

土 木 研 究 所 資 料

上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの
耐力算定法に関する実験的研究

平成13年 2 月

国土交通省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, not 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。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの 耐力算定法に関する実験的研究

基礎研究室 室 長 福 井 次 郎
研 究 員 加 藤 秀 章^{*1}
研 究 員 白 戸 真 大
研 究 員 大 越 盛 幸
交流研究員 古 莊 伸一郎^{*2}
交流研究員 川 本 篤 志^{*3}

要 旨

平成8年に改訂された道路橋示方書では、フーチング上面側が主鉄筋となる場合には、曲げ耐力算定の有効幅は許容応力度法と同様に柱幅にフーチング有効高を加えたものを、せん断耐力の算定にははりとしてのせん断耐力式を用いるものとしている。その結果、これまで被災事例のほとんどないフーチングの配筋量が著しく増大しており、フーチング上面側が主鉄筋となる場合で設計が決まる事例もできている。

本資料では、基礎研究室において平成9年度から平成11年度に行ったディープビームおよびフーチングの上面側が主鉄筋となる場合の曲げ・せん断載荷実験の結果を報告するとともに、実験結果に基づき、上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの曲げおよびせん断耐力の算定法を新たに提案する。

キーワード：フーチング、ディープビーム、曲げ、せん断、上面側主鉄筋、載荷実験

^{*1} 平成11年3月まで在職 現 中部地方整備局長島ダム工事事務所

^{*2} 交流研究員在職期間（平成11年4月～平成12年3月）

^{*3} 交流研究員在職期間（平成12年4月～平成13年3月）

目 次

1. まえがき	1
2. 実験概要	2
3. 実験方法および実験結果	3
3.1 平成9年度実験	3
3.1.1 供試体および載荷方法	3
3.1.2 実験結果	8
3.1.3 実験値と計算値の比較	23
3.2 平成10年度実験	25
3.2.1 供試体および載荷方法	25
3.2.2 実験結果	35
3.2.3 実験値と計算値の比較	53
3.3 平成11年度実験	55
3.3.1 供試体および載荷方法	55
3.3.2 支承のモデル化	71
3.3.3 実験結果	72
3.3.4 実験値と計算値の比較による有効幅の検討	134
4. 曲げ・せん断に対する設計方法の提案	140
4.1 曲げ耐力の評価	140
4.2 せん断耐力の評価	142
5. 二次元非線形有限要素解析による検討	145
5.1 はじめに	145
5.2 構成則	145
5.2.1 コンクリートの構成則	145
5.2.2 鉄筋の構成則	151
5.3 試算モデルと有限要素モデル化	152
5.4 H10, H11 実験の解析による解析精度の確認	161
5.4.1 荷重－変位曲線の比較	161
5.4.2 ひびわれ、破壊進展状況について	171
5.5 さまざまな橋脚・杭基礎諸元を持つ橋脚フーチングのせん断スパンに関する試算	175
6. 結 論	183

参考資料

参考資料 1. 材料試験結果

- 1.1 平成9年度実験
- 1.2 平成10年度実験
- 1.3 平成11年度実験

参考資料 2. 平成11年度実験における下面鉄筋のひずみ分布

- 2.1 case1-1
- 2.2 case1-2
- 2.3 case2
- 2.4 case3

参考資料 3. 平成11年度実験における引張側支承定着筋のひずみ分布

- 3.1 計測位置
- 3.2 case1-1
- 3.3 case1-2
- 3.4 case2
- 3.5 case3

1. まえがき

現在の橋梁の耐震設計は地震時保有水平耐力法により行われている。そこでは、いわゆる損傷制御設計法や、キャパシティーデザインと呼ばれる設計概念が取入れられており、部材の非線型化によるエネルギー吸収を期待する損傷領域は、原則として橋脚基部に誘導するものとしている。これは、橋脚が非常にじん性に富む部材であること、また、他の部位が損傷を受ける場合より地震後の調査、復旧が容易であると考えられているためである。したがって、想定している部位に損傷を確実に誘導するために、たとえば橋脚基部に損傷を誘導する場合には、橋脚基部の曲げ耐力に相当する地震力が作用したときに基礎やフーチングは降伏耐力に達しないような耐力を有するように設計するものとしている。

橋梁が地震力を受けるとき、フーチングの杭基礎やケーソン基礎の頂版は、橋脚からの水平力の作用によりフーチング下面側が主鉄筋になる場合と、フーチング上面側が主鉄筋となる場合が存在する。このうち、下面側が主鉄筋になる場合は、柱および杭からの圧縮力の作用に対して設計することになる。橋梁基礎のフーチングは、部材として必要な厚さを確保するとともに、剛体とみなせる厚さを有するように設計されており、このような荷重状態に対しては、過去に RC ディープビームやディープスラブの載荷試験^{1) 2) 3)}が数多く行われており、圧縮力による曲げ、せん断耐荷機構は比較的よく分かっている。基礎研究室においても、フーチング部材の設計法を開発するために載荷試験^{4) 5)}を行ってきた。その結果、版としてのせん断耐力を把握し、平成 8 年道路橋示方書⁶⁾（以下、「H8 道示」という）には厚いはり部材としてのせん断耐力算定法、および版部材としての曲げ耐力算定法、および低鉄筋で厚い版部材としての押抜きせん断耐力算定法を導入している。

一方、上面側が主鉄筋となる場合には、躯体の終局耐力が作用したときの杭からの引張力の作用に対して設計することとなる。H8 道示以前のように設計地震力が小さいときには、死荷重の非常に大きい橋梁のような構造物の設計において、引張力による載荷状態が問題になることは生じなかった。このため、これまでにこのような荷重状態を想定した載荷実験が行われた例はほとんどなく、耐荷機構が明らかになっていない。したがって、H8 道路橋示方書においては、上面側が主鉄筋となる場合には、曲げおよびせん断耐力算定のための有効幅は許容応力度法と同様に柱幅にフーチング有効高を加えたものを、せん断耐力の算定式ははりとしてのせん断耐力式を用いるものとしている。この結果、フーチングはこれまで地震による被災事例がほとんどないにもかかわらず配筋量が著しく増大しており、フーチング上面側が主鉄筋となる場合で設計が決まる事例もでてきている。よって、フーチング上面側が引張りとなる場合での耐力の算定方法の確立が必要である。

そこで、基礎研究室では、平成 9 年度から平成 11 年度まで上面側が主鉄筋となる場合のディープビームおよびフーチングの曲げ、せん断載荷実験を行った。また、様々な橋脚断面、杭配置に一般的に適用可能なせん断スパンを検討するために橋脚・フーチング・杭全体系での非線形有限要素解析を行った。本資料では、これらの結果を報告するとともに、実験結果に基づき上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの耐力算定法を提案する。

2. 実験概要

平成9年度は、上面側が主鉄筋となるフーチングのせん断耐荷機構およびせん断耐力がせん断スパン比によりどのように変化するかを確認するため、フーチングの上面側が主鉄筋となる側を片持ちはりにモデル化し、せん断スパンをパラメータとして載荷実験を行った。また、上面側が主鉄筋となる場合でのせん断補強筋の効果を確認するために、せん断補強筋を配置した供試体での載荷実験も行った。なお、あらかじめ、線形弾性体でモデル化した線形 FEM 解析により、全体モデルと片持ちはりモデルとではフーチング内部での応力状態がほぼ一致することを確認している。

平成10年度では、平成9年度実験と同様の片持ちはりモデルを用いて、杭頭を模擬した定着部の改良を加えて載荷実験を行った。平成9年度同様、せん断スパン比と、せん断補強鉄筋の有無をパラメータにして実験を行っている。

平成11年度では、フーチング上面側が主鉄筋となる場合での、版としての破壊形態を確認するため、供試体を橋脚・フーチング・杭の3次元モデルとして載荷実験を行った。フーチングのせん断耐力に関しては、せん断スパンをパラメータにして実験を行った。また、せん断破壊を想定したモデルに加え、平成11年度では、曲げ破壊を想定したモデルでの載荷実験も行っている。これは、上面側が主鉄筋となる場合での曲げに対する有効幅を確認することを目的として行ったもので、同じ形状の供試体2体において鉄筋量を一定とし、配筋間隔をパラメータとして設定し、配筋間隔による有効幅の変化について実験を行った。

3 実験方法および実験結果

3.1 平成9年度実験

3.1.1 供試体および載荷方法

供試体は、パラメトリックな実験を行うだけの供試体数を確保するため、橋脚柱と片側のフーチングを模した形状とし、図-3.1.1に示すように実物を反時計回りに90度回転させた状態で床に固定した。

この供試体形状は、事前に図-3.1.2に示すような、平面ひずみ要素を用いて線形弾性体でモデル化した線形FEM解析により簡略化した形状の検討を行って決めたものである。上面側が主鉄筋となる場合であっても、ディープビーム的な耐荷機構を持つ場合は、ひびわれにより圧縮主応力分布や方向が大きく変化することはないと考えられるため、ここでは簡単のために線形解析とした。図-3.1.2に各要素の主応力方向および大きさをベクトル図で示す。フーチング片側のモデルとフーチング全体のモデルとを比較し、片側モデルでもフーチング内部に生じる圧縮主応力状態は再現できることを確認した。

各実験ケースの供試体諸元を表-3.1.1に示す。実験ケースは、せん断スパン比に着目しせん断スパンを変化させた4ケースと、CASE-1にせん断補強筋（スターラップ）を配置したCASE-5、およびCASE-1と同形状の供試体を圧縮方向に載荷するCASE-6の計6ケースとした。なお、ここでは、せん断スパンをアンカー筋の位置（載荷位置）から柱前面までの距離としている。

表-3.1.1 実験ケース

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	CASE-6
せん断スパン比 a/d	1.0	0.5	2.0	2.5	1.0	1.0
せん断スパン $a(\text{mm})$	600	300	1200	1500	600	600
有効高さ $d(\text{mm})$	600					
引張鉄筋比	0.84% (D25-5本)					
せん断補強筋	なし				D22-6本	なし
荷重状態	フーチング上面側引張					下面側引張

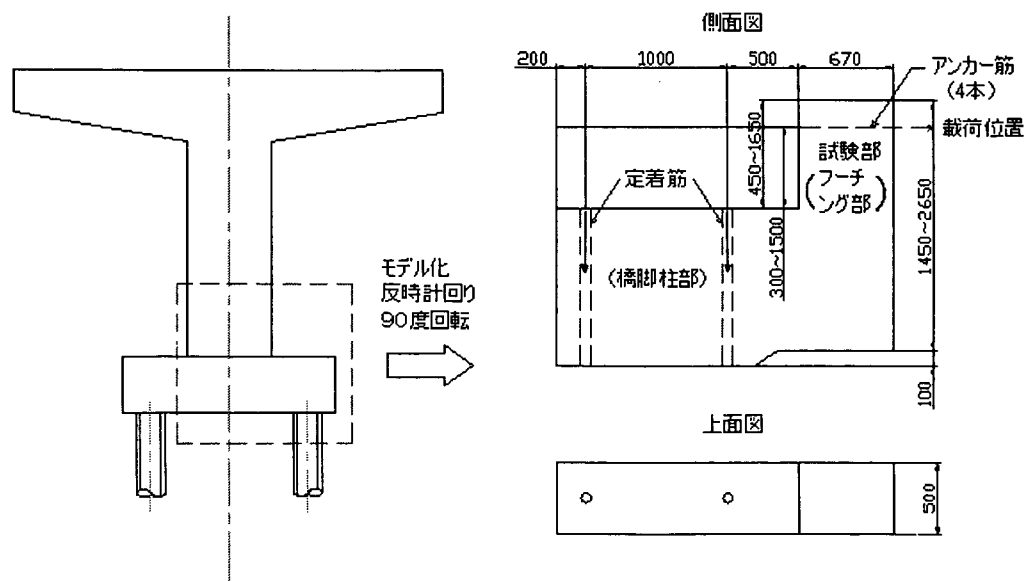
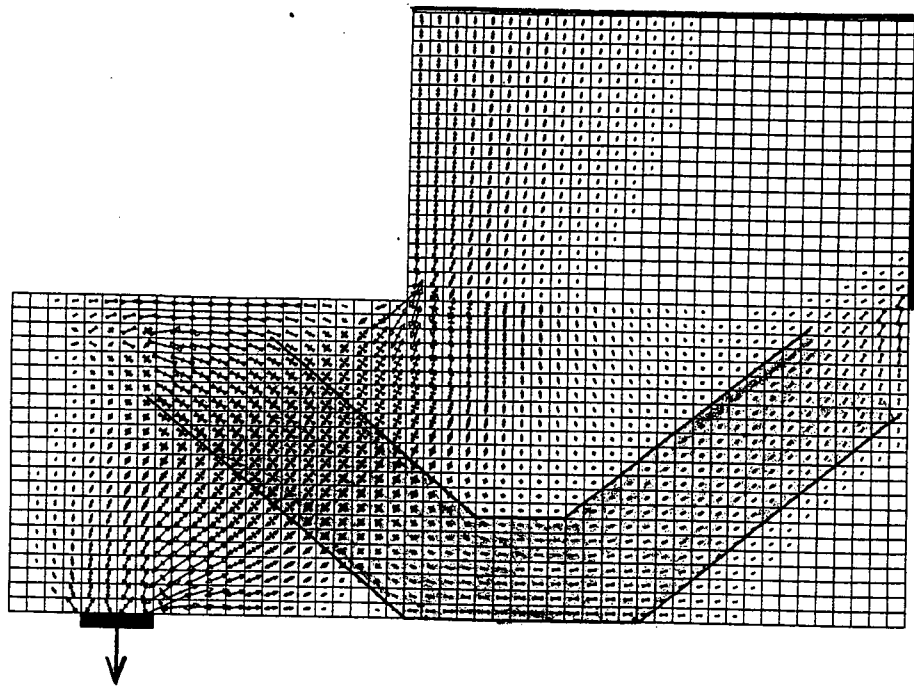


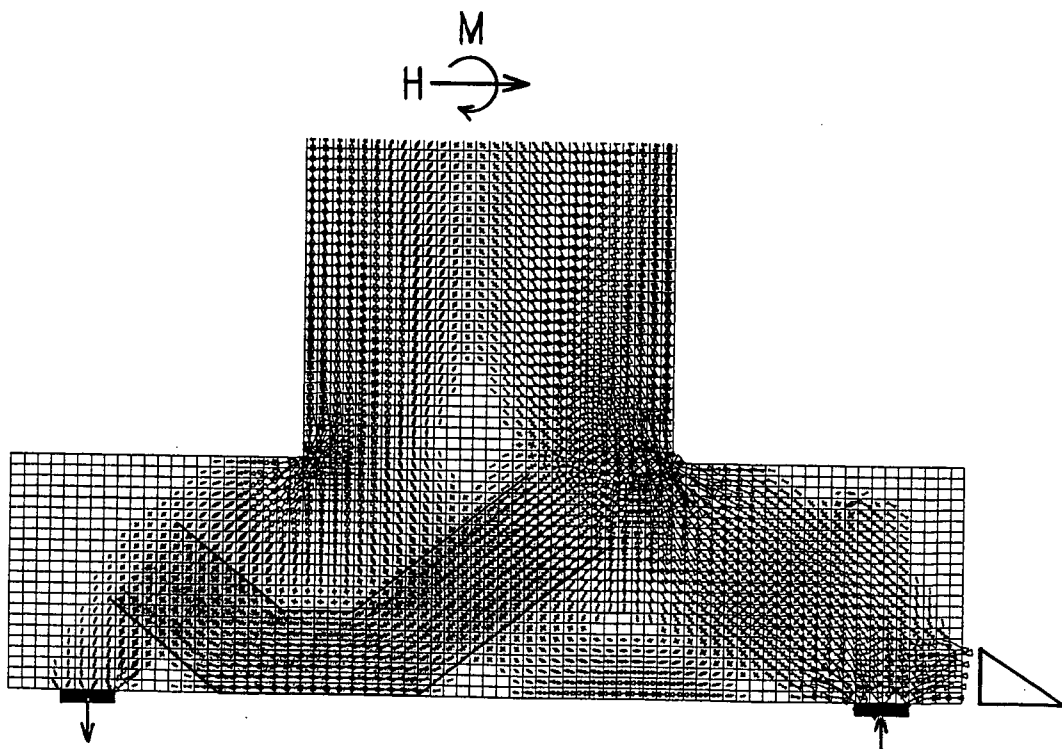
図-3.1.1 供試体形状図



変位拘束
(境界条件)

片持ち梁モデルでの FEM 解析結果

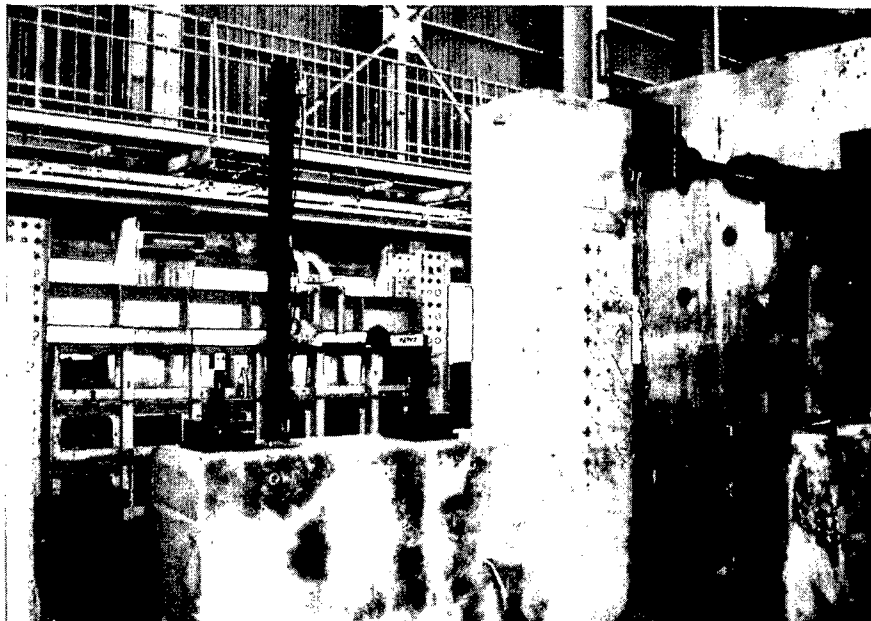
(図中のハッチングは解析結果から推定されるフーチング内部の圧縮ストラットの位置を示す。)



全体モデルでの FEM 解析結果

図-3.1.2 線形 FEM 解析による検討

載荷実験の全景を写真－3.1.1 に示す。



写真－3.1.1 載荷実験状況

計測項目は載荷荷重、載荷点位置での変位、供試体の各点での鉄筋ひずみとした。計測点数を表－3.1.2 に示す。鉄筋ひずみゲージ位置を図－3.1.3～3.1.5 に、また、変位計位置は図－3.1.3～3.1.5 にあわせて示した。

表－3.1.2 計測点数

	鉄筋ひずみ	供試体変位	載荷荷重
CASE－1	16 点	1 点	1 点
CASE－2	16 点	1 点	1 点
CASE－3	16 点	1 点	1 点
CASE－4	16 点	1 点	1 点
CASE－5	18 点	1 点	1 点
CASE－6	16 点	2 点	1 点

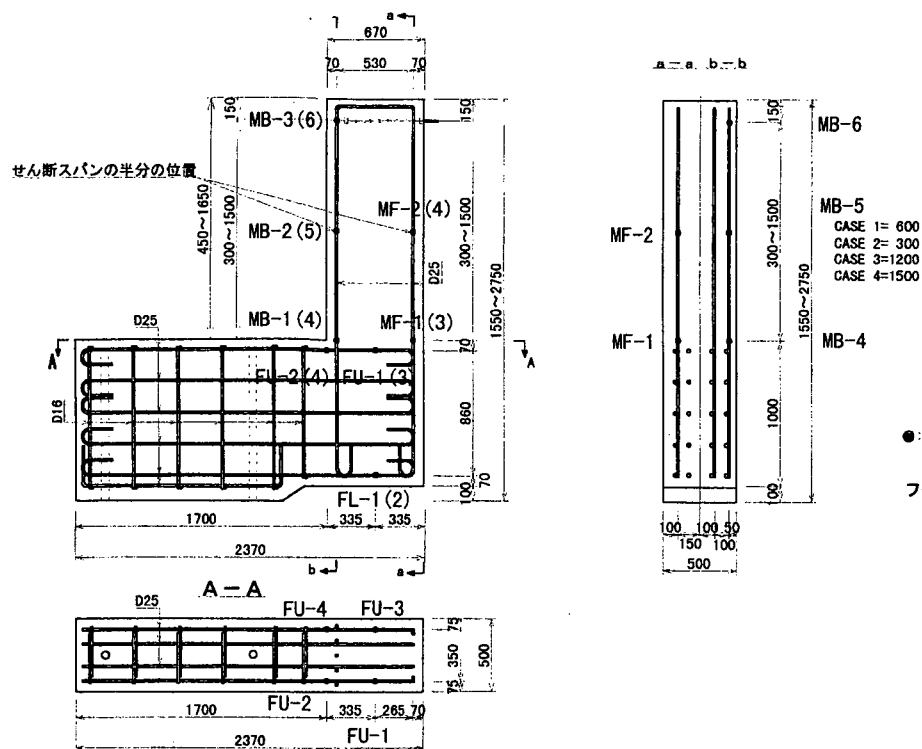


図-3.1.3 鉄筋ひずみゲージ位置図 (CASE-1~4)

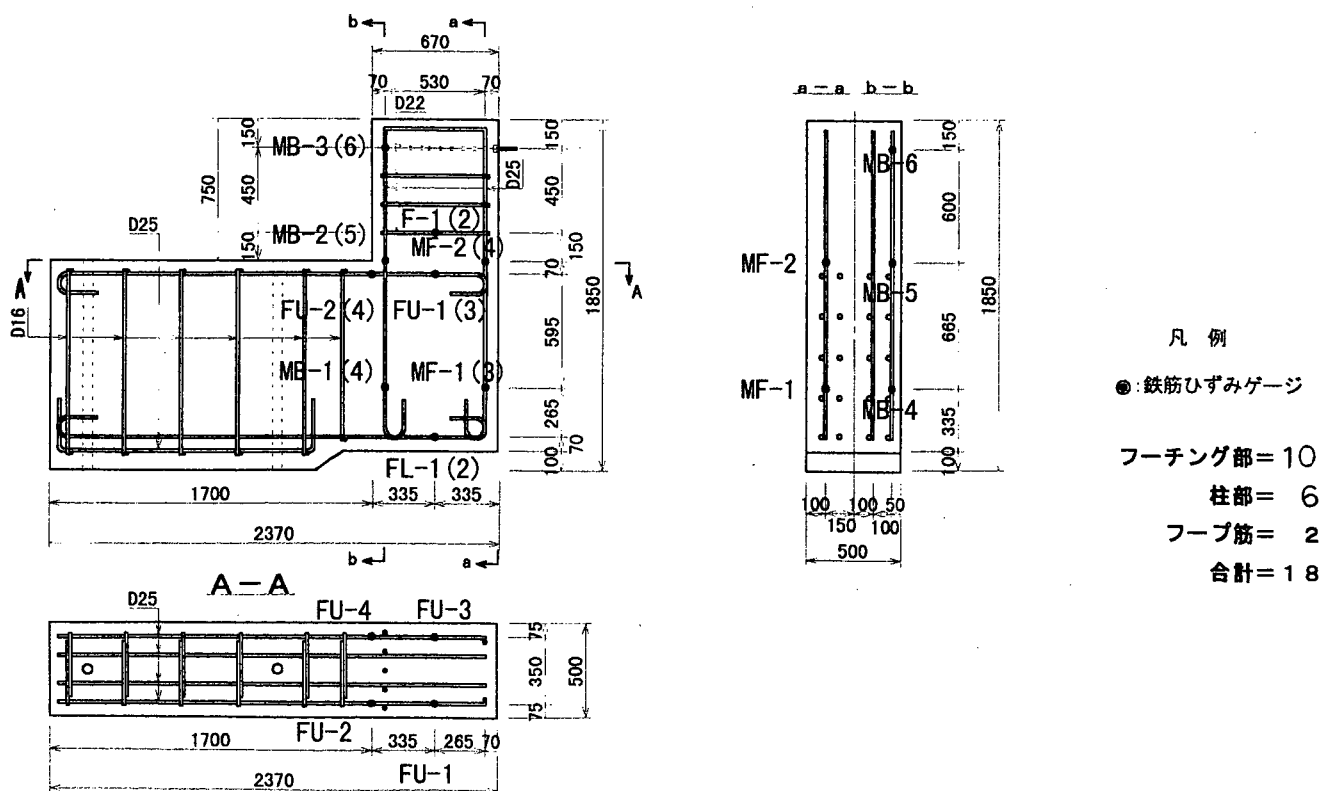
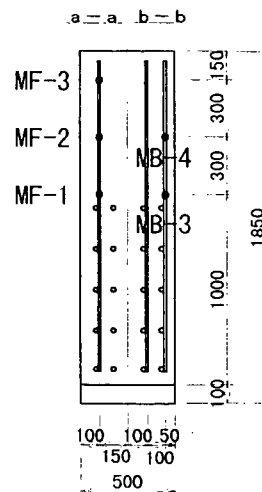
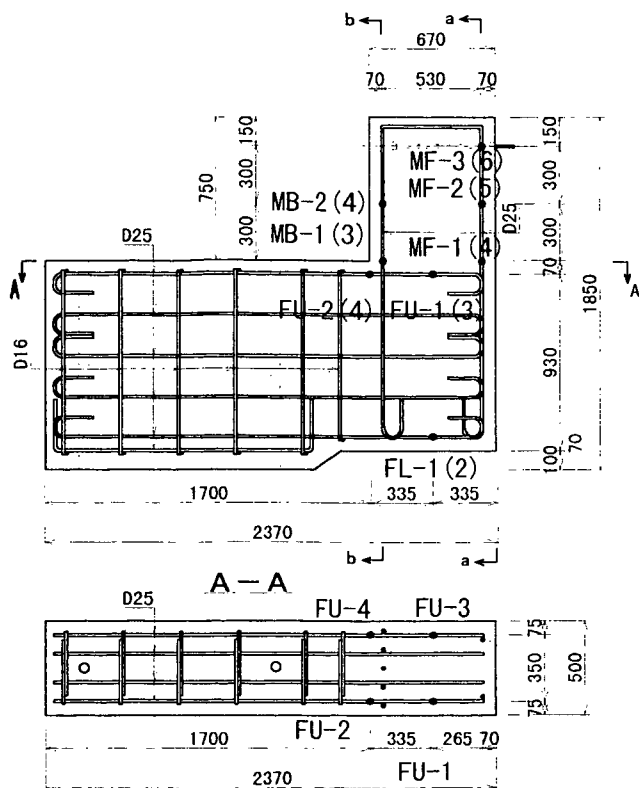


図-3.1.4 鉄筋ひずみゲージ位置図 (CASE-5)



凡 例

●: 鉄筋ひずみゲージ

フーチング部 = 10 点

柱部 = 6 点

合計 = 16 点

図-3.1.5 鉄筋ひずみゲージ位置図 (CASE-6)

3.1.2 実験結果

各ケースの載荷実験および材料試験結果を表-3.1.3、載荷点の荷重-変位曲線を図-3.1.6に示す。

供試体損傷進行状況の例として、せん断破壊したと考えられる CASE-4 の例を図-3.1.7に示す。まず、載荷初期段階の 69kN で柱とフーチングの付け根部分に引張によるひびわれ①が生じる。その後、荷重が増加するにつれて、フーチング上面側（引張側）に曲げひびわれ②～③が発生する。167kN では、曲げひびわれに加えて、柱とフーチングの接合部で柱前面位置の圧縮縁と柱基部圧縮縁を結ぶ線上に斜め方向のせん断ひびわれ④が生じる。その後 235kN で、⑤のようにフーチング引張杭位置の上面からフーチング基部圧縮縁へ向かうせん断ひびわれ、また方向を変え④のように柱圧縮縁へ向けての接合部でのせん断ひびわれが生じて、アーチ状の形となり、さらにフーチング主鉄筋に沿うひびわれ⑥が生じ急激に破壊し最大荷重となっている。このように、杭の引抜き力による場合も、押込み力による下側が引張りになる場合と同様に、フーチング基部圧縮縁に向かい、さらに柱圧縮縁に向って方向を変えるひびわれが生じるというディープビームとしてのせん断破壊挙動を示すことがわかる。

