉄筋コンクリート断面を仮定して, コンクリートと鉄筋の応力度を照査する。ここで, 仮想鉄筋コンクリート断面の直径は, 杭径に20cmを加えた長さとしてよい。

d. 鉄筋の定着

鉄筋の定着長は次式により求める。

$$L_o = \frac{\sigma_{st} A_{st}}{\tau_{ou} u} \quad (4 \cdot 15)$$

一般には, $L_o = 35d$ としてよい。

e. 斜杭を用いる場合にはフーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が10cmとする。

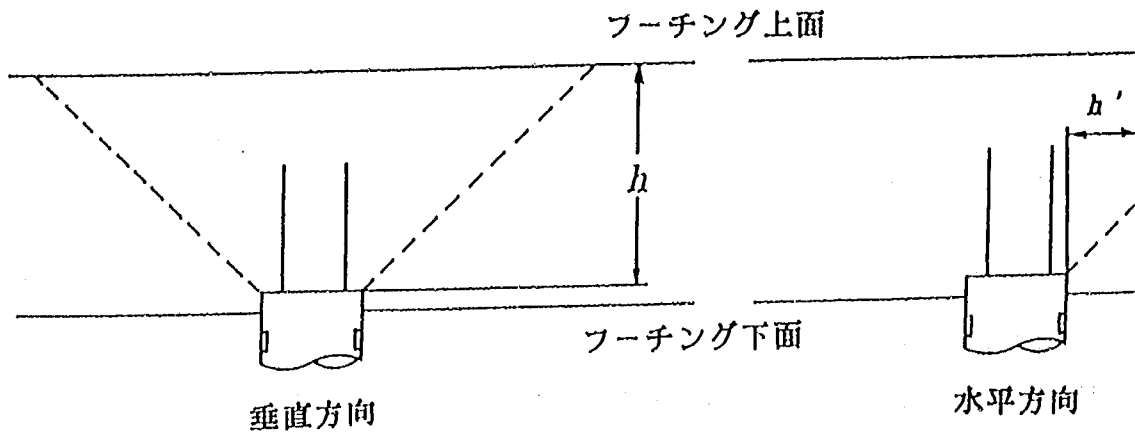


図-4・4 押抜きせん断に対するフーチングの有効高（鋼管杭 方法B）

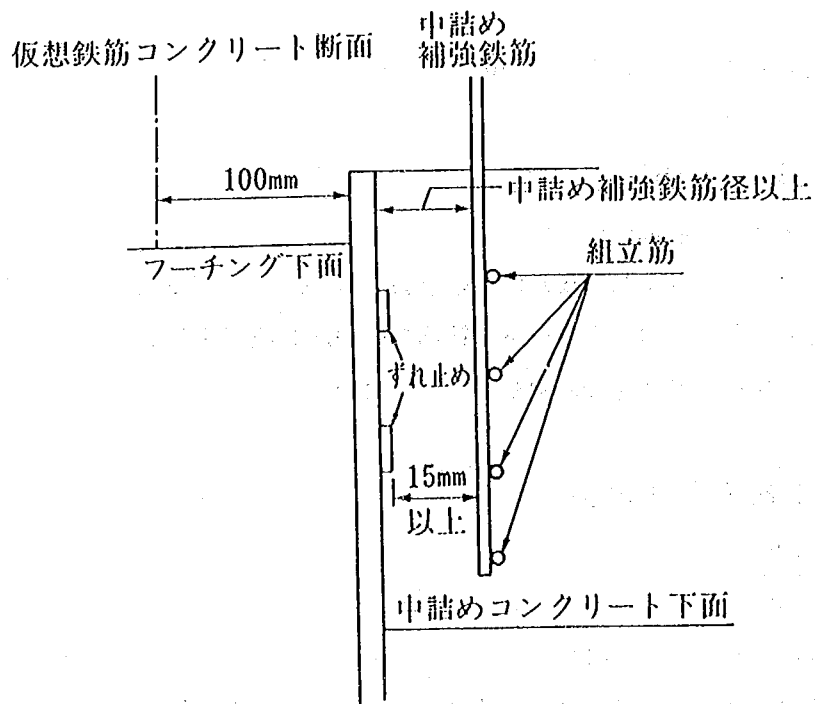


図-4・5 方法Bの構造詳細図（鋼管杭）

(2) PC・PHC杭

① 押込み力に対する照査

a. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca} \quad (4 \cdot 16)$$

b. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 17)$$

② 引抜き力に対する照査

原則として引き抜き力に対する照査は行わなくてよい。ただし、引抜き力が作用する場合には、杭体内補強筋を用いることを原則とする。

③ 水平力及びモーメントに対する照査

a. フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D\ell} \leq \sigma_{ca} \quad (4 \cdot 18)$$

b. フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')} \leq \tau_a \quad (4 \cdot 19)$$

c. 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

押込み力PとモーメントM、または引抜き力P_iとモーメントMが作用する場合には、鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を照査する。ここで、仮想鉄筋コンクリート断面の直径は、杭径に20cmを加えた長さとしてよい。なお、PC鋼材は無視する。

d. 鉄筋の定着長は鋼管杭方法Bの③d. によることとする。なお、杭頭カットオフにより鉄筋の定着長は50φだけ増大し、この部分の杭は鉄筋コンクリート断面として扱う。なお、PC鋼材は無視する。

e. 杭体内補強筋を配置せず、杭中空部にのみ補強鉄筋を配置した場合は、構造上杭頭部の水平変位量は剛結合の場合の1.2倍になるものとする。

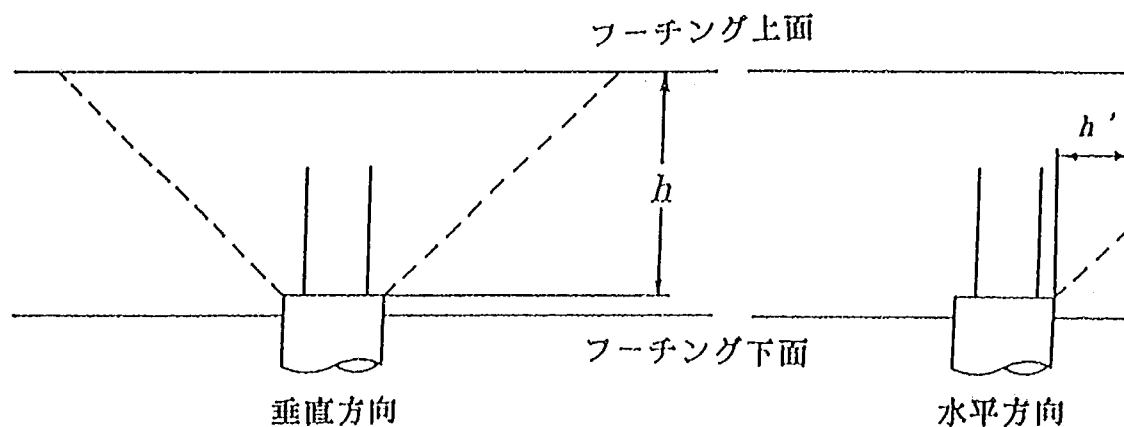


図-4・6 押抜きせん断に対するフーチングの有効高（PC・PHC杭 方法B）

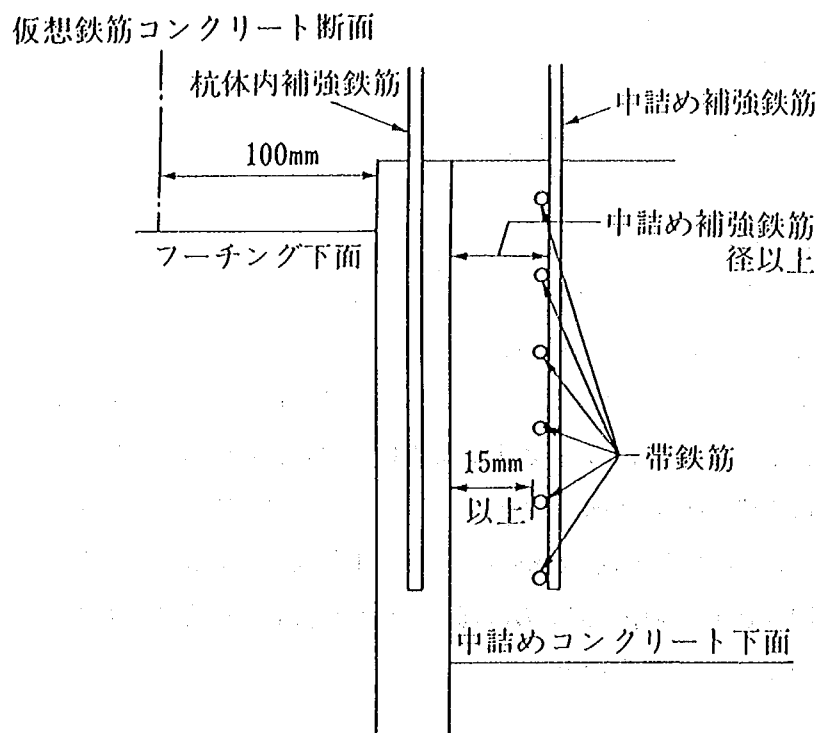


図-4・7 方法Bの構造詳細図（PC・PHC杭）

(3) RC杭

原則としてPC・PHC杭に準拠して設計するものとする。

(4) 場所打ち杭

原則としてPC・PHC杭に準拠して設計するものとする。

ただし、杭体内の鉄筋の定着は鋼管杭方法Bの③d. によることとする。

ここに、 σ_{cv} ：垂直支圧応力度(kgf/cm²)

σ_{ch} ：水平支圧応力度(kgf/cm²)

τ_v ：垂直方向の押抜きせん断応力度(kgf/cm²)

τ_{vt} ：垂直方向の引抜きせん断応力度(kgf/cm²)

τ_h ：水平方向の押抜きせん断応力度(kgf/cm²)

τ_c ：P C・P H C 杭の外周におけるせん断応力度(kgf/cm²)

σ_{ca} ：コンクリートの許容支圧応力度(kgf/cm²)

τ_a ：コンクリートの許容押抜きせん断応力度(kgf/cm²)

τ_{at} ：コンクリートの許容引抜きせん断応力度(kgf/cm²)(= τ_a)

τ_{ac} ：P C・P H C 杭とコンクリートの許容付着応力度(kgf/cm²)

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度(kgf/cm²)

τ_{oa} ：鉄筋とコンクリートの許容付着応力度(kgf/cm²)

P：押込み力(kgf)

P_t：引抜き力(kgf)

H：水平力(kgf)

M：モーメント(kgf・cm)

ℓ ：杭の埋込み長(cm)

D：杭の外径(cm)

A_{st}：鉄筋の断面積(cm²)

d：鉄筋径(cm)

u：鉄筋の周長(cm)

L_o：鉄筋の必要定着長(cm)

ϕ ：P C 鋼材の径(cm)

h：垂直方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効高(cm)

h'：水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効高(cm)

h_t：引抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効高(cm)

なお、 τ_a (= τ_{at})は道路橋示方書IV下部構造編 4.2「コンクリートの許容応力度」に規定する許容押抜きせん断応力度 τ_{as} とするが、杭頭結合部は杭とフーチングとの複合構造でありその応力伝達機構や破壊機構が複雑であること、またせん断耐力はコンクリートの強度ばかりでなく部材の断面の形状や引張鉄筋量等に関係することなどを総合的に判断し、荷重の組み合わせによる割り増しを行わないものとする。

また、方法Aにより杭頭部を処理する場合には、杭によってフーチング下側主鉄筋が切断されるので、図-4・8に示すように配筋する。

補強のため斜めに入れる主鉄筋は次の断面が有効となる。

$$\Lambda_{s,e} = \Lambda_{s,i} \cdot \cos \theta$$

(4・20)

ここに、 $\Lambda_{s,e}$: 斜めに入れた主鉄筋の有効断面積(cm^2)

$\Lambda_{s,i}$: 斜めに入れた主鉄筋の断面積(cm^2)

θ : 図-4・9に示す主鉄筋の角度

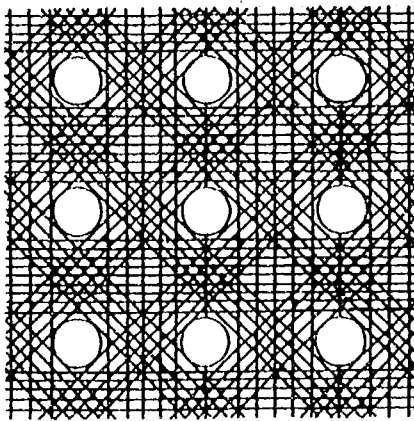


図-4・8 フーチングの補強

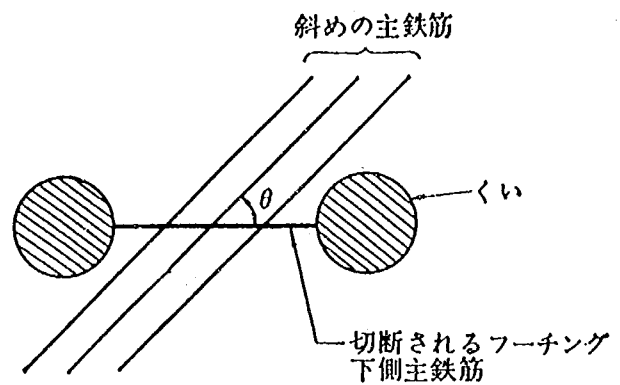


図-4・9 斜め配筋

4. 2 杭頭結合部の許容荷重に関する試算検討

ここでは、この設計照査法に基づく杭頭結合部の許容荷重に関して試算し、杭体の許容抵抗力及び杭の許容支持力との比較を地盤時について行い、その妥当性について検討した結果を一部紹介する。なお、杭の許容支持力についてはこれまでの実績及び様々な地盤を想定した試算に基づき最大値として妥当と思われる値を比較の対象としている。

図-4・10 (a) は鋼管杭に対する試算結果である。方法Bに対する仮想鉄筋コンクリート柱による許容曲げモーメントはほぼ杭体の許容抵抗力付近を推移しており、一方、方法Aに対する水平支圧応力度照査による許容曲げモーメントは若干これらを下回る結果が得られている。したがって、杭頭に許容される曲げモーメントは杭頭結合部の設計により制約を受ける可能性があるが、杭体の許容抵抗力に比べて著しく小さくなることはない。また、杭軸方向押込み力に対しては杭頭よりフーチング上面までの厚さを杭径程度確保すれば杭頭結合部の設計は成立し、引抜き力に対しても道路橋示方書の構造細目に従えば許容支持力に制約を及ぼす可能性は低いことがわかる。

図-4・10 (b) はPHC杭に対する試算結果である。曲げモーメント及び杭軸方向押込み力に対しては既に述べた鋼管杭と同様の結果が得られているが、引抜き力に対しては杭頭結合部の照査により制約を及ぼす可能性が高く、構造上の改善を図る余地は残されている。

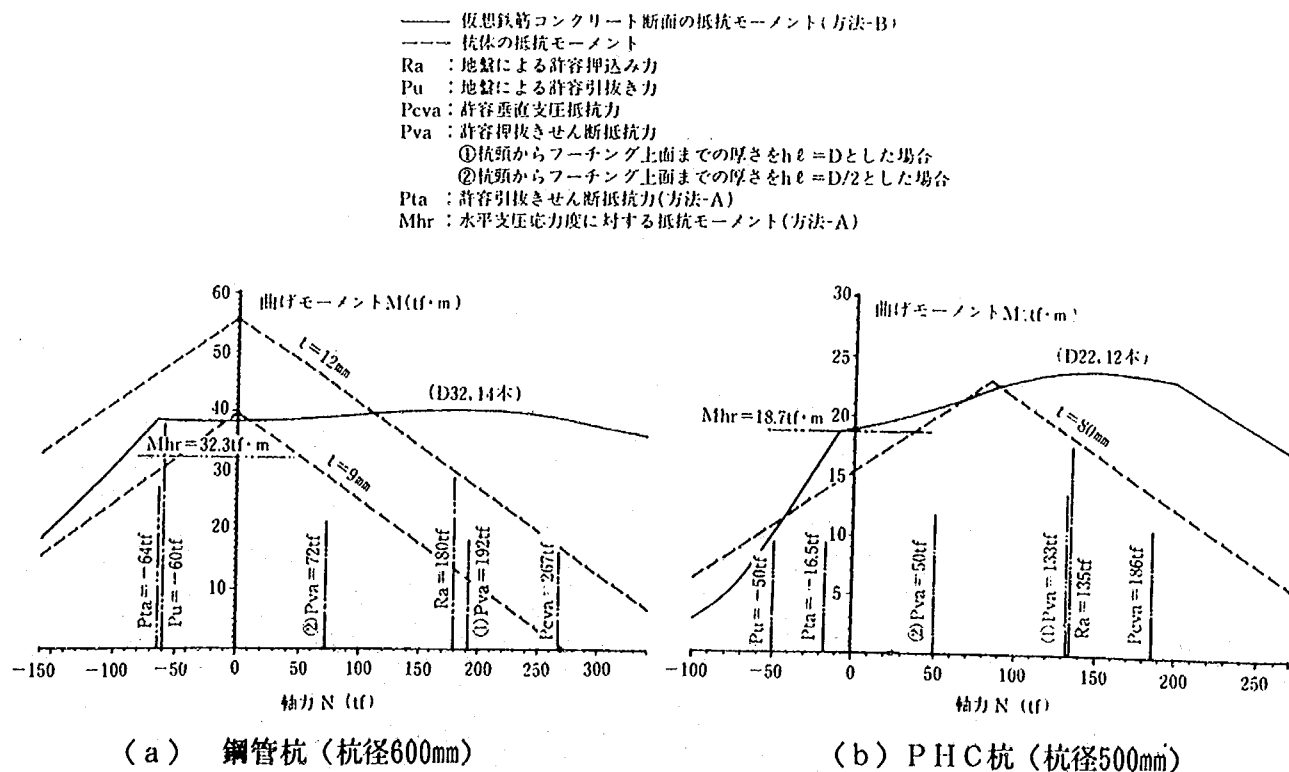


図-4・10 許容杭頭荷重の比較

5 あとがき

杭頭結合部の設計照査法の合理化のため実施された試験結果についての考察を示すとともに、新しい杭頭結合方法の設計照査法及びそれに基づく試算結果を一部紹介した。これらの設計照査法は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編の改訂に伴い採用され、以上に述べた検討結果を踏まえて関係課長補佐事務連絡により既に通知されている。

本来杭頭結合部には杭頭反力である水平力、鉛直力及び曲げモーメントが同時に作用しており、また杭頭結合部自体が杭頭部とフーチングとの三次元複合構造であるため、その応力伝達機構や破壊機構は極めて複雑である。しかしながら、設計照査法自体はできる限り簡便であることが望ましく、工学的に安全側の判断がなされている。今後も結合方法の改良及び設計照査法の合理化のための努力を継続する必要がある。

参考文献

- 1) 道路橋下部構造設計指針：日本道路協会，pp. 95～102，昭和51年8月
- 2) 道路橋示方書IV下部構造編：日本道路協会，pp. 308～315，昭和55年5月
- 3) 杭基礎設計便覧：日本道路協会，pp. 276～299，昭和61年1月
- 4) 道路橋示方書IV下部構造編：日本道路協会，pp. 314～318，平成2年2月
- 5) 岡原美知夫，中谷昌一，龍田昌教：鋼管杭の杭頭結合部の水平耐力について，第17回日本道路会議論文
集，pp. 850～851，昭和62年
- 6) 岡原美知夫，小幡宏，田口敬二ほか：P C 杭の杭頭結合部の引抜き載荷実験，第18回日本道路会議論文
集，pp. 916～917，平成元年
- 7) 岡原美知夫，高木章次，篠原洋司ほか：すれ止めを用いた鋼管杭杭頭結合 A 方法の引き抜き耐力に關す
る実験，第18回日本道路会議論文集，pp. 916～917，平成元年

参 考 資 料

1 通達集

杭頭結合部の設計法に関する通達及び事務連絡のこれまでの経緯を表－1・1に示す。

表－1・1 杭頭結合部の設計法に関するこれまでの経緯

年月日	標 題
文 書 番 号 等	内 容
通 達 者 等	
S39. 11. 30	「橋，高架の道路等の技術基準について」 3. 道路橋下部構造設計指針
道発第463号	設計の考え方を初めて示す。設計照査式は具体化していない。
道路局長	
S47. 6. 24	「くい頭部とフーチングの結合部の設計について」
道企発第41号	標準的な設計照査式を定めた。
企画課長	
S51. 8. 17	「橋，高架の道路等の技術基準について（くい基礎の設計編の改訂）について」
都街発第44号／道企発第45号	上記設計照査式を継承。
都市局長／道路局長	
S55. 4. 4	「橋，高架の道路等の技術基準について」 道路橋示方書IV下部構造編
都街発第8号／道企発第10号	同上
都市局長／道路局長	
S61. 2. 26	「杭頭部とフーチングの結合部の設計について」
事務連絡	鋼管杭の結合方法を変更し，全体的に設計照査式を大幅に変更
都市局課長補佐／道路局課長補佐	した。
S61. 9. 24	「杭頭部とフーチングの結合部の設計について」の運用について
事務連絡	上記事務連絡の運用を示す。（旧結合方法の使用を条件付きで
都市局係長／道路局係長	認める。）
II 2. 2. 8	「橋，高架の道路等の技術基準について」 道路橋示方書IV下部構造編
都街発第1号／道企発第10号	S61. 2. 26より鋼管杭の結合方法を若干変更した。構造細目のみ
都市局長／道路局長	示し，設計照査式は講習会テキストに記載。
II 2. 10. 15	「杭頭部とフーチングの結合部の設計について」
事務連絡	II2. 2. 8に対応した照査式等の設計法を定めた。
都市局課長補佐／道路局課長補佐	

2 比較表

表-2・1 照査項目（鋼管杭，方法A）

規準類			S55 道示	S61 便覧	II2.10 事務連絡
照査項目					
押込み力に対する照査	コンクリート フーチング	①杭頭 垂直支圧応力 度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{cs}$	$\frac{P-S}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{cs}$	S55と同一
		②杭頭から上方 への押抜き せん断応力 度	$\frac{P}{\pi (D+h)h} \leq \tau_s$	$\frac{P-S}{\pi (D+h)h} \leq \tau_s$	S55と同一
	コンクリート 中詰め	③内側ずれ止め 上 垂直支圧応力 度	—	$\frac{P-S-S'}{\alpha n \pi (D'-t)t} \leq \sigma_{cs}$	—
引抜き力に対する照査	グリート フーチング	④杭頭から下方 への引抜き せん断応力 度	—	—	$\frac{P}{\pi (D+h_t)h_t} \leq \tau_s$
	杭周囲の境界 コンクリートと フーチングとの	⑤摩擦力	—	・ 摩擦係数×支圧力 ・ 外側ずれ止めでの許 容支圧応力度	—
水平力及びモーメントに対する照査	フーチング コンクリート	⑥杭周囲 水平支圧応力 度	$\frac{H}{D\ell} + \frac{6M}{D\ell^2} \leq \sigma_{cs}$	S55と同一	S55と同一
		⑦杭前面から外 側への押抜き せん断応力 度	・ 検討する	$\frac{H}{h'(2\ell+D+2h')} \leq \tau_s$	S61と同一
備 考					

表-2・2 照査項目（P C杭・P H C杭，方法A）

規準類			S55 道示	S61 便覧	II.10 事務連絡
照査項目					
押込み力に対する照査	フリーチング コンクリート	①杭頭垂直支圧応力度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{cs}$	$\frac{P}{\pi (D-t)t} \leq \sigma_{cs}$	S55と同一
		②杭頭から上方への押抜きせん断応力度	$\frac{P}{\pi (D+h)h} \leq \tau_s$	S55と同一	S55と同一
引抜き力に対する照査	フリーチング コンクリート と杭周囲の境界	③摩擦力	—	・ 摩擦係数×支圧力	—
		④付着力	—	—	$\frac{P}{\pi D \ell} \leq \tau_c$
水平力及びモーメントに対する照査	フリーチングコンクリート	⑥杭周囲水平支圧応力度	$\frac{H}{D \ell} + \frac{6M}{D \ell^2} \leq \sigma_{cs}$	S55と同一	S55と同一
		⑦杭前面から外側への押抜きせん断応力度	・ 検討する	$\frac{H}{h' (2 \ell + D + 2h')} \leq \tau_s$	S61と同一
備 考					・ τ_c を実験より提案 ・ その他は現行道示と同一

表-2・3 照査項目（鋼管杭，方法B）

照査項目			規準類	S55 道示	S61 便覧	II2.10 事務連絡
押込み力に対する照査	フーチング	コンクリート	①杭頭垂直支圧応力度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	S55と同一	S55と同一
			②杭頭から上方への押抜きせん断応力度	$\frac{P}{\pi (D+h)h} \leq \tau_a$	S55と同一	S55と同一
	中詰	コンクリート	③内側すれ止め上垂直支圧応力度	—	$\frac{P-S-S'}{\alpha n \pi (D'-t)t} \leq \sigma_{ca}$	—
引抜き力に対する照査				—	—	—
水平力及びモーメントに対する照査	フーチング	コンクリート	④杭周面水平支圧応力度	$\frac{H}{D\ell} \leq \sigma_{ca}$	S55と同一	S55と同一
			⑤杭前面から外側への押抜きせん断応力度	・検討する	$\frac{H}{h'(2\ell+D+2h')} \leq \tau_a$	S61と同一
	仮想鉄筋	コンクリート	⑥コンクリートと鉄筋の応力度	・鉄筋を杭に溶接 ・仮想断面は鉄筋より10cm(かぶりは10cm)	・鉄筋かごを杭内へ(杭より10cm内側) ・仮想断面は杭径	・鉄筋かごを杭内へ(すれ止めより15cm内側) ・仮想断面は杭より10cm外側
備 考						

表-2・4 照査項目（P C杭・P H C杭，方法B）

照査項目			規準類	S55 道示	S61 便覧	II2.10 事務連絡
押込み力に対する照査	フーチング	コンクリート	①杭頭垂直支圧応力度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	$\frac{P}{\pi (D-t)t} \leq \sigma_{ca}$	S55と同一
			②杭頭から上方への押抜きせん断応力度	$\frac{P}{\pi (D+h)h} \leq \tau_a$	S55と同一	S55と同一
引抜き力に対する照査	フーチング	と杭周囲の境界	③摩擦力	—	- 杭中空部にのみ補強鉄筋を配置した場合に照査（摩擦係数×支圧力） - 杭体内補強筋を用いた場合照査不要	引抜きが作用する場合については杭体内補強鉄筋を用いる。原則として照査不要
水平力及びモーメントに対する照査	フーチング	コンクリート	④杭周囲水平支圧応力度	$\frac{H}{D\ell} \leq \sigma_{ca}$	S55と同一	S55と同一
			⑤杭前面から外側への押抜きせん断応力度	・検討する	$\frac{H}{h'(2\ell + D + 2h')} \leq \tau_a$	S61と同一
	仮想鉄筋	コンクリート	⑥コンクリートと鉄筋の応力度	- P C鋼材は無視 - 仮想断面は鉄筋より10cm(かぶり)は10cm	- P C鋼材は無視 - 仮想断面は杭の外径と同じとしてよい	- P C鋼材は無視 - 仮想断面は杭より10cm外側
備 考				杭体内の補強鉄筋を配置しない場合、水平変位量は固定の1.2倍	S55と同一	S55と同一

表-2・5 構造細目(鋼管杭, 方法A)

規 準 類		S55 道示	S61 便覧	II2 道示								
構 造 細 目												
①フーチングへの根入れ長 ℓ		$\ell \geq D$	S55と同一	S55と同一								
②すれ止め	肉厚 t	—	一般に9mm, 12mm	表-解9.9.4で2段								
	幅 b	—	$b \geq 2t$ (25mm程度)	$b \geq 2t$								
	配 置	—	一例として 一段 = $D/3$ 二段 = $D/4, D/2$	$D/4, D/2$								
	最小間隔	—	$2t$ or コンクリートの最大骨材寸法の4/3	—								
③蓋板と十字補強板		$t_1 = t_2 = 22\text{mm}, h_2 = 30\text{cm}$ (杭径1m以内)	—	—								
④中詰めコンクリート長 L		—	$L \geq 1.5D$	S61と同一								
⑤帯鉄筋		—	—	—								
⑥鉄筋の定着長		—	—	—								
⑦鉄筋の溶接		—	—	—								
⑧フーチング下側鉄筋の補強		$A_{s,1} = A_{s,1}' \cos \theta$ (図-解8.6.6)	S55と同一	配筋概要図のみ示す								
備 考				表-解 9.9.4 枕体内外すれ止めの肉厚 <table border="1"> <thead> <tr> <th>枕 径 (mm)</th> <th>すれ止め厚さ (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>800 未満</td> <td>9</td> </tr> <tr> <td>800 以上 ~ 1200 未満</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td>1200 以上 ~ 1500 未満</td> <td>16</td> </tr> </tbody> </table>	枕 径 (mm)	すれ止め厚さ (mm)	800 未満	9	800 以上 ~ 1200 未満	12	1200 以上 ~ 1500 未満	16
枕 径 (mm)	すれ止め厚さ (mm)											
800 未満	9											
800 以上 ~ 1200 未満	12											
1200 以上 ~ 1500 未満	16											

表-2・6 構造細目（P C 杭・P H C 杭，方法A）

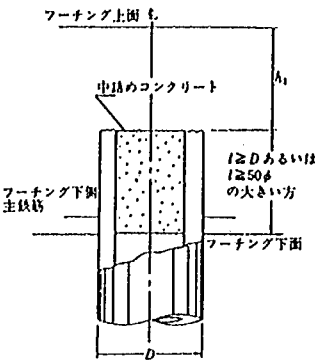
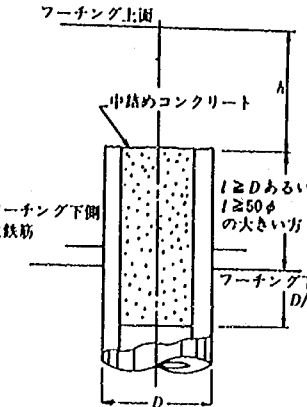
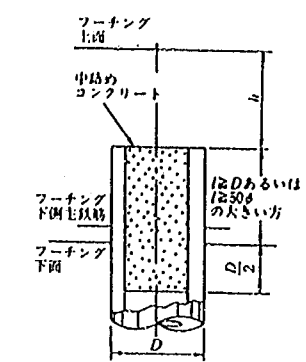
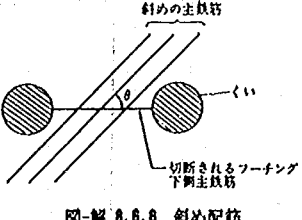
規 準 類	S55 道示	S61 便覧	H2 道示
構 造 細 目			
①フーチングへの根入れ長 ℓ	$\ell \geq \max(D, 50\phi)$	S55と同一	S55と同一
②すれ止め	肉厚 t	—	—
	幅 b	—	—
	配 置	—	—
	最小間隔	—	—
③蓋板と十字補強板	—	—	—
④中詰めコンクリート長 L	$L = D$	$L \geq 1.5D$	S61と同一
⑤帯鉄筋	—	—	—
⑥鉄筋の定着長	—	—	—
⑦鉄筋の溶接	—	—	—
⑧フーチング下側鉄筋の補強	$A_{s,t} = A_{s,t}' \cos \theta$ (図-解8.6.6)	S55と同一	配筋概要図のみ示す
備 考			

表-2・7 構造細目（鋼管杭，方法B）

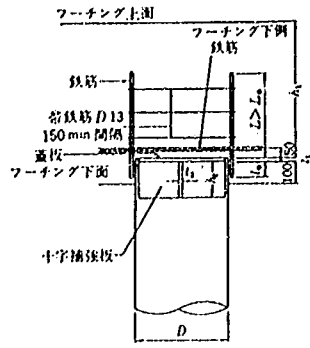
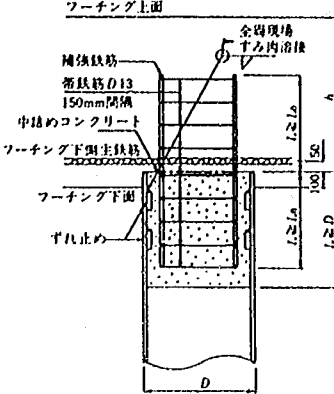
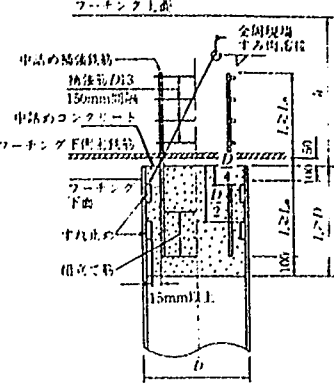
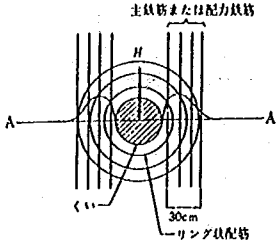
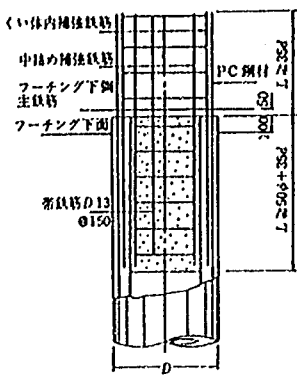
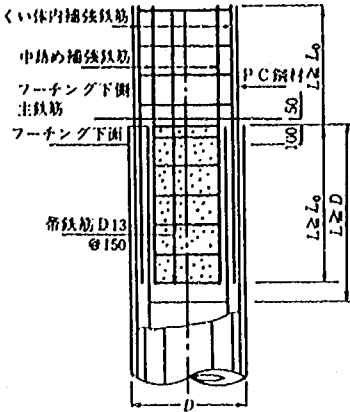
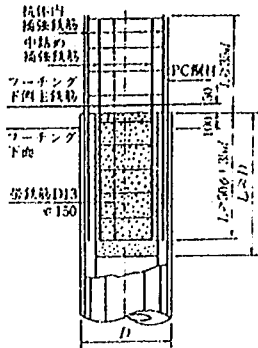
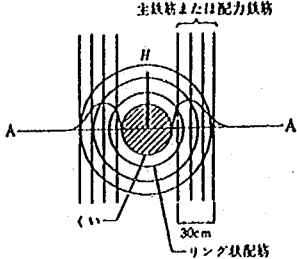
規 準 類		S55 道示	S61 便覧	II2 道示								
構 造 細 目												
①フーチングへの根入れ長ℓ		ℓ = 10cm	S55と同一	S55と同一								
②ずれ止め	肉厚 t	—	一般に9mm, 12mm	表-解9.9.4で2段								
	幅 b	—	b ≥ 2 t (25mm程度)	b ≥ 2 t								
	配 置	—	一例として 一段 = D/3 二段 = D/4, D/2	D/4, D/2								
	最小間隔	—	—	—								
③蓋板と十字補強板		t ₁ = t ₂ = 22mm, h ₂ = 30cm (杭径1m以内)	—	—								
④中詰めコンクリート長L		—	L ≥ max(D, L ₀ + 10cm)	S61と同一								
⑤帯鉄筋		D 13mm, 150mm間隔	S55と同一	S55と同一								
⑥鉄筋の定着長		一般に L ₀ = 35 d	S55と同一	S55と同一								
⑦鉄筋の溶接		$\frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{1.4 \lambda \ell_0} \leq \tau_{ss}$	—	やむを得ず杭外周に溶接する場合はSD30B or SD35								
⑧フーチング下側鉄筋の補強		30cm以内にリング状に配筋する主鉄筋の下側 (図-解8.6.7) $A_s = \frac{H}{2\sigma_{sa}}$ $A_{s,rr} = A_s - A_{s,1}$	—	—								
備 考		 図-解 8.6.7 リング状配筋	※杭体内では補強鉄筋の内側に配置する (組み立て筋) 表-解 9.9.4 杭体内外ずれ止めの肉厚 <table><tr><th>杭 径 (mm)</th><th>ずれ止め厚さ (mm)</th></tr><tr><td>800 未満</td><td>9</td></tr><tr><td>800 以上 ~ 1200 未満</td><td>12</td></tr><tr><td>1200 以上 ~ 1500 未満</td><td>16</td></tr></table>		杭 径 (mm)	ずれ止め厚さ (mm)	800 未満	9	800 以上 ~ 1200 未満	12	1200 以上 ~ 1500 未満	16
杭 径 (mm)	ずれ止め厚さ (mm)											
800 未満	9											
800 以上 ~ 1200 未満	12											
1200 以上 ~ 1500 未満	16											

表-2・8 構造細目 (P C 杭・P H C 杭, 方法B)

規 準 類	S55 道示	S61 便覧	II2 道示
構 造 細 目			
①フーチングへの根入れ長 ℓ	$\ell = 10\text{cm}$	S55と同一	S55と同一
②すれ止め	肉厚 t	—	—
	幅 b	—	—
	配 置	—	—
	最小間隔	—	—
③蓋板と十字補強板	—	—	—
④中詰めコンクリート長 L	$L \geq 35d + 50\phi$	$L \geq \max(D, L_0 + 10\text{cm})$	S61と同一
⑤帯鉄筋	D13mm, 150mm間隔	S55と同一	S55と同一
⑥鉄筋の定着長	一般に $L_0 = 35d$ (カット材により 50ϕ 増加)	S55と同一	S55と同一
⑦鉄筋の溶接	—	—	—
⑧フーチング下側鉄筋の補強	30cm以内にリング状に配筋する主鉄筋の下側 (図-解8.6.7) $A_s = \frac{H}{2\sigma_{ss}}$ $A_{s, r} = A_s - A_{s, t}$	—	—
備 考	 図-解 8.6.7 リング状配筋		

3 載荷試験

3. 1 鋼管杭の鉛直載荷試験

「新しい鋼管杭の杭頭結合方法」(土木技術資料27-1(1985), pp33~39)の中で発表しているのでここでは割愛する。

3. 2 鋼管杭の水平載荷試験(その1)

3. 2. 1 試験目的

道路橋示方書IV下部構造編(S55)では杭頭結合部は原則として固定として設計し、2種類の結合方法(方法A, 方法B)が規定されている。これらの結合方法が安全なものであることはこれまでの実績が示しているとおりであるが、その耐力、あるいは耐力を決定する支配的パラメータ等については十分明らかにされていない。

本試験は鋼管杭において、杭頭結合方法を変化させ、杭頭結合部の水平および曲げ荷重に対する耐力、荷重伝達機構等の諸性状を明らかにしようとするものである。

3. 2. 2 試験方法

1) 試験体

本試験では水平及び曲げ荷重が作用する場合に杭頭結合部の耐力に影響を及ぼすと考えられるパラメータを変化させ、表-3・1に示す14ケースに対して試験を実施した。図-3・1に基準となる試験体の一般図、図-3・2に各試験体の杭頭結合部の詳細を示す。

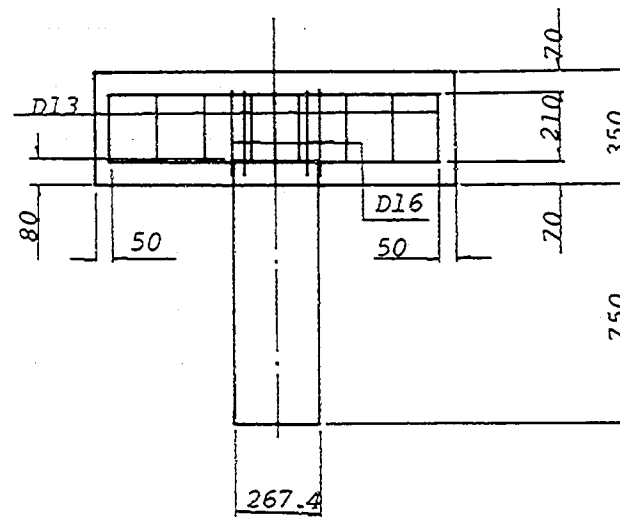
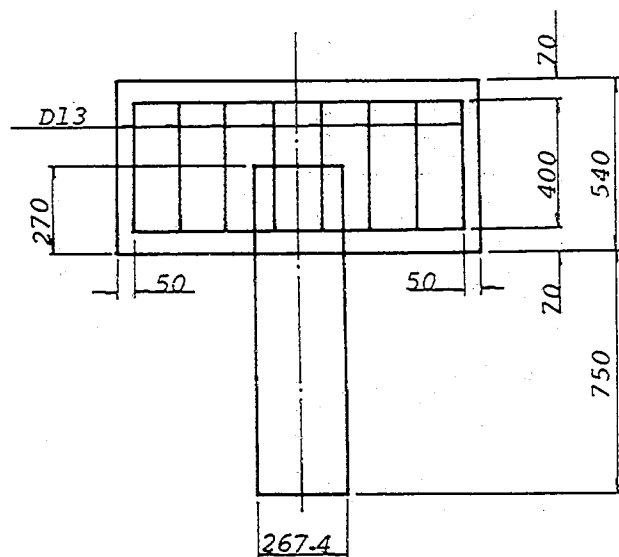
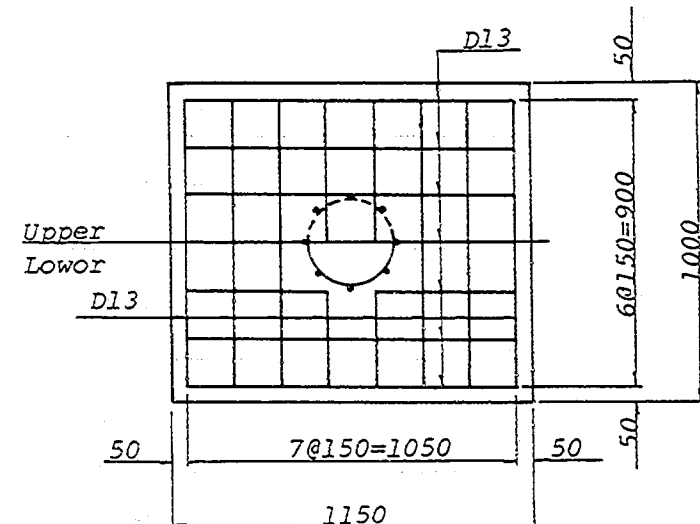
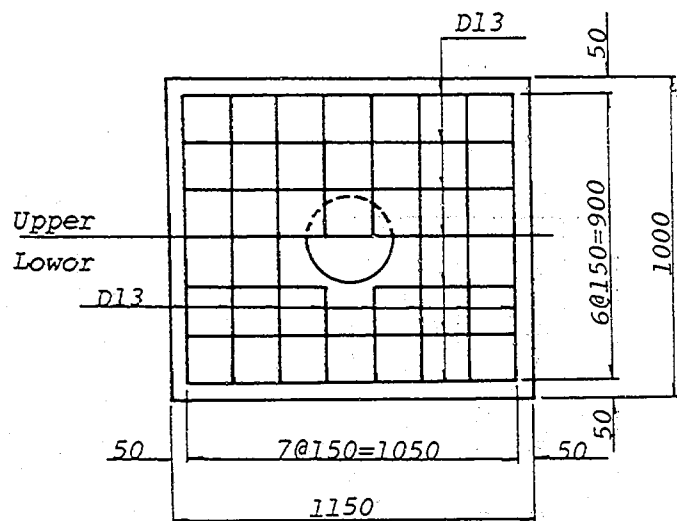
各試験体の鋼管、天蓋、ひげ筋、ならびにリング筋については、サンドブラスト処理を行い表面粗さを均一に保つようにした。また、フーチングコンクリートの打設は鋼管を下にし、実施工と同じ条件となるように配慮した。なお、B-8, B-10, B-11の3体のコンクリート打設は製作準備工程の関係で別ロットとなったが、表-3・4に示すとおり、他の11体の試験体と比べ強度差は10%未満となっている。

表-3・1 試験体の種類

試験体 No.	結合 方法	ひげ筋 本数 (本)	ひげ筋 角度 Ψ (°)	鉛直重 荷重 $V=5tf$	中詰め コンク リート	リング 筋 (本)	天蓋	杭周面 付着	
A-1	方法A	0					有	有	
A-2							無	無	
A-3									
B-1	方法B	8	0	無	フーチ ング 下面	0	有	有	
B-2		0							無
B-3									
B-4		4	0						
B-5		8	45						
B-6			有	無					
B-7			ID						
B-8			フーチ ング 下面		2				
B-9									
B-10		4							
B-11		8	0	ID	0	有			

表-3・2 使用材料

種 類	規 格
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$, 最大骨材径=20mm
鋼 管	STK41 $\phi 267.4 \times t9.3\text{mm}$
鋼 板	SS41 $t=12\text{mm}$
鉄 筋	SD30 D13, D16



(a) 方法A

(b) 方法B

図-3・1 結合方法A, Bの概要

実験体No.	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	B-4
構 造							
摘 用	天蓋付き	基 準	周面付着なし	天蓋付き	基準(ひげ筋 8 本)	ひげ筋なし	ひげ筋 4 本
実験体No.	B-5	B-6	B-7	B-8	B-9	B-10	B-11
構 造							
摘 用	$\psi = 45^\circ$	$V = 5\text{ton}$	中詰 1 D	周面付着なし	リング筋付き	引溶接型(かど筋埋込み)	非溶接型(鉄筋差し込み)

図-3・2 杭頭結合部の詳細図

2) 載荷方法

載荷方法は図-3・3に示すように試験体の上下を逆にしてフーチングの4ヶ所を線支承で支持し、フーチング面から60cmの位置の杭部に静的に水平荷重を加えた。ただし、試験体B-6については鉛直荷重も同時載荷した。

載荷パターンは、1tfまで静的に数回繰返し載荷した後、いったん除荷し、その後段階的に荷重を増大させ破壊にいたらしめた。ただし、最終荷重状態直前では荷重増分を適宜減少させた。

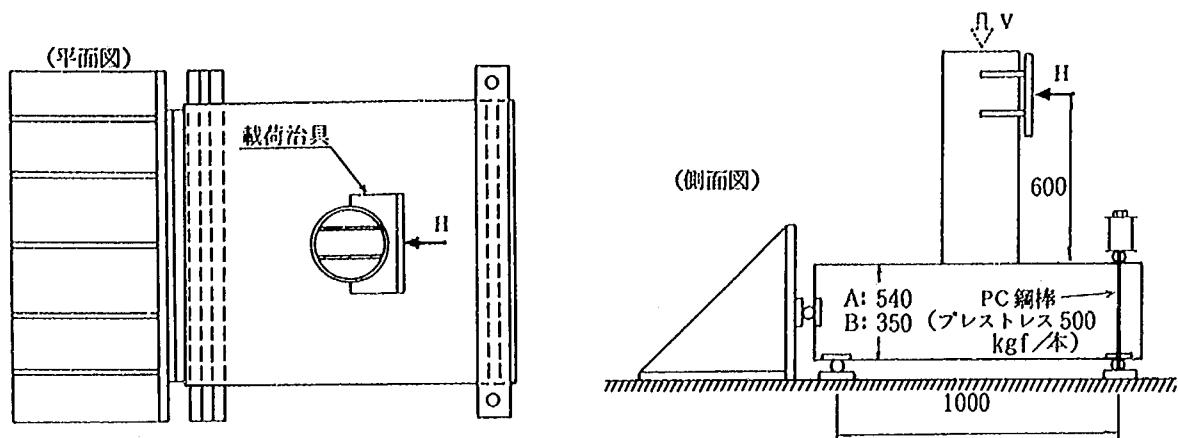


図-3・3 載荷方法

3) 測定項目及び測定方法

各試験体の繰返し載荷ならびに耐力試験時の各荷重段階ごとに下記の項目について測定を行った。

(1) フーチングならびに鋼管のたわみ量

図-3・4に示す位置にダイヤルゲージを設置し、フーチングならびに鋼管のたわみ量を測定した。

(2) フーチング下面のひずみ量

図-3・5に示す位置にシングル、クロス、ロゼットのひずみゲージを添付して測定した。

(3) フーチングコンクリートの支圧ひずみ量

図-3・6に示す位置にモールドゲージを埋設して測定した。

(4) 鋼管のひずみ

図-3・7に示す位置にクロスゲージを添付して測定した。

(5) ひげ筋のひずみ量

図-3・8に示す位置にシングルゲージを添付して測定した。

(6) リング筋のひずみ量

図-3・9に示す位置にシングルゲージを添付して測定した。

(7) フーチング表面のひび割れ状況

載荷中のフーチング表面について、ひび割れの発生、進展状況を観察した。

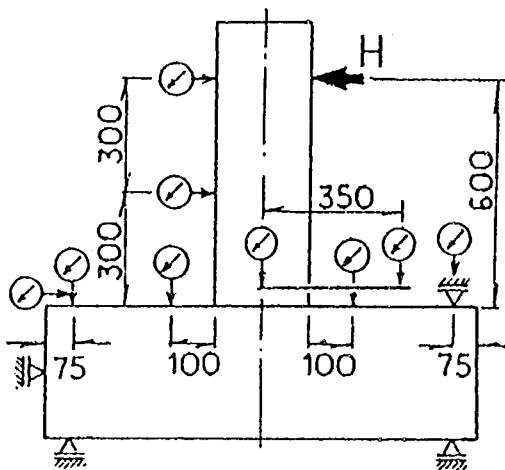


図-3・4 ダイヤルゲージの位置

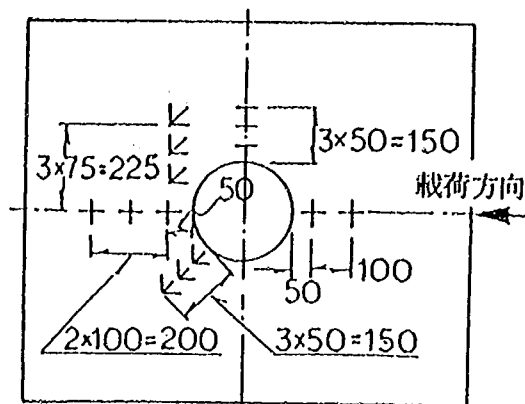
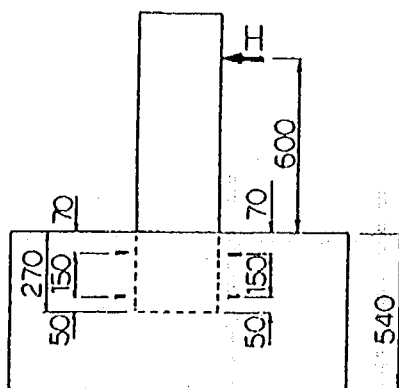
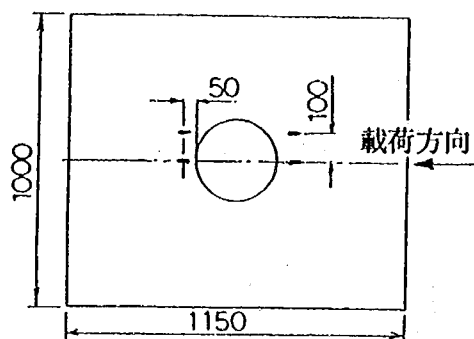
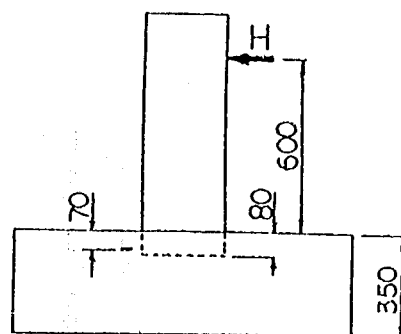
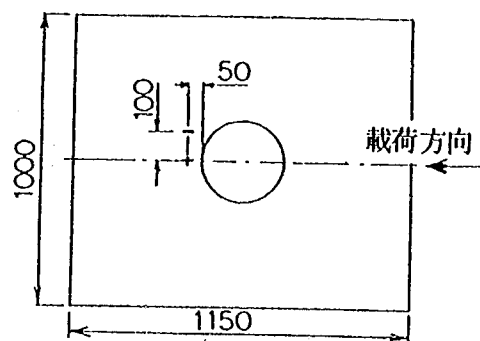


図-3・5 フーチング下面のゲージ位置



(a) 方法A

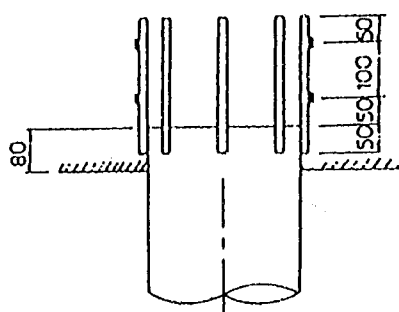
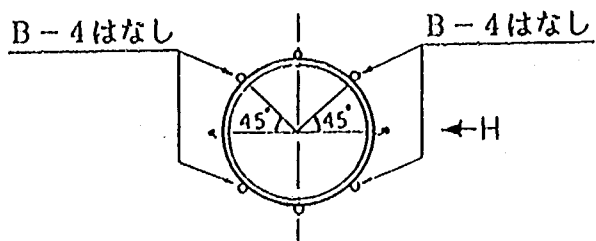


(b) 方法B

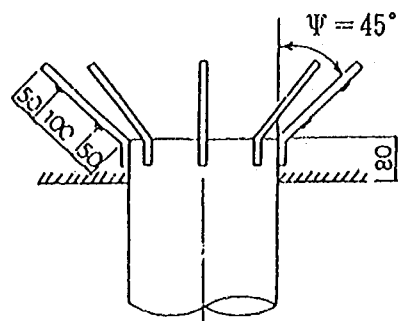
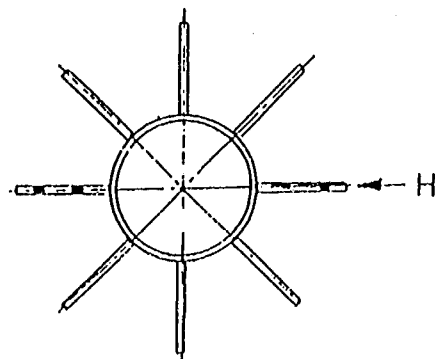
図-3・6 フーチングコンクリートのモールドゲージ位置



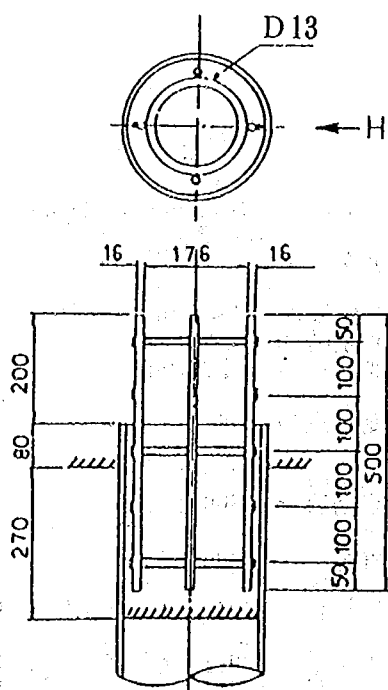
- 44 -



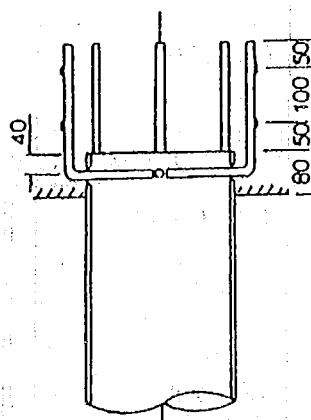
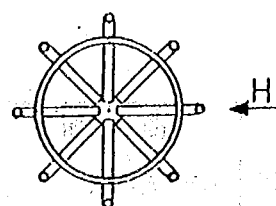
(a) B-1, 2, 4, 6~9



(b) B-5



(c) B-10



(d) B-11

図-3・8 ひげ筋ゲージ位置

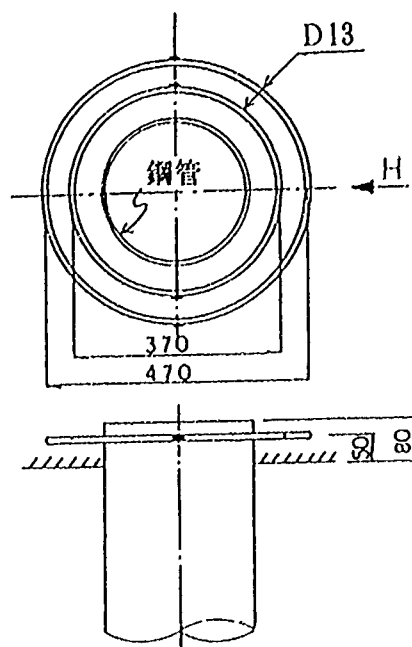


図-3・9 リング筋ゲージ位置

4) 使用機器類

表-3・3に示す機器を使用して、加力及び測定を行った。

表-3・3 使用機器類

機器	種 類	形 式	規 格
加力装置	万能試験機	(建設省土木研究所 土質共同実験棟)	載荷荷重 圧縮500tf, 引張150tf アクチュエータストローク 300mm アクチュエータ速度 1~100mm/min
測定器	静ひずみ計	共和電業 UCAM-8B	測定範囲 $0 \sim \pm 90000 \times 10^{-6}$ 測定時間 0.1秒/点 測定点数 最大1000点
	スイッチボックス	共和電業 USB-50A	測定点数 50点/台
変換器	ロードセル	共和電業 LC/200 ^{TE} (H) 共和電業 LC/200 ^{TE} (V)	定格容量 200tf 定格容量 200tf
	変位計	東京測器 SDP-50B	容量 0~50mm
ひずみ ゲージ	シングル	共和電業 KF-70-A1-11 (フーチング表面)	抵抗値 120Ω, ゲージ率 2.1
	シングル	共和電業 KFC-5-C1-11	抵抗値 120Ω, ゲージ率 2.1
	クロス	共和電業 KFC-5-D16-11	抵抗値 120Ω, ゲージ率 2.1
	モールドゲージ	共和電業 KM-30-H1-L100	抵抗値 120Ω, ゲージ率 1.8

5) 材料試験結果

(1) フーチングコンクリート

試験体は11体と3体の2度に分けて製作した。圧縮強度試験 (JIS A1132, 供試体φ10cm) と引張強度試験 (JIS A1132, 供試体φ15cm) を行った結果を表-3・4に示す。

表-3・4 コンクリートの材料試験 (供試体3体平均)

区 分	圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_{ct} (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	ポアソン比 ν_c	備 考
1体目 (4週)	230.1	17.1	2.519	0.183	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$
6体目 (8週)	225.8	20.0	2.276	0.174	
11体目 (13週)	237.6	19.1	2.373	0.155	
12体目 (4週)	226.4	25.0	2.285	0.162	
14体目 (5週)	232.5	26.3	2.485	0.163	

(2) 鋼管

圧延方向 (管軸方向) に引張試験を実施した結果を表-3・5に示す。

表-3・5 鋼管の材料定数 (試験片2片平均)

試験体	降伏点強度 σ_{sy} (kgf/mm ²)	引張強度 σ_{st} (kgf/mm ²)	伸び e_l (%)	備 考
A-2, A-3, B-1 B-3, B-5, B-9 B-11	40.4	51.1	35.5	STK41 降伏点または耐力 24kgf/mm ² 以上 引張強さ 41kgf/mm ² 以上 伸び 23%以上
A-1, B-2, B-4 B-6, B-7	41.9	56.3	26.4	
B-8, B-10	41.6	54.2	29.6	

(3) 鋼板

A-1及びB-1の天蓋に使用した12mm鋼板の圧延方向及び圧延直角方向の試験片を採取し、引張試験を実施した結果を表-3・6に示す。

表-3・6 鋼板の材料定数（試験片2片平均）

区 分	降伏点強度 σ_{sy} (kgf/mm ²)	引張強度 σ_{st} (kgf/mm ²)	伸び e_l (%)	備 考
圧延方向	48.1	58.5	21.0	SS41 降伏点または耐力 25kgf/mm ² 以上 引張強さ 41~52kgf/mm ² 伸び 17%以上
圧延直角方向	51.3	62.3	16.8	

(4) 鉄筋

鉄筋の引張試験を実施した結果を表-3・7に示す。

表-3・7 鉄筋の引張試験結果（試験片2片平均）

試験体	区 分		降伏点強度 σ_{sy} (kgf/mm ²)	引張強度 σ_{st} (kgf/mm ²)	伸び e_l (%)	備 考
A-1, A-2 A-3 B-1, B-2 B-3, B-4 B-5, B-6 B-7, B-8	フーチング 鉄筋	D13	35.9	51.5	27.7	SD30 降伏点または耐力 30kgf/mm ² 以上 引張強さ 49~63kgf/mm ² 伸び 14%以上
	リング筋	D13	39.5	55.5	26.0	
	ひげ筋	D16	36.9	54.1	29.1	
B-8 B-10 B-11	フーチング 鉄筋	D13	38.0	55.4	24.5	
	ひげ筋	D13	38.4	56.9	22.4	
		D16	38.5	59.3	23.9	

3. 2. 3 試験結果

図-3・10～図-3・12に載荷点における荷重・水平変位関係を示す。図-3・10はAシリーズ、図-3・11はBシリーズにおいて鉄筋本数、角度、取付方法を変化させた試験体、図-3・12はBシリーズにおいて杭頭の構成を変化させた試験体について示したものである。以上の図から次のことがいえる。

- 1) A, B両シリーズとも各試験体の初期勾配はほぼ等しく、各パラメーターの影響はみられない。
- 2) Aシリーズの試験体は両試験体とも載荷背面のフーチングコンクリートの圧潰の前後で曲線が曲り出しており、フーチングコンクリートの強度が耐力と密接な関係にある。
- 3) A-1とA-2とでは降伏後の挙動、耐力に相違がみられるが、その差はわずかであり、天蓋の有無は耐力にあまり影響しないといえる。
- 4) Bシリーズの試験体はいずれも引張側鉄筋の降伏の前後で曲線が曲り出しており、鉄筋の強度が耐力と密接な関係にある。
- 5) 鉄筋本数のみを変化させた試験体の耐力はB-2を1とすると、B-3が0.39、B-4が0.69であり、鉄筋本数が耐力に大きく影響する。
- 6) 鉄筋を45°に広げたB-5はB-2に比べて約20%耐力が小さく、鉄筋はフーチング内に真直ぐに入れるのがよい。
- 7) 中詰めコンクリートを1D打設したB-7はB-2と比べてほとんど差がなく、フーチング下面以下の中詰めコンクリート長は耐力に影響しないといえる。
- 8) 鉄筋かごを鋼管に埋込んだB-10は同本数の鉄筋を鋼管に溶接したB-4とほぼ同じ挙動を示しており、耐力もほぼ等しい。
- 9) 鋼管に孔をあけ、そこに鉄筋を差しこんで固定したB-11ではB-2に比べて約15%耐力が劣る。
- 10) 杭頭の構成を変化させた試験体では、リング筋を配置したB-9の耐力がやや大きくなっているが、有意な差ではなく、杭頭の構成は耐力に影響しないといえる。

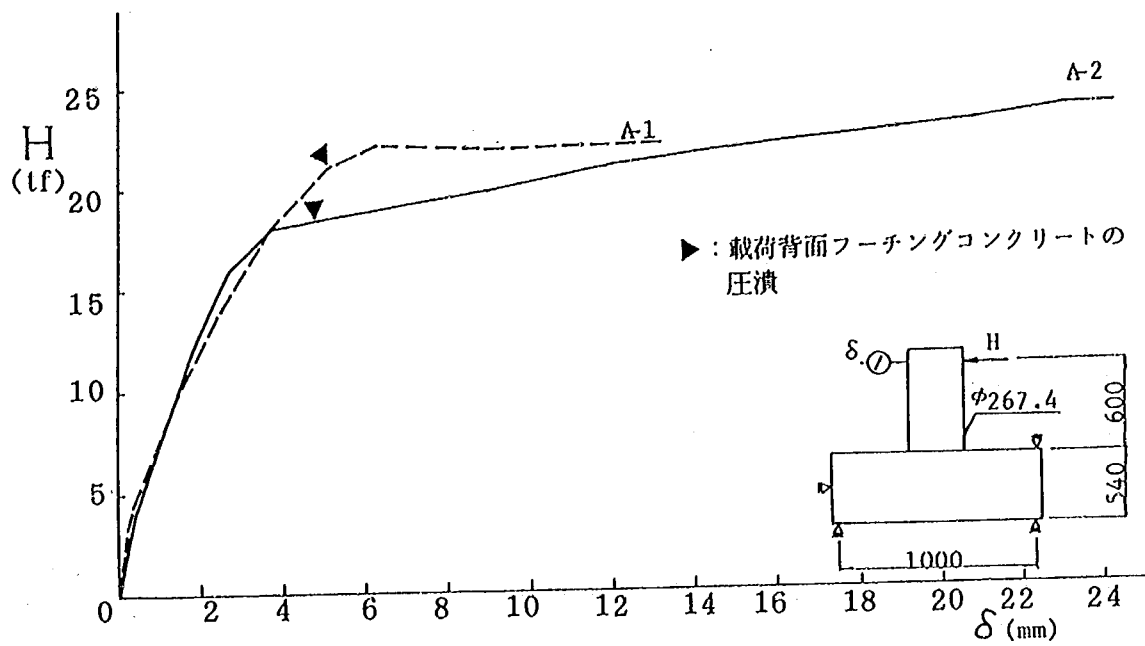


図-3・10 載荷点と鋼管載荷点のたわみ (方法A)

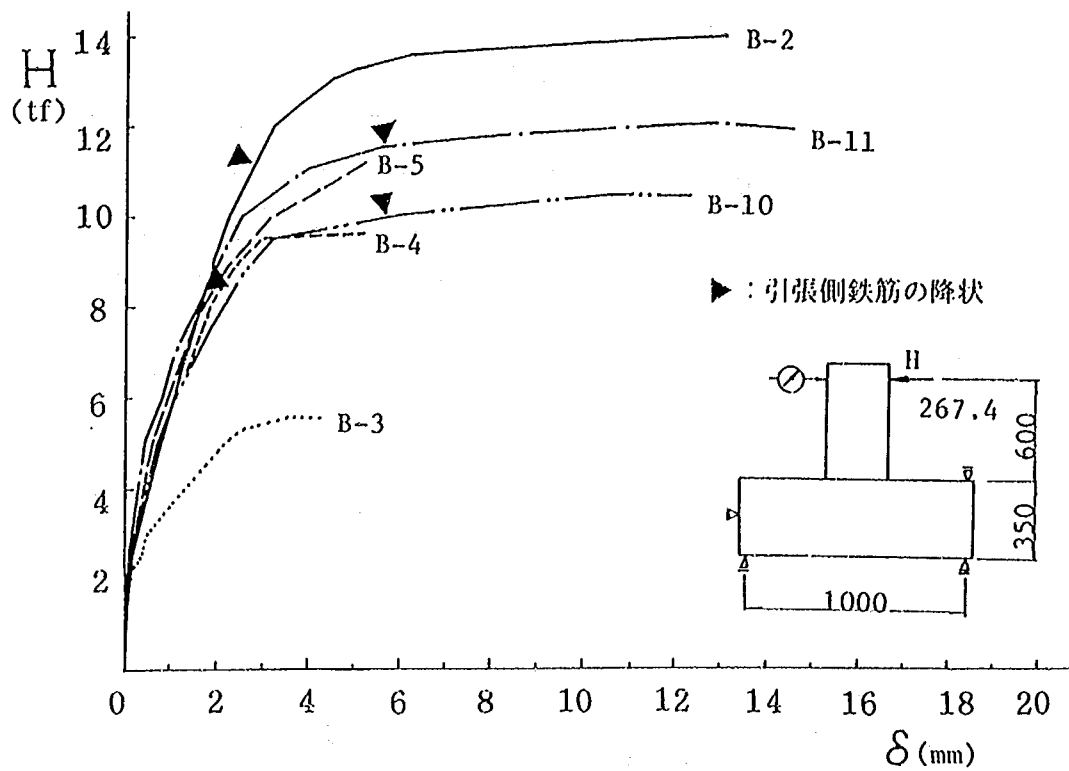


図-3・11 載荷点と鋼管載荷点のたわみ (方法B)

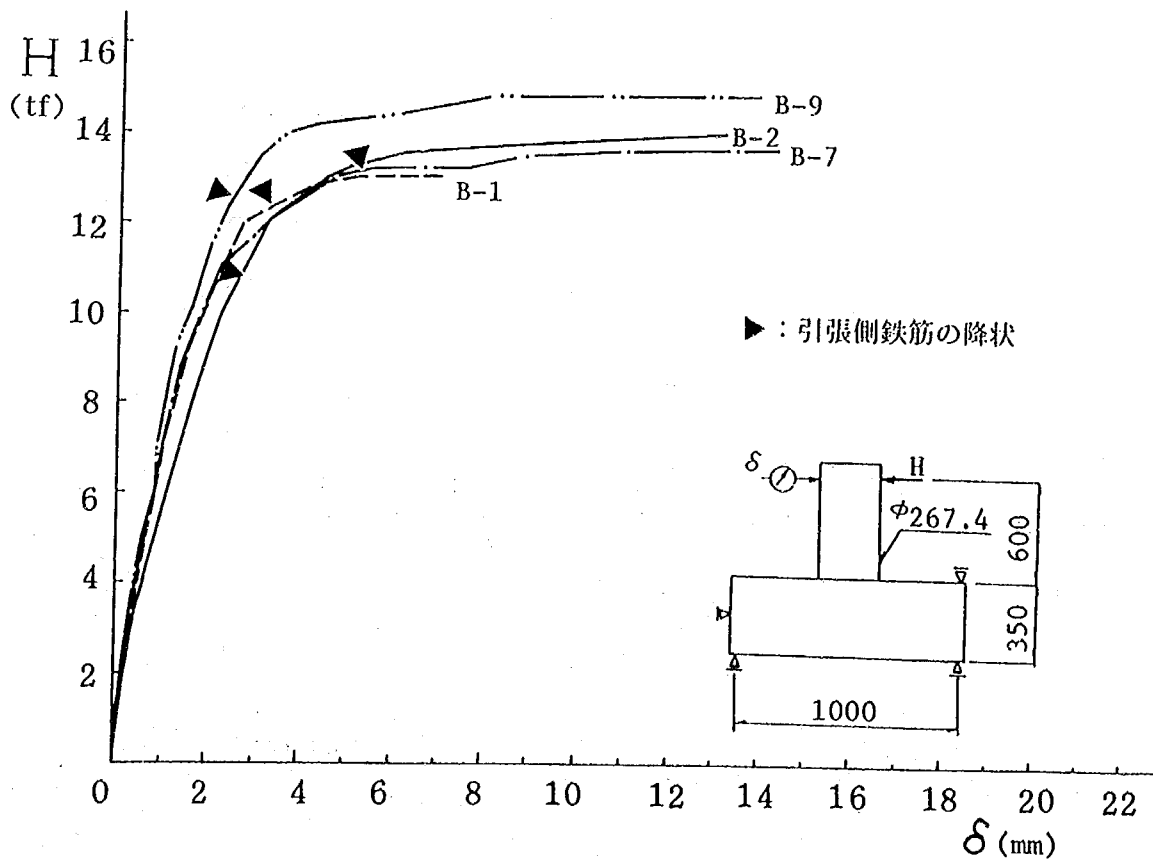
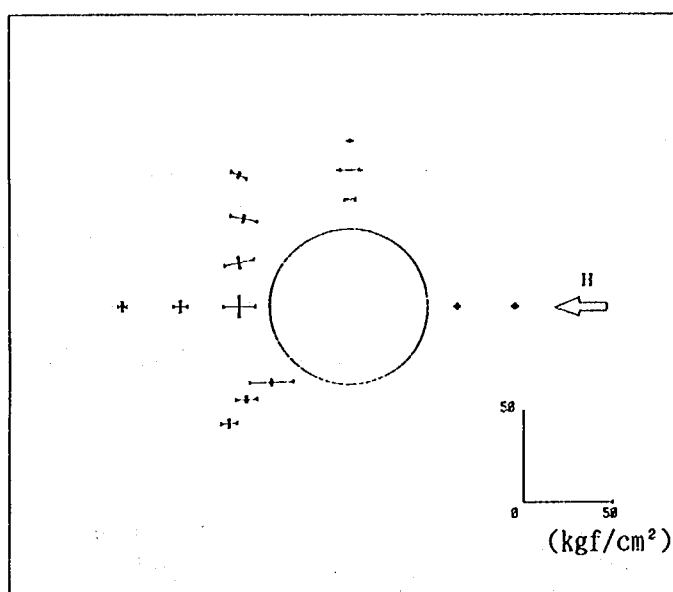


図-3・12 載荷点と鋼管載荷点のたわみ (方法B)

方法Aと方法Bとではフーチングへの鋼管の埋込み長が異なっており、当然水平及び曲げ荷重に対する杭頭結合部の支持機構が異なる。図-3・13はA-2及びB-2のフーチング表面の応力分布を5tf載荷時について示したものである。A-2では載荷背面に載荷軸方向の圧縮応力が生じているが、載荷前面にはほとんど応力が生じておらず、荷重に対して主に載荷背面のフーチングコンクリート支圧で抵抗していることがわかる。一方、B-2では載荷背面はA-2とほぼ同じ応力分布となっているが、載荷前面に載荷直角方向の大きな引張応力が生じている。これは、方法Bでは鋼管の埋込みが浅いため、曲げ荷重に対してフーチングコンクリートの支圧のみで抵抗することができず鉄筋の引張で抵抗しようとするためである。

(a) A-2



(b) B-2

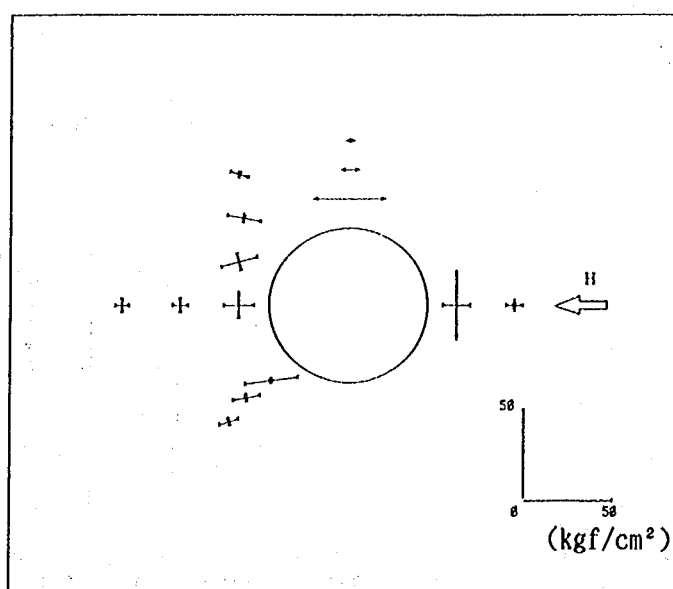
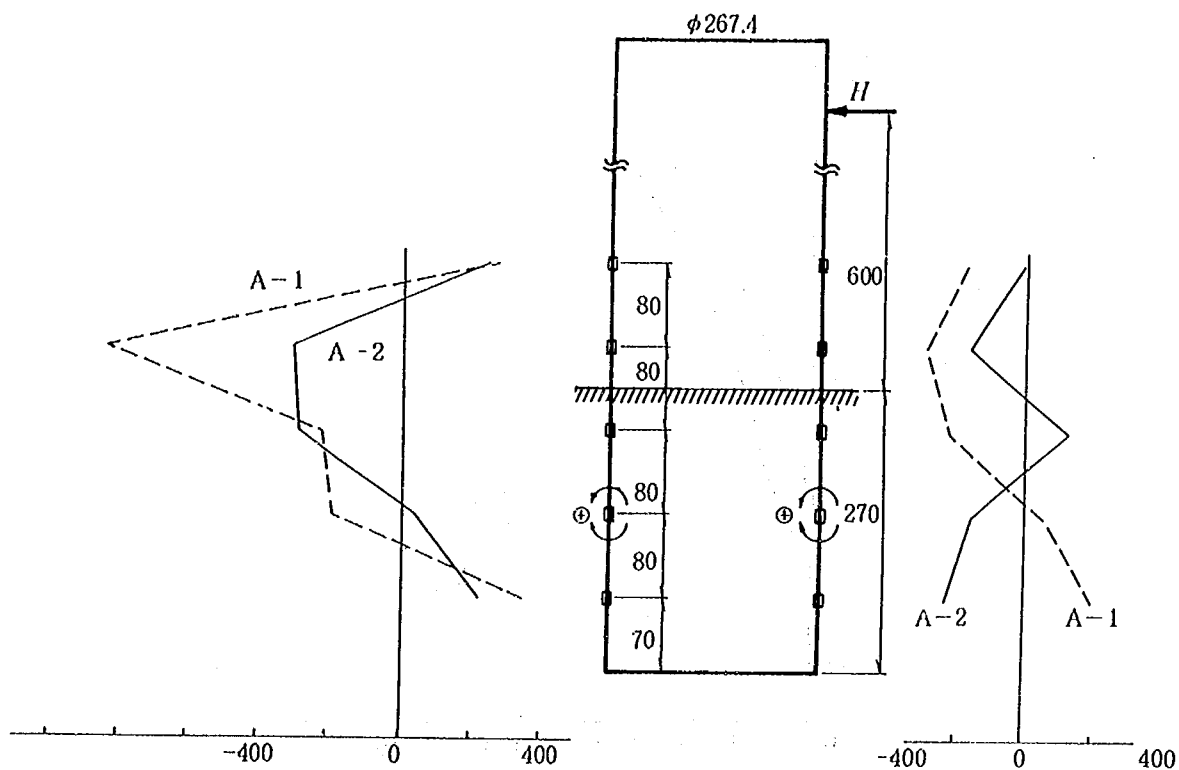


図-3・13 フーチングの表面応力分布

道路橋示方書に規定されている杭頭結合方法に用いられている天蓋は主に鉛直荷重の分散を目的とするものであるが、水平及び曲げ荷重作用時には逆に弱点となることが予想される。図－3・14は15tf載荷時における鋼管の曲げ応力分布を示したものである。天蓋を用いたA-1ではフーチングに埋込まれた部分の鋼管の内部にコンクリートがないため、フーチング表面付近に大きな曲げ応力が生じている。今回の試験では厚肉の鋼管 ($t/d=3.5\%$) を用いたため、座屈はしなかったが、実際の構造物では座屈に対して十分検討する必要があるものと思われる。



図－3・14 鋼管の曲げ応力分布

図-3・15はB-2及びB-11の荷重と引張鉄筋のひずみの関係を示したものである。B-11の初期勾配はB-2よりも大きく同一荷重においてB-2よりもひずみが小さくなっている。しかし、11.5tf付近からひずみが急激に増加しており、約12tfで最終状態に達している。これは鋼管にあけた孔と鉄筋の間にすき間があり、最初は荷重が十分に伝達されなかったものが、途中からすき間がなくなり、荷重がこの鉄筋に集中的に伝達されるようになったためではないかと思われる。

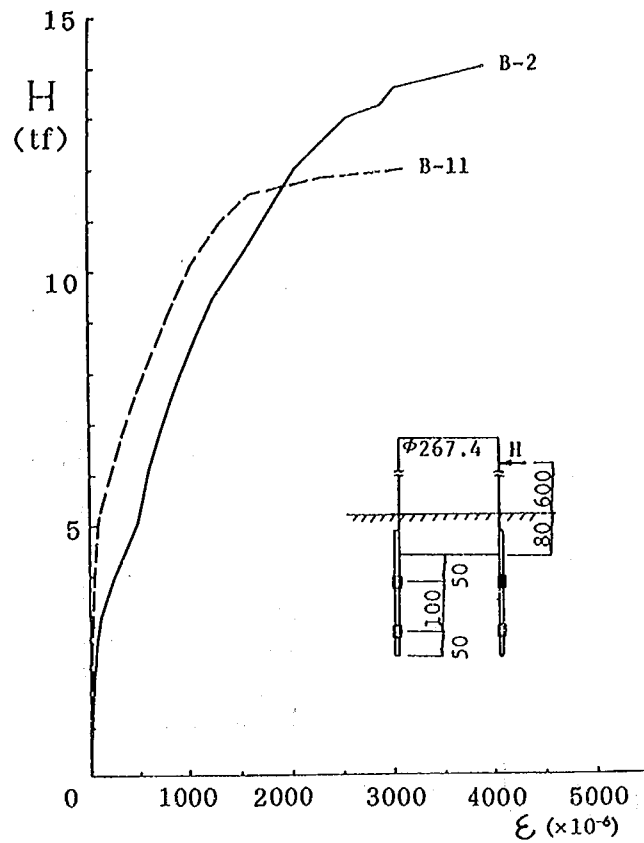


図-3・15 鋼管とひげ筋のひずみ

以上の結果をまとめると、次のようになる。

1) 方法A

- (1) 方法Aの耐力の支配的パラメータはフーチングコンクリートの支圧強度である。
- (2) 天蓋を用いた場合、フーチング表面付近の鋼管に応力が集中するため、座屈に対する検討が必要である。なお、耐力への影響はみられない。

2) 方法B

- (1) 方法Bの耐力の支配的パラメータは鉄筋の強度及び本数である。他のパラメータの影響はない。
- (2) 鉄筋は真直ぐフーチング内に入れるのがよい。
- (3) 鉄筋を鋼管内に埋込んだものは鉄筋を鋼管に溶接したものと同等の耐力を有する。

3. 3 鋼管杭の水平載荷試験（その2）

3. 3. 1 試験目的

杭基礎設計便覧（S 6 1）に示された杭頭結合方法Bでは、補強鉄筋を杭体内部にかご状に埋め込み、中詰めのコンクリートで固定する方法が採用されている。しかし、本法では設計上、鋼管直上の仮想鉄筋コンクリート柱の断面応力照査において、圧縮側のコンクリートに高い応力が算定され、従来の補強鉄筋を杭外周に溶接する方法に比べて、杭頭結合部耐力（軸圧縮+曲げ）がかなり不利となっている。

そこで、ここでは杭頭結合部の実際の耐荷挙動を見直し、新しい結合方法の合理的設計法の確立に資することを目的に、鋼管杭の水平載荷試験を行った。

なお、試験B、Cについては鋼管杭協会の協力のもとに実施した。

3. 3. 2 試験方法

1) 試験体

水平載荷試験を行った試験体の種類を表-3・8に、使用材料の規格を表-3・9に示す。

表-3・8 試験体の種類

ケース		杭径 (mm)	かご径 (mm)	鉄筋径(mm) ， 本数	結合方法	備 考
試験 A	1	406. 4	300	16, 12	かご方式	ずれ止め 0段
	2					ずれ止め 1段
	3					ずれ止め 2段
	4				溶接方式	—
試験 B	5	600. 0	400	22, 12	かご方式	杭径+20cmのコンクリート柱
	6	400. 0	260	16, 8		杭径と同じコンクリート柱
	7					杭径+10cmのコンクリート柱
	8					杭径+20cmのコンクリート柱
	9					杭径+40cmのコンクリート柱
試験 C	10	600. 0	400	22, 12	かご方式	SD30の補強鉄筋
	11		SD40の補強鉄筋			
	12		620		溶接方式	—

注) 試験A、Cはフーチングタイプ、試験Bは梁タイプの試験体である。

表-3・9 使用材料

材 料 名	規 格
鋼管杭	SKK41
ずれ止め	SS41 t9×b25mm
鉄 筋	SD30 D13, D16, D22 SD40 D22
フーチングコンクリート (試験A)	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$ スランプ8cm 最大骨材寸法25mm

試験Aの試験体の概要を図-3・16～図-3・17に、試験Bの試験体の概要を図-3・18に、試験Cの試験体の概要を図-3・19に示す。

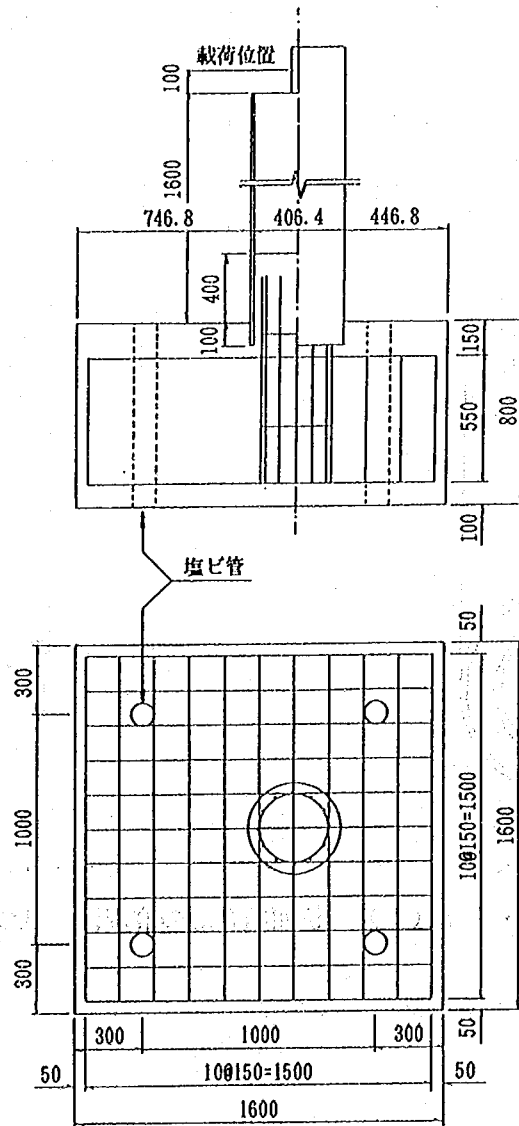
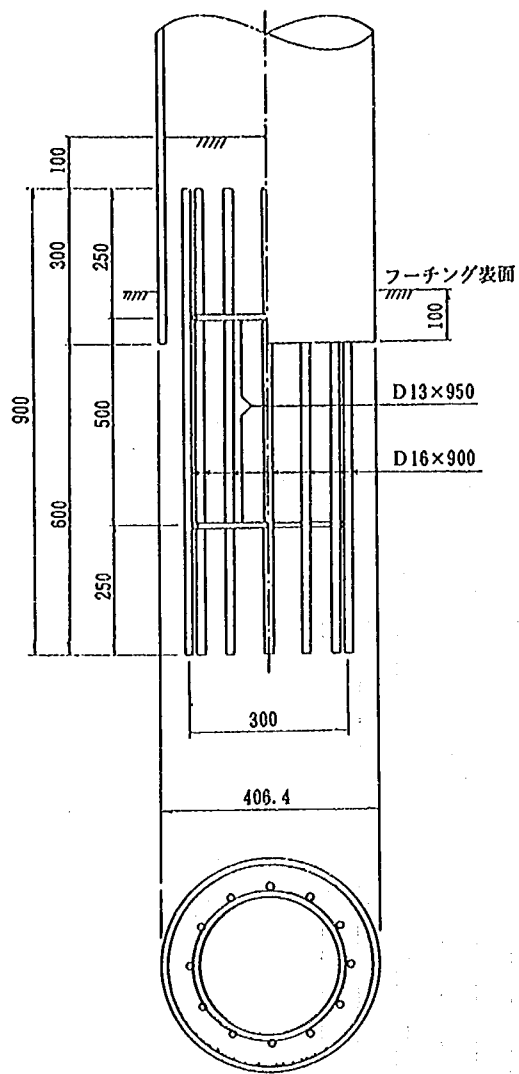
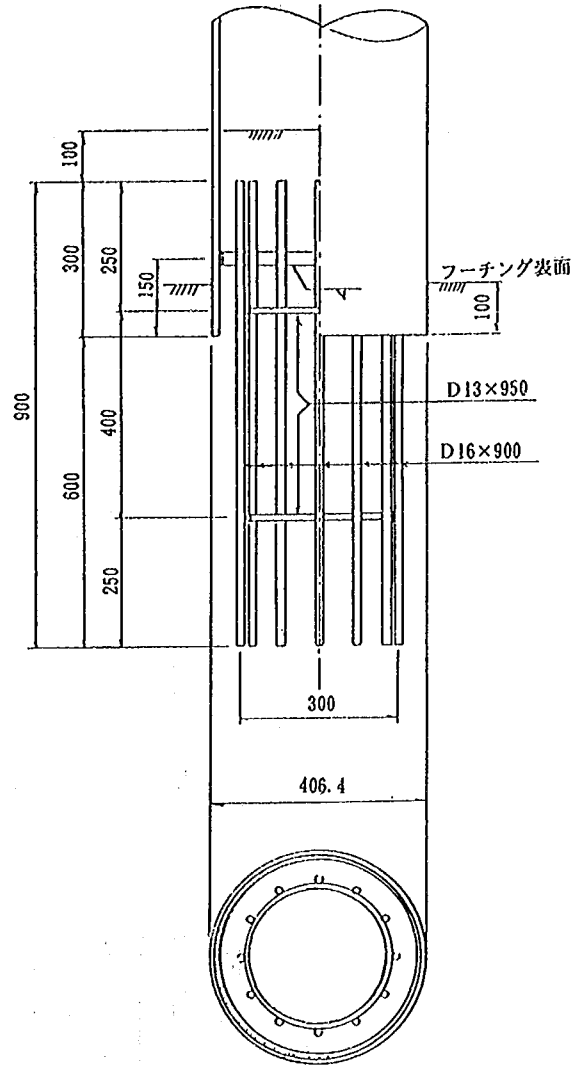


図-3・16 杭頭結合部の一般図（試験A）

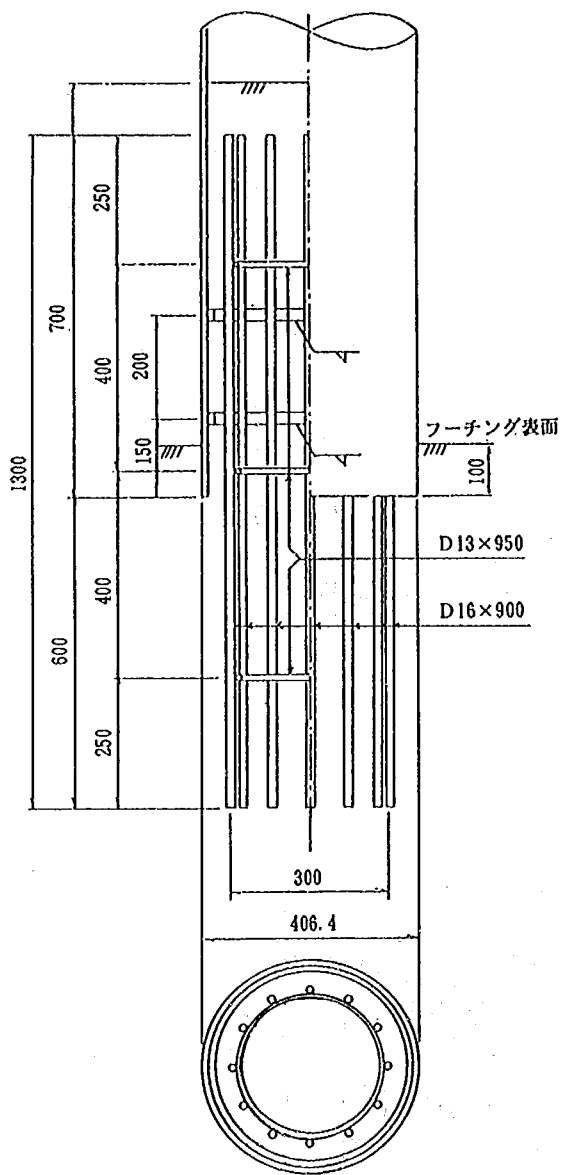


(a) ケース1

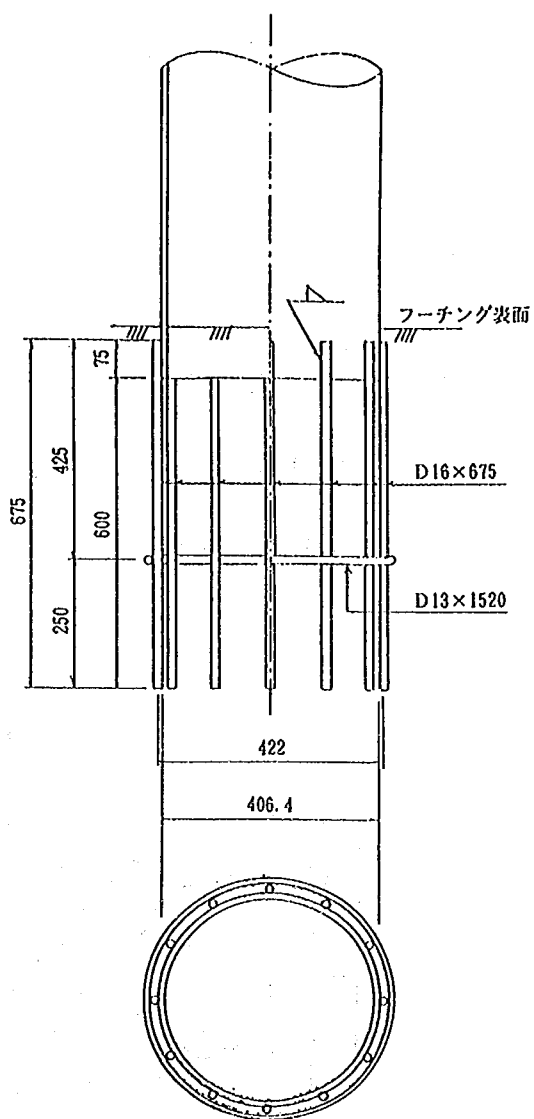


(b) ケース2

図-3・17(1) 杭頭結合部の詳細図(試験A)



(c) ケース 3



(d) ケース 4

図-3・17(2) 杭頭結合部詳細図(試験A)

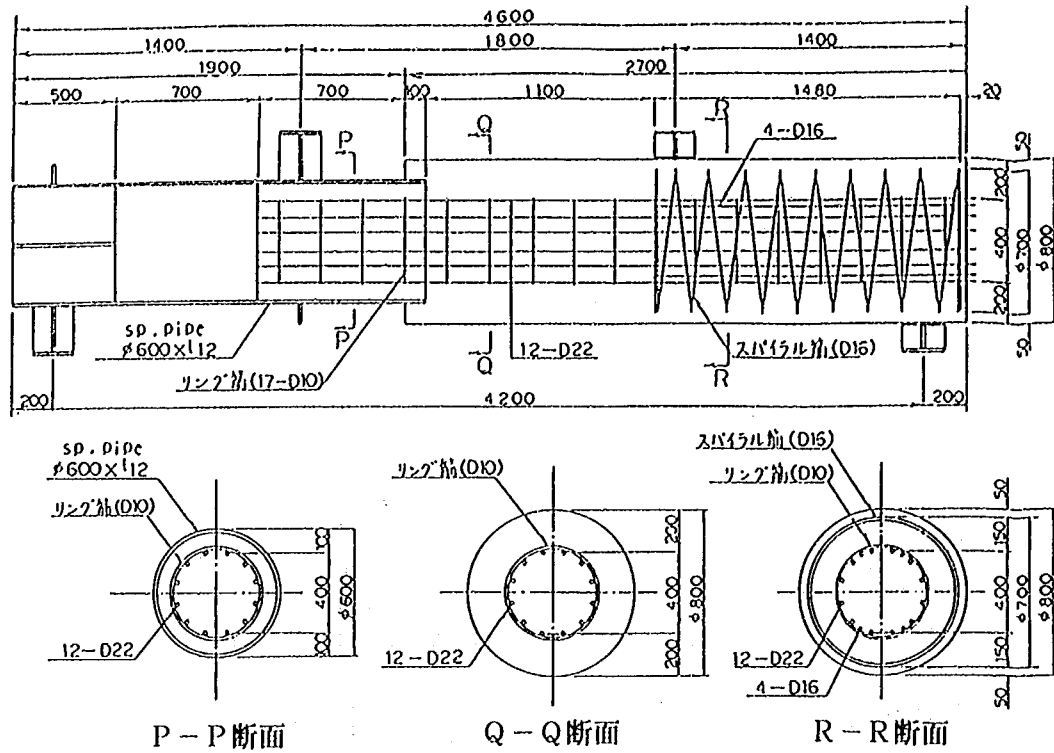


図-3・18 (a) 試験体詳細図 (ケース 5, 試験 B)

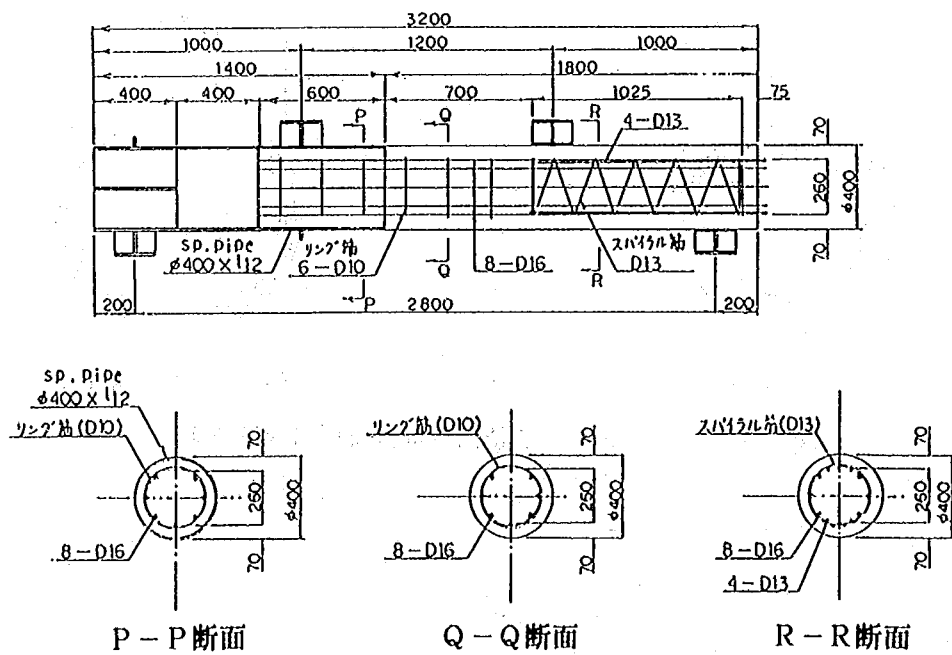


図-3・18 (b) 試験体詳細図 (ケース 6, 試験 B)

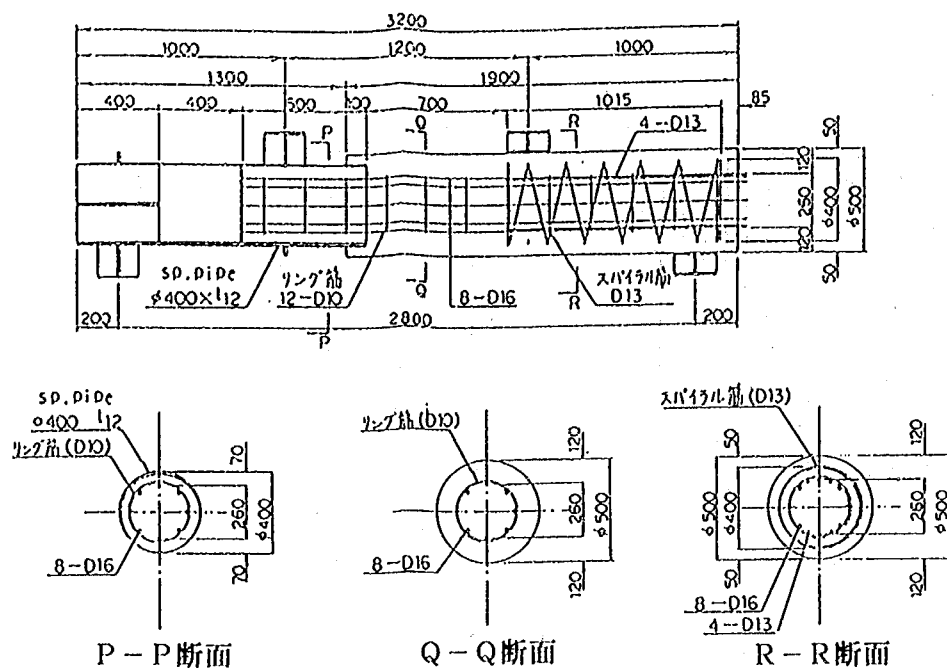


図-3・18(c) 試験体詳細図(ケース7, 試験B)

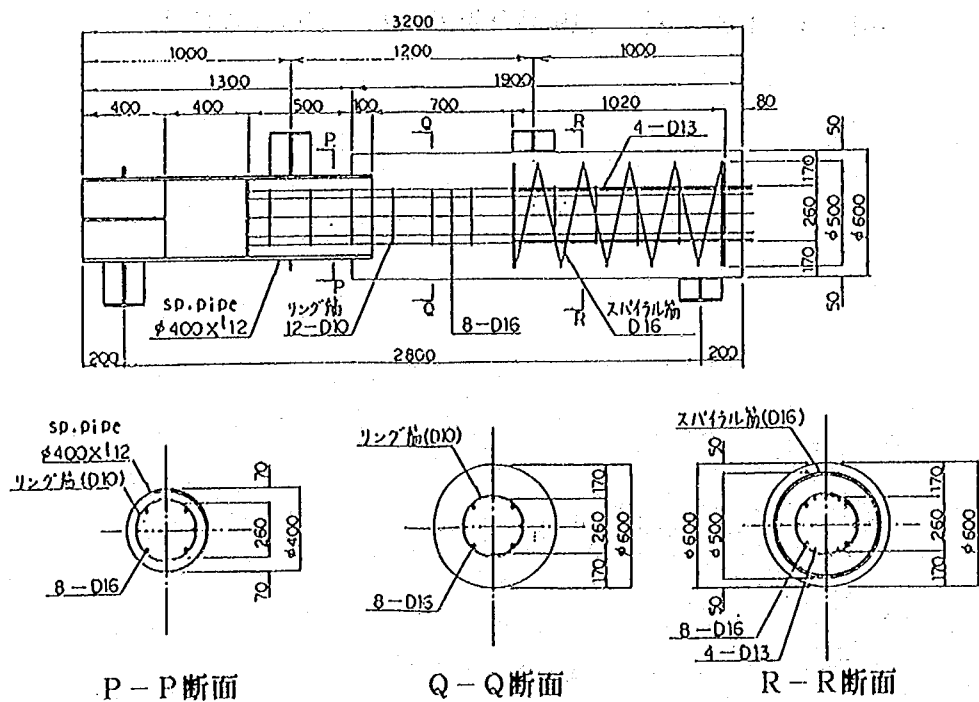


図-3・18(d) 試験体詳細図(ケース8, 試験B)

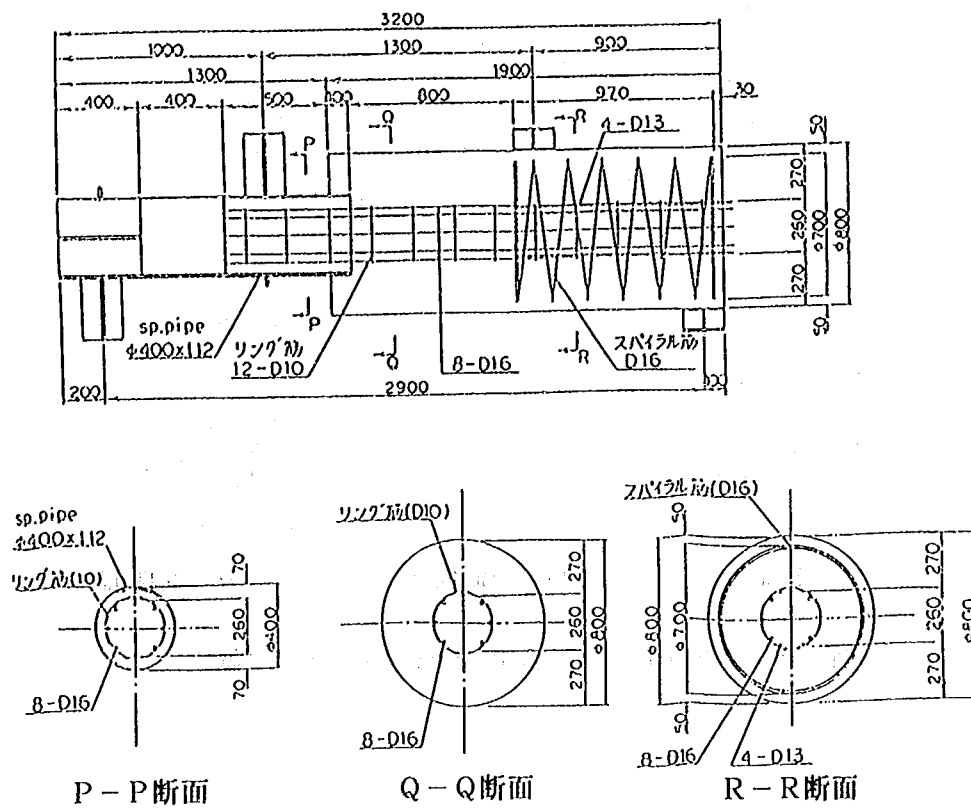
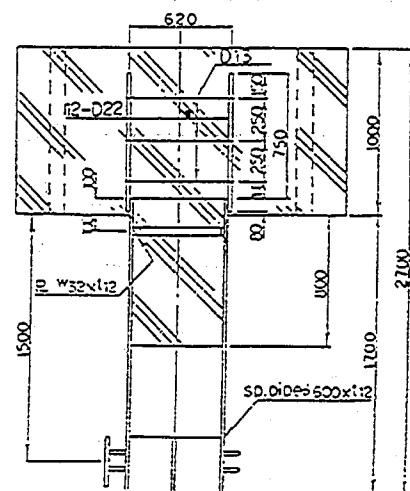
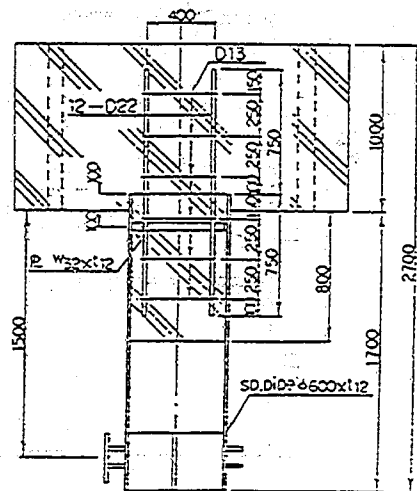
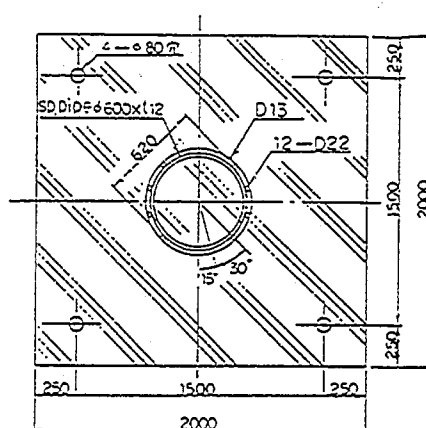
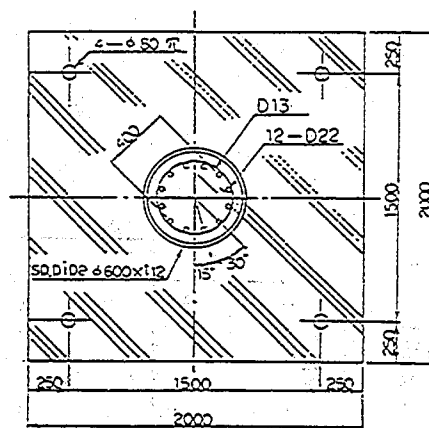


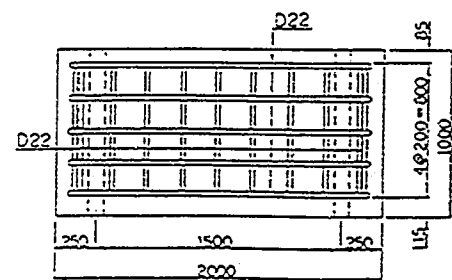
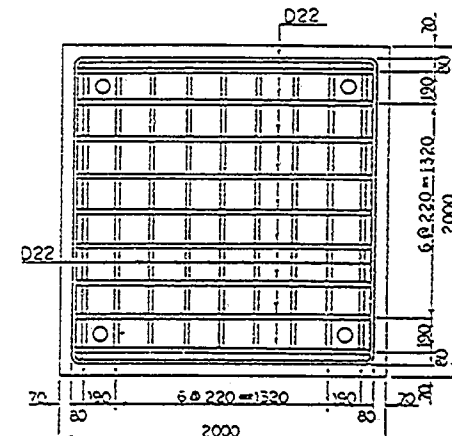
図-3・18 (e) 試験体詳細図 (ケース9, 試験B)



D22: SD30 (ケース10)
SD40 (ケース11)

(a) ケース10, 11

(b) ケース12



フーチング内配筋図

図-3・19 試験体詳細図 (試験C)

2) 載荷方法

試験Aは、図-3・20に示すように、アンカーボルトを用いてフーチング部をテストベッドに実構造物とは上下逆に固定し、センターホールジャッキを用いて、フーチング表面から170cmの高さの鋼管部に水平荷重を加えた。載荷は、静的に段階的に増加させる荷重制御方式とし、載荷方向は一方向とし、交番載荷は行わなかった。荷重増分量は500kgfとし、各荷重段階毎に1分間荷重を保持した。

試験Bは、図-3・21に示すように鋼管とコンクリート柱の結合部を等曲げモーメント区間に配置して静的な加力を行った。

試験Cは、試験体を実構造物とは上下逆にして設置して、フーチング表面より150cm (2.5D) の高さ位置で鋼管に水平加力を行った。

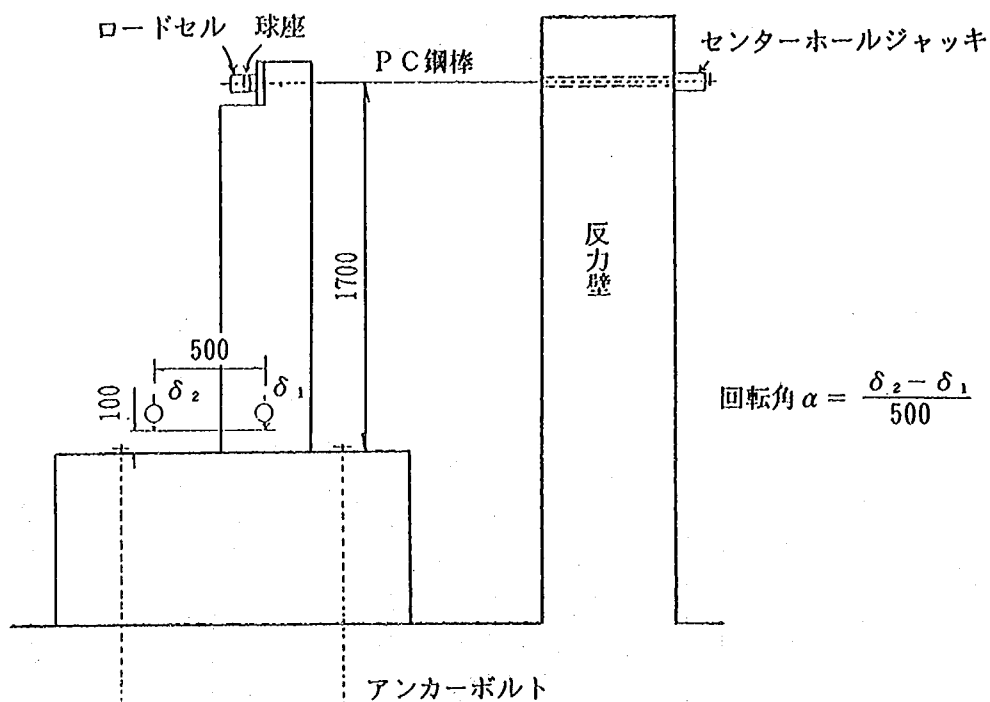


図-3・20 載荷方法 (試験A)

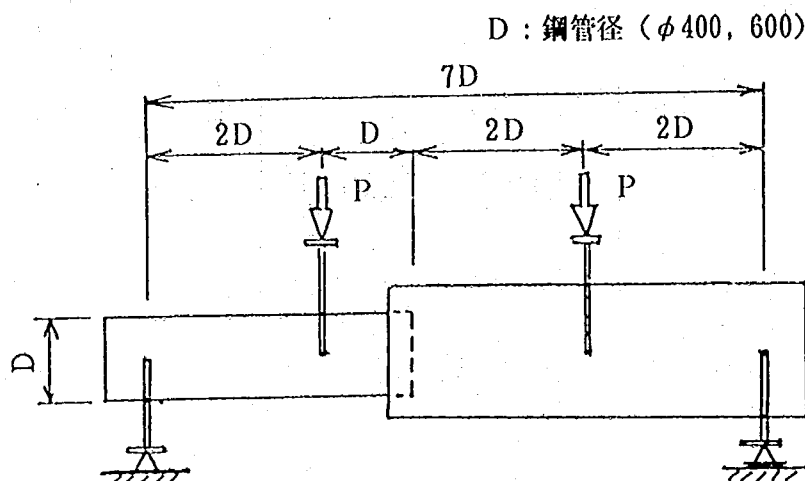


図-3・21 載荷方法 (試験B)

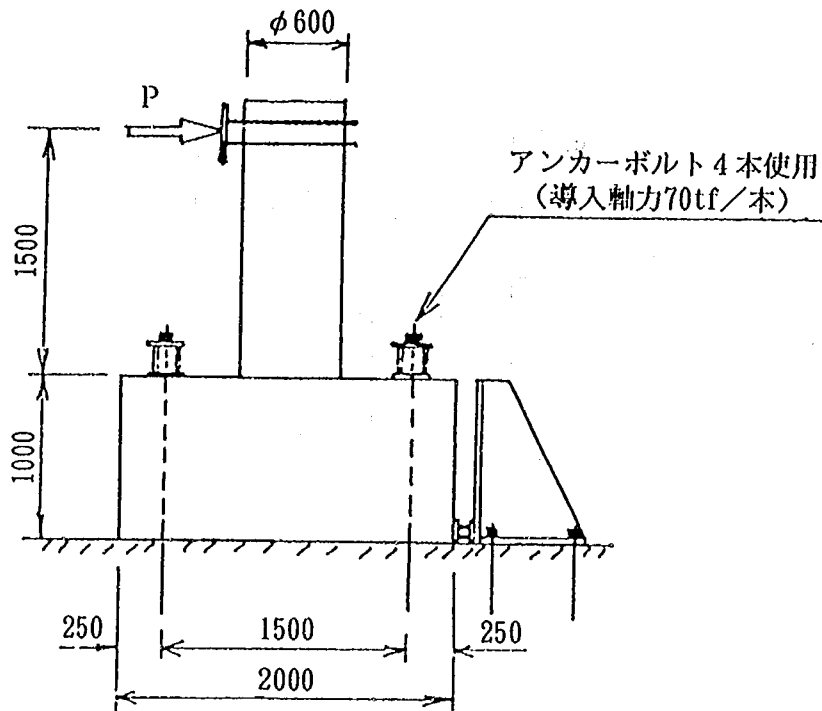


図-3・2・2 載荷方法（試験C）

3) 測定項目及び測定方法

(1) 試験A

① 荷重

センターホール型ロードセル（容量20tf）（図-3・2・0）

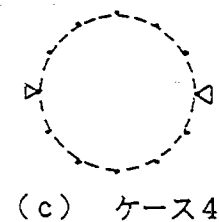
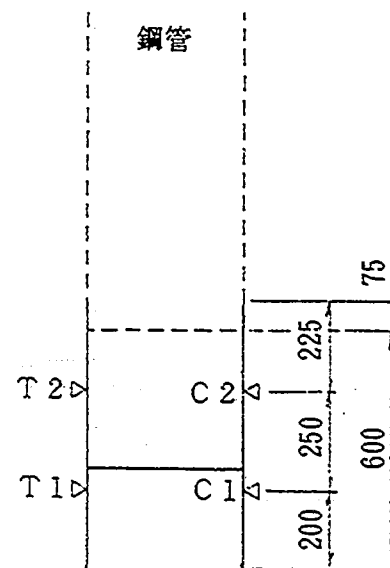
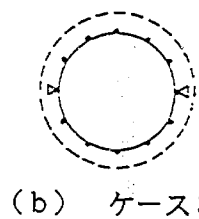
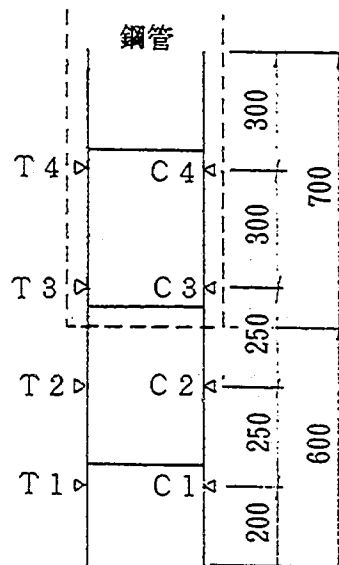
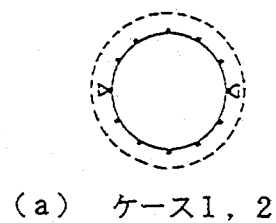
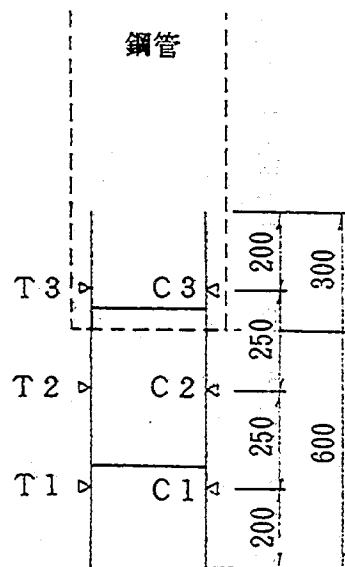
② 杭体回転角

フーチング表面から100mmの高さの鋼管部に治具を溶接し、変位計（精度1/100，容量50mm）2台を500mm間隔で取り付け、両者の相対変位量から回転角を算出した。（図-3・2・0）

③ 鉄筋のひずみ

図-3・2・3に示す位置にひずみゲージ（一軸，ゲージ長5mm）を貼付し、鉄筋ひずみを測定した。

→ 載荷方向

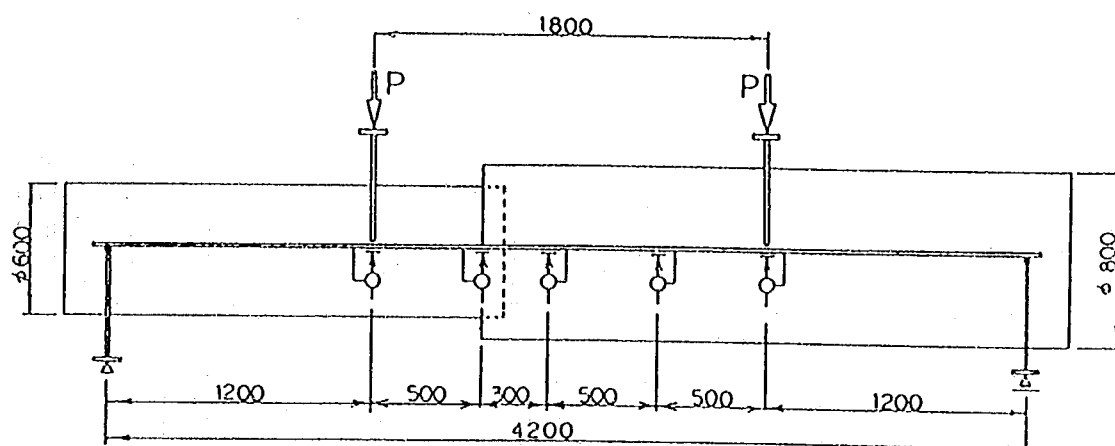


△: 一軸ゲージ

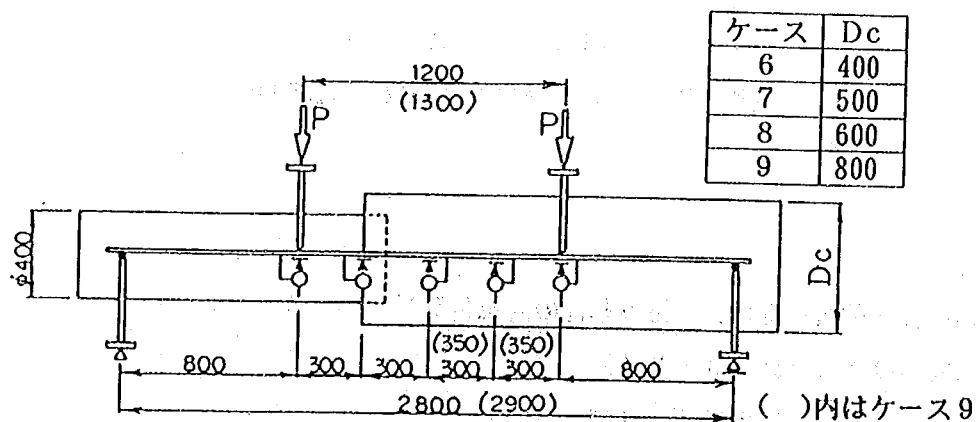
図-3・23 ひずみゲージ添付位置

(2) 試験B

- ① 載荷荷重
- ② 試験体のたわみ (図-3・24)
- ③ 補強鉄筋のひずみ (図-3・25)
- ④ 圧縮側コンクリート縁のひずみ (図-3・25)
- ⑤ 鋼管のひずみ (図-3・25)
- ⑥ コンクリートのひび割れ進展状況

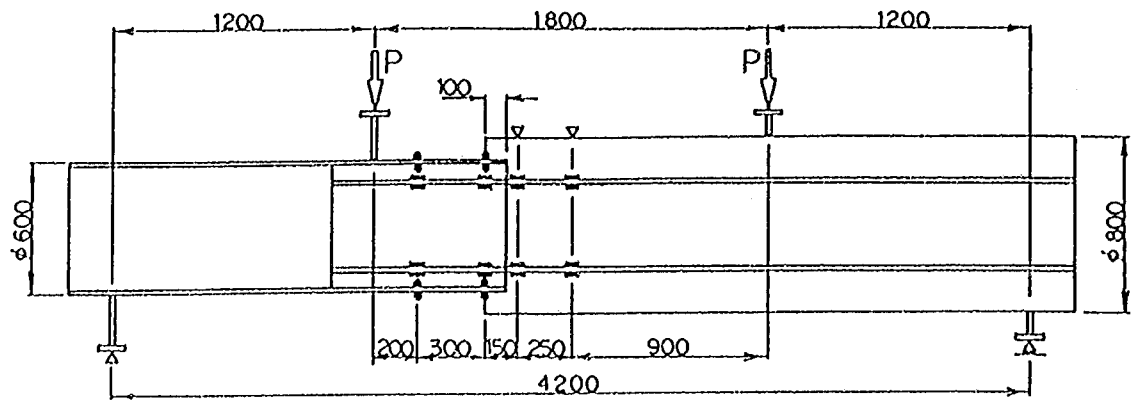


(a) ケース5

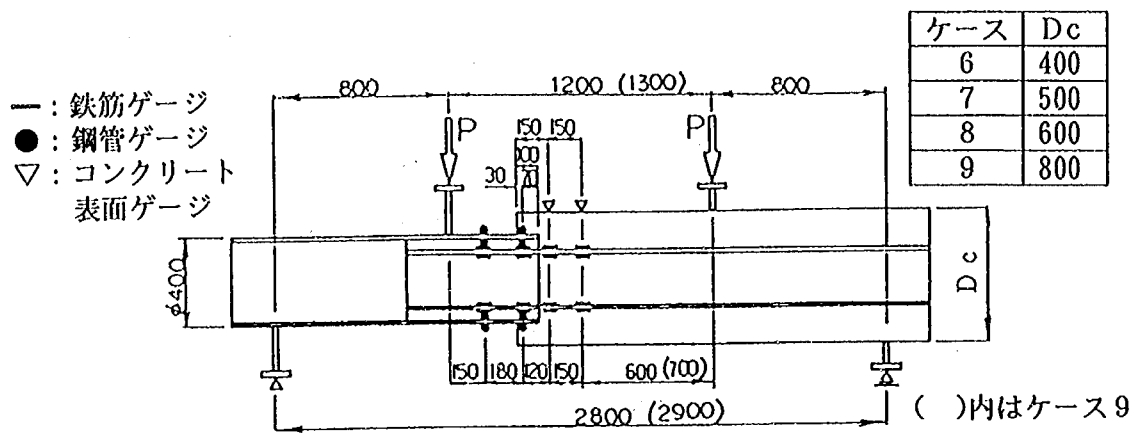


(b) ケース6~9

図-3・24 たわみ測定位置 (試験B)



(a) ケース5



(b) ケース6～9

図-3・25 ひずみ測定位置(試験B)

(3) 試験C

- ① 載荷荷重
- ② 鋼管の変位(載荷点変位, 埋込み基部の回転角等)(図-3・26)
- ③ 補強鉄筋のひずみ(図-3・27)
- ④ 圧縮側コンクリート縁のひずみ(図-3・27)
- ⑤ 鋼管のひずみ(図-3・27)
- ⑥ コンクリートのひび割れ進展状況

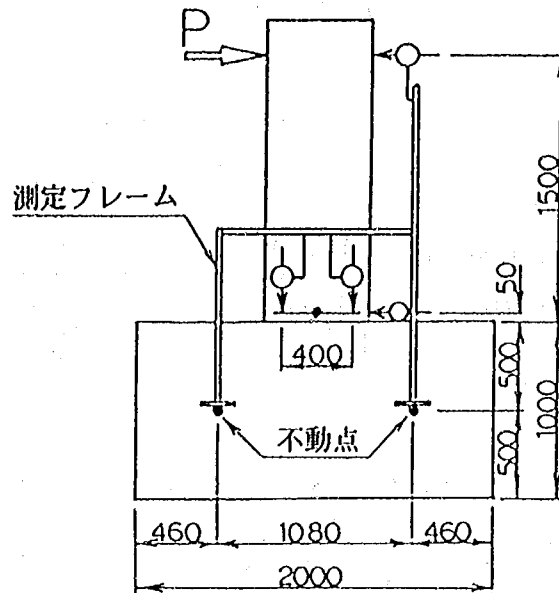


図-3・26 たわみ測定位置 (試験C)

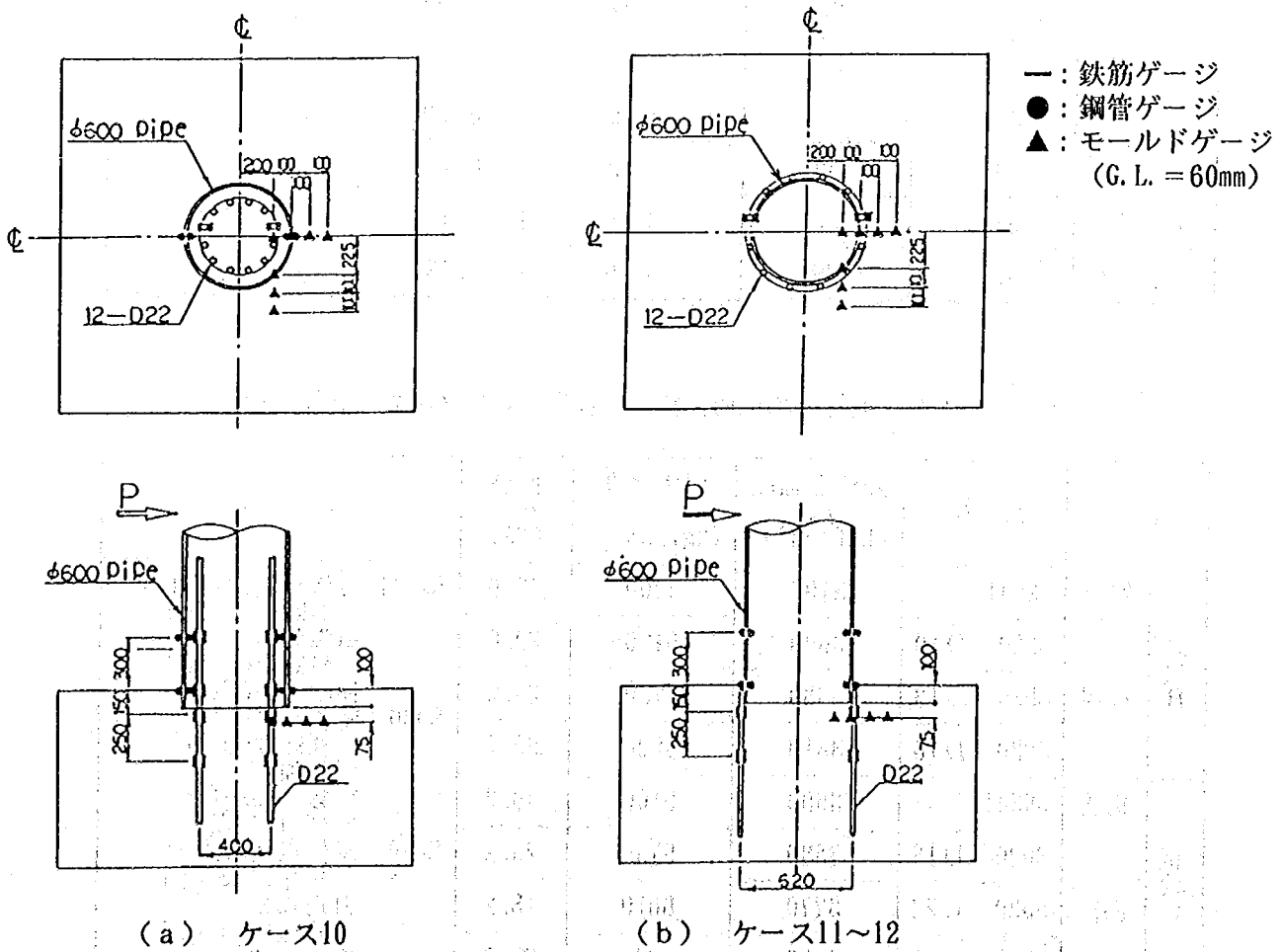


図-3・27 ひずみ測定位置 (試験C)

4) 材料試験結果

材料試験結果を表-3・10～表-3・12に示す。

表-3・10 材料試験結果（試験A）

コンクリート	一軸圧縮強度 σ_c	271kgf/cm ²	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210\text{kgf/cm}^2$ SD30 降伏点又は0.2%耐力 30kgf/mm ² 以上 引張強さ 45kgf/mm ² 以上
	ヤング係数 E_c	$1.6 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$	
鉄 筋	降伏応力度 σ_y	3650kgf/cm ²	
	引張強度 σ_u	5340kgf/cm ²	

表-3・11 コンクリートの材料試験結果（試験B, C）（供試体3体平均）

試験体 (ケース)	圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_{ct} (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$)	ポアソン比 ν_c	備 考
試験B	5	387	26	3.13	供試体 $\phi 100 \times l 200$
	6	354	34	3.53	
	7	393	28	3.37	
	8	351	33	3.36	
	9	349	32	3.19	
試験C	10	400	33	3.32	
	11	372	30	3.43	
	12	406	29	3.40	

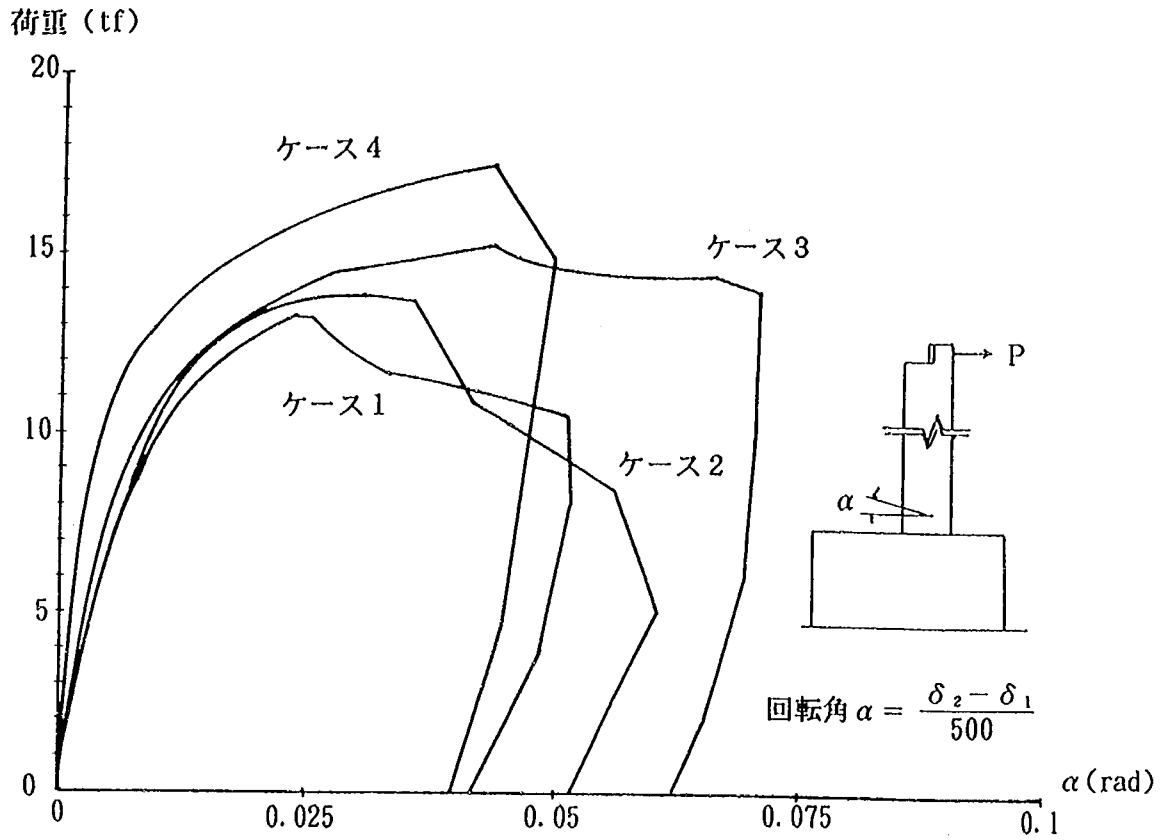
表-3・12 鋼材の機械的性質（試験B, C）（試験片2片平均）

区 分		規 格	降伏点強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_{st} (kgf/cm ²)	伸び e_l (%)	備 考
試験 B	鋼管	SKK41	3100	4700	46.0	SKK41 降伏点又は耐力 24kgf/mm ² 以上 引張強さ 41kgf/mm ² 以上 伸び 18%以上 SD30 降伏点又は耐力 30kgf/mm ² 以上 引張強さ 49~63kgf/mm ² 伸び 14%以上
	鋼棒	SD30 D10	3690	5190	29.6	
		SD30 D13	3880	5730	25.2	
		SD30 D16	3810	5600	22.2	
試験 C	鋼管	SKK41	3500	5100	40.0	SD40 降伏点又は耐力 40kgf/mm ² 以上 引張強さ 57kgf/mm ² 以上 伸び 16%以上
	鋼棒	SD30 D13	3880	5730	25.2	
		SD30 D22	3770	6010	18.2	
		SD40 D22	4290	6090	25.0	

3.3.3 試験結果

1) 試験 A

各試験体の荷重－杭頭回転角の関係を図－3・28に、荷重－鉄筋ひずみの関係を図－3・29～図－3・32に、代表的荷重段階における鉄筋ひずみ分布を図－3・33～図－3・36に示す。



図－3・28 荷重－杭頭回転角の関係（試験 A）

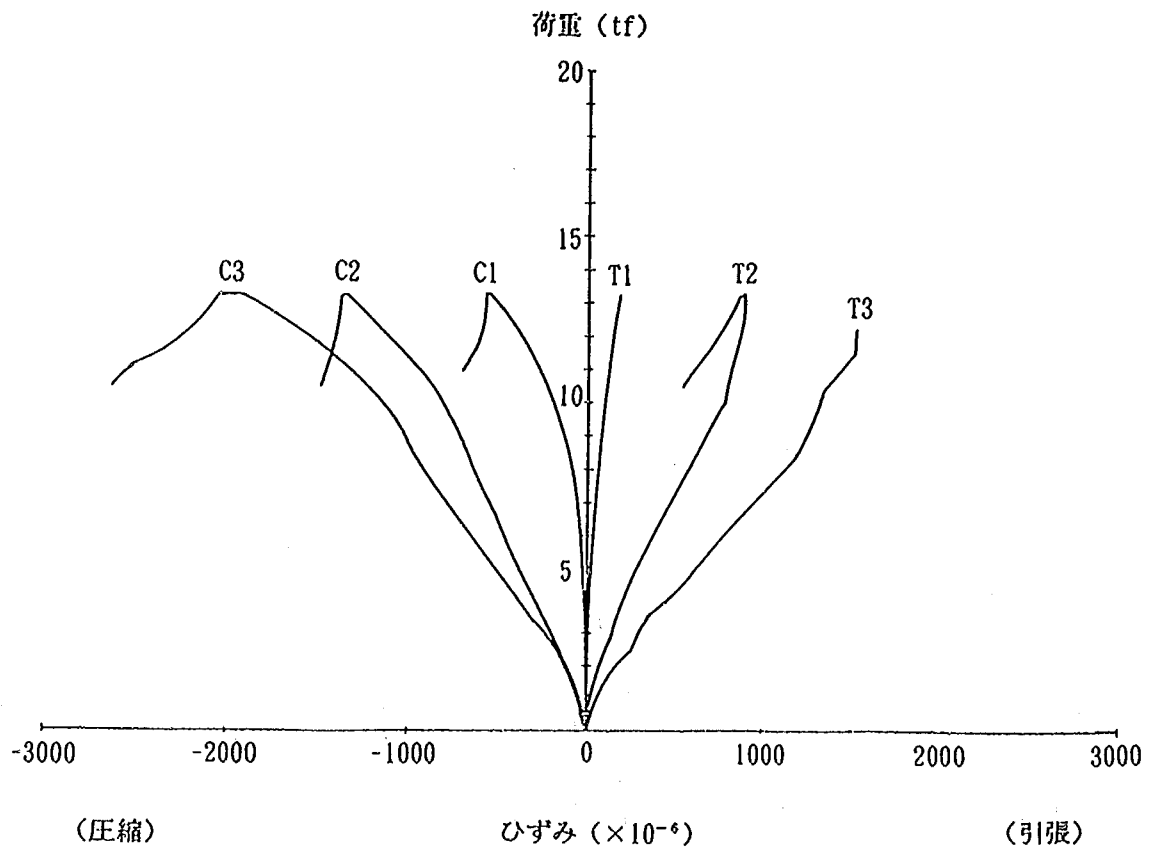


図-3・29 荷重-鉄筋ひずみの関係 (ケース1, 試験A)

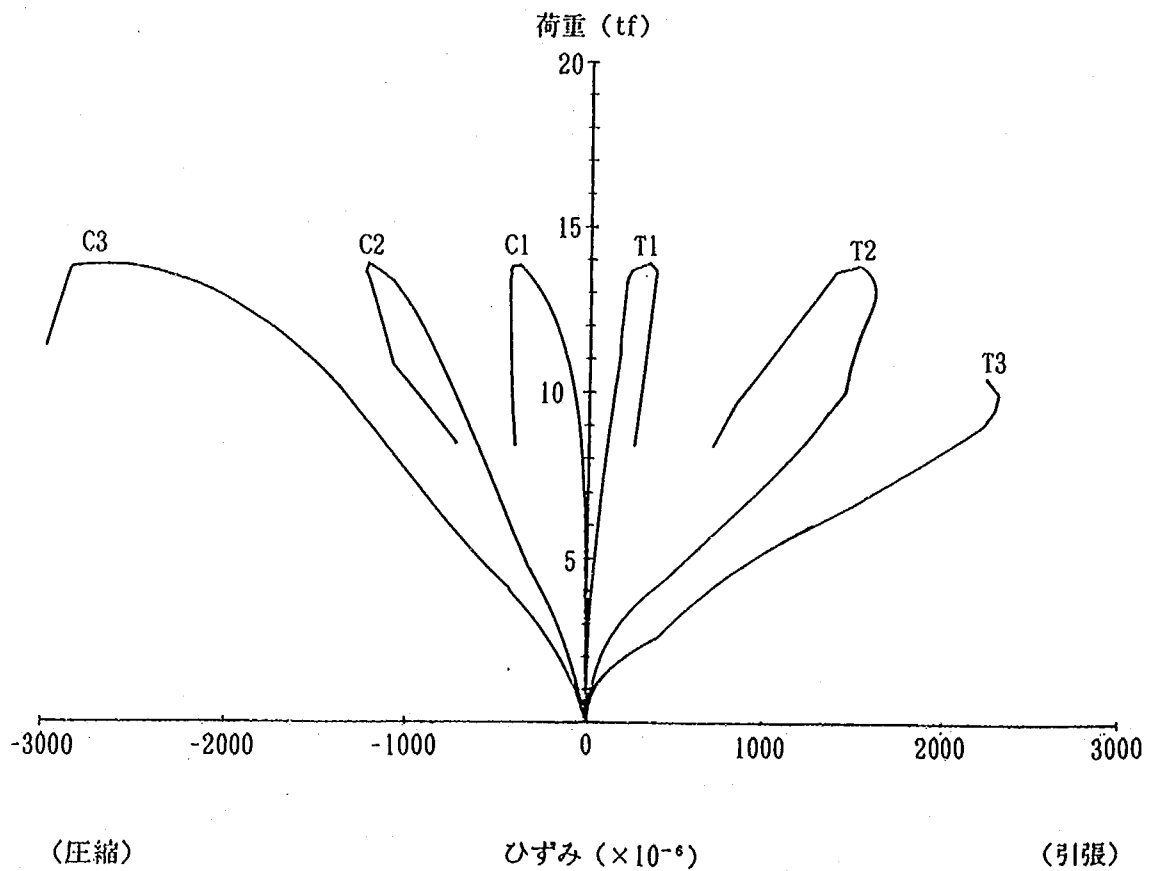


図-3・30 荷重-鉄筋ひずみの関係 (ケース2, 試験A)

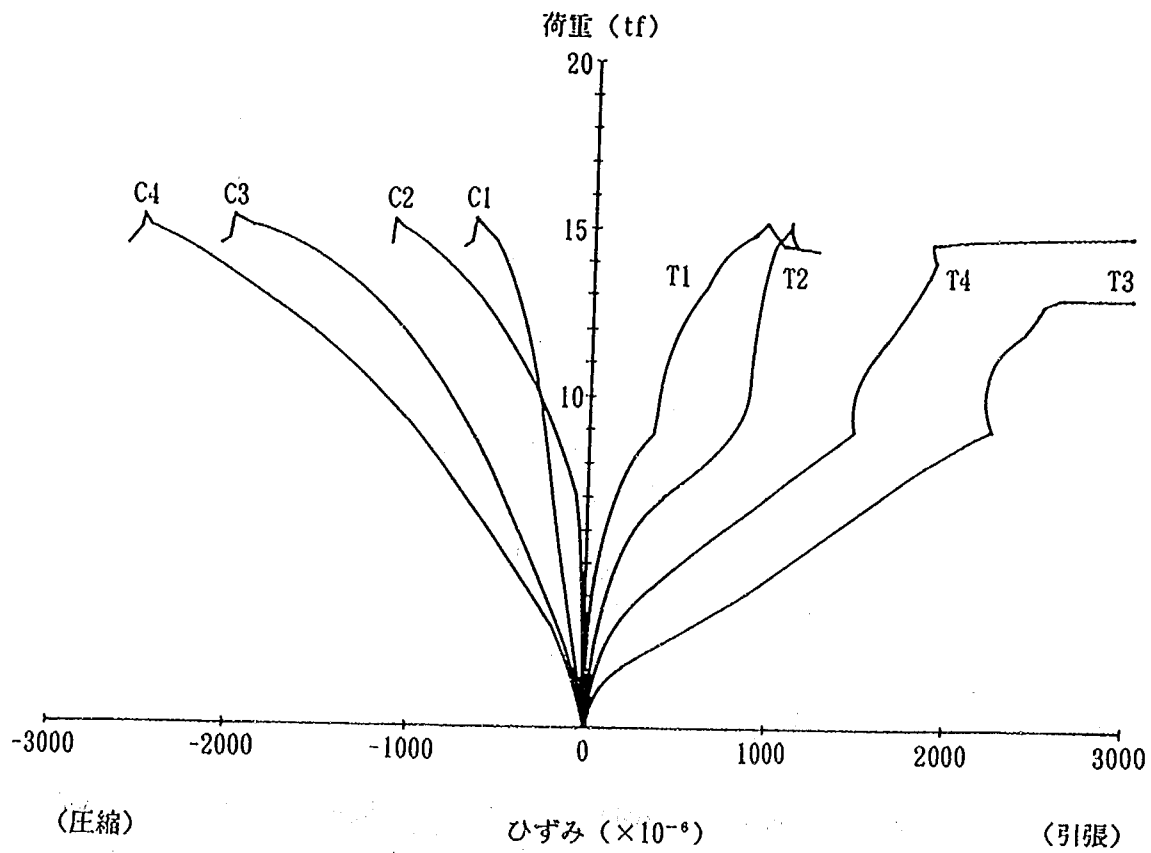


図-3・31 荷重-鉄筋ひずみの関係 (ケース3, 試験A)

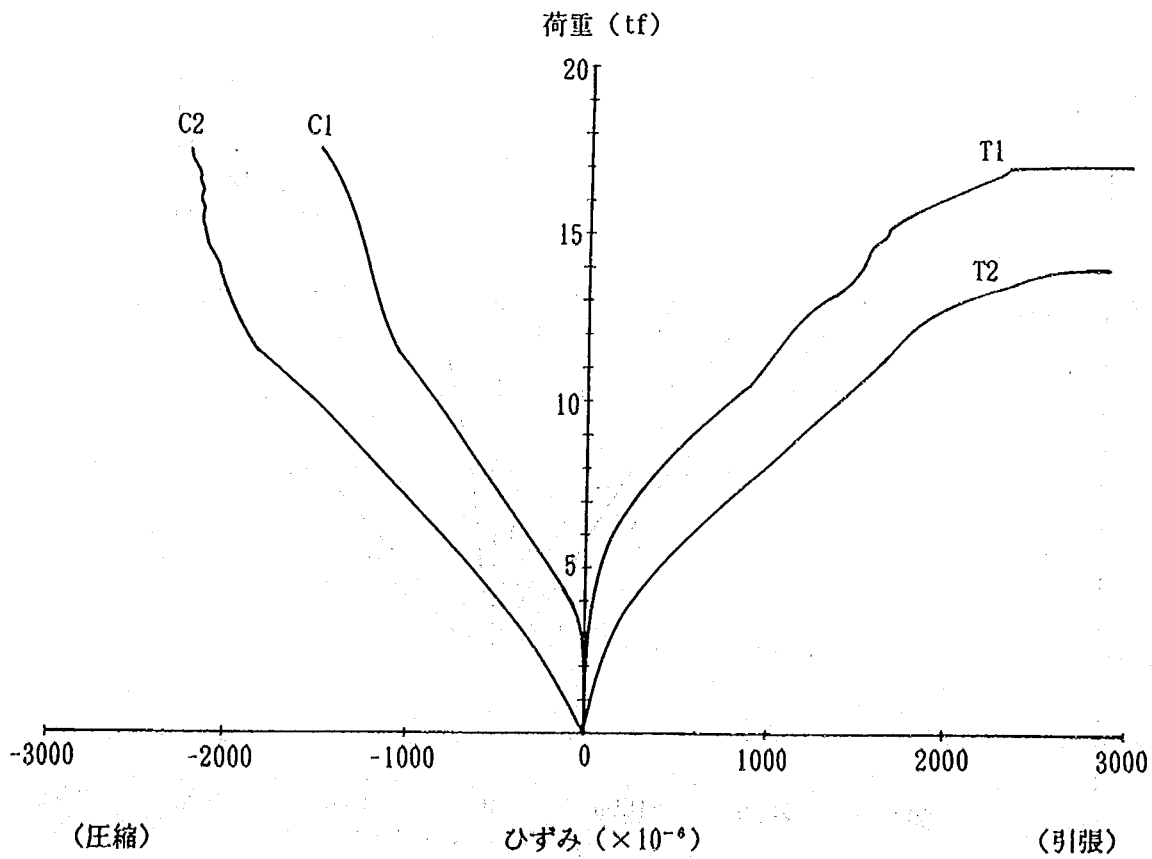


図-3・32 荷重-鉄筋ひずみの関係 (ケース4, 試験A)