表-3.1.3 載荷実験および材料試験結果

		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	CASE-6
載荷実験結果	せん断スパン比 a/d	1.0	0.5	2.0	2.5	1.0	1.0
	せん断スパン $a(\text{mm})$	600	300	1200	1500	600	600
	最大荷重時変位 (mm)	2.20	2.00	5.95	10.10	31.30	7.88
	最大荷重 (kN)	380	514	249	239	474	808
材料試験結果	コンクリート強度 (N/mm^2)	23.5	26.0	27.3	27.1	26.9	29.5
	フーチング・柱主鉄筋降伏点 (N/mm^2)	361.3					
	フーチング・柱主鉄筋降伏ひずみ (μ)	1884					
	フーチングせん断補強鉄筋降伏点 (N/mm^2)	なし				369.3	なし
	フーチングせん断補強鉄筋降伏ひずみ (μ)	なし				1972	なし

その他の材料試験結果は参考資料 1.1 を参照のこと。

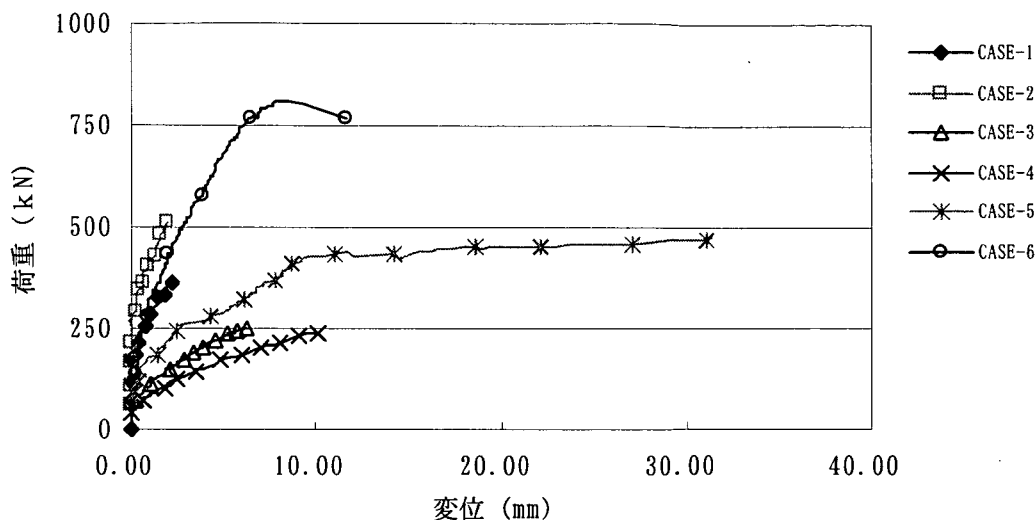


図-3.1.6 荷重-変位曲線

実験終了後のひびわれ状況図を図-3.1.8~3.1.13、実験終了後の供試体を写真-3.1.2~3.1.6、フーチング引張側の鉄筋ひずみを図-3.1.14~3.1.19に示す。凡例のひずみゲージ番号は、図-3.1.3~3.1.5のゲージ位置に対応している。CASE-1, 3 および 4 に関しては図-3.1.8, 10, 11 の破壊状況、および図-3.1.14, 3.1.16, 3.1.17 より最大荷重時にフーチング主鉄筋は降伏していないことからせん断で破壊したものと考えられる。CASE-2 および CASE-5 は図-3.1.9, 3.1.12 の破壊状況より、両ケースとも載荷点でのアンカー一定着部分が大きく欠損しており、事前に想定していなかったアンカー筋定着部の引抜きせん断破壊と判定される。よって、同形状の CASE-1 と CASE-5 のせん断補強筋の有無による比較を単純に行うことは困難である。フーチング下面側が主鉄筋となる CASE-6 では、図-3.1.19 の鉄筋ひずみより、フーチング下面鉄筋が降伏しているのが分かる。図-3.1.8~3.1.13 のひびわれ状況から、フーチング下面側が主鉄筋となる CASE-6 ではせん断ひびわれが柱部下端の圧縮縁(図中 B 点)に向っているのに対し、フーチング上面側が主鉄筋となる CASE-1~5 では、いずれも柱下前面位置でのフーチング下面(図中 A 点)より内側に向っており、見かけ上のせん断スパンが長くなる傾向にあることがわかる。

事前に行った FEM 解析結果(図-3.1.2)と実験でのひびわれ状況(図-3.1.8~3.1.12)との比較を行う。FEM ではフーチング内部に生じる圧縮領域は引張杭上部から柱前面位置でのフーチング下面へと流れている。一方、実験では、引張力により生じるひびわれがほぼ同様の位置に生じており、全体的には、事前予測どおりの破壊形態となっており、非対称の片側モデルでも引張杭を有するフーチングの応力状態が再現できたものと言える。しかし、この供試体には、載荷点でのアンカー筋の定着方法やフーチング下面側や柱部分での引張に耐え得る配筋方法等の改良が必要であった。

NO.	載荷荷重 (kN)	変 位 (mm)	コ メ ン ト
1	68.67	0.35	柱フーチング接合部にひびわれ①
2	117.72	2.10	フーチング上面にひびわれ②
3	137.34	3.15	フーチング上面にひびわれ③
4	166.77	4.65	柱接合部ひびわれ発生④
5	235.44	9.40	フーチングせん断ひびわれ⑤
6	239.07	10.1	最大荷重⑥
7	0.0	23.85	実験終了

※上表は、CASE-4 ひびわれ状況図をもとにひびわれ発生状況を整理したものである。なお、載荷荷重は重力単位系 (tf) から SI 単位系に変換している。

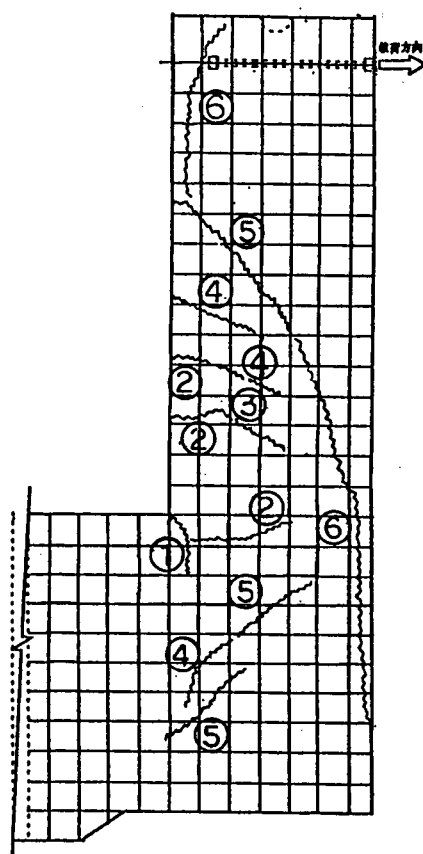
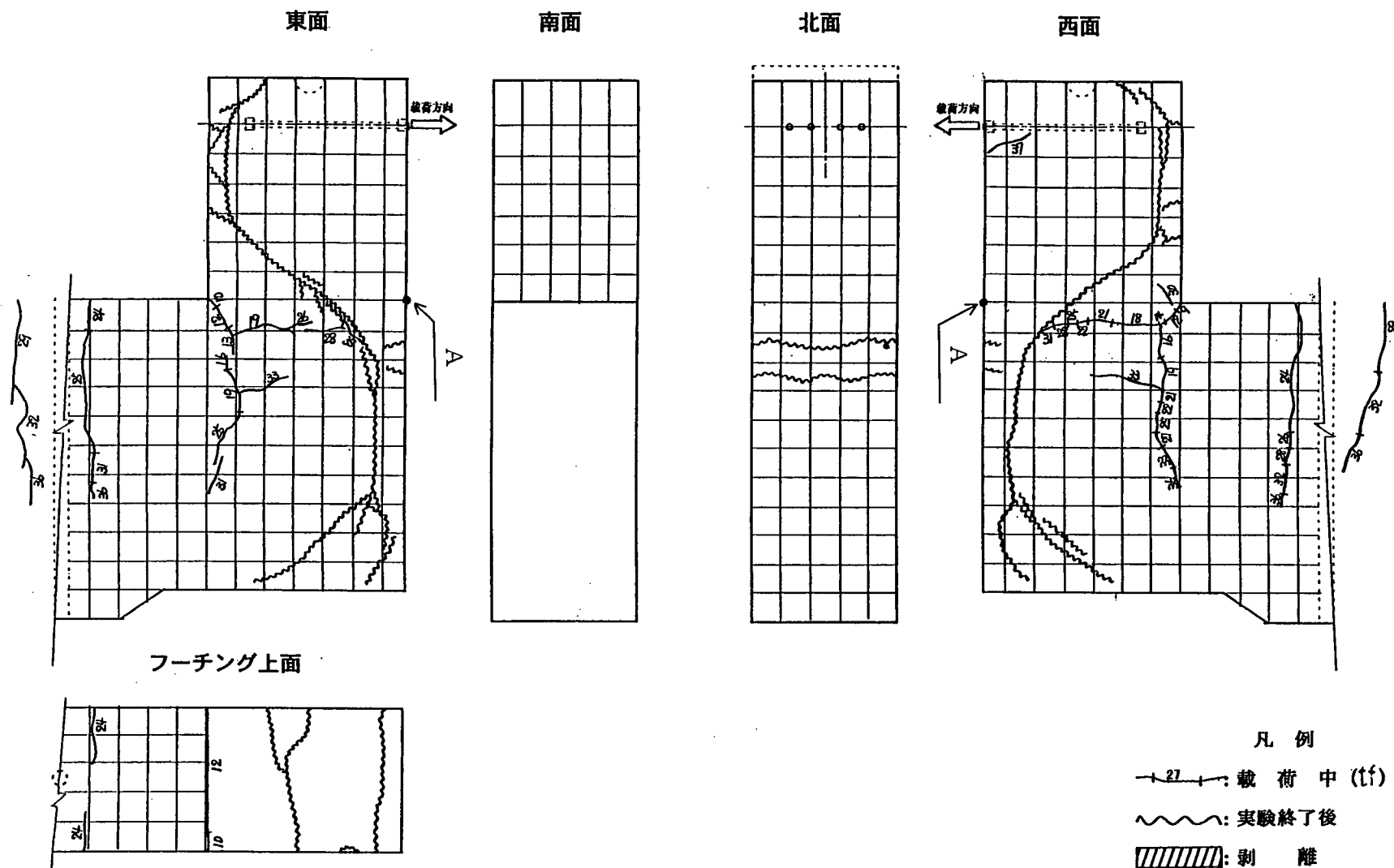


図-3.1.7 CASE-4 破壊進展状況



* 図中の数値はその位置でひびわれが生じた際の載荷荷重 (tf) を示す。

図-3.1.8 ひびわれ状況図 (CASE-1)

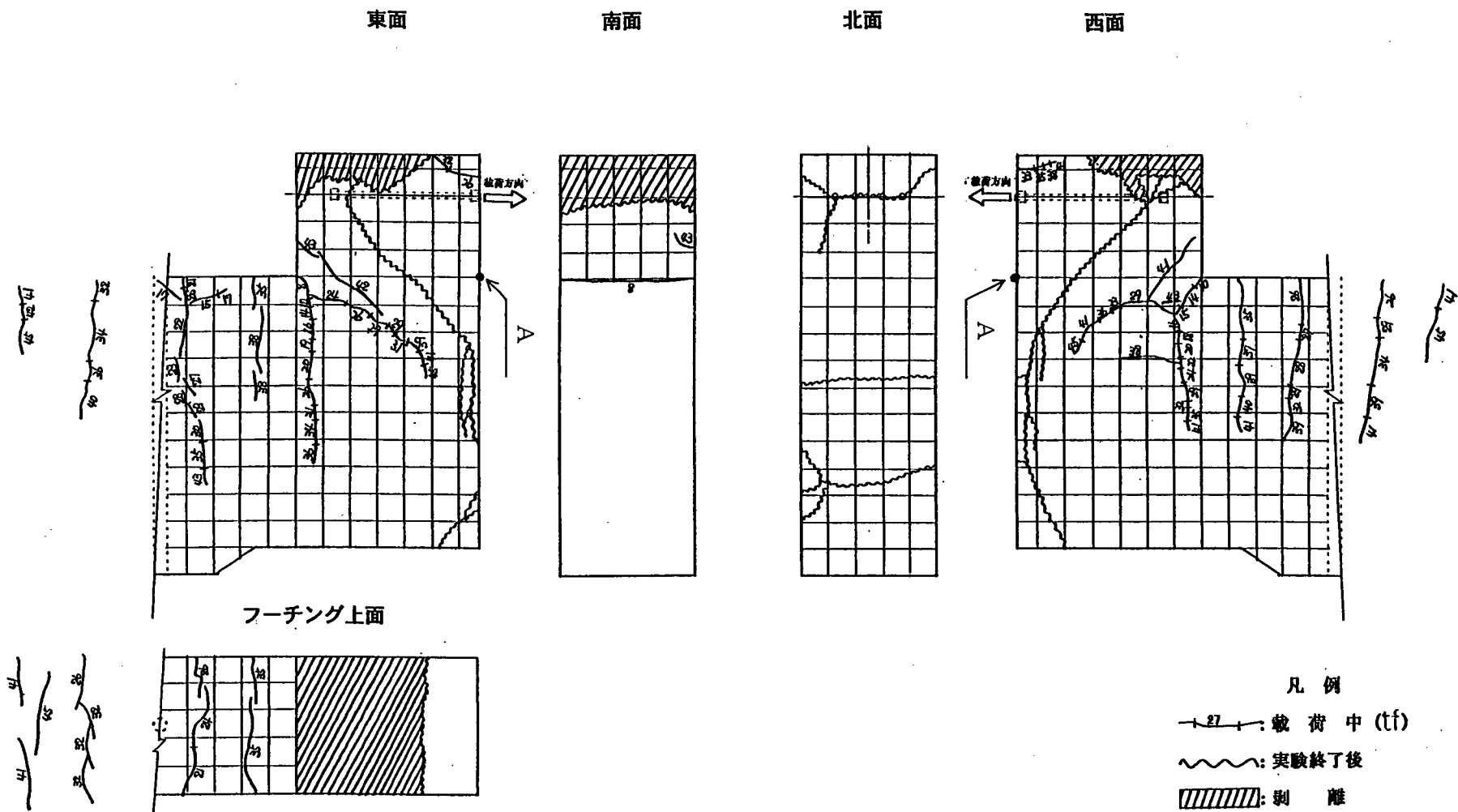


図-3.1.9 ひびわれ状況図 (CASE-2)

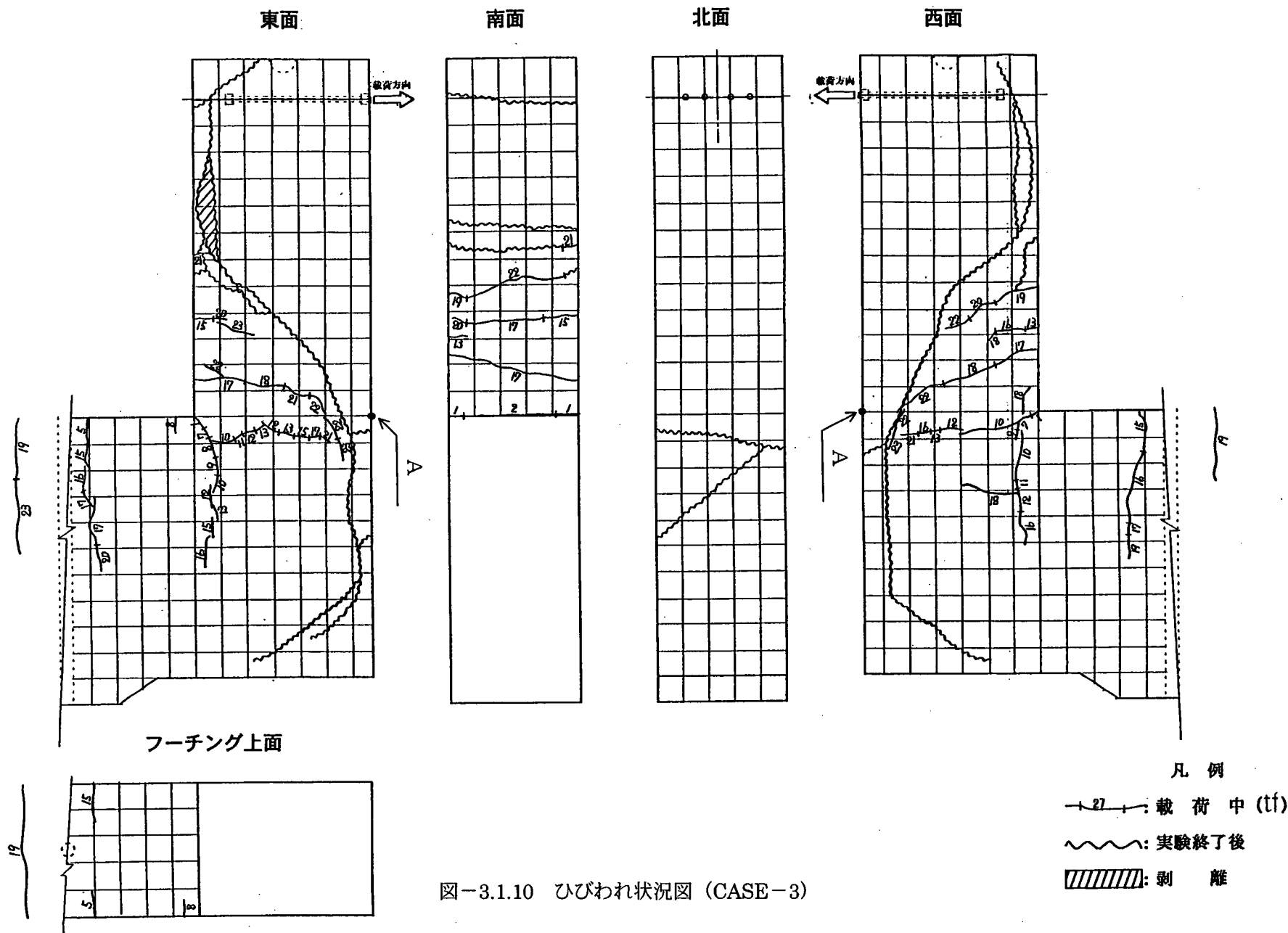


図-3.1.10 ひびわれ状況図 (CASE-3)

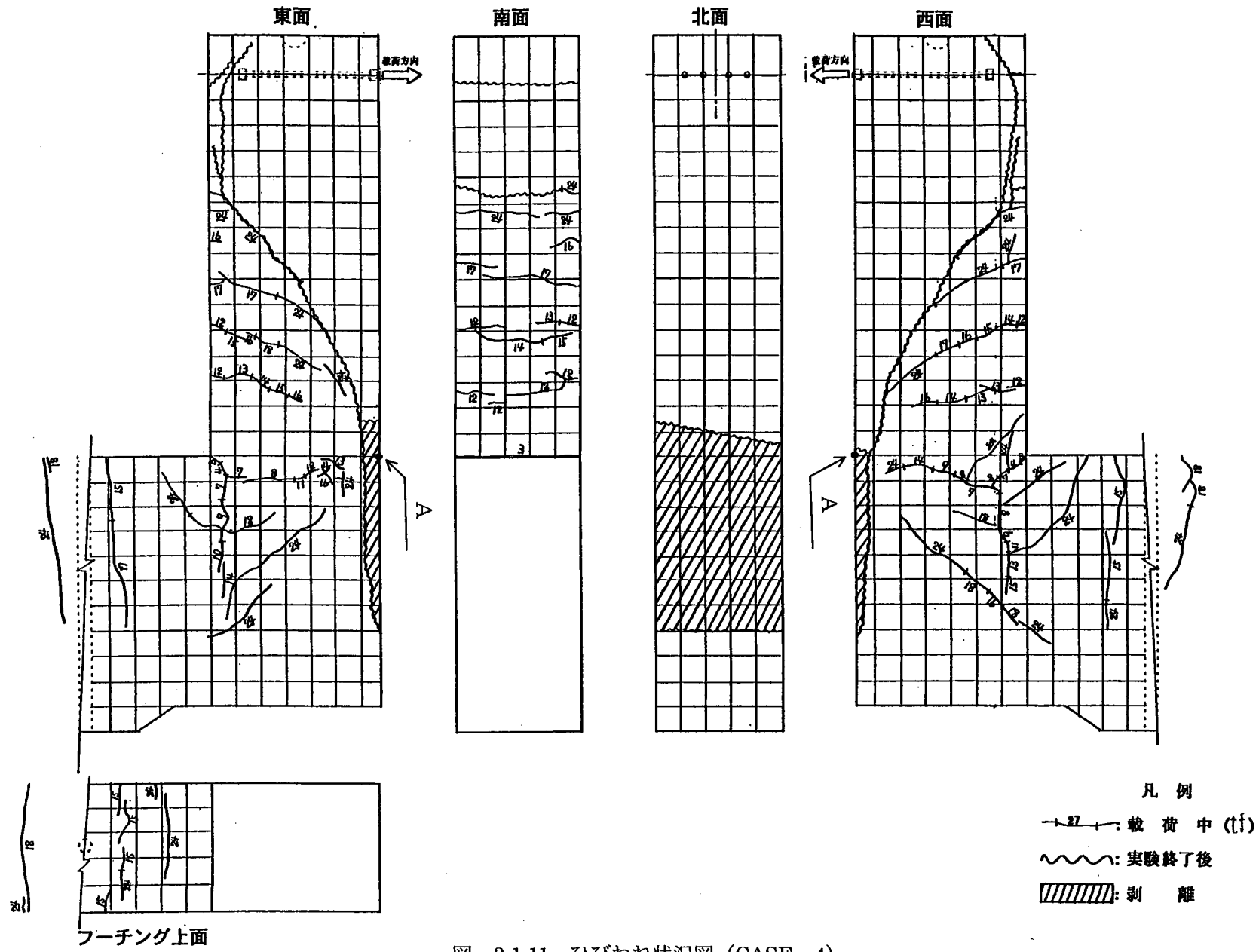


図-3.1.11 ひびわれ状況図 (CASE-4)

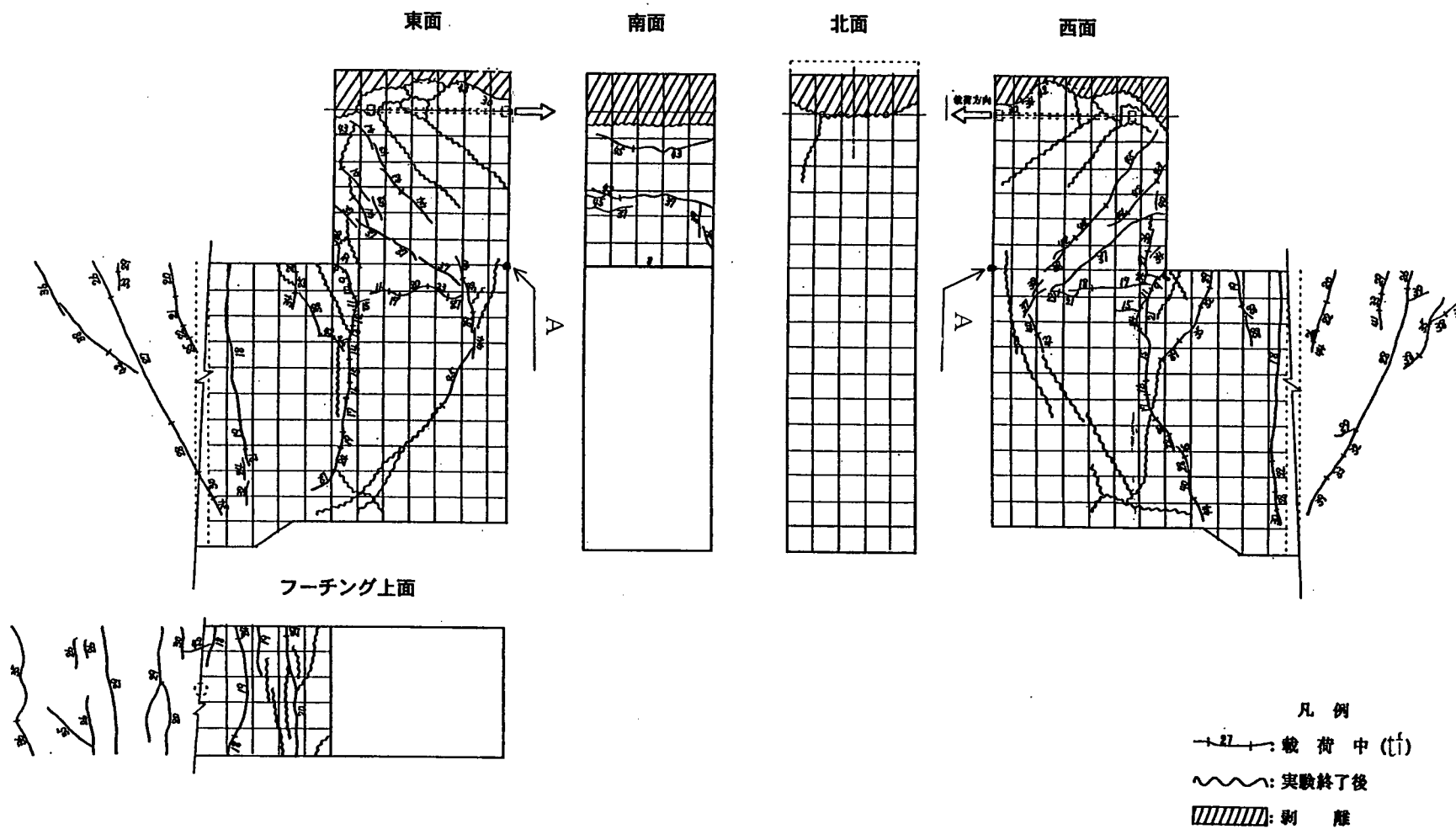


図-3.1.12 ひびわれ状況図 (CASE-5)

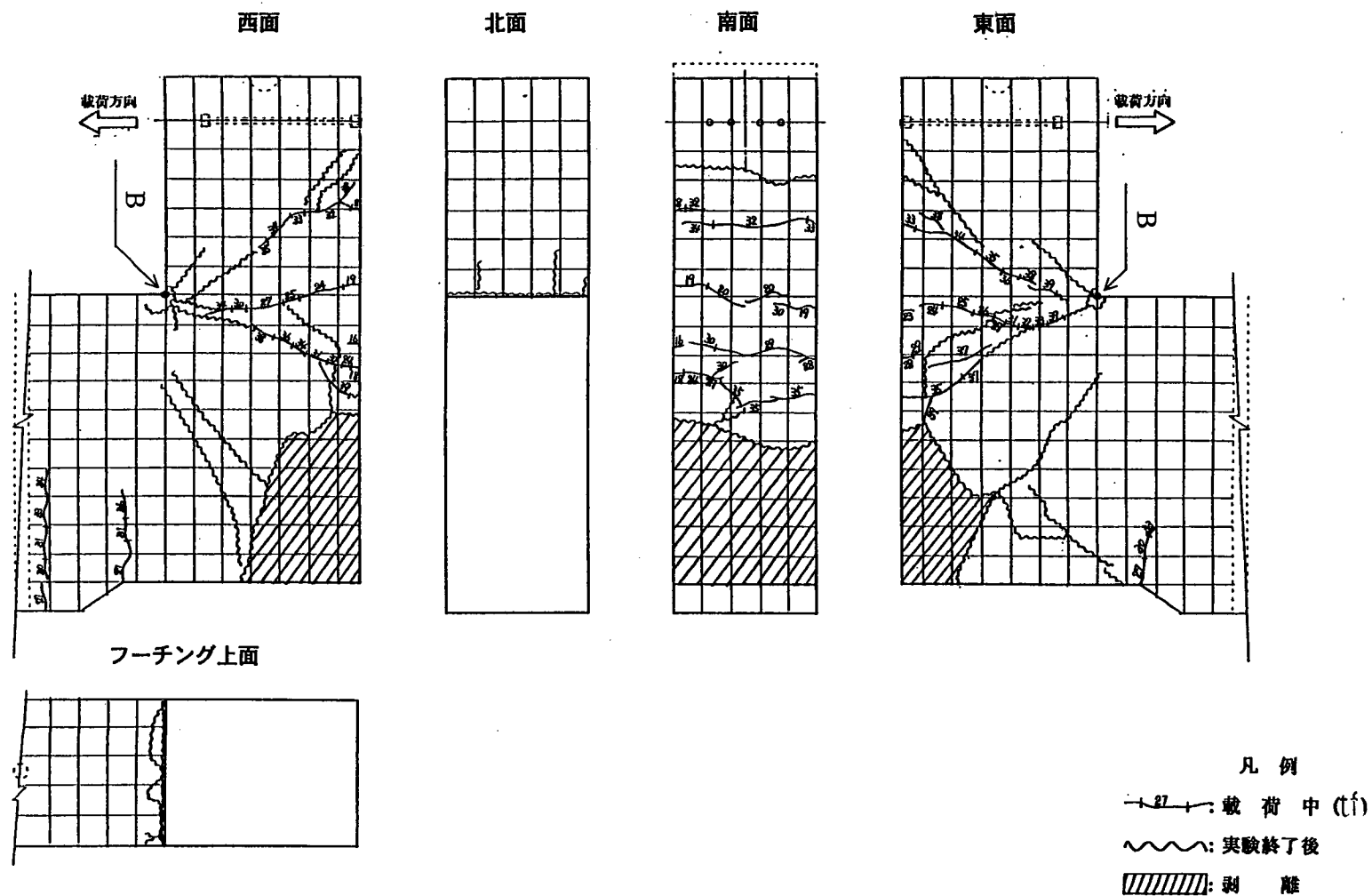


図-3.1.13 ひびわれ状況図 (CASE-6)



写真-3.1.2 CASE-1 実験終了後



写真-3.1.3 CASE-2 実験終了後

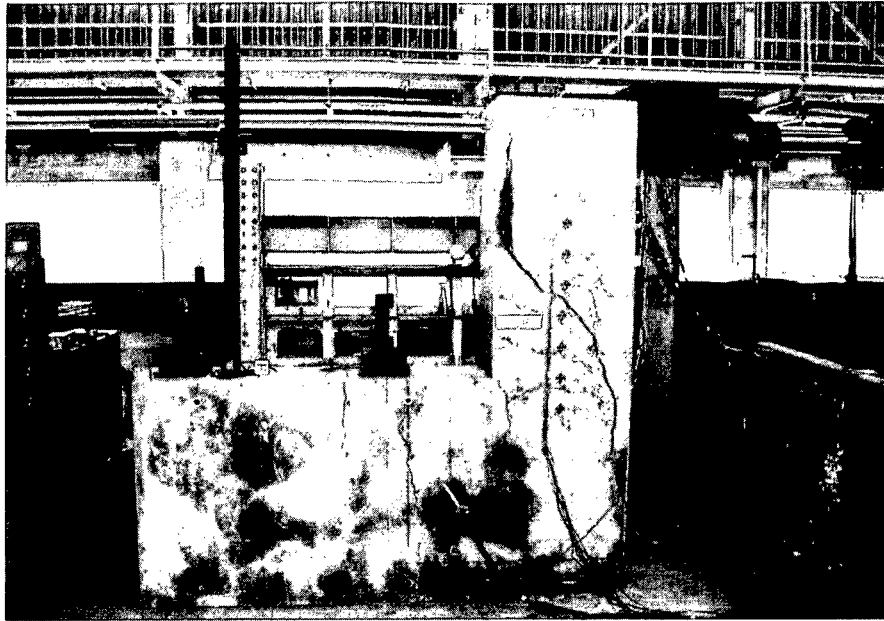


写真-3.1.4 CASE-3 実験終了後



写真-3.1.5 CASE-4 実験終了後



写真-3.1.6 CASE-5 実験終了後

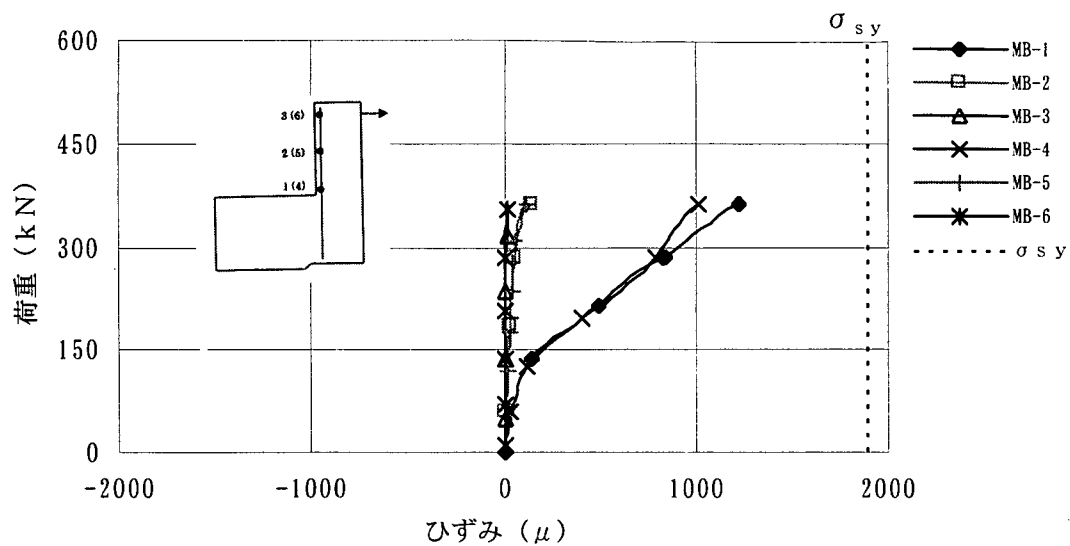


図-3.1.14 CASE-1 荷重-鉄筋ひずみ (フーチング上面)

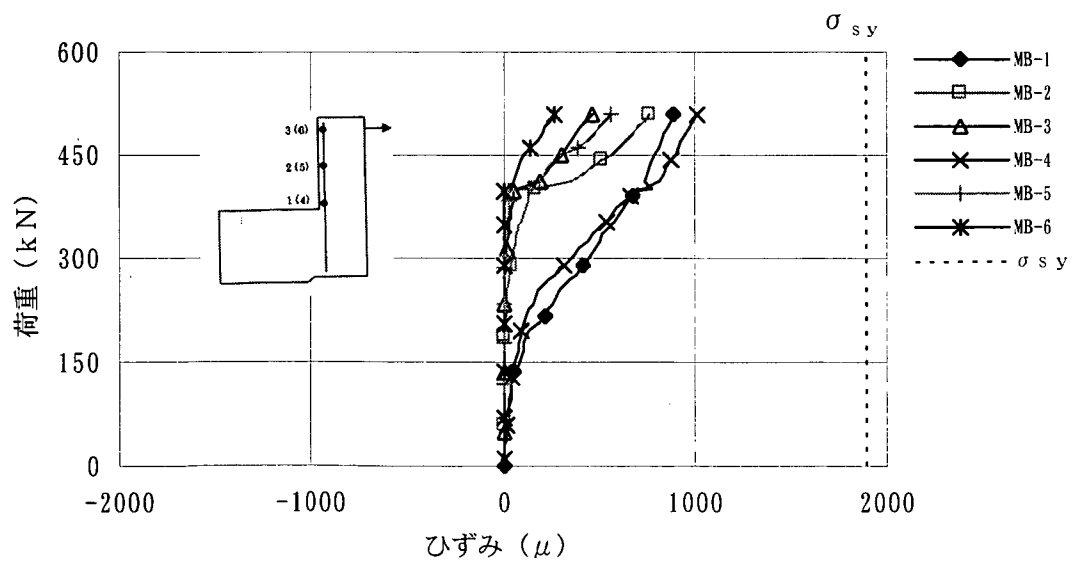


図-3.1.15 CASE-2 荷重-鉄筋ひずみ (フーチング上面)

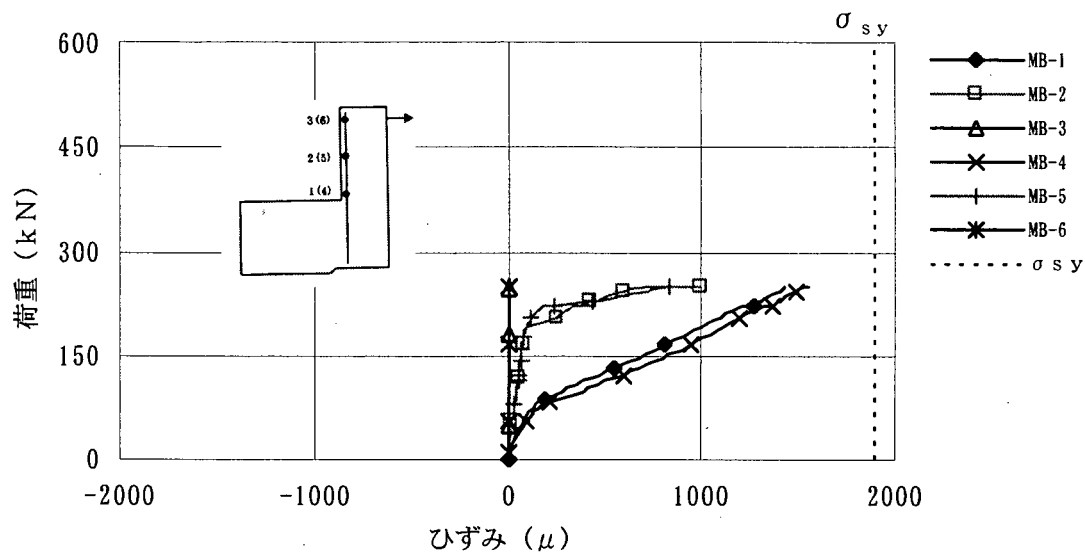


図-3.1.16 CASE-3 荷重-鉄筋ひずみ (フーチング上面)

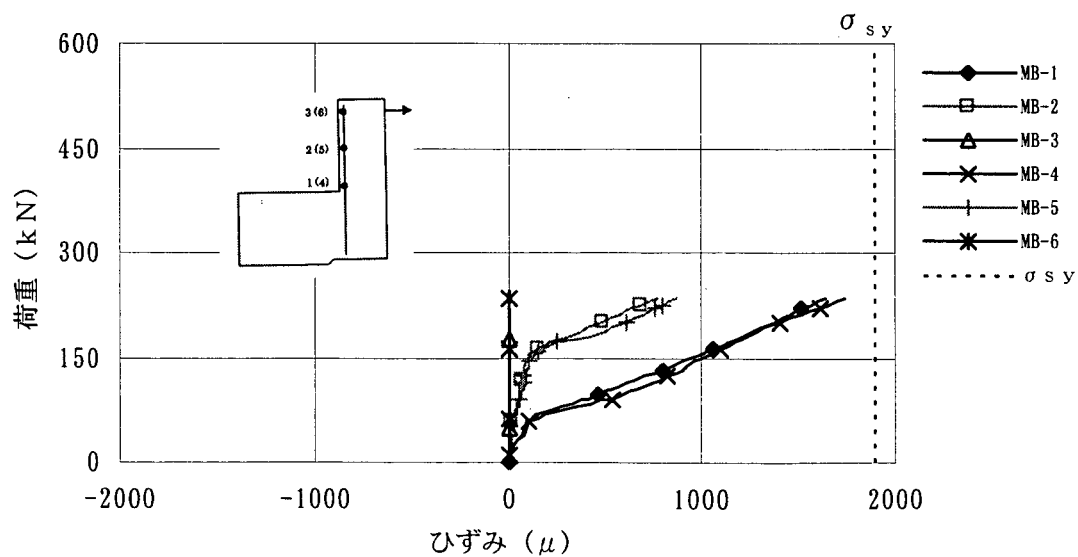


図-3.1.17 CASE-4 荷重-鉄筋ひずみ (フーチング上面)

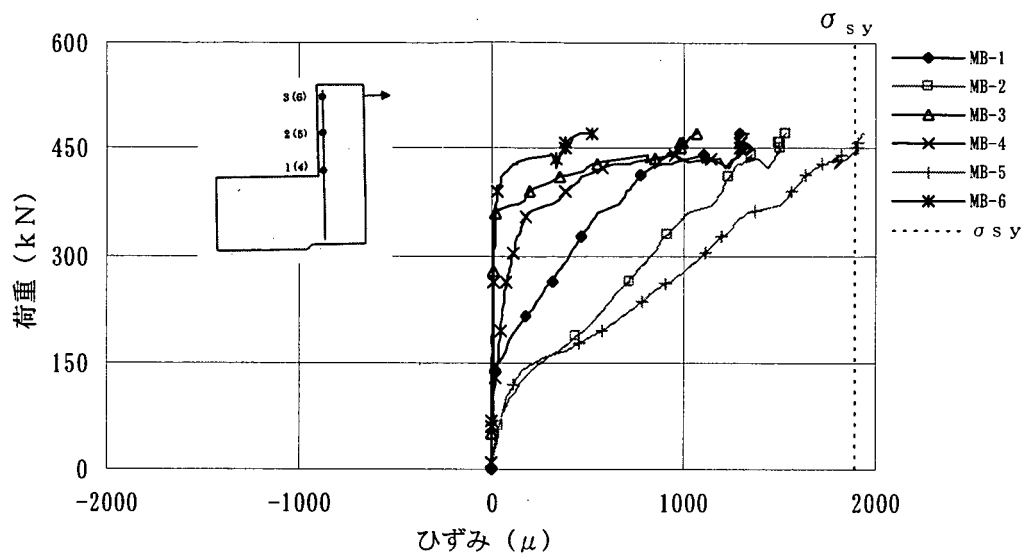


図-3.1.18 CASE-5 荷重-鉄筋ひずみ（フーチング上面）

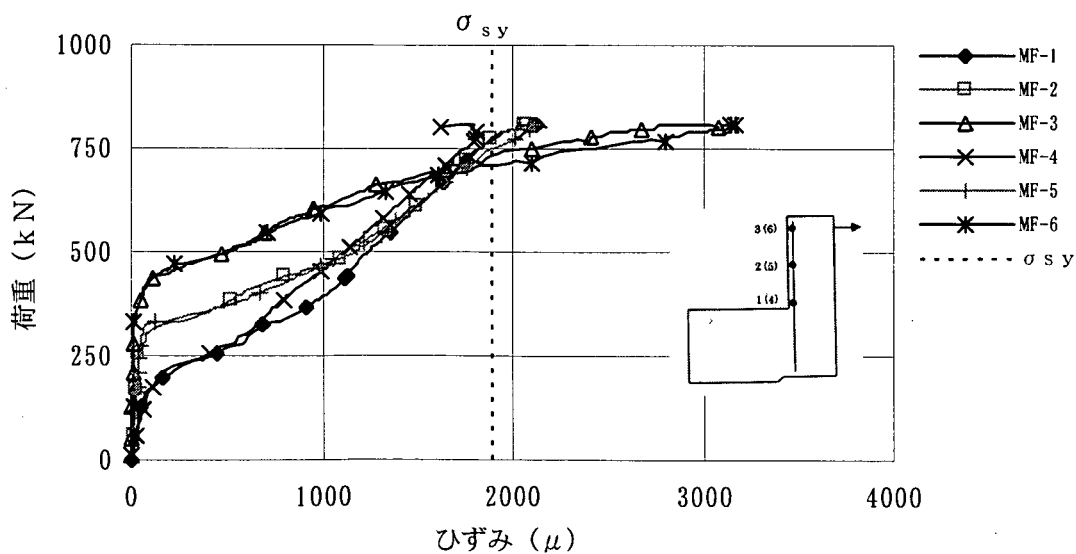


図-3.1.19 CASE-6 荷重-鉄筋ひずみ（フーチング下面）

3.1.3 実験値と計算値の比較

平成9年度実験でのせん断耐力の計算値と実験値との比較を表-3.1.4に示す。計算によるせん断耐力は、平成8年版道路橋示方書ⅣのRCはりのせん断耐力算定式により算定した。ここでは、斜引張鉄筋およびせん断スパンの影響を考慮せず、材料強度は表-3.1.3に示す材料試験結果より得られた値を用いている。

図-3.1.20にせん断スパン比と実験値 Se / 計算値 Sc (せん断耐力) の関係を示す。3.1.2に示したように、6ケースの破壊状況は、CASE-1, 3, 4 はフーチング部のせん断破壊であった。CASE-2 および CASE-5 はアンカー筋定着部の引抜きせん断破壊、CASE-6 はフーチング部と橋脚柱部の接続部での引張破壊と考えられるため、実際のせん断耐力はもっと大きいことを表わすために上向きの矢印を示した。これより、せん断スパン比が小さくなると、実験値 / 計算値が増加しているのが分かる。また、 $a/d > 2.0$ では、実験値 / 計算値が一定となっている。

CASE-6 と CASE-1 との比較から、上面側が主鉄筋の場合は下面側が主鉄筋の場合よりせん断耐力は小さくなる。せん断補強筋を配置した CASE-5 では、せん断破壊に至る前に引抜きせん断破壊となったため定量的な比較はできないが、CASE-1 に比べ約 25% 最大荷重が大きくなっており、上面側が主鉄筋の場合でもせん断補強筋の効果があることが考えられる。

表-3.1.4 せん断耐力との比較

		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	CASE-6
せん断スパン比	a/d	1.00	0.50	2.00	2.50	1.00	1.00
引張鉄筋比	$Pt(\%)$	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
せん断スパン	$a(mm)$	600	300	1200	1500	600	600
部材幅	$b(mm)$	500	500	500	500	500	500
有効高さ	$d(mm)$	600	600	600	600	600	600
せん断補強鉄筋比	$\rho_w(\%)$	—	—	—	—	1.03	—
コンクリートの圧縮強度	$\sigma_{ck}(N/mm^2)$	23.5	26.0	27.3	27.1	26.9	29.5
フーチング・柱主鉄筋降伏強度	$\sigma_{sy}(N/mm^2)$	361.3	361.3	361.3	361.3	361.3	361.3
荷重交番作用の影響	C_c	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
有効高に関する補正	C_e	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23
引張鉄筋比に関する補正	C_{pt}	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
軸方向圧縮力による補正	C_n	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c(N/mm^2)$	0.343	0.351	0.356	0.355	0.354	0.363
せん断耐力	$Sc(kN)$	178	182	184	184	183	188
実験値							
最大作用せん断力	$Se(kN)$	380	514	249	239	474	808
実験値 / 計算値							
Se/Sc		2.14	2.83	1.35	1.30	2.59	4.31

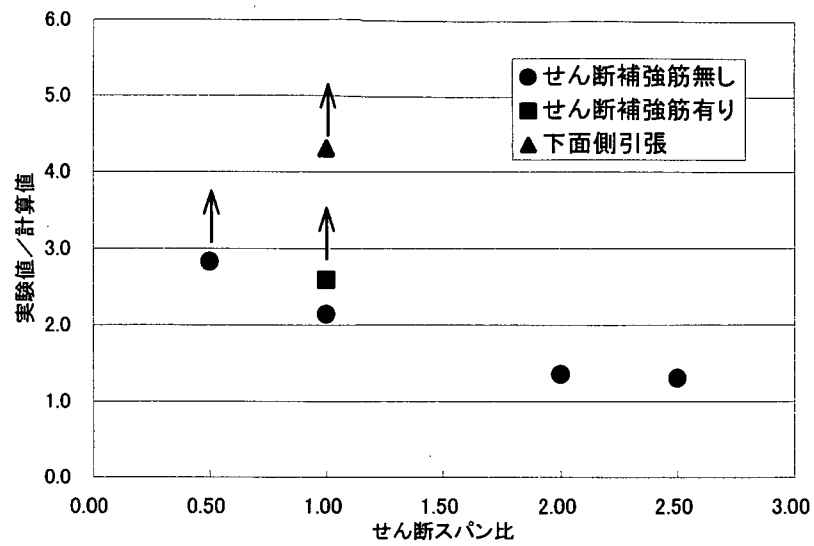


図-3.1.20 せん断スパン比と実験値（せん断耐力）の関係

3.2 平成 10 年度実験

3.2.1 供試体および載荷方法

平成 9 年度実験より、橋脚柱と片側のフーチングをモデル化した供試体による載荷実験でもフーチング内部の応力状態を再現できることが分かったため、供試体形状は同様の形状とした。ただし、平成 9 年度実験では載荷点定着部での引抜きせん断破壊が生じたため、定着方法を PC 鋼棒によるアンカーから杭の定着筋をモデル化した鉄筋に変更し、鉄筋の付着を介して荷重を載荷するように変更した。供試体を図-3.2.1 に示す。ただし、図-3.2.1 に示すように、供試体は実物の上下を逆にした状態とした。杭の定着筋をモデル化した定着筋はフーチング下面から突出させて鋼板に溶接した。そして、図-3.2.2 の載荷状況図に示すように載荷ばりとボルトで剛結した。荷重は引張力を一方向単調増加させ、供試体の破壊が大きく進展するまで載荷した。

各実験ケースの供試体の諸元を表-3.2.1 に示す。フーチング部の有効高さ 800mm、断面の幅は 600mm で、配置した引張鉄筋は D32 が 5 本（鉄筋比 0.83%）であり、これらは全てのケースで同様である。実験ケースはせん断スパンを変化させた 3 ケースとせん断補強筋を配置した 2 ケースの計 5 ケースとした。なお、ここでもせん断スパンは柱前面から定着筋中心位置（載荷位置）までとしている。

各供試体の配筋図を図-3.2.3～3.2.5 に示す。また、実験載荷状況を写真-3.2.1 に示す。

表-3.2.1 実験ケース

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5
せん断スパン比 a/d	0.5	1.0	1.5	1.0	1.5
せん断スパン a (mm)	400	800	1200	800	1200
有効高さ d (mm)	800				
引張鉄筋比	0.83% (D32 5 本)				
せん断補強筋 D10	なし			6 本	10 本