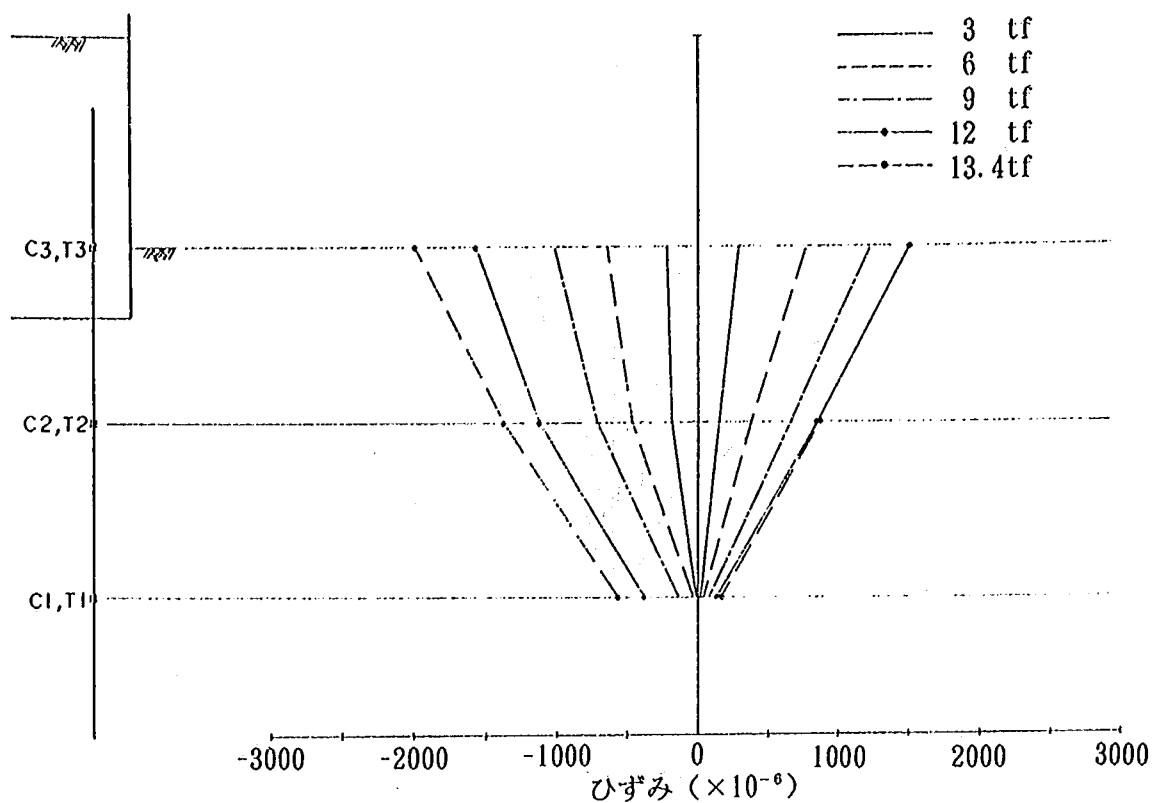


図-3・33 鉄筋のひずみ分布 (ケース1, 試験A)

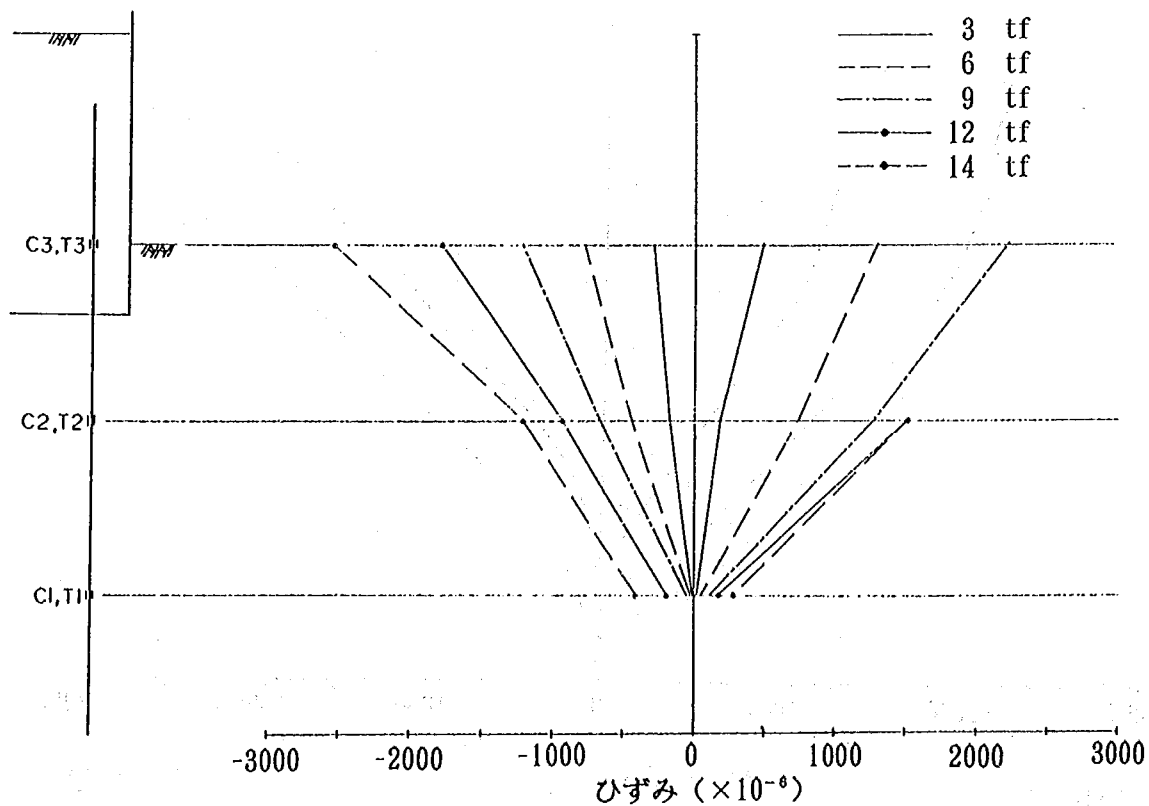


図-3・34 鉄筋のひずみ分布 (ケース2, 試験A)

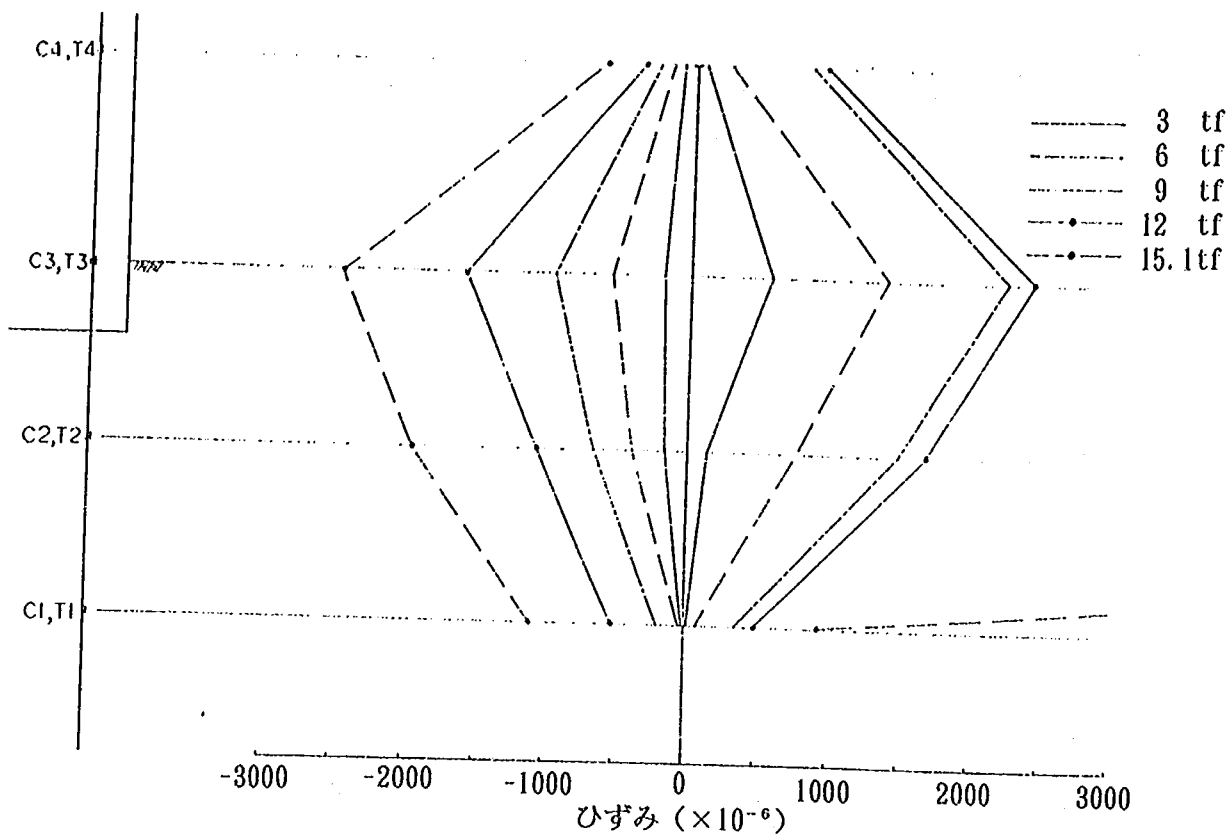


図-3・35 鉄筋のひずみ分布 (ケース3, 試験A)

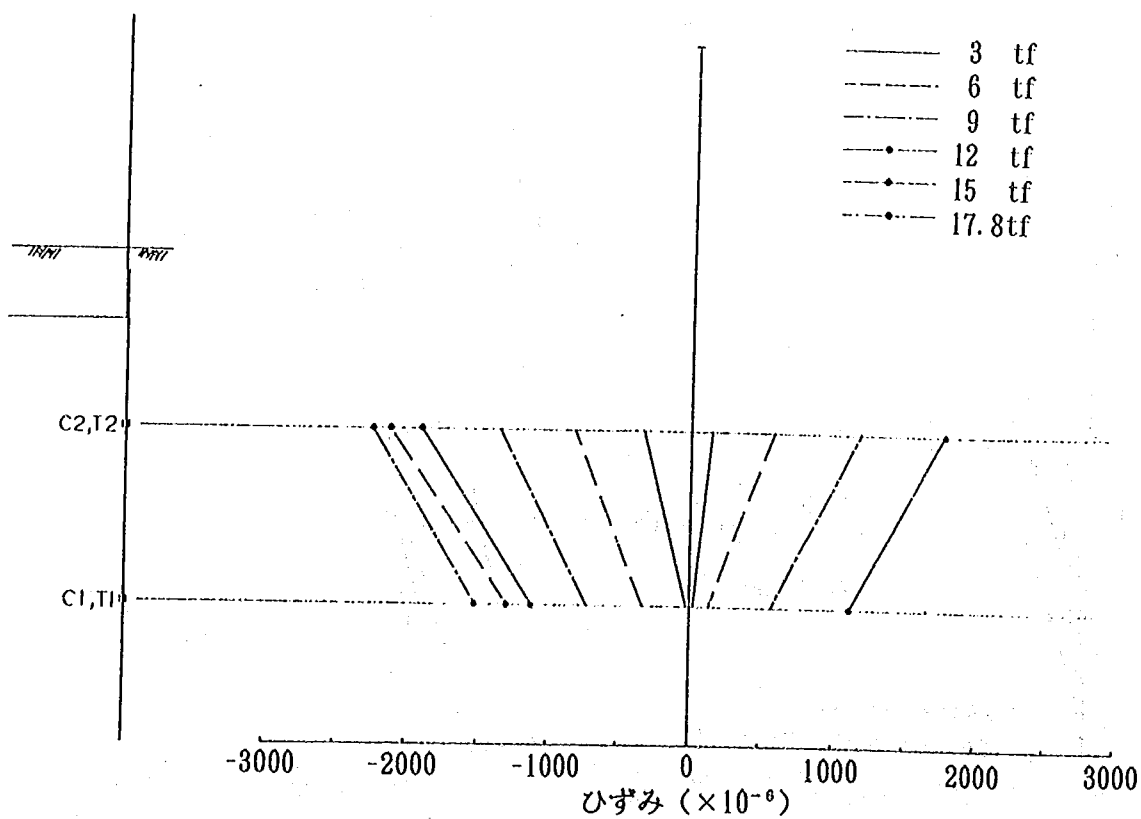


図-3・36 鉄筋のひずみ分布 (ケース4, 試験A)

2) 試験B

荷重-変位の関係を図-3・37～図-3・38に示す。耐力の結果を表-3・13に示す。杭体内のひずみ分布を図-3・39～図-3・43に示す。

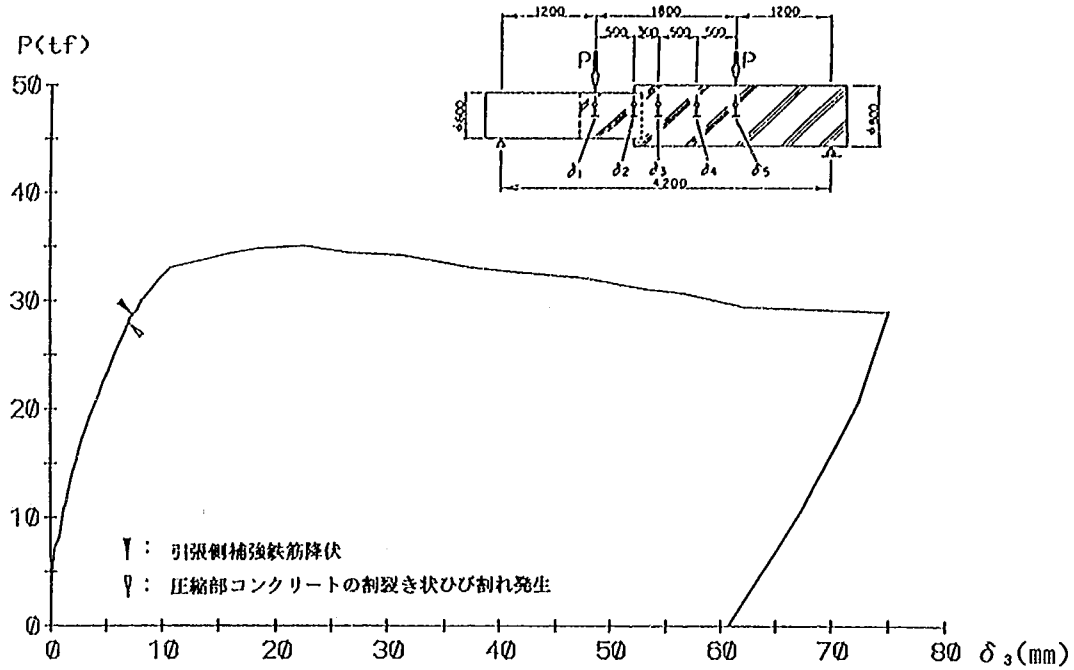


図-3・37 荷重-変位の関係(ケース5, 試験B)

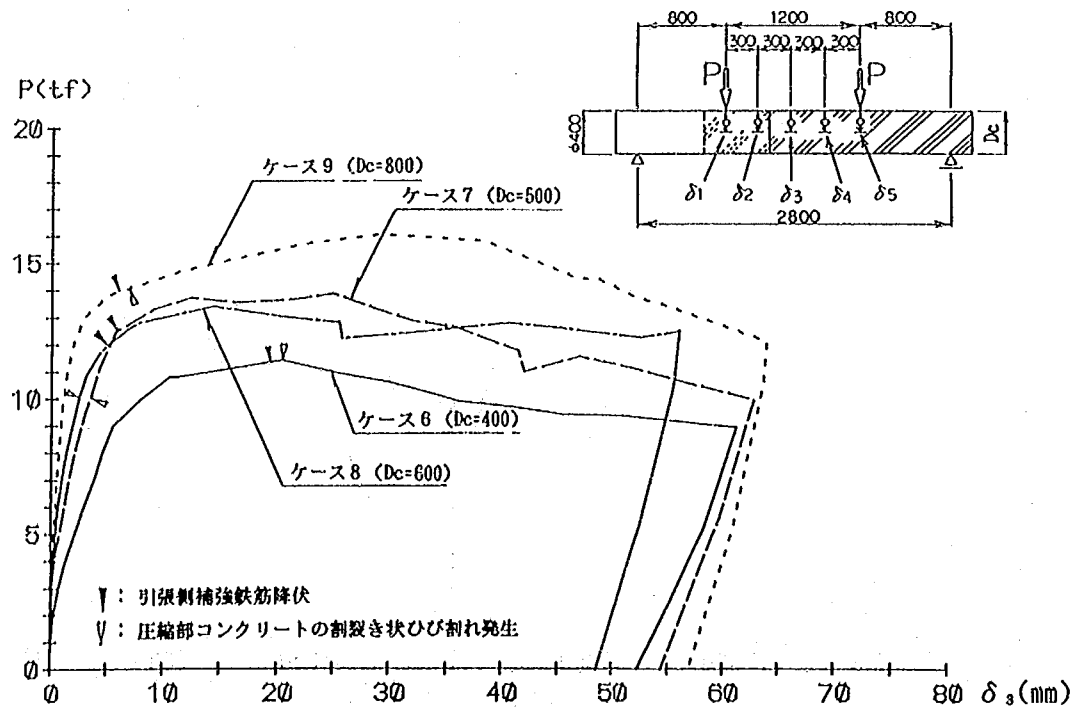


図-3・38 荷重-変位の関係(ケース6～ケース9, 試験B)

表-3・13 耐力一覧(試験B)

試験体	鋼管径 (mm)	コンクリート 部直径 (mm)	鋼管 かぶり (cm)	補強鉄筋 引張降伏荷重 (tf)	最大耐力 (tf)	計算曲げ 終局耐力 (tf)
5	60	80	10	28.6	35.0	46.9
6	40	40	0	11.4	11.6	11.4
7		50	5	12.6	13.8	15.6
8		60	10	12.0	13.4	19.6
9		80	20	14.0	16.0	27.5

注) 計算曲げ終局耐力の計算条件
 コンクリート強度 350kgf/cm^2
 鉄筋降伏点 3770kgf/cm^2 (ケース5), 3810kgf/cm^2 (ケース6~ケース9)

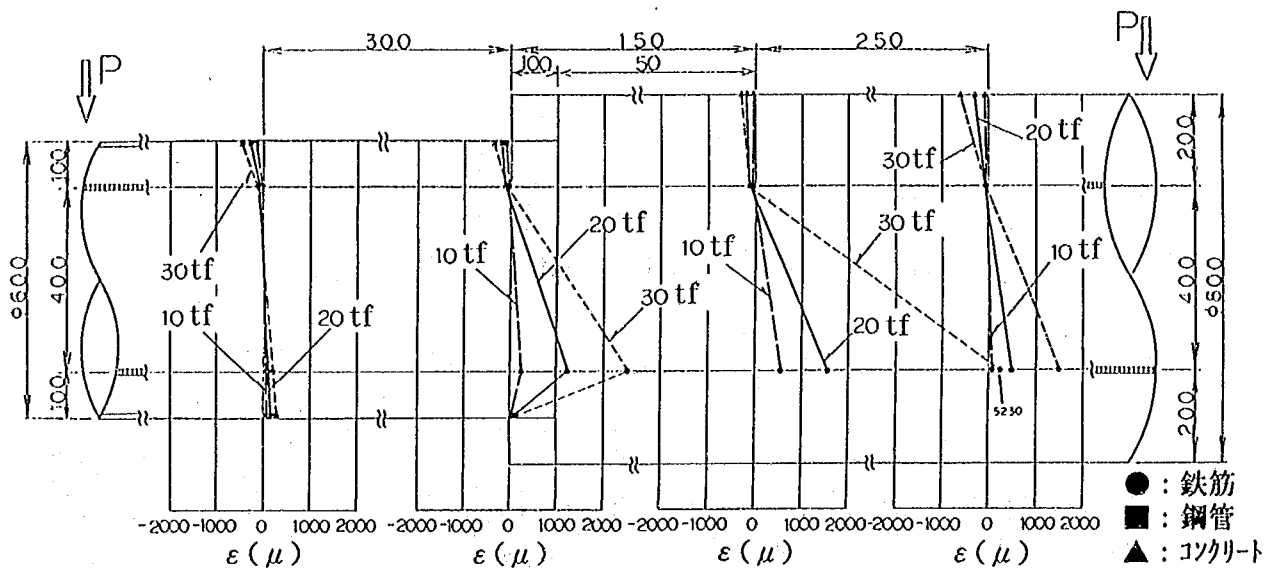


図-3・39 結合部のひずみ分布(ケース5)

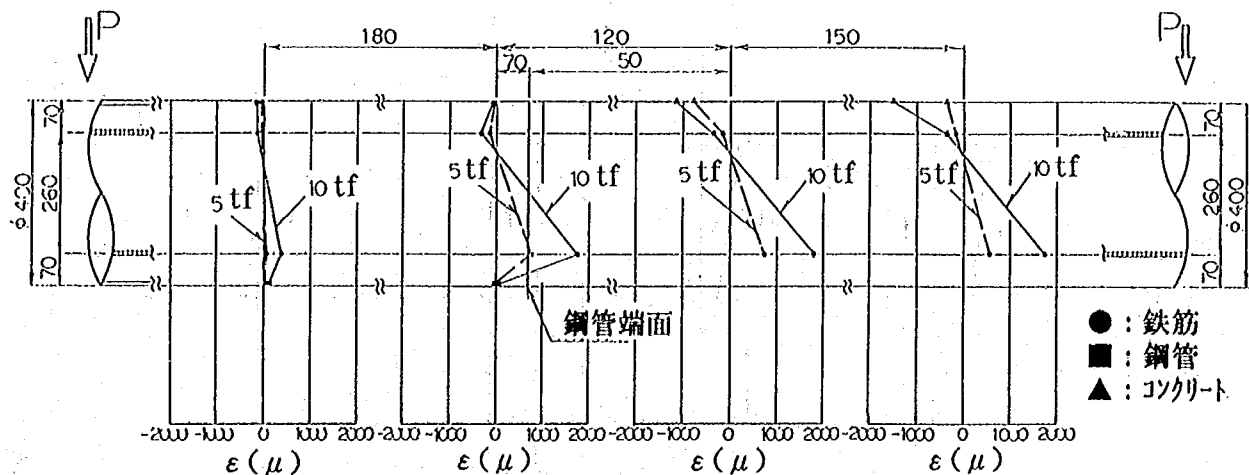


図-3・40 結合部のひずみ分布(ケース6)

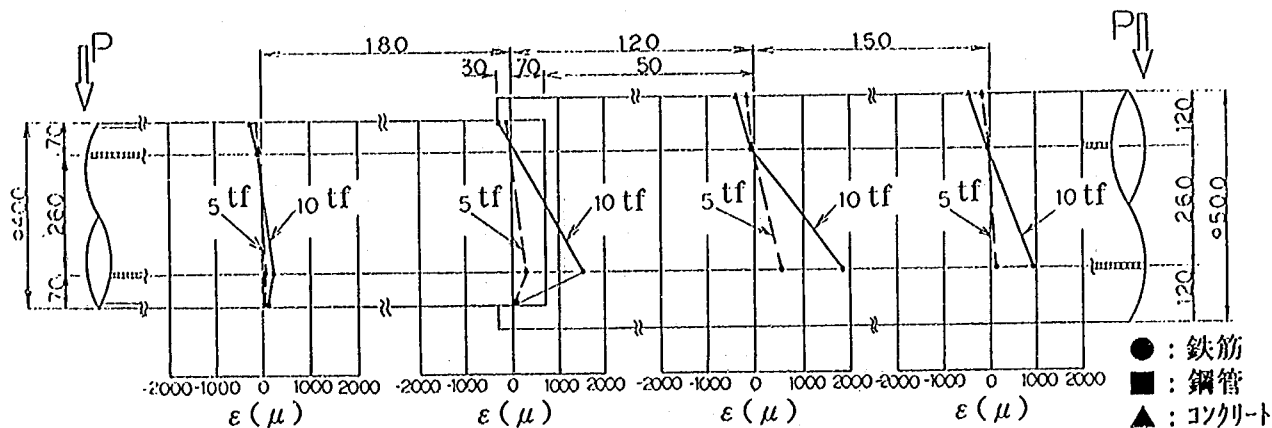


図-3・41 結合部のひずみ分布 (ケース7)

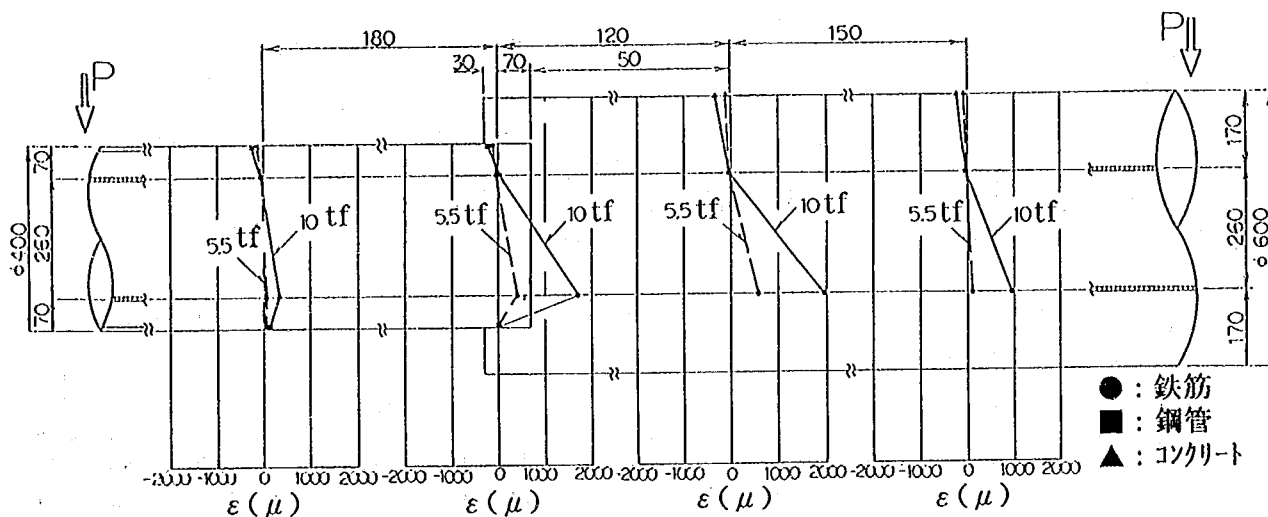


図-3・42 結合部のひずみ分布 (ケース8)

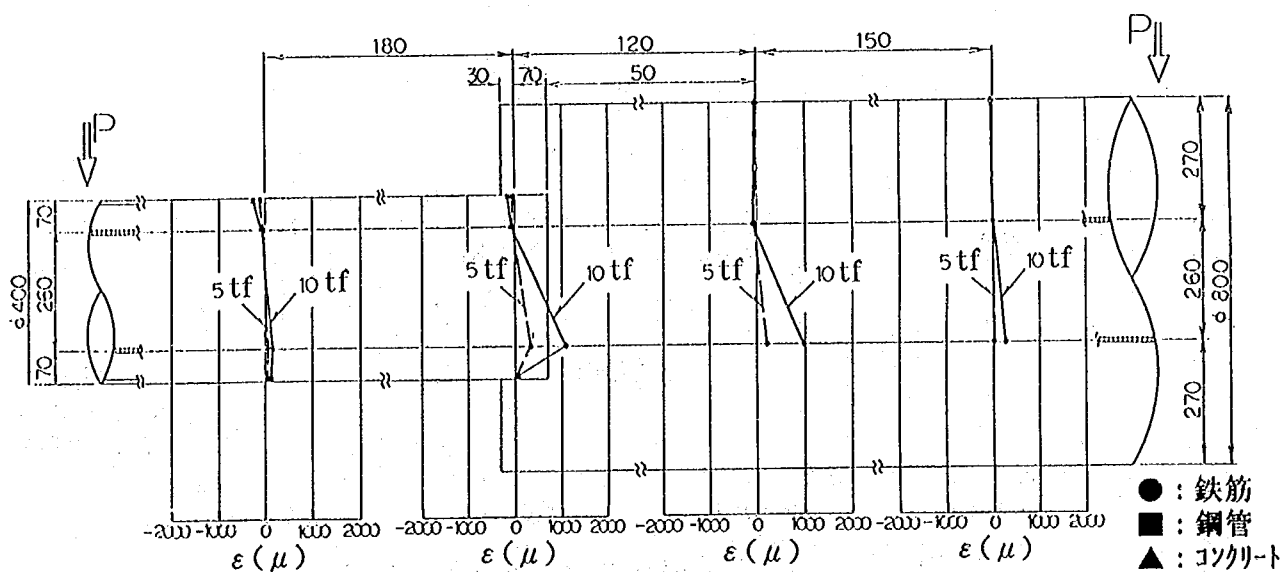


図-3・43 結合部のひずみ分布 (ケース9)

3) 試験C

荷重-変位の関係を図-3・44～図-3・47に示す。耐力の結果を表-3・14に示す。杭体内のひずみ分布を図-3・48～図-3・50に示す。

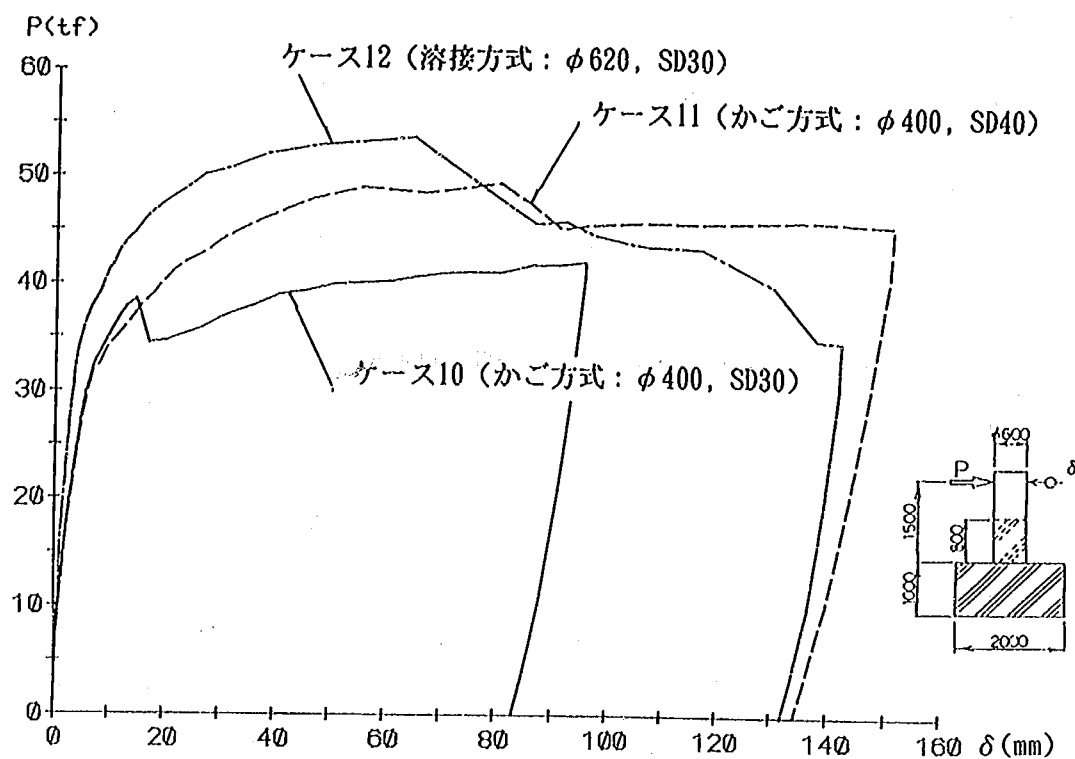


図-3・44 荷重-載荷点変位 (試験C)

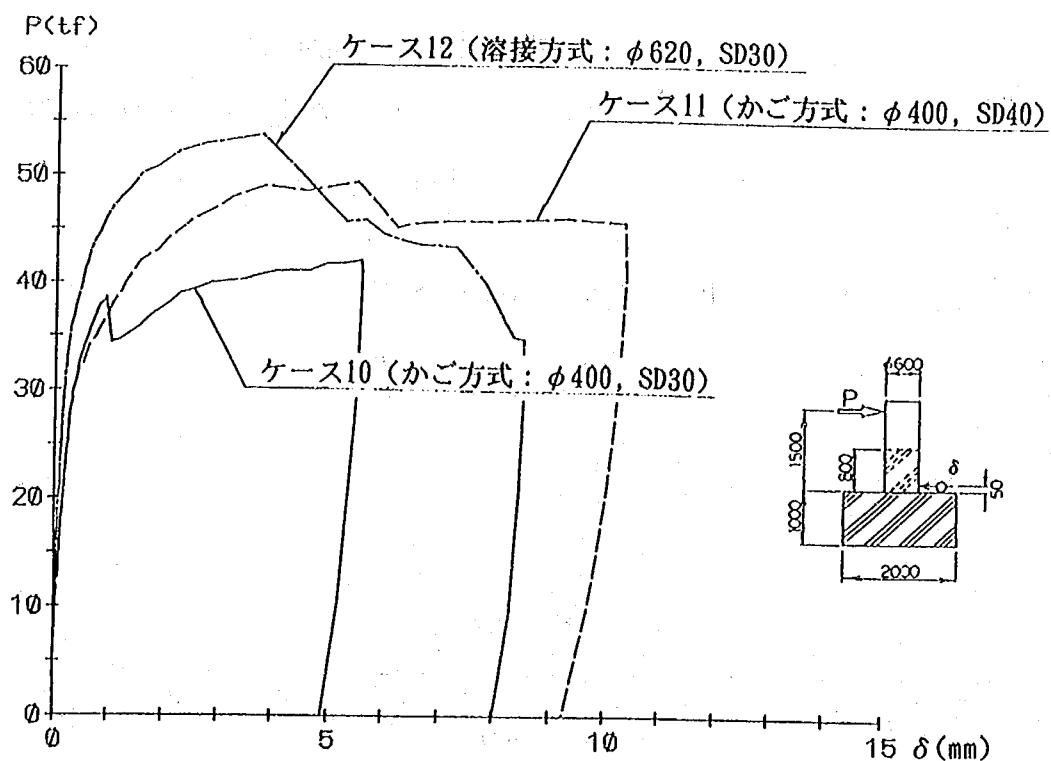


図-3・45 荷重鋼管基部の変位 (試験C)

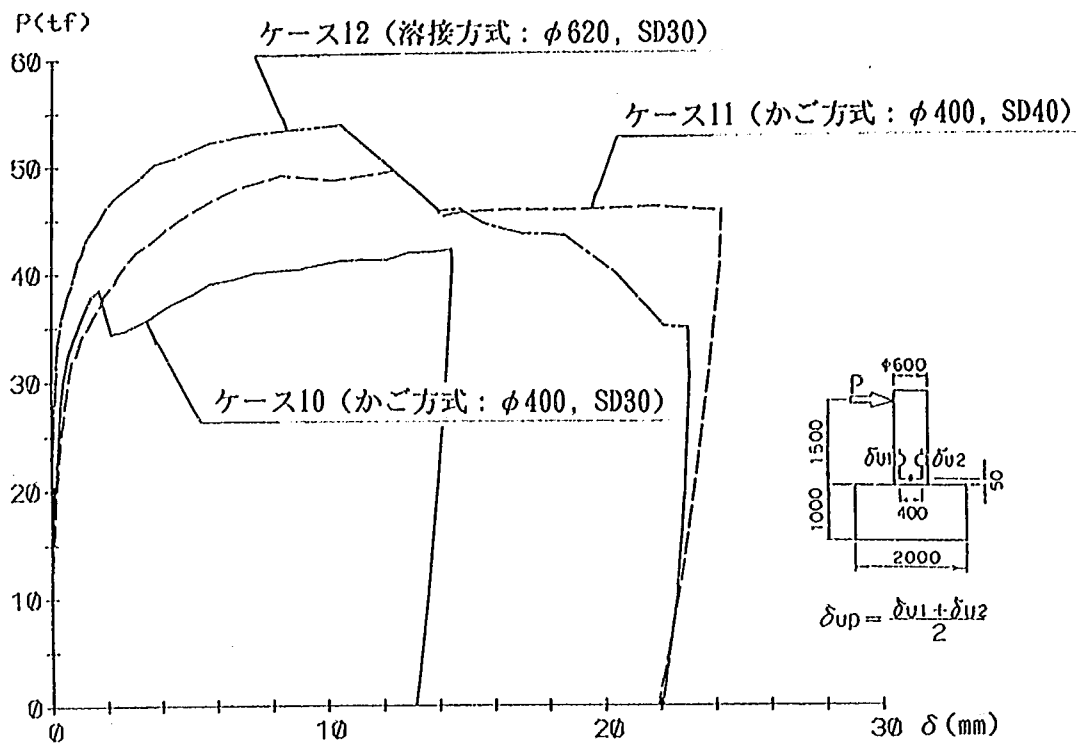


図-3・46 荷重-鋼管の浮き上がり量 (試験C)

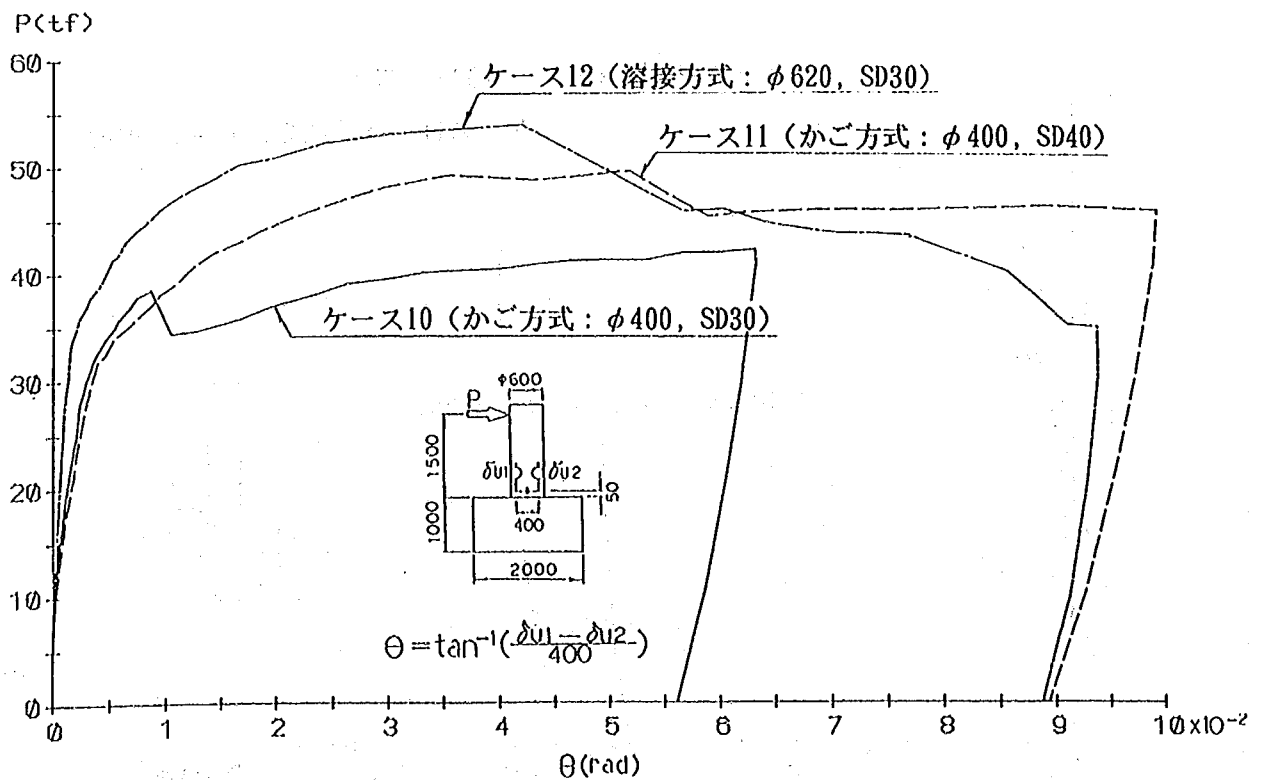


図-3・47 荷重-鋼管基部の回転角 (試験C)

表-3・14 耐力一覧(試験C)

ケース	鉄筋かご 径 (cm)	補強鉄筋 降伏荷重 (tf)	最大耐力 (tf)	計算終局耐力		備 考
				かぶり(cm)	(tf)	
10	40	33.5	42.0	0	25.9	SD30 $\sigma_y=3770\text{kgf/cm}^2$
				5	31.9	
				10	38.8	
11		31.5	49.5	0	28.8	SD40 $\sigma_y=4290\text{kgf/cm}^2$
				5	35.0	
				10	42.5	
12	62	34.5	54.0	10	38.6	$\sigma_y=3770\text{kgf/cm}^2$

注) 計算に使用したコンクリートの強度
 $\sigma_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$

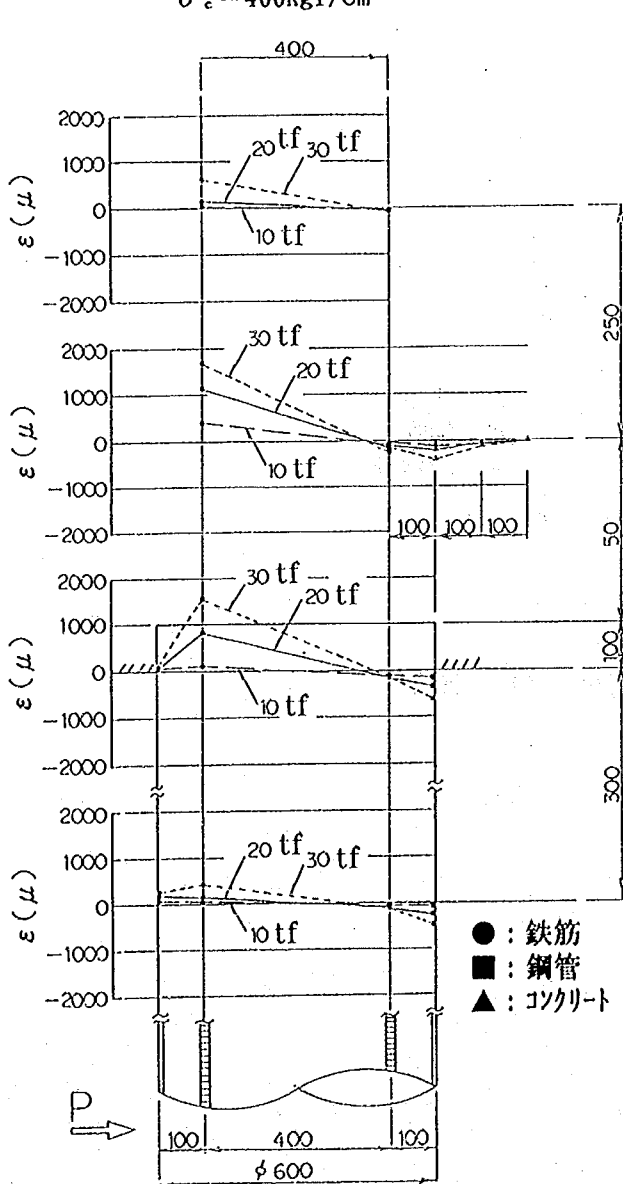


図-3・48 ひずみ分布(ケース10, 試験C)

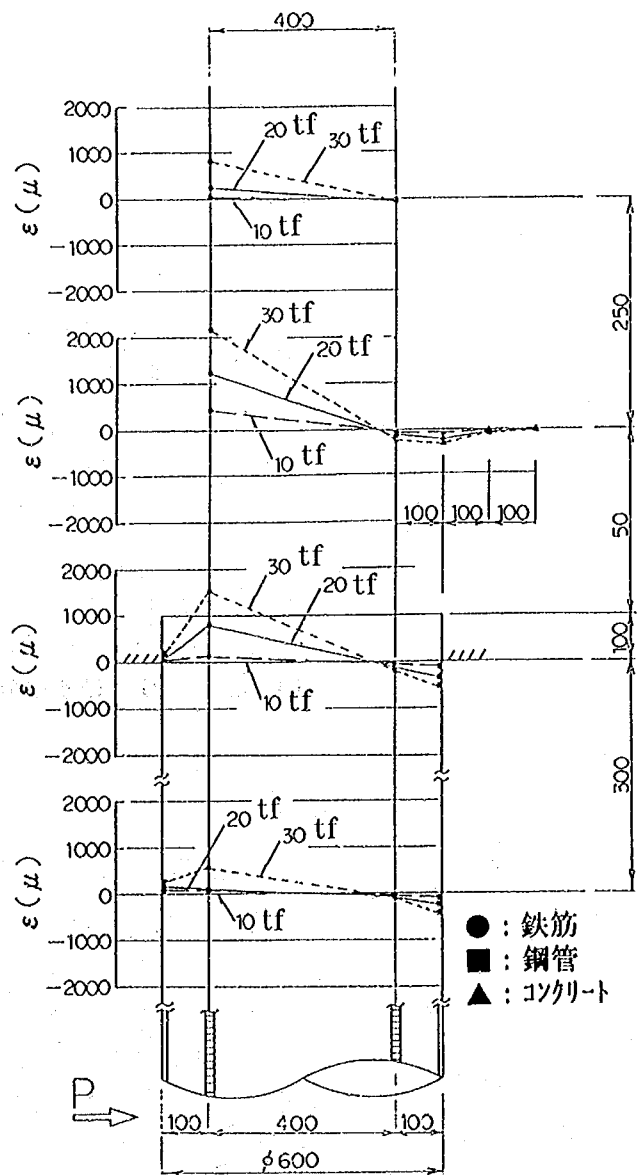


図-3・49 ひずみ分布(ケース11, 試験C)

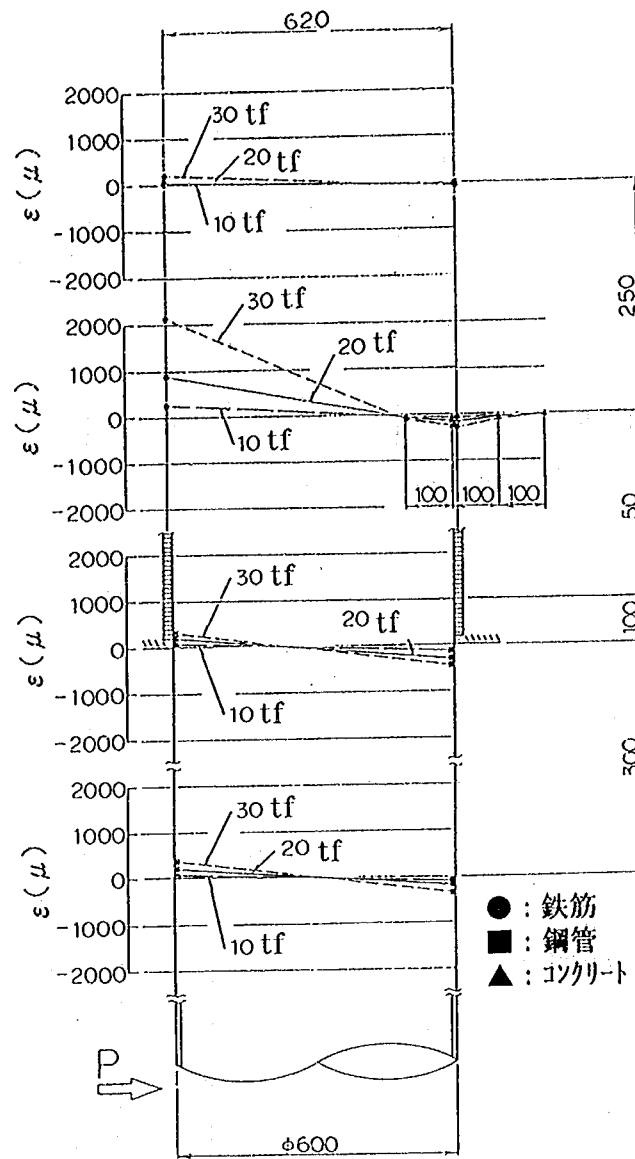


図-3・50 ひずみ分布 (ケース12, 試験C)

以上の成果を整理すると、次のようになる。

(1) フーチングコンクリートのひずみ

図-3・51に実験Cにおける杭頭近くのコンクリートのひずみ分布を溶接方式とかご方式で比較した図を示す。この図によるとひずみ量は溶接方式の方が小さいが、ひずみが分布している領域及び分布状況はほぼ同じであり、ともに鋼管端部が最大となる。杭頭の曲げにより生じるフーチングコンクリートの圧縮領域は鉄筋かごの径により大きく変わらない。

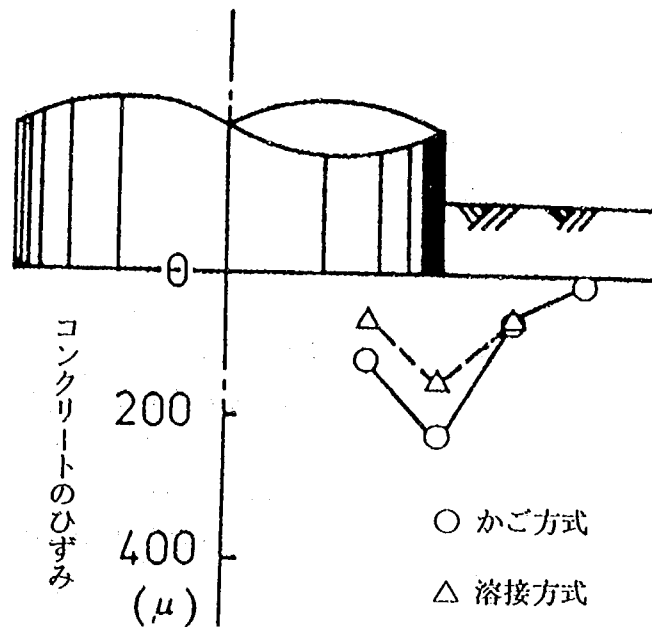


図-3・51 フーチングコンクリートのひずみ

(2) 仮想RC断面による照査とかご径

溶接方式の耐力の実験値と計算値をもとに、かご方式の仮想RC断面による計算について検討を行う。図-3・52は仮想RC断面による計算結果と試験結果を示したものである。溶接方式の耐力を1.0として比で整理しており、計算値については、かぶりを鉄筋及び鋼管より考えたそれぞれの場合について、コンクリートの応力及び鉄筋の応力で照査した結果を示している。この図によると、鉄筋よりかぶりを10cmとした仮想RC断面の鉄筋の応力で照査する場合と鋼管よりかぶりを10cmとした仮想RC断面のコンクリートの応力で照査する場合が実験における耐力の落ち方の傾向をよく表している。

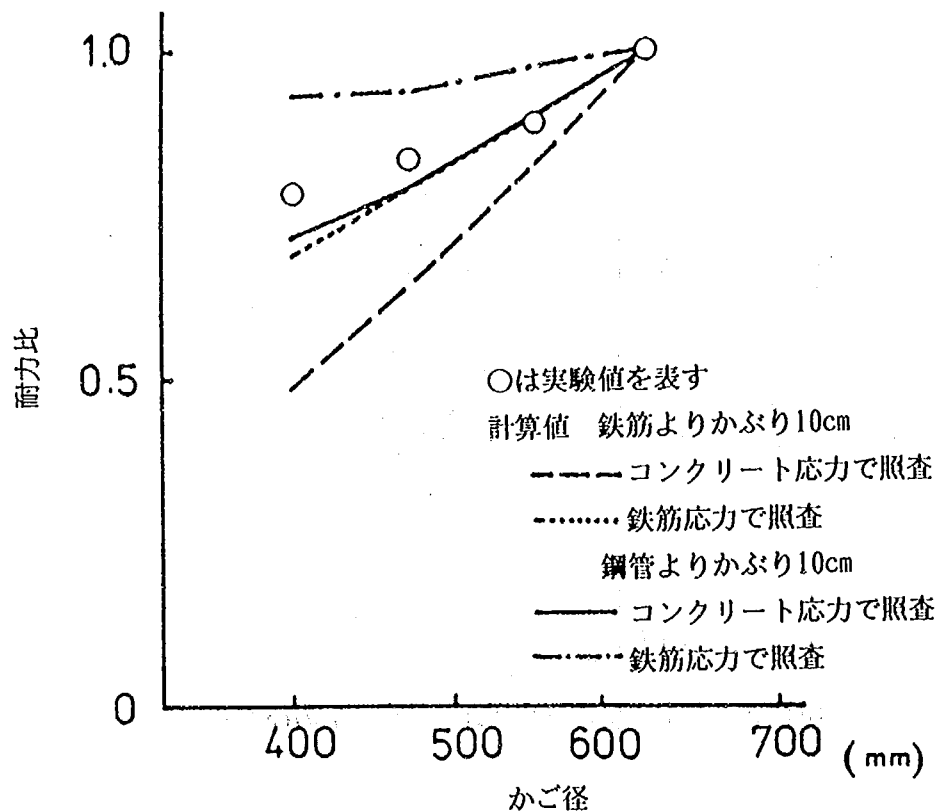


図-3・52 かご径と耐力の関係（杭径600mm）

(3) 仮想RC断面の径

図-3・53に試験Cにおけるひずみ分布の試験値と仮想RC断面の径を変えて計算した値を比較したものを示す。鉄筋よりかぶりを10cmとした値は過大に応力を評価しており、かぶりを鋼管より10cm（鉄筋よりかぶりを20cm）として計算を行うのが妥当であると考えられる。

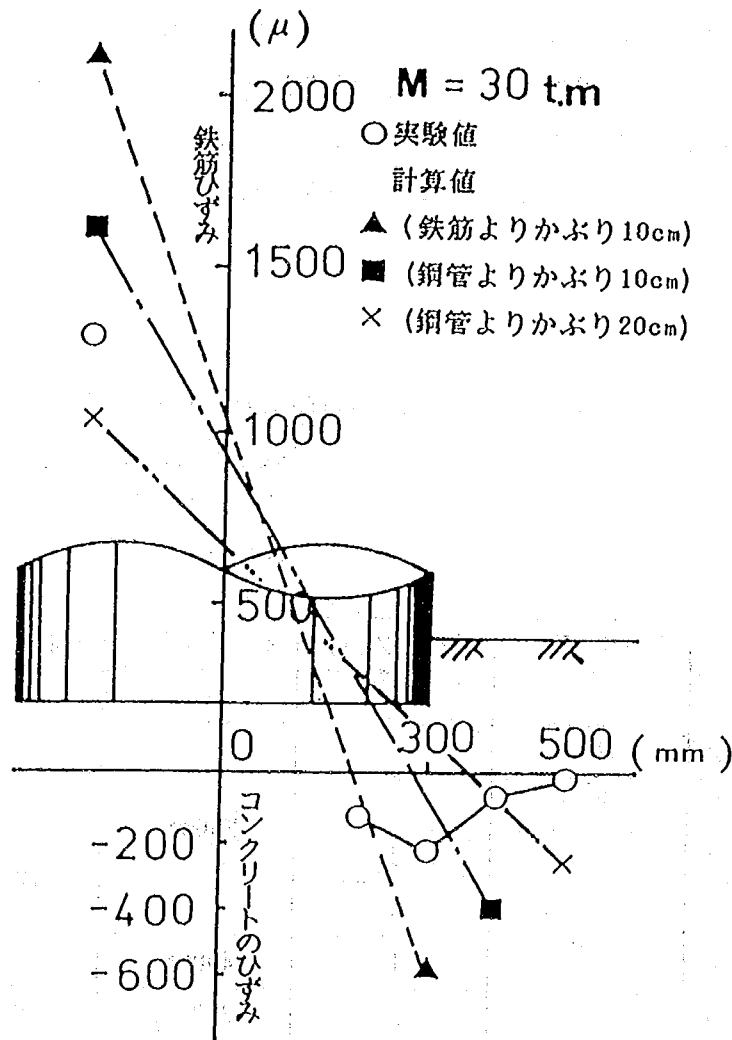


図-3・53 杭頭部に生じるひずみ

3. 4 鋼管杭の引抜き試験

3. 4. 1 試験目的

杭基礎設計便覧（S 6 1）においては、従来照査の省かれていた引抜き力に対して、杭外周のずれ止めにより伝えられるせん断力及び杭とフーチングコンクリートの摩擦力により、抵抗するものとしている。しかし、ずれ止めを用いた杭頭結合の引抜き耐力に関する試験はほとんどなく、破壊形態なども明確ではないため、便覧に従う照査が、ずれ止めの段数・厚さの異なる場合、作用する引抜き力が大きい場合などに対して、常に合理的であるとは限らない。そこで、ずれ止め段数、ずれ止め厚さ、ずれ止め位置等の基本的なパラメータを変化させ、引抜き力が作用したときのずれ止めの機能、杭頭結合部の破壊部の破壊形態及び耐力を把握するために本試験を実施した。

なお、本試験は東京湾横断道路株式会社との共同研究で行った。

3. 4. 2 試験方法

1) 試験体

本試験では、引抜き力が作用する場合に杭頭結合部の耐力に影響を及ぼすと考えられるずれ止めの諸元を変化させ、表-3・15に示す7ケースについて試験を実施した。

表-3・15 試験体の種類

試験体	ずれ止め厚さ	ずれ止め段数	ずれ止め深さ	ずれ止め間隔
TT-1	—	0	—	—
TT-2	6mm	1	250mm	
TT-3	12mm			
TT-4	6mm	2	100mm	
TT-5		3		
TT-6		1	400mm	—
TT-7		2	250mm	200mm

表-3・16 使用材料

種 類	規 格
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ ，最大骨材径20mm
鋼 管	SKK50 $\phi 406.4 \times t9.0\text{mm}$
鉄 筋	D13, D22
その他の鋼材	SS41

試験体の概略図を図-3・54に、鋼管（結合部）の概略図を図-3・55に示す。

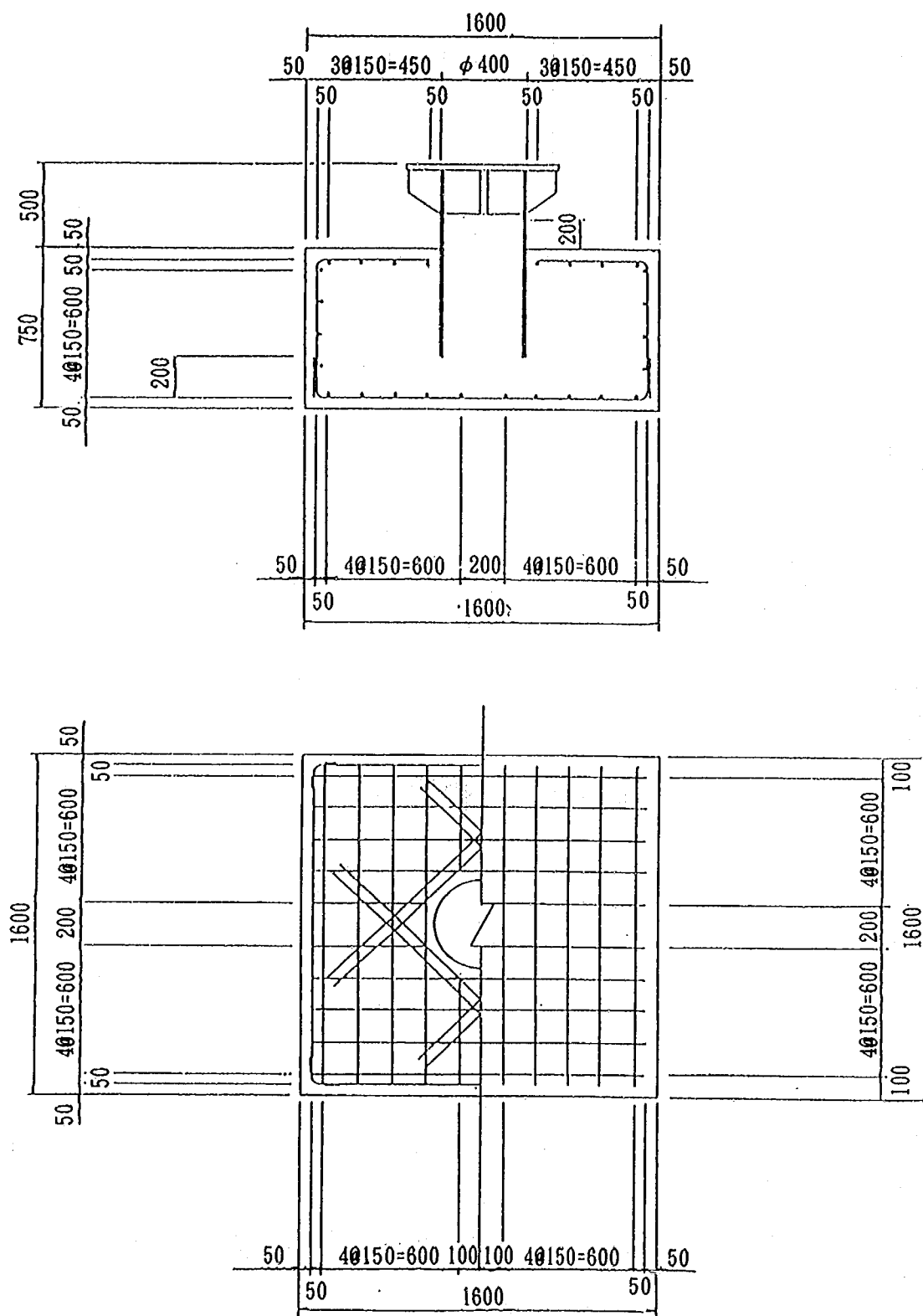


図-3・54 試験体概略図

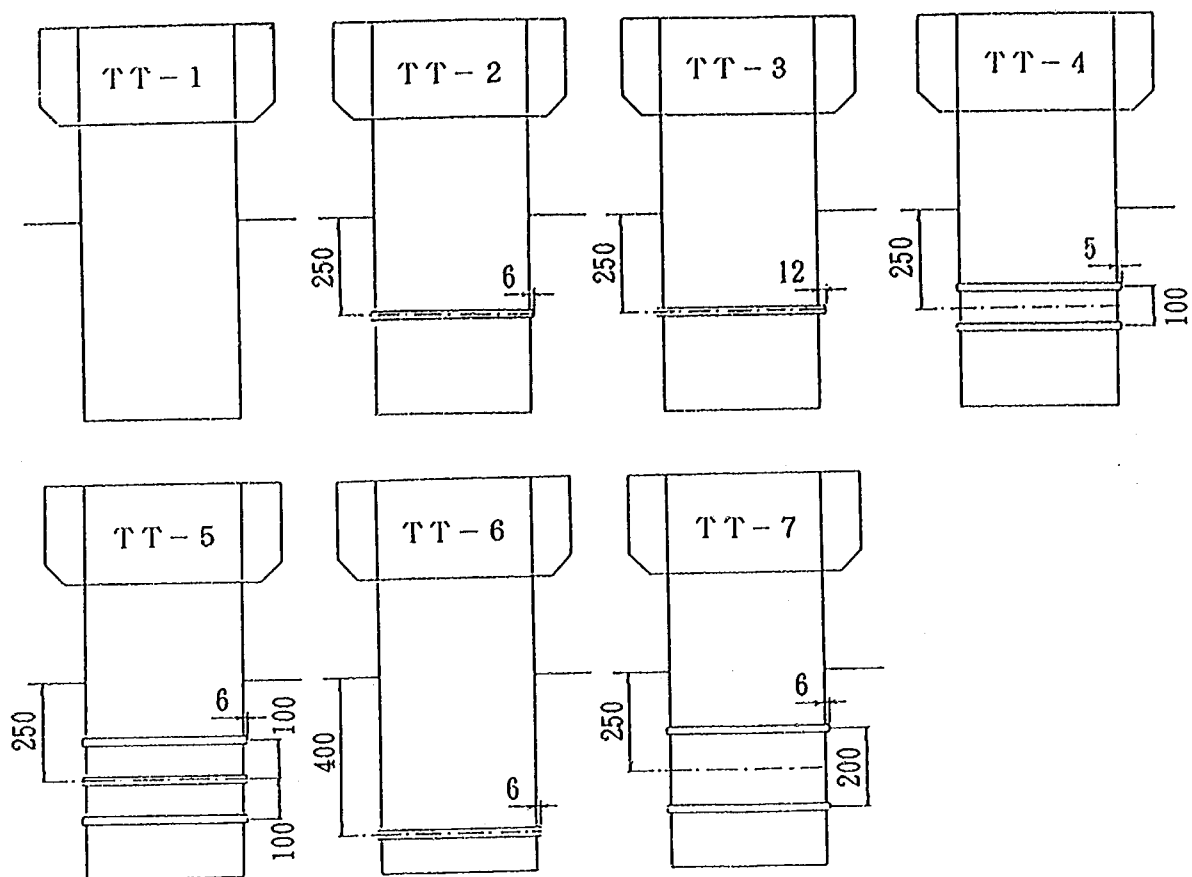


图-3·55 鋼管概略図

2) 載荷方法

試験装置の概要図を図-3・56に示し、装置の名称及び仕様を表-3・17に示す。試験の手順は次に示す通りである。

- (1) 試験体の上下反転
- (2) 試験体の据付け
- (3) 分配梁、ジャッキ受梁の設置
- (4) 載荷梁と鋼管の結合
- (5) 油圧ジャッキにより載荷梁を押上げることにより、鋼管に引抜き力を載荷。

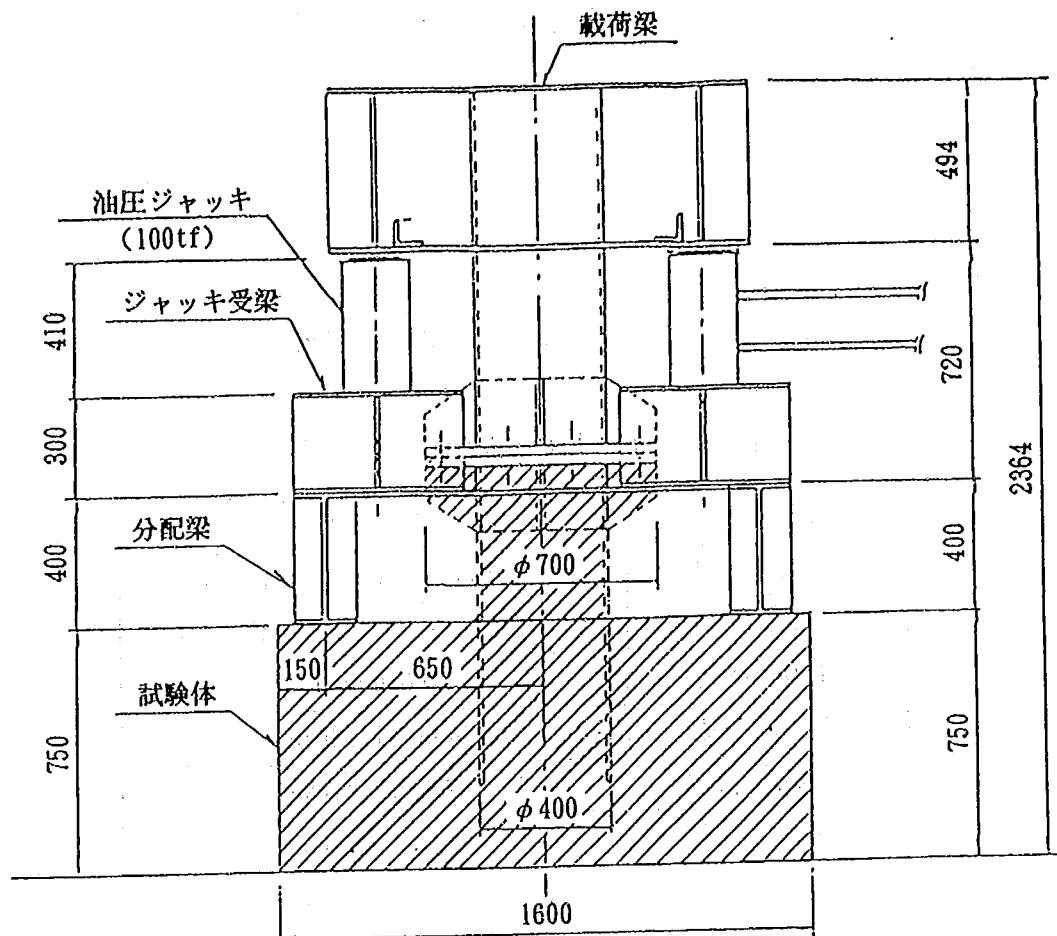
表-3・17 加力装置主要仕様

名 称	仕 様
油圧ジャッキ	100tf, 200mm×4台
電動ポンプユニット	800kgf/cm ² , 2.5ℓ/min, 載荷試験用
圧力変換機	PG-500ku
載 荷 梁	重量: 1,100kg
ジャッキ受梁	重量: 420kg
分 配 梁	重量: 460kg

載荷方法は、漸増繰返し載荷を数回実施した後、破壊に到るまで載荷を行った。各試験体に対する載荷履歴を図-3・57～図-3・63に示す。

測定は処女荷重については、2.5tf毎に、履歴荷重については、5tf毎に行った。なお、最終載荷時においては、測定は5tf毎に行い、逐次クラック調査を実施した。

側面図



平面図

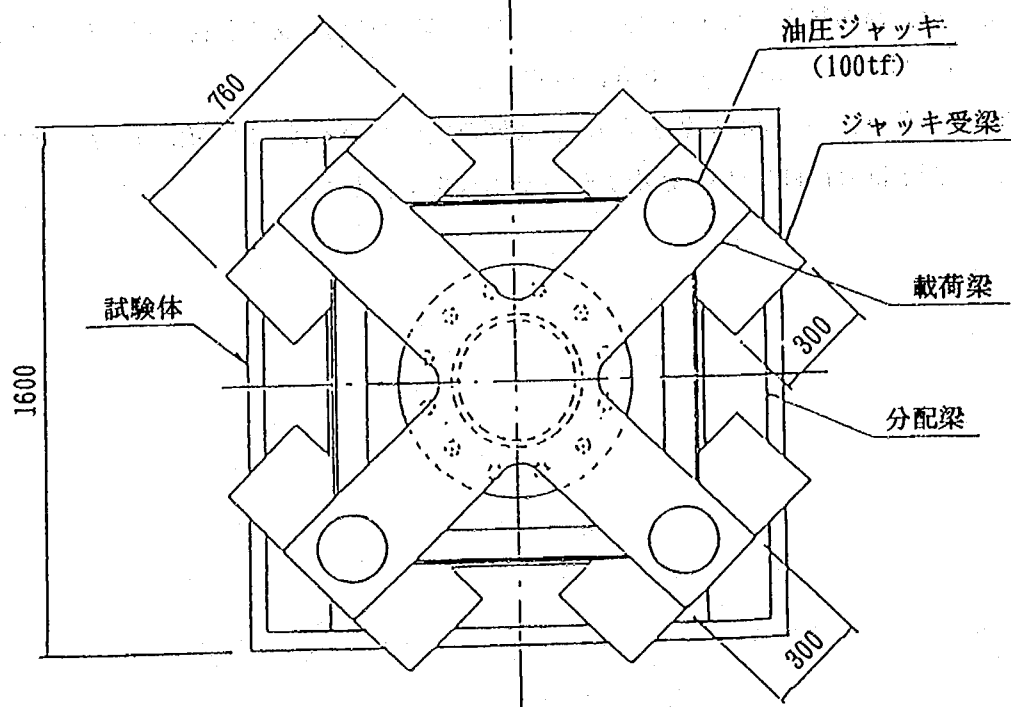


図-3・56 試験装置概要図

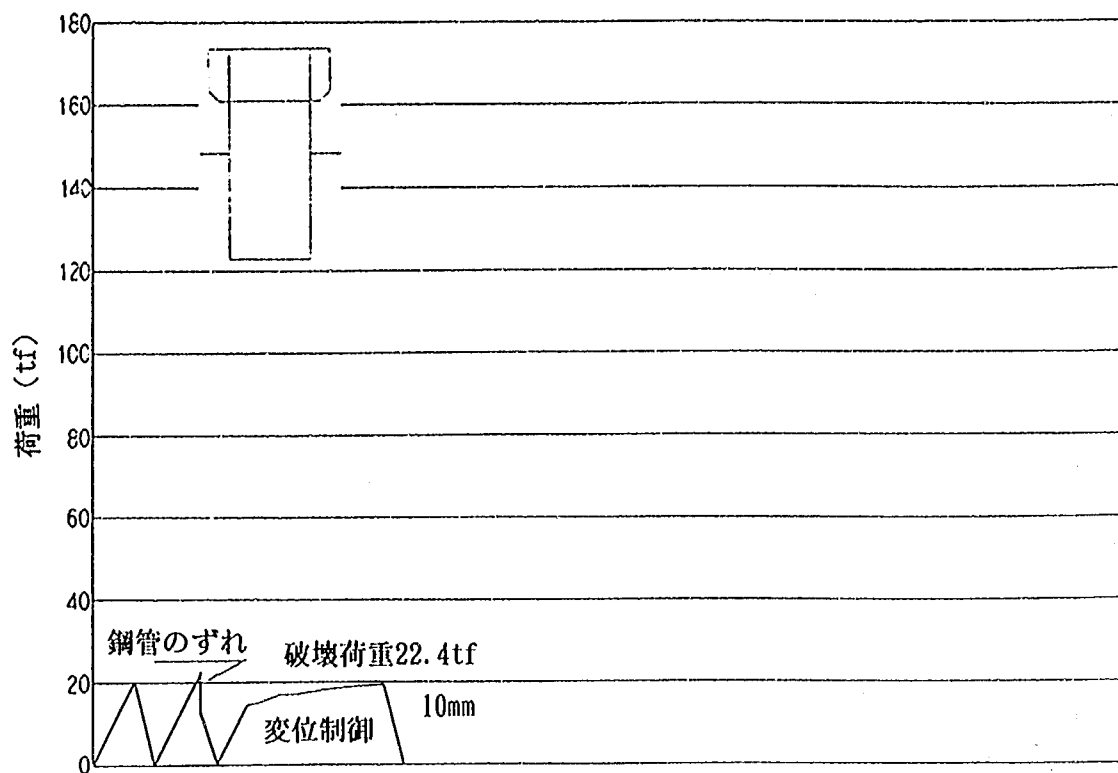


図-3・57 載荷サイクル (TT-1)

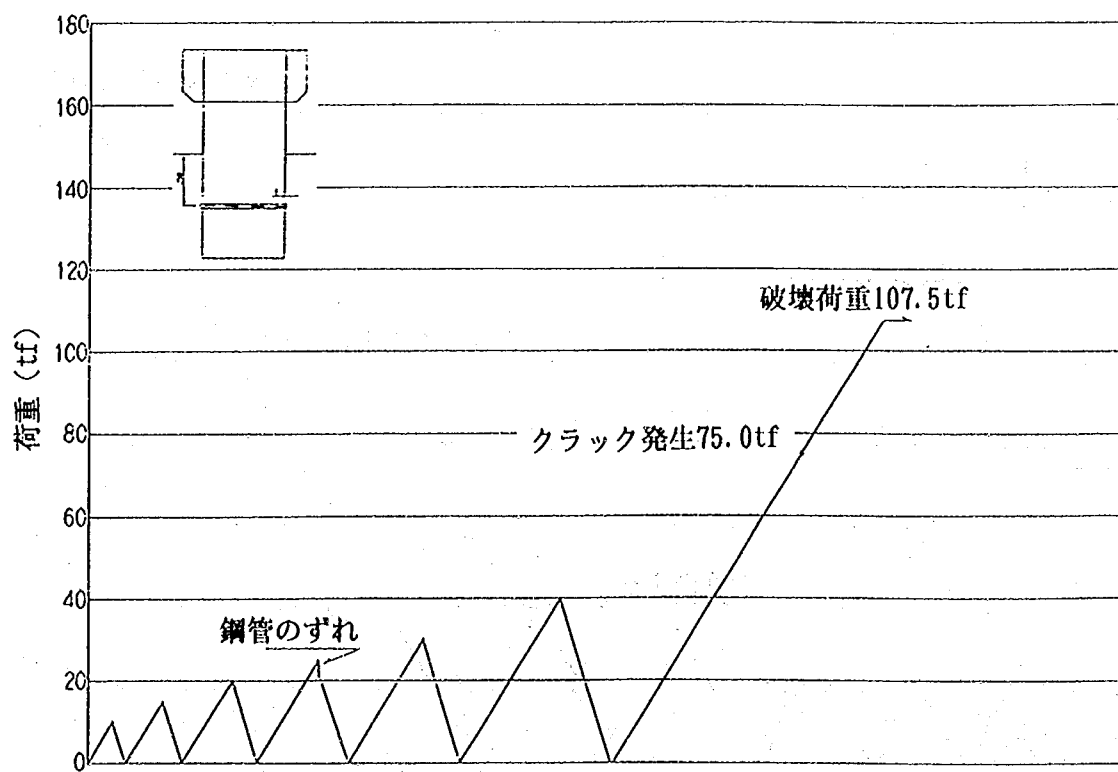


図-3・58 載荷サイクル (TT-2)