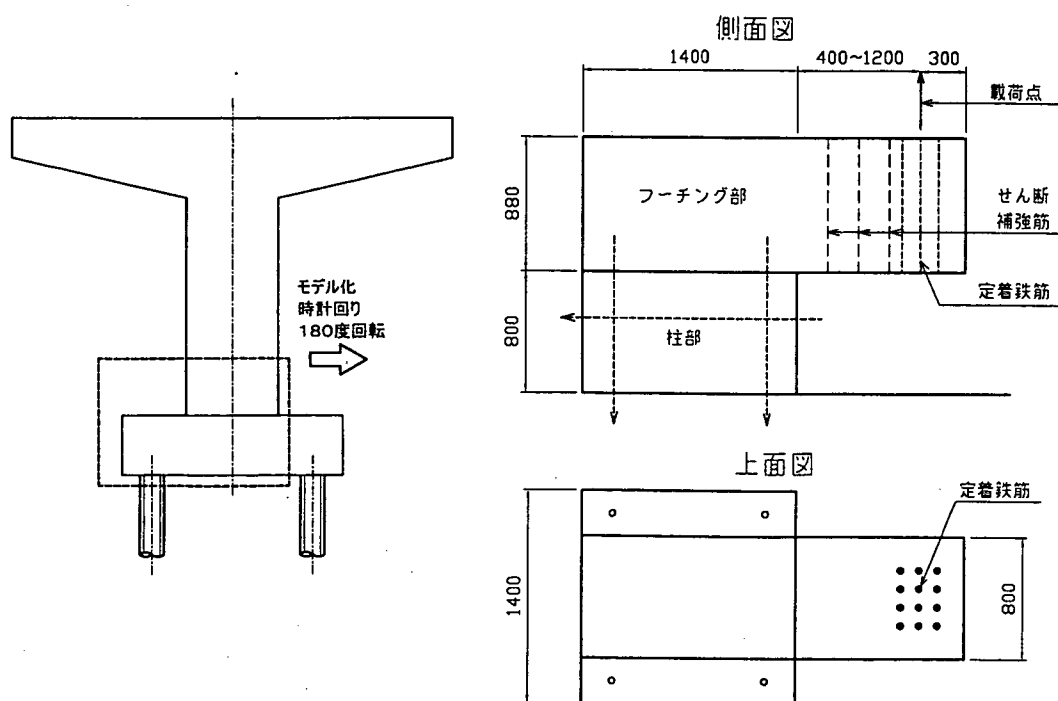


図-3.2.1 供試体形状図

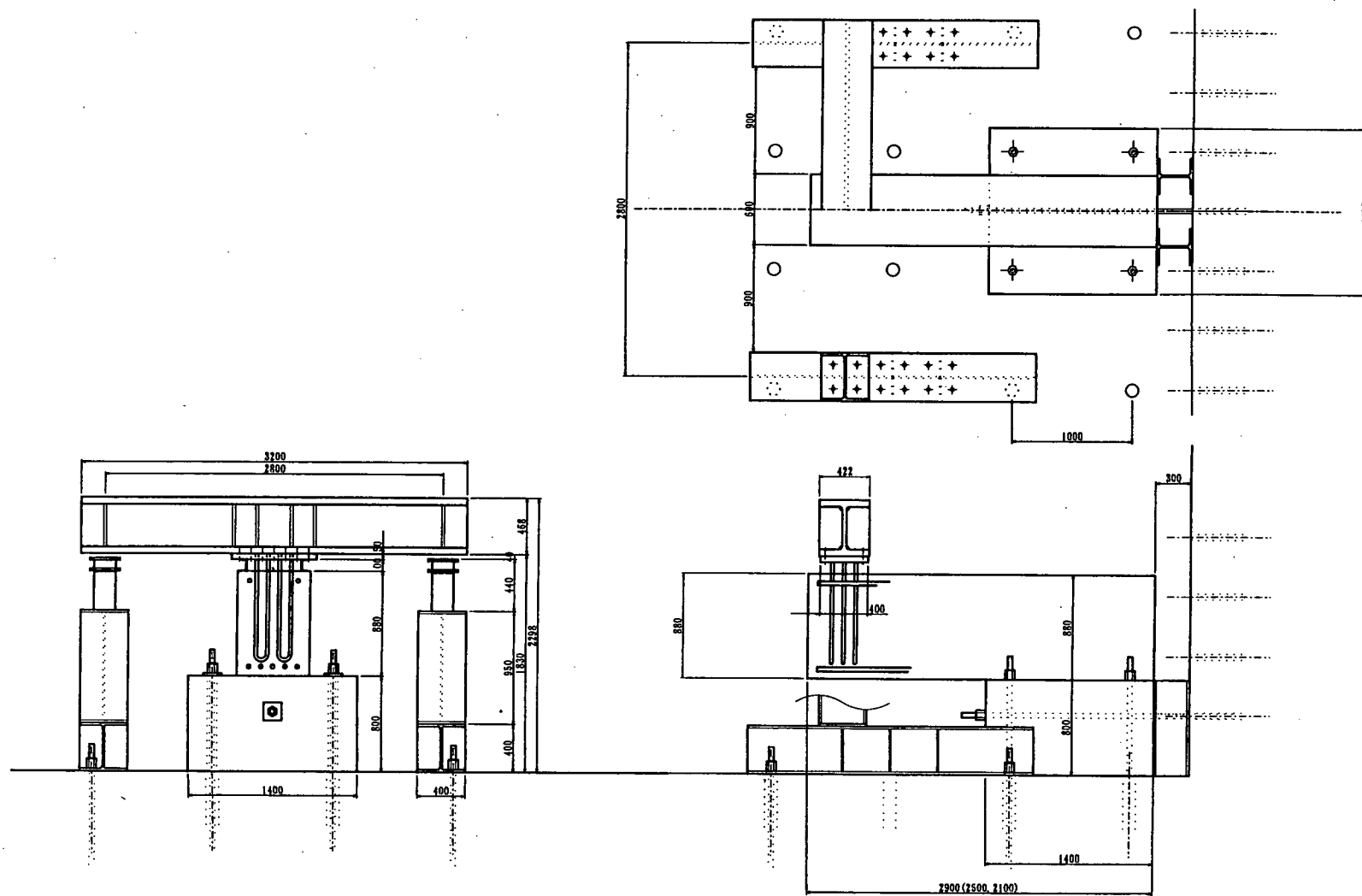


图-3.2.2 载荷状况图

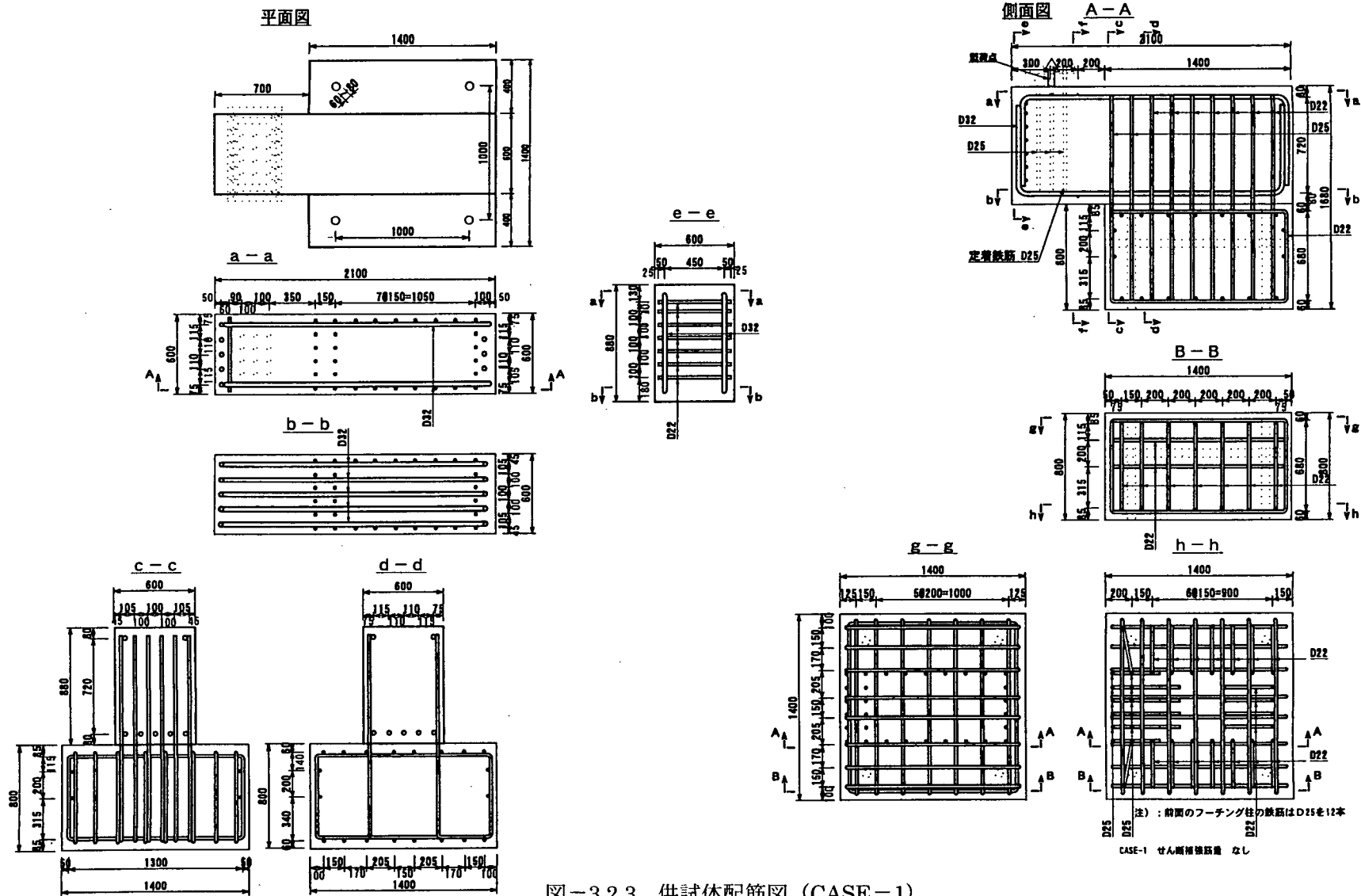


図-3.2.3 供試体配筋図 (CASE-1)

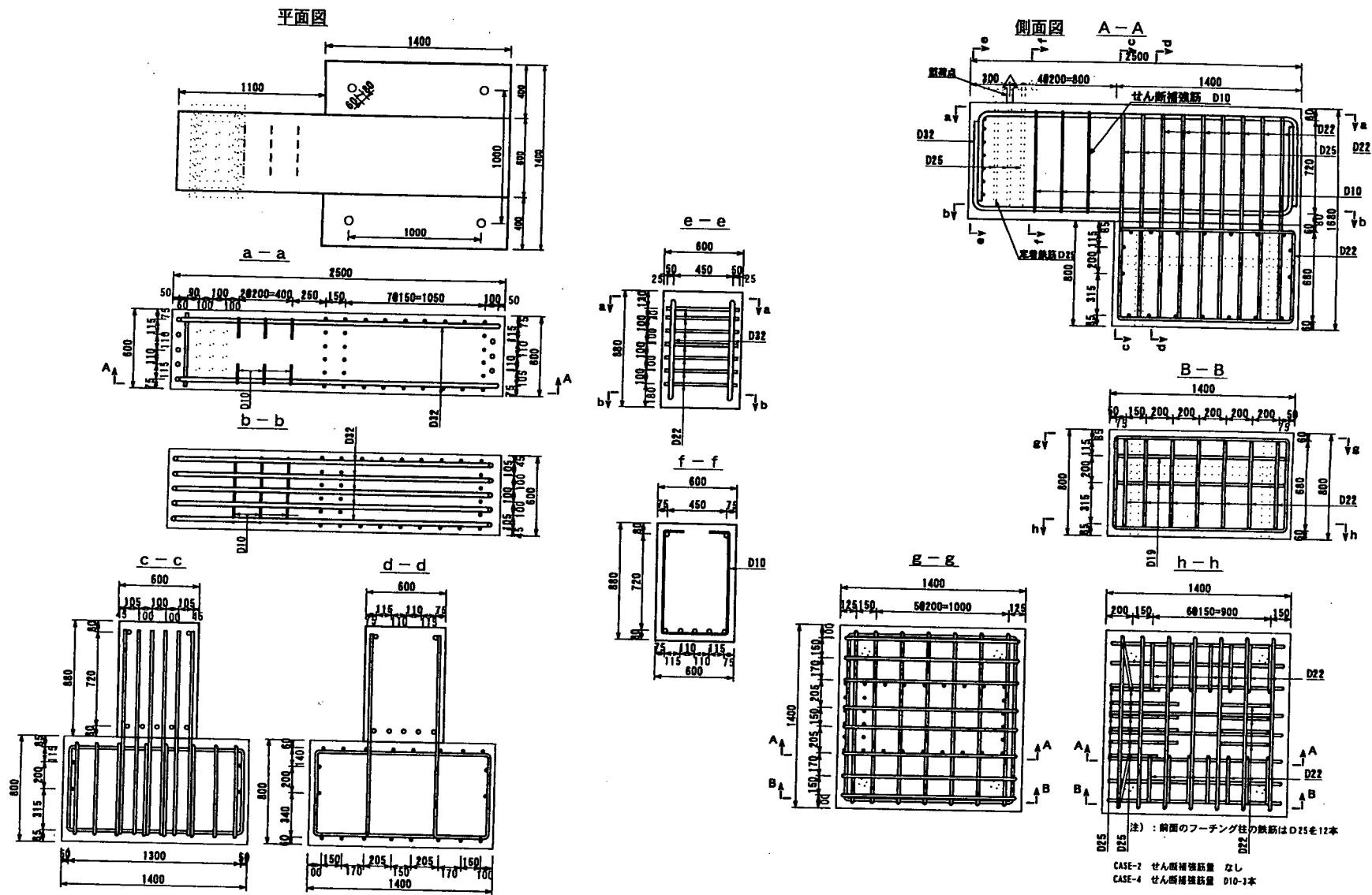


図-3.2.4 供試体配筋図 (CASE-2, 4)

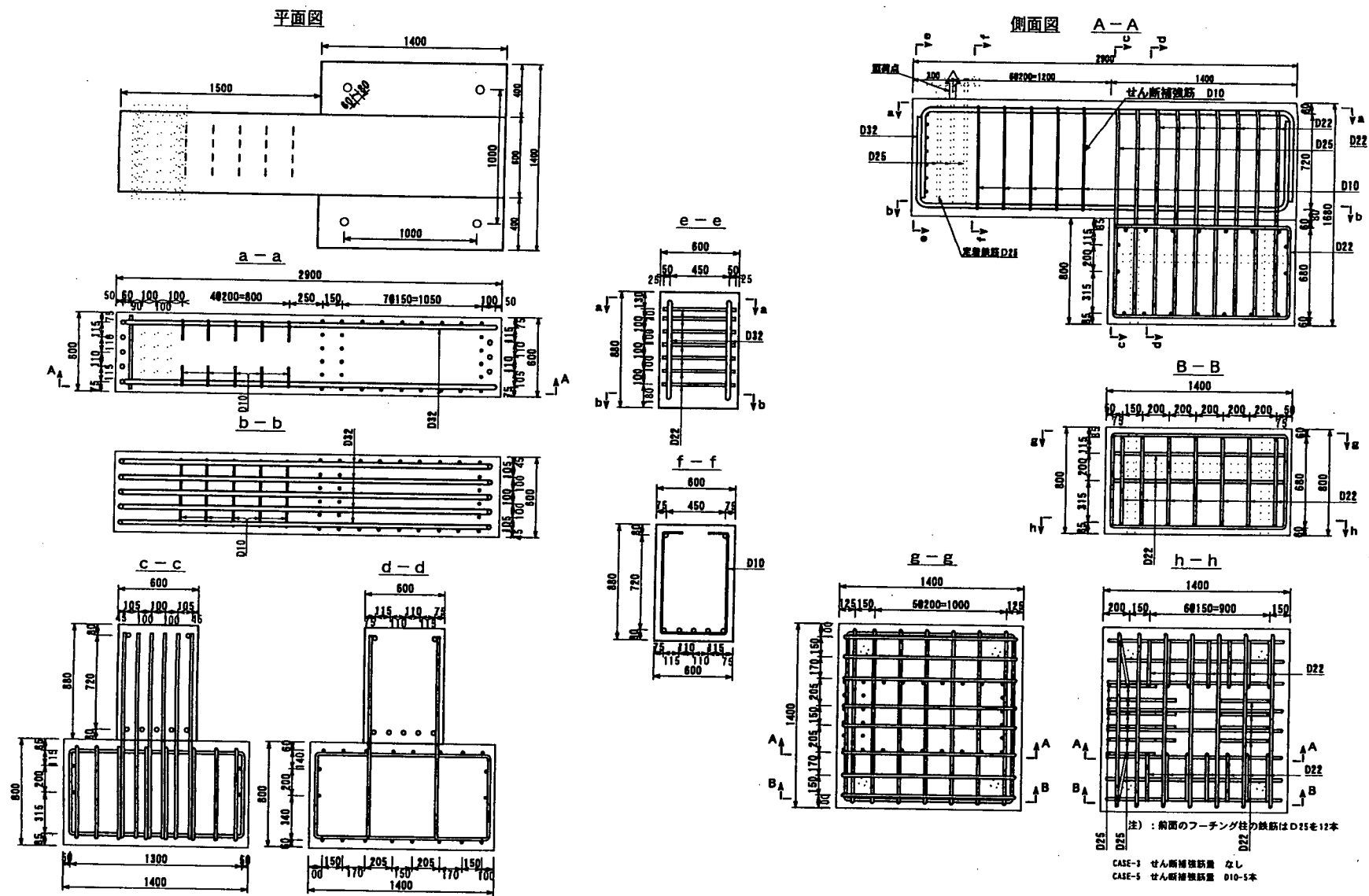


図-3.2.5 供試体配筋図 (CASE-3, 5)

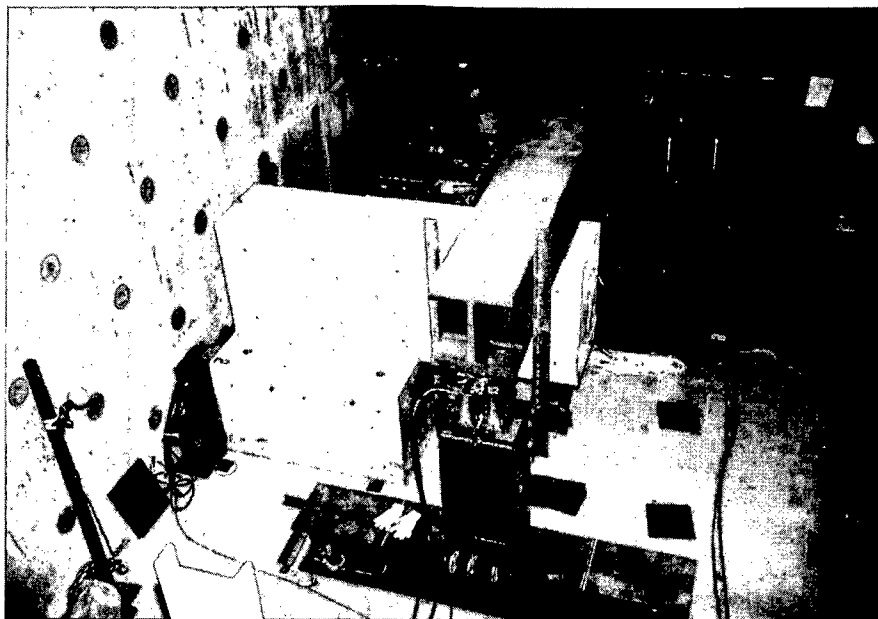


写真-3.2.1 载荷状況

計測項目は載荷荷重、供試体の各点での変位および鉄筋ひずみ・コンクリートひずみとした。計測点数を表-3.2.2に示すとともに、変位計位置を図-3.2.6、各ケースでのひずみゲージ位置を図-3.2.7~3.2.9に示す。

表-3.2.2 計測点数

	鉄筋ひずみ	コンクリートひずみ	供試体変位	載荷荷重
CASE-1	62 点	69 点	11 点	2 点
CASE-2	70 点	99 点	11 点	2 点
CASE-3	76 点	129 点	11 点	2 点
CASE-4	97 点	99 点	11 点	2 点
CASE-5	121 点	129 点	11 点	2 点

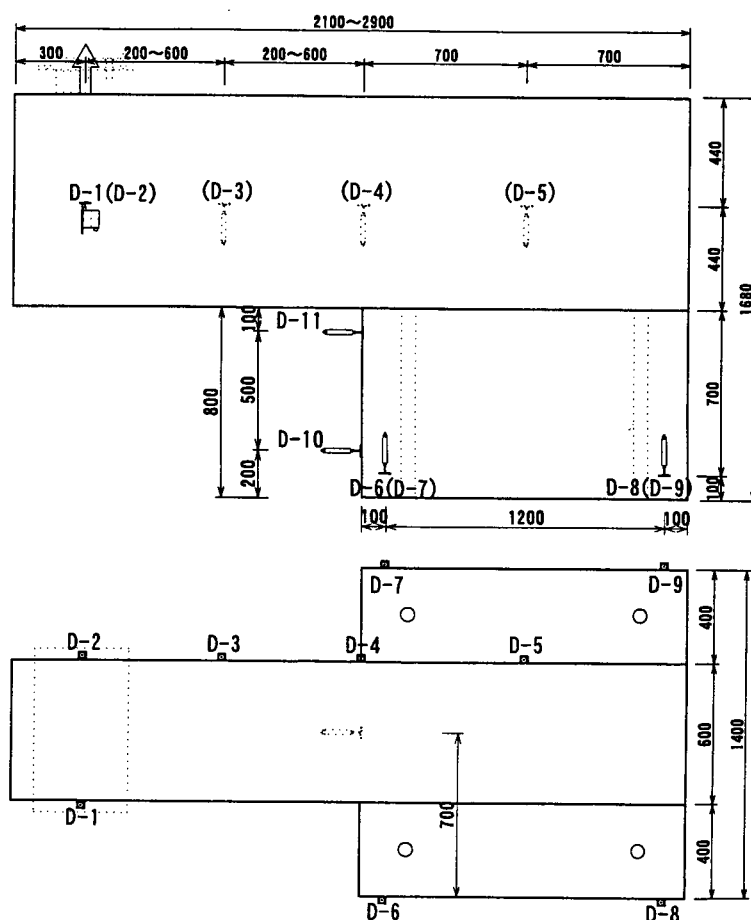
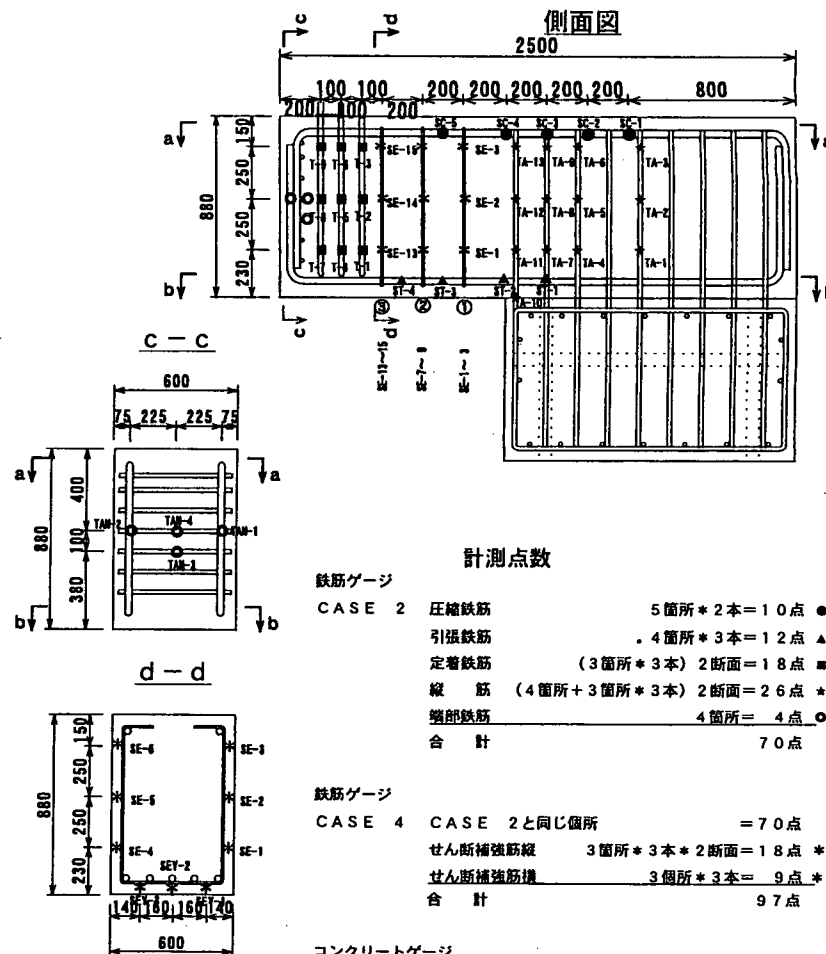
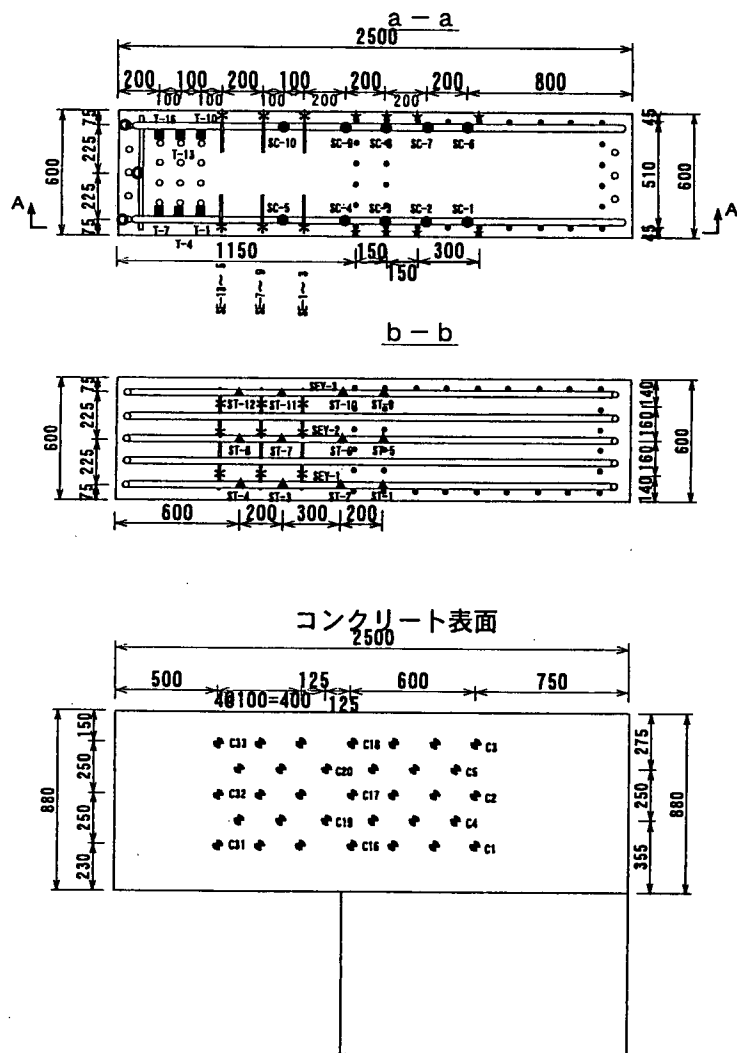


図-3.2.6 変位計位置図



計測点数

鉄筋ゲージ

CASE 2	圧縮鉄筋	5箇所 * 2本 = 10点 ●
	引張鉄筋	4箇所 * 3本 = 12点 ▲
	定着鉄筋	(3箇所 * 3本) 2断面 = 18点 ■
	縦筋	(4箇所 + 3箇所 * 3本) 2断面 = 26点 *
	端部鉄筋	4箇所 = 4点 ○
	合計	70点

鉄筋ゲージ

CASE 4	CASE 2と同じ箇所	= 70点
	せん断補強筋縦	3箇所 * 3本 * 2断面 = 18点 *
	せん断補強筋横	3箇所 * 3本 = 9点 *
	合計	97点

コンクリートゲージ

CASE 2 & 4	コンクリート表面	33箇所 * 3軸 = 99点
------------	----------	-----------------

⊕ : 3軸ゲージ

⊖ : 3軸ゲージ (X方向)

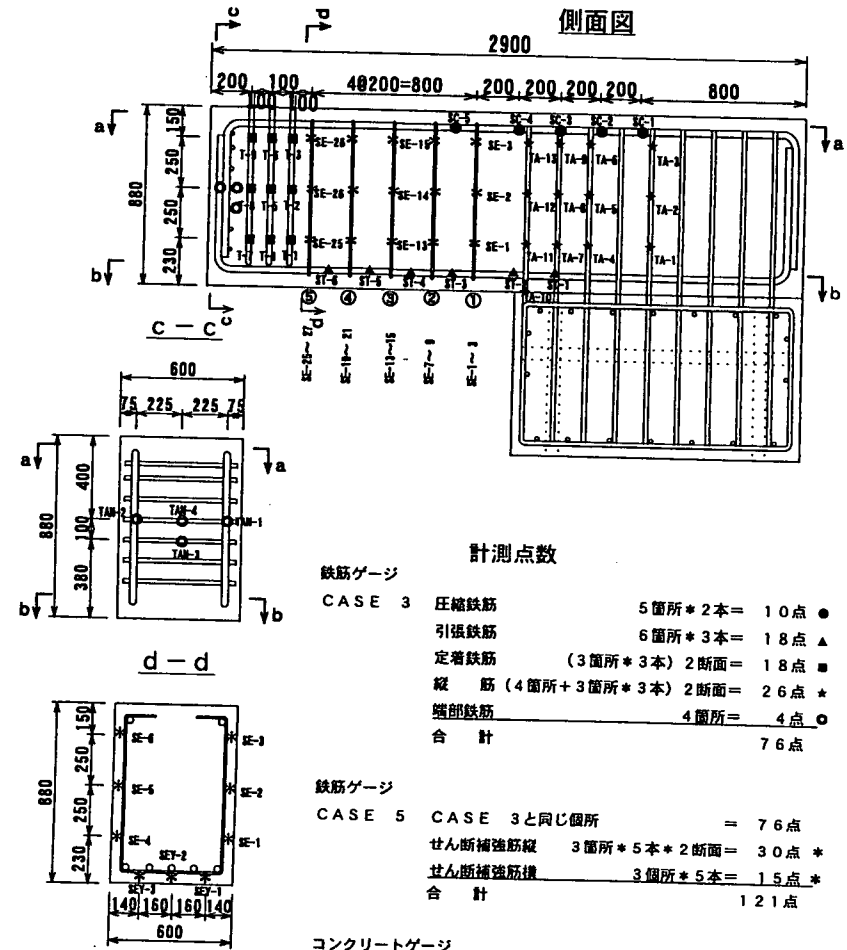
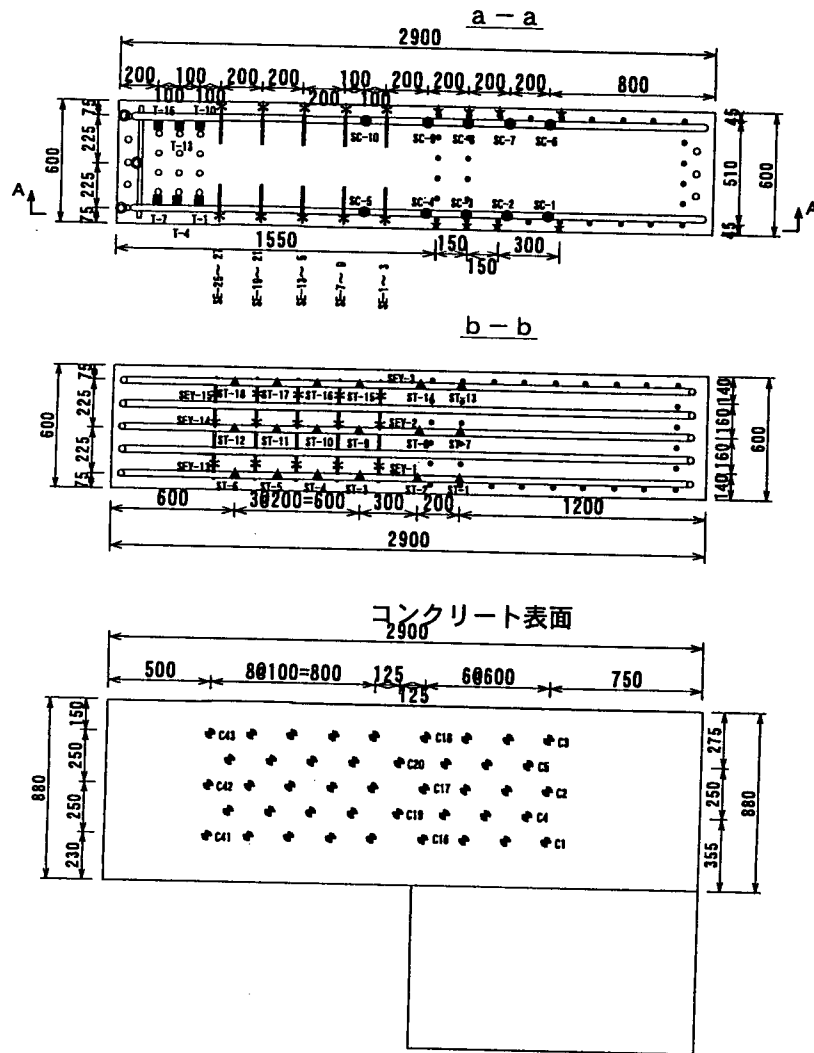
⊗ : 3軸ゲージ (Y方向)

⊙ : 3軸ゲージ (Z方向)

CASE-2 せん断補強筋量 なし

CASE-4 せん断補強筋量 D10-3本

図-3.2.8 供試体ひずみゲージ位置図 (CASE-2, 4)



鉄筋ゲージ

CASE 3

圧縮鉄筋	5箇所 * 2本 =	10点 ●
引張鉄筋	6箇所 * 3本 =	18点 ▲
定着鉄筋	(3箇所 * 3本) 2断面 =	18点 ■
縦筋	(4箇所 + 3箇所 * 3本) 2断面 =	26点 *
端部鉄筋	4箇所 =	4点 ○
合計		76点

鉄筋ゲージ

CASE 5

CASE 3と同じ個所	=	76点
せん断補強筋縦	3箇所 * 5本 * 2断面 =	30点 *
せん断補強筋横	3箇所 * 5本 =	15点 *
合計		121点

コンクリートゲージ

CASE 3 & 5

- : 3軸ゲージ
- : 3軸ゲージ (X方向)
- : 3軸ゲージ (Y方向)
- ◇ : 3軸ゲージ (Z方向)

CASE-3 せん断補強筋量 なし

CASE-6 せん断補強筋量 D10-5本

図-3.2.9 供試体ひずみゲージ位置図 (CASE-3, 5)

3.2.2 実験結果

各ケースの載荷実験結果および材料試験結果を表-3.2.3 に示す。載荷点の荷重-変位曲線を図-3.2.10 に示す。同形状の CASE-2 と CASE-4、CASE-3 と CASE-5 ではそれぞれせん断補強鉄筋の有無が異なるにもかかわらず、ほとんど差がない結果となった。

図-3.2.11 に一例として CASE-4 の供試体損傷進行状況を示す。載荷初期、255kN で柱フーチング接合部に引張によるひびわれ①が生じ、353kN ではこのひびわれがフーチング内部②まで進展する。さらに載荷荷重が大きくなると、579kN では載荷点位置のフーチング上面から角度を持ったせん断ひびわれ③が生じる。このせん断ひびわれは柱接合部まで進展し、角度を変え柱下端の圧縮縁へと向かい、アーチ状のひびわれとなる④。最大荷重時 809kN には、③、④のひびわれの外側に同じような傾きを持つ別のせん断ひびわれ⑤が生じ、それがフーチング下面まで達した後、急激に耐力が低下、変位が増大しせん断破壊を生じており、平成9年度の実験とほぼ同じ状況であった。このアーチ状のひびわれが圧縮力の流れを示していると考えられ、上面側が主鉄筋となるフーチングのせん断破壊は、下面側が主鉄筋となる場合と同様に、この圧縮されるコンクリートの破壊を考慮することで予想できると考えられる。

表-3.2.3 載荷実験および材料試験結果

		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5
載荷実験結果	せん断スパン比 a/d	0.5	1.0	1.5	1.0	1.5
	せん断スパン a (mm)	400	800	1200	800	1200
	最大荷重時変位 (mm)	5.65	5.10	15.20	5.99	6.90
	最大荷重 (kN)	1276	737	660	809	522
材料試験結果	コンクリート強度 (N/mm ²)	23.4	24.7	22.6	23.8	22.8
	フーチング・柱主鉄筋降伏点 (N/mm ²)	364.8				
	フーチング・柱主鉄筋降伏ひずみ (μ)	1950				
	フーチングせん断補強鉄筋降伏点 (N/mm ²)	なし			383.7	
	フーチングせん断補強鉄筋降伏ひずみ (μ)	なし			2032	

その他の材料試験結果は参考資料 1.2 を参照のこと。

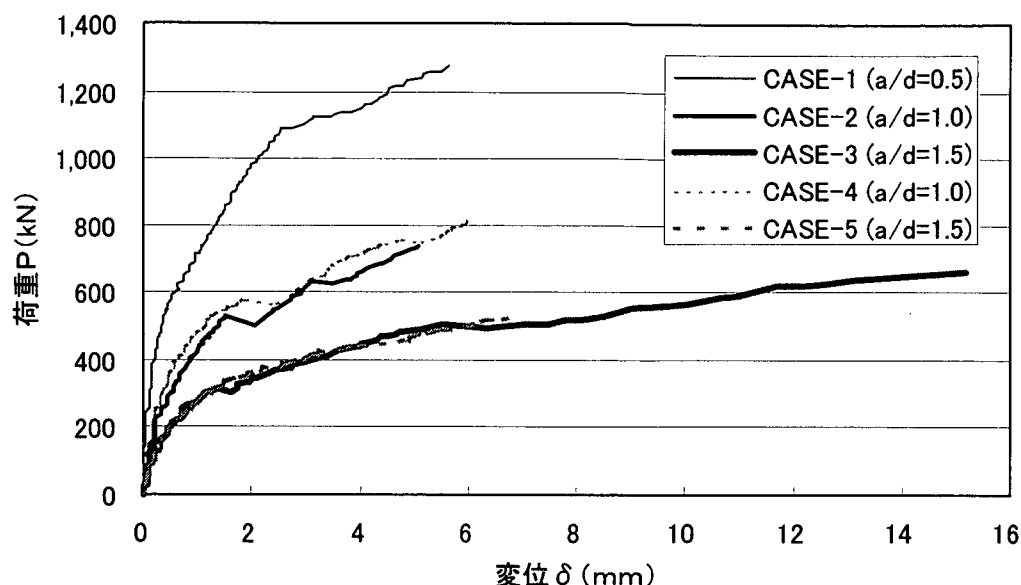


図-3.2.10 荷重変位曲線

図-3.2.12～3.2.16 に各ケースの供試体のひびわれ状況図、写真-3.2.2～3.2.6 に実験終了後の供試体損傷状況を示す。各ケースとも平成9年度実験と同様の破壊形状を示す結果となった。図-3.2.17～3.2.21 に各ケース最大荷重時の鉄筋のひずみ分布を示す。図-3.2.23～3.2.26 には参考のため最大荷重時のひびわれ図も一緒に示している。これより、最大荷重時にフーチング引張鉄筋は降伏しておらず、フーチングのせん断破壊で破壊したものと考えられる。また、杭定着鉄筋も降伏していないことから、平成9年の実験とは異なり、いずれの供試体も定着部からの破壊ではないといえる。

また、せん断補強筋を配置している CASE-4, 5 と、同じ形状でせん断補強筋を配置していない CASE-2, 3 とでひびわれ状況の比較を行う。前述したように、図-3.2.10 の荷重変位曲線はほぼ同じ経路を辿り、破壊状況も良く似たものとなっている。しかし、フーチング上面から下面へ生じているアーチ状のせん断ひびわれに注目すると、せん断補強筋を配置していない供試体では上面側のひびわれが載荷点から離れた柱近傍から下面側へ発達しているのに対して、せん断補強筋を配置している供試体では、若干載荷点側からひびわれが生じており、角度も小さくなっていることから、せん断補強鉄筋の効果はあると考えてよい。しかし、せん断補強筋のひずみ分布を見ると、一様にひずみが生じているのではない。ひびわれ図と比較するとフーチングに生じるせん断ひびわれの内側（柱側）のせん断補強筋にひずみが大きく発生している。また、最大荷重時には、ほとんどのせん断補強筋は降伏にまで至っておらず、コンクリートの破壊に伴うせん断ひびわれによる変形が増加した後に降伏する。したがって、はりのせん断耐力算定式におけるせん断補強筋の効果はせん断補強鉄筋降伏応力 σ_{sy} を基準に算定するが、実験結果から、はりの場合と同様の評価方法ではせん断補強筋の効果を過大評価する可能性があることがわかった。

NO.	載荷荷重 (kN)	変位 (mm)	コメント
1	255.1	0.14	柱フーチング接合部にひびわれ①
2	353.2	0.46	柱フーチング接合部にひびわれ②
3	578.8	1.87	フーチングにせん断ひびわれ③
4	755.4	4.74	フーチングにせん断ひびわれ④
5	809.3	7.12	フーチングにせん断ひびわれ⑤ (最大荷重)

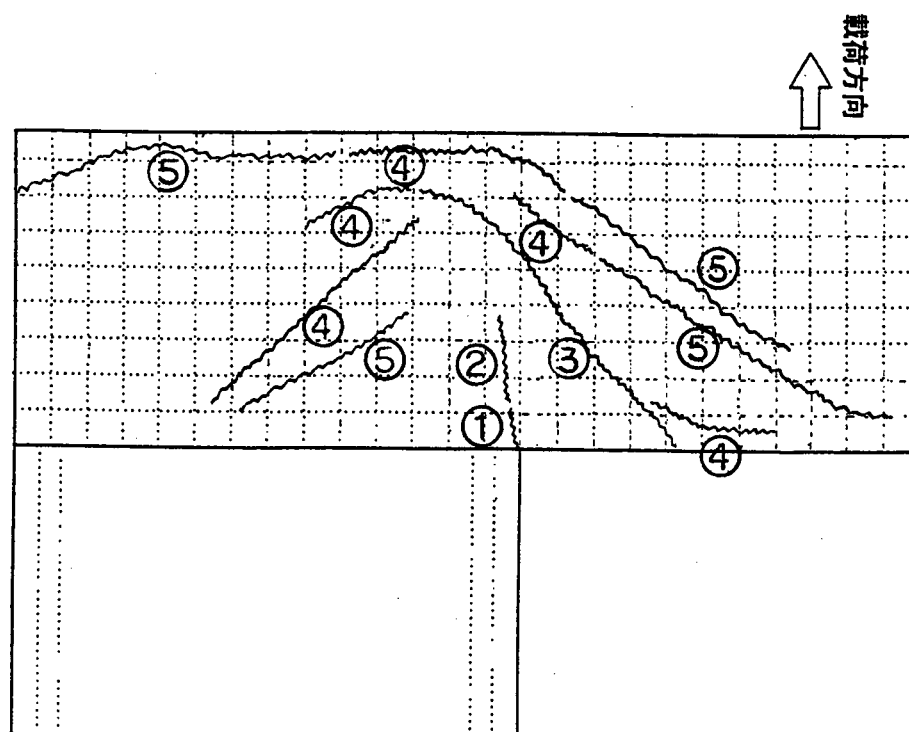
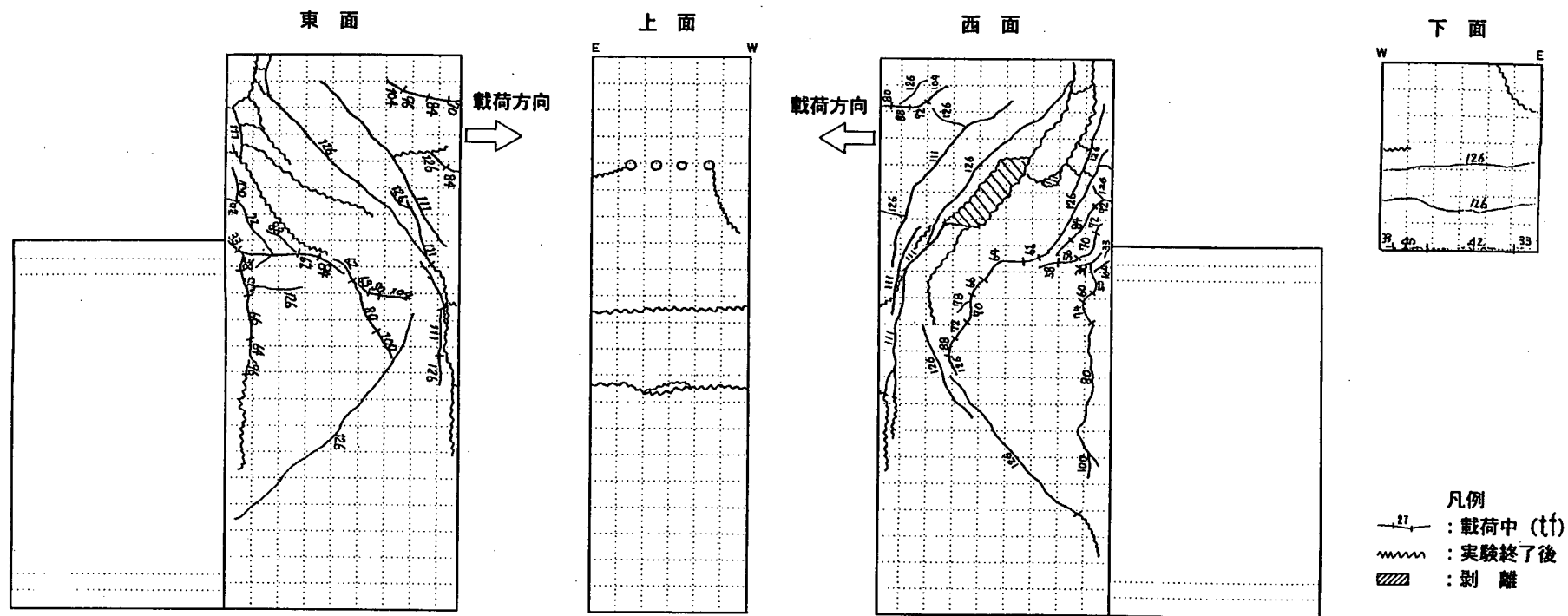


図-3.2.11 供試体損傷進行状況 (CASE-4)



* 図中の数値はその位置でひびわれが生じた際の載荷荷重 (tf) を示す。

図-3.2.12 ひびわれ状況図 (CASE-1)

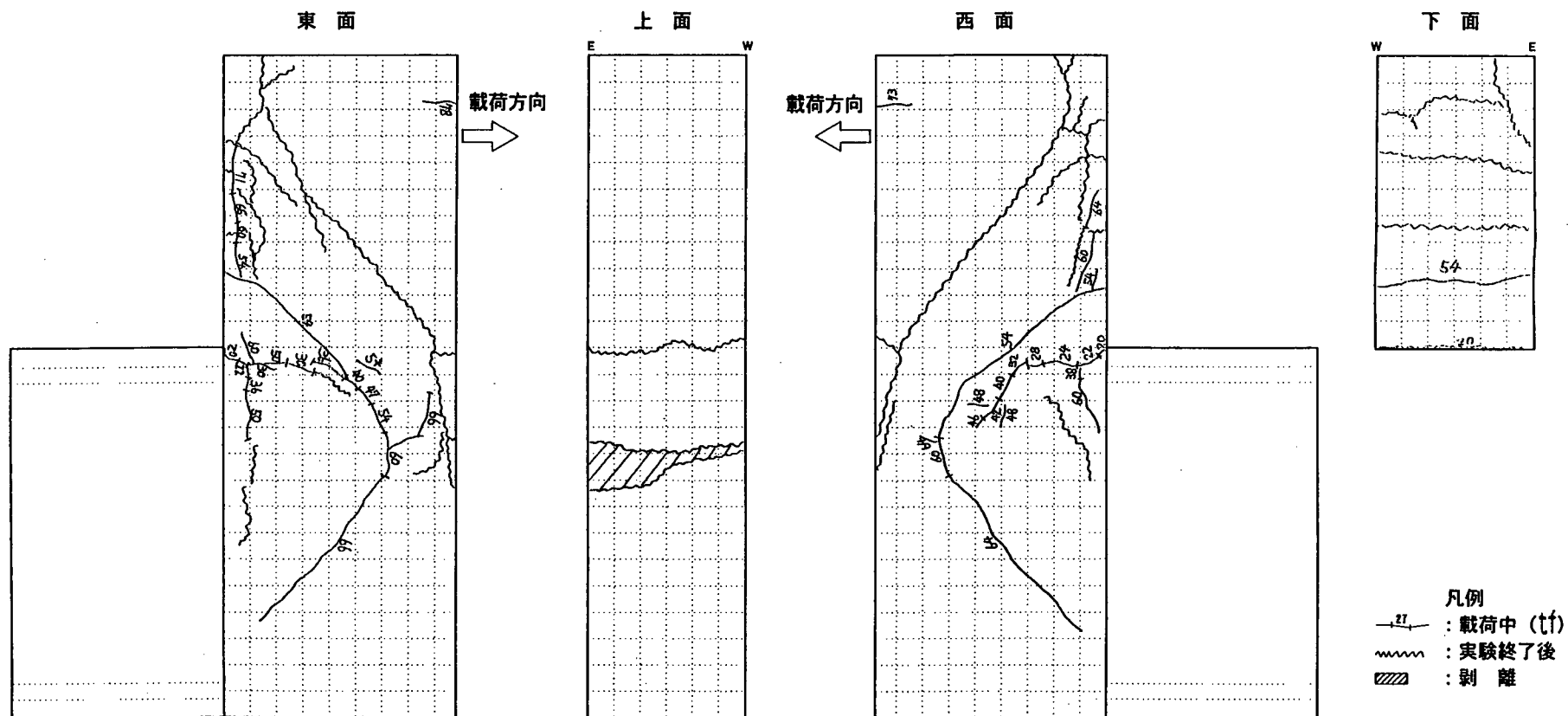


図-3.2.13 ひびわれ状況図 (CASE-2)

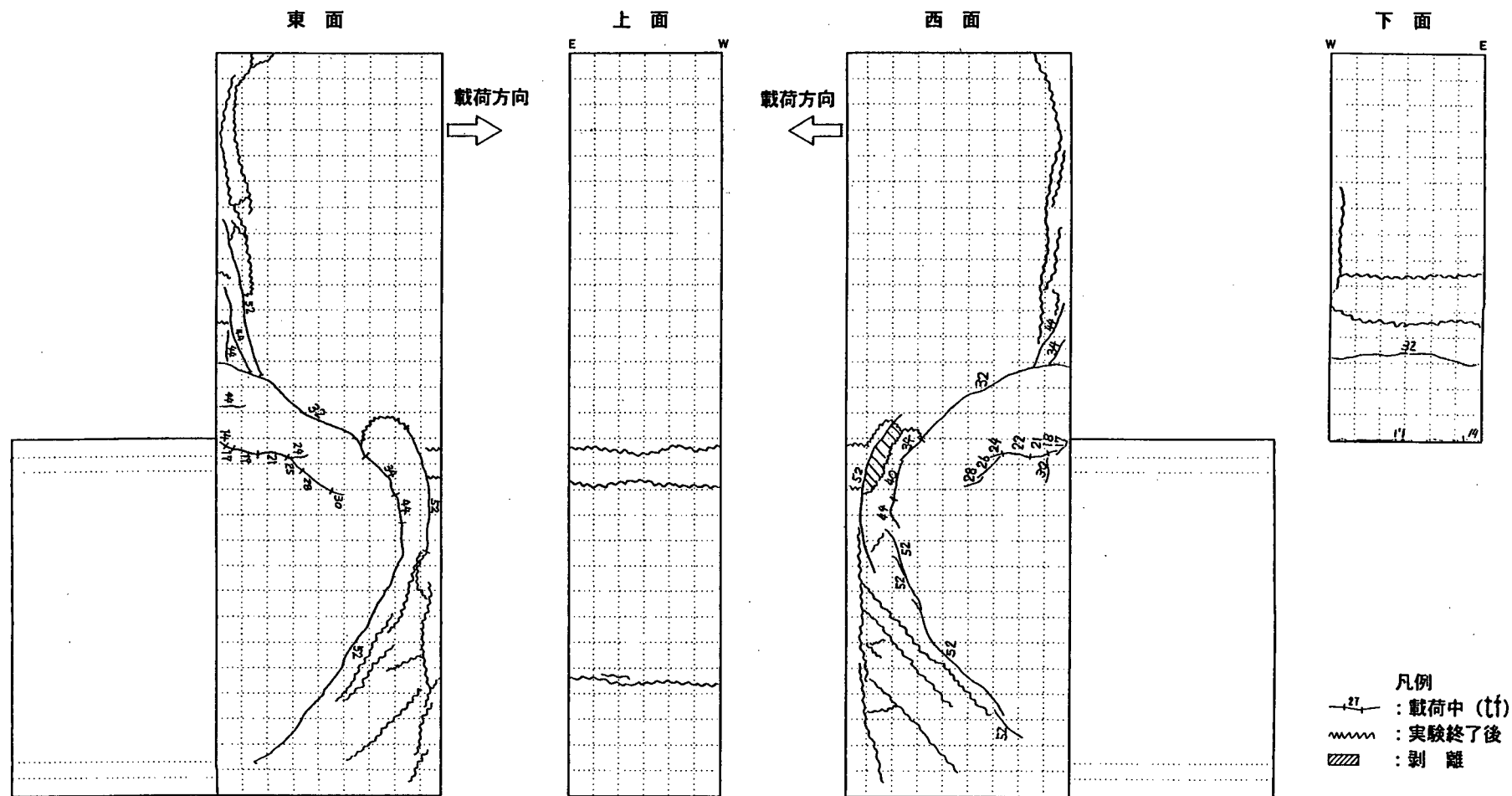


図-3.2.14 ひびわれ状況図 (CASE-3)

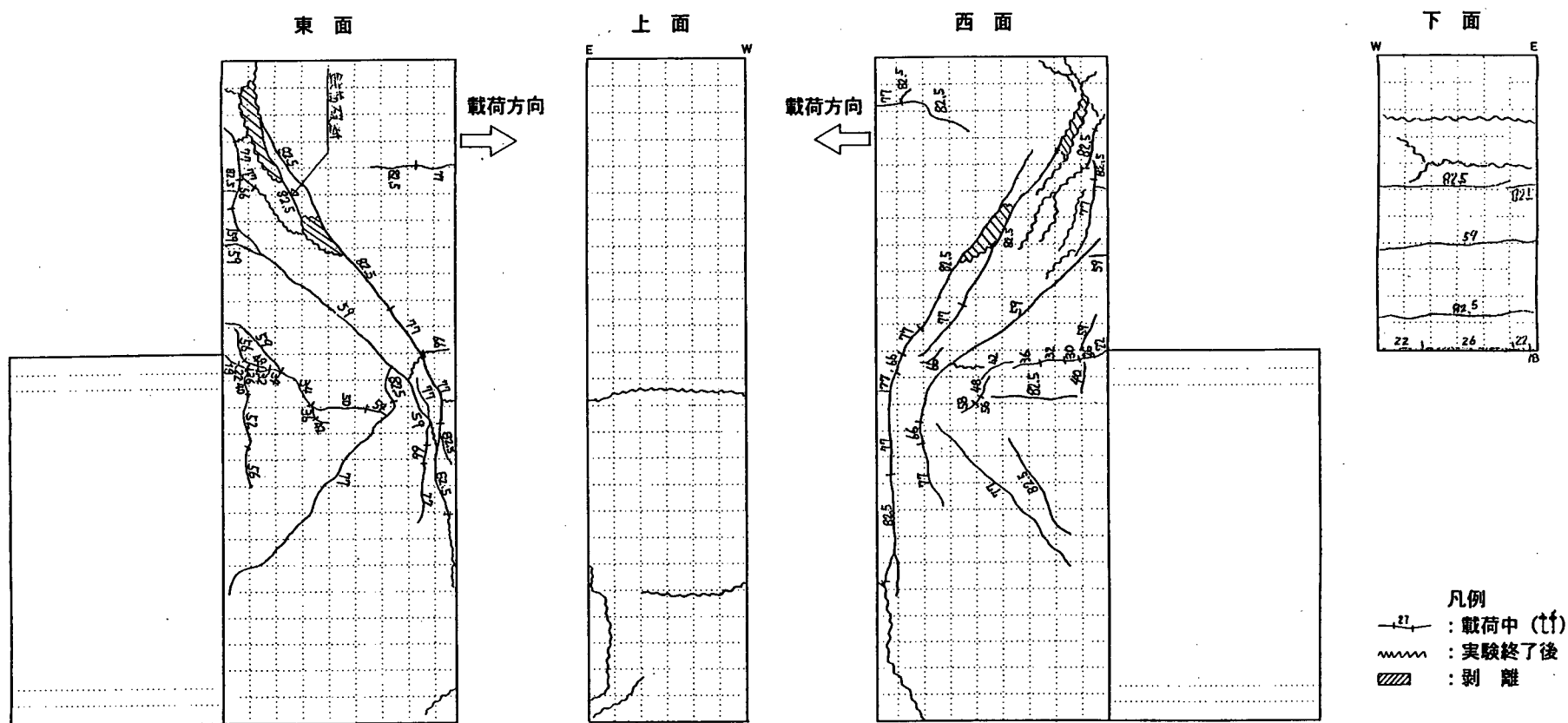


図-3.2.15 ひびわれ状況図 (CASE-4)

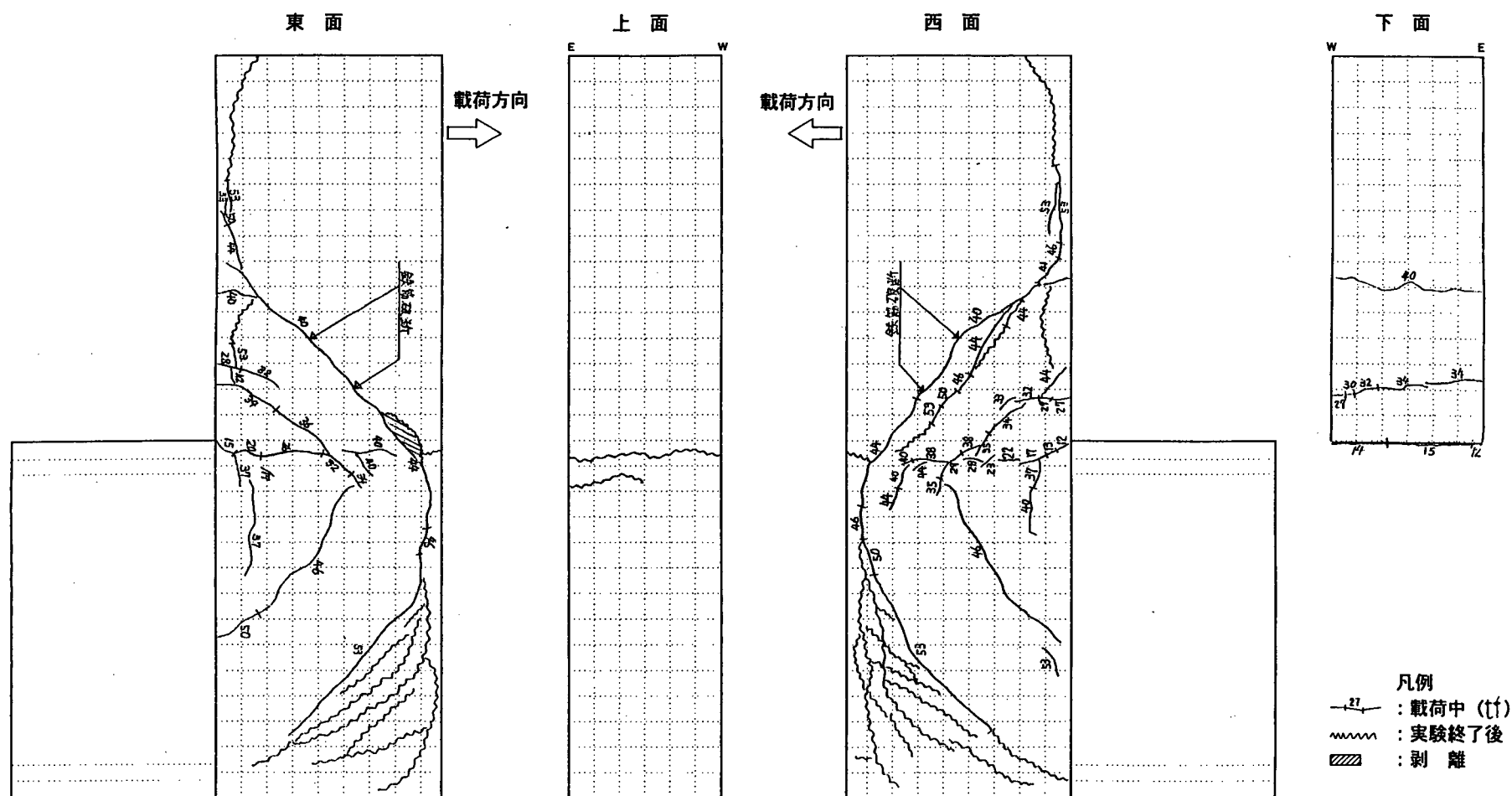


図-3.2.16 ひびわれ状況図 (CASE-5)