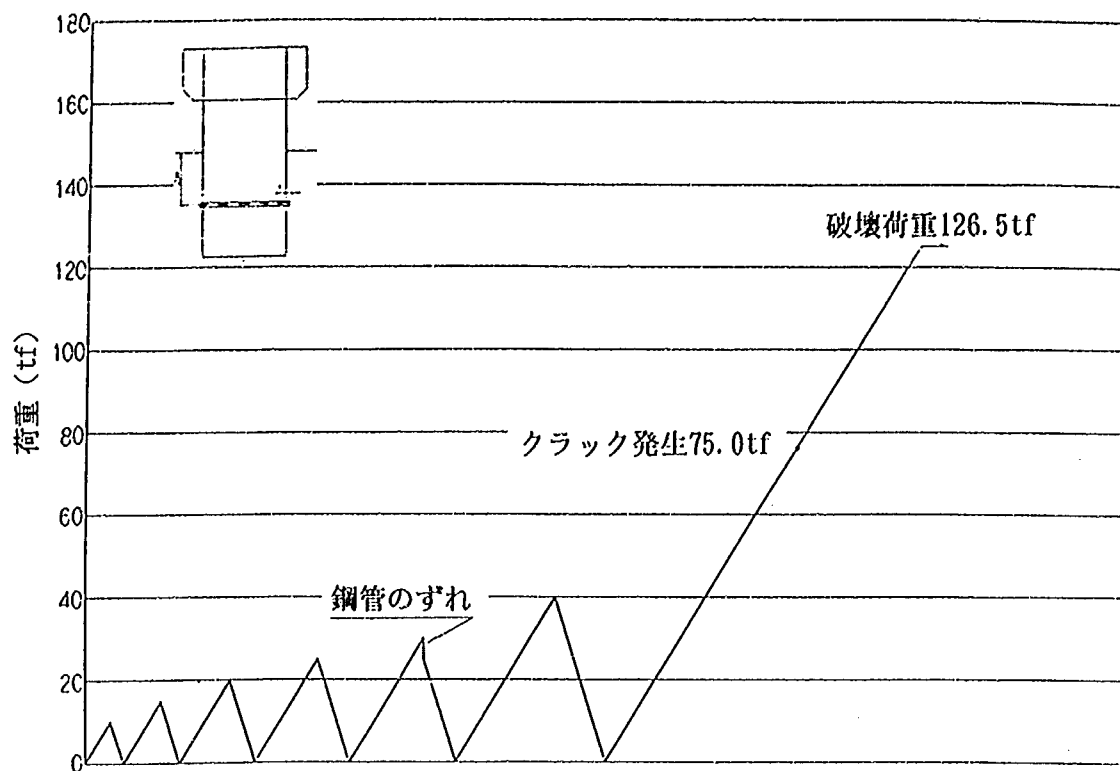


図-3・59 載荷サイクル (TT-3)

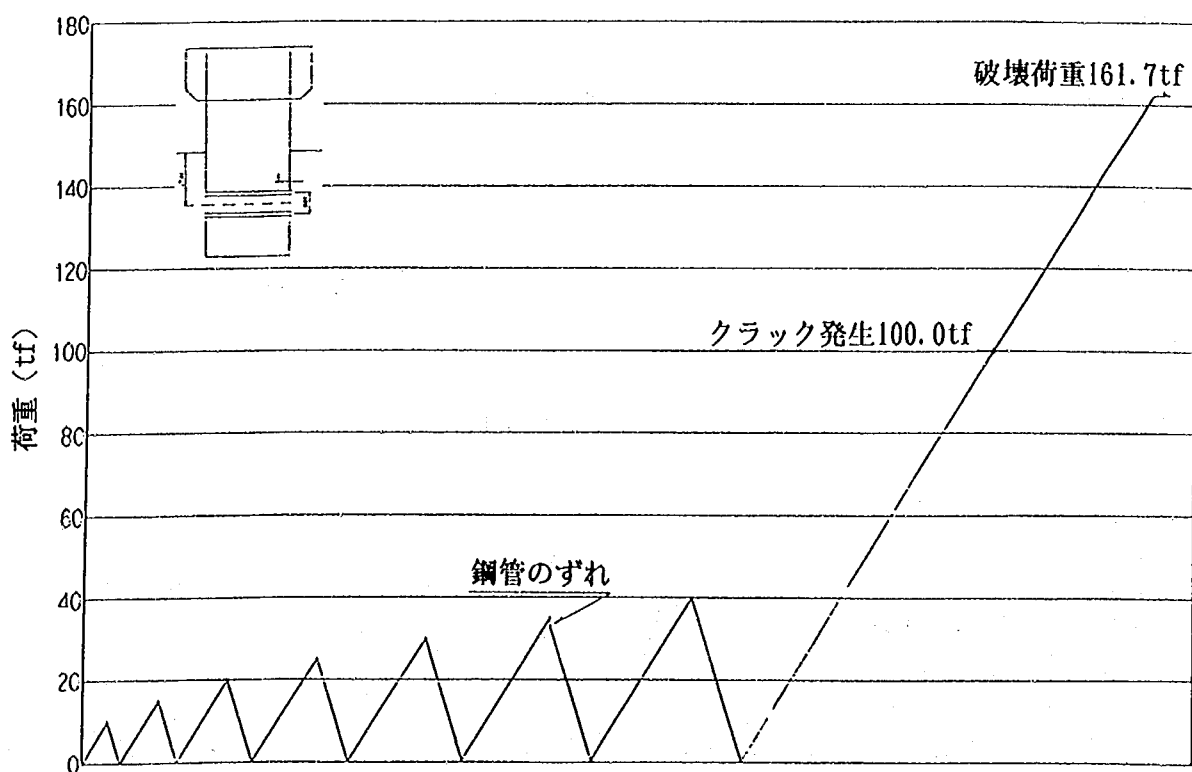


図-3・60 載荷サイクル (TT-4)

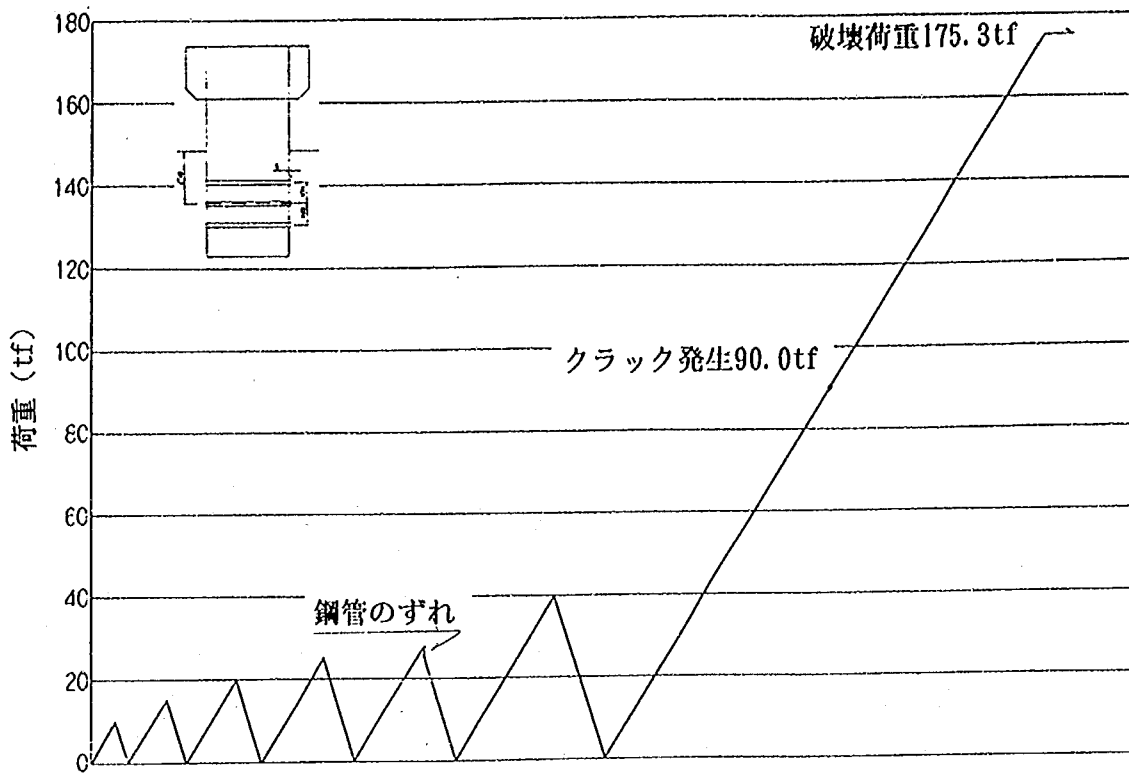


図-3・61 載荷サイクル (TT-5)

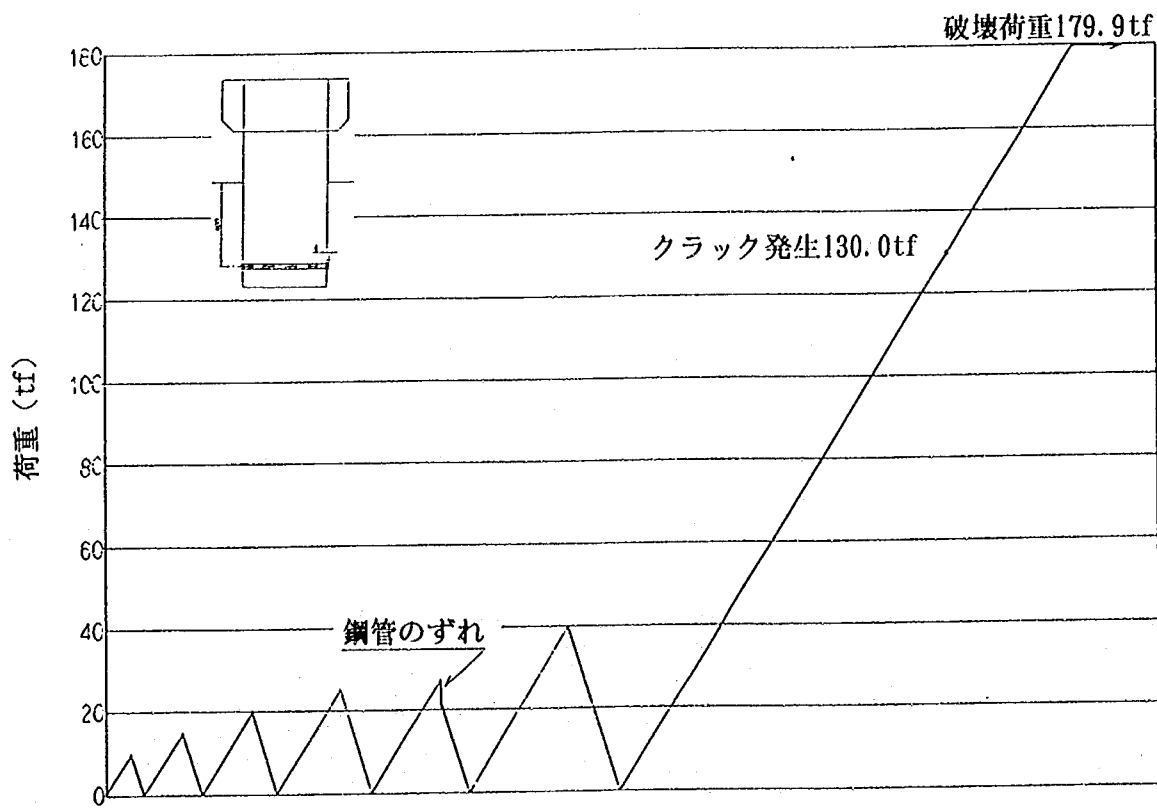


図-3・62 載荷サイクル (TT-6)

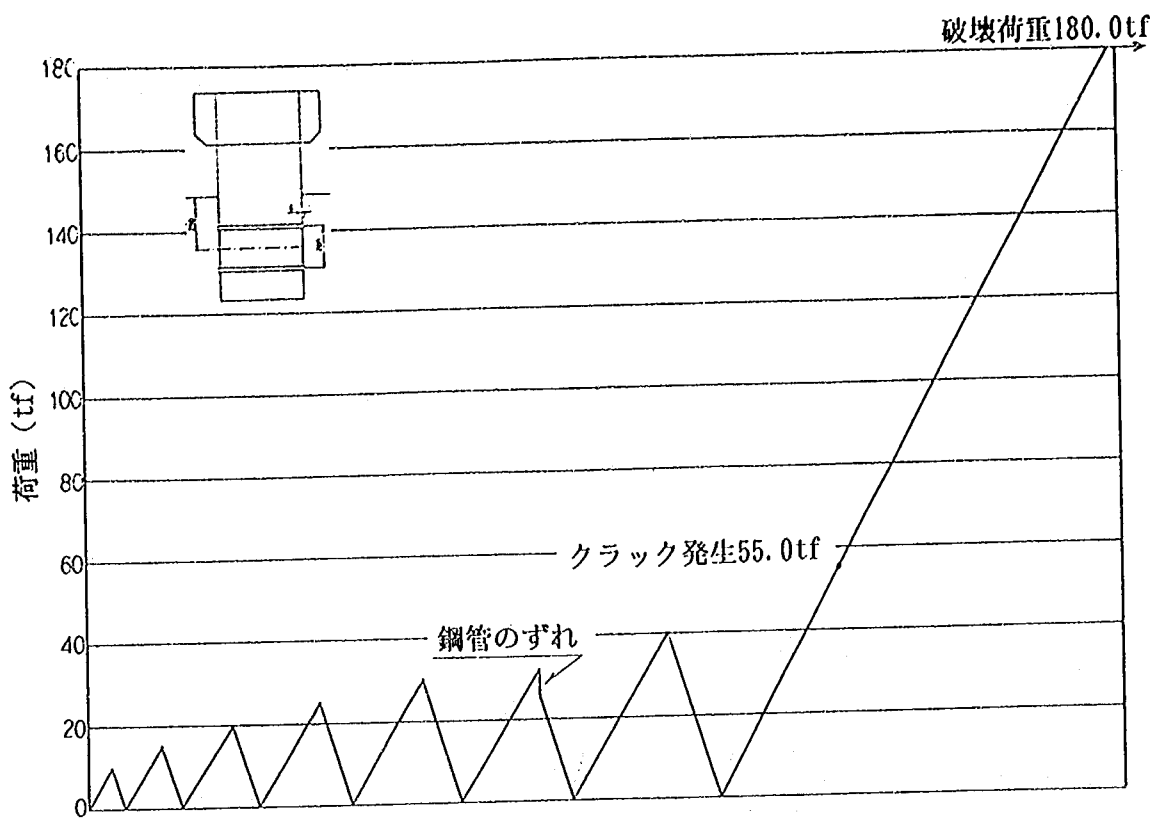


図-3・63 載荷サイクル (TT-7)

3) 測定項目及び測定方法

測定項目及び測定機器を表-3・18に示す。また、各々の測定機器の取付け位置を図-3・64～図-3・68に示す。

表-3・18 測定項目及び測定機器

測定項目	測定機器	
	名称	型式
鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	FLA-3 (単軸)
コンクリート 表面ひずみ	コンクリートゲージ	PL-60-2B (2軸)
コンクリート 内部ひずみ	モールドゲージ	PMR-60 (ロゼット3軸)
		PMC-60 (2軸)
		PMS-60 (単軸)
変形量	変位計	PDP-50
鋼管ひずみ	ひずみゲージ	FCA-3 (2軸)
		FLA-3 (単軸)

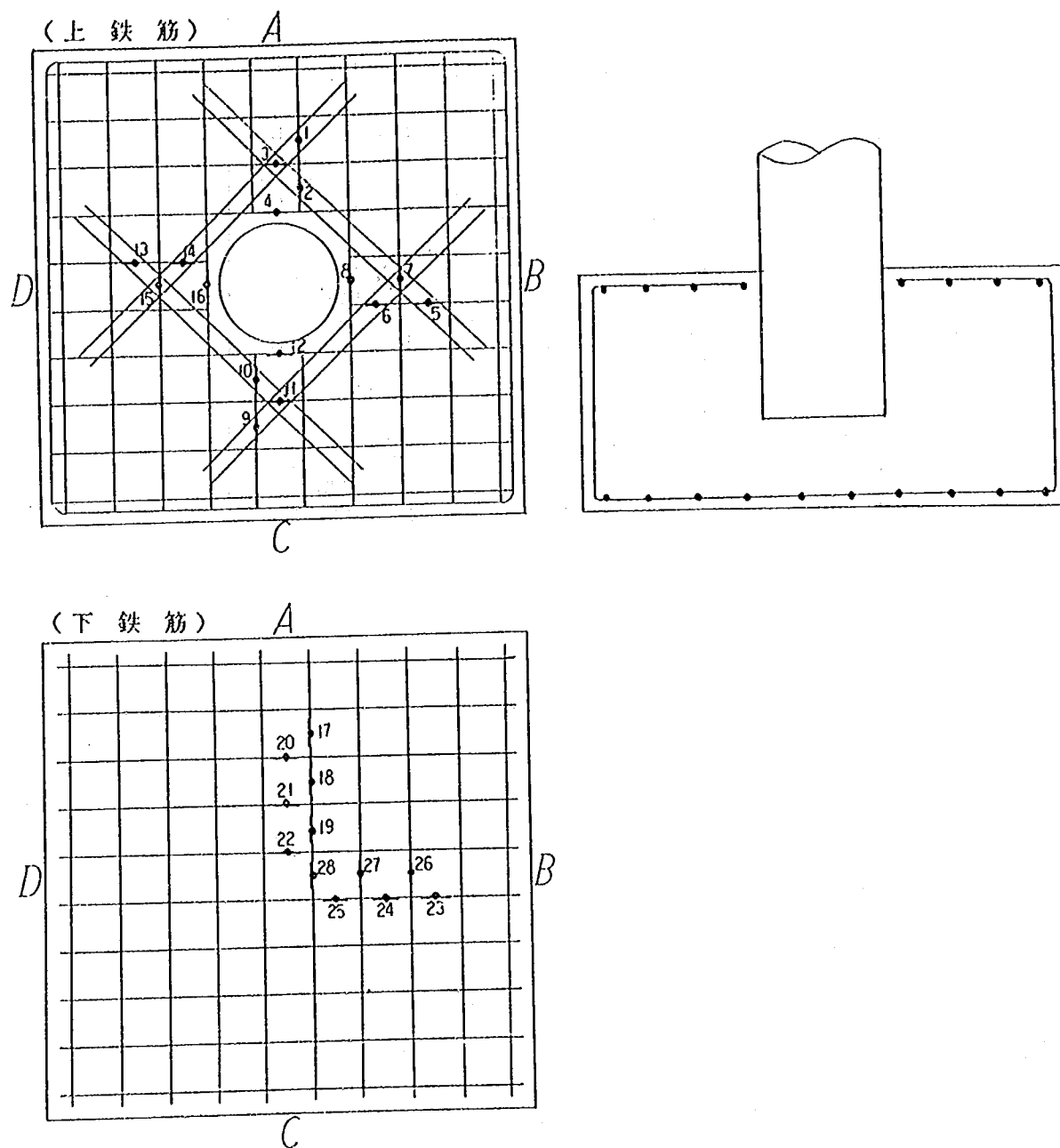
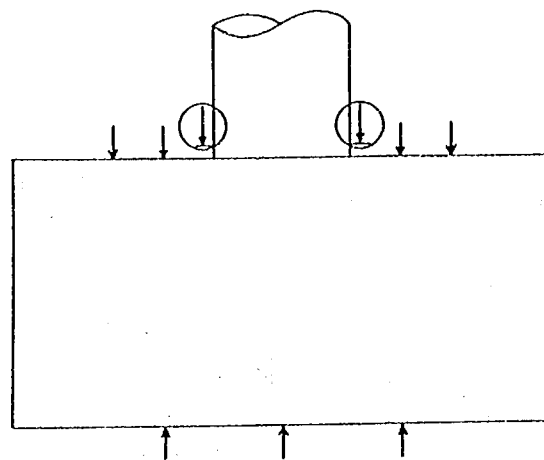
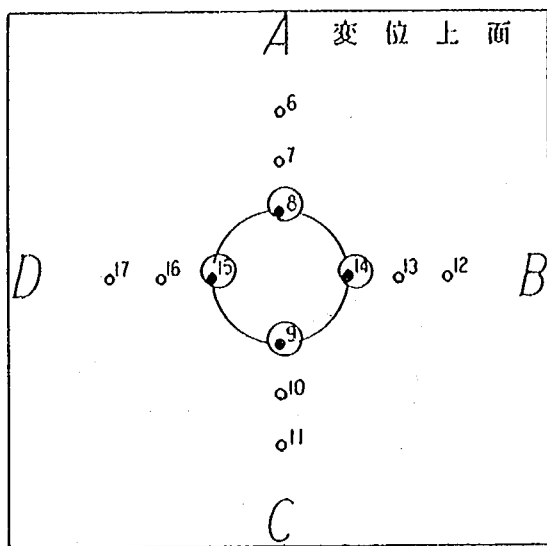


図-3・64 鉄筋ひずみ測定位置



①ⁿ : 鋼管変位測定位置

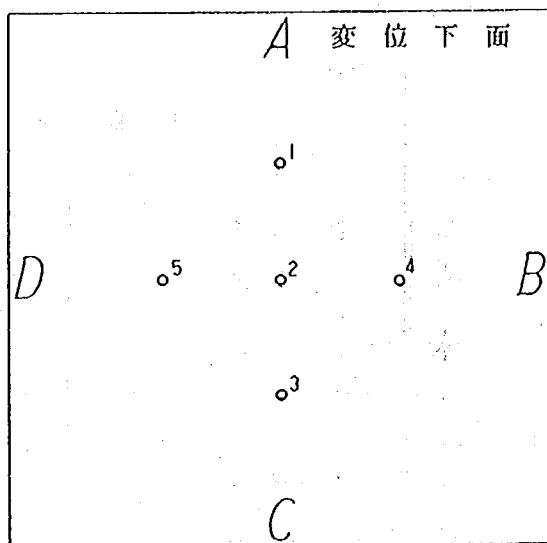


図-3・65 コンクリート表面及び鋼管変位測定位置図

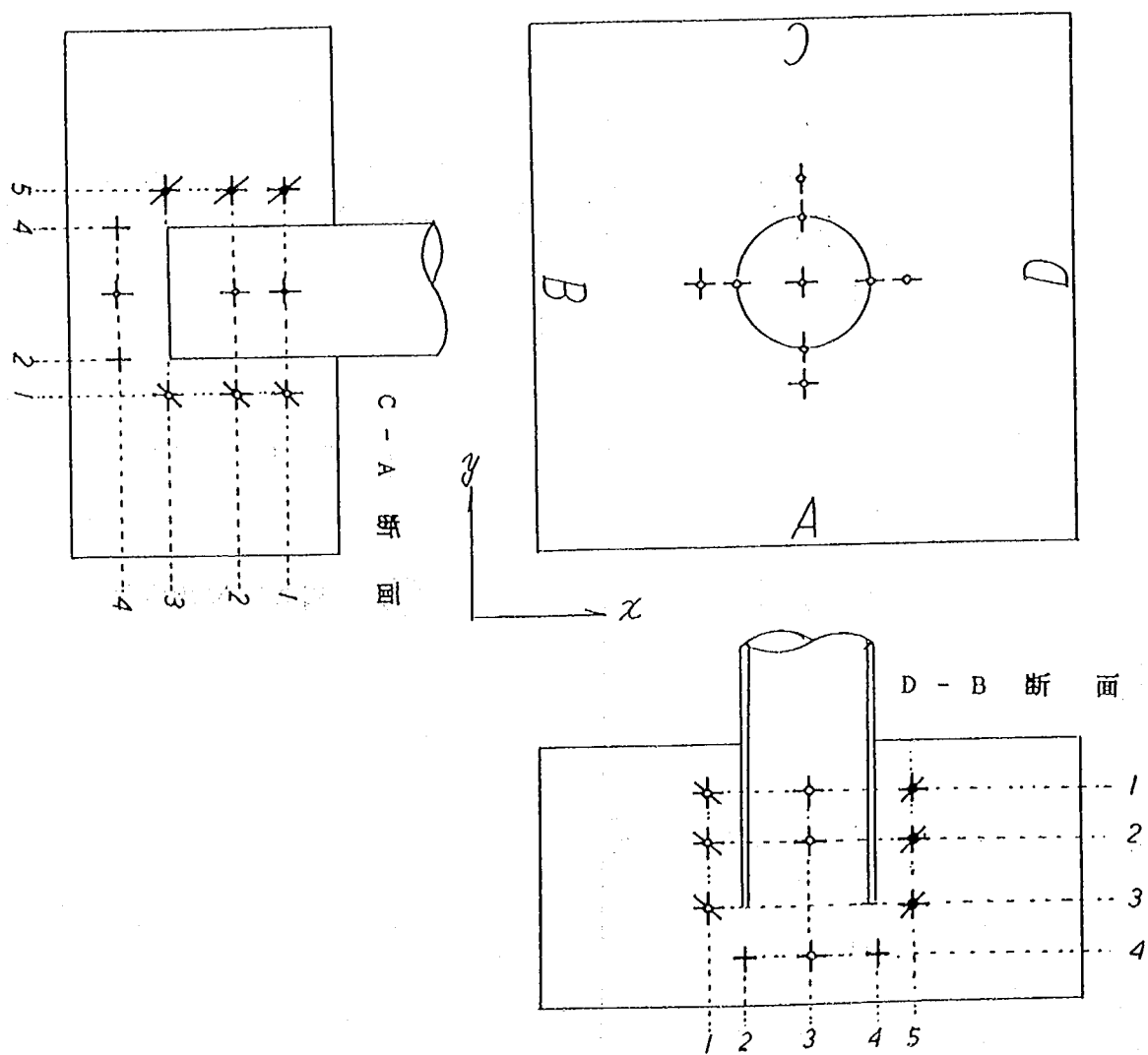


図-3・6・6 コンクリートの内部応力測定位置図

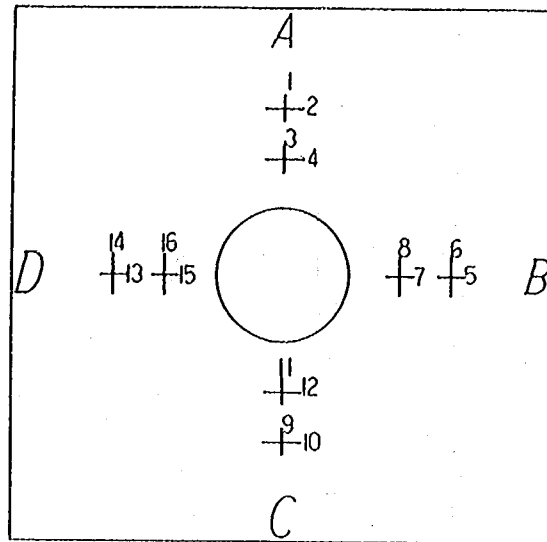


図- 3 ・ 6 7 コンクリートの表面ひずみ測定位置図

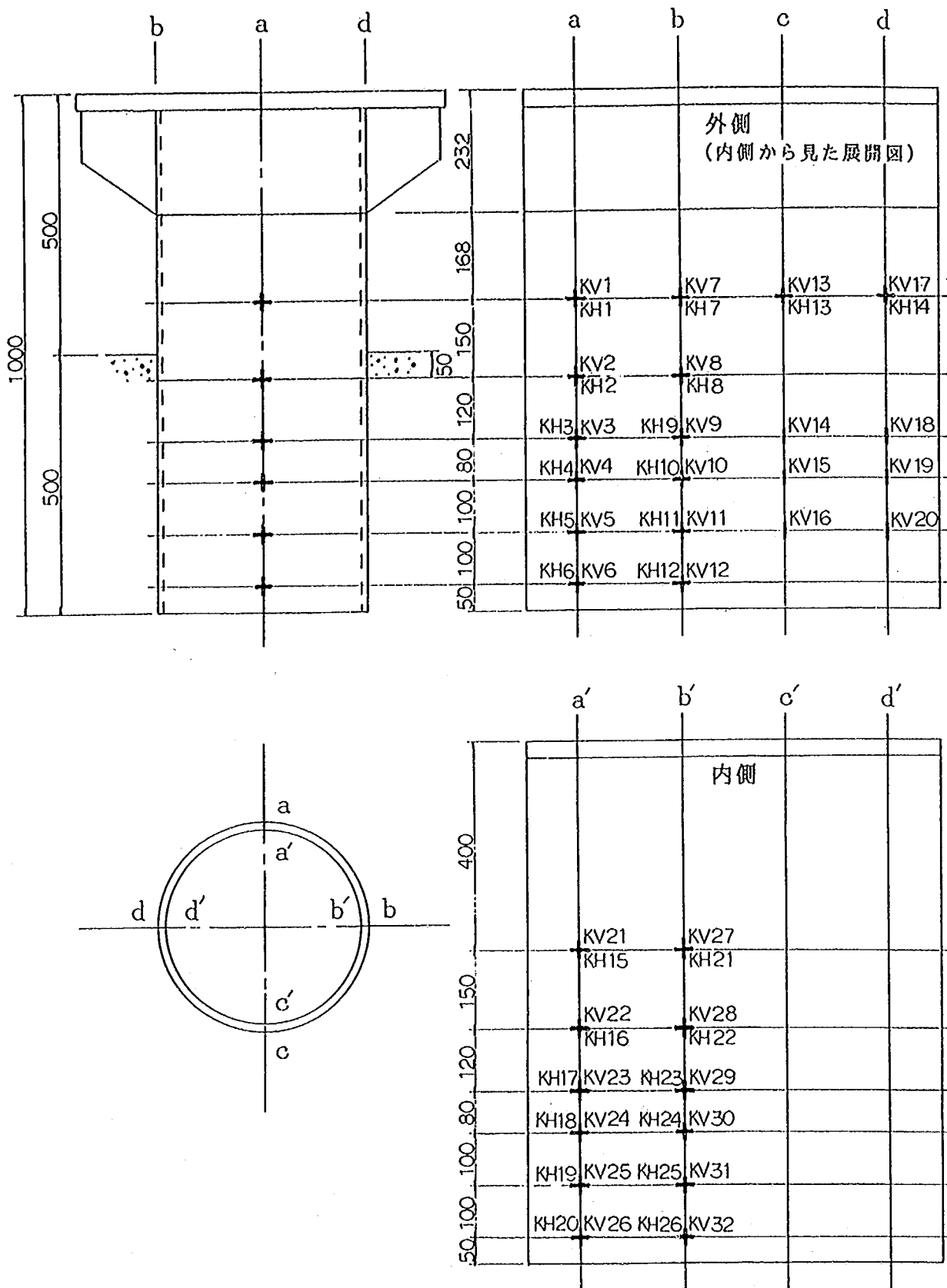


図-3・68 鋼管ひずみ測定位置の一例 (TT-1)

4) 材料試験結果

打設時及び引抜き試験時のコンクリートの品質管理試験結果を表-3・19に示す。

表-3・19 (a) コンクリートの品質管理試験結果 (まだ固まらないコンクリート)

項目 試験体	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)
TT-1	14.0	4.2	29.5
TT-2	14.5	3.6	31.0
TT-3	14.0	3.8	28.0
TT-4	15.0	4.0	26.0
TT-5	14.0	4.2	29.0
TT-6	15.5	4.0	27.0
TT-7	15.5	4.4	24.5

表-3・19 (b) コンクリートの品質管理試験結果 (硬化コンクリート)

項目 試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	単位体積 重量 (tf/m ³)	弾性係数 ($\times 10^6$ kgf/cm ²)	ポアソン 比	備 考
TT-1	275	21.7	2.277	2.25	0.183	設計基準強度 240kgf/cm ²
TT-2	279	26.6	2.301	2.37	0.210	
TT-3	278	20.1	2.281	2.44	0.193	
TT-4	240	22.5	2.297	2.14	0.197	
TT-5	252	24.4	2.293	2.25	0.180	
TT-6	270	24.5	2.304	2.48	0.210	
TT-7	318	31.6	2.290	2.33	0.193	

3. 4. 3 試験結果

各試験体の試験結果を表-3・20に示す。

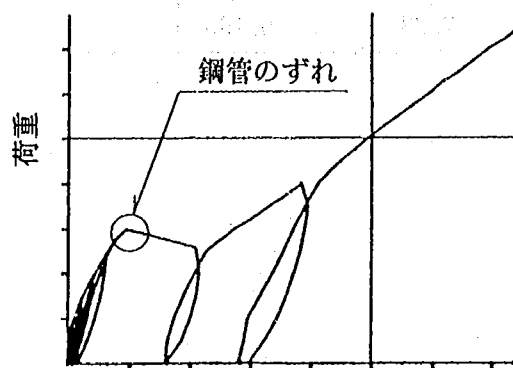
表-3・20 試験結果

項目 試験体	載荷荷重(tf)		
	鋼管ずれ発生時	クラック発生時	破壊時
TT-1	22.4	—	22.4
TT-2	25.0	75.0	107.5
TT-3	30.0	75.0	126.5
TT-4	32.6	100.0	161.7
TT-5	27.5	90.0	175.3
TT-6	27.5	130.0	179.9
TT-7	33.5	55.0	180.0

注) 1. 鋼管のずれ発生荷重とは、パイ型変位計により測定した鋼管とコンクリートとの相対変位が図-3・69のように、極端に大きくなった際の荷重をいう。

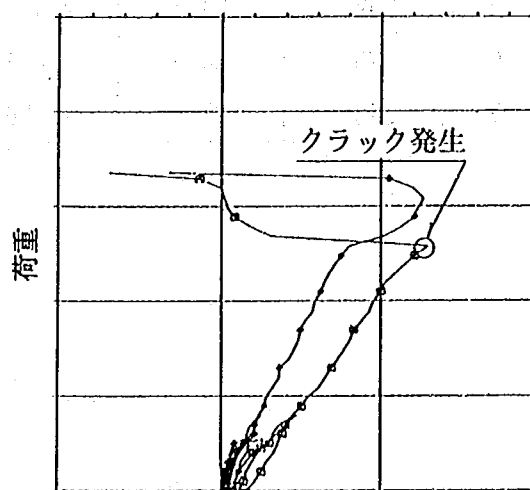
2. クラック発生荷重とは、コンクリート表面に張り付けたひずみゲージの値が図-3・70のように急激に変化した荷重をいう。

3. 破壊荷重とは、変位のみが進行していき、荷重の増加が認められなくなった際の最大荷重をいう。



鋼管とコンクリートの相対変位

図-3・69 鋼管ずれ発生荷重



コンクリート表面ひずみ

図-3・70 クラック発生荷重

(1) クラック発生状況

クラック発生状況を図-3・71(1), (2)に示す。TT-1については、クラックの発生がなかったために図は省略する。

クラックの発生は、どの試験体についても、鋼管からスラブ隅角部へ向かう放射状のクラックが最初に発生した。その後、荷重の増加に伴い、放射状のクラックが増えていき、破壊荷重に近づくとともに周方向のクラックが発生し、破壊に到るもの(TT-2, 3, 4)と、放射状のクラックが発達し、周方向のクラックの発生があまり見られずに破壊に到るもの(TT-5, 6, 7)の2つのケースの破壊の仕方が確認された。また、TT-4, 5, 6については、支承部において段差を生じるクラックが発生した。

(2) 荷重～鋼管変位

荷重～鋼管変位曲線図を図-3・72に示す。ここに示す変位の値は、鋼管に取付けた変位計D8, D9, D14, D15の平均値である。

TT-4, TT-5は、荷重が小さい段階において変形能は小さく、破壊荷重の20~30tf前あたりから変位が大きくなり、破壊に到るのに対して、TT-2, TT-3及びTT-6は、最初からゆっくりと変位が大きくなり、破壊に到っている。TT-7は、約50tf付近から、破壊に到るまで、荷重に対して一定の割合で変位が増加していった。

(3) 荷重～鋼管のずれ

荷重～鋼管のずれ曲線図を図-3・73に示す。鋼管のずれは、スラブのA面及びC面側に鋼管とコンクリート表面との間にパイ型変位計を取付け、両者の相対変位を測定したものである。

どの試験体についても、鋼管のずれ発生と称した荷重に到るまでは、ずれは、1/100mmオーダーであり、完全に除荷した際には、残留ずれはほとんどない状態であった。しかし、ずれ発生荷重に到るとともに大きなずれを生じ、荷重増加に伴うずれ量の増加及び除荷時の残留ずれは大きくなった。

特に、TT-6(ずれ止め深さ:400mm)は鋼管ずれ発生前及び発生後において、ずれ及び残留ずれが特に大きい値を示した。

(4) 荷重～鉄筋ひずみ

荷重～鉄筋ひずみ曲線図の代表的な例を周方向及び放射方向について図-3・74に示す。周方向の鉄筋については、図-3・74(1)に示すように、TT-2, TT-3, TT-4, TT-5については、荷重初期において、鉄筋のひずみは直線的な挙動を示し、コンクリートにクラックが発生もしくは、ある程度発達した後に、鉄筋ひずみの伸びは非常に大きくなり、破壊に到っている。TT-6は、初期の段階においてはTT-2~TT-5と同じ直線的な挙動を示したが、クラック発生後に急激なひずみの増加が認められた。しかし、その後再びひずみの増加はおさまり、破壊荷重近傍において再びひずみが大きくなり破壊に到っている。

放射方向の鉄筋については、図-3・74(2)に示すように、クラック発生時まではひずみがなく、発生後一時圧縮側にいき、その後しだいに引張ひずみを生じるもの(TT-2~TT-5)とTT-6のように破壊近くまでひずみがほとんど出ていないもの、TT-7のようにクラック発生後鋼管

近くでは圧縮ひずみが、鋼管から離れた所では引張ひずみが生じたものの3ケースが認められた。

(5) 荷重～コンクリート表面ひずみ

荷重～コンクリート表面ひずみ曲線図の代表的な例を周方向及び放射方向について図-3・75(1)、(2)に示す。

周方向のひずみについては、コンクリート表面ひずみは、全ケースについてその挙動はほぼ共通しており、クラックが発生するまではほぼ直線的な増加を示した。しかし、クラック発生とともに、その挙動は各ケースで異なる結果となったが、これはクラック発生による応力解放やゲージの断線によるものと考えられる。

放射方向のひずみについては、TT-2、TT-5の鋼管から離れた所のひずみが引張ひずみとなっている以外は、全て圧縮側のひずみとなっていた。

(6) 鋼管鉛直方向ひずみ分布

鋼管鉛直方向ひずみ分布図を図-3・76に示す。各ひずみ値は、鋼管のA側、B側の表と裏に貼付た鉛直方向のひずみゲージ(計4枚)の平均値である。また、ここに示した値は、鋼管のずれ発生前、クラック発生前後及び測定可能であった最大の荷重におけるものである。

鋼管のずれ発生前までは、ずれ止めによる効果よりも鋼管まわりとの付着せん断が効いているためか、ほぼ直線的な勾配を示している。その後、鋼管のずれが発生した後は最上段のずれ止め部まではひずみの差がなくなり、この部分の付着せん断が見られなくなったと考えられた。そして、ずれ止め部においてひずみが集中しており、ずれ止めによる荷重伝達の効果が確認された。また、破壊前については、上段のずれ止めよりも最下段のずれ止めにおけるひずみの差が大きくなっており、荷重をより多く分担しているものと考えられる。図-3・77にずれ止め上下に貼付たゲージの履歴を示す。ずれ止めの効果が表われ、ずれ止めにより荷重の伝達がなされる場合には、TT-5のNo. 3ジベルの図に示されるように上下のひずみの差が大きくなるものと考えられる。そこで、この差を荷重を横軸にとり、図化したものが図-3・78である。これによると、TT-2、TT-3の場合、ひびわれが発生した後に、ずれ止めによる効果が明瞭となりことがわかる。また、TT-4を見た場合、ひびわれが発生するまでは、1段目のずれ止めの効果が卓越し、そして、クラック発生後に2段目のずれ止めの効果が卓越していくことがわかる。

(7) コンクリート内部ひずみ

クラック発生前と50tf載荷時におけるコンクリート内部主ひずみを図-3・79に示す。(1)に示すクラック発生前のコンクリート内部ひずみは、TT-2、3、4については、上の部分において主要なひずみが発生しているが、その値としては、圧縮ひずみで、150～200 μ 、引張ひずみで50～150 μ 程度であった。TT-5については、ずれ止めの上及び下においても、100 μ 程度の引張ひずみが出ており、先の3試験体とは異なる傾向を示した。また、TT-6においては、ずれ止めより上のコンクリートの圧縮ひずみがかなり出ており、ずれ止めによる荷重伝達が良好になされているものと考えられる。

(2)に示す5tf載荷時における内部ひずみの図からは、TT-5のみ他と異なるひずみ発生状況となっており、ずれ止めによる荷重伝達あるいは、クラック発生の機構が他と異なるのかもしれない。

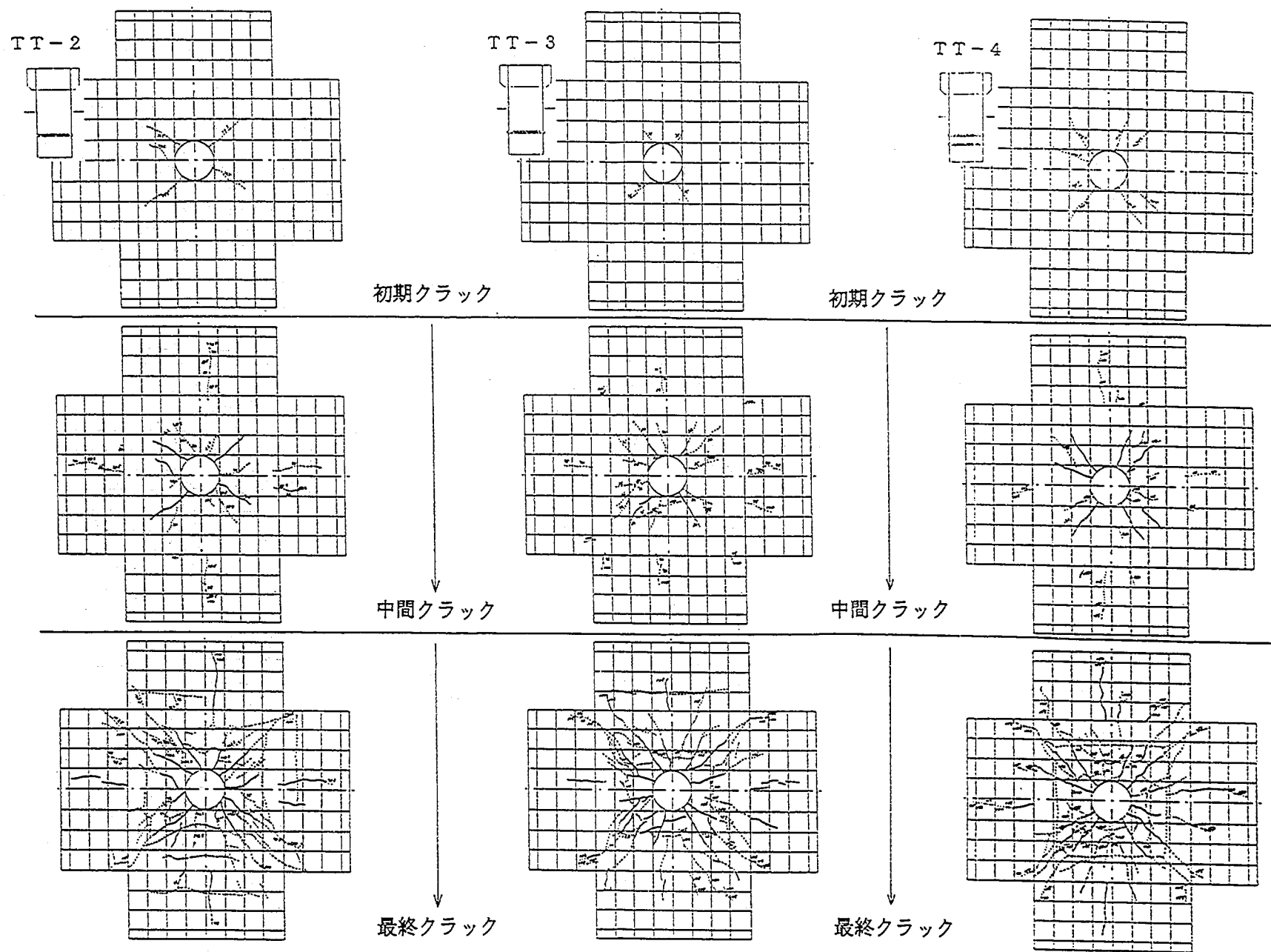


図-3・71(1) クラック発生状況

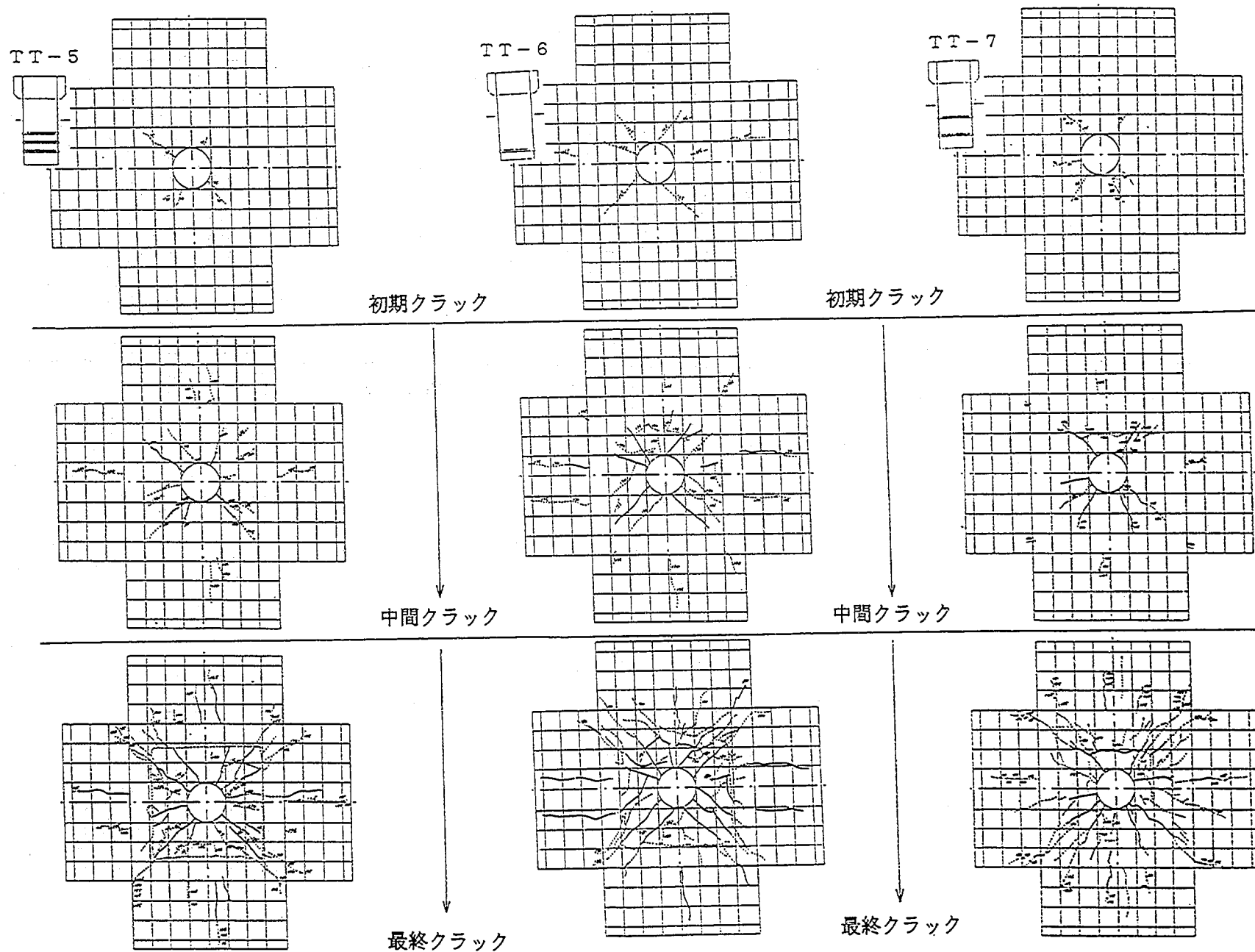


図-3・71(2) クラック発生状況

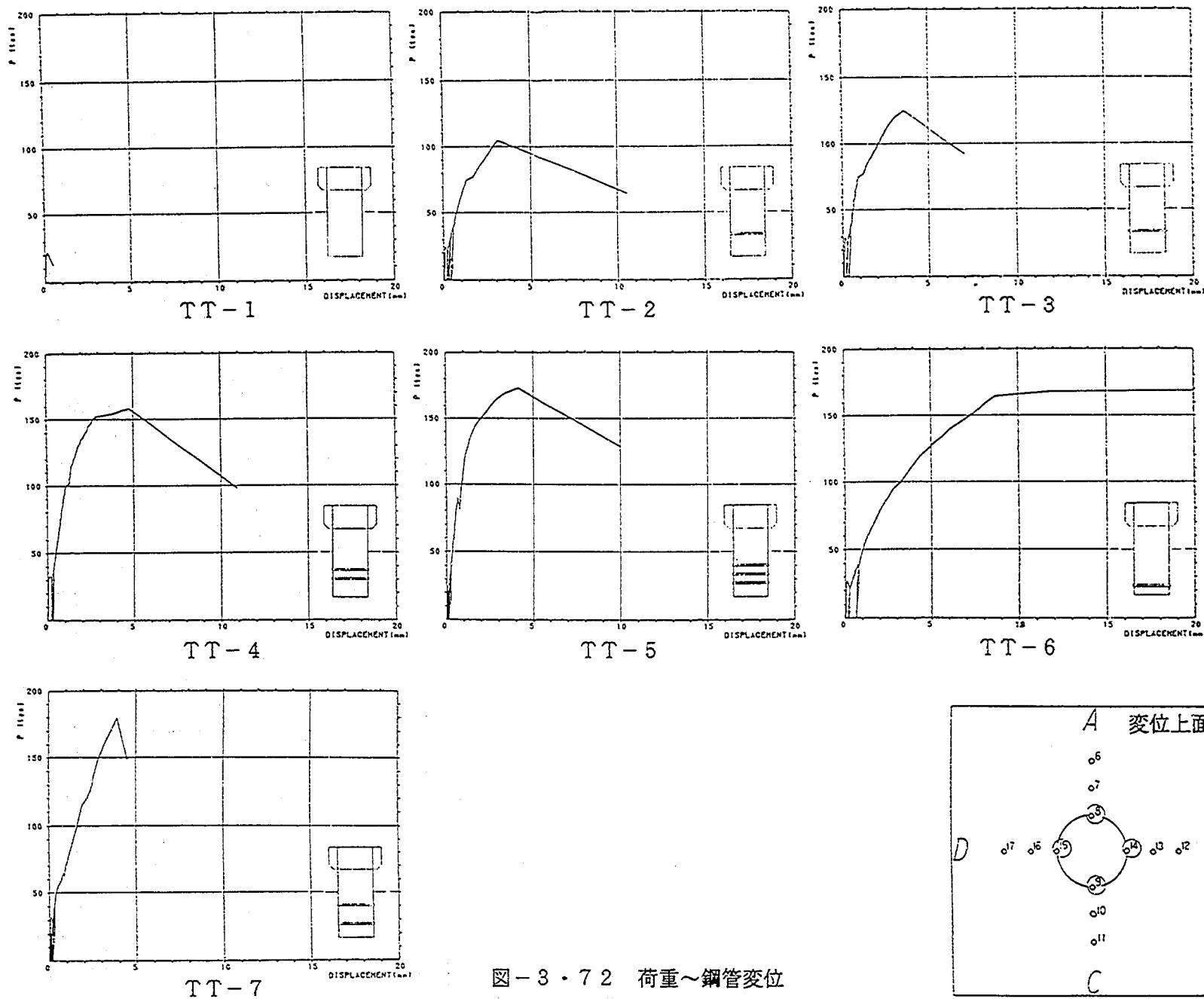
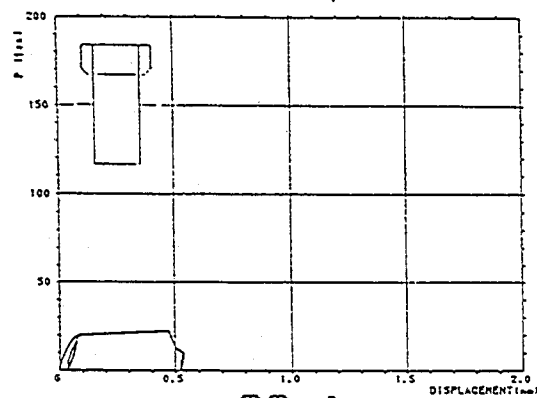
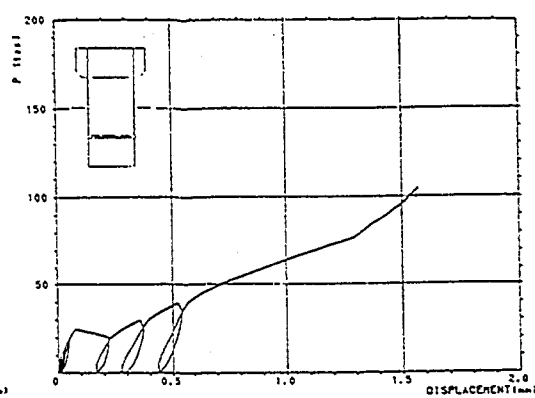


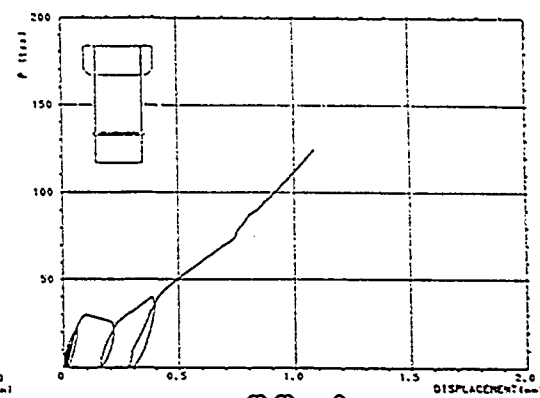
図-3・72 荷重～鋼管変位



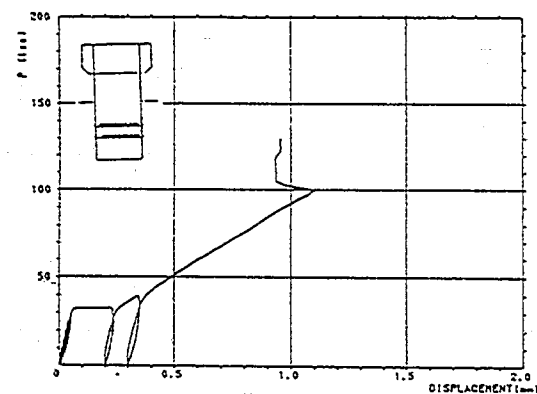
TT-1



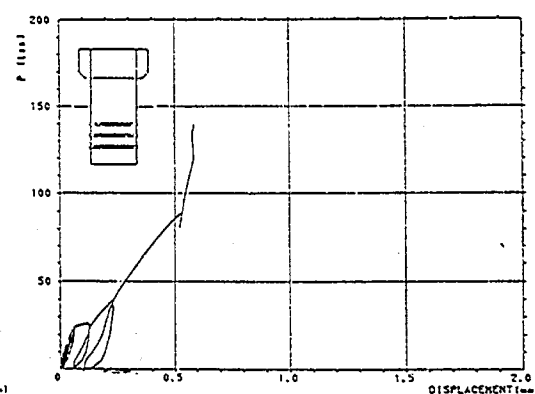
TT-2



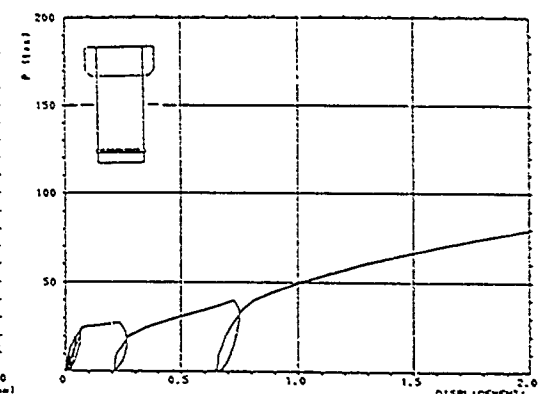
TT-3



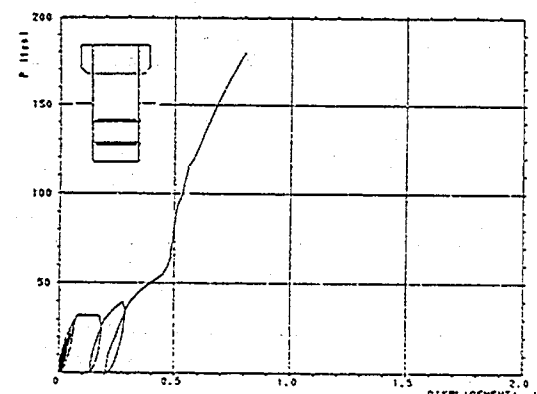
TT-4



TT-5

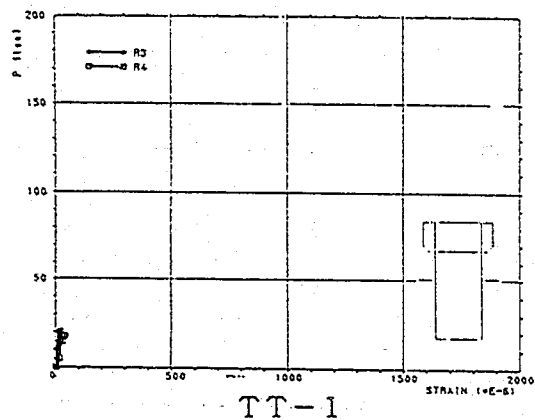


TT-6

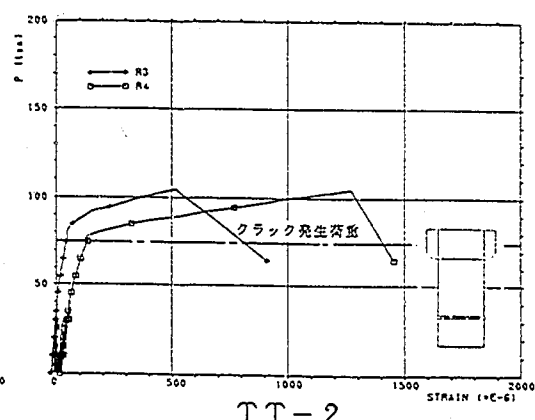


TT-7

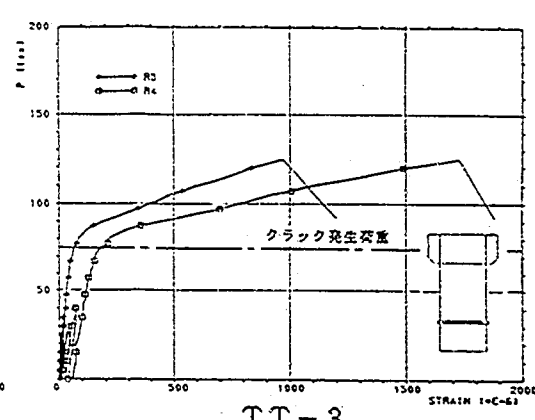
図-3・73 荷重～鋼管のずれ



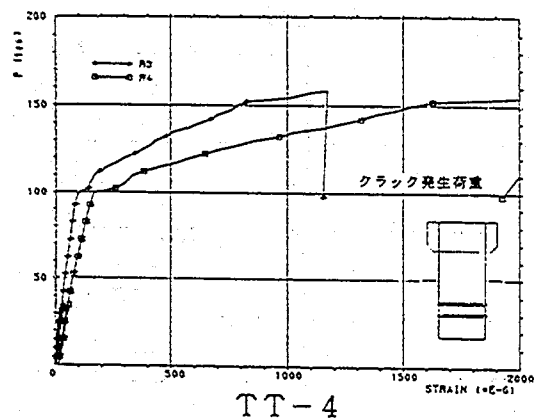
TT-1



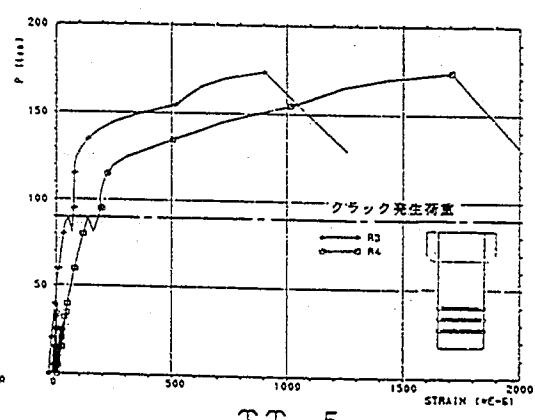
TT-2



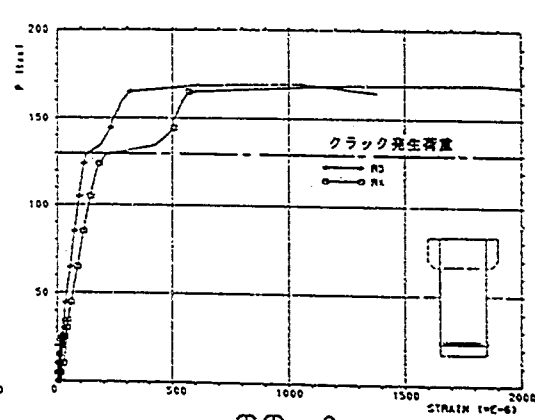
TT-3



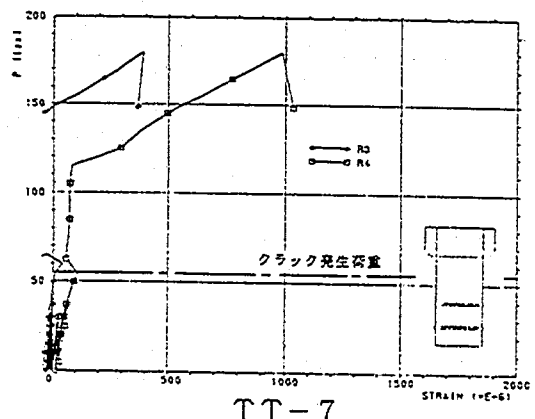
TT-4



TT-5

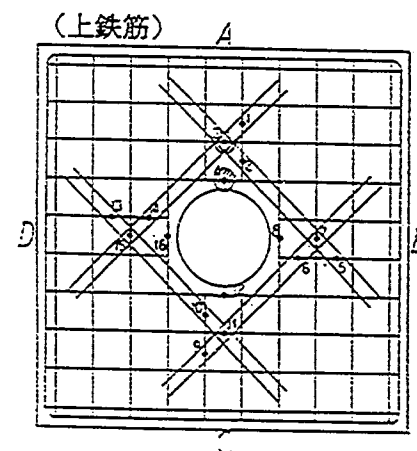


TT-6



TT-7

図-3・74 (1) 荷重～鉄筋ひずみ (周方向)



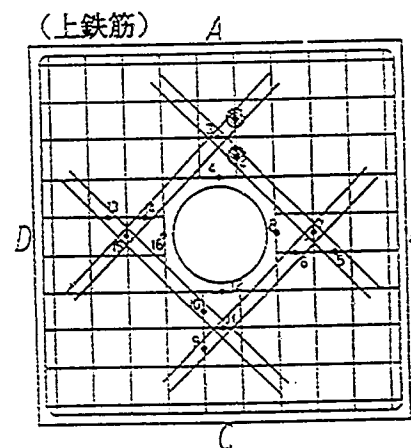
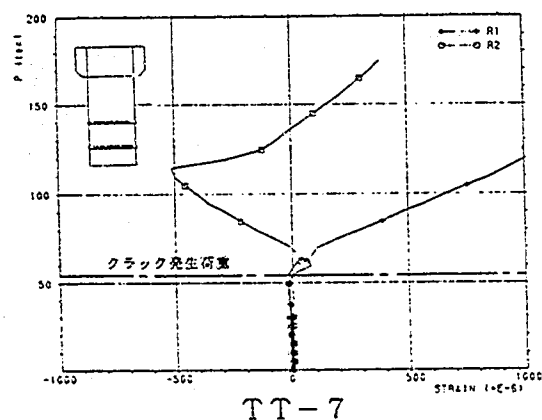
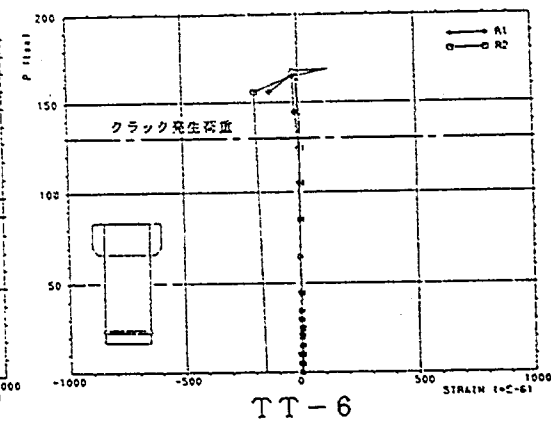
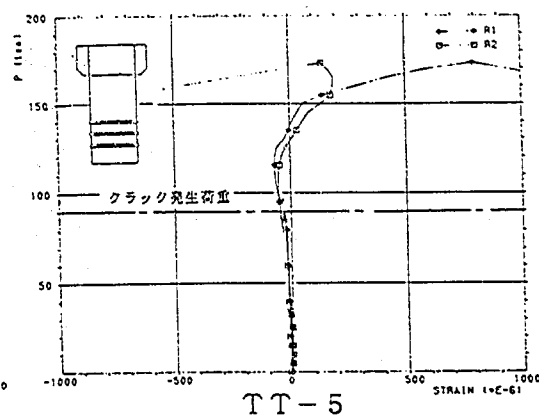
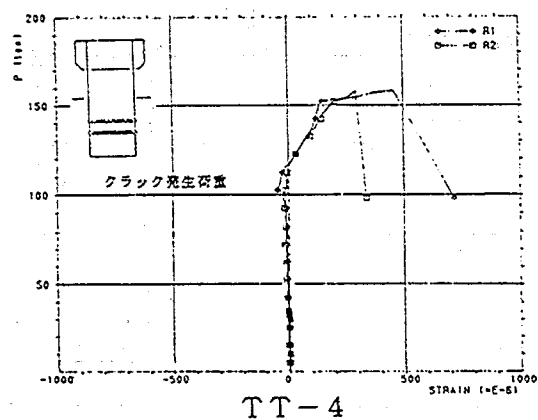
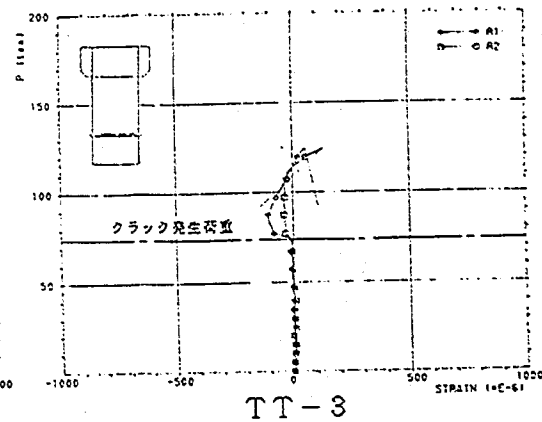
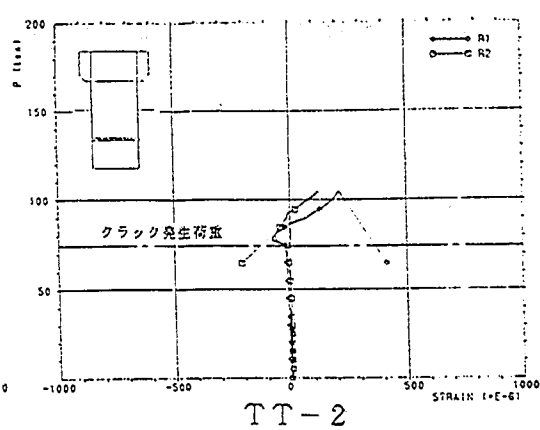
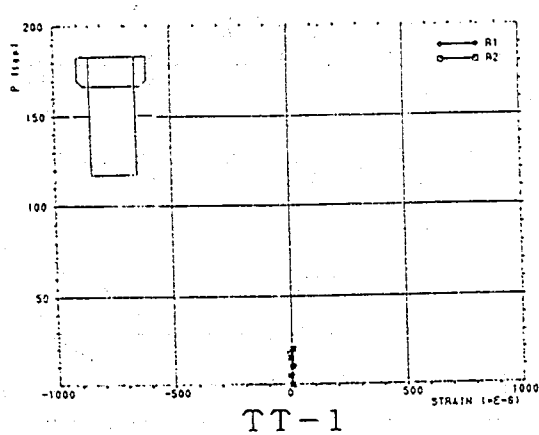


図-3・74(2) 荷重～鉄筋ひずみ(放射方向)

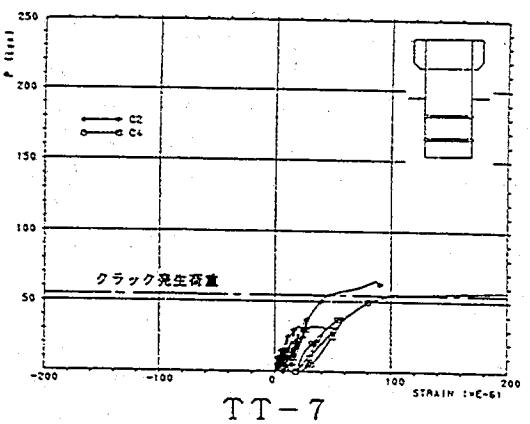
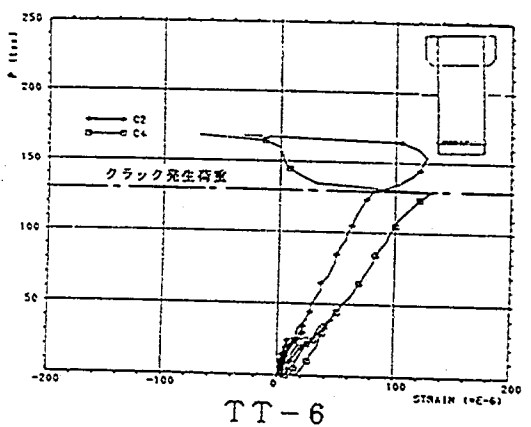
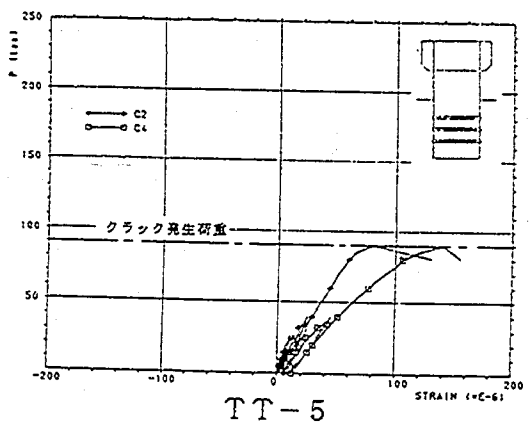
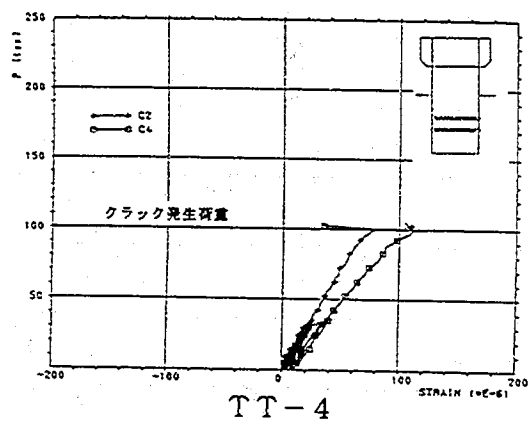
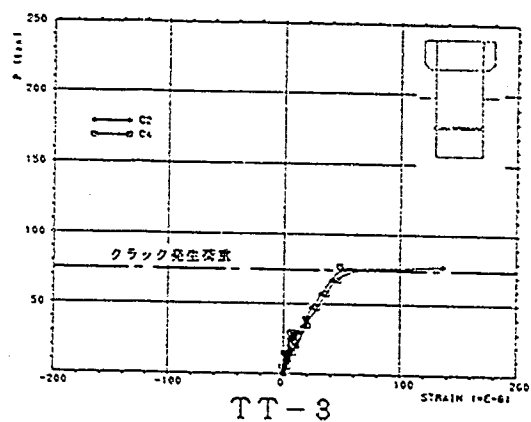
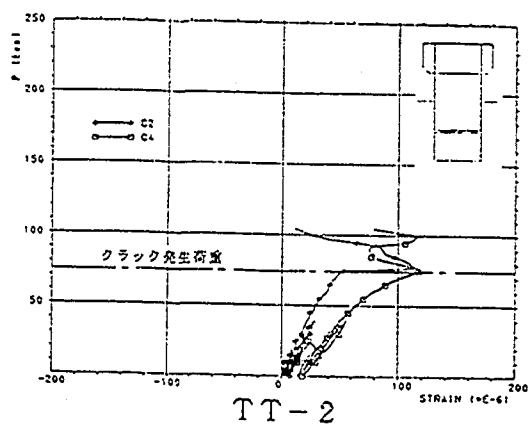
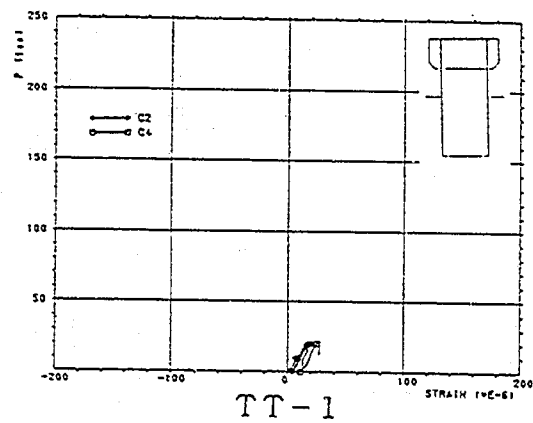
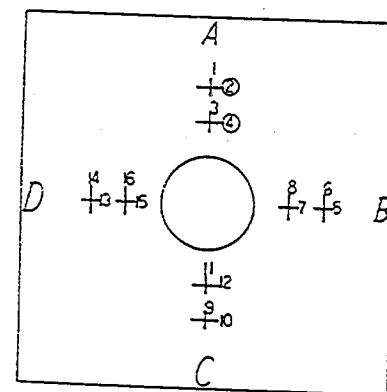