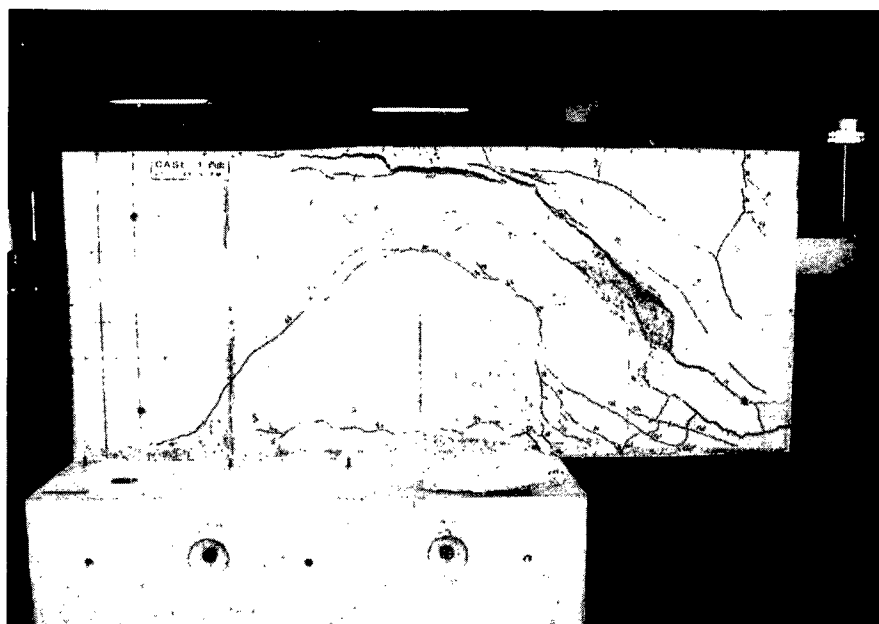


写真-3.2.2 CASE-1 実験終了後

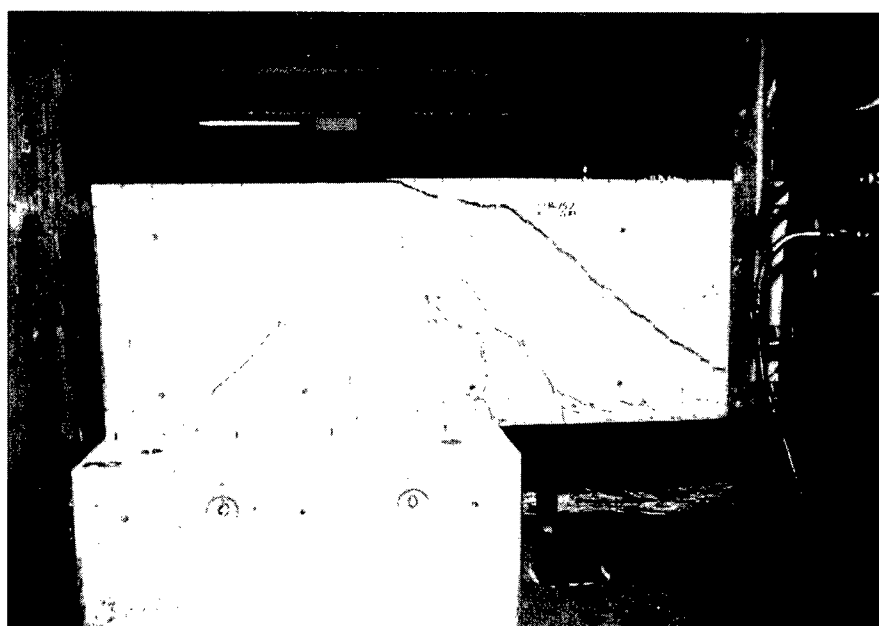


写真-3.2.3 CASE-2 実験終了後

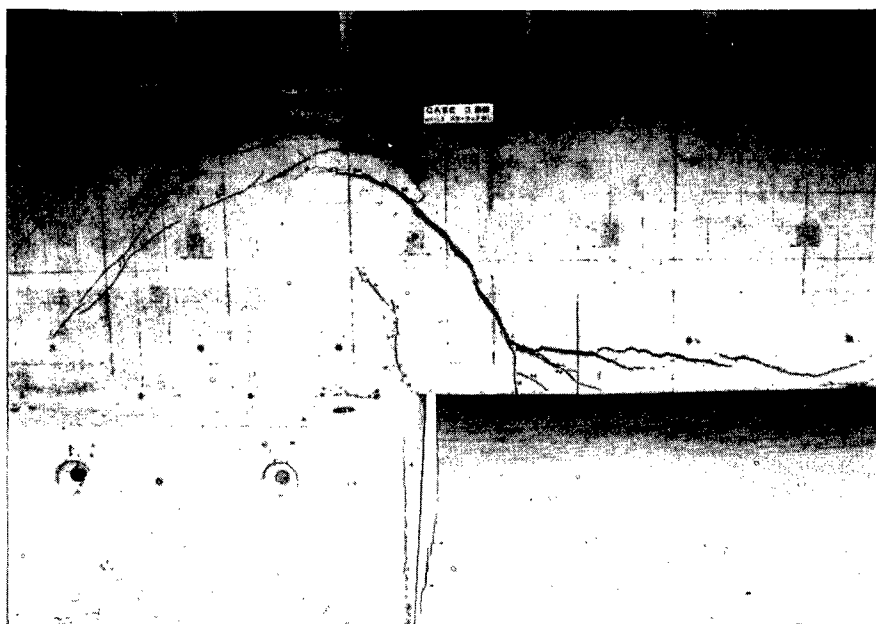


写真-3.2.4 CASE-3 実験終了後

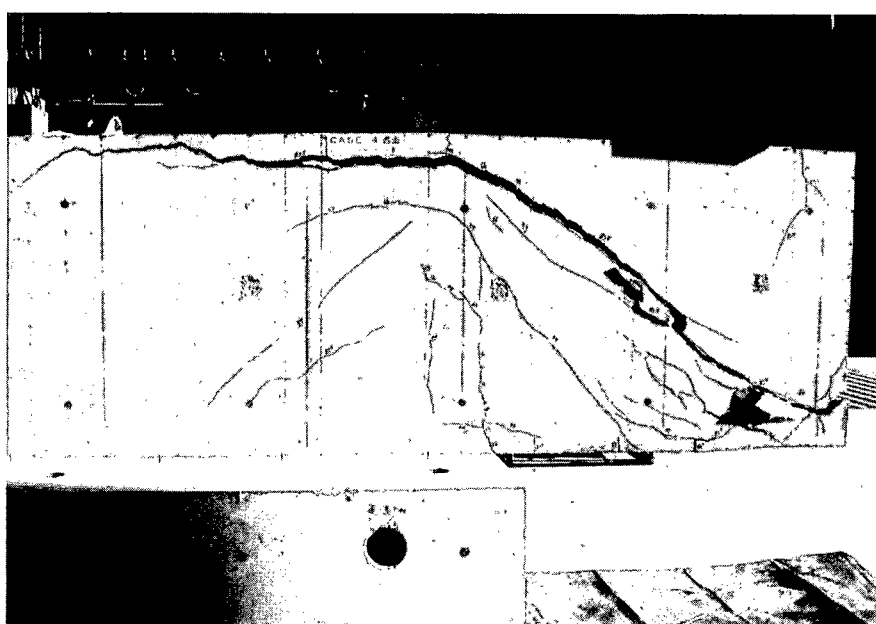


写真-3.2.5 CASE-4 実験終了後

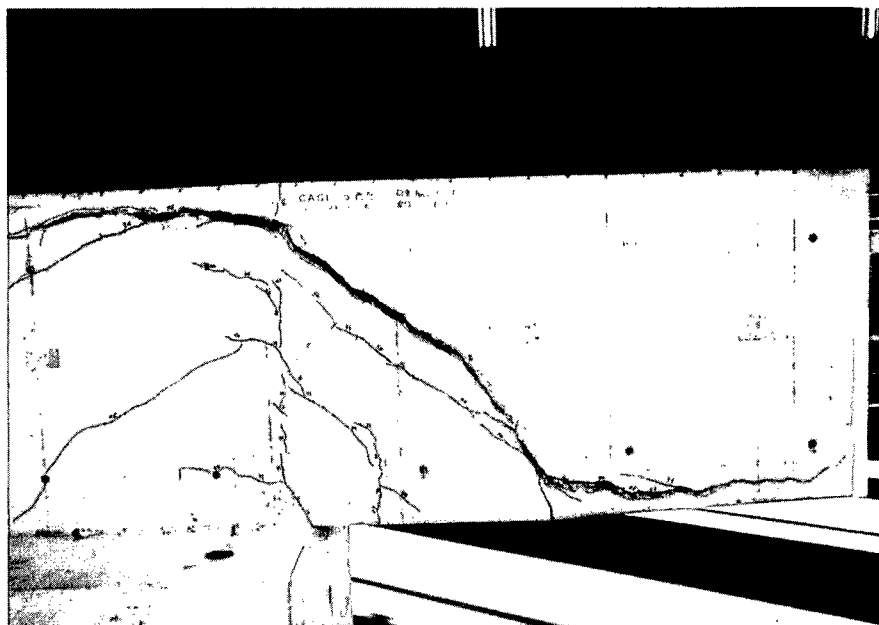
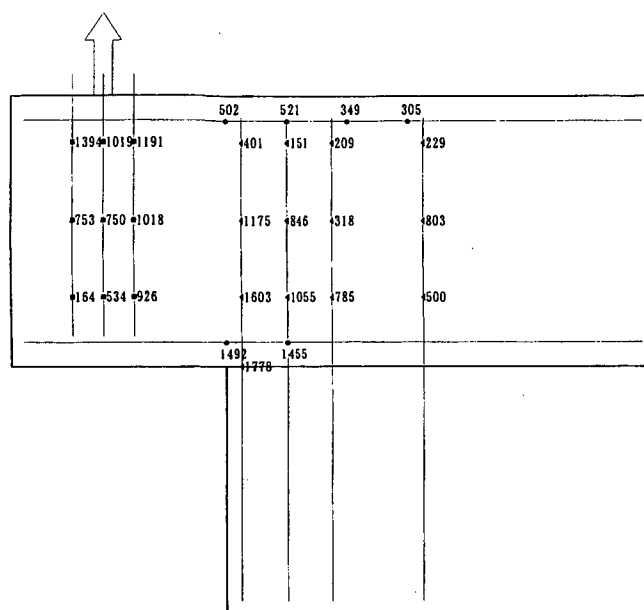
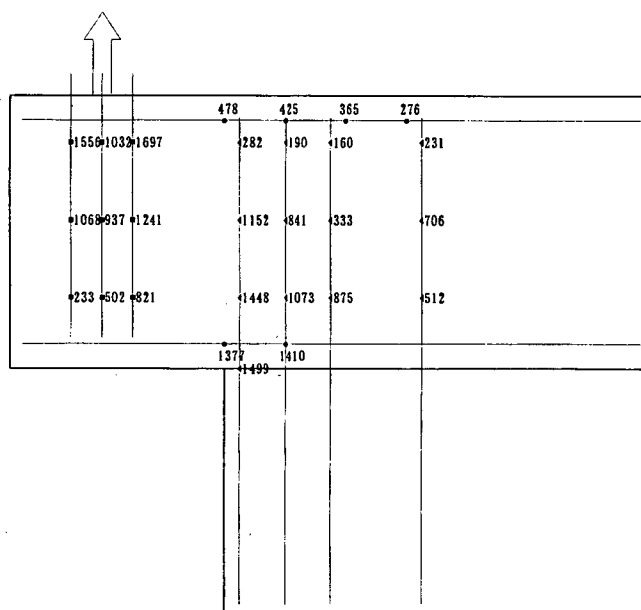


写真-3.2.6 CASE-5 実験終了後



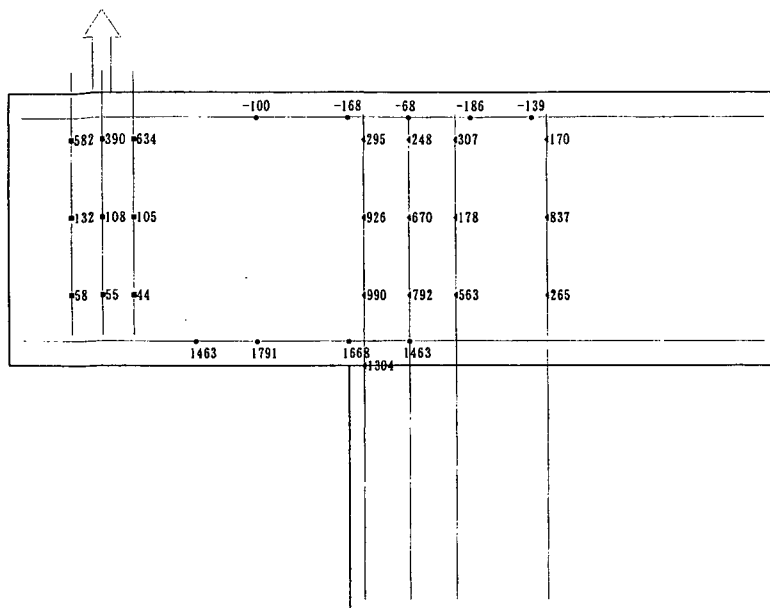
荷重： 1276kN
変位： 5. 6 5 mm

図-3.2.17 CASE-1 鉄筋ひずみ分布図（東面 最大荷重時）



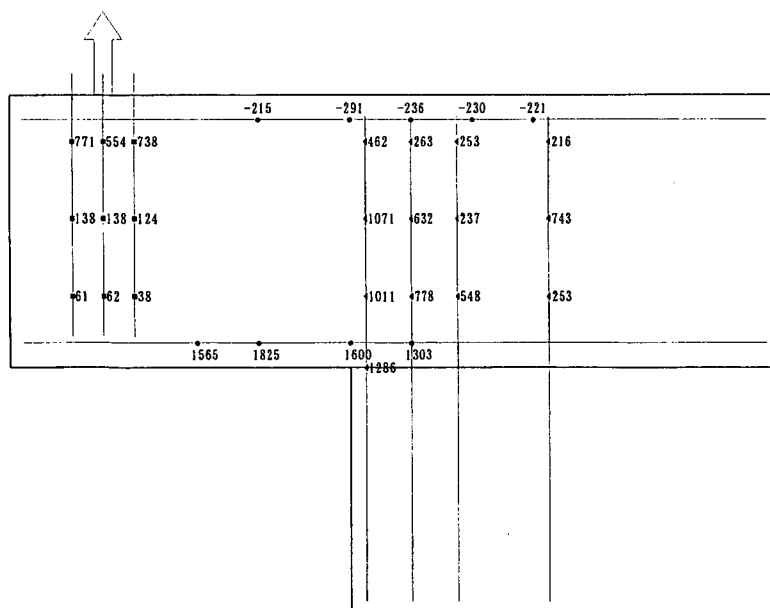
荷重： 1276kN
変位： 5. 6 5 mm

図-3.2.18 CASE-1 鉄筋ひずみ分布図（西面 最大荷重時）



荷重： 736kN
変位： 5. 0 5mm

図-3.2.19 CASE-2 鉄筋ひずみ分布図（東面 最大荷重時）



荷重： 736kN
変位： 5. 0 5mm

図-3.2.20 CASE-2 鉄筋ひずみ分布図（西面 最大荷重時）

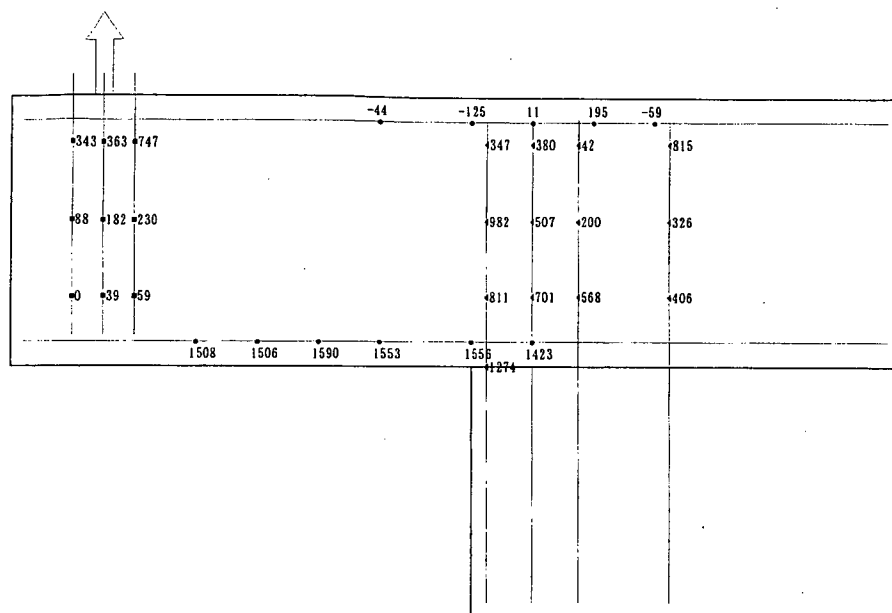


図-3.2.21 CASE-3 鉄筋ひずみ分布図 (東面 最大荷重時)

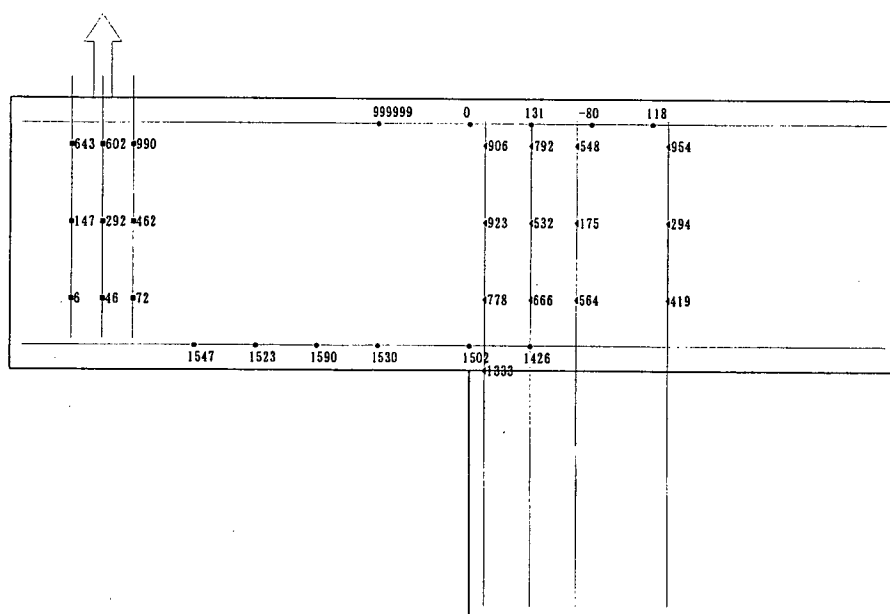
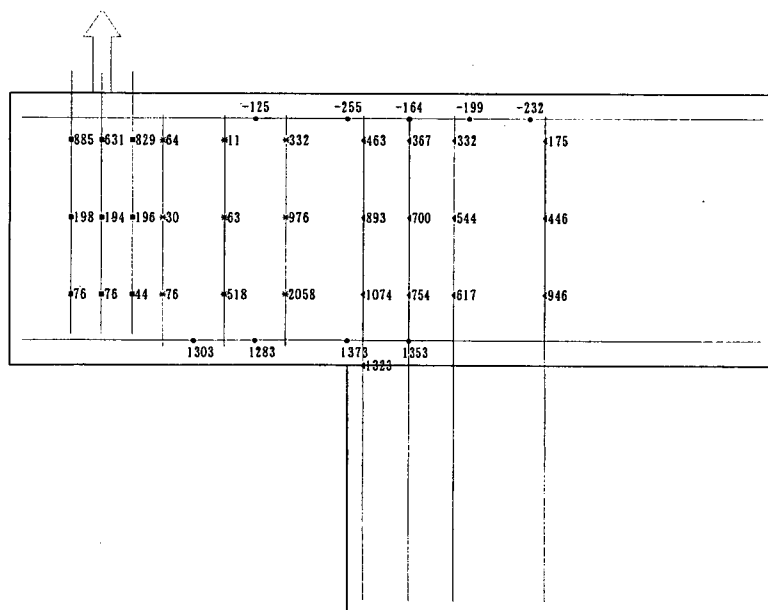
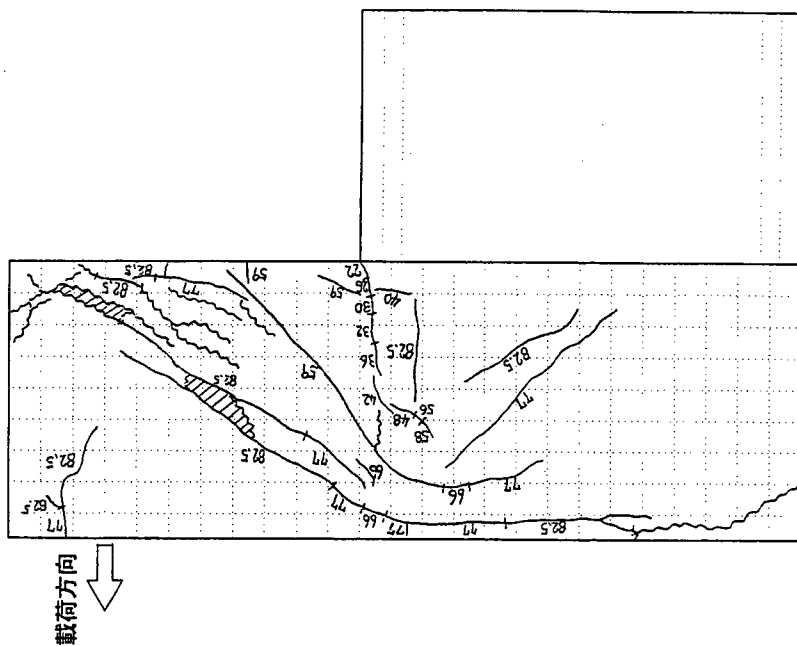


図-3.2.22 CASE-3 鉄筋ひずみ分布図 (西面 最大荷重時)



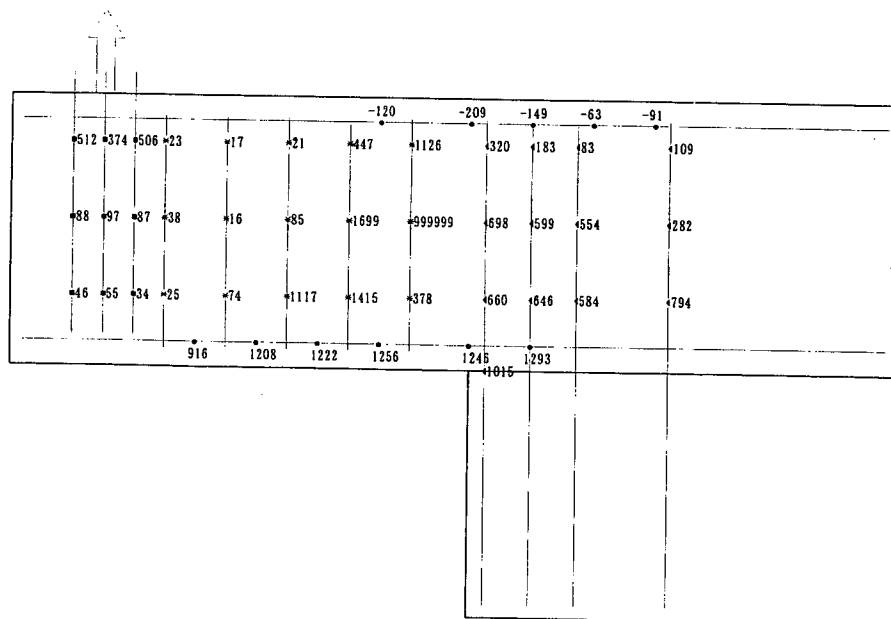
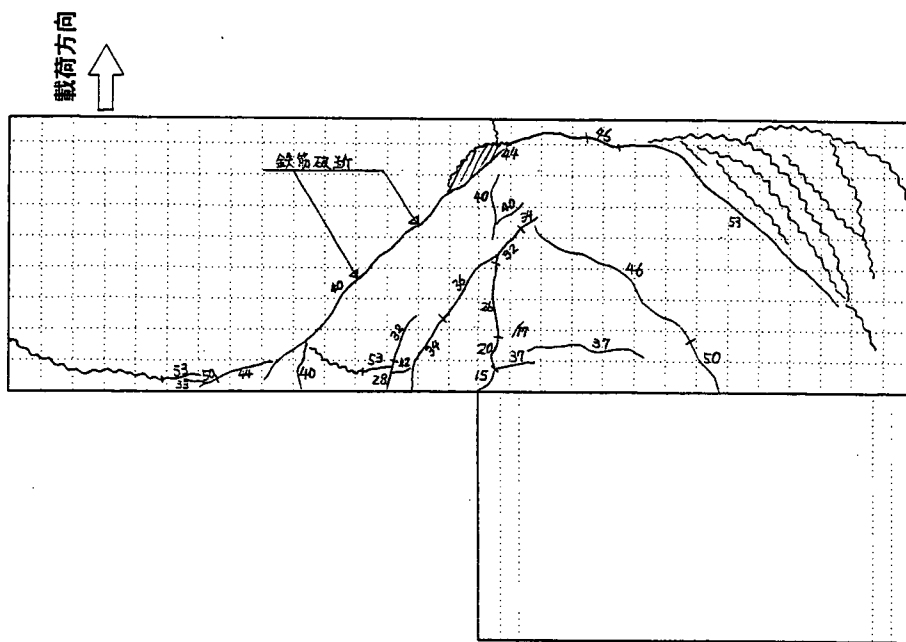
変位: 5.93mm

図-3.2.23 CASE-4 鉄筋ひずみ分布図（東面 最大荷重時）



荷重: 805kN
変位: 5.93mm

図-3.2.24 CASE-4 鉄筋ひずみ分布図 (西面 最大荷重時)



荷重: 520kN
変位: 6.68mm

図-3.2.25 CASE-5 鉄筋ひずみ分布図 (東面 最大荷重時)

3.2.3 実験値と計算値の比較

平成 10 年度実験でのせん断耐力に関して実験値と計算値との比較を表-3.2.4 に示す。計算によるせん断耐力は、平成 8 年版道路橋示方書Ⅳの RC はりのせん断耐力算定式により算定し、斜引張鉄筋およびせん断スパンの影響を考慮していない。また、材料強度は表に示すように全て材料試験結果より得られた値を用いている。

図-3.2.27 にせん断スパン比と実験値／計算値の関係を示す。CASE-1～3 または CASE-4, 5 を比較すると、コンクリート強度にほとんど差がないのに対して、実験値／計算値の増加が認められる。これより、上面側が主鉄筋となる場合においても下面側が主鉄筋となる場合と同様、せん断スパン比によるせん断耐力の割増しが可能であると考えられる。

せん断補強筋の効果について、せん断補強筋を配置した CASE-4, 5 と同形状のせん断補強筋を配置していない CASE-2, 3 と比較してみると、CASE-4 は 1 割程度の耐力の増加が認められるが、CASE-5 は逆に 2 割減少している。これは、せん断補強筋に使用した D10 鉄筋の受け持つせん断耐力自体が小さいこと、また 3.2.2 でも考察したように、コンクリートの負担するせん断耐力のばらつきによるものと考えられる。

表-3.2.4 せん断耐力との比較

		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5
せん断スパン比	a/d	0.50	1.00	1.50	1.00	1.50
引張鉄筋比	Pt(%)	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
せん断スパン	a(mm)	400	800	1200	800	1200
部材幅	b(mm)	600	600	600	600	600
有効高さ	d(mm)	800	800	800	800	800
せん断補強鉄筋比	$\rho_w(\%)$				0.12	0.12
コンクリートの圧縮強度	$\sigma_{ck}(N/mm^2)$	23.4	24.7	22.6	23.8	22.8
フーチング主鉄筋降伏点	$\sigma_{sy}(N/mm^2)$	364.8	364.8	364.8	364.8	364.8
荷重交番作用の影響	Cc	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
有効高に関する補正	Ce	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
引張鉄筋比に関する補正	Cpt	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
軸方向圧縮力による補正	Cn	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c(N/mm^2)$	0.342	0.347	0.336	0.344	0.338
せん断耐力	Sc(kN)	255	258	250	256	252
実験値						
最大作用せん断力	Se(kN)	1276	737	660	809	522
実験値／計算値	Se/Sc	5.01	2.85	2.64	3.16	2.07

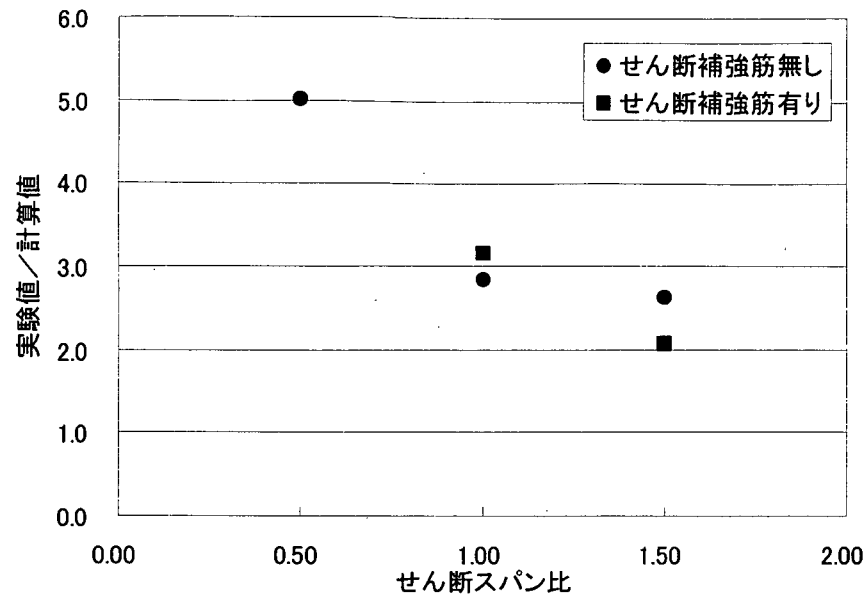


図-3.2.27 せん断スパン比と実験値（せん断耐力）の関係

3.3 平成 11 年度実験

3.3.1 供試体および載荷方法

本実験は、杭基礎フーチングの上面側が主鉄筋となる場合の曲げおよびせん断耐力を確認する実験である。実験ケースを表-3.3.1 に示す。曲げに関しては、フーチング上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの有効幅の設定方法について調べるものである。また、せん断に関しては、平成 9 年度・10 年度実験のようなはりによる実験と比較して、版としての破壊形態を調べるものである。供試体は図-3.3.1~3.3.3 に示すように、全て橋脚柱・フーチング・杭基礎の全体モデルと、版としての曲げおよびせん断に対する耐荷機構を調べるため、フーチングは版構造とした。供試体は実際の橋脚の約 1/5 の縮尺でモデル化したものである。各ケースの配筋図を図-3.3.4~3.3.7 に示す。

case1-1、case1-2 が曲げに関する実験である。フーチング上面側の鉄筋の総量を一定とし、鉄筋径を変えることにより配筋間隔を変化させ、配筋間隔の違いが有効幅にどのように影響するかを確認する。case2、case3 がせん断に関する実験である。せん断スパン比がせん断耐力にどのように影響するのかが確認するために、上面側が主鉄筋となる部分のせん断スパン比を変化させている。case2、case3 では、フーチング形状を非対称としているが、これはフーチング上面側が主鉄筋となる場合のせん断耐力が未だ不明確であったことから、下面側が主鉄筋となる側が先に降伏、破壊することのないように、下面側が主鉄筋となる側のせん断スパンを小さくしたものである。

固定条件を図-3.3.8 に示す。引張側の支承は図-3.3.15 に示すように、鉄筋による定着体をフーチング内に配置しており、写真-3.3.1 に示すようにフーチングはアクリル版の上に載せられている。このアクリル版は中空断面で、あらかじめネジ切りしてある PC 鋼棒をアクリル版の中空部に通しており、ねじ切り部は定着体にナットで固定されている。定着体は鋼板 SS400 (275×275×30mm) に定着鉄筋を溶接して接合したものである。圧縮側は鉄筋による定着体はなく、3.3.2 で設定する杭の鉛直バネを模したアクリル版の上に載せている。なお、圧縮側のアクリル版は充実断面である。また、供試体の底面には、引張側と同様に鋼板が埋込んであり、ずれ止めのため図-3.3.15 に示すようにナットでフーチングに固定している。アクリル版とフーチングの間、またアクリル版と架台の間は引抜き杭側、押込み杭側の両者とも特別な固定は行っていない。水平方向に関しては、杭では固定せずに供試体フーチング端部をキャンバーにより固定した。

載荷は図-3.3.8 に示すように、柱頂部の水平ジャッキにより行う。いずれのケースにおいても載荷は水平方向のみで、フーチングの上面側が主鉄筋となる側でより容易に破壊するように、柱に鉛直荷重は載荷していない。case1-1、case1-2 の曲げの実験に関しては、静的一方向多サイクル載荷とした。フーチング上面の鉄筋が降伏する水平荷重が作用した時の水平変位を 1δ とし、以後の載荷は 1δ ずつ変位を増加させる変位制御とした。case2、case3 のせん断の実験に関しては、静的一方向単調載荷とし、耐力の低下が確認されるまで載荷した。載荷状況を写真-3.3.2 に示す。

このような供試体・載荷方法により実験を行なったが、問題点もいくつか生じている。ひとつは引張杭を固定した PC 鋼棒にひずみゲージを取付、反力の測定を試みたが、鋼棒のネジ切り部分がアクリル板や架台の H 鋼と接触し、摩擦により正確な反力が測定できなかった。

表-3.3.1 実験ケース

実験ケース		case1-1	case1-2	case2	case3
基礎研式		杭基礎 (4 本杭)			
計画破壊形式		曲げ		せん断	
フーチング形状		対称モデル		非対称モデル	
せん断スパン a (mm) *		375			600
有効高さ d (mm)		450			
せん断スパン比 a/d		0.833			1.333
コンクリート強度 σ_{ck} (N/mm ²)		28.7	27.7	26.2	29.4
フーチング主鉄筋 降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)		374.9	359.1	375.2	375.2
フーチング配筋 (上筋)		D10@75	D13@150	D29@75	D29@75
フーチング配筋 (下筋)		D22@75	D22@75	D22@75	D22@75
主鉄筋比 (%) (上筋)		0.18	0.17	1.62	1.62
主鉄筋比 (%) (下筋)		0.98	0.98	0.98	0.98
材料 計算 結果	供試体コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	28.7	27.7	26.2	29.4
	フーチング主鉄筋降 伏点 (N/mm ²)	374.9	359.1	375.2	375.2
	フーチング主鉄筋降 伏ひずみ (μ)	1932	1957	1973	1973

(注1) * : せん断スパンは引抜き杭中心位置から柱前面までの距離とする。

(注2) その他の材料試験結果は参考資料 1.3 を参照のこと。

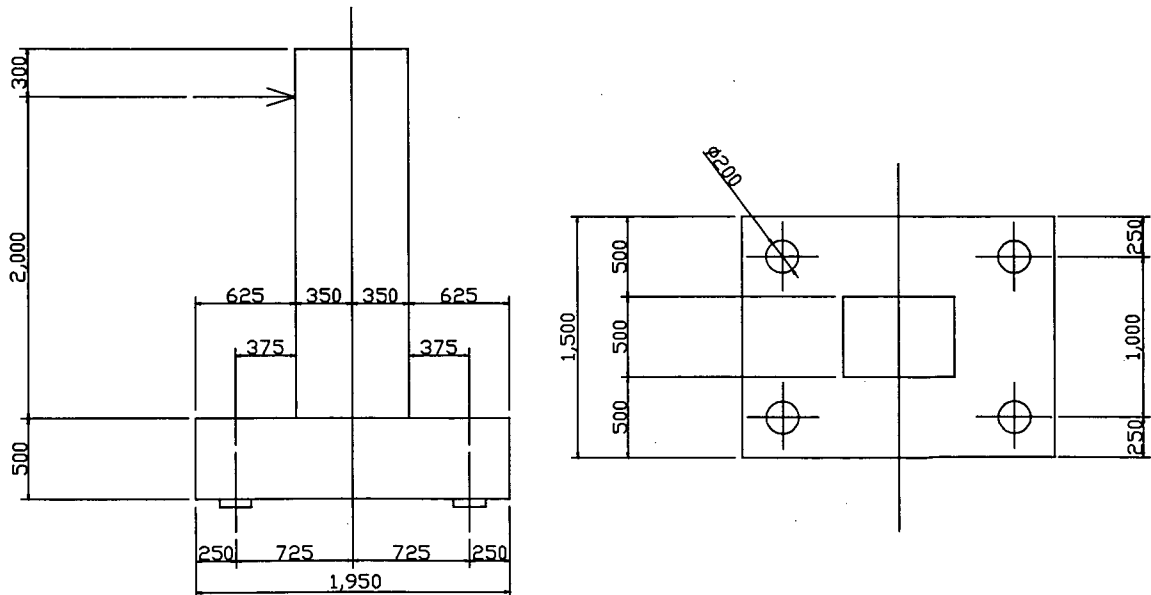


図-3.3.1 供試体形状図 (case1-1・case1-2)

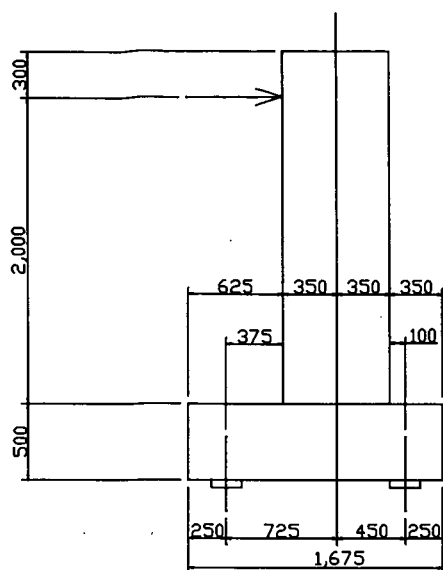


図-3.3.2 供試体形状図 (case2)

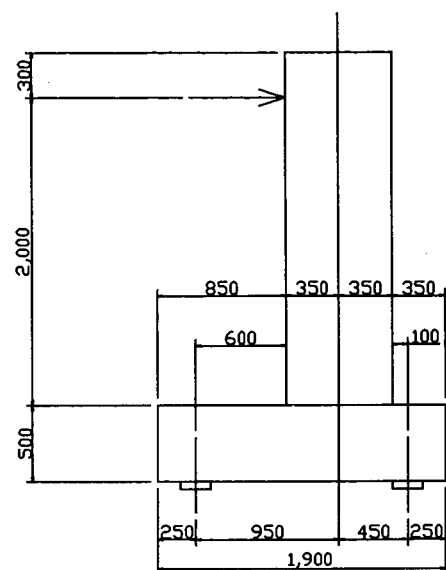


図-3.3.3 供試体形状図 (case3)

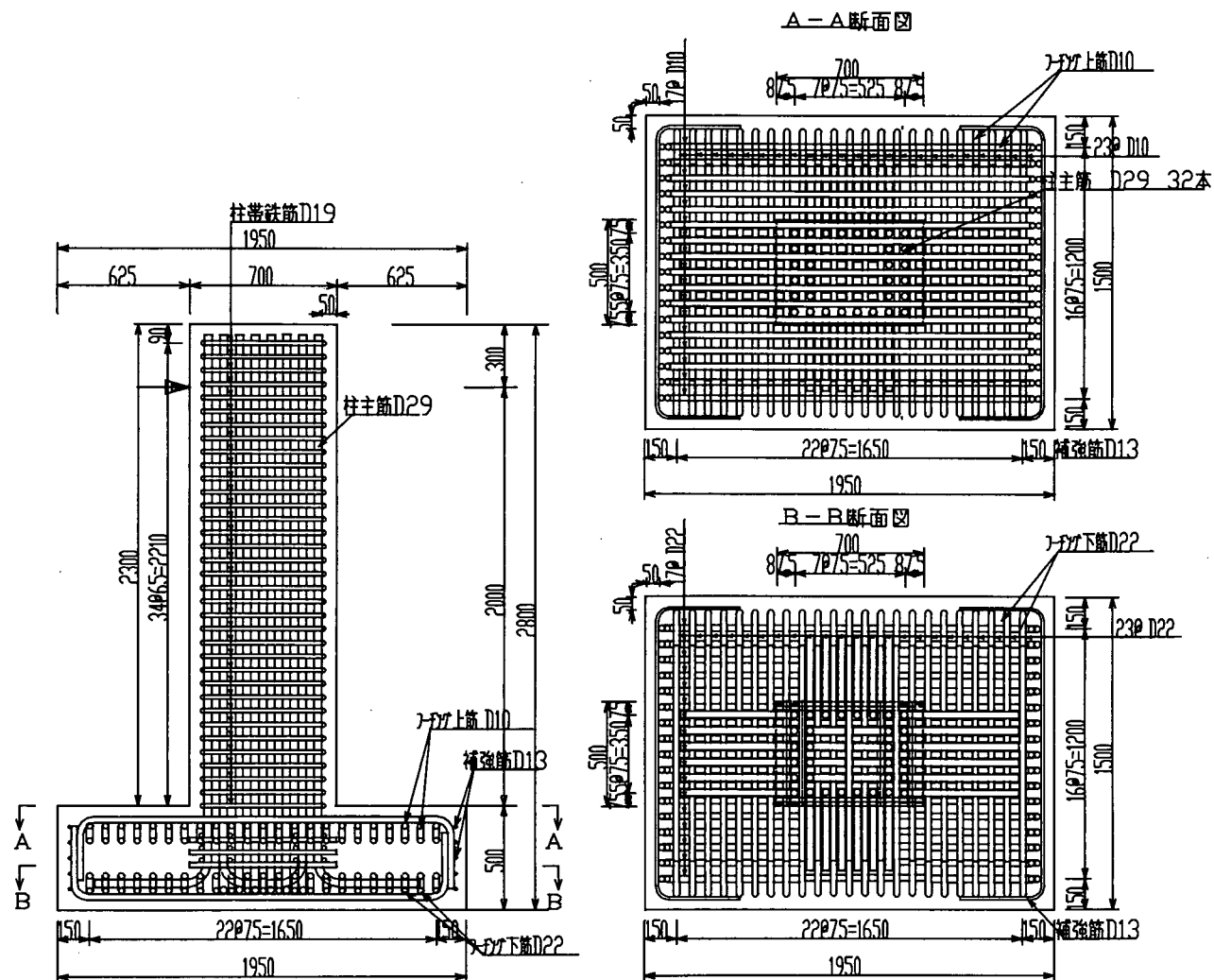


图-3.3.4 配筋图 (case1-1)

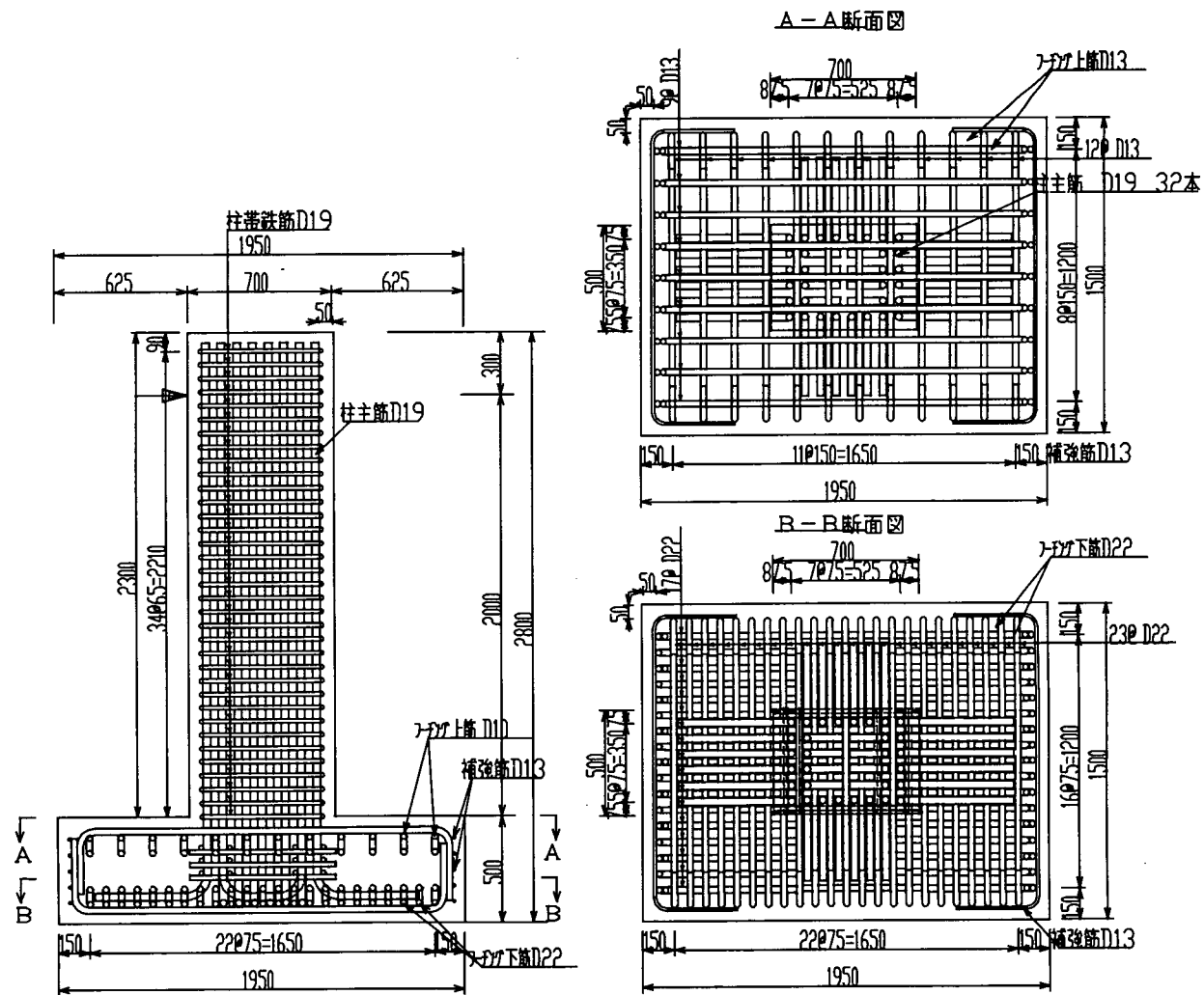
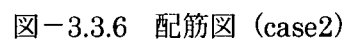


图-3.3.5 配筋图 (case1-2)



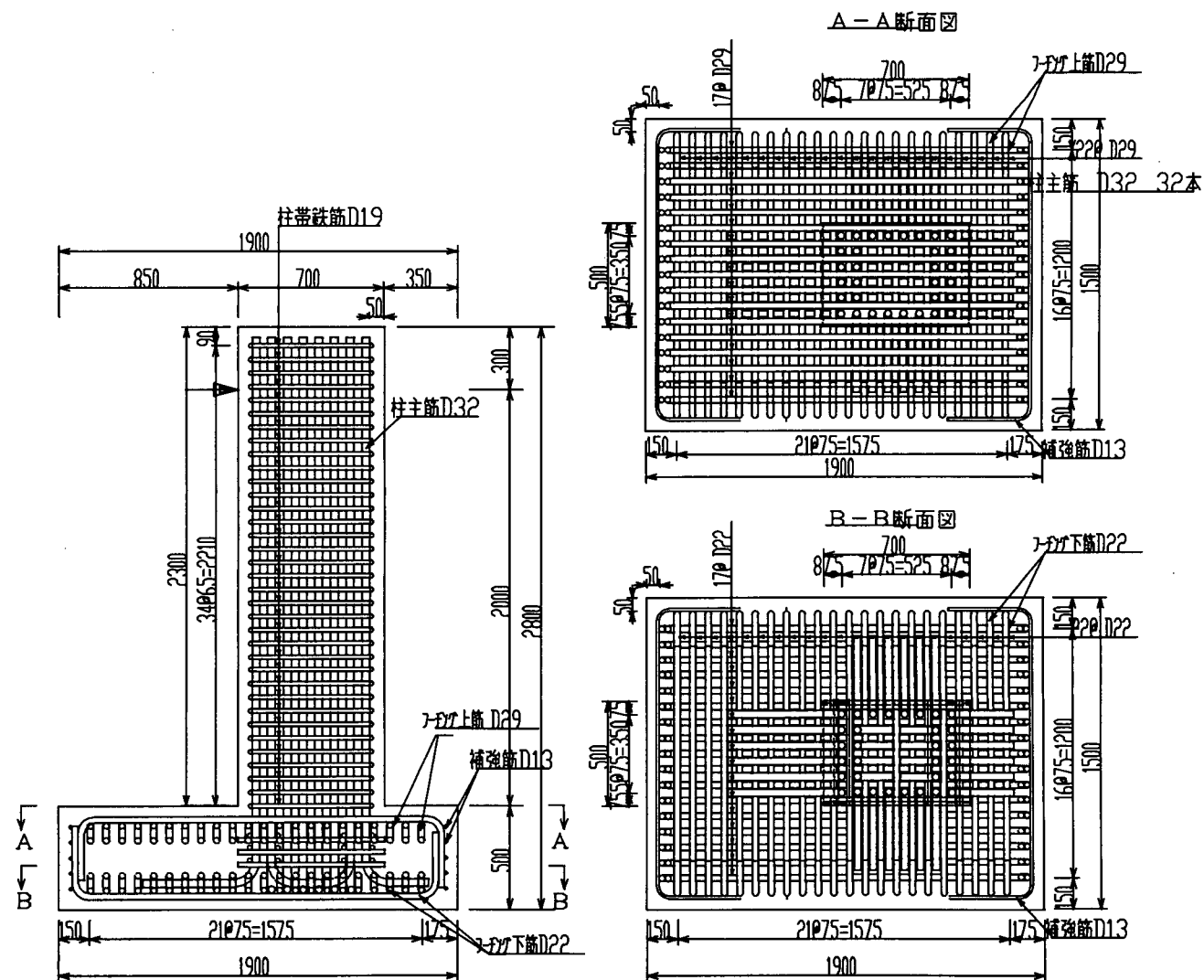


図-3.3.7 配筋図 (case3)

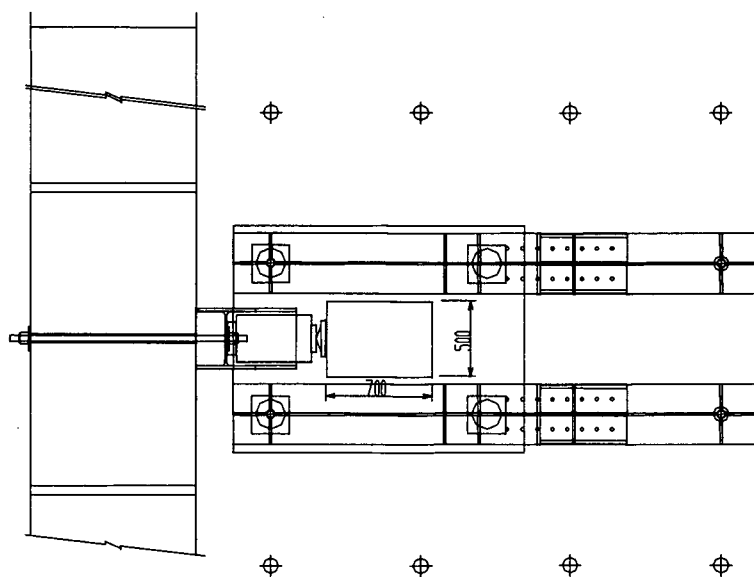
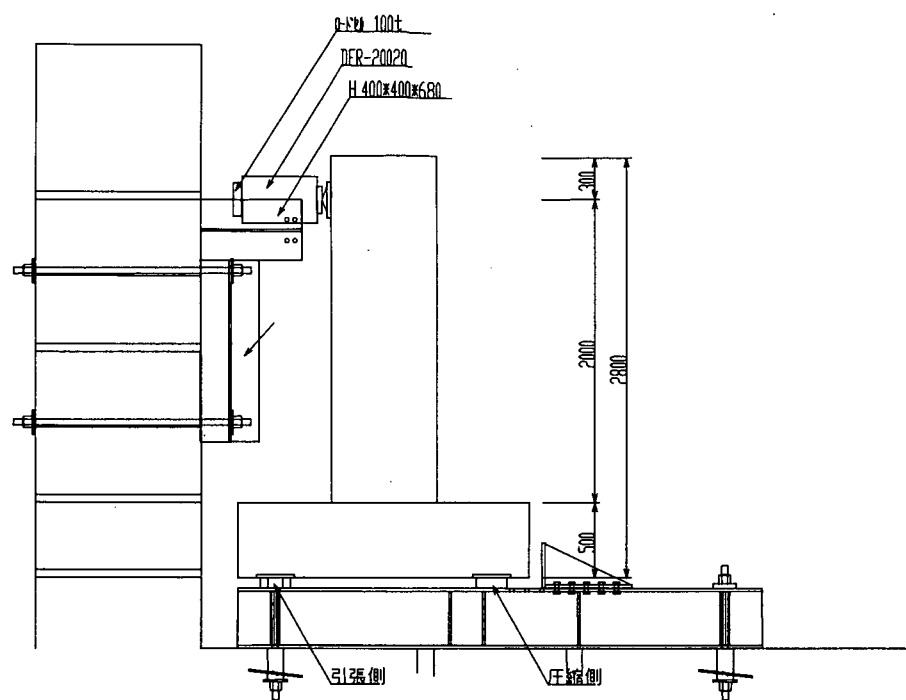