図-3・75 (1)

荷重～コンクリートの表面ひずみ (周方向)



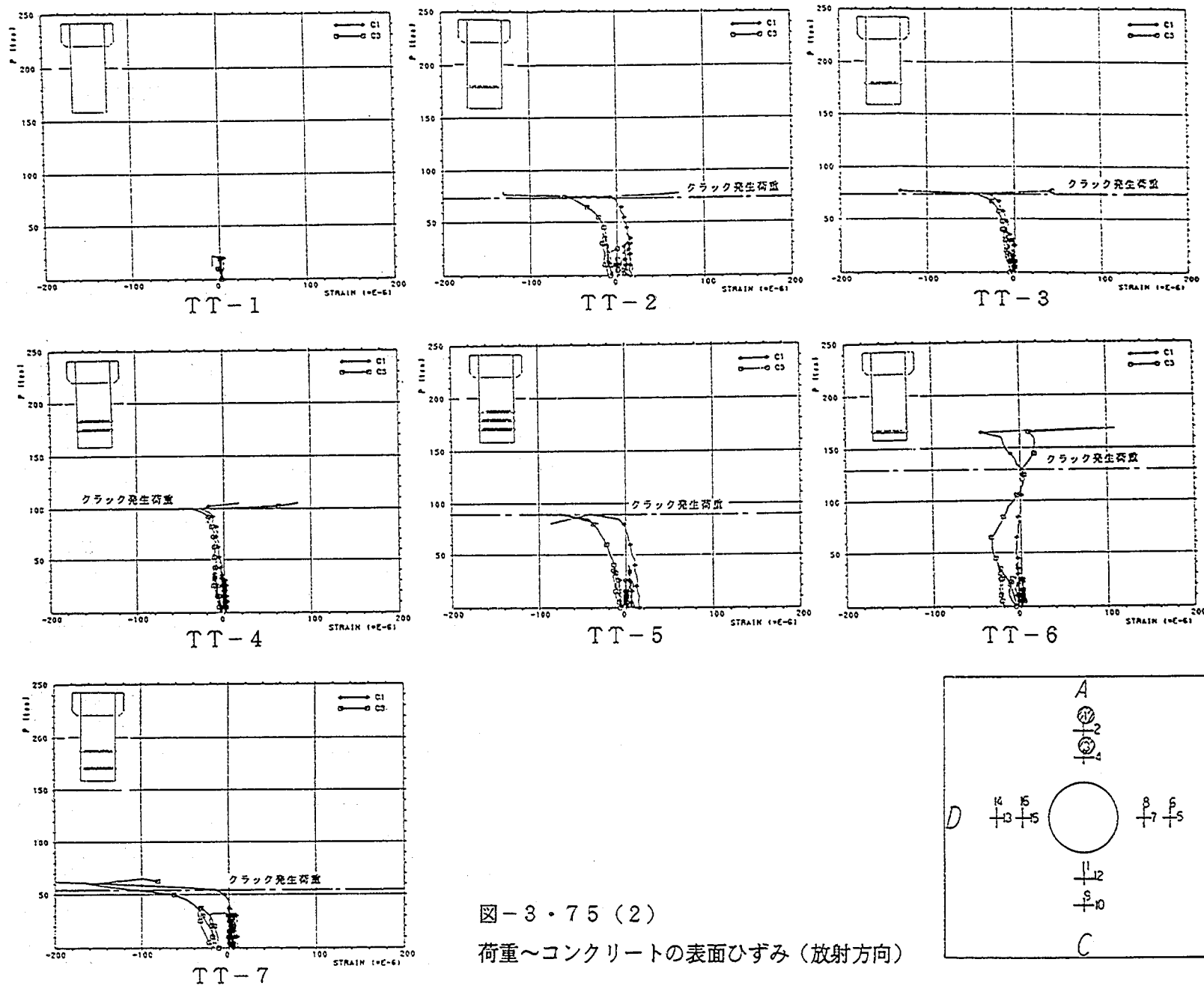
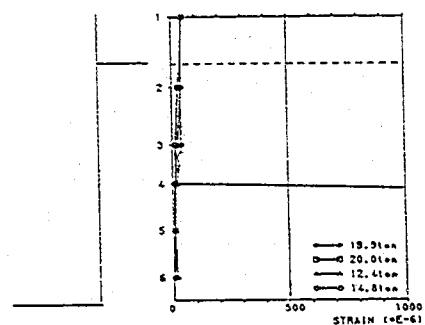
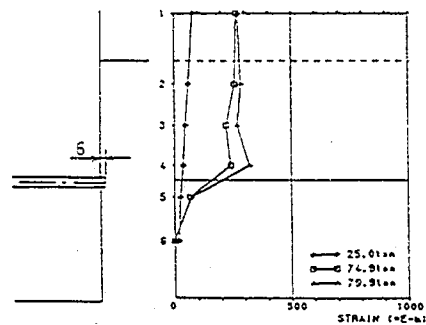


図-3・75 (2)

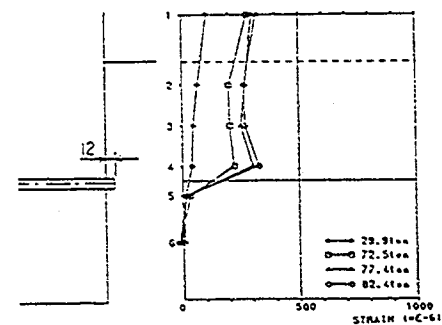
荷重～コンクリートの表面ひずみ（放射方向）



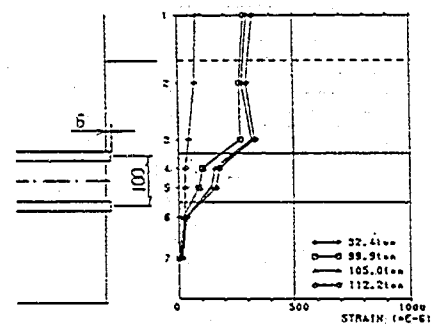
TT-1



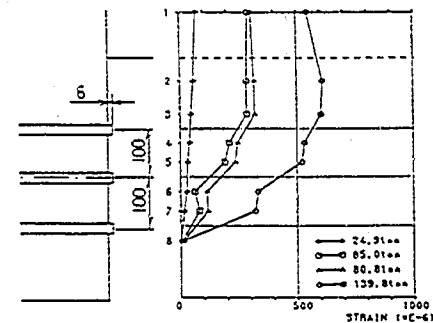
TT-2



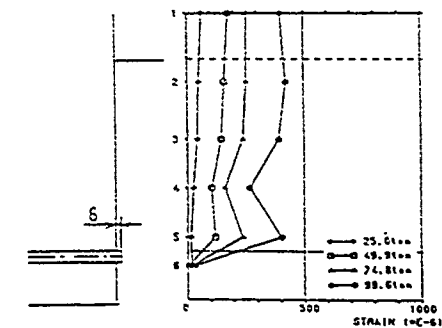
TT-3



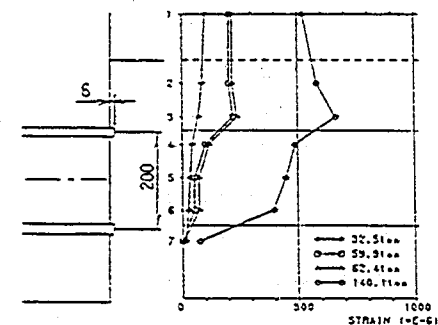
TT-4



TT-5



TT-6



TT-7

図-3・76 鋼管の鉛直方向ひずみ分布

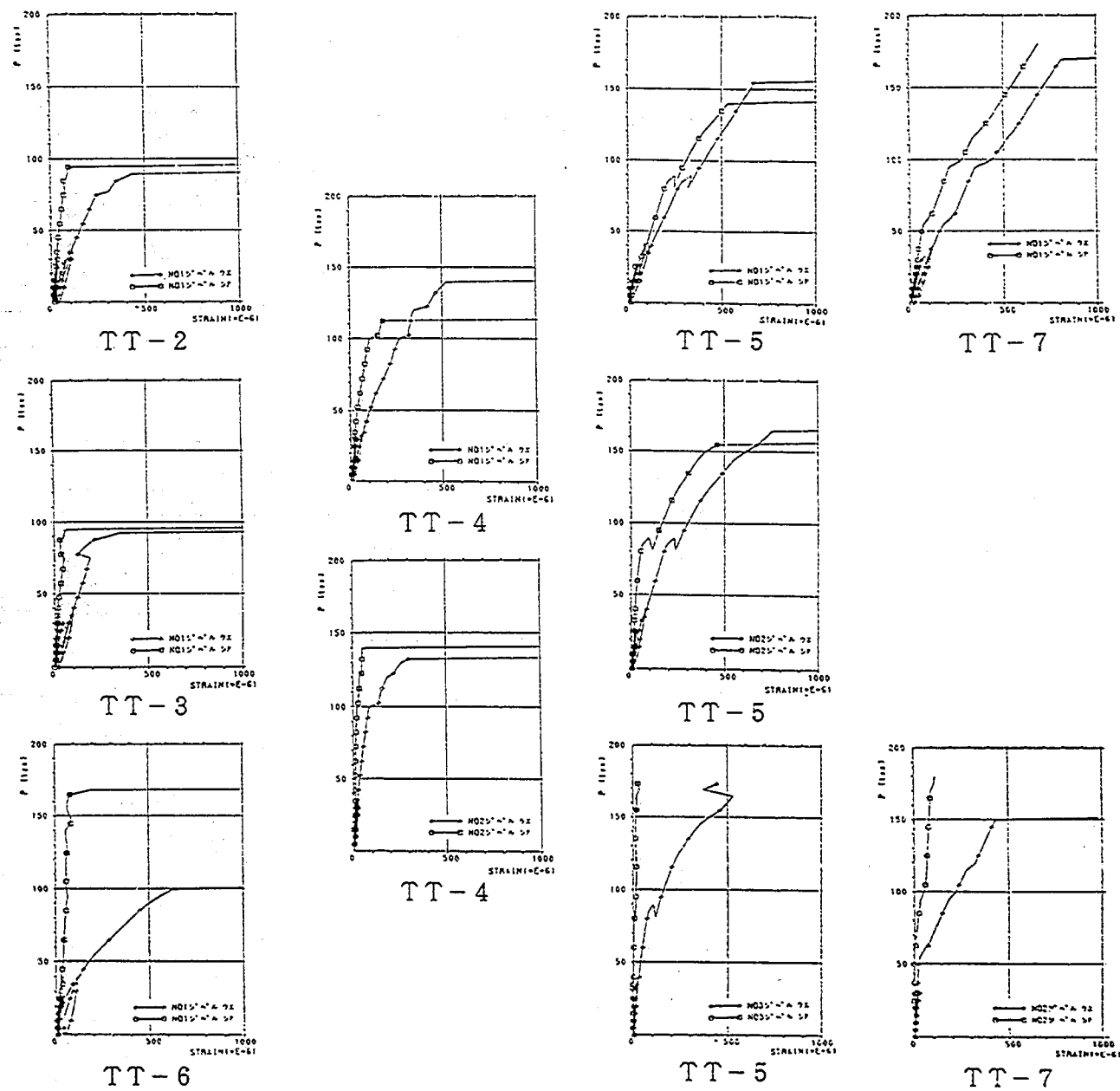


図-3・77 荷重～鋼管のひずみ

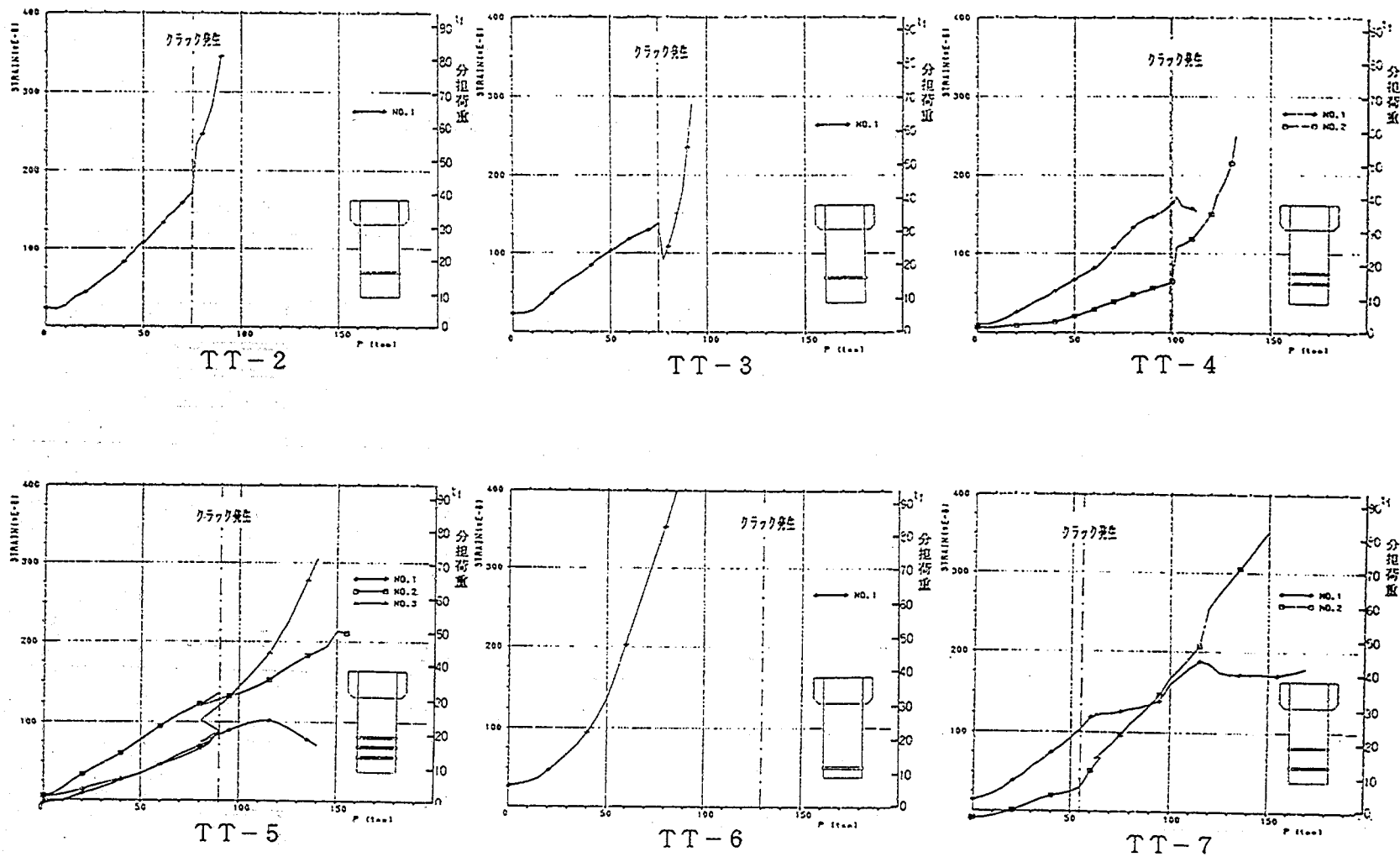


図-3・78 ずれ止めの上下におけるひずみの差

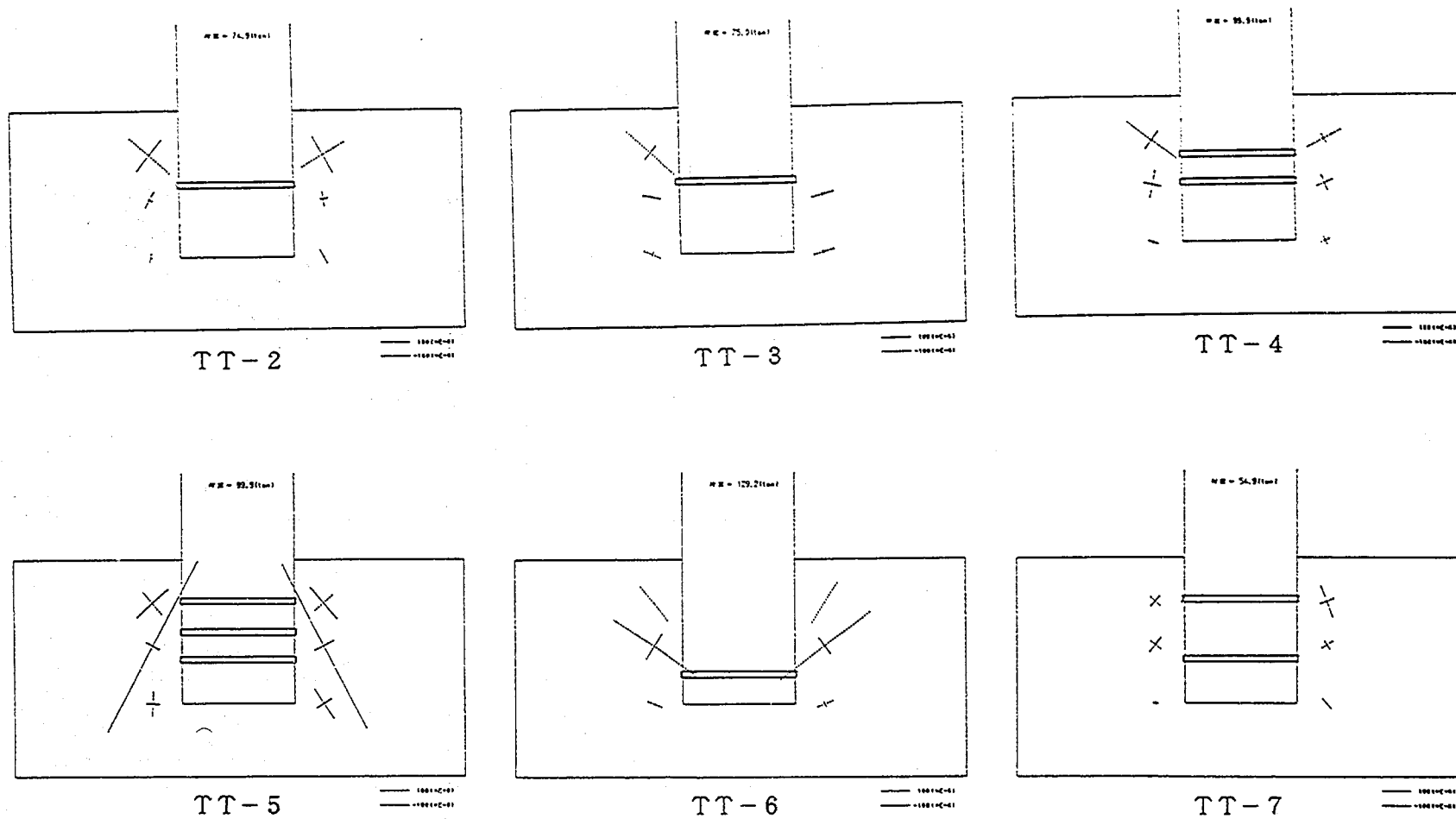


図-3・79 (1) コンクリート内部主ひずみ (クラック発生前)

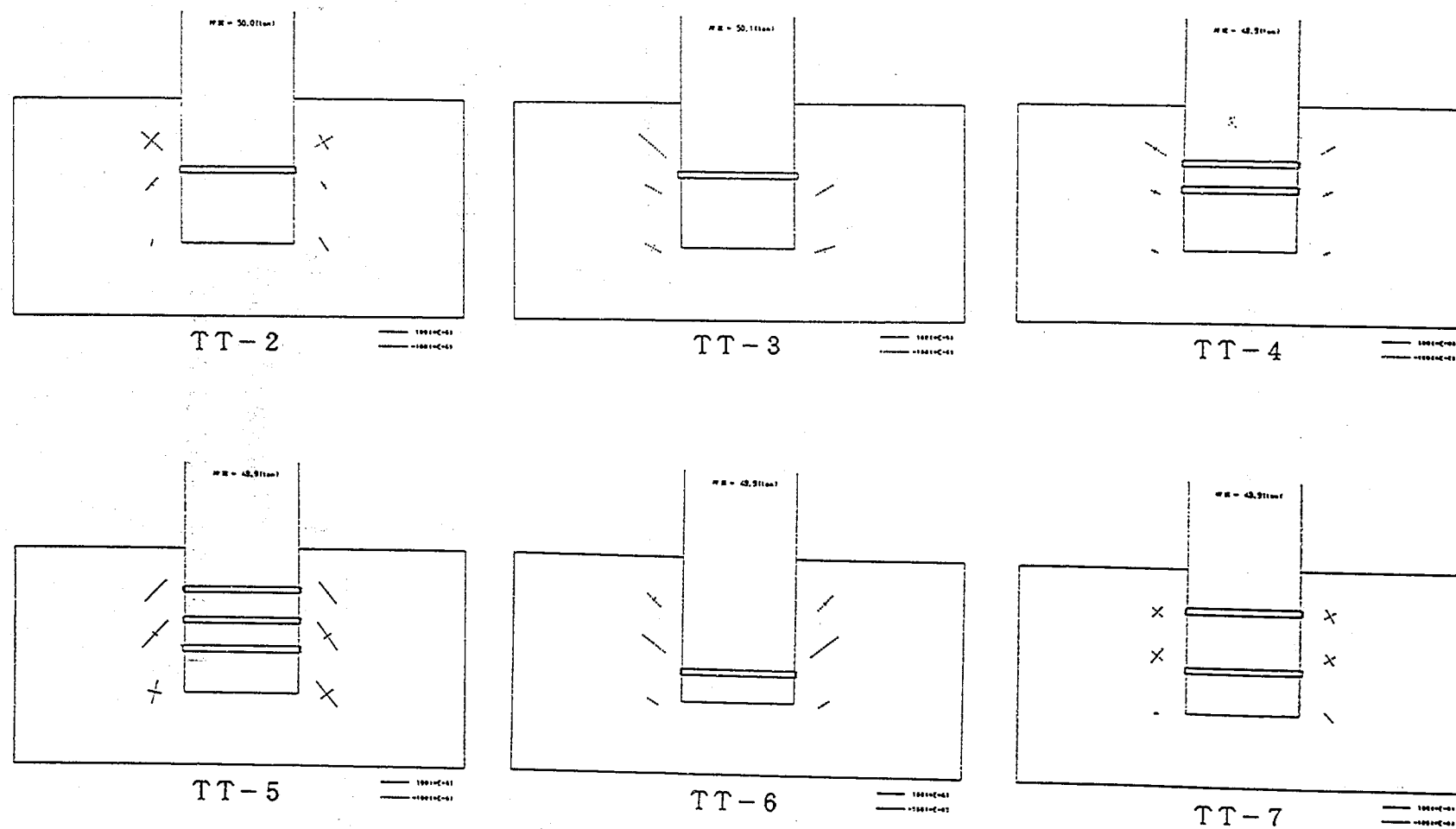


図-3・79(2) コンクリート内部主ひずみ(50tf载荷時)

以上の結果を整理すると、次のようになる。

(1) ずれ止め厚さ

図-3・80は、ずれ止め厚さのみを変えたTT-2, TT-3の結果である。これによれば、鋼管ずれ発生及びクラック発生荷重に対しては、厚さの効果は認められないようである。破壊荷重については厚さを6mm増したことにより約20tfの強度増加が認められたが、これがバラツキの範囲であるのか支圧面積の増加またはせん断面の増加によるものであるのか判断はしにくい。

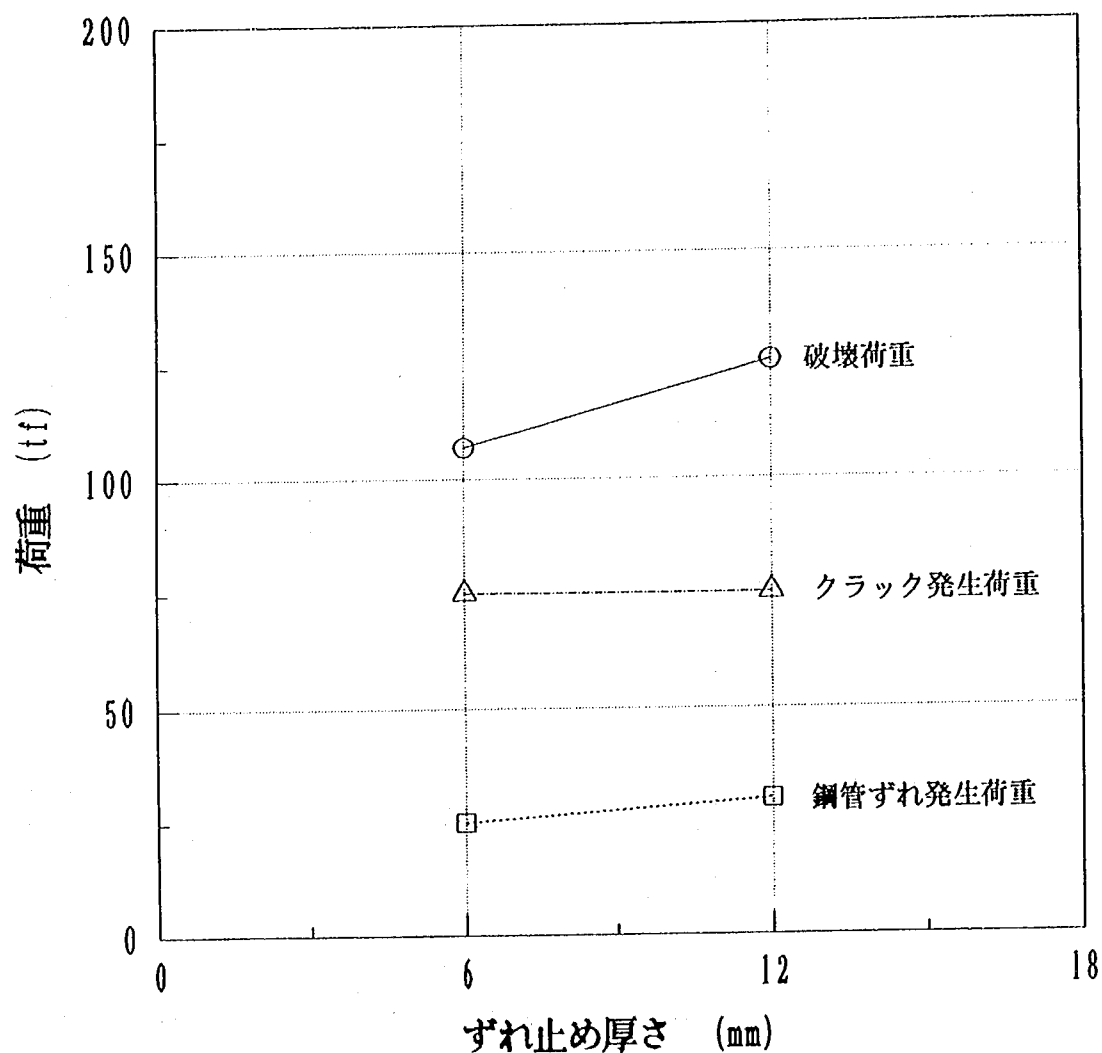


図-3・80 ずれ止め厚さの影響

(2) ずれ止め深さ

図-3・81は、ずれ止め深さのみを変えたTT-2とTT-6の結果である。鋼管ずれ発生荷重に対しては、その効果は認められないようである。しかし、クラック発生荷重及び破壊荷重に対しては、顕著な効果を示した。しかし、ずれ止め深さがクラック発生及び破壊荷重に及ぼす効果は、その平均深さが影響するのではなく、ずれ止め最上段及び最下段の位置が主な影響要因であるとも考えられる。そこで、ずれ止め最上段の深さ L_{min} 、最下段の深さ L_{max} についてTT-2からTT-7まで整理したところ、図-3・82～図-3・83のようになった。これよりクラック発生荷重については、 L_{min} （ずれ止めの最短埋込み長）が影響し、破壊荷重に対しては、 L_{max} （ずれ止めの最長埋込み長）が影響しているものと考えられる。

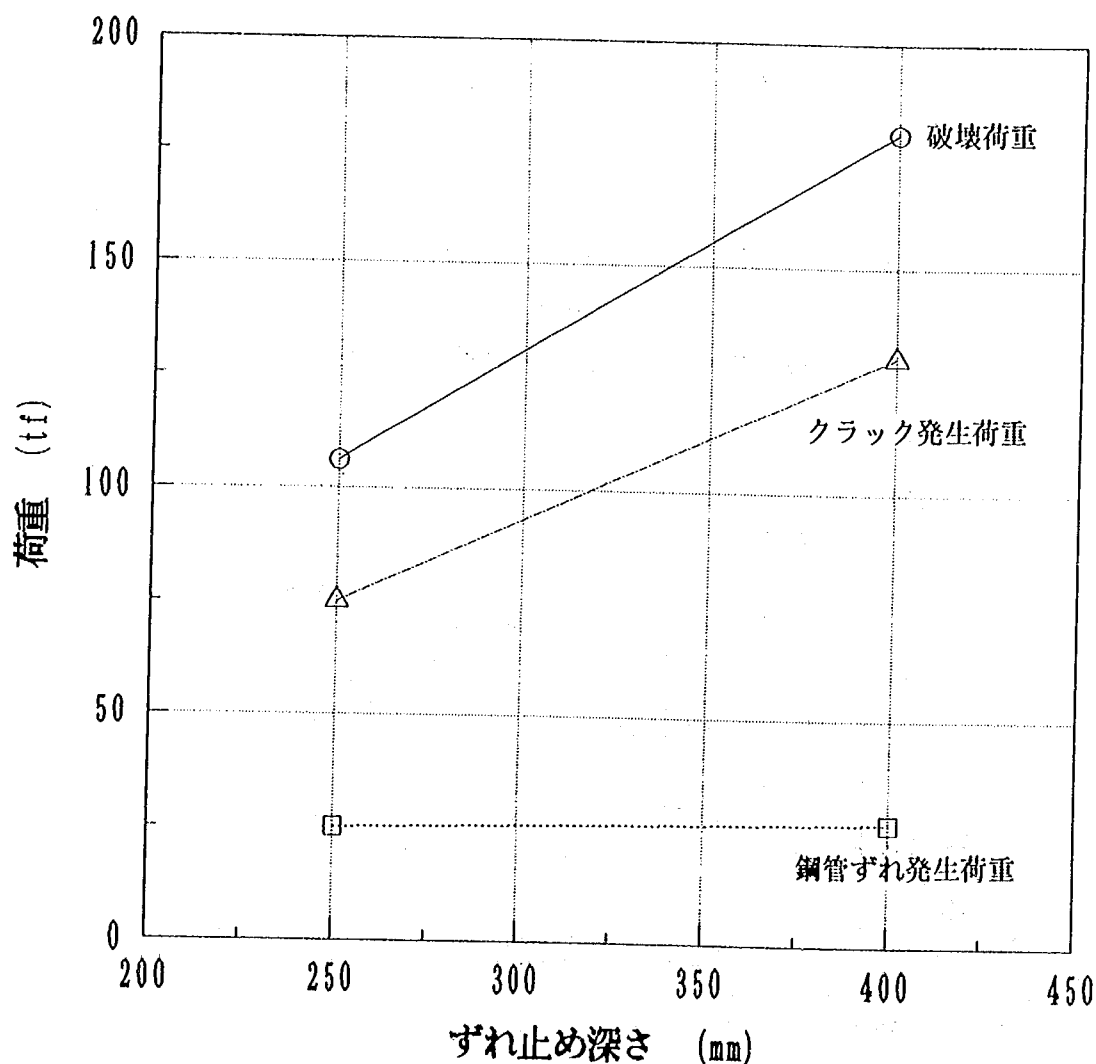


図-3・81 ずれ止め深さの影響

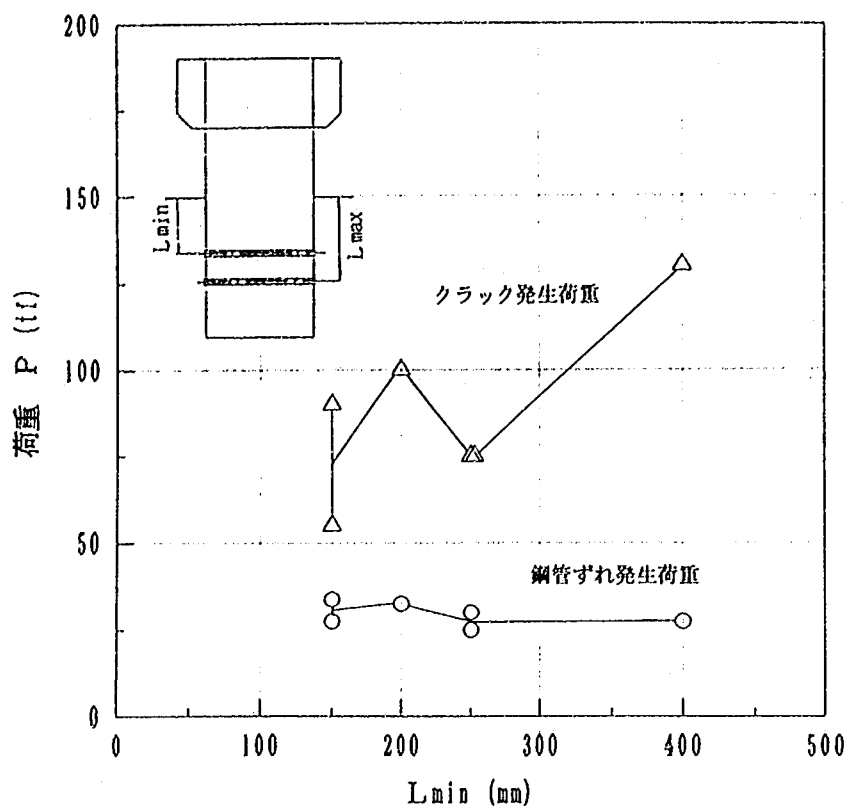


図-3・82 最小ずれ止め深さの影響

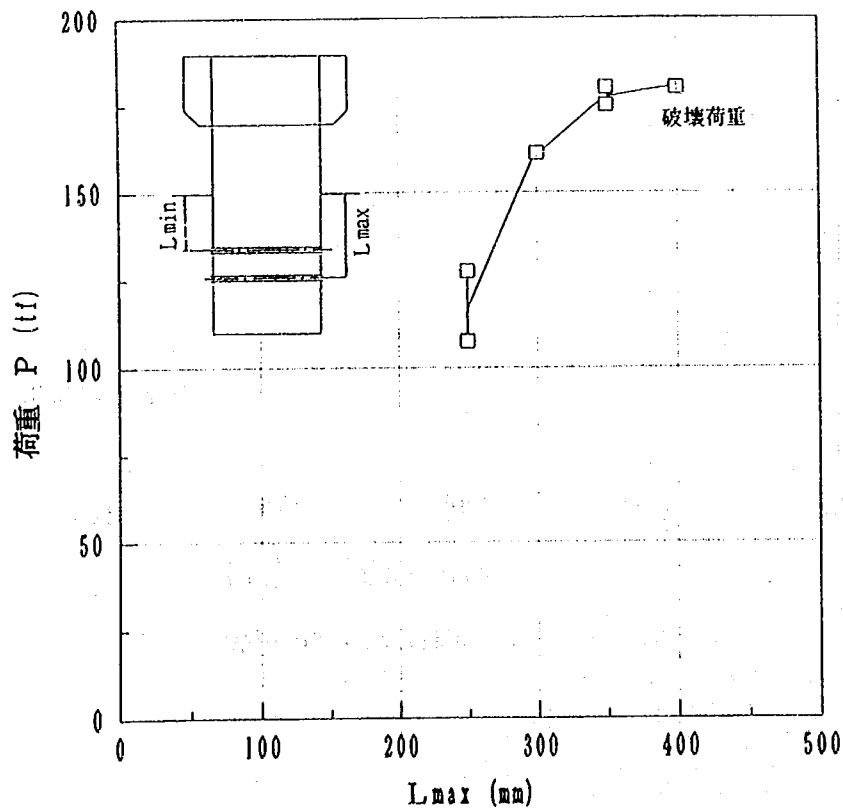


図-3・83 最大ずれ止め深さの影響

(3) ずれ止め段数

図-3・84は、ずれ止め段数のみを交えたTT-2, TT-4, TT-5の結果である。鋼管のずれ発生荷重に対しては、その効果は認められず、また、クラック発生荷重に対しても明確な効果はでていない。しかし、破壊荷重に対しては、ずれ止め段数が増えるに従い、耐力が大きくなる結果となっている。しかし、これが段数による効果と考えるよりも(2)で述べたように最下段のずれ止め深さによる効果と考える方がよいように思われる。

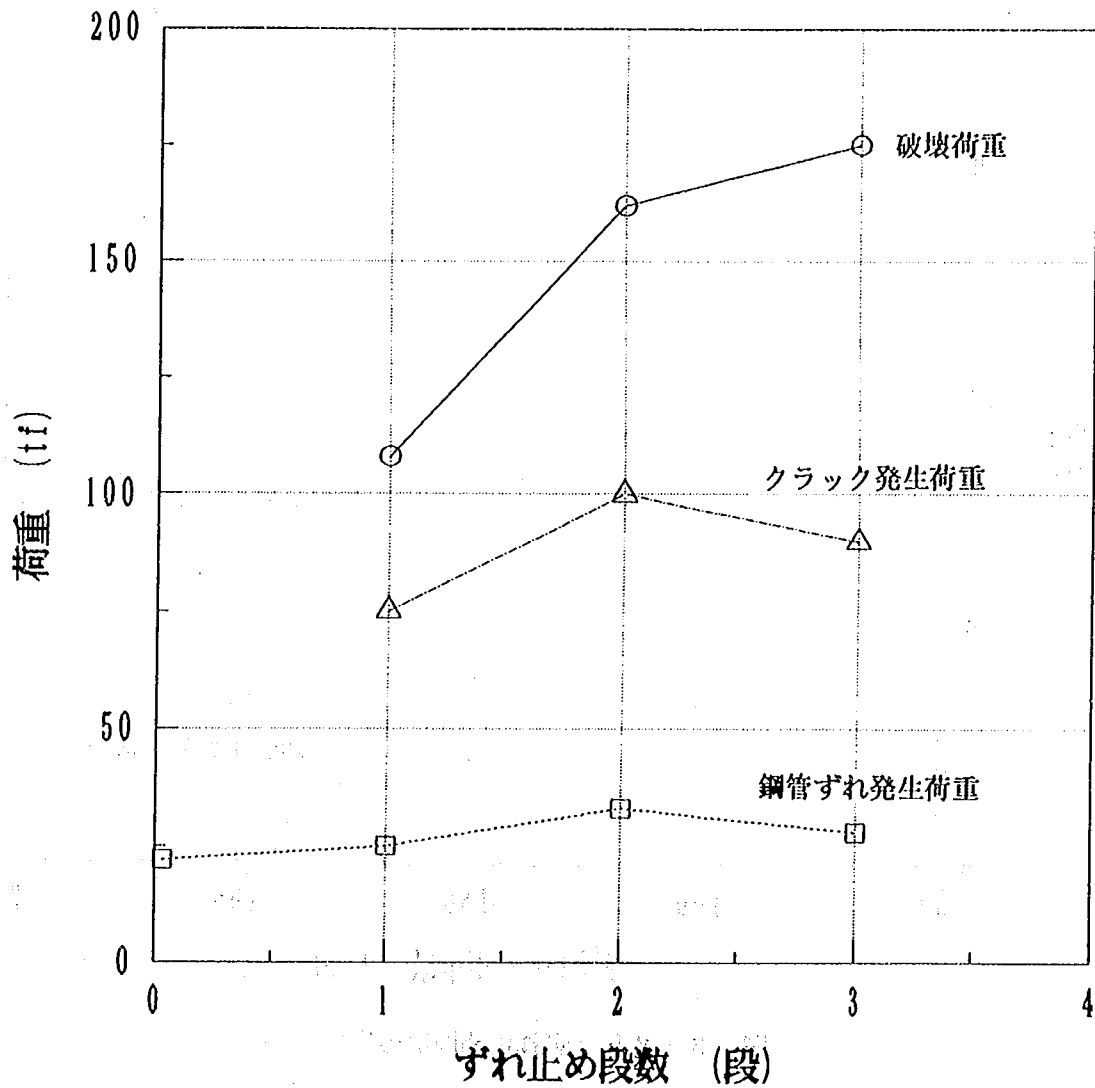


図-3・84 ずれ止め段数の影響

(4) ずれ止め間隔

図-3・85は、ずれ止め間隔のみを変えたTT-4, TT-7の結果である。鋼管ずれ発生荷重に及ぼす効果はやはり認められない。また、クラック発生荷重・破壊荷重に対しても、ずれ止め間隔による効果というよりもやはり(2)で述べた深さによる影響と考えた方がよいように思われる。

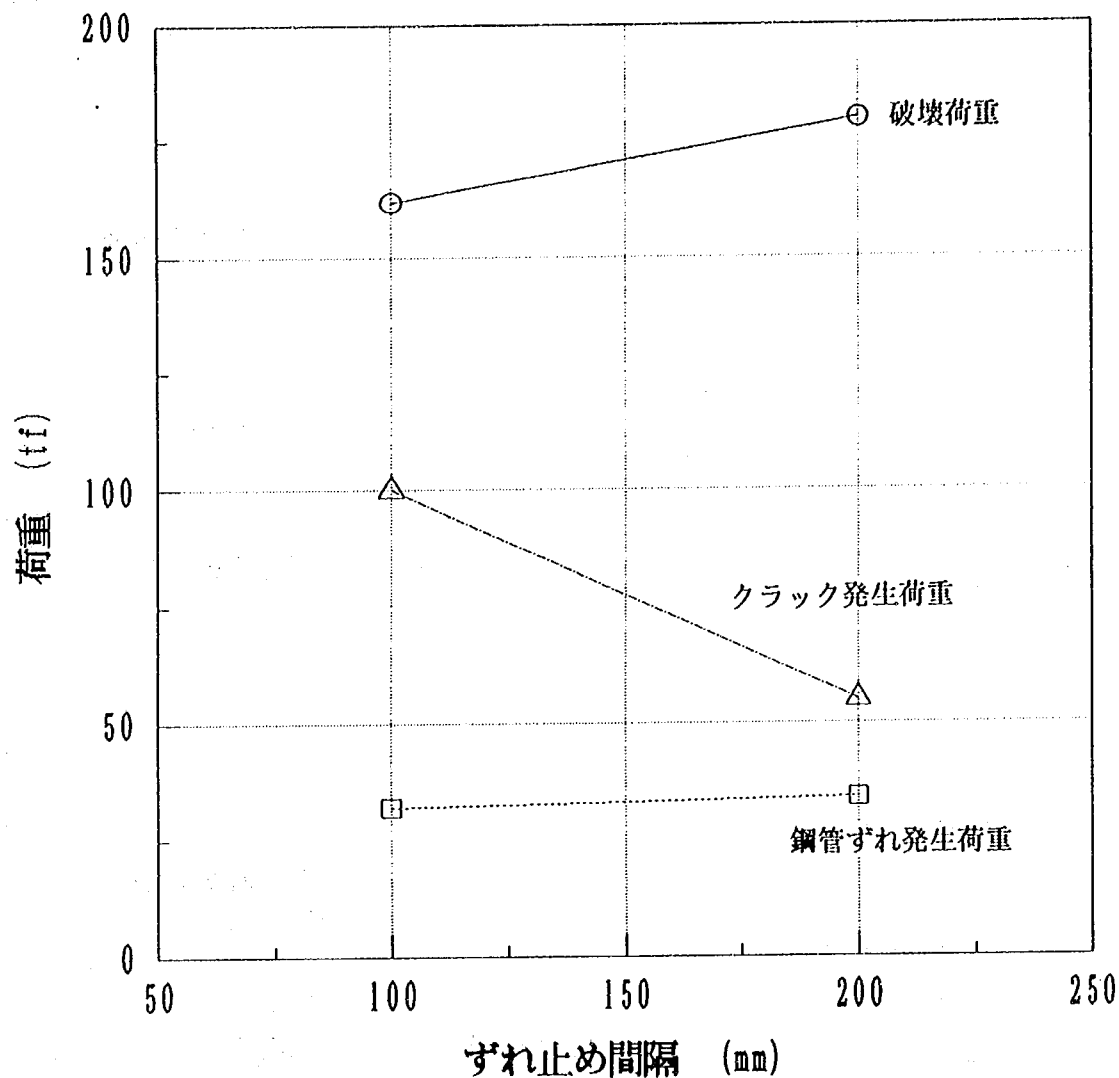


図-3・85 ずれ止め間隔の影響

3. 5 鋼管杭の中詰めコンクリート押抜き試験

3. 5. 1 試験目的

軸方向力に対しては、鋼管に取り付けたずれ止めによってせん断力を伝達させるのがよいと考えられる。しかしながら、ずれ止めによって受け持つことができるせん断力の大きさは不明である。特に、鋼管内面にずれ止めを取り付けた場合、ずれ止め付近のコンクリートは単なる一面せん断状態ではなく、鋼管のフープ応力が加わった三軸応力状態となる。

そこで、鋼管杭にずれ止めを取り付けた場合の効果について確認するために、杭径、ずれ止めの取付位置、ずれ止めの段数や厚さ等を変化させた中詰めコンクリート押抜き試験を行った。

なお、本試験は鋼管杭協会の協力のもとに実施した。

3. 5. 2 試験方法

1) 試験体

試験体の種類と試験体製作に用いた材料の規格を表-3・21～表-3・22示す。

表-3・21 試験体の種類

ケース	杭寸法 (mm)	ず れ 止 め			
		寸法(mm)	溶接サイズ(mm)	溶接面数	取付位置(mm)
1	φ406.4×t9	FB 9×25	6	上・下2面	200
2		FB12×25	8		100
3					200
4				上1面	300
5		FB19×38	12	上・下2面	200
6	φ600.0×t9	FB 9×25	300		
7			φ812.8×t12		250
8					400
9					500
10	2FB9×25		上1面	250,500	

表-3・22 使用材料

材料名	規 格
鋼管杭	JIS G3444 STK41
ずれ止め	JIS G3101 SS41
コンクリート	JIS A5308(B種) $\sigma_c=210\text{kgf/cm}^2$ スランブ12cm 粗骨材最大寸法25mm

ビニールシートを張った合板を底型枠とした上に、杭の天地を逆にしてセットを行い、生コンを打設した。締固めは棒状バイブレーターを使用した。これにより、載荷面は平滑になり、一様な載荷が行い易くなった。その後、試験体は試験開始まで湿润養成を行い、乾燥収縮をできるだけ少なくするように配慮した。

2) 載荷装置及び載荷方法

試験は図-3・86に示すように、万能載荷試験機 ($V=500\text{tf}$) を用い、杭内型よりやや小さい直径の剛体載荷板にてコンクリート面を一様に押抜く方法をとった。

載荷は載荷速度を一定とする荷重制御とし、予想された最大荷重に合わせて速度を設定した。(1分間に最大荷重の3%程度) また、5~20tfごとに約30秒間荷重増加を停止する段階荷重とし、1回で破壊まで至らしめるか、杭と中詰めコンクリートの相対変位が3cmを越えた時点で載荷を停止した。

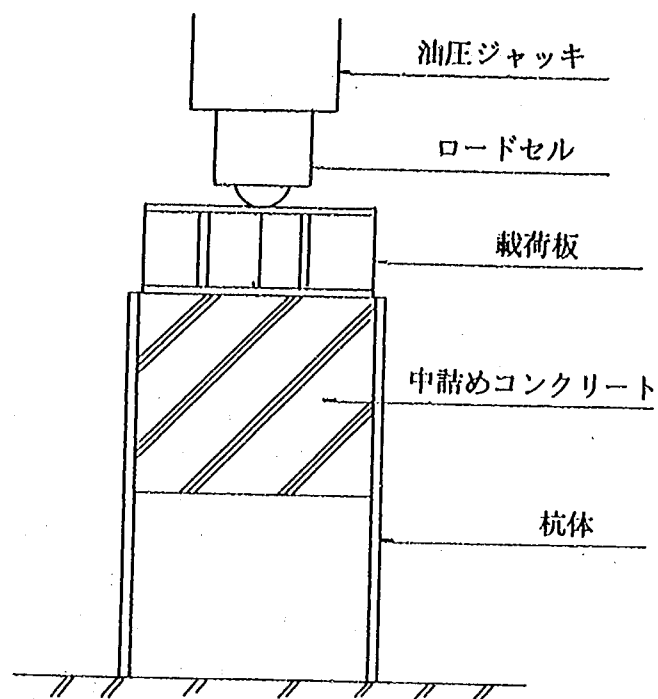


図-3・86 載荷装置

3) 測定項目

以下に示す項目について、測定を行った。

(1) 荷重

(2) 中詰めコンクリートの杭体との相対変位及び絶対変位

(コンクリート非充填部鋼管の挙動チェックの為)

これらは、動ひずみアンプを介してX-Yレコーダーに連続記録するとともに、各荷重段階ごとに静ひずみ測定器に記録した。図-3・87に測定器の設置位置等を示す。

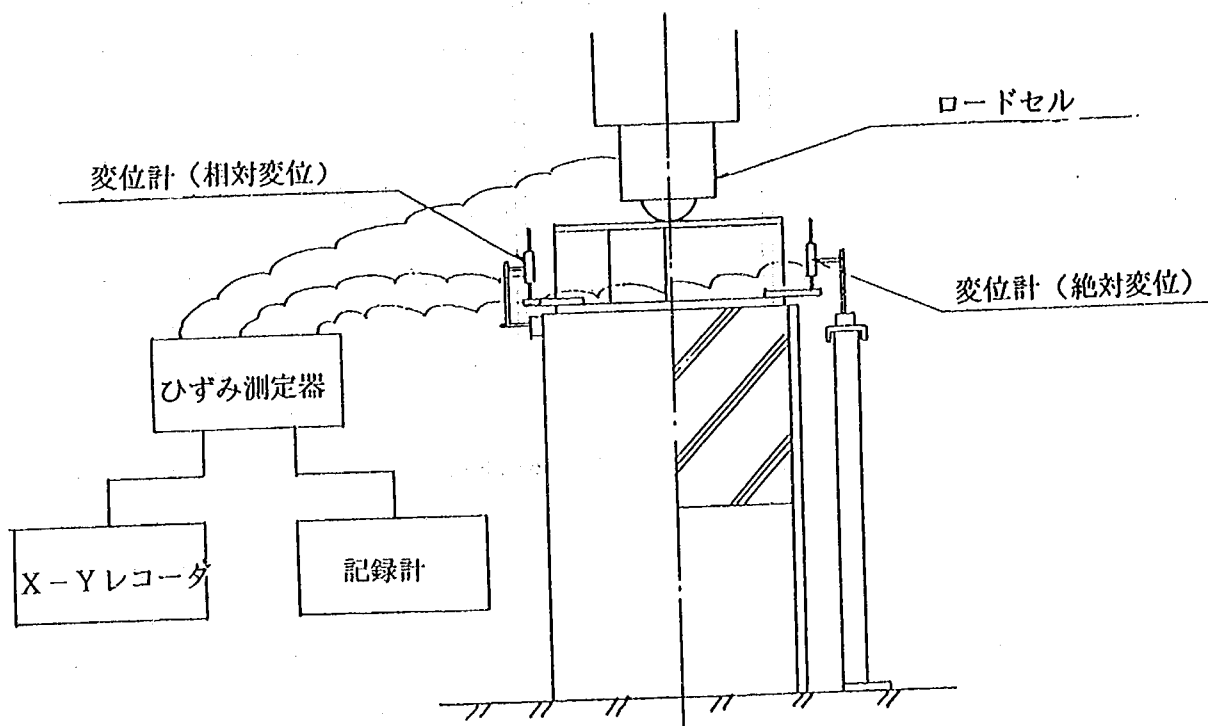


図-3・87 測定器等

4) 材料試験結果

試験体製作時にテストピースを9体作り、打設12日後及び押抜き試験開始・終了時に、各3体を圧縮試験に供した。この結果を表-3・23に示す。

表-3・23 コンクリート一軸圧縮試験結果

材令 (日)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	平均 (kgf/cm ²)	備 考
12	414	399	設計基準強度 $\sigma_t = 210 \text{ kgf/cm}^2$
	392		
	392		
18	434	424	
	434		
	405		
41	471	463	
	448		
	471		

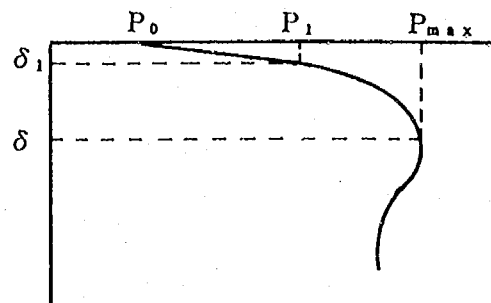
3.5.3 試験結果

中詰めコンクリートの押抜き載荷試験結果を表-3・24に示す。

表-3・24 試験結果

ケース	初期荷重 P_0 (tf)	付着 応力度 (kgf/cm ²)	初期勾配離脱時			最大荷重時		備 考
			荷重 P_1 (tf)	平均摩擦 応力度 (kgf/cm ²)	相対変位 δ_1 (tf)	荷重 P_{max} (tf)	相対変位 δ (mm)	
1	18	3.69	120	24.6	1.1	230	10.7	
	25	5.12	102	20.9	0.6	235	8.8	
2	15	3.07	154	31.6	1.0	279	5.9	
	28	5.74	145	29.7	0.4	275	5.5	
3	21	4.30	151	30.9	1.1	273	8.9	
	28	5.74	156	32.0	0.7	275	5.4	
4	19	3.89	150	30.7	1.1	275	7.1	
	29	5.94	140	28.7	0.8	272	5.9	
5	—	—	240	49.2	1.1	357	5.4	鋼管座屈
	30	6.15	210	43.0	0.7	360	5.6	※1
6	43	3.92	146	13.3	1.0	315	8.6	
	—	—	140	12.8	0.9	320	8.8	
7	59	2.98	200	10.1	0.7	480	15.1	※2
	46	2.32	230	11.6	0.8	500	21.6	載荷能力 限界
8	51	2.57	195	9.8	0.6	500	16.4	
	50	2.52	200	10.1	0.8	500	19.1	
9	34	1.72	185	9.3	0.7	500	19.5	
	47	2.37	195	9.8	0.6	500	16.6	
10	35	1.77	325	16.4	0.7	500	2.2	
	—	—	—	—	—	—	—	

※1 鋼管座屈とコンクリート押抜き
※2 載荷装置不調のため中止



1) 荷重と杭径

図-3・88に初期接線勾配離脱時の荷重及び最大荷重と杭径(ずれ止め厚9mm)の関係を示す。鋼管杭は全て、ずれ止め付近に局部座屈を生じて終局状態に至っている。したがって、最大荷重は鋼管杭の座屈耐力に支配されると考えられる。この座屈耐力は、鋼管杭径 D または半径 r 、鋼管杭肉厚 t 、母材の降伏点応力度 σ_y 等に関係するため、一概に杭径 D との関係のみで論ずることは適切でない。

一方、 $P-\delta$ 曲線における初期接線勾配から離れる時の荷重に着目すると、杭径が3種類と少ないが、ほぼ直線関係にある。

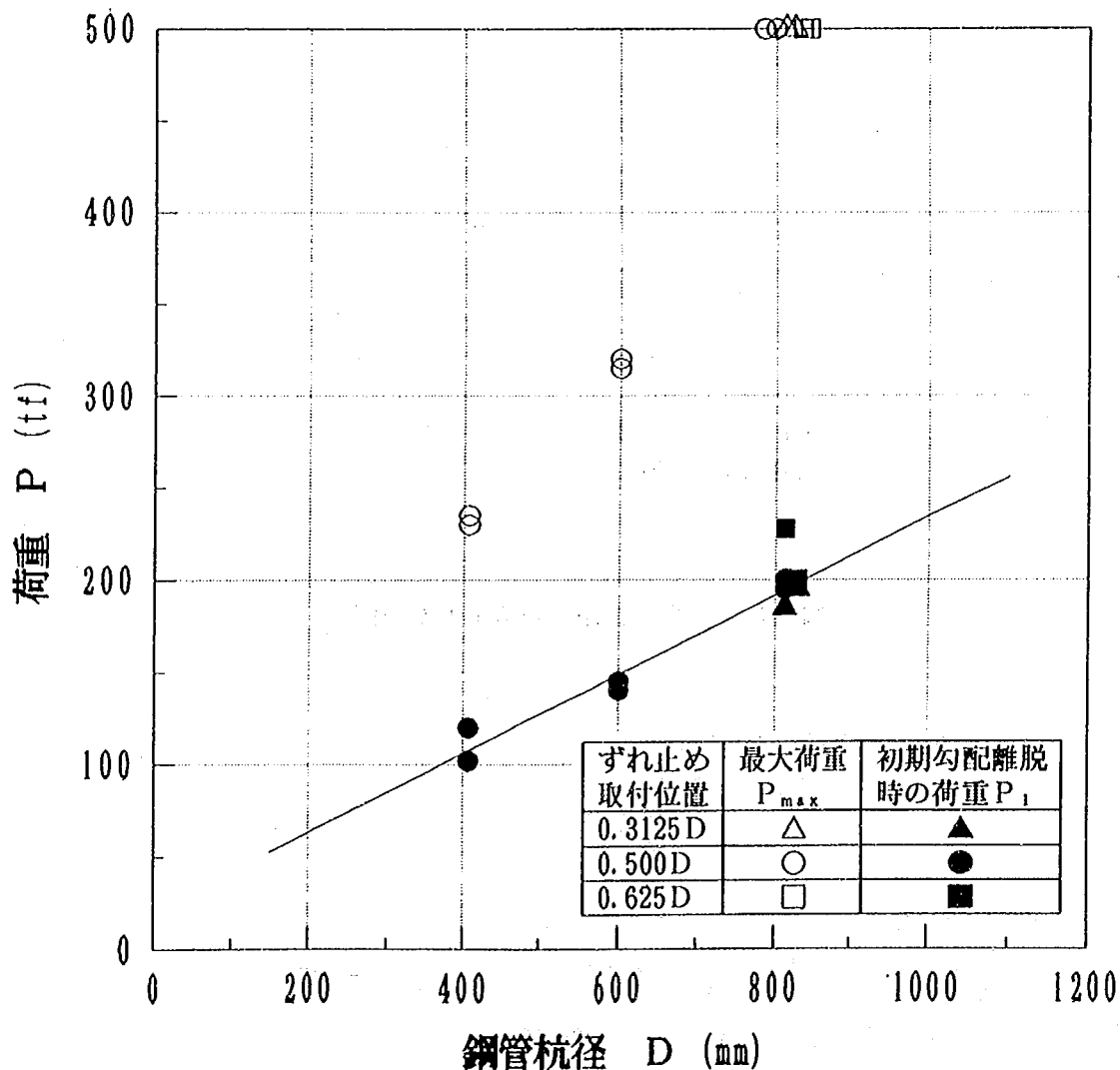
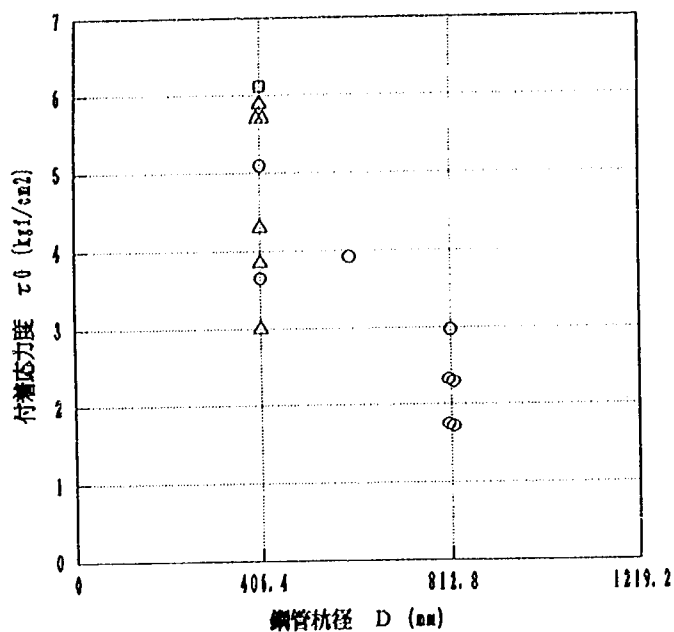


図-3・88 荷重と杭径の関係(ずれ止め厚9mm)

2) 杭径と付着応力度

各鋼管杭径ごとの相対変位が生ずる直前の荷重を杭とコンクリートの接触面積で除したものを付着応力度とし、この値を鋼管杭径別にプロットしたものを図-3・89に示す。

これより、杭径が大きくなるほど付着応力度の70~30%程度の付着強度であり、コンクリートの乾燥収縮の影響が大きいものと考えられる。



記号	ずれ止め厚(mm)
○	9
△	12
□	19

図-3・89 杭径と付着応力度の関係

3) ずれ止め厚の影響

φ406.4の鋼管杭におけるずれ止め厚と各荷重の関係を図-3・90に示す。この図より、ずれ止め厚が中詰めコンクリートの押抜き耐力に大きく影響すること、そして各耐力はずれ止め厚に比例して増加することがわかる。これを1次式で近似すると、

最大荷重に対して

$$P_{max} = 12.49 t + 122.03 \quad (tf) \quad (3 \cdot 1)$$

初期勾配から離れるときの荷重に対して

$$P_i = 10.72 t + 19.39 \quad (tf) \quad (3 \cdot 2)$$

となる。ただし、ずれ止め厚はmm単位。

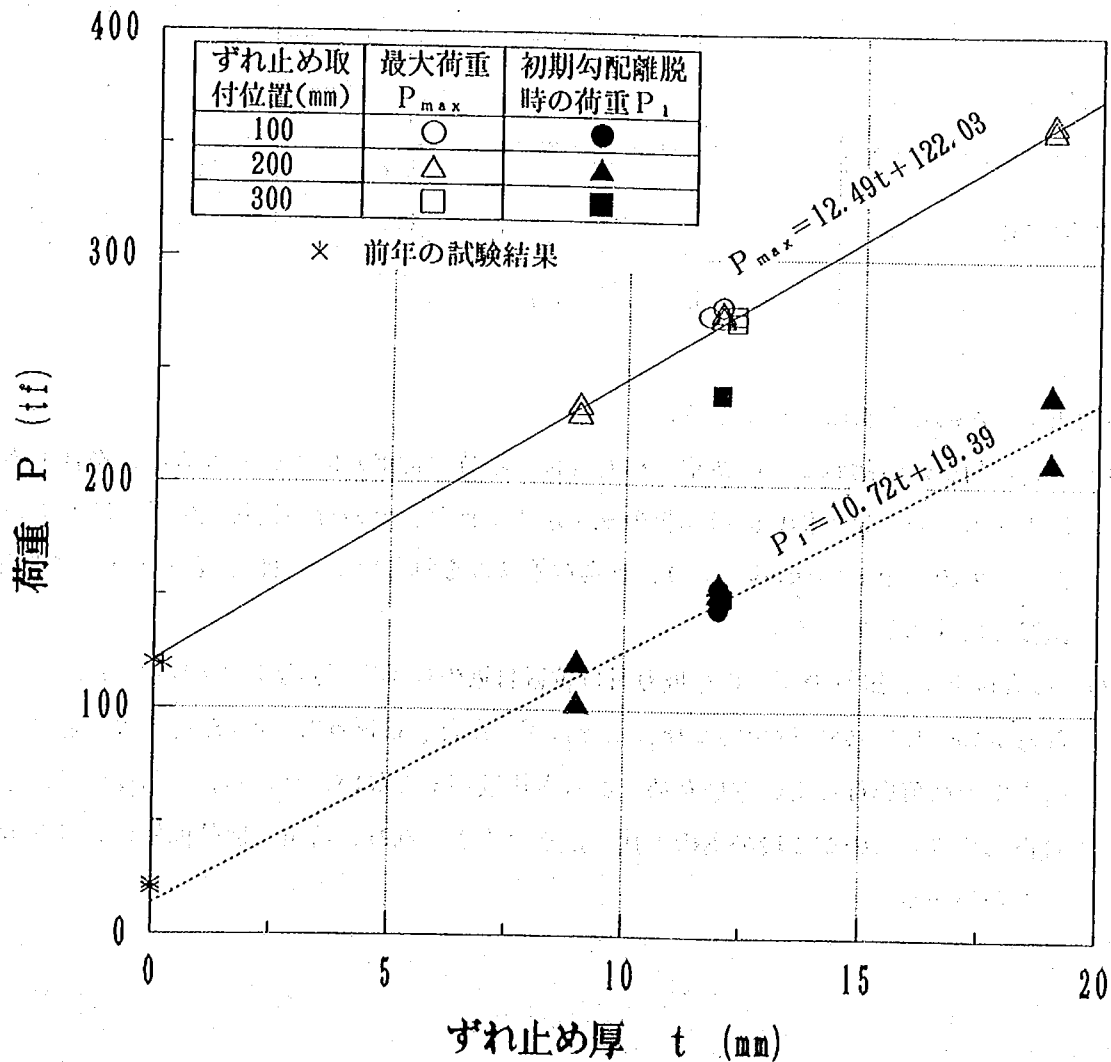


図-3・90 ずれ止め厚の影響

4) ずれ止めの取り付け位置の影響

図-3・88に杭径 $\phi 812.8$ におけるずれ止めの取り付け位置を変化させた場合の耐力を、また図-3・90には杭径 $\phi 406.4$ における同様の結果を示してある。これより、両杭径共に、ずれ止め取り付け位置が各耐力に与える影響はほとんど無いと判断できる。

5) ずれ止め取り付け段数の影響

杭径 $\phi 406.4$ と $\phi 812.8$ についてずれ止め1段と2段の場合の結果を表-3・25に示す。

表-3・25 ずれ止め段数の違いによる比較

杭寸法	ずれ止め厚	ずれ止め段数	初期勾配離脱時の荷重(tf)	初期勾配離脱時の相対変位(mm)	最大荷重(tf)	最大荷重の相対変位(mm)
$\phi 406.4 \times t9$	12	1	151	1.1	273	8.9
			156	0.7	275	5.4
$\phi 406.4 \times t7.9$	13	2	230	1.4	320	3.5
			225	1.4	310	3.4
$\phi 812.8 \times t12$	9	1	195	0.6	(500)	16.4
			200	0.8	(500)	19.1
		2	325	0.7	(500)	2.2

この結果をまとめると次のようになる。

- (1) 初期勾配から離れる時の荷重（相対変位急増時の荷重）についてみると、ずれ止め2段のものは1段のものと比べ約1.5~1.6倍の値を示す。また、その時の相対変位量には若干のバラツキはあるものの、全て1mm内外であり、有為な差はみられない。これは、表-3・24に示すとおり全試験体に共通している。
- (2) 最大荷重は、鋼管のずれ止め取り付け位置付近の局部座屈強度に支配されるため、杭肉厚の異なる $\phi 406.4$ については単純な比較はできず、また、杭径 $\phi 812.8$ は載荷装置の能力限界から終局時までの載荷を行っていないため、これも比較ができない。ただし、相対変位量については、ずれ止め2段のものが1段のものと比べかなり小さくなり、荷重-変位曲線における勾配が大きいことがわかる。

6) ずれ止め溶接面数について

杭径 $\phi 406.4$, ずれ止め厚 12mm , その取り付け位置 300mm の試験体及び $\phi 812.8$ でずれ止め2段取付の試験体がずれ止めの上面のみ溶接しており, その他の全ての試験体はずれ止め上・下面の2面を溶接してある。これは, 溶接部の単純せん断応力度をチェックした結果, 不安があったため, 2面溶接をほとんどの試験体について行ったのであるが, 試験結果をみると, ずれ止め溶接面数の違いによる差は全くみられなかった。したがって, 今回の試験体での溶接サイズを確保すれば, ずれ止め上面のみの溶接で十分であり(実際の現場施工では, ずれ止め下面の溶接はほとんど不可能), 溶接部のせん断耐力は, 直圧縮応力下のせん断のため, かなり大きいものと推察される。

3. 6 鋼管杭の内側ずれ止め取付試験

3. 6. 1 試験目的

軸方向力に対しては、鋼管に取り付けたずれ止めによってせん断力を伝達させるのがよいと考えられる。しかしながら、ずれ止めの鋼管内面への溶接の施工性については未確認である。

そこで、鋼管杭の内側にずれ止めを取り付ける場合の作業性について確認するために、鋼管杭の内側へのずれ止め取付試験を行った。

なお、本試験は鋼管杭協会の協力のもとに実施した。

3. 6. 2 試験方法

1) 試験条件

杭とフーチングの結合部における鋼管内面へのずれ止めの溶接に関する影響要素と本試験で設定した条件を表-3・26に示す。

また、設計した条件と各試験体の溶接条件の組合せを表-3・27に示す。鋼管杭はSTK41を使用し、ずれ止めはSS41を使用した。

表-3・26 影響要素と試験条件

影 響 要 素	設 定 条 件
1. 溶 接 方 法 ^{*1)}	手溶接, 半自動溶接
2. 杭頭結合方法 ^{*1)}	A方法, B方法
3. 杭 タ イ プ ^{*1)}	直杭, 斜杭(8°), 斜杭(15°)
4. 杭 外 径	406.4mm, 600mm, 812.8mm, 1016mm
5. リ ブ 寸 法	FB 9×25, 12×25, 19×38
6. ずれ止め取付位置 ^{*2)}	100mm, 200mm, 250mm, 300mm, 500mm
7. ずれ止め曲げ外径	杭内径+30mm, ±0, -20mm
8. 溶接工の位置 ^{*3)}	杭内, 杭外

注) *1) 通常の杭施工で想定される条件を選定

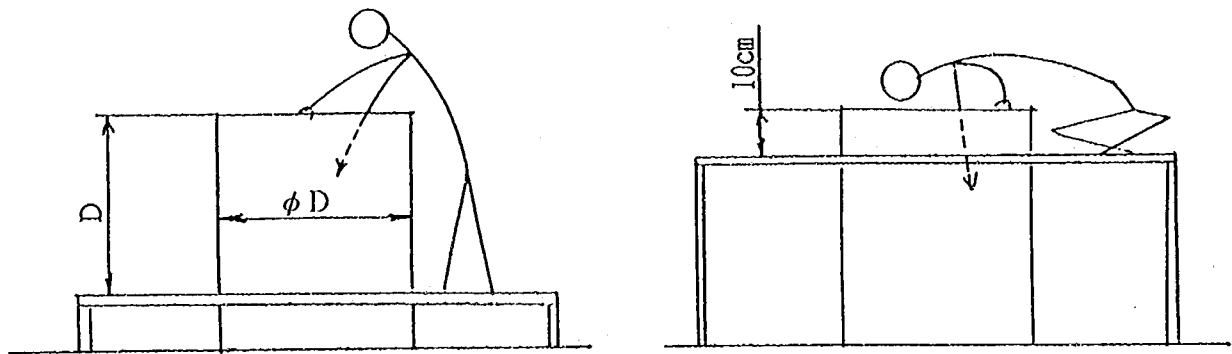
*2) 杭頭よりの距離

*3) 杭外よりの作業を原則とするが、杭径の大きなもの、
ずれ止め取付け位置の深いものを想定して杭内作業を検討

表-3・27 試験体の溶接条件

鋼管杭寸法	結合方法	杭タイプ	ず れ 止 め					備 考			
			段数	寸 法	位置 (mm)	サイズ (mm)	溶接方法				
O. D. 406. 4 × t9 × ϕ 700	A	a	3	F. B. 9×25	100	6	手溶接	マクロ作成			
				F. B. 12×25	200	8		b, [1708/2周づつ マクロ作成			
				F. B. 19×38	300	12					
	B	b, c	1	F. B. 9×25	200	6					
								a		b, cは1/2周づつ	
								b, c			
O. D. 600 × t9 × ϕ 900	A	a	2		300	手溶接+半自動	マクロ作成				
			500		手溶接		b, cは1/2周づつ				
		b, c	1			300		b, cは1/2周づつ			
	a	500				手溶接+半自動	b, cは1/2周づつ マクロ作成				
	b, c										
	O. D. 812. 8 × t 9 × ϕ 1100	A	a			2	250	手溶接			
b, c			500		b, cは1/2周づつ						
B		a			管内外より1/2周づつ						
		b, c			b, cは1/2周づつ						
O. D. 1016 × t 12 × ϕ 1300		A			a	1			管内外より1/2周づつ		
					b, c				b, cは1/2周づつ		
	B	a	管内外より1/2周づつ								
		b, c	b, cは1/2周づつ								

結合方法は、現場作業に近づけるため、図-3・91に示すように作業台を用いて試験を実施した。



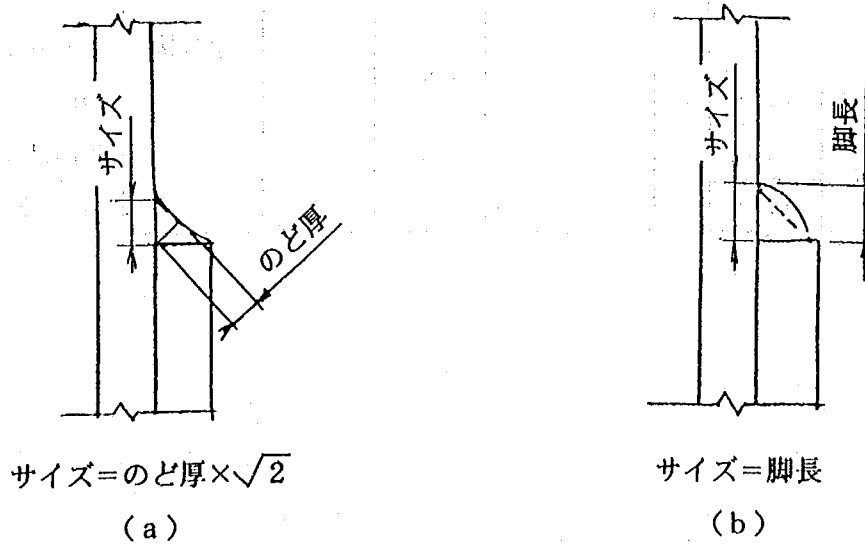
(a) 方法A

(b) 方法B

図-3・91 杭頭結合方法と作業姿勢

杭タイプは、a（直ぐい）、b（斜杭8°）、c（斜杭15°）の3種類である。同一鋼管を用い、鋼管を天地反転することにより直杭と斜杭に使い分けた。斜杭の8°と15°は、各鋼管の半周を用いた。

サイズはビード形状により図-3・92による方法で測定する。



$$\text{サイズ} = \text{のど厚} \times \sqrt{2}$$

(a)

$$\text{サイズ} = \text{脚長}$$

(b)

図-3・92 溶接サイズ

2) 試験手順

(1) ずれ止めの建込み

- ① 鋼管内面に杭頭よりのずれ止め取付け位置をマークする。
- ② ずれ止め落下防止と位置決めを容易にするため、鋼管外径に応じて1～3箇所にストッパーを仮付けする。
- ③ スパイラル溶接ビードを避けて、ずれ止めを鋼管内面に沿わせてはめ込む。
- ④ ずれ止めを鋼管内面に密着するように仮付けする。

(2) ずれ止めの溶接

表-3・27の試験条件に従ってずれ止めの溶接作業を行ない、施工性の確認を行う。なお、溶接条件を表-3・28に示す。

表-3・28 溶接条件

溶 接 法	溶 接 材 料	溶 接 機	溶 接 電 流
手 溶 接	イミット # 01A $\phi 4.0$	大電 BP-500	130～150A
半自動溶接	神鋼 OW-56A	松下 YM451N	180～200A

溶接工 資格 J I S - Z 3 8 0 1 N - 2 F , N - 2 V

経験 16年

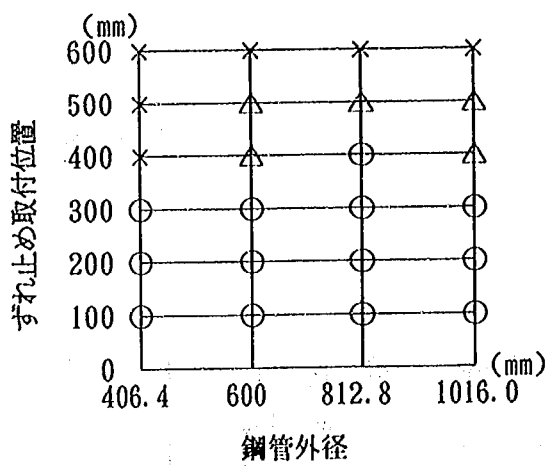
4) 測定項目

- ① ずれ止め取付け可能範囲
- ② ずれ止め曲げ外径と取付時間
- ③ ずれ止めの密着性
- ④ 溶接時間
- ⑤ 溶接電流、電圧
- ⑥ 溶接層数
- ⑦ 溶接残棒長
- ⑧ 溶接脚長及びのど厚
- ⑨ ビード外観
- ⑩ マクロ写真
- ⑪ その他

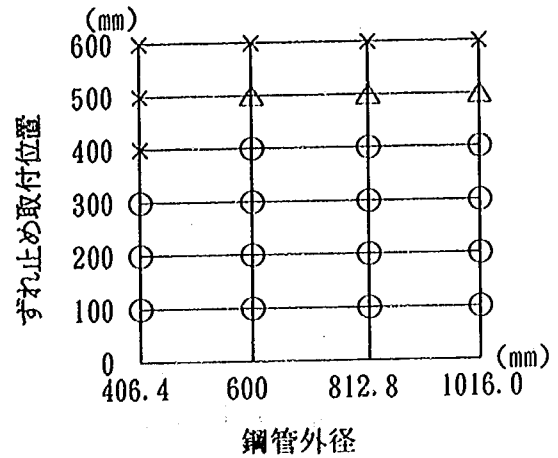
3. 6. 3 試験結果

1) ずれ止め取付け可能範囲

溶接姿勢と杭頭結合方法別のずれ止め取付け位置による作業の難易度を図-3・93(a), (b)に示す。なお、いずれの場合も手溶接で、溶接残棒長60mmまで溶接を行う条件においての評価である。



(a) 結合方法A



(b) 結合方法B

図-3・93 ずれ止め取付け可能範囲

(1) 結合方法Aについて

○・・・鋼管径に関係なく、杭頭部より300mmまでの作業性は良好であった。

△・・・鋼管径600では中腰作業となり、取付け位置400, 600mmの作業は疲れやすいとのことである。

×・・・いずれの鋼管径も取付け位置600mm以上は溶接残棒長60mmの条件下では作業不可であった。

※) 斜杭の場合、外径が800mm以上では片側

の天端が高くなり、φ812.8で取付け位置500mm以上、φ1016で400mm以上での作業は困難である。(図-3・94)

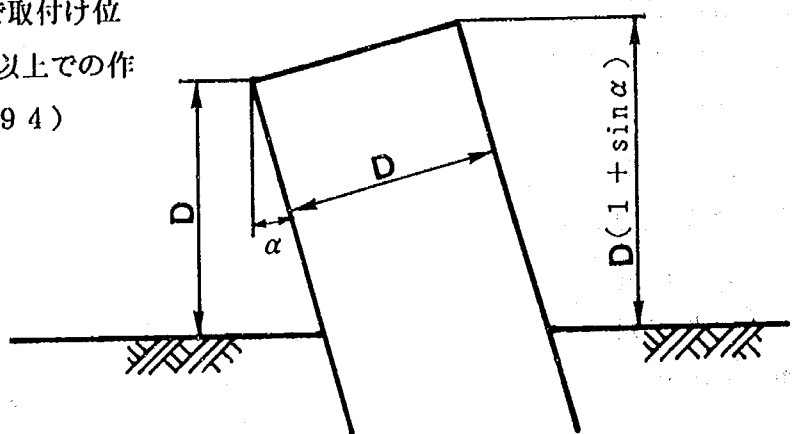


図-3・94 斜杭について

(2) 結合方法Bについて

○・・・ $\phi 406.4$ を除き、杭頭部より400mmまでの作業性は良好。

△・・・取付け位置500mm以上では身を乗り出すようになり、作業姿勢は苦しい。

×・・・取付け位置600mm以上は溶接残棒長も短く作業が困難である。

いずれも斜杭の影響は方法Aより少ない。また転落防止の安全対策が必要である。

2) ずれ止め取付け時間

(1) ずれ止め曲げ外径の影響

ずれ止め曲げ外径を鋼管内径より大きめに加工した場合の鋼管外径とずれ止め取付け時間の関係を図-3・95に示す。

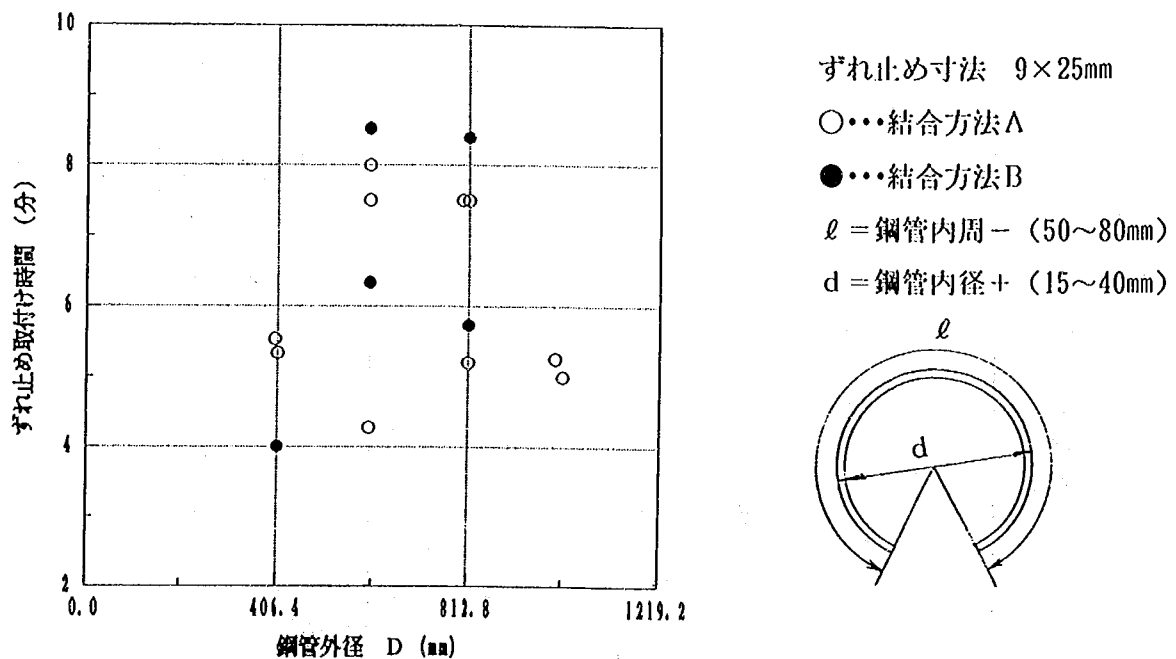


図-3・95 鋼管外径とずれ止め取付け時間

- ① $\phi 600$, $\phi 812.8$ の取付け時間が $\phi 406.4$, $\phi 1016$ に比べて若干長いが、試験段取りや作業の馴れ等の影響が大きく、差があるとは言い難い。
- ② 結合方法A, Bによる差はあまりみられない。
- ③ ずれ止め曲げ外径を鋼管内径より小さくしたずれ止めについては $\phi 1016$ で一例実施したが、鋼管内面への密着に時間がかかり、径も大きいため作業には2人以上必要であった。
- ④ ずれ止め厚が12mmになると、小鋼管径では取付けづらいが、 $\phi 812.8$ 以上では作業可能である。
- ⑤ ずれ止め厚19mmについては $\phi 406.4$ で一例実施したが、ずれ止め曲げ外径を鋼管内径より小さくしたものをういて約8分を要した。鋼管径が大きくなるとずれ止め重量も増えるため、作業は難しくなるものと思われる。表-3・29にずれ止め重量を示す。

表-3・29 ずれ止め重量 単位 kgf/個

ずれ止め内径 鋼管寸法	9×25	12×25	19×38
φ 406.4×t 9	2.3	2.8	6.7
φ 600 ×t 9	3.2	4.2	10.0
φ 812.8×t12	4.3	5.9	13.8
φ1016 ×t12	5.4	7.2	17.4

(2) ずれ止め取付け位置の影響

ずれ止めの鋼管杭頭部よりの取付け位置と取付け時間の関係を図-3・96に示す。

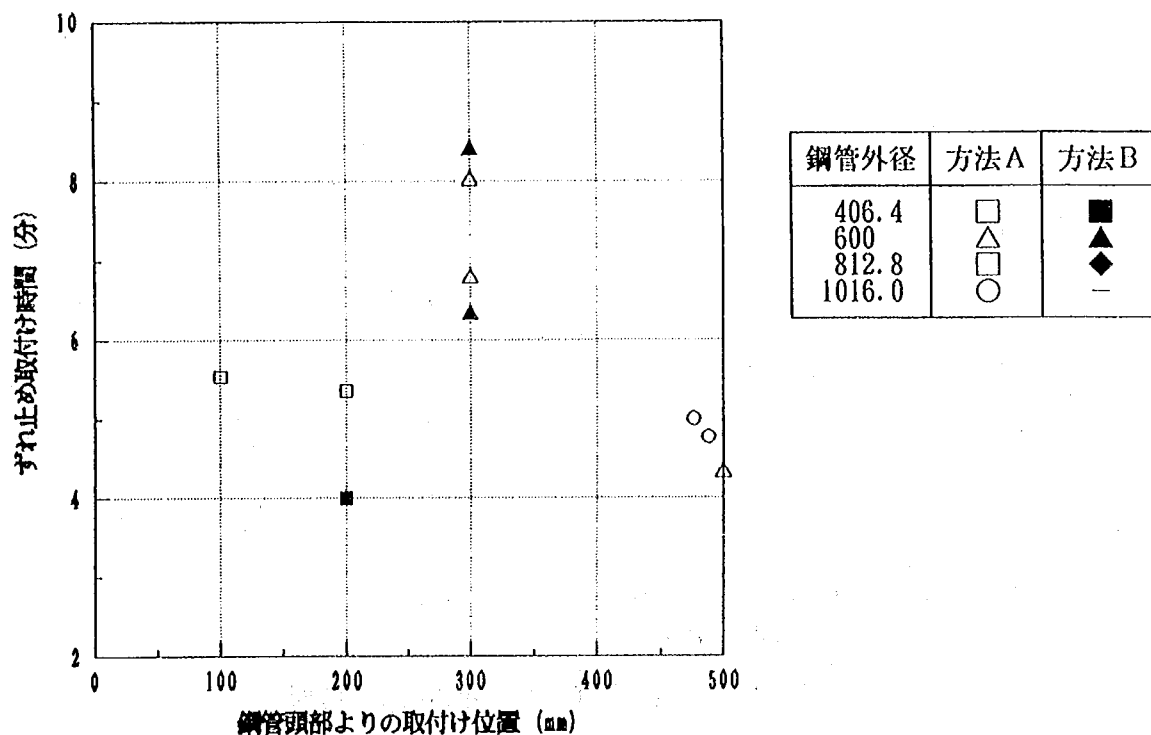


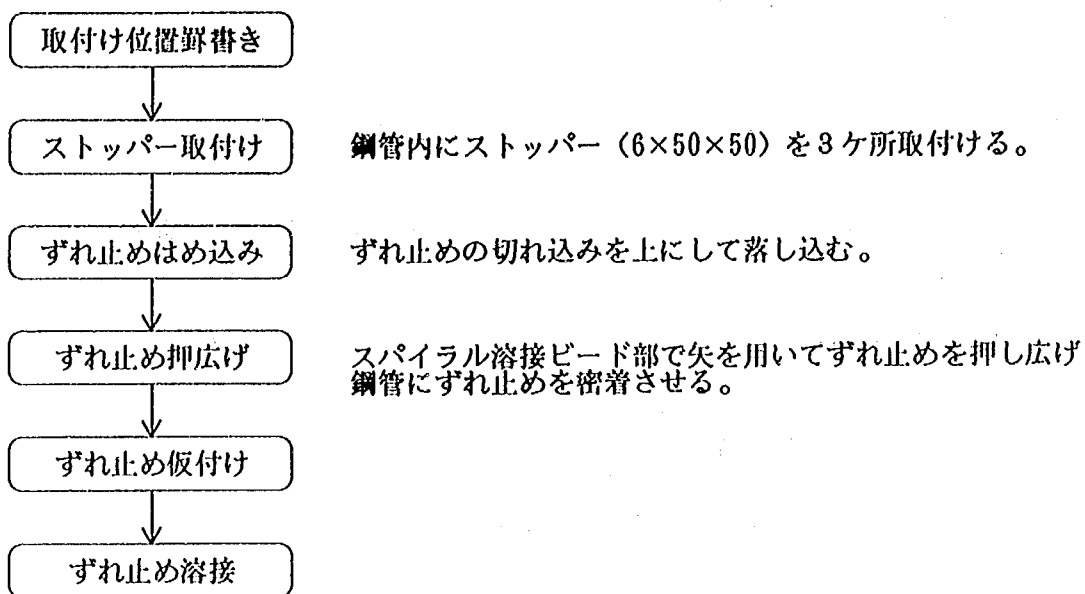
図-3・96 ずれ止め取付け位置と取付け時間

- ① ずれ止め取付け位置と取付け時間には相関がみられない。
- ② ずれ止め取付け段取りの良否により取付け時間に差がでていることが試験中の動作視察によりうかがえる。

(3) 杭頭結合方法の違いによる影響

杭頭結合方法の違いによるずれ止め取付け時間への影響は、鋼管外径との関係（図－3・95）及びずれ止め取付け位置との関係（図－3・96）のいずれにもみられない。

以上の試験結果より、ずれ止め取付けは次の手順で行うのが良いと思われる。



3) ずれ止めの鋼管への密着性

ずれ止め長さを鋼管内周より50mm程短く作り、スパイラルビード部を避けて取付けると、ずれ止めと鋼管内面とのすき間は最大でも1mm以下であり、周長の大半の部位は密着に近い。

4) 溶接作業性

手溶接と半自動溶接の溶接作業性についての試験結果を図-3・97に示す。

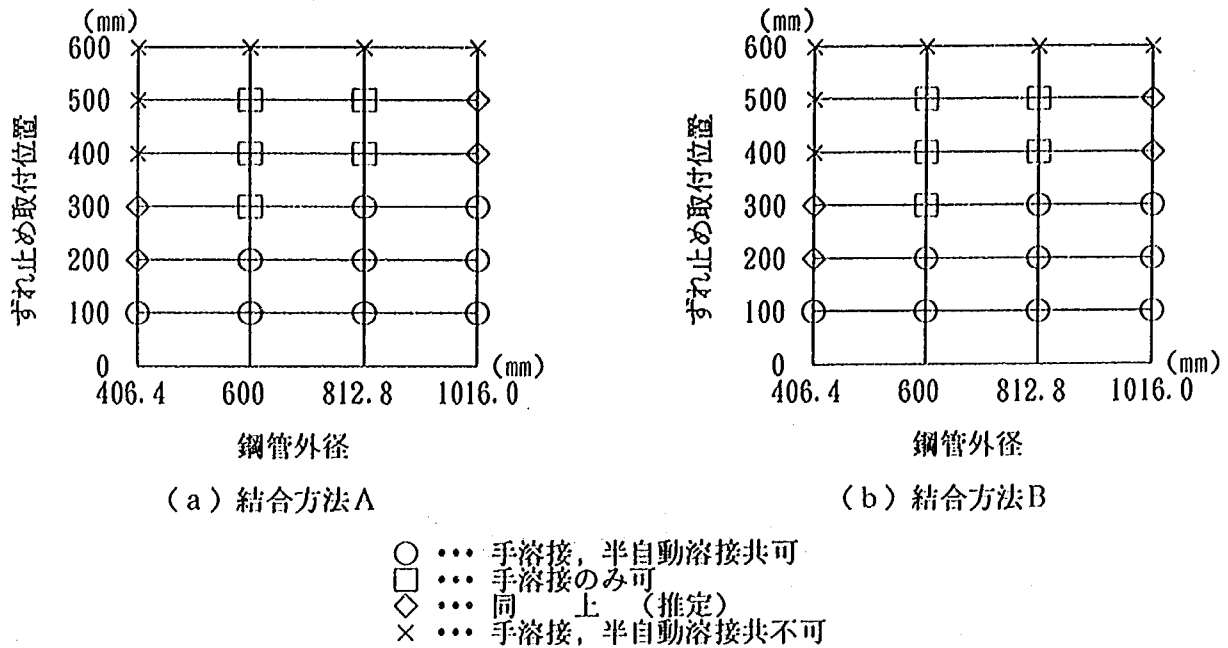
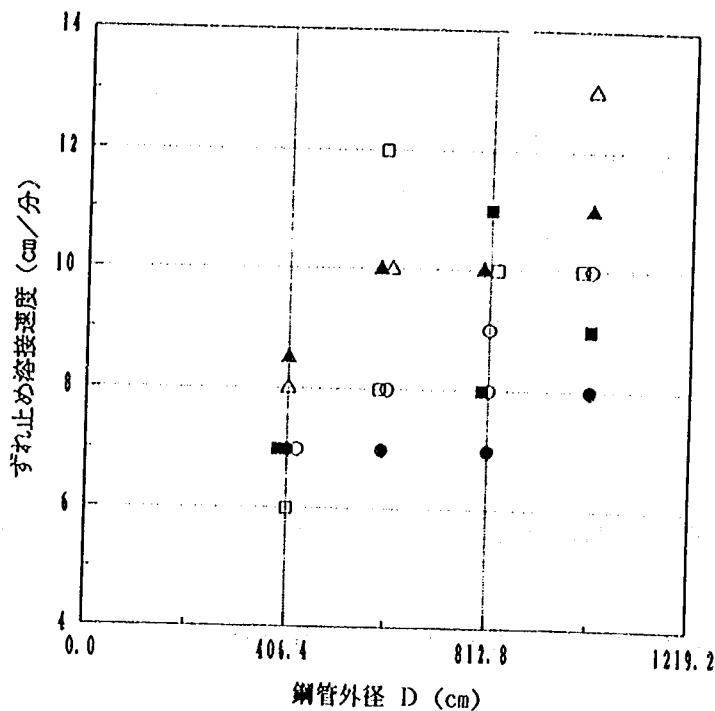


図-3・97 溶接作業性

- (1) 鋼管径 ϕ 406.4では溶接棒長が450mmと鋼管外径より長いため、ずれ止め取付け位置200mm以上では作業能率上、溶接棒を曲げる等の工夫が必要となる。
- (2) 半自動溶接はトーチの大きさ、溶接ワイヤー送給ケーブルの曲げ半径の制約から、 ϕ 600以下の鋼管におけるずれ止め取付け位置の深いところでの作業は困難となる。
- (3) 半自動溶接のトーチからの溶接ワイヤー突出し長さは、約40mmに保たねばならないため、ずれ止め取付け位置が300mmを超えると作業は困難となる。
- (4) 鋼管内に入って作業ができる場合は、手溶接、半自動溶接共に作業は容易である。
- (5) 結合方法A, Bによる作業性の差はみられない。

5) ずれ止め溶接速度

溶接速度と鋼管外径との関係を、結合方法及び杭タイプをパラメーターにして図-3・98に示す。



ずれ止め寸法 9×25mm

	杭の傾斜		
	直	8°	15°
杭頭結合方法A	○	△	□
杭頭結合方法B	●	▲	■

$$\text{ずれ止め溶接速度} = \frac{\text{ずれ止め溶接長}}{\text{全溶接時間}}$$

図-3・98 ずれ止め溶接速度

(1) 鋼管外径の影響

結果のばらつきは大きいですが、直杭、斜杭共に鋼管外径がφ600以上では、溶接速度に差はみられない。これは溶接棒長より鋼管径が大きくなると、溶着金属を盛り上げる溶接棒の運棒に対する支障が無くなることが主因と考えられる。

(2) 斜杭の影響

今回の試験では斜杭におけるずれ止め溶接を上進溶接（一層）で行ったため、溶着金属の盛上げが容易となり、直杭に比べ作業能率が向上する一因となった。

(3) 杭頭結合方法による影響

中腰作業となりやすい結合方法Aよりも、腰をおろして作業できる結合方法Bの方が作業者の疲れが少ないといえるが、試験では作業密度が実作業と異なるためか、その差は図-3・98をみるかぎり、はっきりとしない。

鋼管径が大きく、かつ斜杭の場合は結合方法Aでは背伸びするようになる。したがって施工現場においては足場を設けるなど疲労を少なくするような配慮が必要となるものと思われる。

(4) 手溶接と半自動溶接

半自動溶接は鋼管径φ600とφ812.8でそれぞれ一例実施した。同一ずれ止め材で、手溶接と半自動溶接を半周ずつ行った結果を表-3・30に示す。

この結果より、半自動溶接の方が作業能率が良いことは明確である。ずれ止め取付け位置が深くなるときは、溶接ワイヤー送給ケーブルの曲がり方が作業のさまたげにならないよう配慮すれば、安定した作業ができるものと思われる。

表- 3・30 手溶接と半自動溶接の溶接速度比較

杭径 (mm)	手溶接 (cm/min)	半自動溶接 (cm/min)	半自動溶接／手溶接
600.0	9	17	1.89
812.8	10	15	1.50

注) ずれ止め寸法 9×25mm, φ812.8は斜杭15°

(5) 作業環境

一般的には鋼管外より溶接作業を行うことになる。この場合、管内を真上から覗き込む姿勢となりヒュームがまともに顔にかかることになる。従って保護面をしているとはいえ、防護マスクの着用が必要であろう。

また結合方法Bでは、ずれ止め取付け位置が深くなるとうっ血しやすい作業姿勢となるので、施工現場では状況に応じた対応が必要と思われる。

各影響要素についての試験結果のまとめを表- 3・31に、また、これらを考慮して、鋼管径ごとのずれ止め取付け作業可能範囲を求めた結果を図- 3・99に示す。

表-3・31 試験結果のまとめ

影 響 範 囲	試 験 結 果
溶 接 方 法	能率は半自動溶接の方が手溶接より高いが、作業範囲に制約を受ける。
杭 頭 結 合 方 法	結合方法Aは鋼管径が大きくなると背伸びした作業姿勢となり、適当な足場が必要となる。 結合方法Bの方が楽な姿勢で作業ができるが、管内への転落防止のための安全対策が必要。 溶接速度には差がない。
杭 タ イ プ	斜杭の場合、上進溶接により溶接層数を少なく仕上げる工夫をすれば、直杭より溶接能率が高い。 結合方法Aでは鋼管径が大きくなると、斜杭は直杭以上に作業範囲に制約を受ける。
杭 外 径	鋼管杭が大きい程作業は行い易い。作業能率はφ600以上であれば差はみられない。
ずれ止め寸法	ストッパーを3ヶ所仮付けし、厚さ9mmのずれ止めを取り付ける方法が施工性は良い。設計上9mm1段では杭軸方向力に耐えられない場合①ずれ止め段数を増し、不足であれば②ずれ止め厚を増すことになるが、19mmのずれ止めの採用は避けた方が良い。
ず れ 止 め 取 付 け 位 置	ずれ止め取付け位置300mmまでは、鋼管径に関係なく作業性は良い。取付け位置600mm以上は溶接残棒長60mmまで使用する条件から作業は不可能となる。φ406.4を除いては、取付け位置500mmまで多少の難易はあるが作業可能である。
ず れ 止 め 曲 げ 外 径	ずれ止め曲げ外径は、鋼管内径より30mm程大きめのものが、取扱いは容易である。(t=9mmを使用の場合)
溶 接 工 の 位 置	鋼管外からの作業が一般的であるが、防護マスクの着用、鋼管杭内への転落防止等の安全対策が必要である。 鋼管径が大きく管内作業が可能であれば、作業は楽に行える。

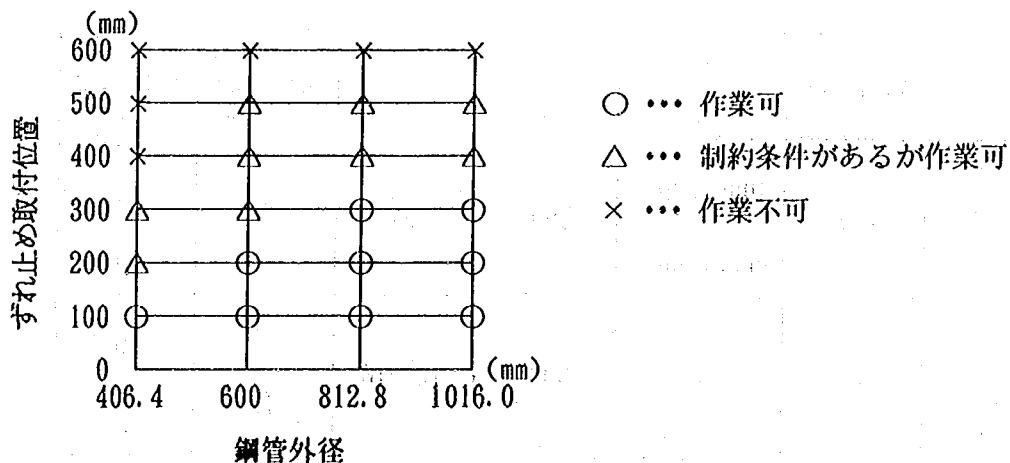


図-3・99 ずれ止め取付け可能範囲

3.7 PC杭の引抜き試験

3.7.1 試験目的

道路橋における杭頭結合部の設計では、引抜き力が作用した場合の具体的な照査方法が示されており、引抜き力に対してはフーチングコンクリートと杭体の摩擦抵抗を考慮した照査を実施している。この場合、杭頭部とフーチングコンクリート間の付着力については、繰返し荷重、この乾燥収縮などを考慮し、その信頼性や構造部分の安全性の見地に立ち付着力を無視したものである。

杭頭部とフーチングコンクリート間の付着力は、現実的に存在しており、その定量的な評価が行えれば、抵抗力として考慮することも可能であると考えられる。特に、鋼管杭のように押し込み力や引抜き力に抵抗するすれ止めを設けることができないPC杭については、付着強度によってはある程度抵抗力として期待できる可能性もある。

そこで、杭頭部とフーチングこの付着力に着目し、その評価を行うために、PC杭の引抜き試験を実施した。

3.7.2 試験方法

1) 試験体

試験体は、結合方法A、方法Bを基準に6体製作した。試験体の種類を表-3・32に示す。試験体の概要を図-3・100～図-3・103に示す。

表-3・32 供試体の種類

ケース	結合方法	埋込み長 a (mm)	中詰め長 b (mm)	かご鉄筋 の有無	a 部分の 杭外周付 着の有無	水平交番 載荷試験 の有無
1	方法A	400(1.0D)	200	無	有	無
2						有
3		600(1.5D)				無
4	方法B	100	500	12-D16	有	無
5					無	
6					有	

表-3・33 使用材料

材 料 名	規 格
コンクリート	$\sigma_{28} = 180 \text{kgf/cm}^2$ 普通ポルトランドセメント 細骨材 川砂 粗骨材 川砂利 $G_{\text{max}} = 25 \text{mm}$ スランプ $10 \pm 2.5 \text{cm}$ 空気量 $4 \pm 1\%$ 混和剤 AE 剤
鉄 筋	SD30A $\phi 9$, D13, D16

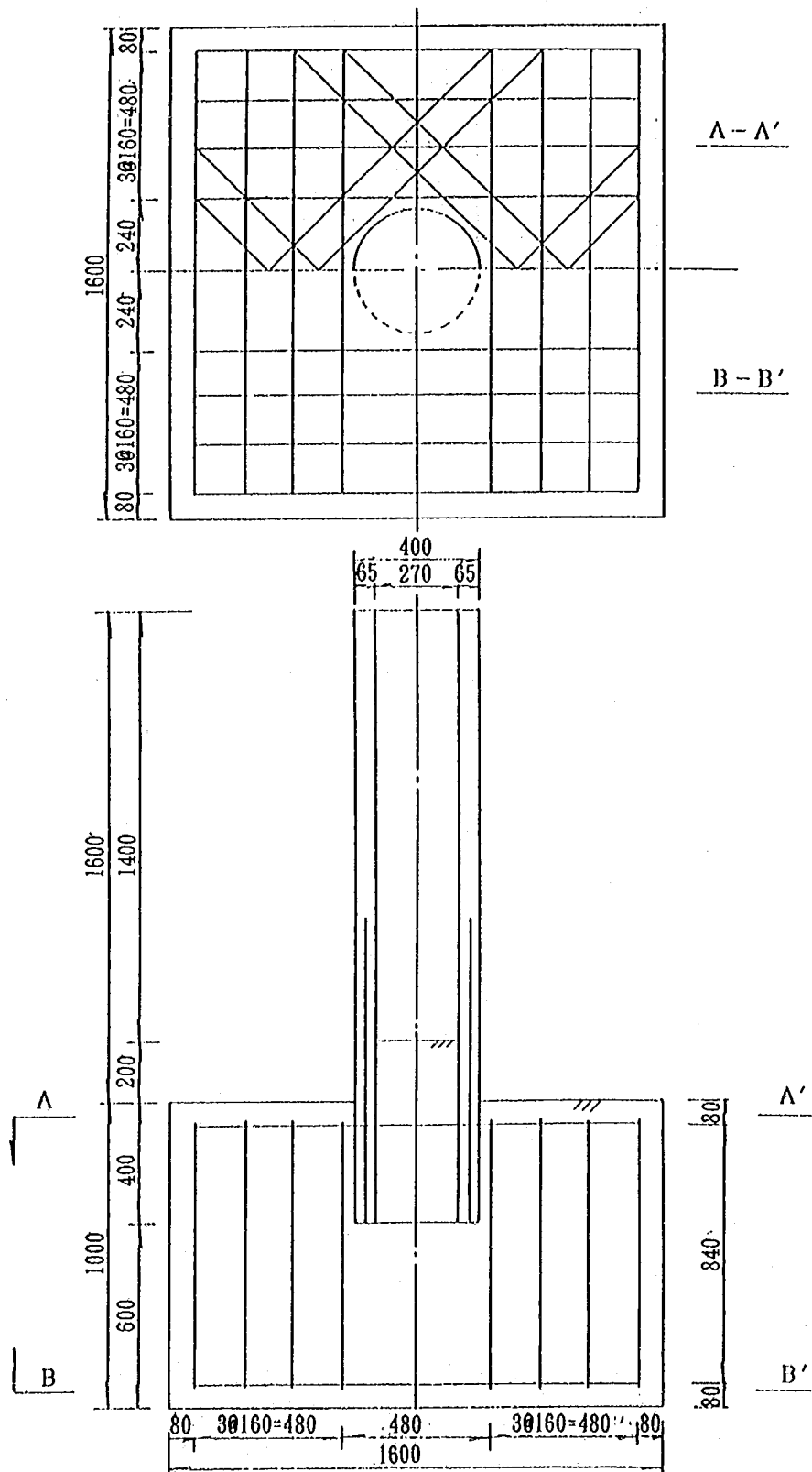


図-3・100 試験体（ケース1，ケース2）

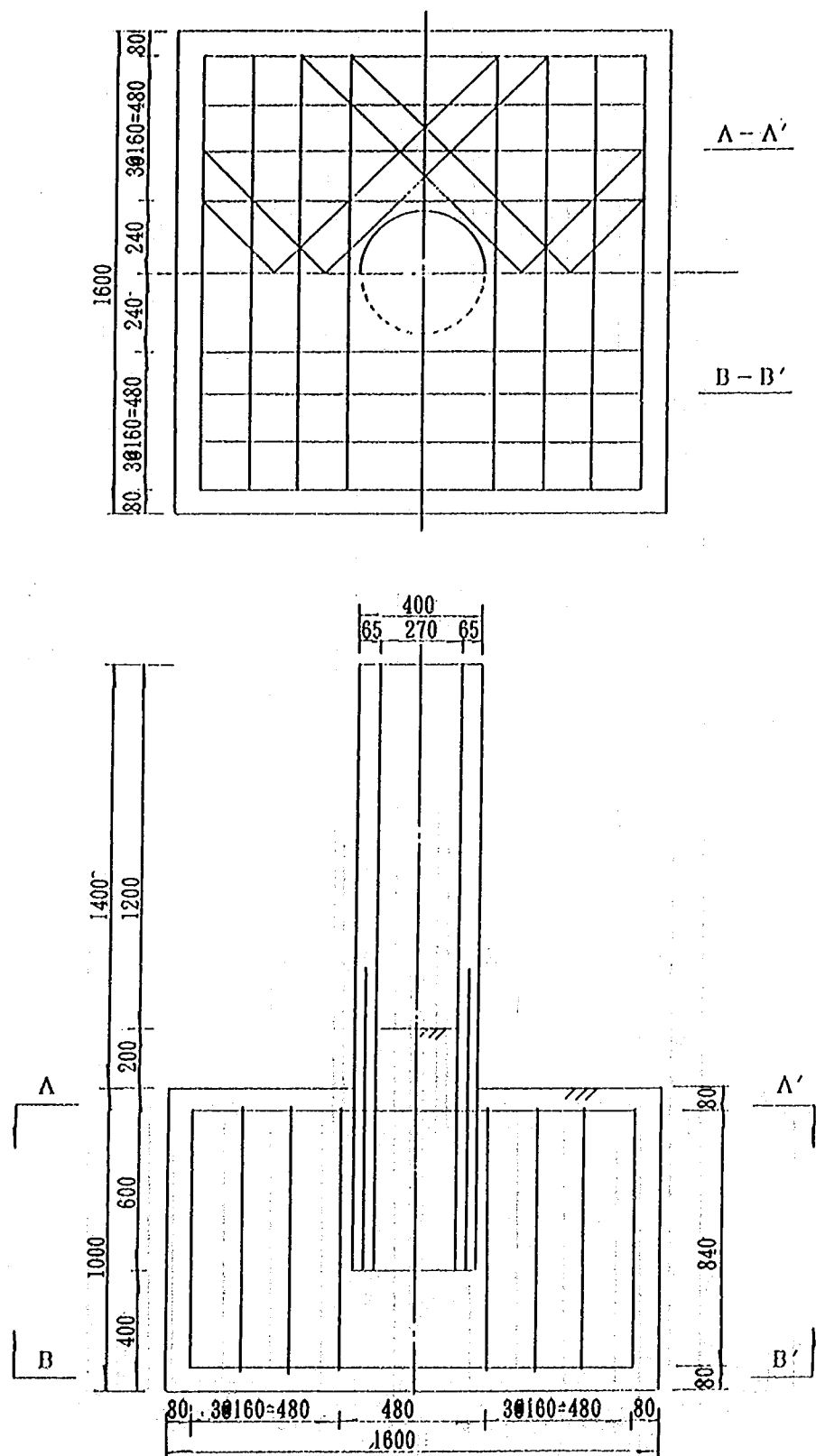


図-3・101 試験体(ケース3)

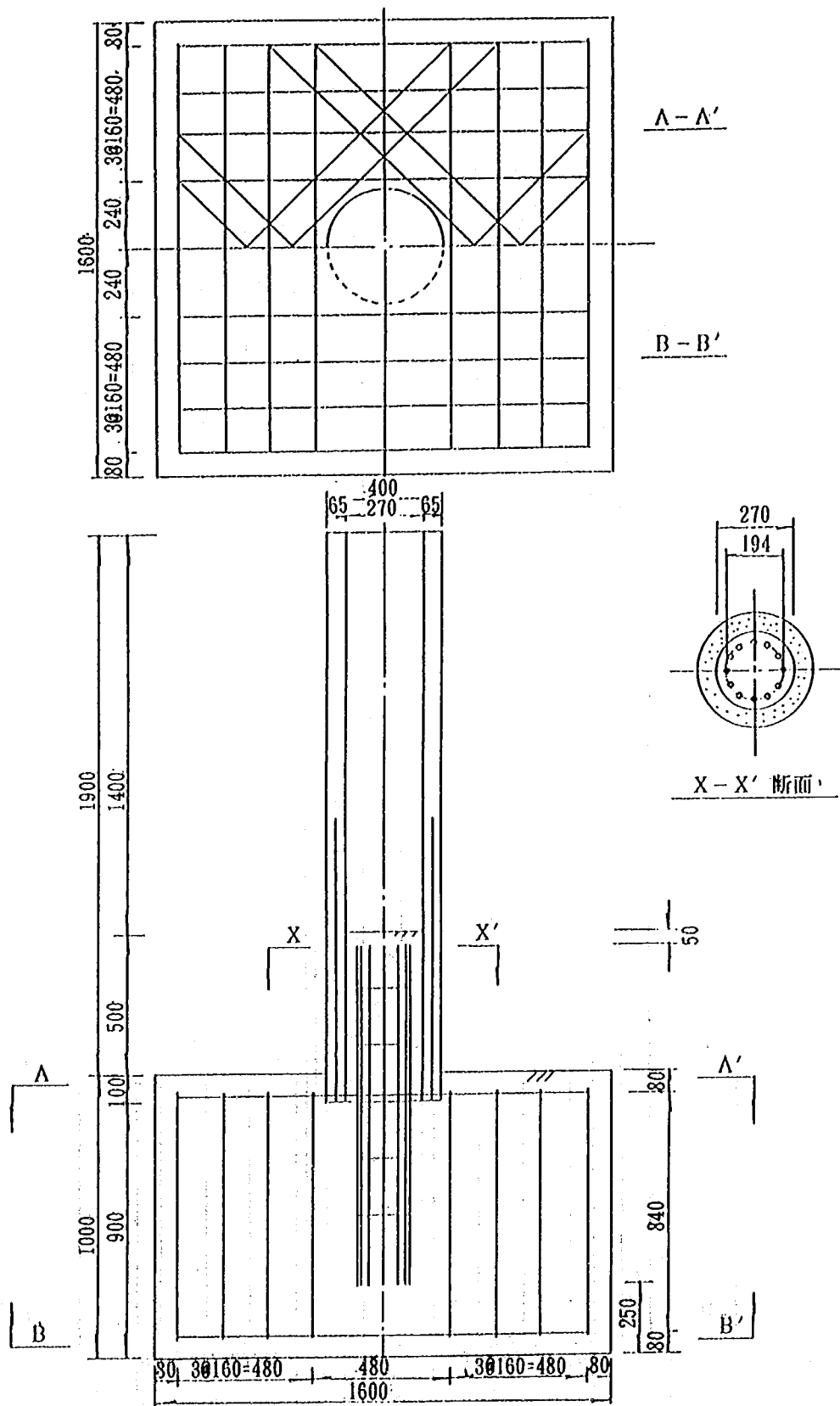


図-3・102 試験体(ケース4, ケース5)

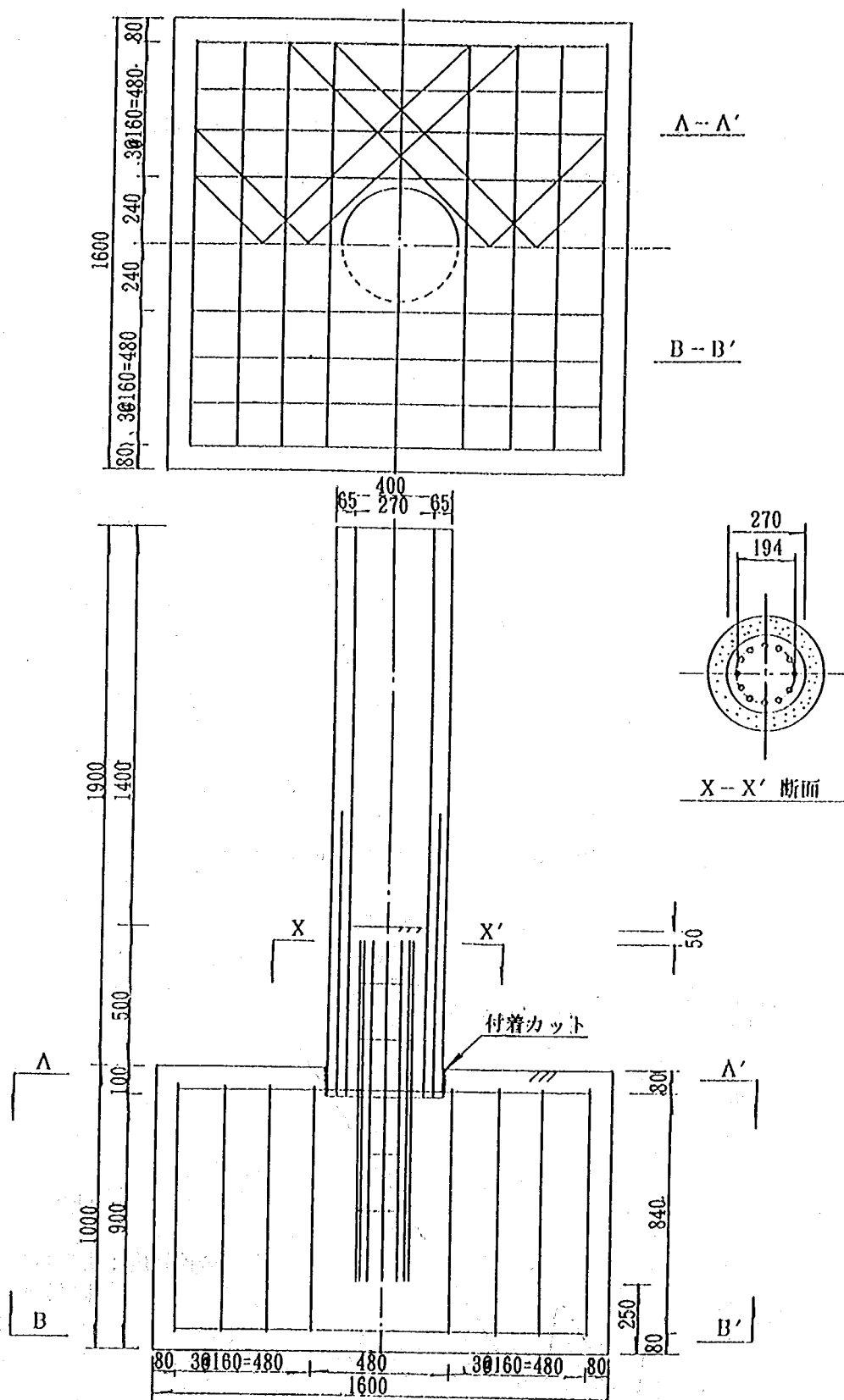


図-3・103 試験体(ケース6)

2) 載荷方法

載荷は、建設省土木研究所 構造物実験施設に設置されている150tf/50tfの大型構造繰返し載荷装置を使用して行った。

水平交番載荷は ± 4 tfで1回、 ± 8 tfで3回繰返し載荷した。引抜き試験は3サイクル繰返し後、破壊まで単調増加とした。それぞれの載荷パターンを図-3・104～図-3・105に示す。また、試験装置を図-3・106～図-3・107に示す。

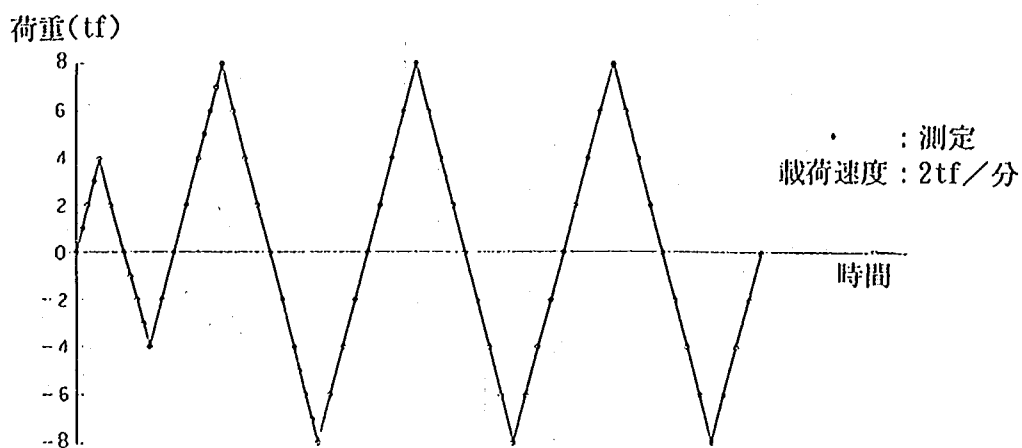


図-3・104 水平交番載荷パターン

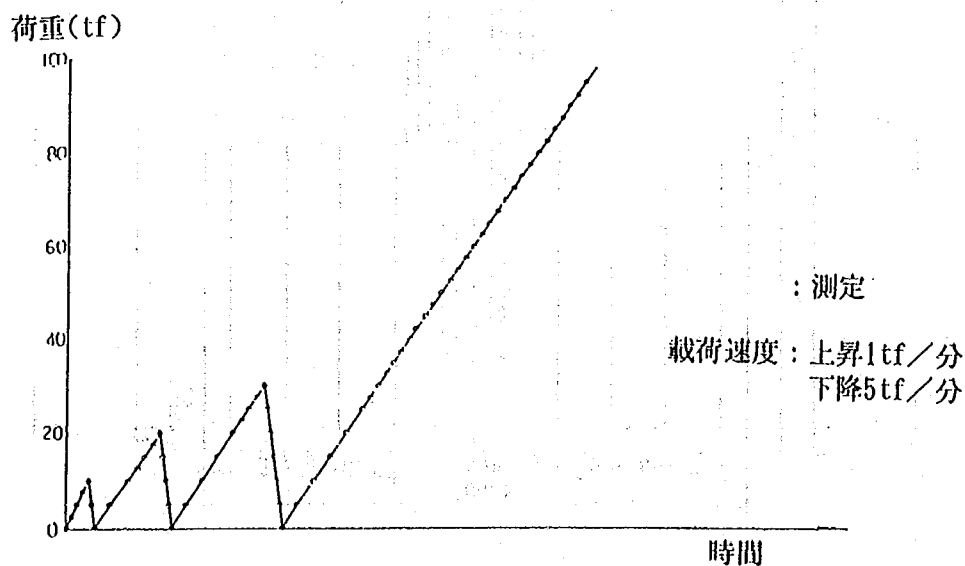


図-3・105 引抜き試験載荷パターン

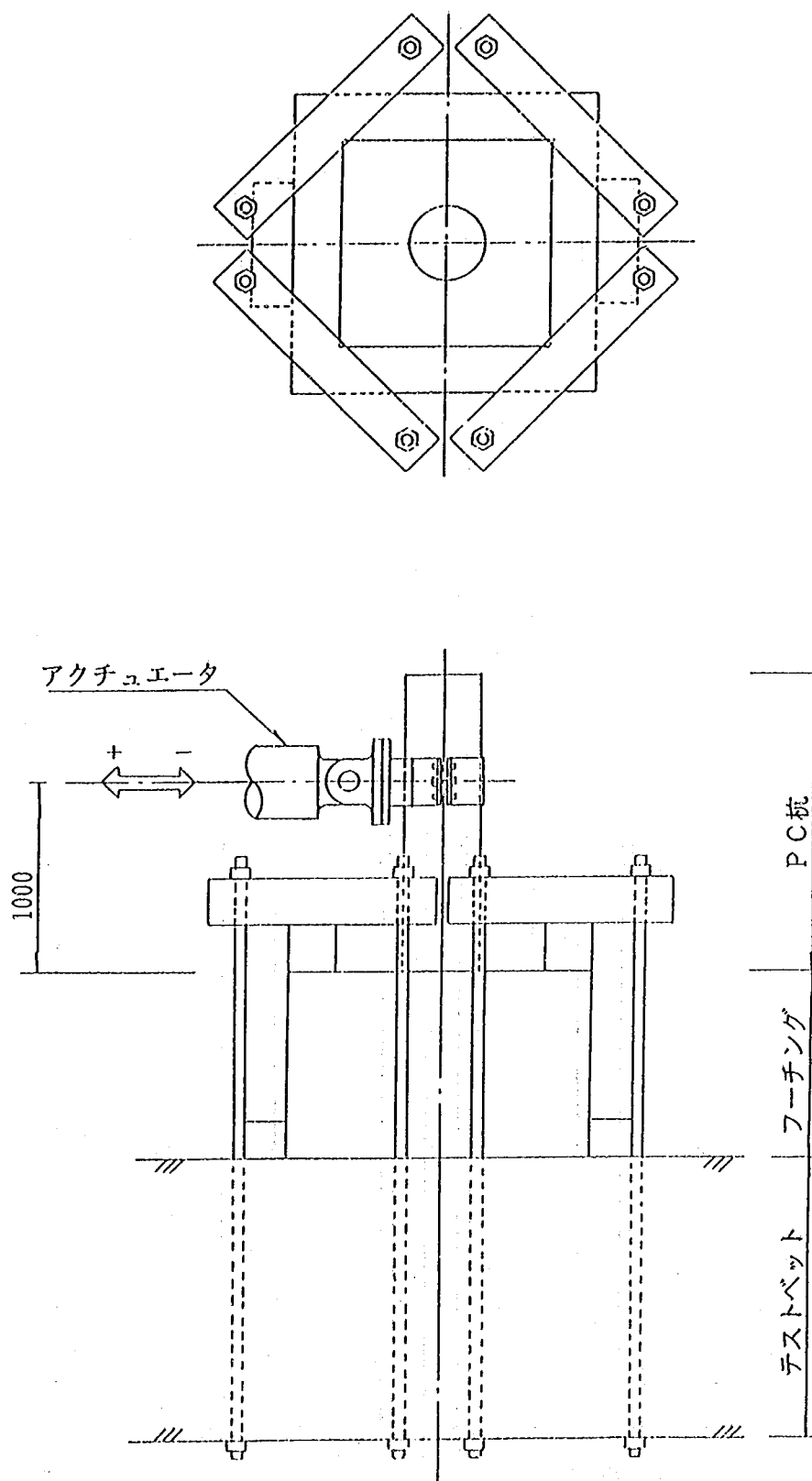


図-3・106 試験装置（水平交番載荷試験）

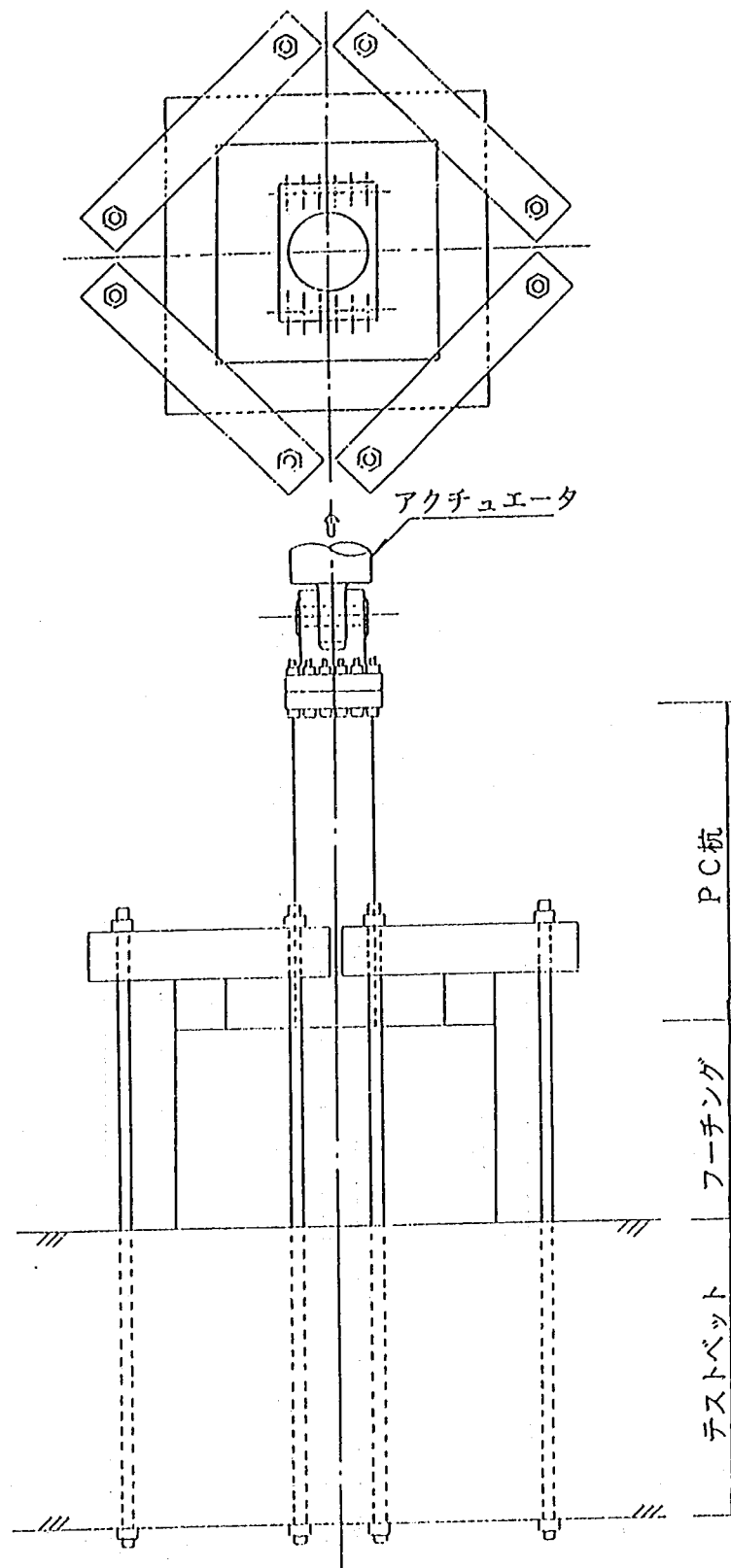
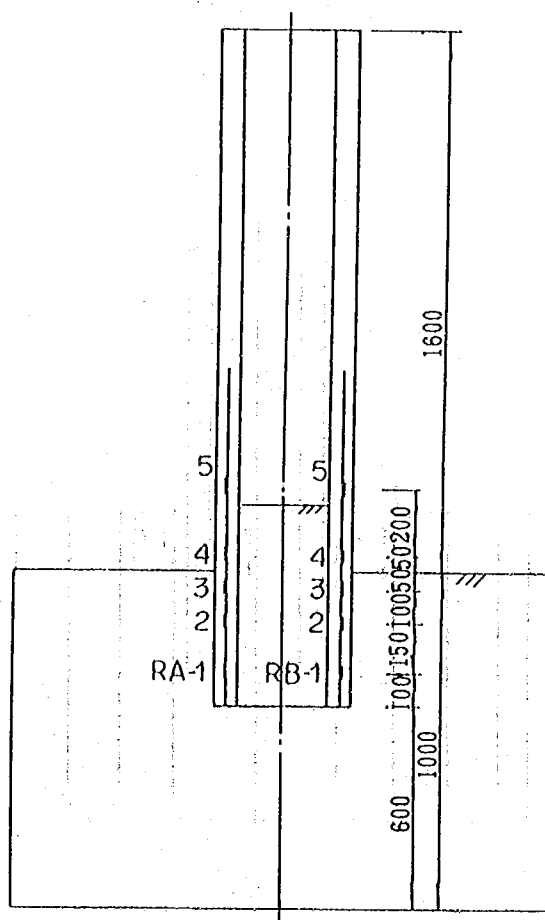
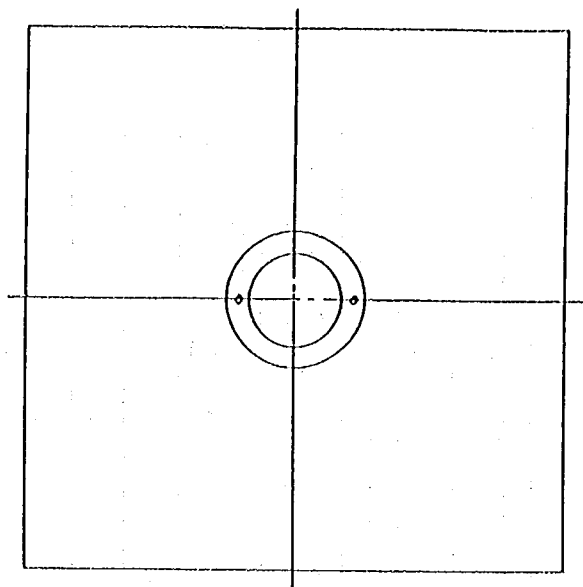


図-3・107 試験装置（引抜き試験）

3) 測定項目及び測定方法

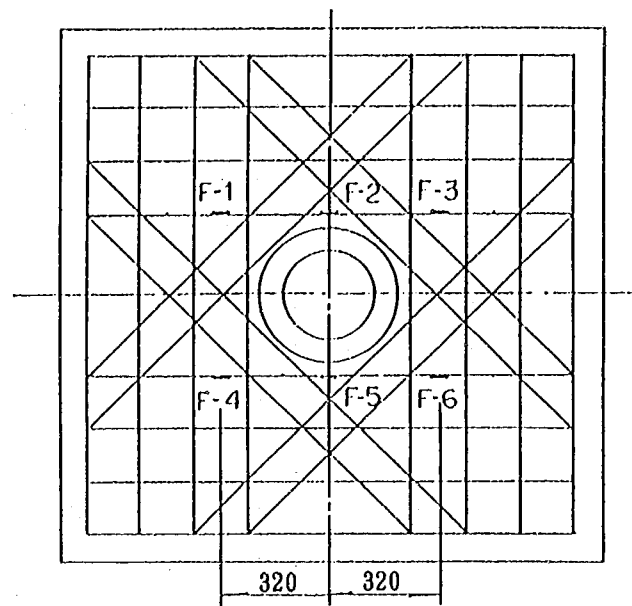
載荷試験における測定は以下の項目について行った。

- (1) 荷重
- (2) 変位
- (3) 鉄筋ひずみ
- (4) コンクリートひずみ

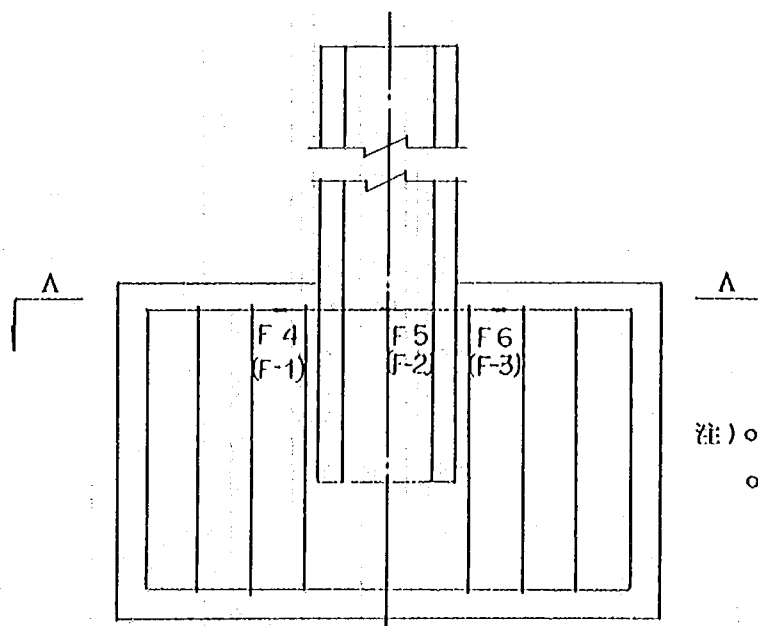


・使用鉄筋はD10

図-3・108 杭体内鉄筋のひずみ測定位置の一例(ケース1)

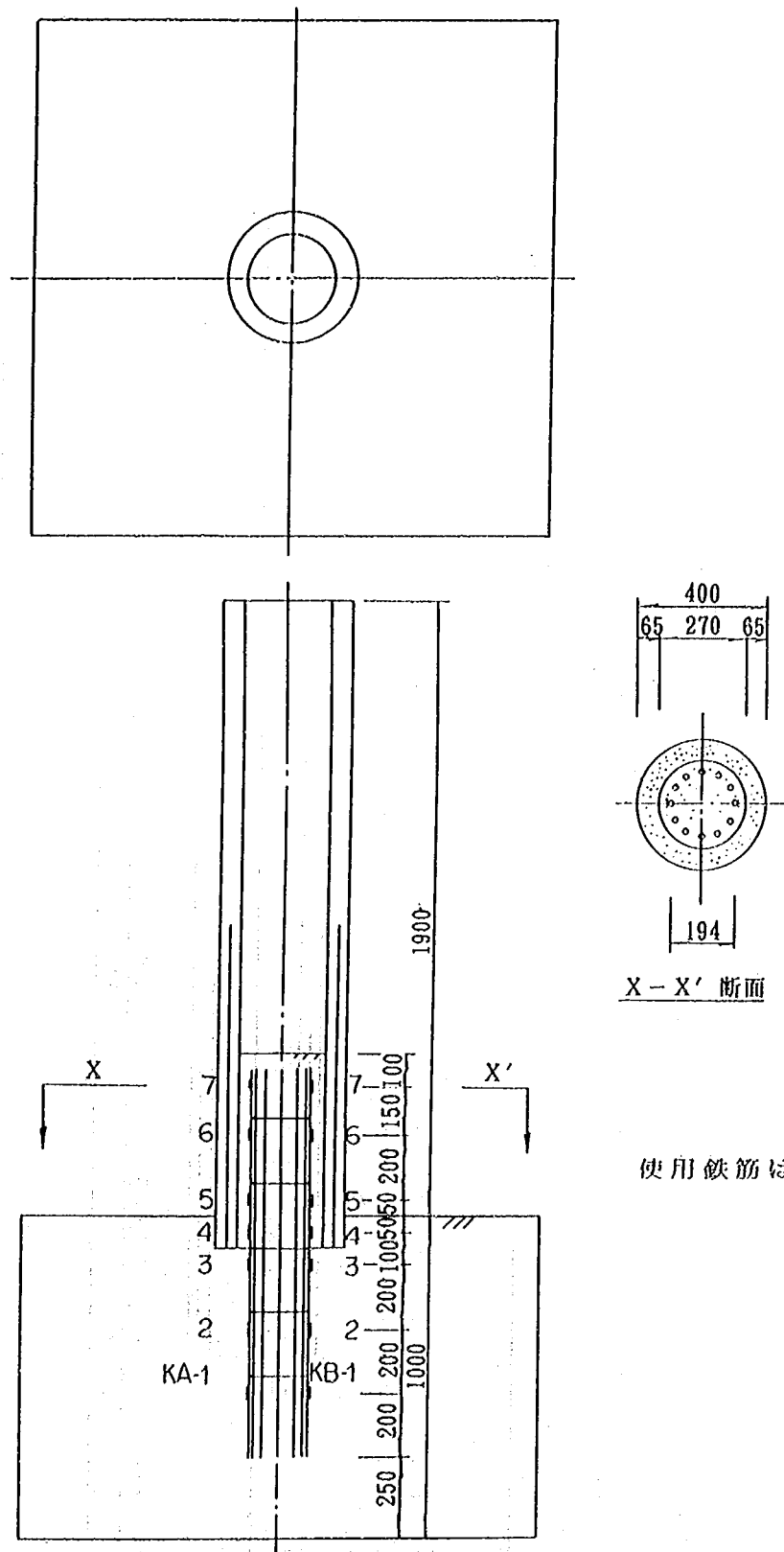


Λ-Λ'断面



注) ○かっこ内は反対側
○鉄筋はD19を使用

図-3・109 フーチング内鉄筋のひずみ測定位置



使用鉄筋はD16

図-3・110 かご筋のひずみ測定位置

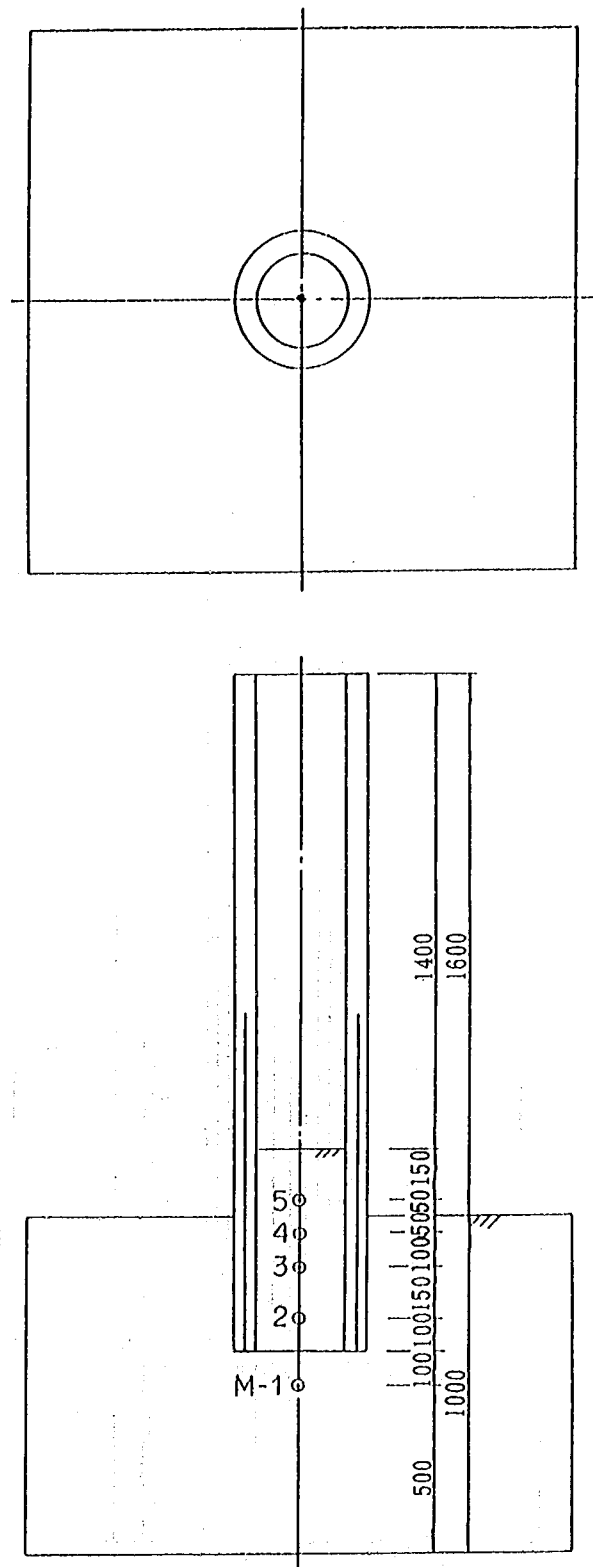


図-3・111 コンクリート内部ひずみの測定位置の一例（ケース1，ケース2）

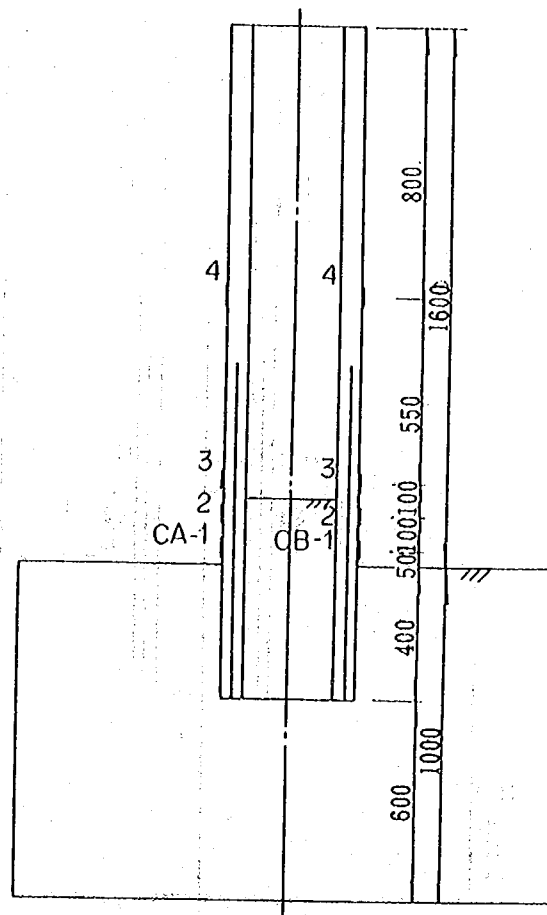
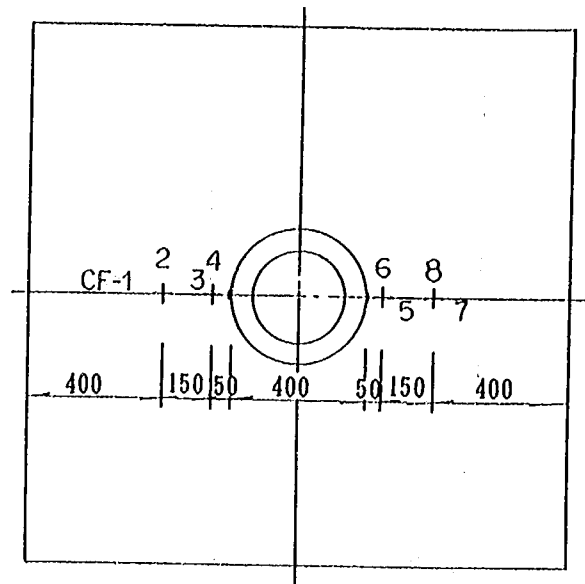


図-3・1・1・2 コンクリート表面ひずみの測定位置の一例（ケース1，ケース2）

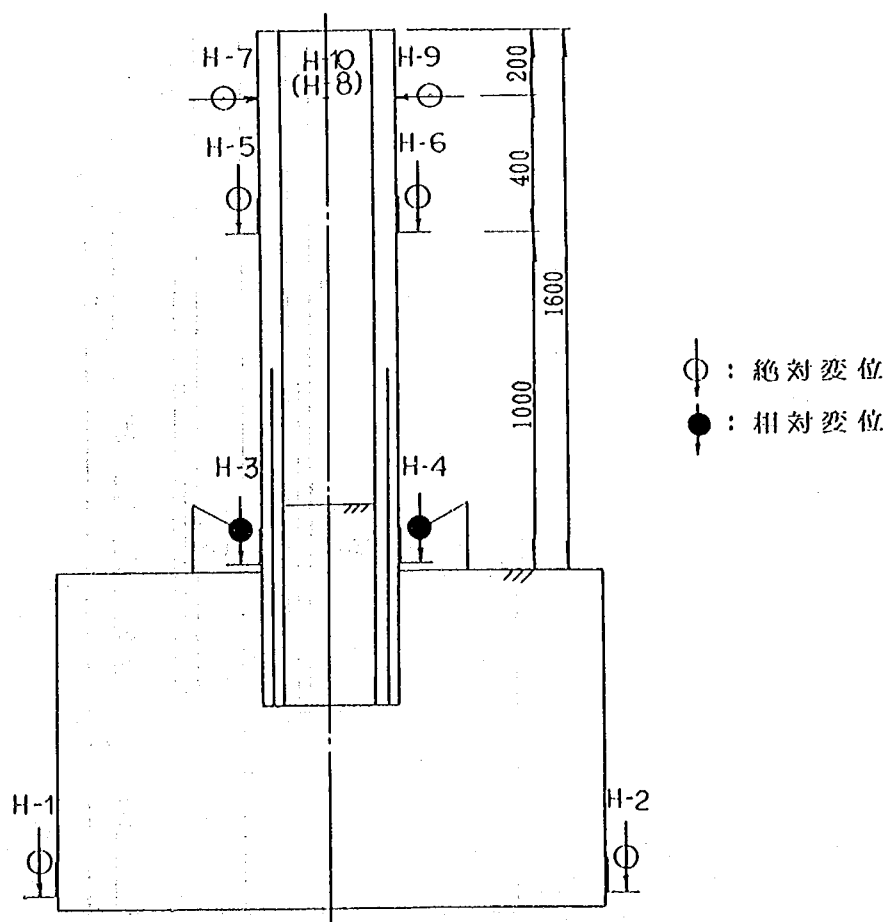
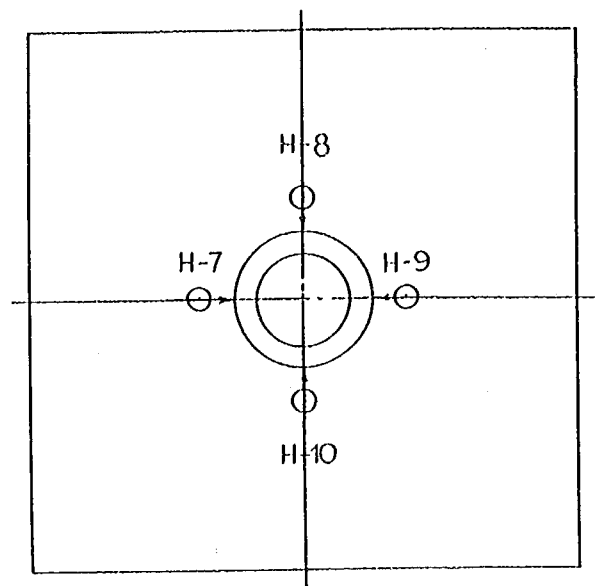


図-3・113 変位測定位置の一例（ケース1，ケース2）

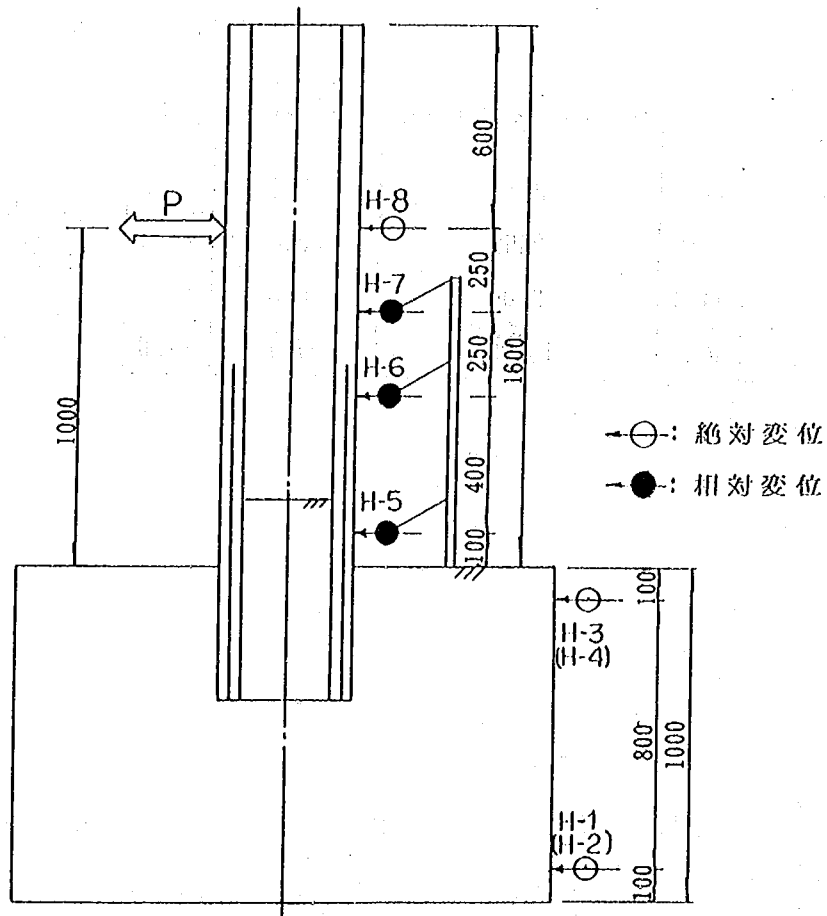
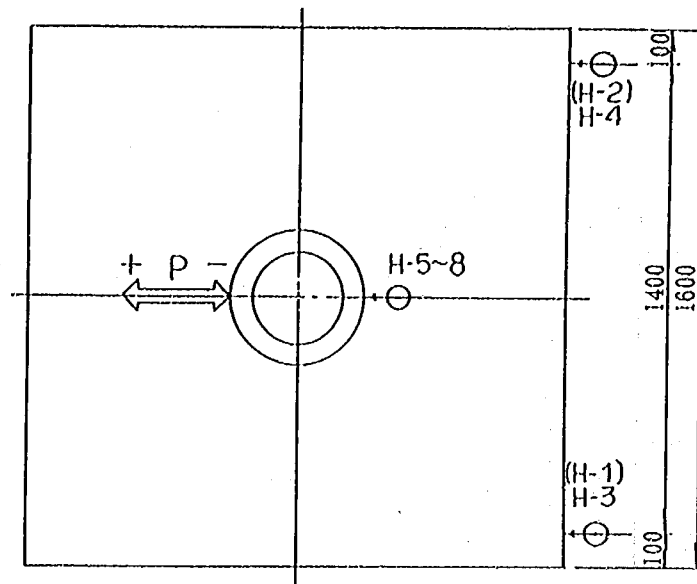


図-3・114 水平載荷試験時の変位測定位置の一例（ケース1，ケース2）

4) 材料試験

コンクリートの圧縮強度試験結果及び鉄筋の引張り強度試験結果を表-3・34～表-3・35に示す。

表-3・34 コンクリートの圧縮強度試験結果

		材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割線弾性係数 ($\times 10^6$ kgf/cm ²)	備 考
試験体	No. 1	29	225	2.30	設計基準強度 $\sigma_{28} = 180 \text{ kgf/cm}^2$
	No. 2	45	266	2.52	
	No. 3	32	243	2.49	
	No. 4	34	260	2.68	
	No. 5	36	253	2.60	
	No. 6	42	254	2.52	

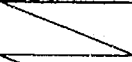
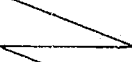
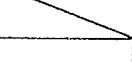
表-3・35 鉄筋の引張り強度試験結果

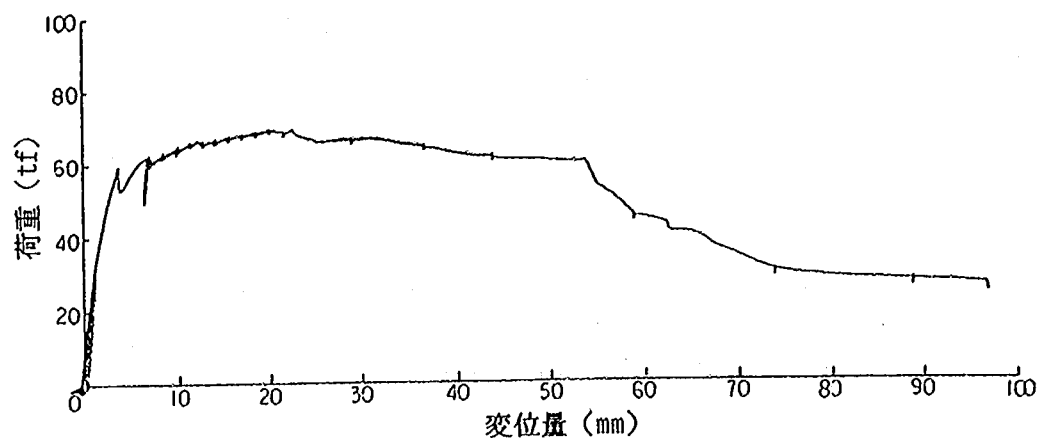
		降伏応力または耐力 (kgf/cm ²)	引張応力 (kgf/cm ²)	伸び (%)	備 考
鉄筋	D10	3514	5014	25.1	鉄筋: SD30A 降伏点又は0.2%耐力 30kgf/mm ² 以上 引張強さ 45~61kgf/mm ² 伸び 16%以上
	D16	3459	5094	24.4	
	D19	3700	5666	19.4	
P C 鋼棒	$\phi 9$	13523	15797	11.0	

3.7.3 試験結果

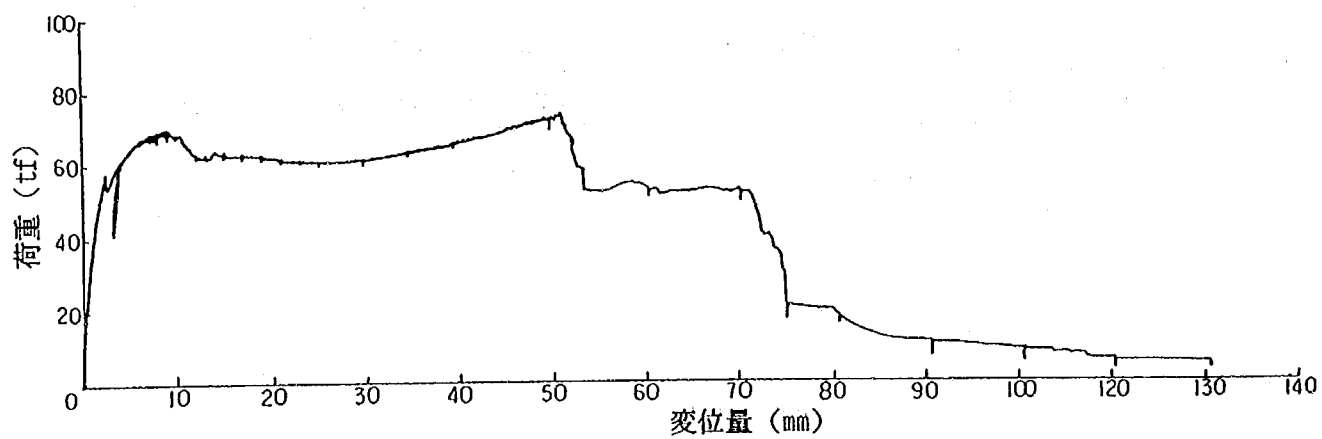
載荷試験結果を表-3.36に示す。荷重とアクチュエーターの変位の関係を図-3.115に、各ひずみ分布を図-3.116～図-3.122に示す。フーチングの破壊状況等を図-3.123～図-3.127に示す。

表-3.36 試験結果

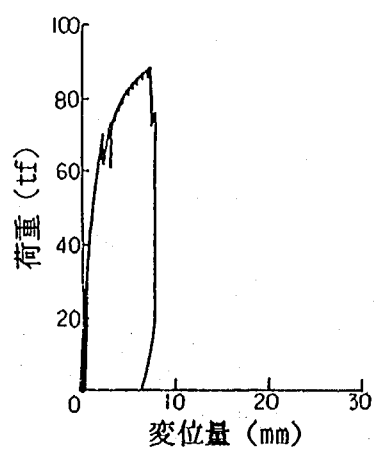
ケース	ずれ発生荷重 (tf)	最大荷重 (tf)	鉄筋の降伏荷重(tf)		そ の 他
			かご鉄筋	杭体内鉄筋	
1	60.0	70.2		—	60.0tf フーチング上面にひび割れ発生
2	56.4	73.2		—	56.4tf フーチング上面にひび割れ発生
3	70.0	87.0		—	60.0tf 杭頭治具降伏
4	57.4	96.4	—	—	96.4tf 杭体縦方向にひび割れ発生
5	24.9	95.1	87.2	—	95.1tf 杭体縦方向にひび割れ発生
6	4.8	94.8	87.2	—	94.8tf 杭体縦方向にひび割れ発生



(a) ケース 1

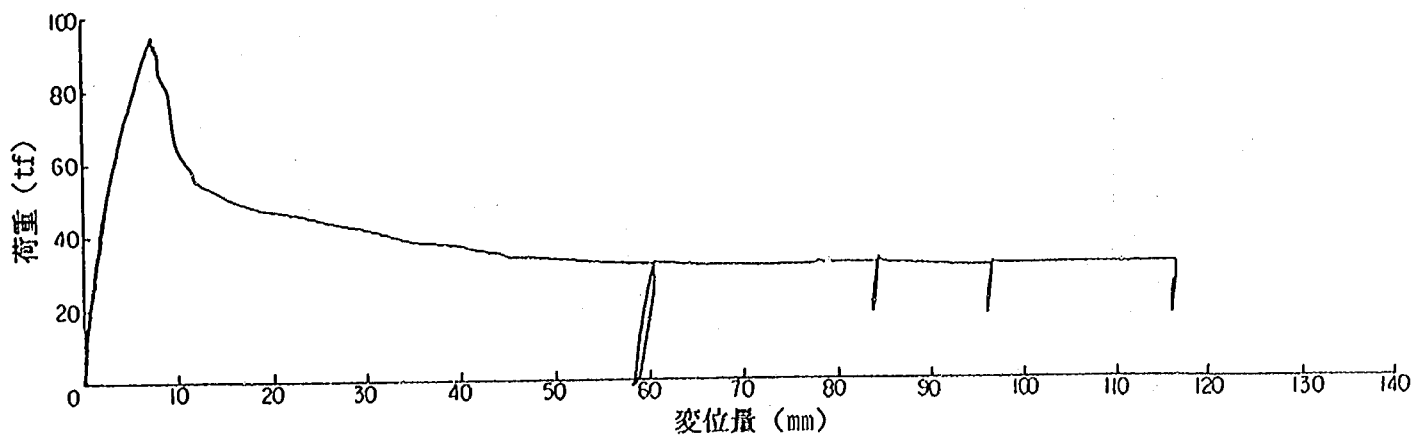


(b) ケース 2

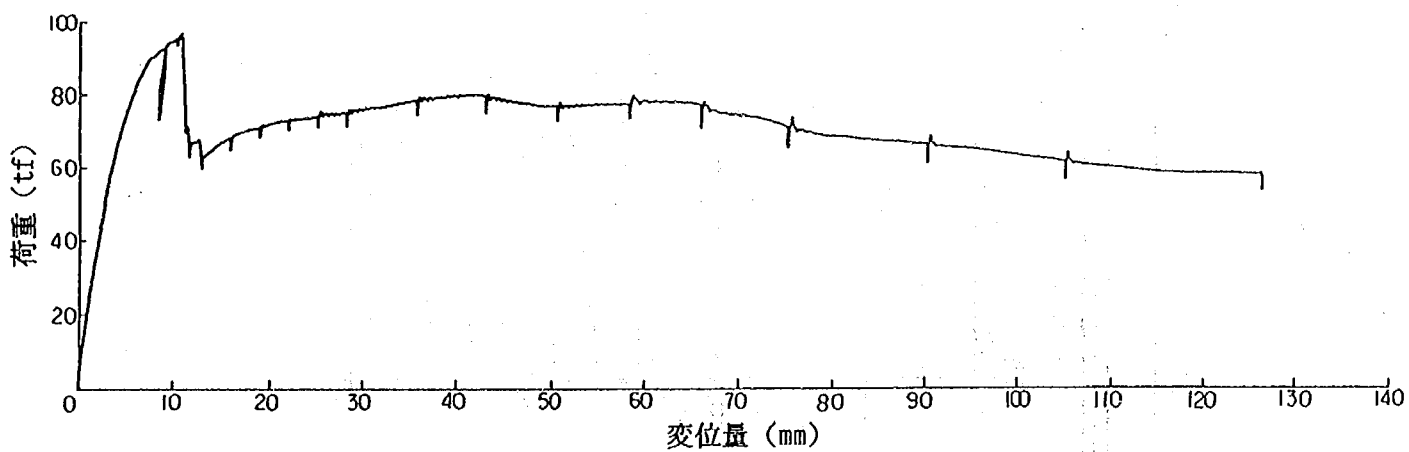


(c) ケース 3

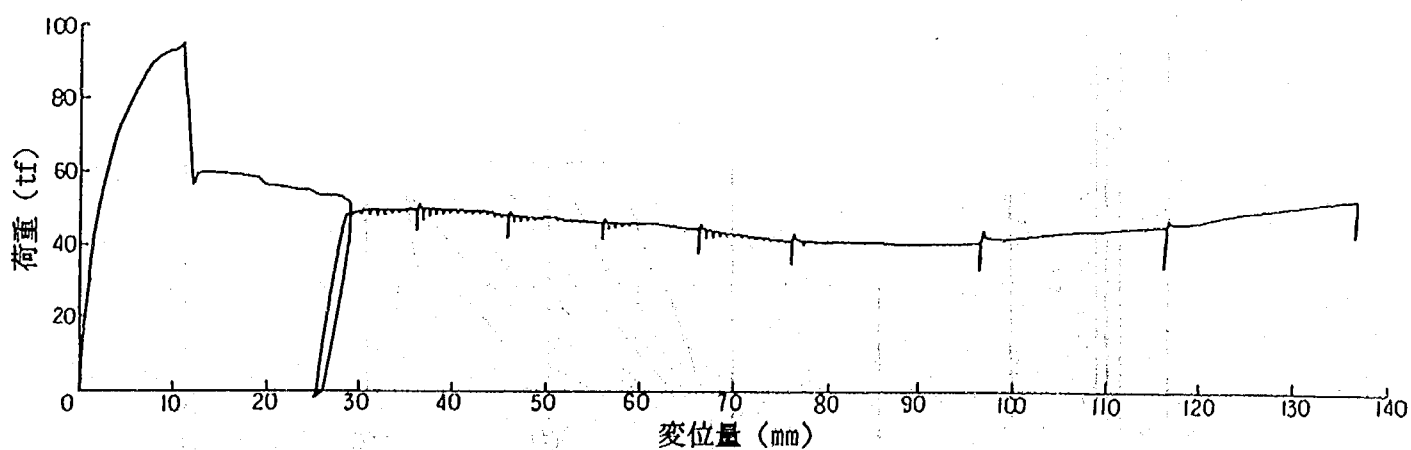
図-3・115 荷重-アクチュエーターの変位



(d) ケース4

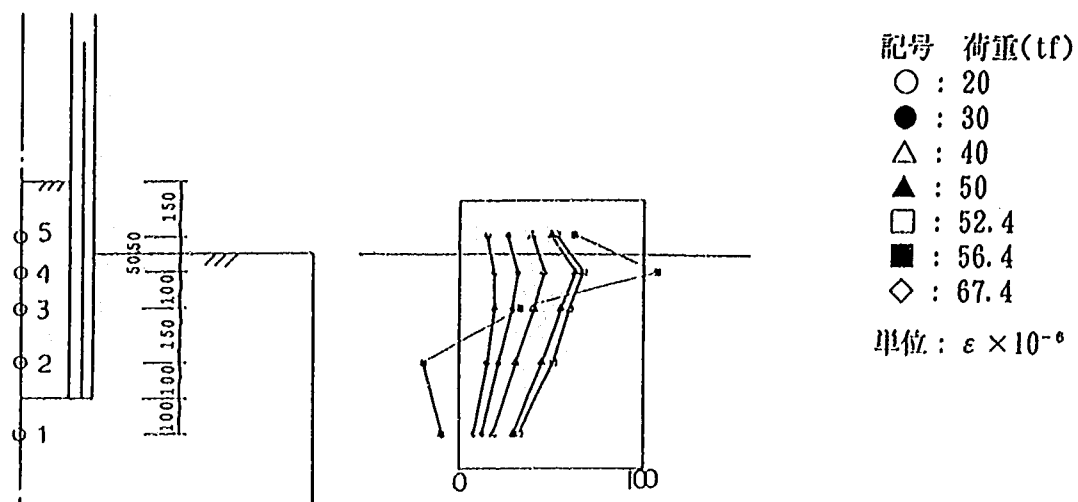


(e) ケース5

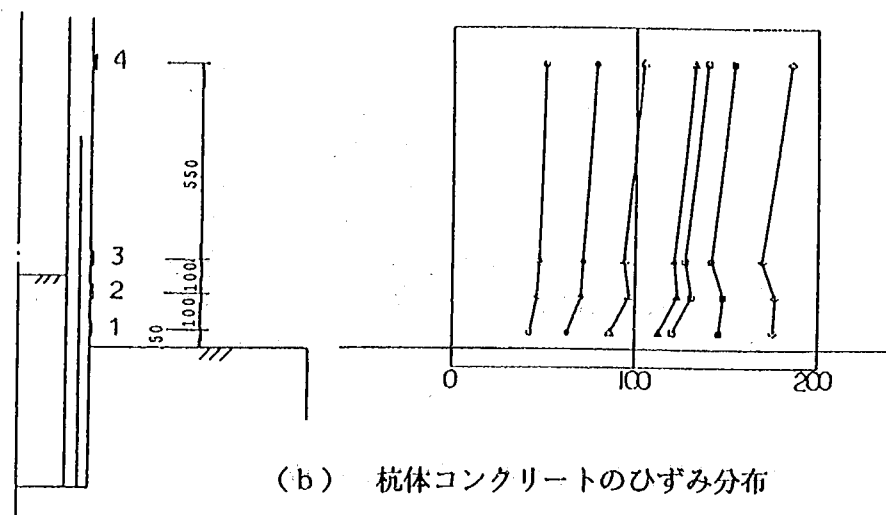


(f) ケース6

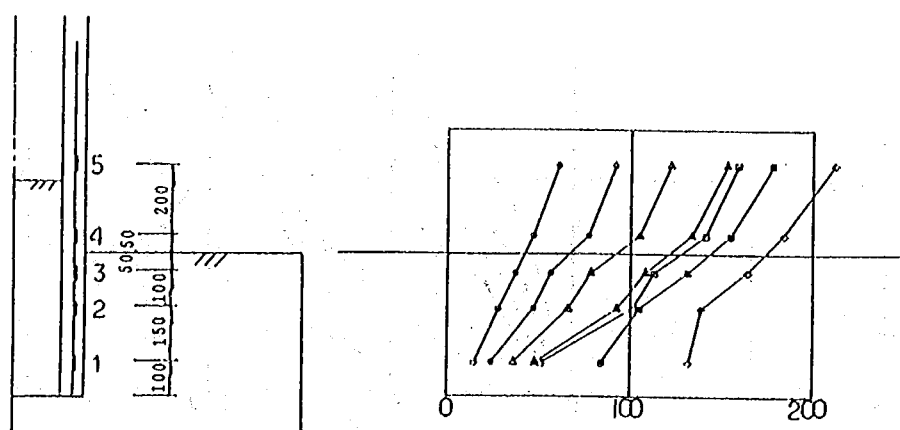
図-3・115 荷重-アクチュエーターの変位



(a) モールドゲージのひずみ分布



(b) 杭体コンクリートのひずみ分布



(c) 杭体内鉄筋のひずみ分布

図-3・117 ひずみ分布(ケース2)

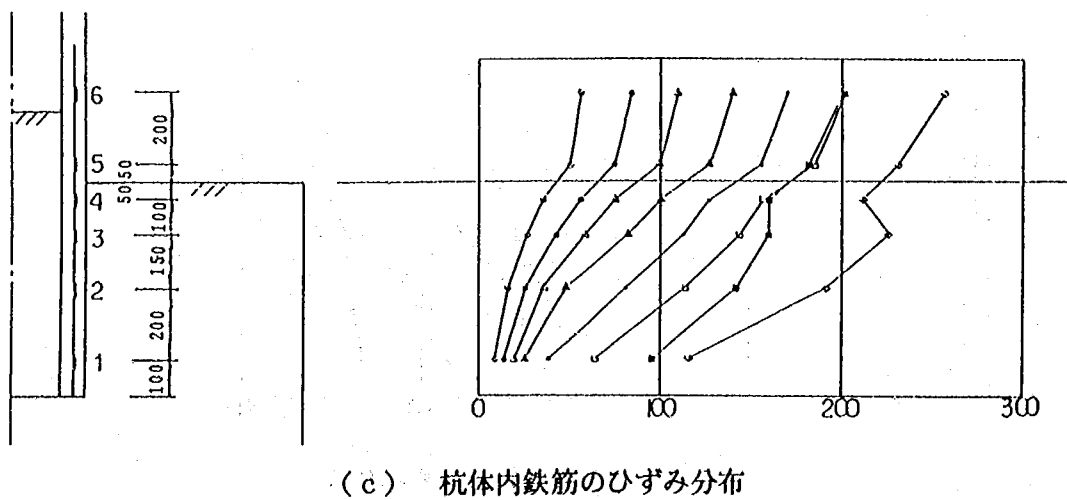
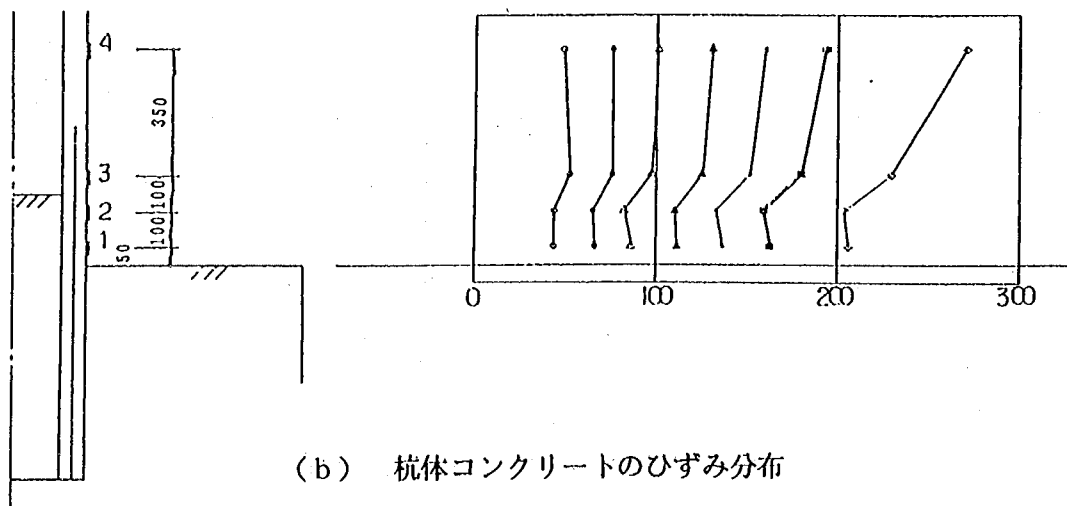
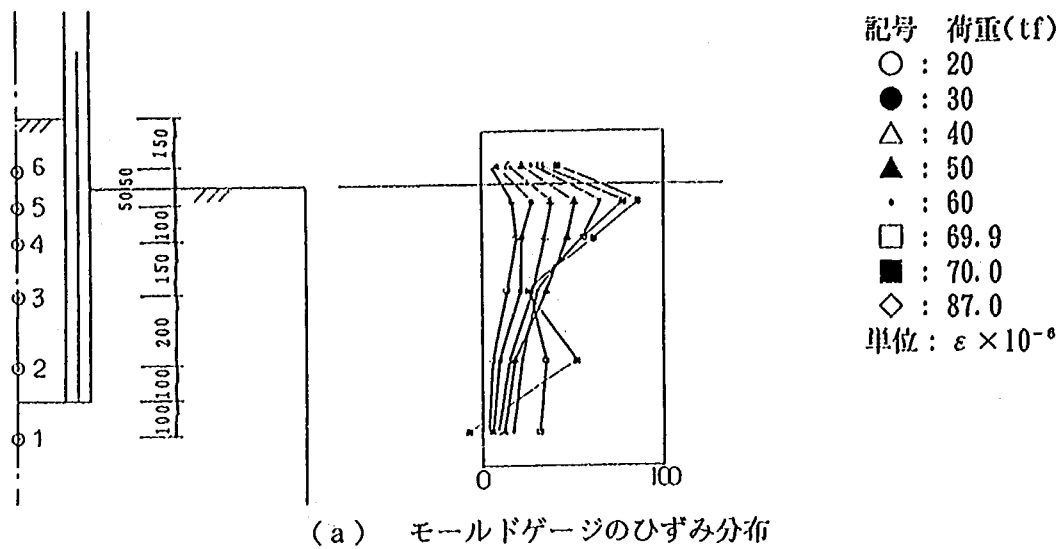


図-3・118 ひずみ分布 (ケース3)

記号 荷重(tf)

○ : 10

● : 20

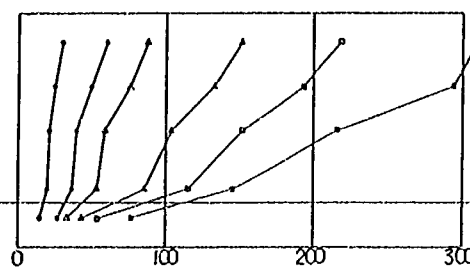
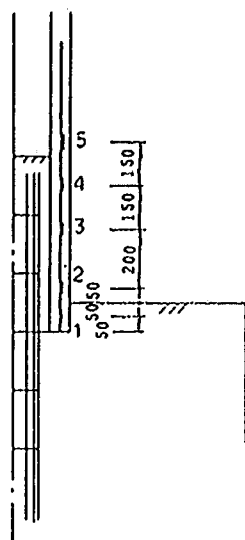
△ : 30

▲ : 50

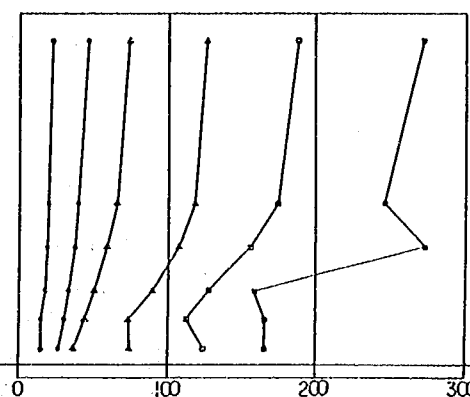
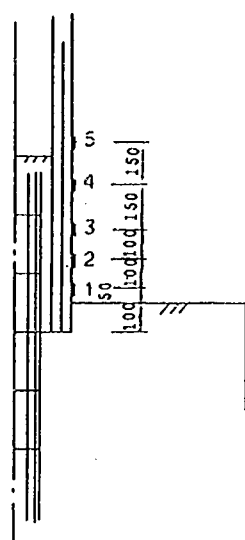
□ : 70

■ : 95.0

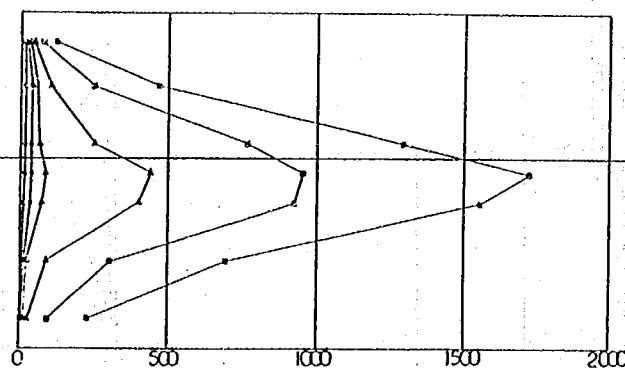
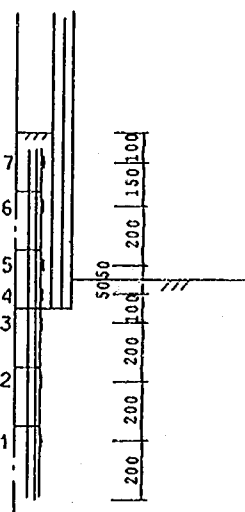
単位 : $\varepsilon \times 10^{-6}$



(a) 杭体内鉄筋のひずみ分布

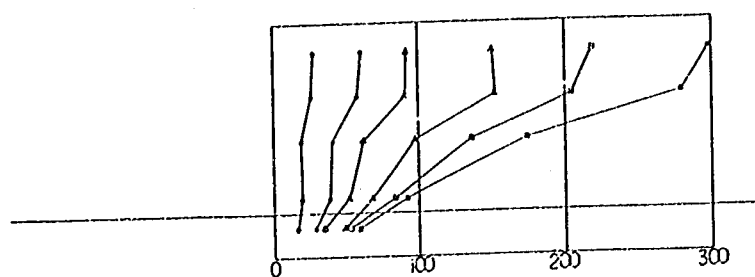
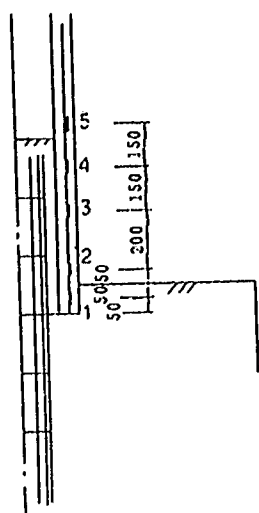


(b) 杭体コンクリートのひずみ分布



(c) かく鉄筋のひずみ分布

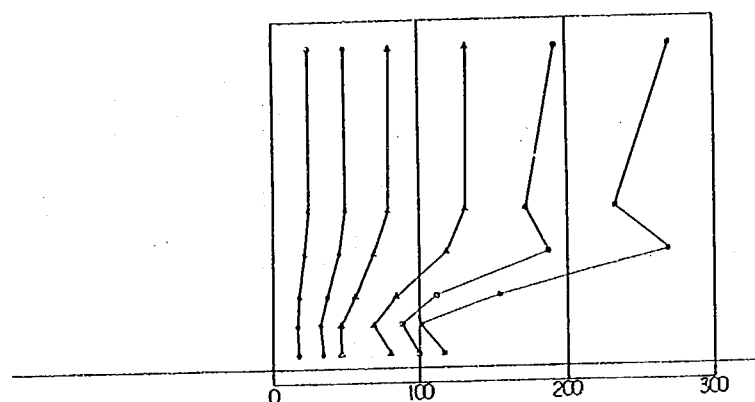
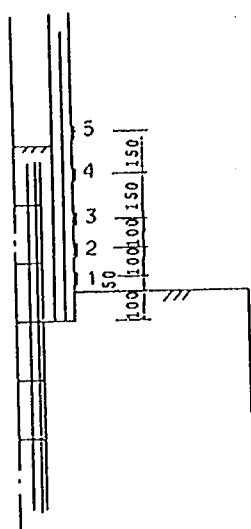
図-3・119 ひずみ分布(ケース4)



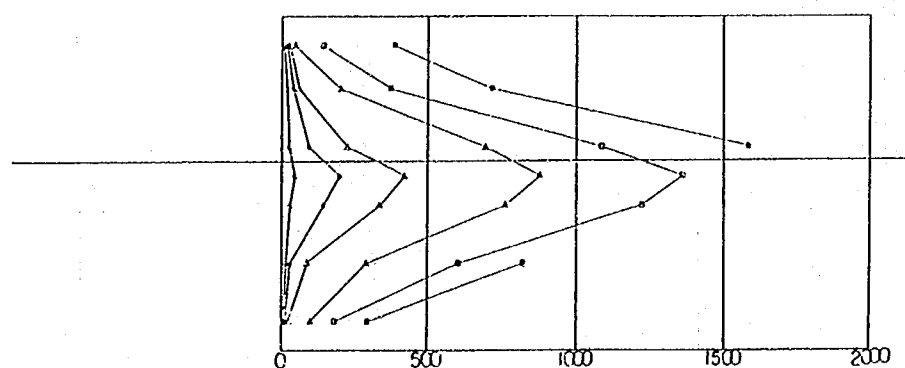
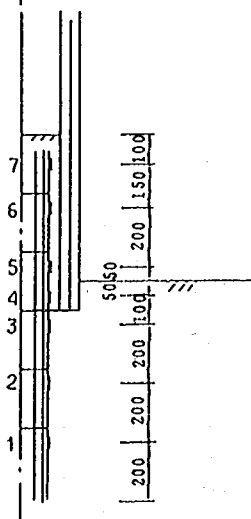
記号 荷重(tf)
 ○ : 10
 ● : 20
 △ : 30
 ▲ : 50
 □ : 70
 ■ : 95.1

単位 : $\epsilon \times 10^{-6}$

(a) 杭体内鉄筋のひずみ分布



(b) 杭体コンクリートのひずみ分布



(c) かご鉄筋のひずみ分布

図-3・120 ひずみ分布(ケース5)

記号 荷重(tf)

○ : 10

● : 20

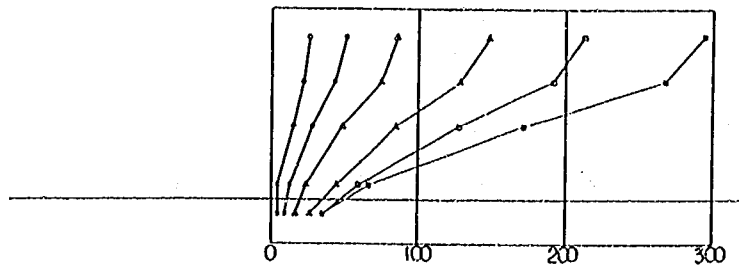
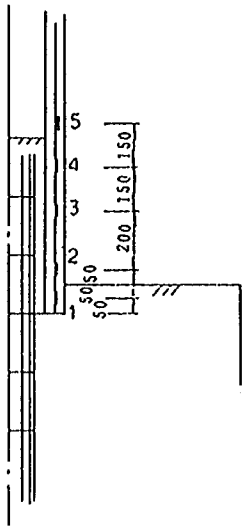
△ : 30

▲ : 50

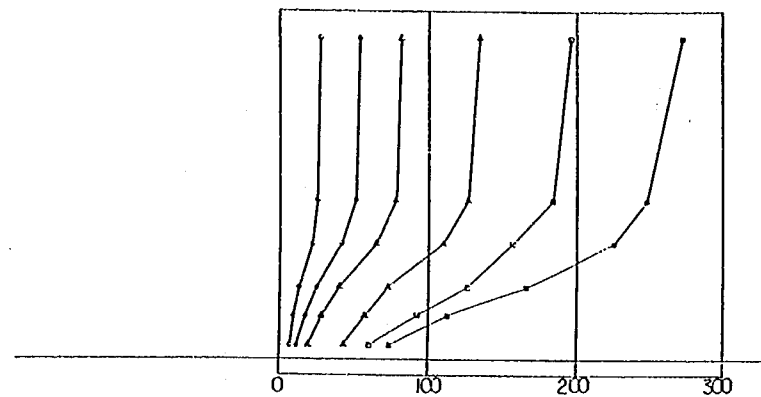
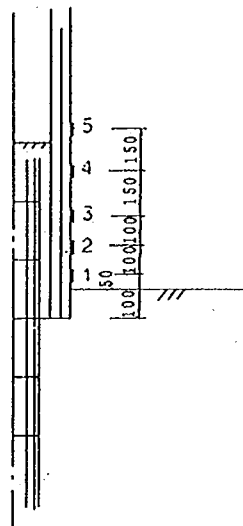
□ : 70

■ : 92.9

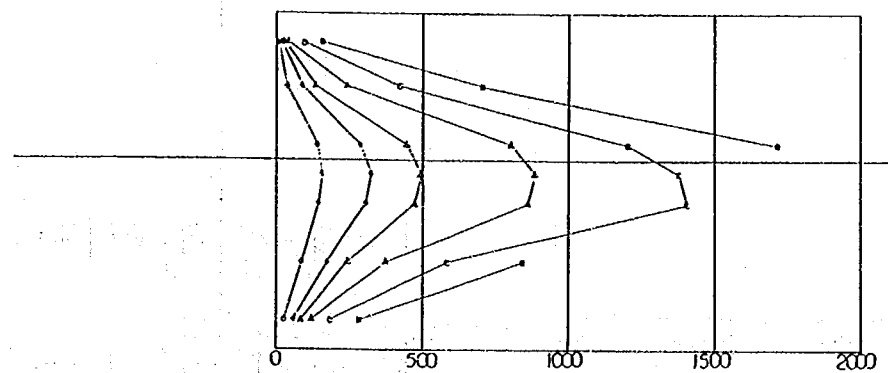
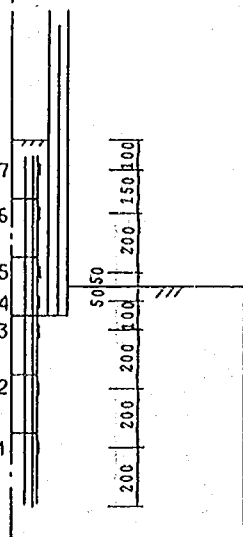
単位 : $\epsilon \times 10^{-6}$



(a) 杭体内鉄筋のひずみ分布



(b) 杭体コンクリートのひずみ分布



(c) かご鉄筋のひずみ分布

図-3・121 ひずみ分布(ケース6)

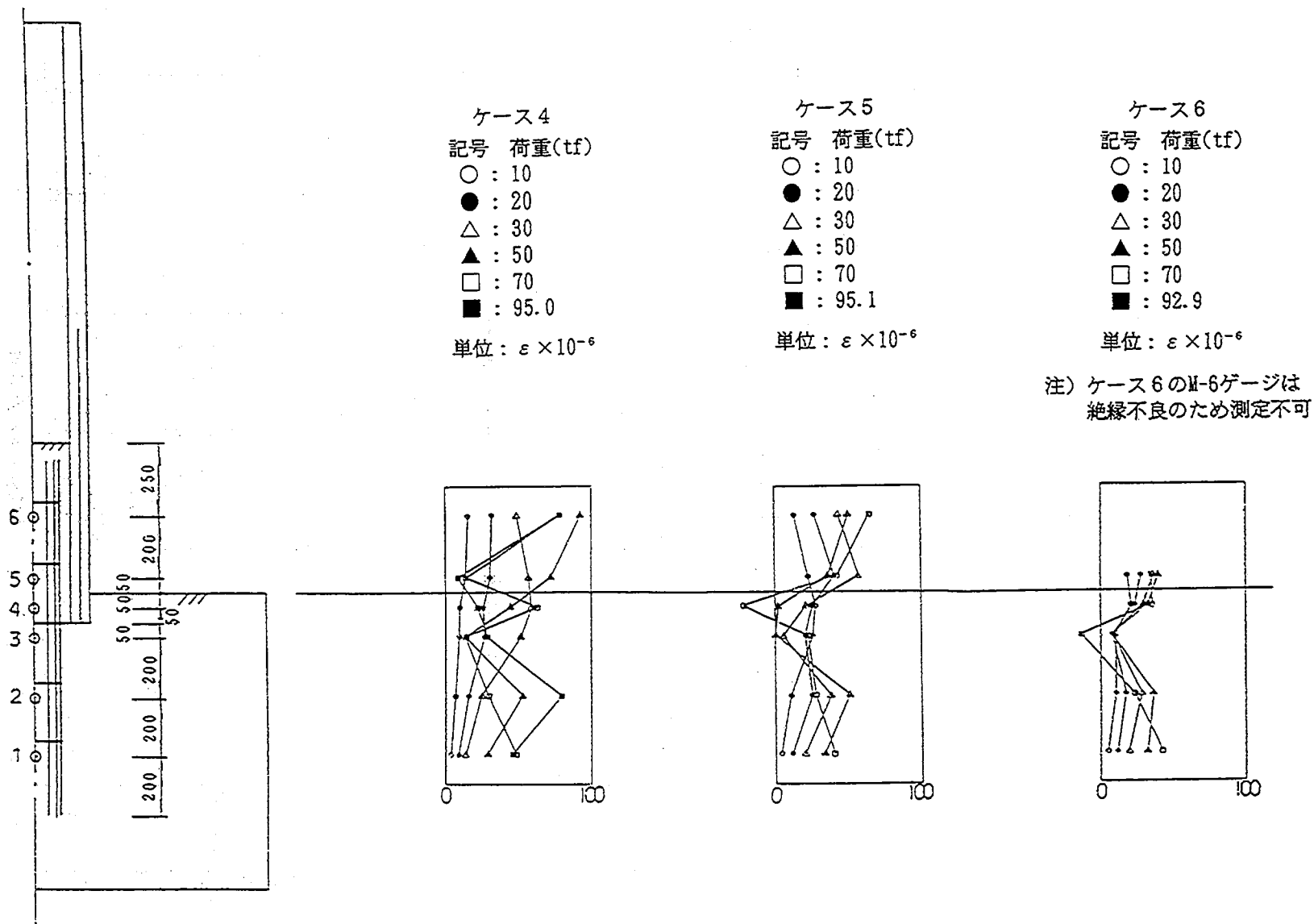


図-3・122 モールドゲージのひずみ分布 (ケース 4, 5, 6)

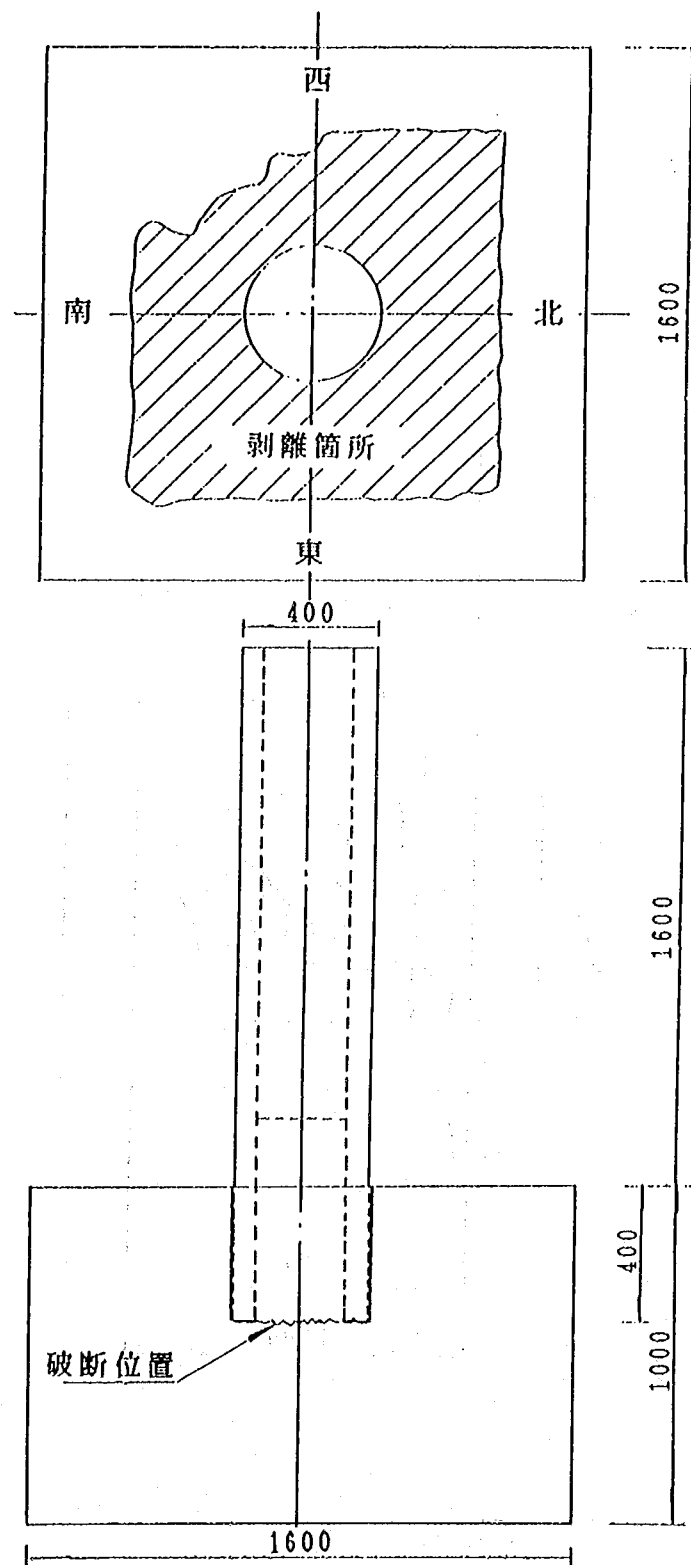


図-3・123 フーチング上面の破壊状況(ケース1)

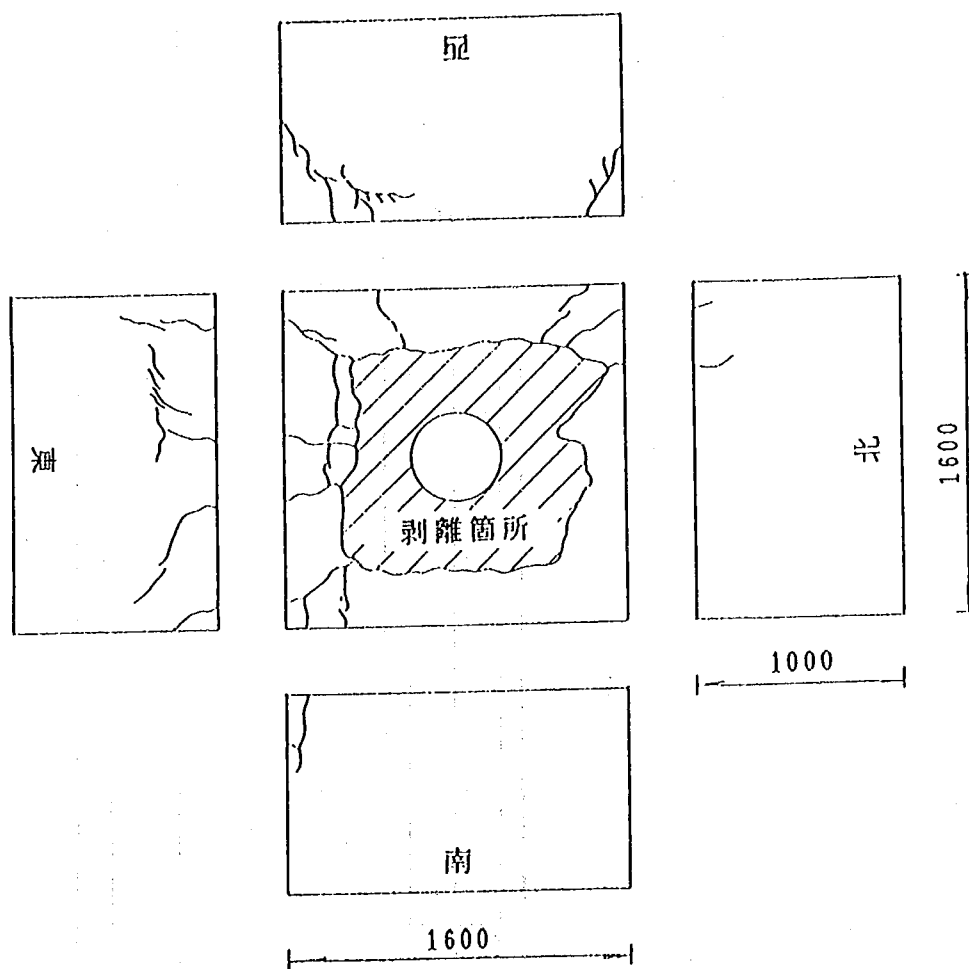


図-3・124 フーチングのひび割れ及び上面の破壊状況(ケース2)

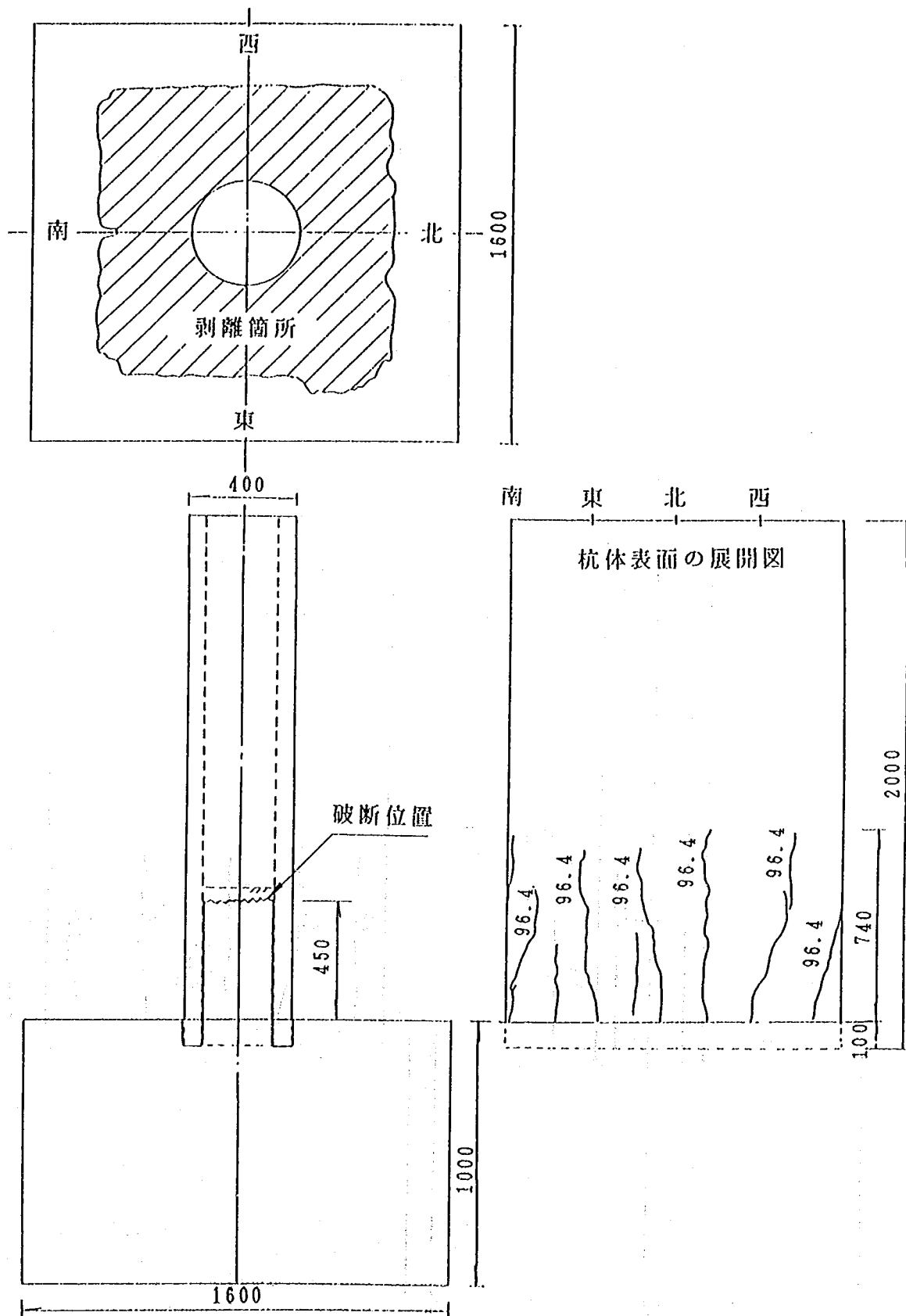


図-3・125 杭体のひび割れ及びフーチング上面の破壊状況(ケース4)

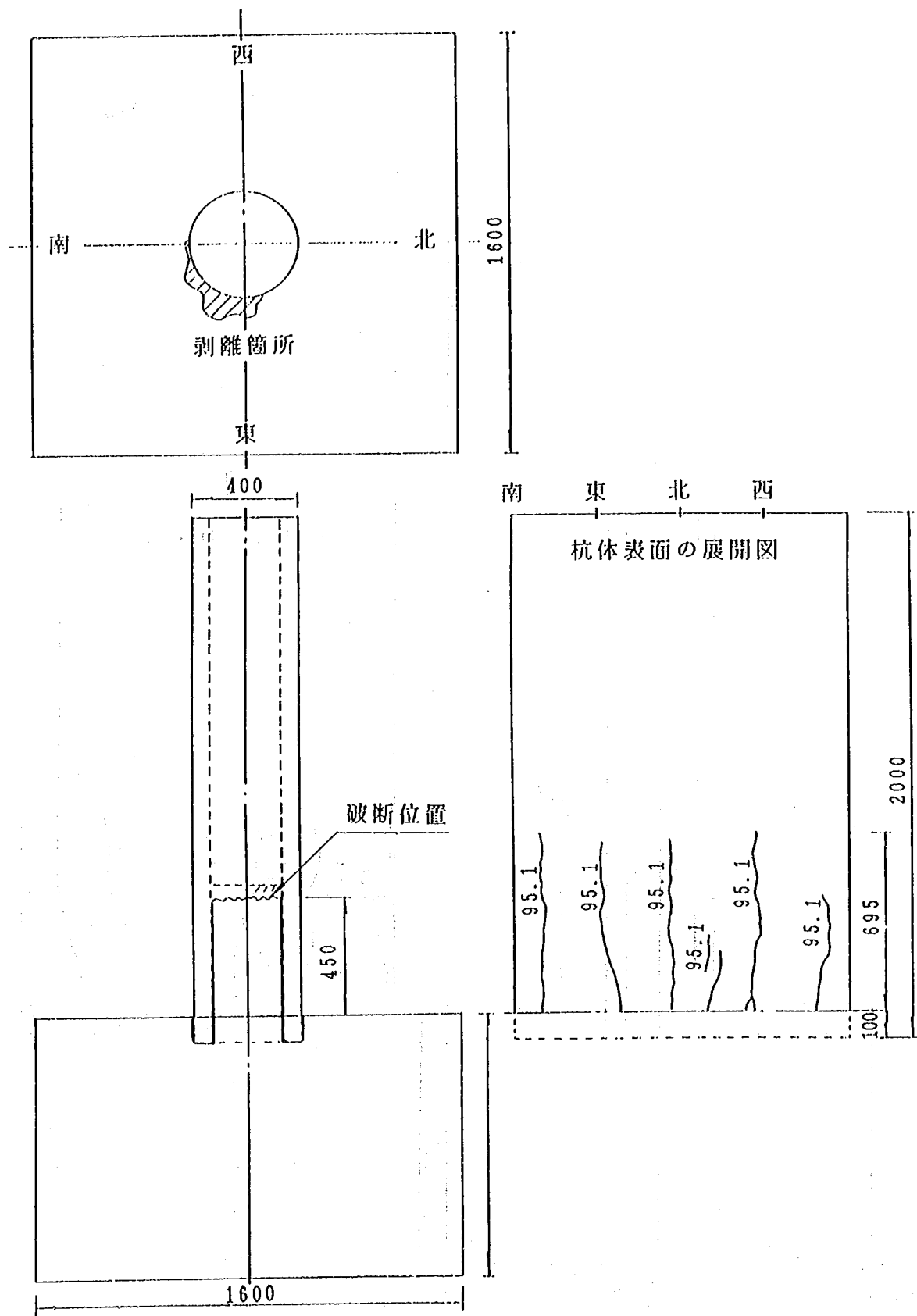


図-3・126 杭体のひび割れ及びフーチング上面の破壊状況（ケース5）

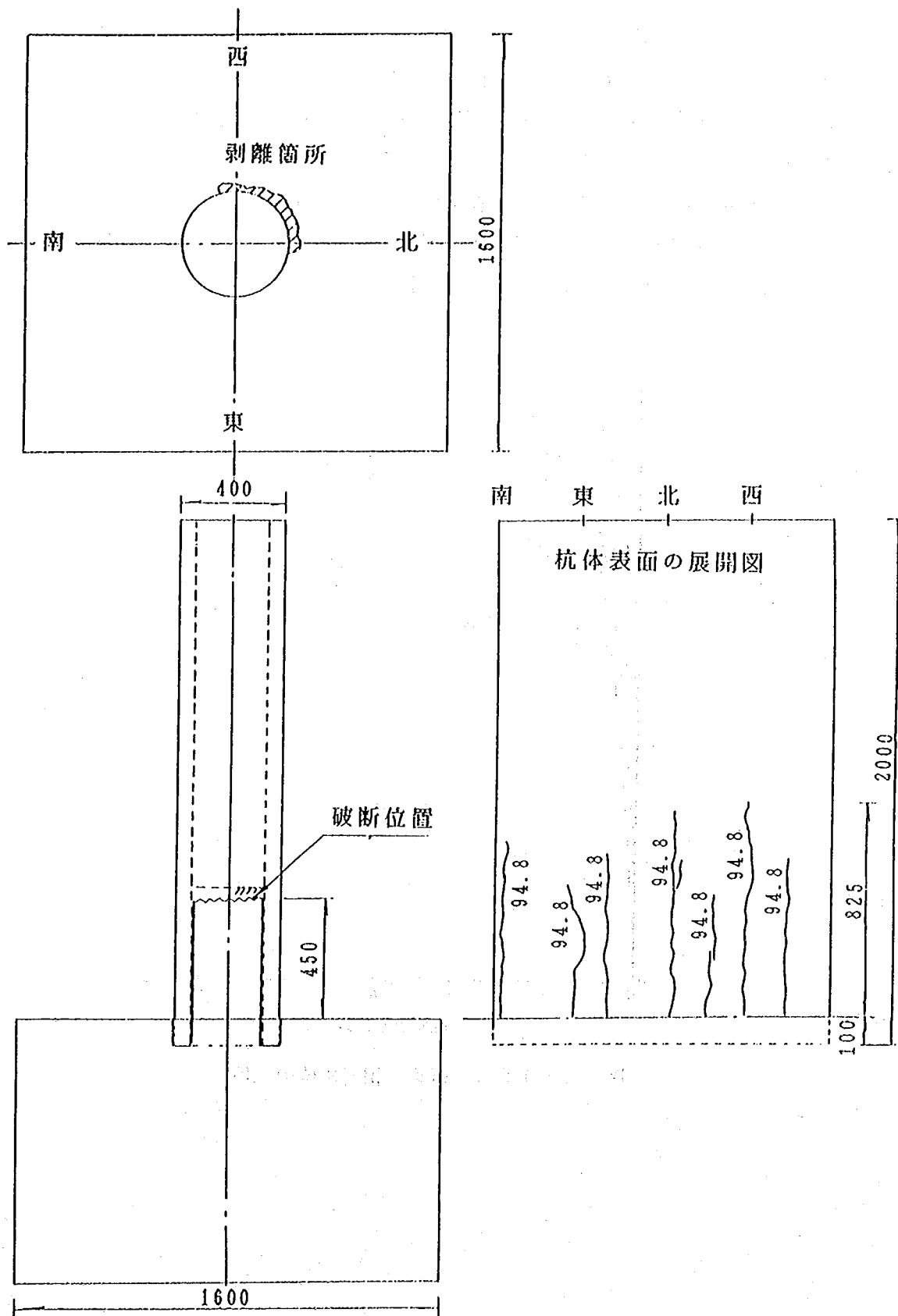


図-3・127 杭体のひび割れ及びフーチング上面の破壊状況(ケース6)

以上の結果を整理すると、次のようになる。

図-3・128に荷重と相対変位（フーチングコンクリートからの杭体の抜き出量）の関係を示す。方法Aではある荷重レベル（以下、ずれ発生荷重とする。）までほとんど変位しておらず、ずれ発生荷重以降に急激に変位が増加していることがわかる。一方、方法Bでは最大荷重付近までは急激な変位の進行は見受けられない。図-3・129に荷重と中詰め補強鉄筋のひずみの関係を示す。杭先端部（番号3, 4, 5）が他の位置より大きく、最大荷重付近までは杭先端付近のRC柱の変形が進行していたものと考えられる。これらのことは、方法Aではずれ発生荷重付近まで、方法Bでは最大荷重付近まで、それぞれ付着力としては健全であったものと考えられる。

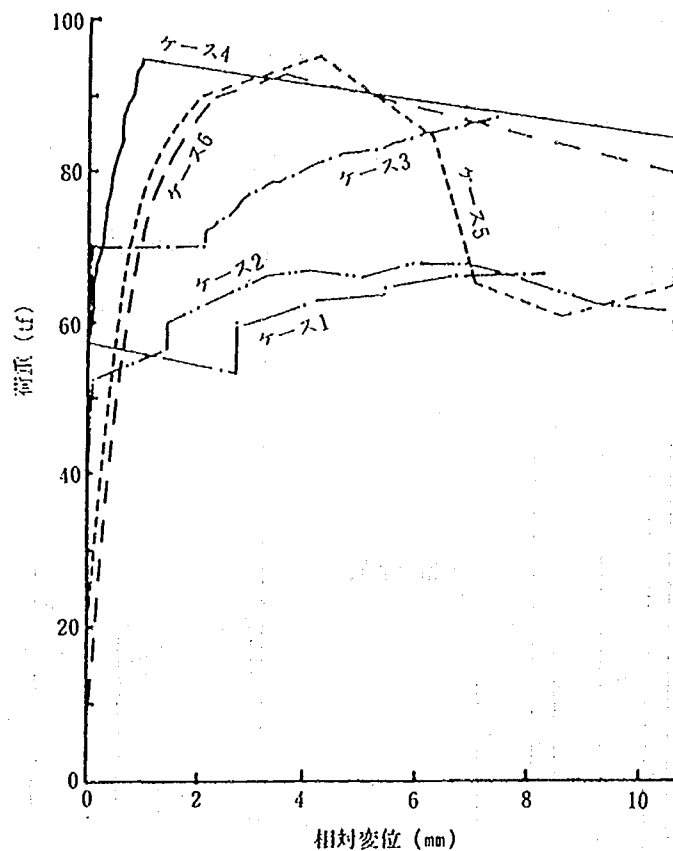


図-3・128 荷重～相対変位の関係

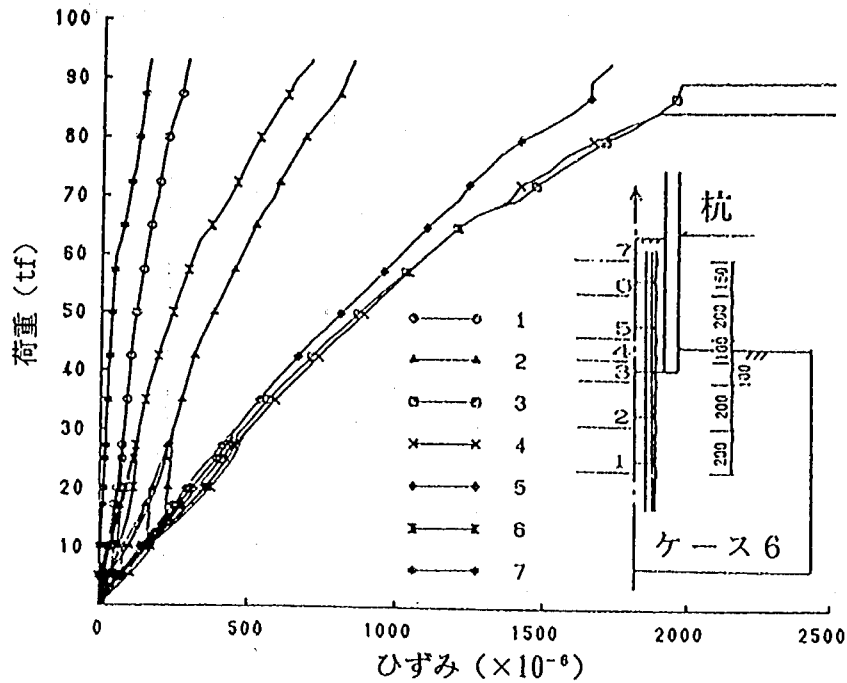


図-3・129 荷重とひずみの関係

図-3・130には最終破壊形状を示す。各ケースの破壊の順序を想定すると次のようになる。ケース1～3ではずれ発生荷重付近で、①杭外周とフーチングコンクリートの付着力が切斷され、②杭先端位置でのフーチングコンクリートの引張破壊が同時に発生した。それ以降は、③杭外周部とフーチングコンクリートの摩擦力で抵抗し最大荷重に達した。ケース4では①、②の破壊が、ケース5～6では②の破壊が先行した後、④杭内周部とフーチングコンクリートの付着力と⑤上部中詰めコンクリートの引張抵抗で抵抗し最大荷重に達した。

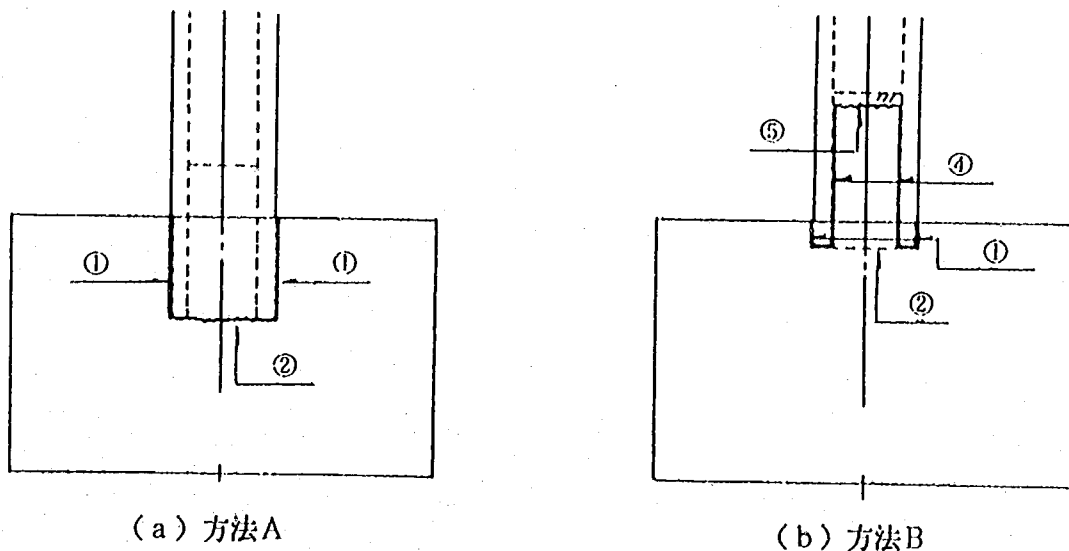


図-3・130 破壊形状

以上のような結果から、最大付着力を算出すると表-3・37のようになり、内部の付着の2倍程度大きいことがわかった。なお、繰返し荷重の影響はほとんど無いものと考えられる。

表-3・37 最大付着力

ケース	結合方法	最大付着力(kgf/cm ²)
1	方法A	9.4
2		8.2
3		7.4
4	方法B	19.2
5		19.0
6		18.9

3. 8 P H C 杭の中詰めコンクリート押抜き試験

3. 8. 1 試験目的

P C 杭の杭頭部の中詰めコンクリートの押抜き耐力やその挙動については不明である。とくに P C 杭の場合、鋼管杭のようにずれ止めを取り付けて押抜き耐力を増加させることが困難である。したがって、これらの不明な点を明らかにするため、P C 杭について中詰めコンクリート押抜き試験を行った。

なお、本試験は鋼管杭協会の協力のもとに実施した。

3. 8. 2 試験方法

試験体の種類を表-3・38に、使用材料の規格を表-3・39に示す。試験方法に関するその他の項目については、3. 5. 2（鋼管杭の中詰めコンクリート押抜き試験）と同じである。

表-3・38 試験体の種類

ケース	杭寸法 (mm)	コンクリート打設長 (mm)	内面の状態
1	$\phi 406 \times t65$	400	無垢
2	$\phi 500 \times t80$	500	
3	$\phi 600 \times t90$	600	
4		800	
5		1000	
6	$\phi 800 \times t110$	800	斫り
7			

表-3・39 使用材料

材料名	規 格
P H C 杭	JIS A5337 STK41
コンクリート	JIS A5308(B種) $\sigma_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ スランプ 12cm 粗骨材最大寸法 25mm

3. 8. 3 試験結果

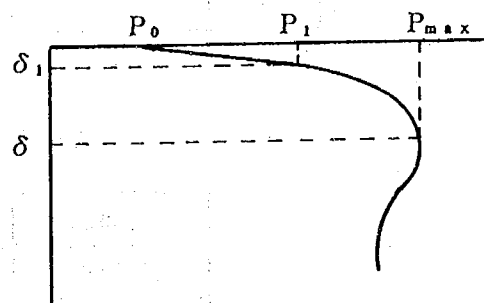
PHC杭の試験結果を表-3・40に示す。

表-3・40 試験結果

ケース	初期荷重 P_0 (tf)	付着 応力度 (kgf/cm ²)	初期勾配離脱時			最大荷重 P_{max} (tf)	備 考
			荷重 P_1 (tf)	平均摩擦 応力度 (kgf/cm ²)	相対変位 δ_1 (tf)		
1	6.8	2.00	59.5	17.54	8.4	59.5	
	5.0	1.47	35.0	10.32	10.6	37.0	
2	8.4	1.57	60.0	11.23	3.8	85.0	変位大につき中止
	58.0	10.86	71.2	13.33	4.0	72.0	※1
3	17.6	2.22	74.0	9.35	3.0	82.0	
	23.0	2.91	96.0	12.13	5.0	97.0	
4	11.5	1.09	92.0	8.72	2.8	92.0	
	13.0	1.23	79.0	7.48	4.5	85.0	
5	23.5	1.78	130.0	9.85	3.6	130.0	
	34.5	2.61	120.0	9.09	0.8	120.0	
6	16.0	1.10	123.0	8.44	3.0	126.0	
	11.5	0.79	110.0	7.55	4.3	170.0	変位大につき中止
7	219.0	15.02	(300.0)	(20.58)	(0.8)	(300.0)	※2
	239.0	16.40	319.0	21.88	0.2	319.0	

※1 載荷板と杭本体が接触していた可能性あり

※2 ひび割れ多数につき中止



1) PHC杭径と初期ピーク荷重

杭径と初期ピーク荷重との関係を図-3・131に示す。この試験では、「道路橋示方書」に示される杭頭結合法のB方法を想定して幅10cmの鋼バンドで杭頭を拘束するようにしたが、この効果が十分でなかったためか、初期ピーク荷重時またはこれに至る前に杭体にヒビ割れを生じてしまい、荷重は予想したものより低くバラツキも大きい。実構造物では、方法Aであれば杭径分、方法Bでは10cmフーチングにより杭頭は完全拘束に近くなるため、中詰めコンクリートの押抜き耐力は、試験値よりも大きくなることが予想される。また、初期ピーク荷重時の中詰めコンクリートの相対変位も1~10mmとバラツキが大きい。これは、杭体内面の状態（杭体内面のレイタンス付着程度や、杭体コンクリート中の粗骨材の突出程度等）が試験値に大きく影響を与えるためと考えられる。

杭径800mmのものについて、内面をブレーカーにより研り処理を施した場合の初期ピーク荷重は、内面無垢の場合に比べて2倍以上の値を示している。

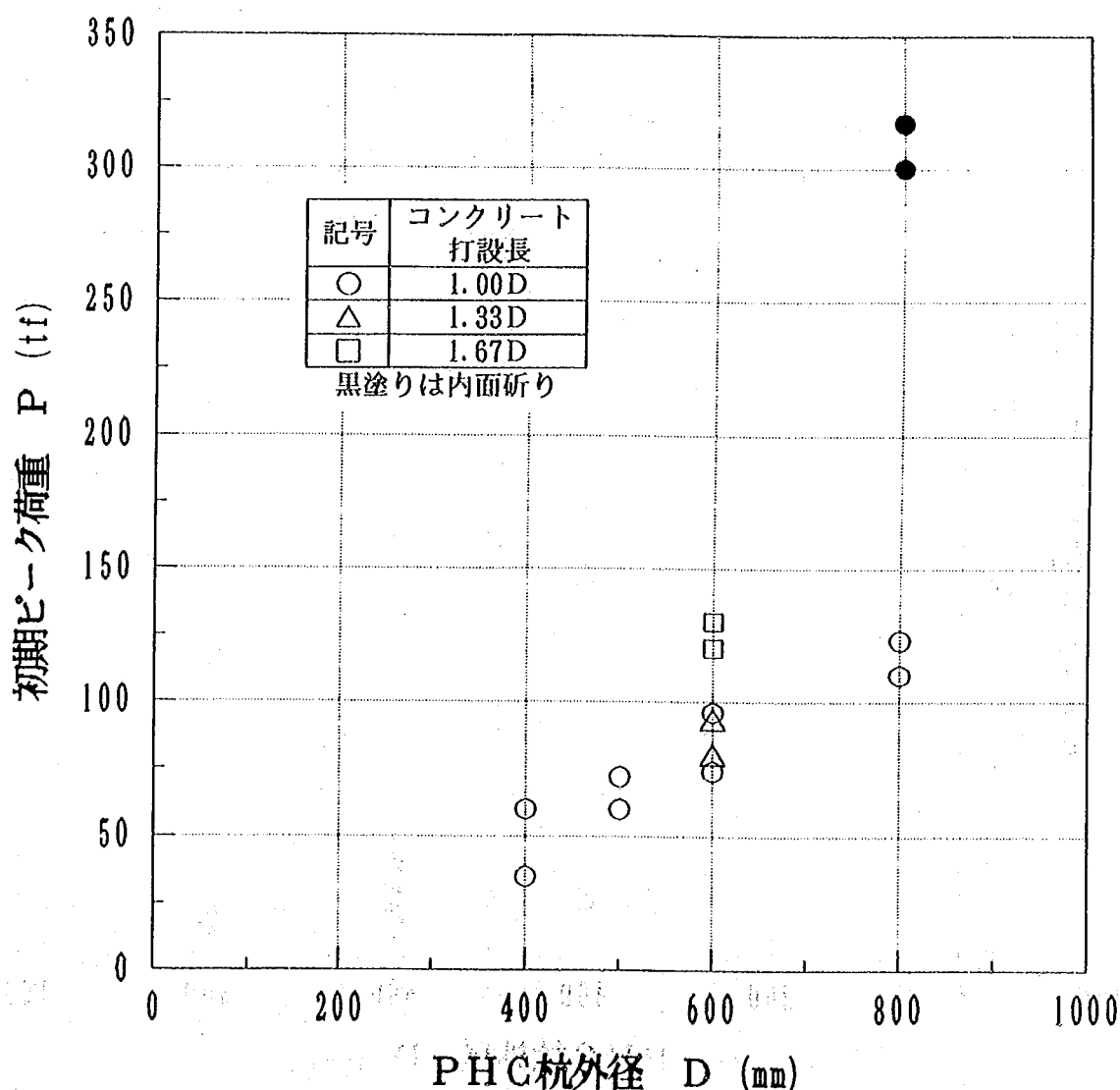


図-3・131 初期ピーク荷重と杭径の関係

2) PHC 杭径と付着、摩擦応力度との関係

杭径と、中詰めコンクリートが相対変位を生ずる直前の荷重を杭とコンクリートの接触面積で除した付着応力度との関係及び初期ピーク荷重を接触面積で除した平均摩擦応力度との関係を図-3・132に示す。

付着応力度については、内面無垢（コンクリート打設時に通常のコンクリート打継ぎ時に行う処理等何も行わなかった）の場合、 $1 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度とかなり低く一体化にはほど遠い値である。また、初期ピーク時の平均摩擦応力度は1)で述べたように杭体内面の状態の影響を受けて大きくばらついている。この両者の値は、杭径が大きいほど、コンクリートの乾燥収縮の影響が大きいものと考えられる。

また、杭体内面を研り処理した試験体の付着、摩擦応力度は無垢のものに比べて非常に大きく、相対変位量は 1mm 以下と非常に小さかった。したがって杭体と中詰めコンクリートを一体化させる必要がある場合は、杭体の内面処理を十分に行う必要があるものと思われる。

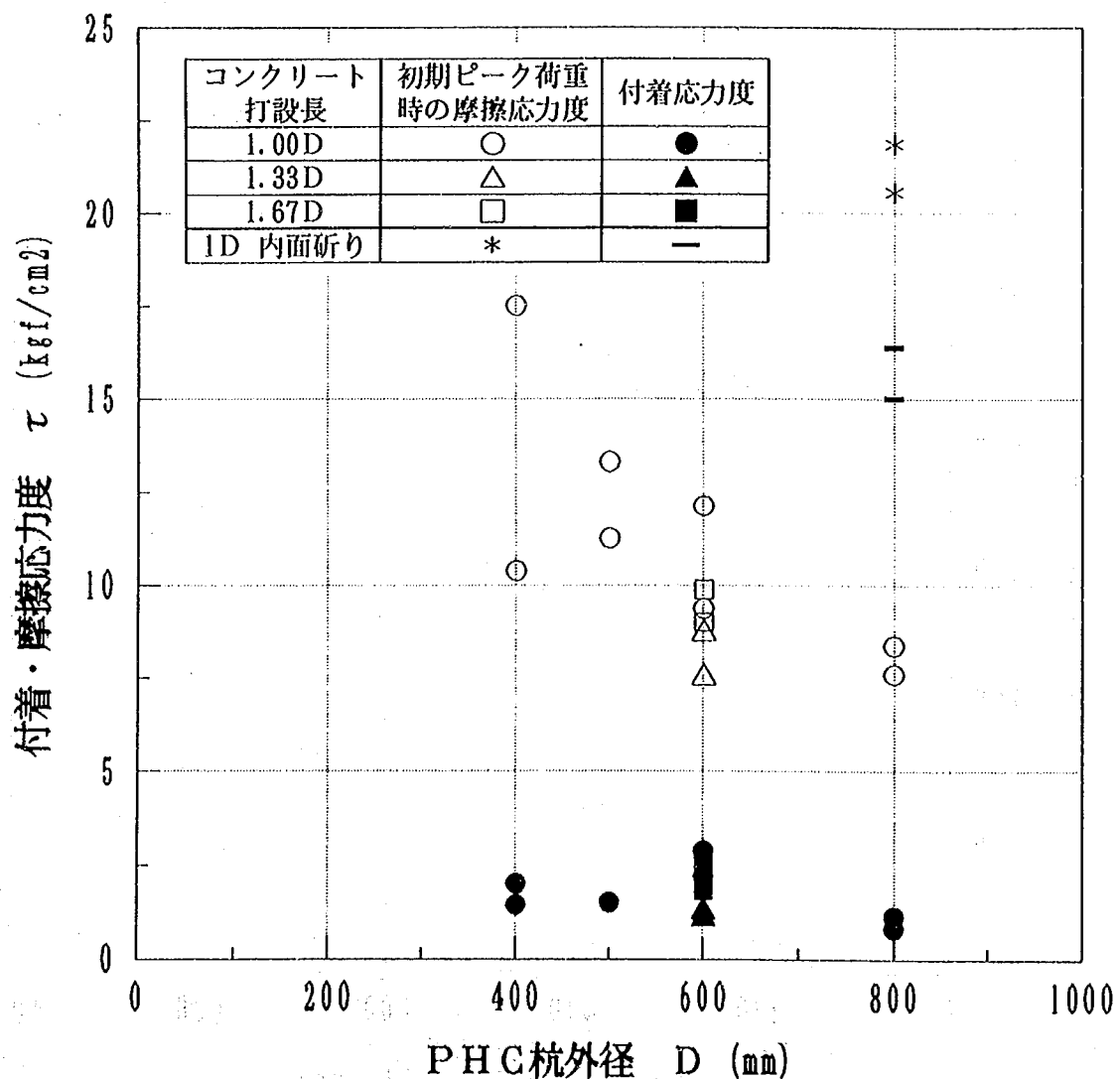


図-3・132. 付着・摩擦応力度と杭径の関係

3) 中詰めコンクリート打設長と荷重の関係

図-- 3・131から解るように、中詰めコンクリート打設長が大きくなると初期ピーク荷重も大きくなる傾向を示しているが、杭体内面の状態による影響が大きく、今回の試験で設定した打設長の違い程度では、明確な差は表れていないようである。

4 杭頭部の許容荷重に関する試算

試算に用いた杭体の諸元を以下に示す。

1) 鋼管杭 (SKK41)

$\phi 400 : t 9 \sim 12 \text{mm}$	}	許容圧縮応力度 : $\sigma_{cs} = 1400 \text{kgf/cm}^2$
$\phi 600 : t 9 \sim 16 \text{mm}$		許容引張応力度 : $\sigma_{ts} = 1400 \text{kgf/cm}^2$
$\phi 800 : t 9 \sim 16 \text{mm}$		許容せん断応力度 : $\tau_s = 800 \text{kgf/cm}^2$
$\phi 1000 : t 9 \sim 20 \text{mm}$		

2) PHC杭 ($\sigma_{cs} = 800 \text{kgf/cm}^2$, C種)

$\phi 400 \times t 65 \text{mm}$	}	コンクリート	曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{cs} = 270 \text{kgf/cm}^2$
$\phi 500 \times t 80 \text{mm}$			軸圧縮応力度 : $\sigma_{cs} = 230 \text{kgf/cm}^2$
$\phi 600 \times t 90 \text{mm}$			曲げ引張応力度 : $\sigma_{ts} = 0 \text{kgf/cm}^2$ (常時) -50kgf/cm ² (地震時)
			軸引張応力度 : $\sigma_{ts} = 0 \text{kgf/cm}^2$
			せん断応力度 : $\tau_s = 9.5 \text{kgf/cm}^2$
			斜め引張応力度 : $\tau_s = 18.0 \text{kgf/cm}^2$
		PC鋼材	許容引張応力度 : $\sigma_{ps} = 9300 \text{kgf/cm}^2$ $\sigma'_{ps} = 12150 \text{kgf/cm}^2$
		有効プレストレス (C種)	: $\sigma_{cs} = 100 \text{kgf/cm}^2$

杭頭に作用する設計外力を以下の方法により設定する。

1) 杭体のインターラクシオンカーブより設定する。

鋼管杭のインターラクシオンカーブ (腐食代2mmを考慮する)

$$M = \frac{Z_s}{A} \cdot N + \sigma_s \cdot Z_s \quad (N \leq 0 \text{ の場合}) \quad (4.1)$$

$$M = -\frac{Z_s}{A} \cdot N + \sigma_s \cdot Z_s \quad (N > 0 \text{ の場合}) \quad (4.2)$$

PHC杭のインターラクシオンカーブ

$$M = \frac{Z_s}{A_s} \cdot N + |\sigma_{cts} - \sigma_{cs}| \cdot Z_s \quad (N \leq N_m \text{ の場合}) \quad (4.3)$$

$$M = -\frac{Z_s}{A_s} \cdot N + |\sigma_{cs} - \sigma_{cs}| \cdot Z_s \quad (N > N_m \text{ の場合}) \quad (4.4)$$

ここで, $N_m = A_s \cdot (\sigma_{cs} + \sigma_{cts} - 2\sigma_{cs}) \cdot 1/2$ で求めた最大曲げモーメントとなるときの軸力値

ここに、 M : 抵抗曲げモーメント (tf・m)

Z_c : 断面係数 (m²)

Λ : 有効断面積 (m²)

N : 押込み力 (tf)

σ_c : 許容圧縮(引張)応力度 (tf/m²)

Z_o : コンクリートの換算断面積 (m²)

Λ_o : コンクリートの換算断面係数 (m³)

σ_{ca} : コンクリートの許容引張応力度 (tf/m²)

σ_{cs} : 有効プレストレス (tf/m²)

σ_{ca} : コンクリートの許容引張応力度 (tf/m²)

2) モデル地盤を仮定し、杭の軸方向許容押込み力と軸方向許容引抜き力より設定する。

3) 水平変位量を仮定し、杭の軸直角方向許容支持力より水平力 H を設定する。

4) 3) の H を用いて、杭頭が回転しない場合の杭頭モーメント M を設定する。

5) 既存の設計データ及び文献等により設定する。

文献の例として、

- ・杭基礎の設計実技とその解説(監修: 吉田巖, 建設図書)
- ・杭基礎の設計法とその解説(土質工学会)

2) ~ 5) を総合的に判断して、杭頭に作用する外力として次のように設定する。

表-4・1 杭頭に作用する外力

杭 種	杭径 (mm)	杭頭結合方法A				杭頭結合方法B			
		N_{max} (tf)	N_{min} (tf)	H (tf)	M (tf・m)	N_{max} (tf)	N_{min} (tf)	H (tf)	M (tf・m)
鋼管杭	400	60	-40	20	15	60	-20	10	10
	600	120	-60	50	55	120	-30	30	35
	800	200	-80	70	95	200	-40	55	75
	1000	300	-100	110	190	300	-50	80	135
PHC杭	400	60	-20	10	10	60	-20	10	10
	500	90	-25	15	15	90	-25	15	15
	600	120	-30	20	25	120	-30	20	25

注) N_{max} は、常時の値である。したがって、地震時の値は常時の値の1.5倍とする。

試算結果を図-4・1~図-4・18に示す。

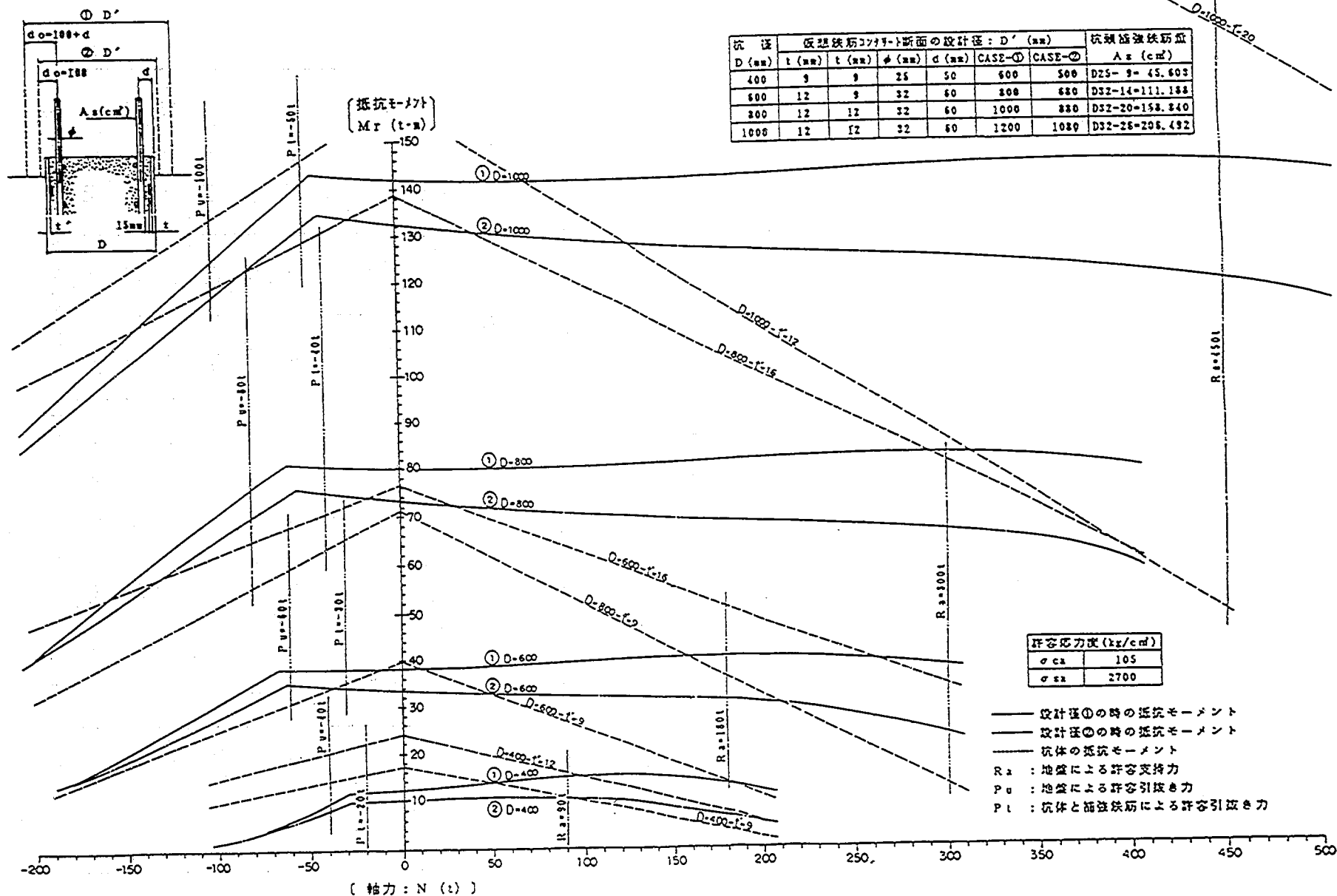


図-4-1 杭体及び仮想鉄筋コンクリート断面の抵抗モーメントと地盤から決まる許容支持力の関係 (鋼管杭)

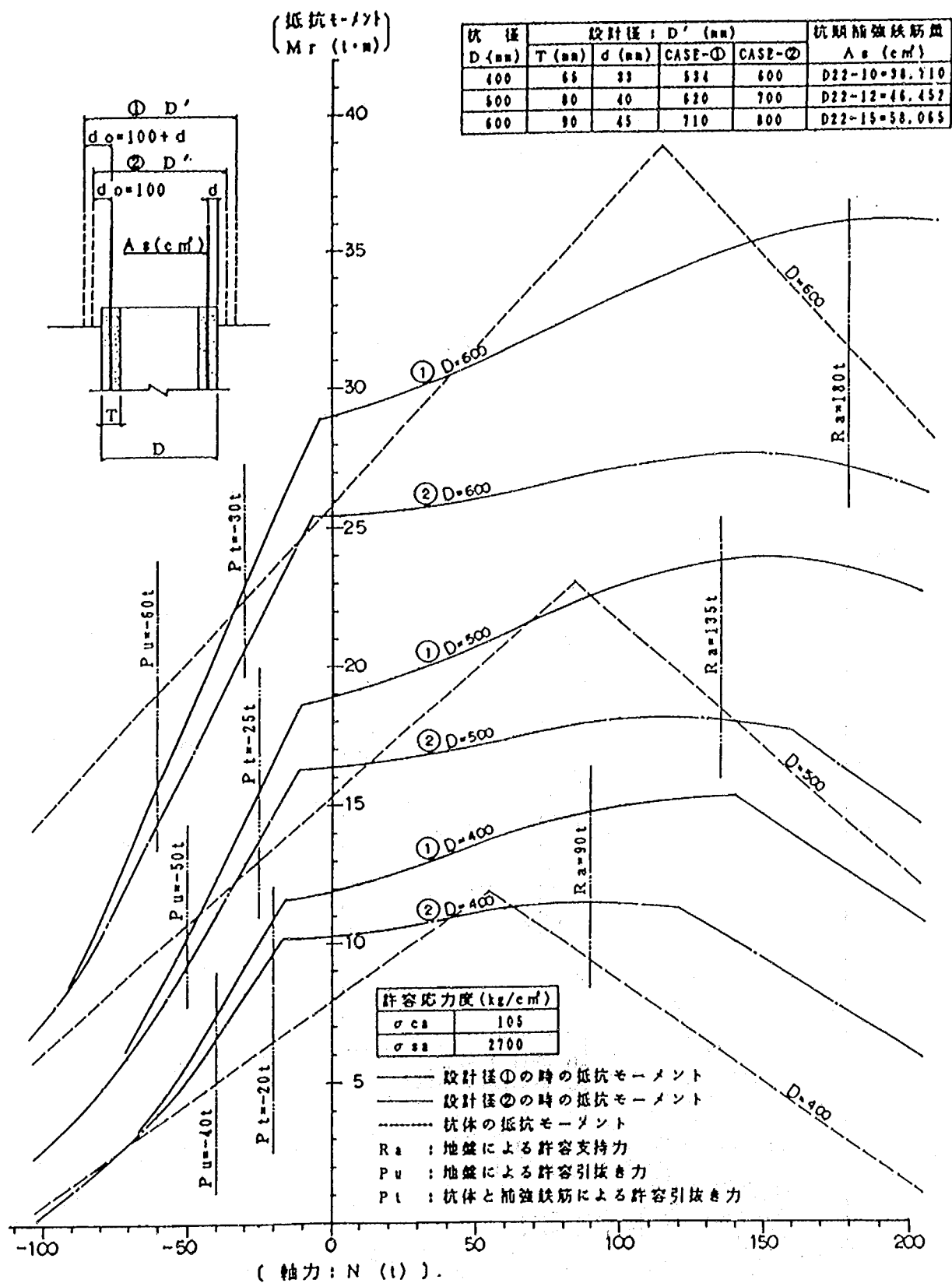


図-4・2 杭体及び仮想鉄筋コンクリート断面の抵抗モーメントと地盤から決まる許容支持力の関係
(PHC杭)

(記) ———: 許容支圧応力度に対する抵抗モーメント (M_{hr})
 ———: 杭頭が回転しない場合の杭頭モーメント (M_t)

(モーメント)
 M (t・m)

		D=400	D=500	D=600	D=800	D=1000
杭の特性値 (β)	① $N=3$	0.39	0.32	0.26	0.21	0.17
	② $N=20$	0.62	0.53	0.44	0.36	0.29

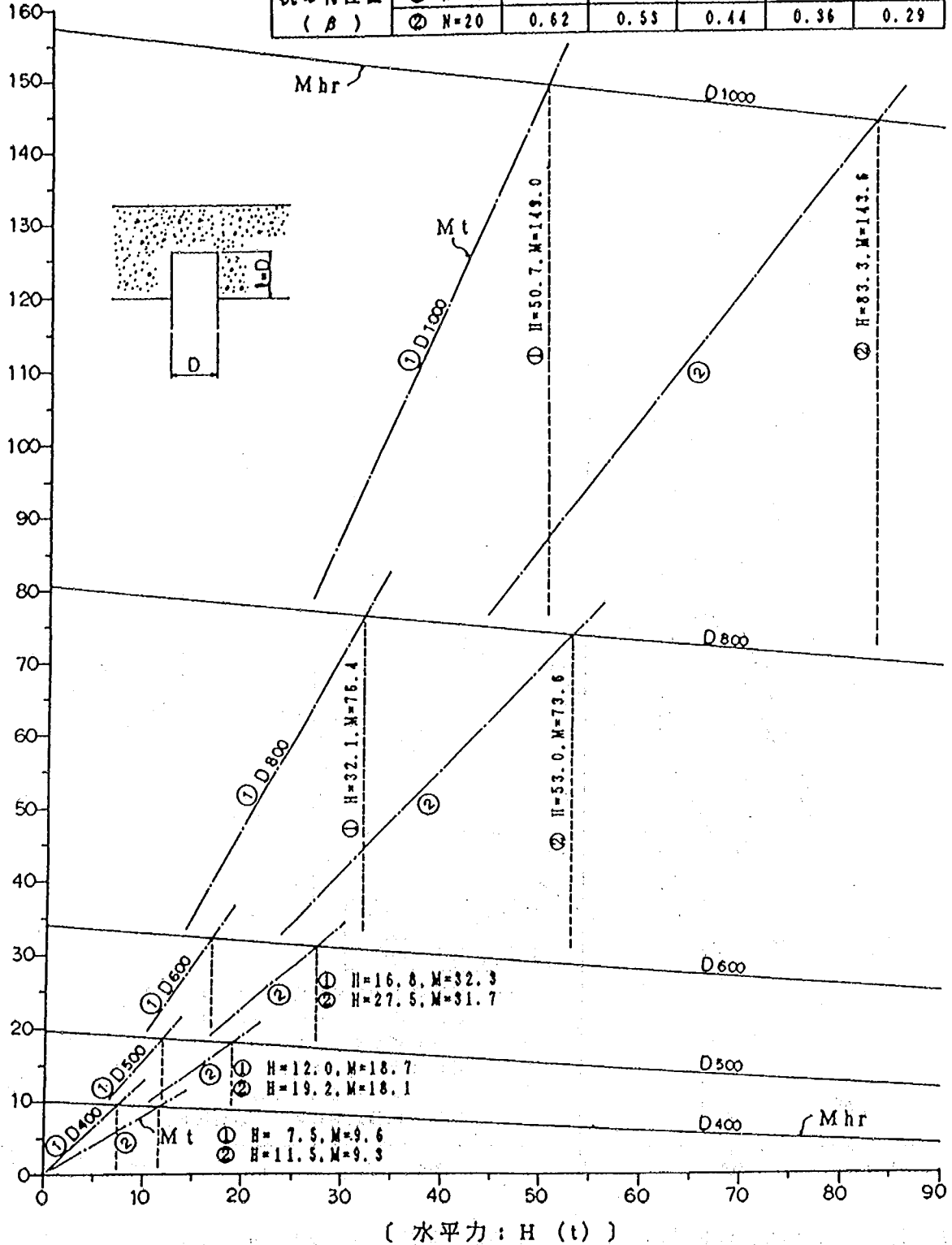


図-4・3 許容水平支圧応力度に対する抵抗モーメントと杭頭モーメントの関係

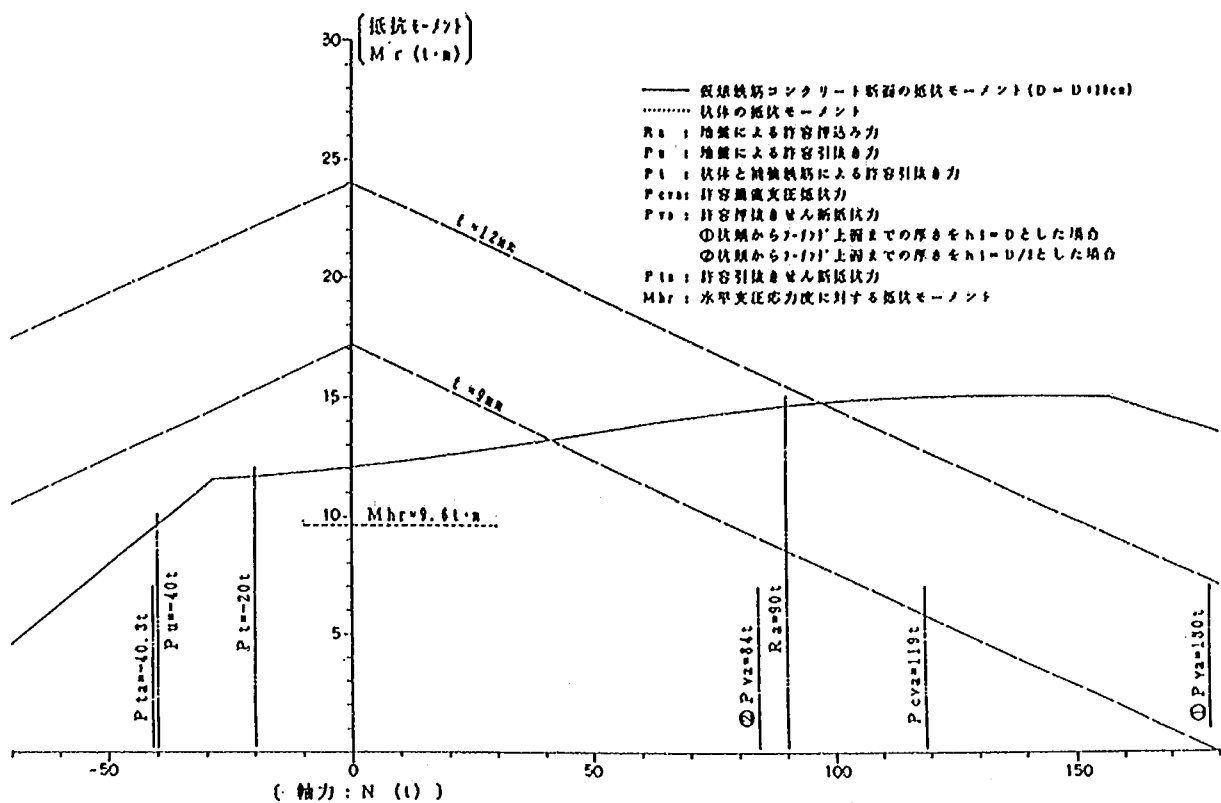


図-4・4 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (鋼管杭 $\phi 400$)

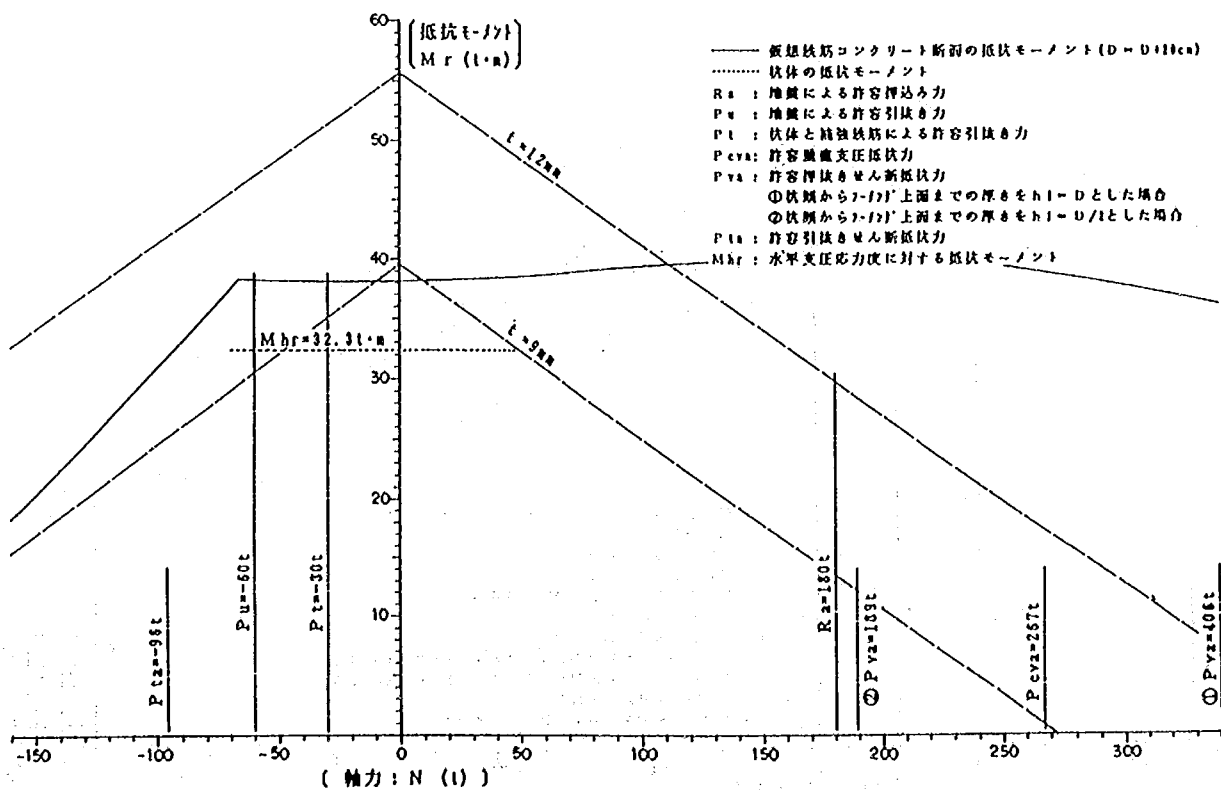


図-4・5 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (鋼管杭 $\phi 600$)

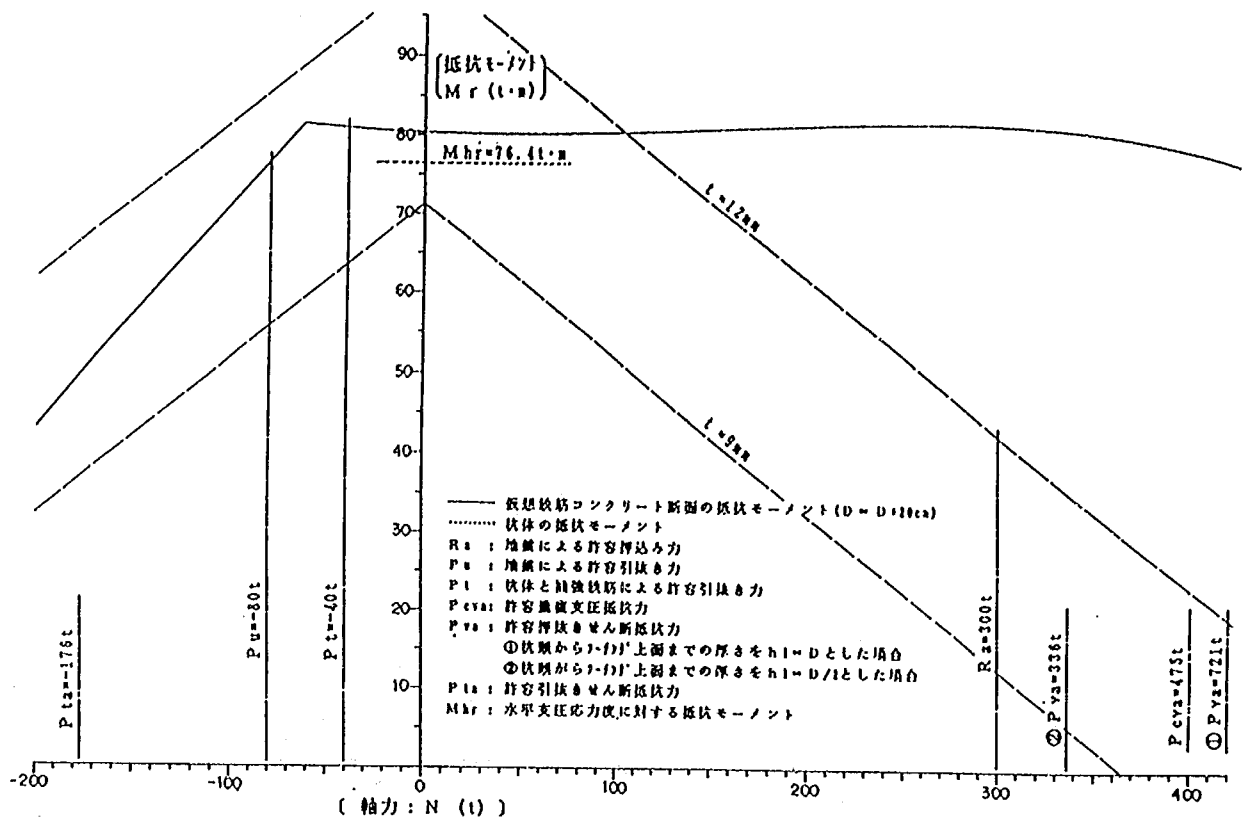


図-4・6 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (鋼管杭 $\phi 800$)

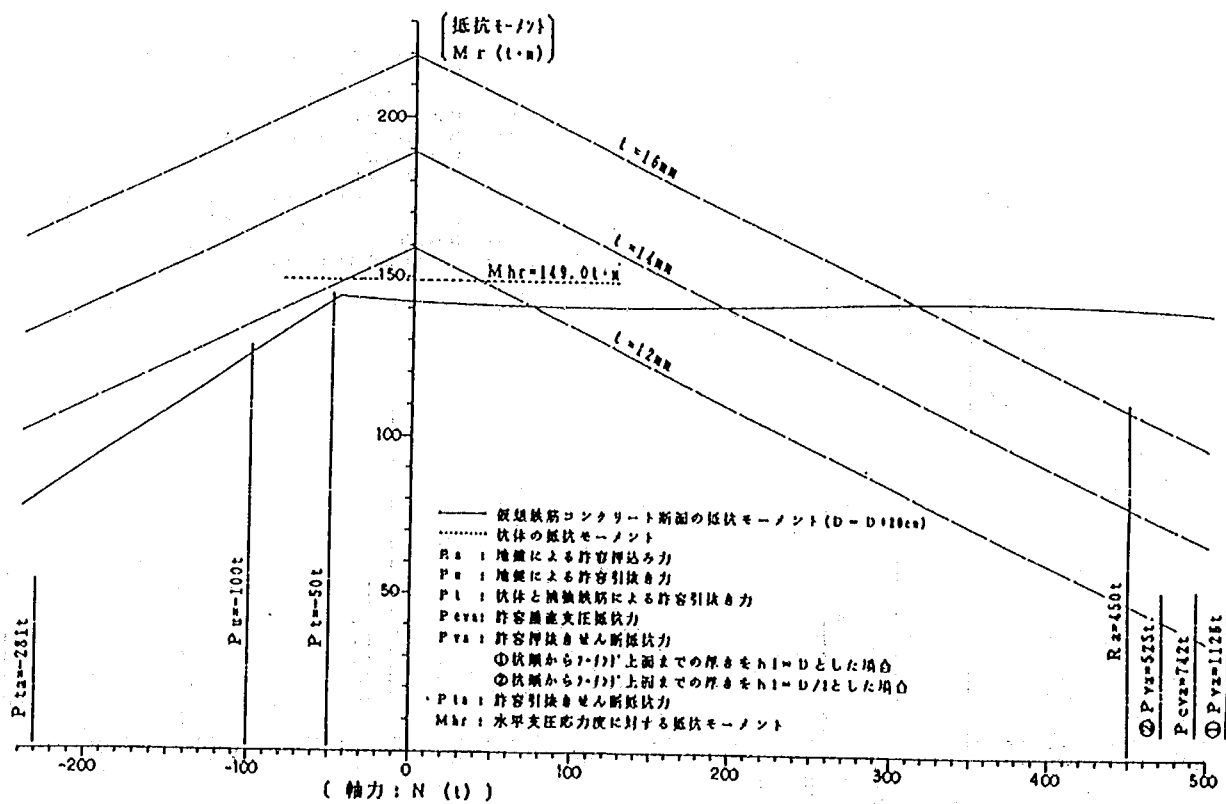


図-4・7 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (鋼管杭 $\phi 1000$)

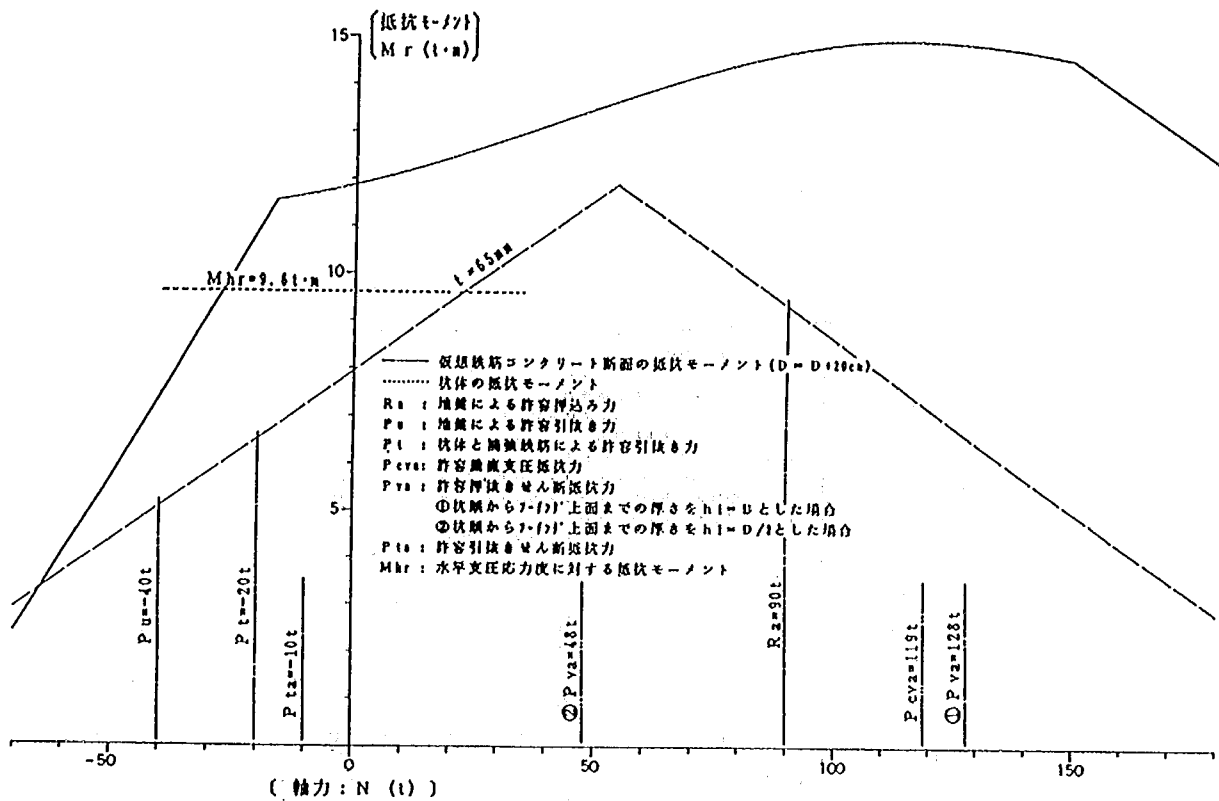


図-4・8 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (PHC杭 φ400)

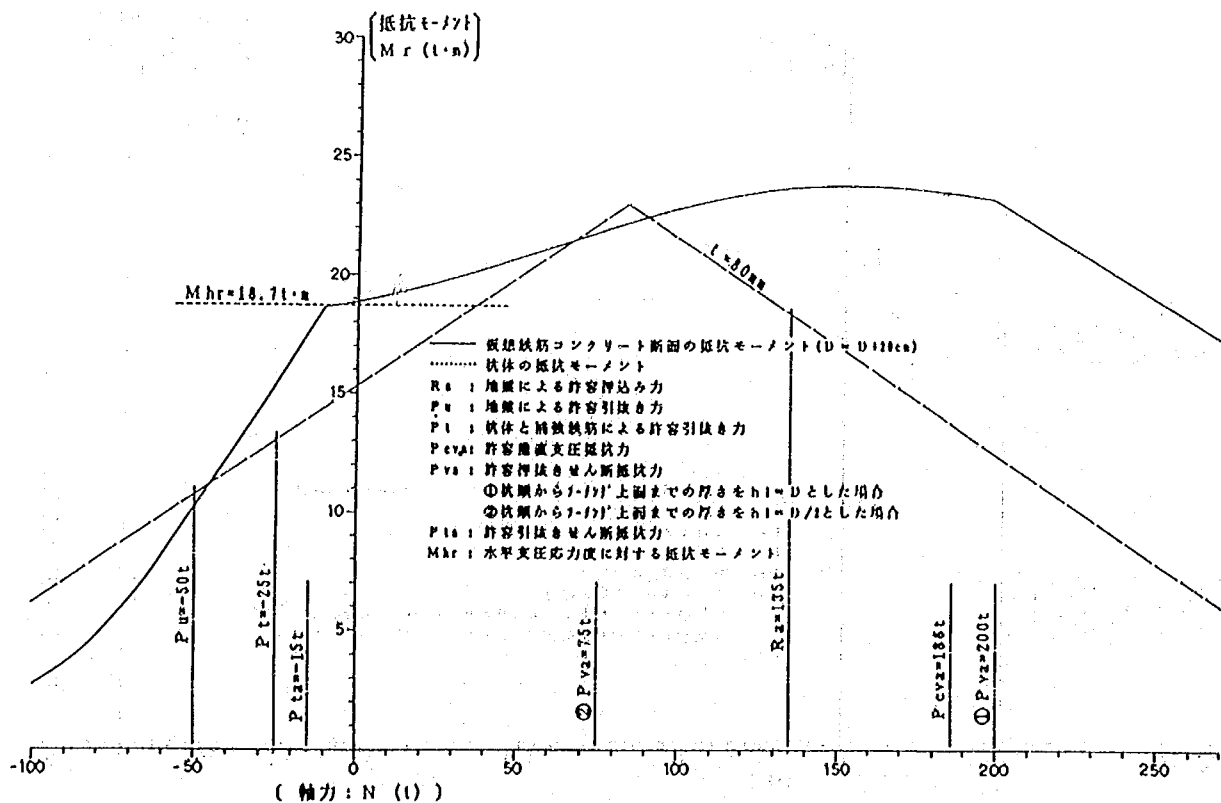


図-4・9 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (PHC杭 φ500)

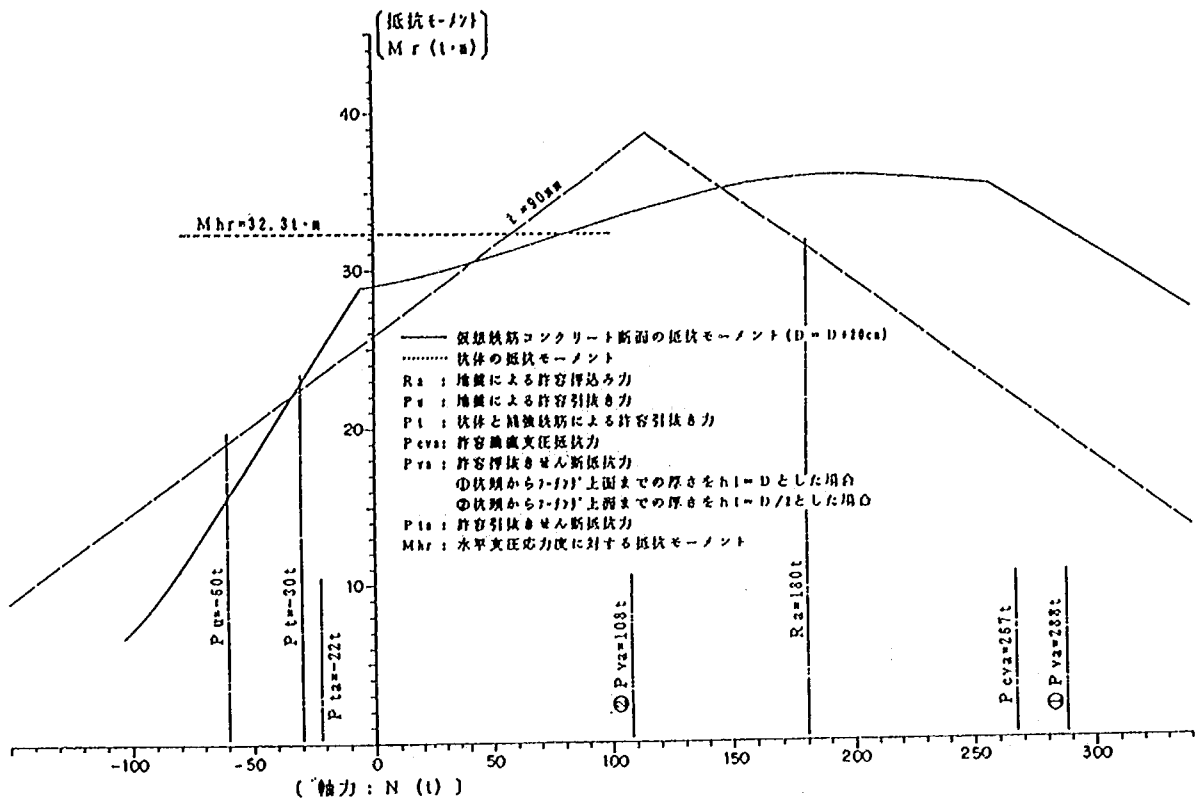


図-4・10 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (PHC 杭 $\phi 600$)

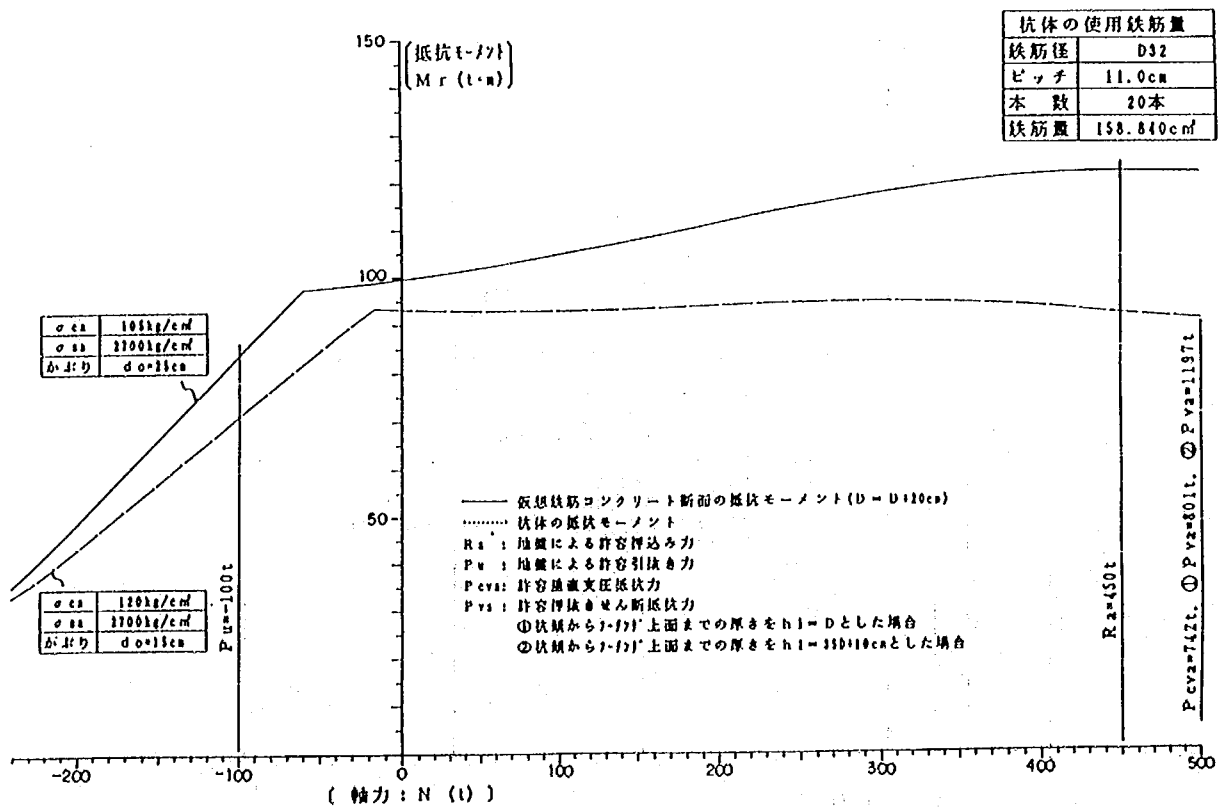


図-4・11 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (場所打ち杭 $\phi 1000$)

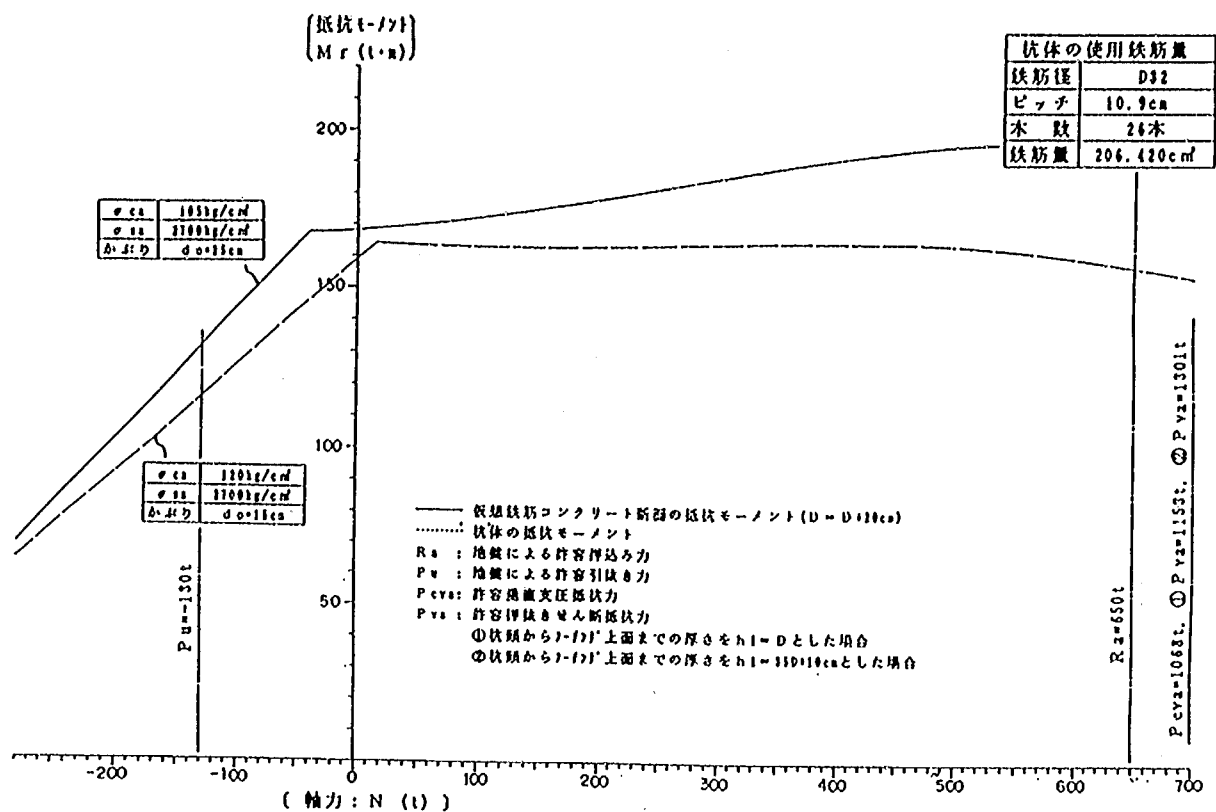


図-4・12 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (場所打ち杭 $\phi 1200$)

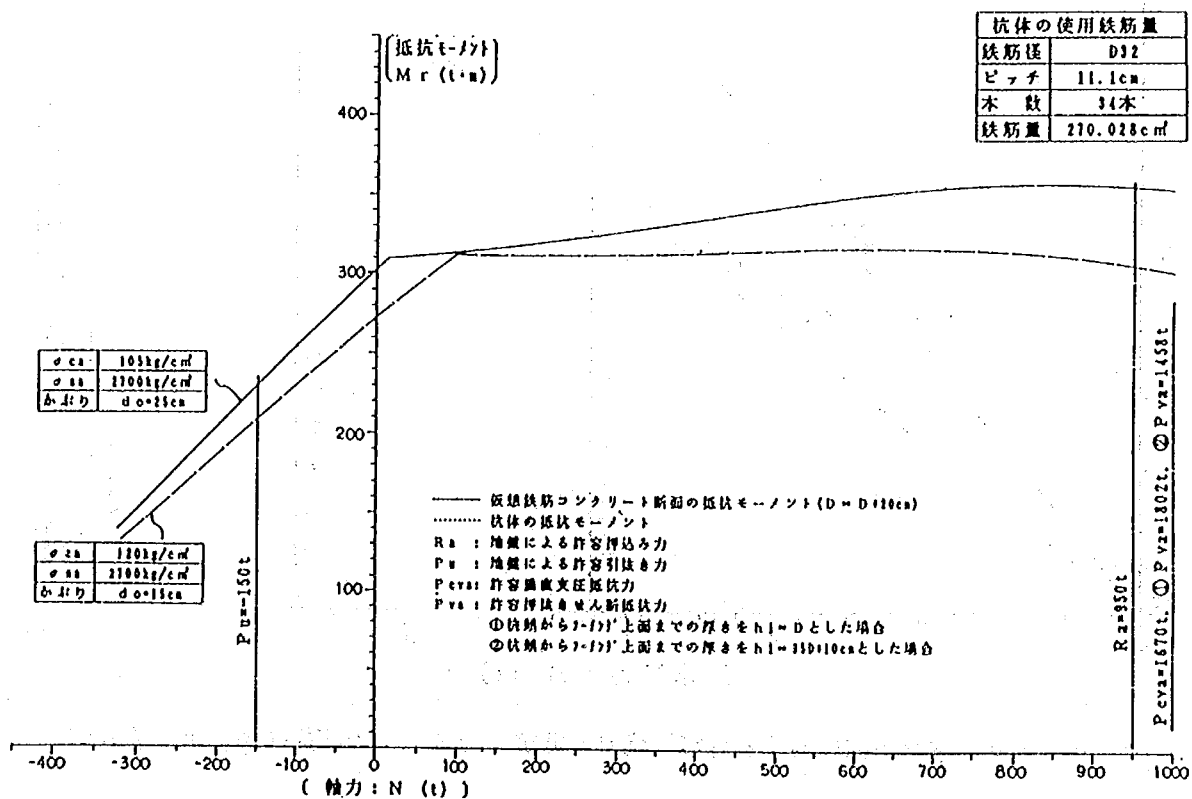


図-4・13 抵抗モーメントと許容抵抗力の関係 (場所打ち杭 $\phi 1500$)

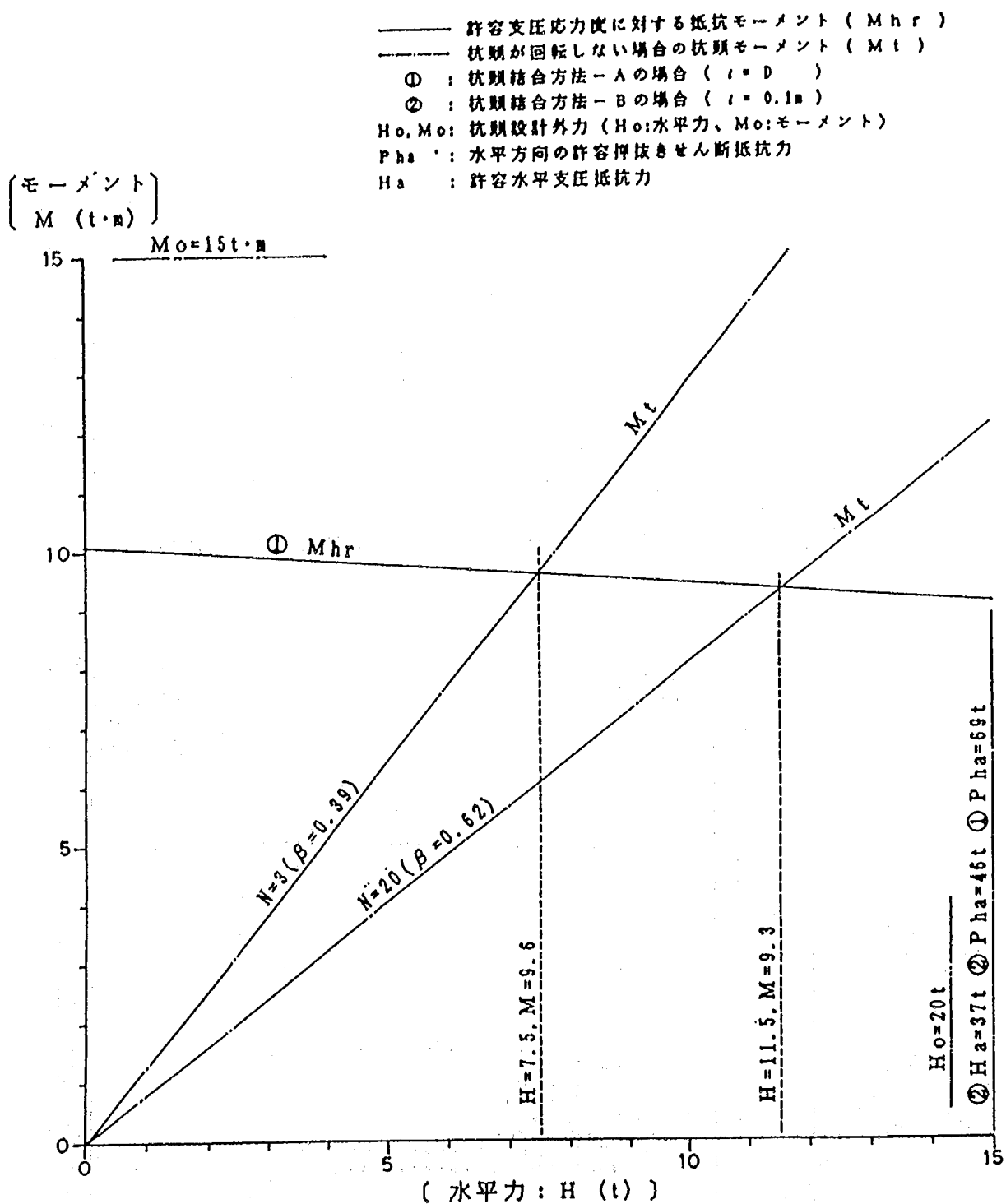


図-4・14 水平方向に対する許容抵抗力と抵抗モーメントの関係 (鋼管杭 $\phi 400$)

- 許容支圧応力度に対する抵抗モーメント (M_{hr})
 - - 抗頭が回転しない場合の抗頭モーメント (M_t)
 ① : 抗頭結合方法-Aの場合 ($i = D$)
 ② : 抗頭結合方法-Bの場合 ($i = 0.1n$)
 H_o, M_o : 抗頭設計外力 (H_o :水平力、 M_o :モーメント)
 P_{ha} : 水平方向の許容押抜きせん断抵抗力
 H_a : 許容水平支圧抵抗力

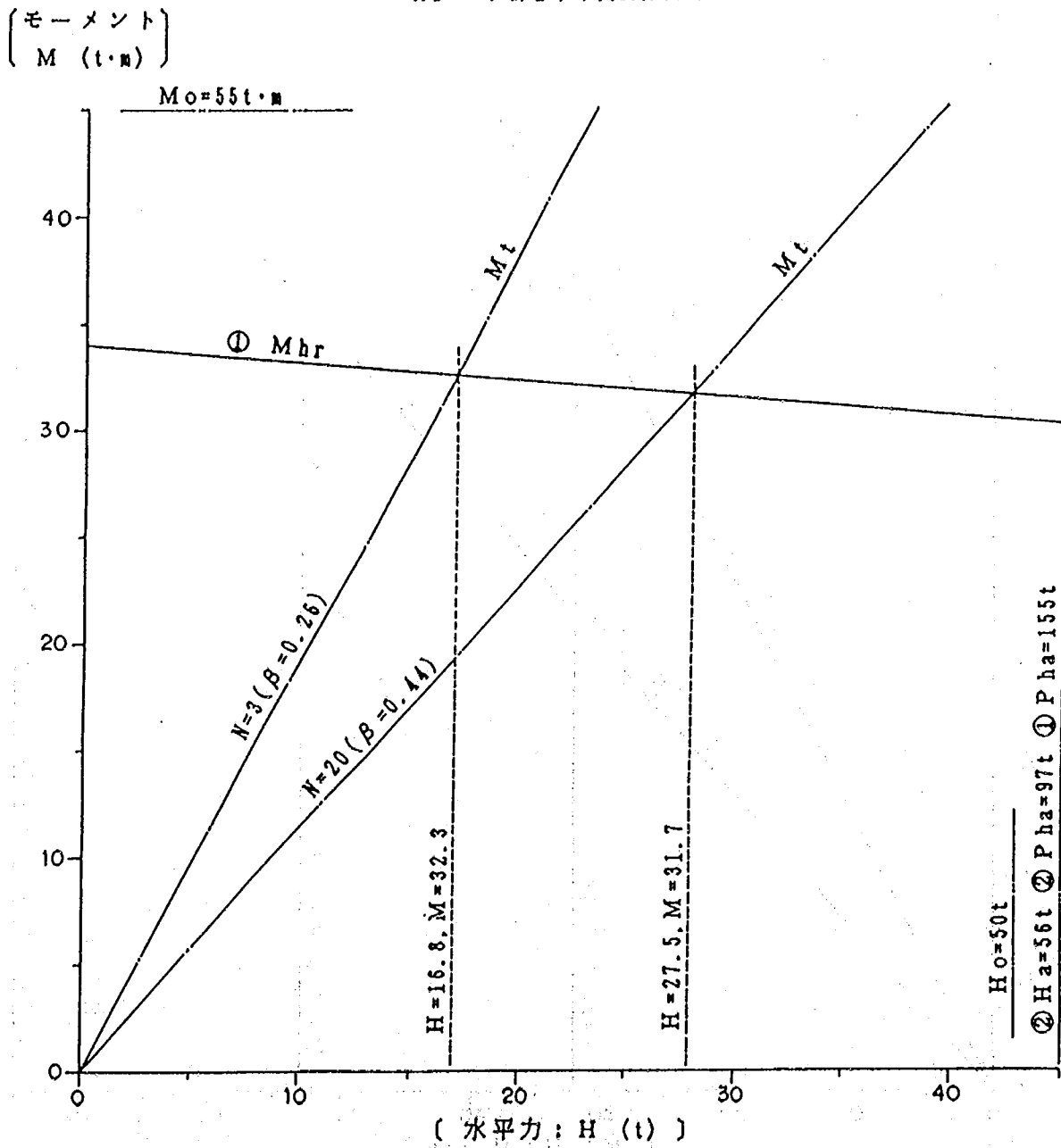


図-4・15 水平方向に対する許容抵抗力と抵抗モーメントの関係 (鋼管杭 $\phi 600$)

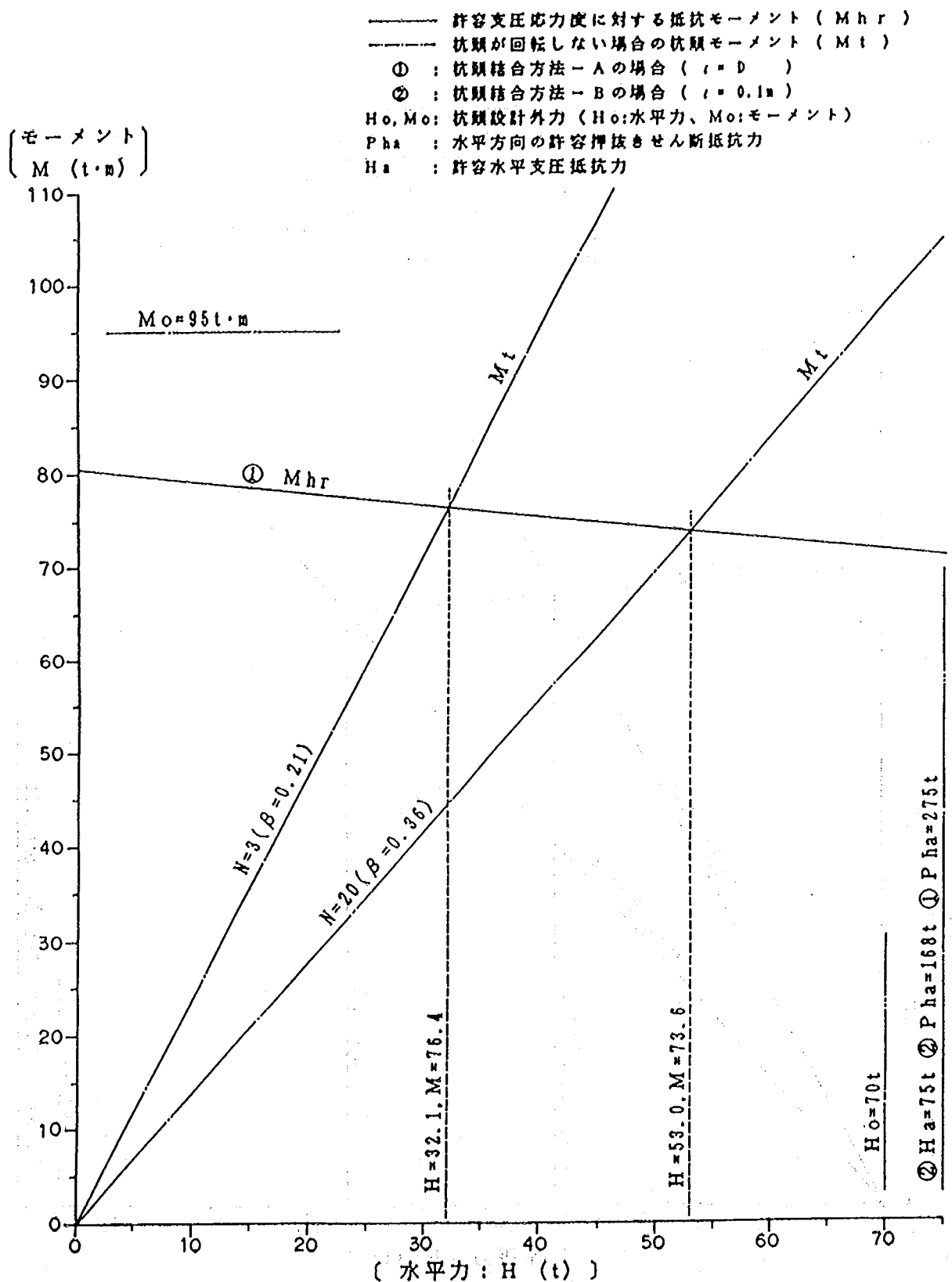


図-4・16 水平方向に対する許容抵抗力と抵抗モーメントの関係 (鋼管杭 $\phi 800$)

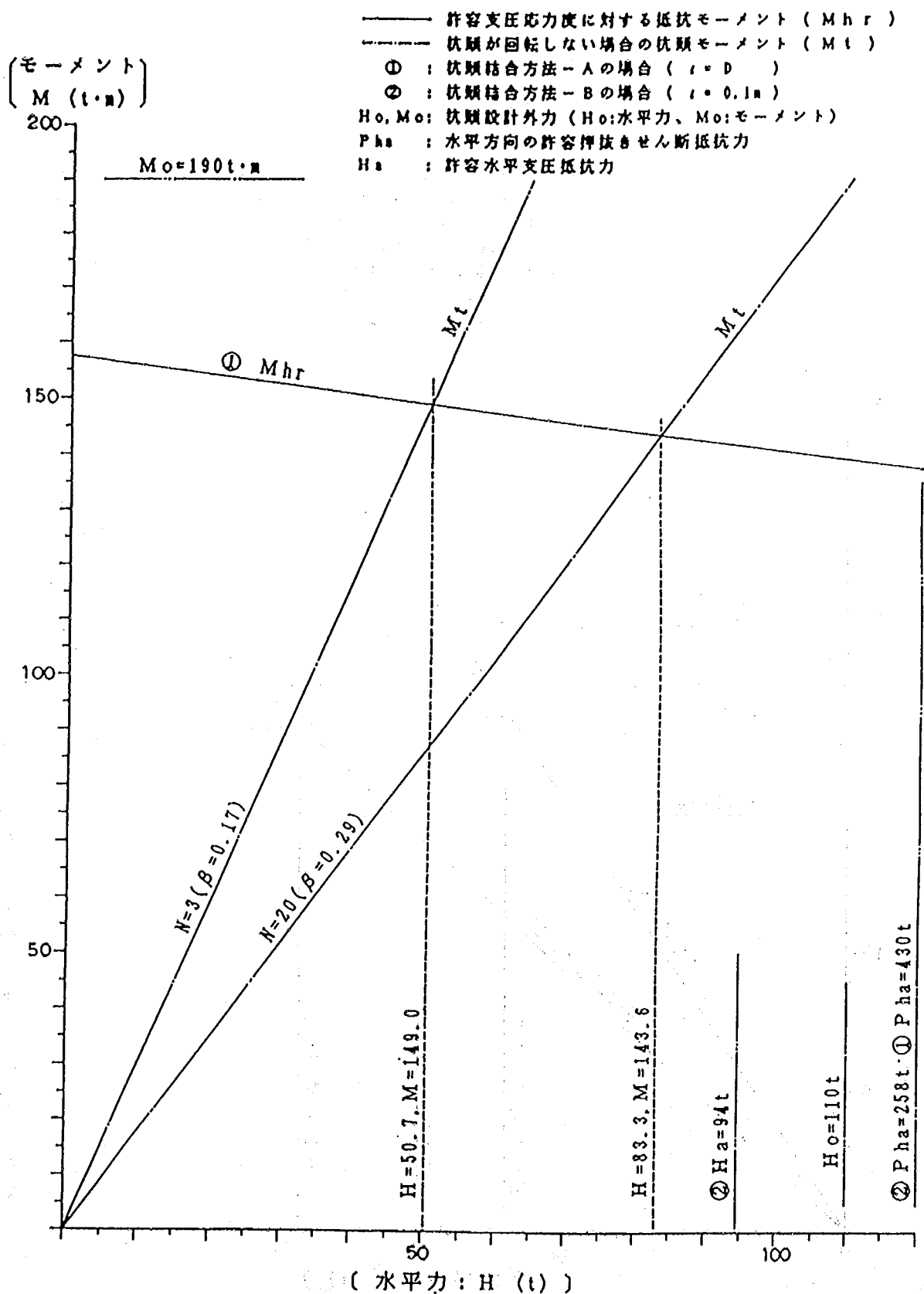


図-4・17 水平方向に対する許容抵抗力と抵抗モーメントの関係 (鋼管杭 $\phi 1000$)

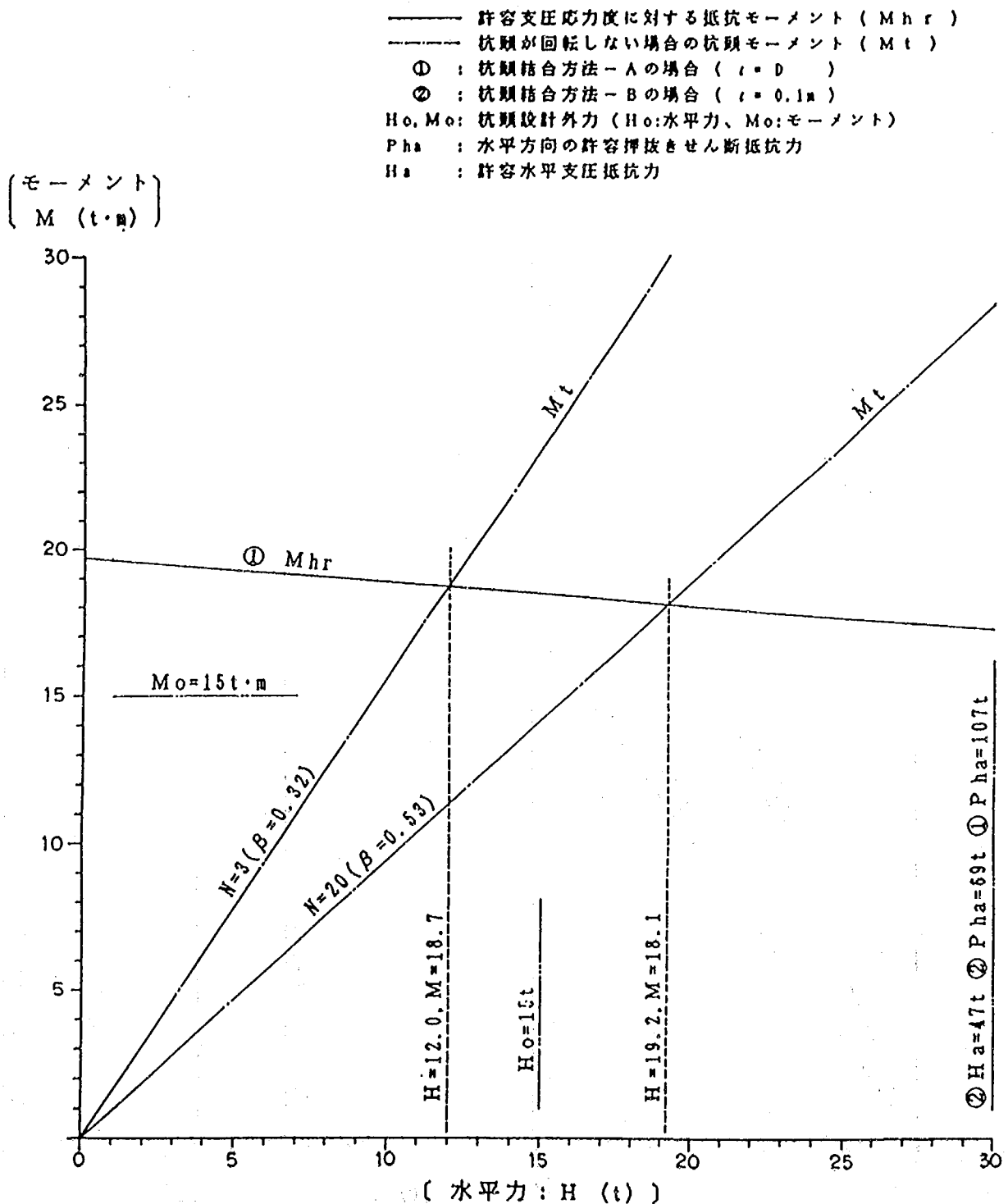


図-4・18 水平方向に対する許容抵抗力と抵抗モーメントの関係 (PHC杭 $\phi 500$)

杭頭部とフーチングの結合部の
設計法に関する検討

ISSN 0386-3077
土木研究所資料第3077号
平成4年3月(1992)

基礎研究室 室長 岡原美知夫
主任研究員 福井次郎
研究員 中谷昌一※1
田口敬二※2
藤村知広

※1 現 建設省大臣官房技術調査室 ※2 現 建設省九州地方建設省

要旨 杭基礎において、杭とフーチングの結合部は上部構造からの荷重を杭を通じて地盤に伝える部分であり、断面が急変して荷重が集中するために、設計施工上重要な部分のひとつである。本資料は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編（日本道路協会、平成2年2月）に規定された新しい杭とフーチングの結合法に対する設計照査法の充実を図るため実施した、杭とフーチングの結合部の引き抜き及び曲げ試験の結果を報告するとともに、新しい杭とフーチングの結合部の設計法及びそれに基づく試算結果を紹介するものである。

キーワード：杭頭結合法、設計照査法、引き抜き試験、曲げ試験

郵便はがき

は41円切手を
いって下さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3077号
杭頭部とフーチングの結合部の
設計法に関する検討 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

土木研究所資料第3077号