図-3.3.8 載荷状況図

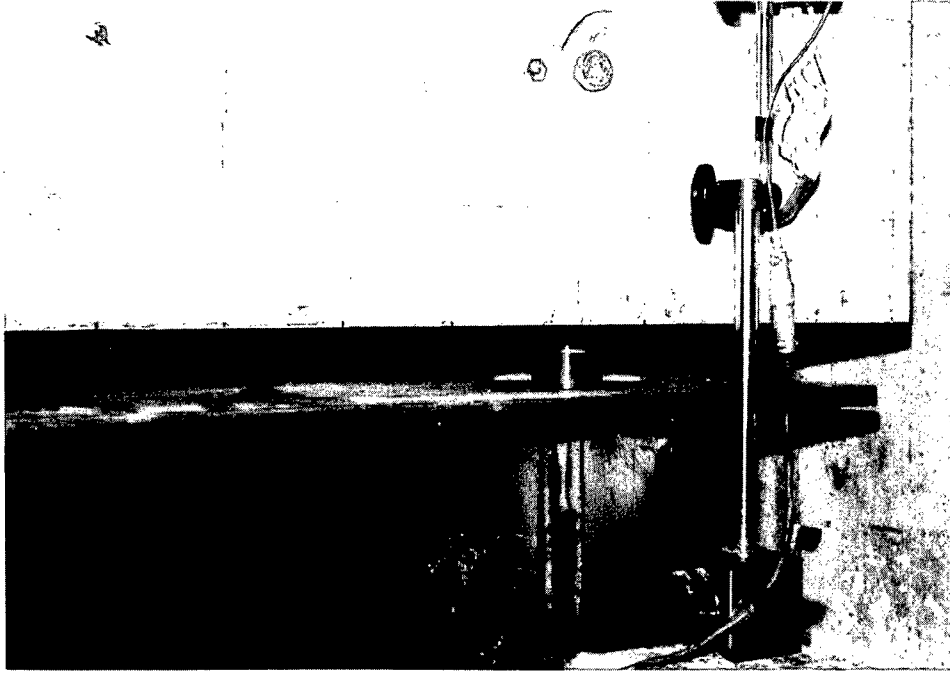


写真-3.3.1 アクリル支承設置状況

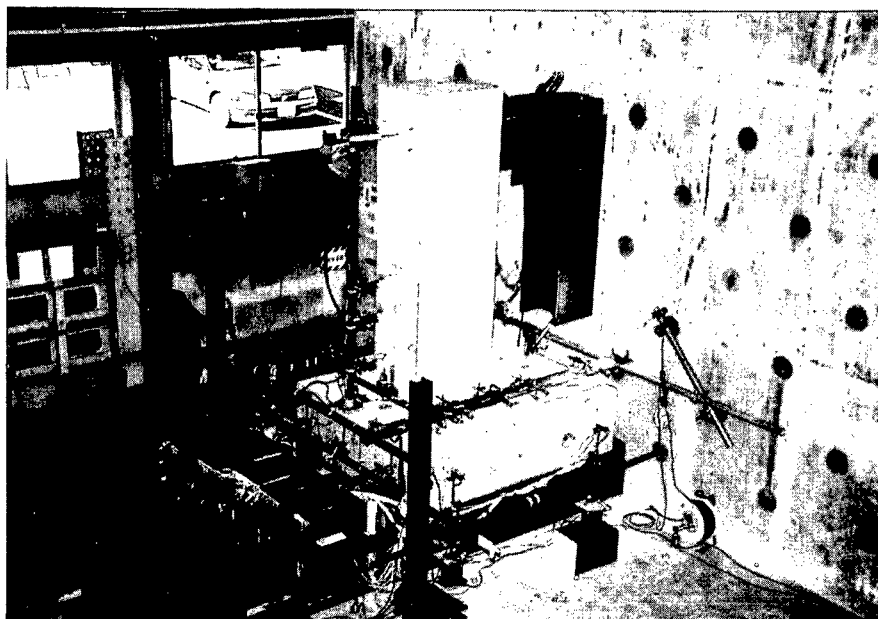


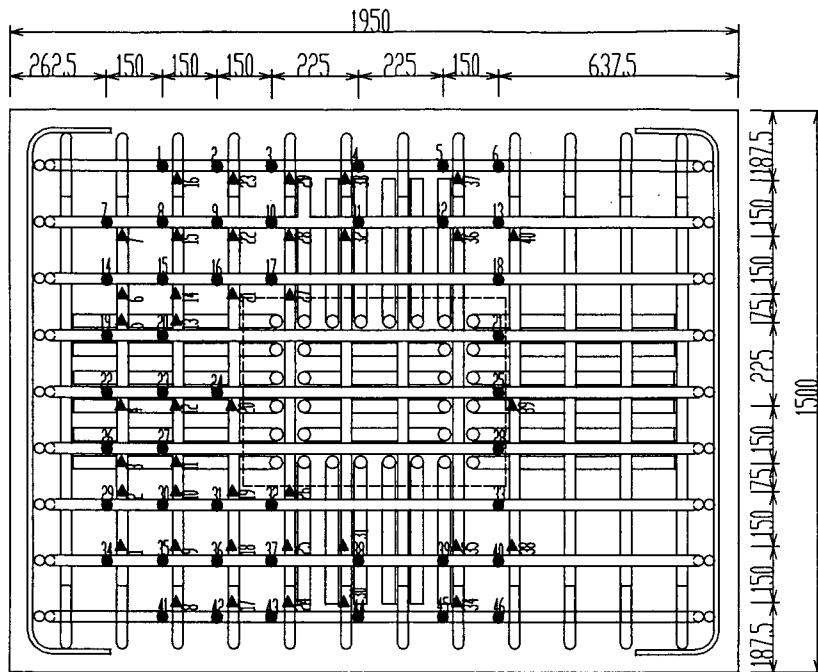
写真-3.3.2 載荷状況

計測項目は載荷荷重および供試体の各点の変位とひずみとした。計測点数を表-3.3.2 に示すとともに、変位計およびひずみゲージ設置位置図を図-3.3.10～図-3.3.17 に示す。フーチングにはひずみゲージを上筋・下筋それぞれ両方向に設置している。

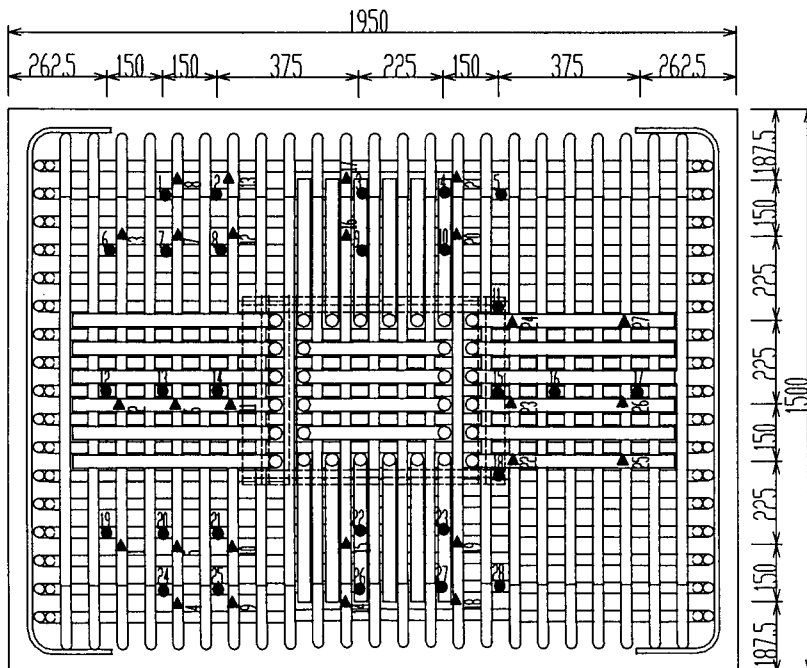
表-3.3.2 計測点数一覧表

	鉄筋ひずみ ゲージ	変位計	フーチング 反力	P C 鋼棒ひず みゲージ	アクリル板ひずみ ゲージ	載荷荷重	合 計
Case1-1	1 8 3 点	3 1 点	2 点	4 点	8 点	1 点	2 2 9 点
Case1-2	1 8 3 点	3 1 点	2 点	4 点	8 点	1 点	2 2 9 点
Case2	1 8 2 点	3 1 点	2 点	4 点	8 点	1 点	2 2 8 点
Case3	1 8 2 点	3 1 点	2 点	4 点	8 点	1 点	2 2 8 点

フーチング上筋



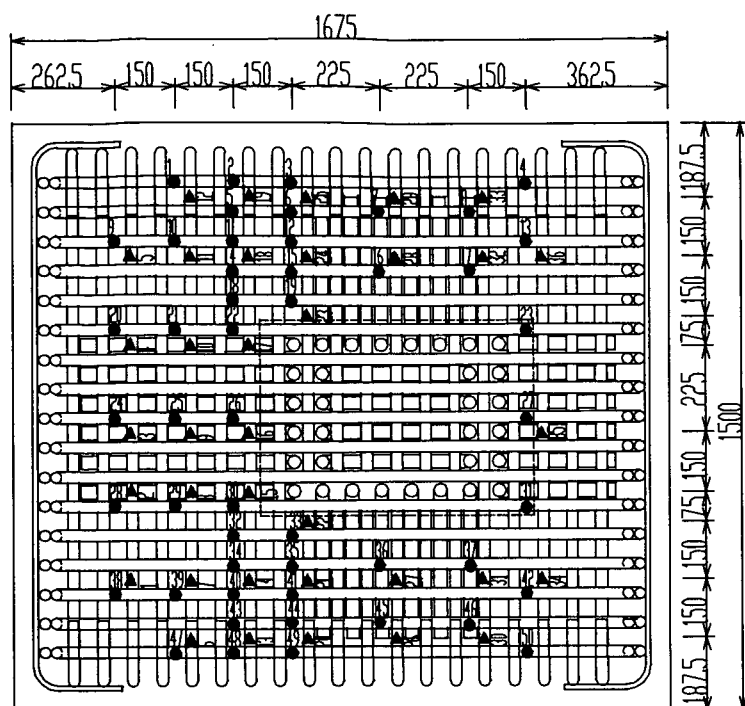
フーチング下筋



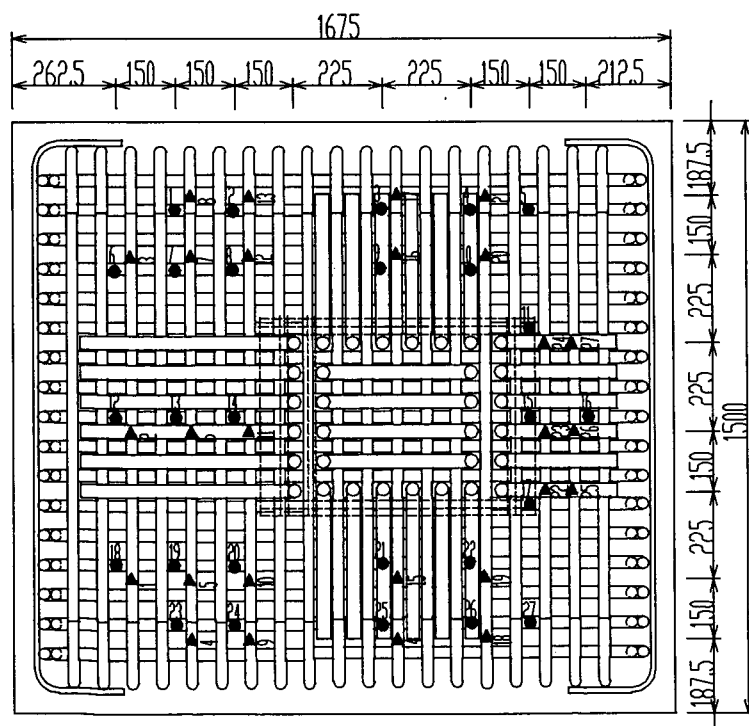
上筋	橋軸方向	46ヶ所	FUA-●
上筋	橋軸直角	40ヶ所	FUC-▲
下筋	橋軸方向	28ヶ所	FLA-●
下筋	橋軸直角	27ヶ所	FLC-▲
合計		141ヶ所	

図-3.3.10 ひずみゲージの設置位置 (case1-2)

フーチング上筋



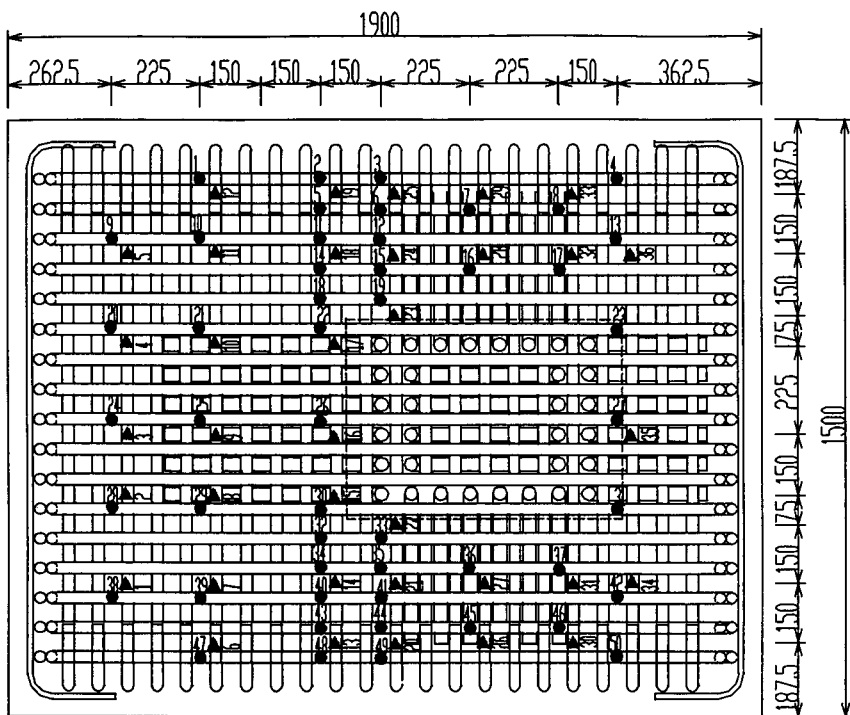
フーチング下筋



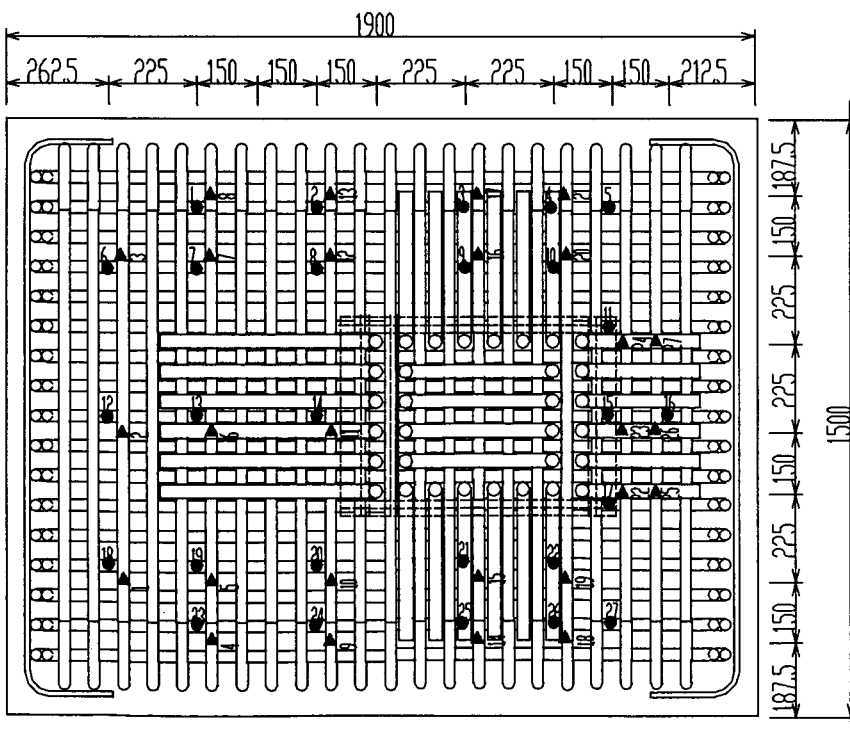
上筋 橋軸方向	50ヶ所	FUA-●
上筋 橋軸直角	36ヶ所	FUC-▲
下筋 橋軸方向	27ヶ所	FLA-●
下筋 橋軸直角	27ヶ所	FLC-▲
合計	140ヶ所	

図-3.3.11 ひずみゲージの設置位置 (case2)

フーチング上筋



フーチング下筋



上筋	樞軸方向	50ヶ所	FUA-●
上筋	樞軸直角	36ヶ所	FUC-▲
下筋	樞軸方向	27ヶ所	FLA-●
下筋	樞軸直角	27ヶ所	FLC-▲
合計		140ヶ所	

図-3.3.12 ひずみゲージの設置位置 (case3)

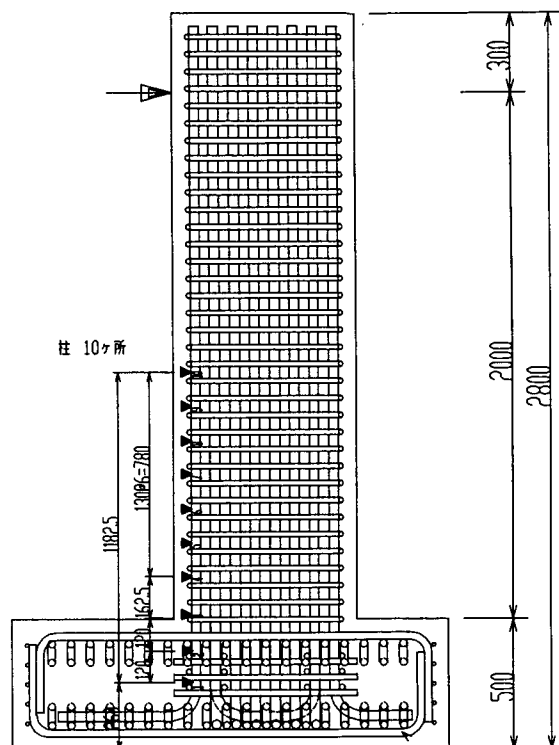
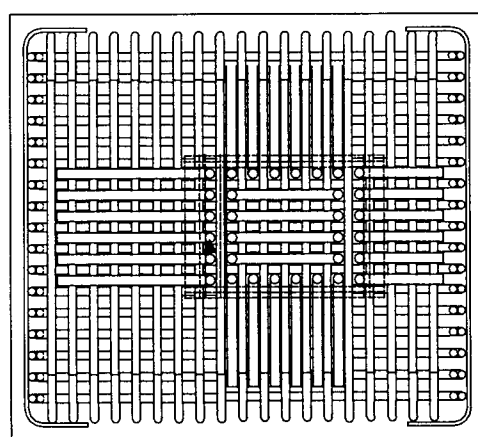


図-3.3.13 ひずみゲージの設置位置（載荷柱）（各ケース共通）



載荷方向 

柱主筋	10ヶ所	H	→▲
合計	10ヶ所		

図-3.3.14 ひずみゲージの設置位置（載荷柱）（各ケース共通）

3.3.2 支承のモデル化

支承板のモデル化は、支承の鉛直バネ係数を実際に施工される杭の鉛直バネ係数に合わせることで行った。

モデル化の対象としては、施工実績が比較的多い直径 1m の場所打ち杭で杭長を 15m と想定した。この時杭の鉛直バネ係数 K_v は、道路橋示方書 IV 下部構造編（以下、道示 IV）に示される式（3.1）を用いて以下のとおりとなる。

$$K_v = a \frac{A \cdot E}{L}$$

$$= 0.315 \times \frac{0.7854 \times 24525000}{15} \approx 404500 \quad (\text{kN/m}) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、

A：場所打ち杭の断面積（ m^2 ）

E：場所打ち杭の弾性係数（ kN/m^2 ）

L：杭長（m）

a：場所打ち杭の場合の補正係数

$$a = 0.031 \left(\frac{L}{D} \right) - 0.15 = 0.031 \left(\frac{15}{1.0} \right) - 0.15 = 0.315 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

供試体レベルにおける杭の鉛直バネ係数 K_v が実構造レベルにおける杭の鉛直バネ係数と同等となるように、式（3.3）により支承の弾性係数 E' を求め、材料を決めることとした。

$$E' = \frac{K_v \cdot L'}{A'} \times \lambda$$

$$= \frac{404500 \times 0.07}{0.0314} \times \frac{1}{5} \approx 0.18 \quad (\text{GN/m}^2) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、

λ' ：モデルの縮尺比でここでは 1/5 とした。

A'：モデル化した杭（直径 0.2m）の断面積（ m^2 ）

L'：モデル化した杭長（m）（=0.07m）

支承板の厚さは、実験設備などの諸条件から 7 cm とした。以上の計算課程より支承は弾性係数が 0.18GN/m^2 程度の材料を用いる必要があることとなるが実験においては、材料の入手のしやすさから表 3.3.3 に示した機械的性質を有するアクリル樹脂を用いることとした。

表-3.3.3 アクリル樹脂の機械的性質

	メチルメタアクリル酸樹脂 (一般名：アクリル樹脂)
弾性係数（ GN/m^2 ）	2.5～3.5
圧縮強度（ kN/m^2 ）	77500～135000

3.3.3 実験結果

各ケースの載荷実験および材料試験結果を表-3.3.4 に示す。

表-3.3.4 載荷実験および材料試験結果

実験ケース		case1-1	case1-2	case2	case3
載荷実験結果	基礎研式	杭基礎 (4 本杭)			
	計画破壊形式	曲げ		せん断	
	フーチング形状	対称モデル		非対称モデル	
	最大荷重(kN)	306	294	681	575
	最大荷重時変位(mm)	9.26	14.69	(48.69)	22.97
	破壊形態	フーチング 接合部の破壊	フーチング 接合部の破壊	フーチング せん断破壊	フーチング せん断破壊

(注 1)case2 おける最大荷重時変位は架台のずれによる影響を補正した値とする。

(1) case1-1 実験結果

図-3.3.17 に case1-1 の載荷点における荷重-変位曲線を示す。図-3.3.18 に供試体損傷進行状況を示す。載荷初期の 157kN でフーチングの側面にひびわれ①が、215.8kN の荷重でフーチングの柱との接合部付近にひびわれ②が生じ、278.6kN、水平変位 4.88mm でひびわれ③付近の上側の鉄筋が降伏している (1 δ)。1 δ 以後 2 δ まで載荷する間に、フーチング上面及び側面に大きなひびわれ③~⑤が生じている。1.6 δ 時にはフーチング側面の柱接合部にひびわれ⑥も生じており、フーチング上側の鉄筋が降伏した後に変位が増大し、接合部の破壊に移行しているものと考えられる。1 δ 以後、ひびわれによる損傷 (変位、変形) は大きいものに対して、急激な耐力の低下は見られない。幸左らは兵庫県南部地震における被災橋脚フーチングの模型載荷実験⁶⁾を行っているが、そこでも類似の破壊形態が見られる。ただし幸左らの実験では、フーチング上面鉄筋の降伏後、橋脚とフーチング接合部でひびわれが部材内部へ進展していくような破壊形態であったのに対して、本実験では、むしろフーチング上面の鉄筋が上側に引抜かれるような破壊であった。最終的に 26 δ 、126.84mm まで載荷を行った。図-3.3.19 に実験終了後のひびわれ図、写真-3.3.3~3.3.6 に 1 δ 、2 δ 、5 δ および実験終了後の供試体損傷状況を示す。

図-3.3.21~3.3.25 にフーチング上面、載荷軸方向鉄筋 (主鉄筋) の載荷直角方向断面 A-A~E-E におけるひずみ分布図を示す。1 δ 時に注目すると、D-D 断面の柱から一番遠い鉄筋が降伏ひずみに達しているのがわかる。1.6 δ 時には C-C 断面、D-D 断面共に全幅に近い範囲で鉄筋は降伏ひずみまで達している。したがって、曲げ照査断面としては、既往の設計と同様に柱前面が妥当と考えられ、曲げに対しては全幅に近い有効幅で抵抗してるものと考えられる。また、A-A 断面、B-B 断面については破壊が進行するにつれてひずみも増加しており、ほぼ杭位置であるこの断面においても最終的には、ほぼ全幅で降伏している。供

試体の破壊形状から判断すると、損傷が進行しフーチングが上下に割れ、持ち上げられることにより大きなひずみが出たのではないかと考えられる。柱中央部の E-E 断面については 1.3δ 以後、ひずみの増加は僅かである。

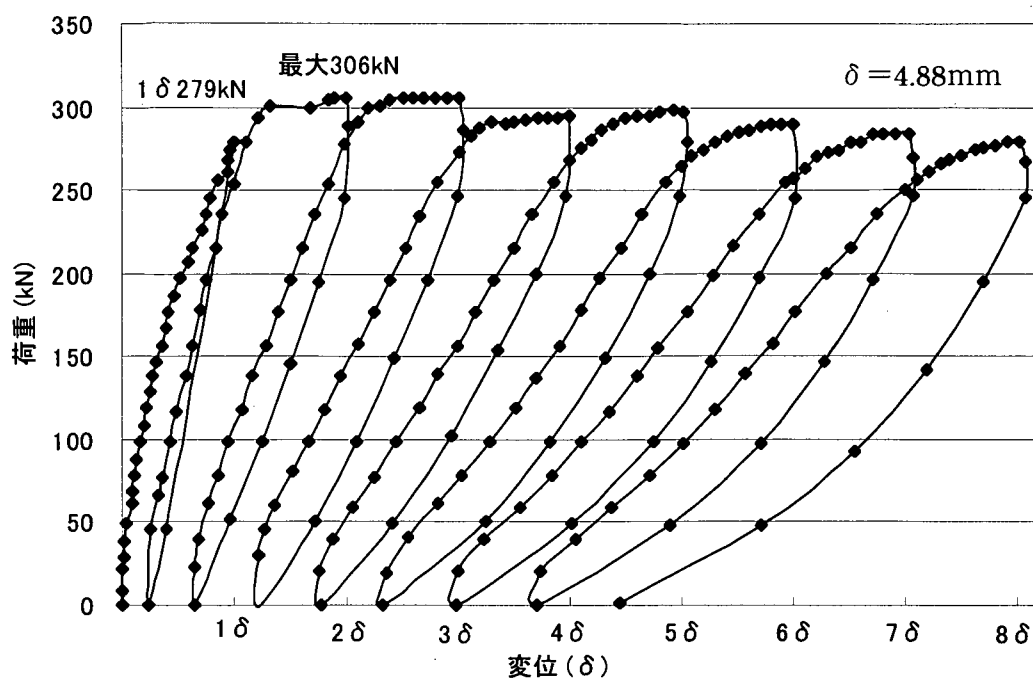


図-3.3.17 荷重-変位曲線 (case1-1)

No.	載荷荷重 (kN)	変 位 (mm)	コメント
1	29.4	0.10	
2	49.1	0.21	
3	68.7	0.40	
4	78.5	0.51	柱接合部ひびわれ発生
5	128.5	1.22	
6	157.0	1.73	フーチング上面ひびわれ発生 ひびわれ①
7	176.6	2.03	
8	215.8	3.05	フーチング曲げ照査断面にひびわれ発生 ひびわれ②
9	245.3	3.86	
10	278.6	4.88 (1 δ)	フーチング上筋降伏 ひびわれ③
11	301.2	6.4 (1.3 δ)	フーチング上面大きくひびわれる ひびわれ④
12	300.2	8.2 (1.6 δ)	フーチング上面・側面大きくひびわれる ひびわれ⑤、⑥
13	306.1	9.26	最大荷重
14	306.1	14.7 (3 δ)	
15	297.2	24.4 (5 δ)	支柱接合部の圧壊が始まる
16	279.6	39.1 (8 δ)	
17	270.8	46.9 (10 δ)	
18	270.8	68.4 (14 δ)	
19	265.9	87.9 (18 δ)	
20	261.9	117.2 (24 δ)	
21	269.8	126.8 (26 δ)	実験終了

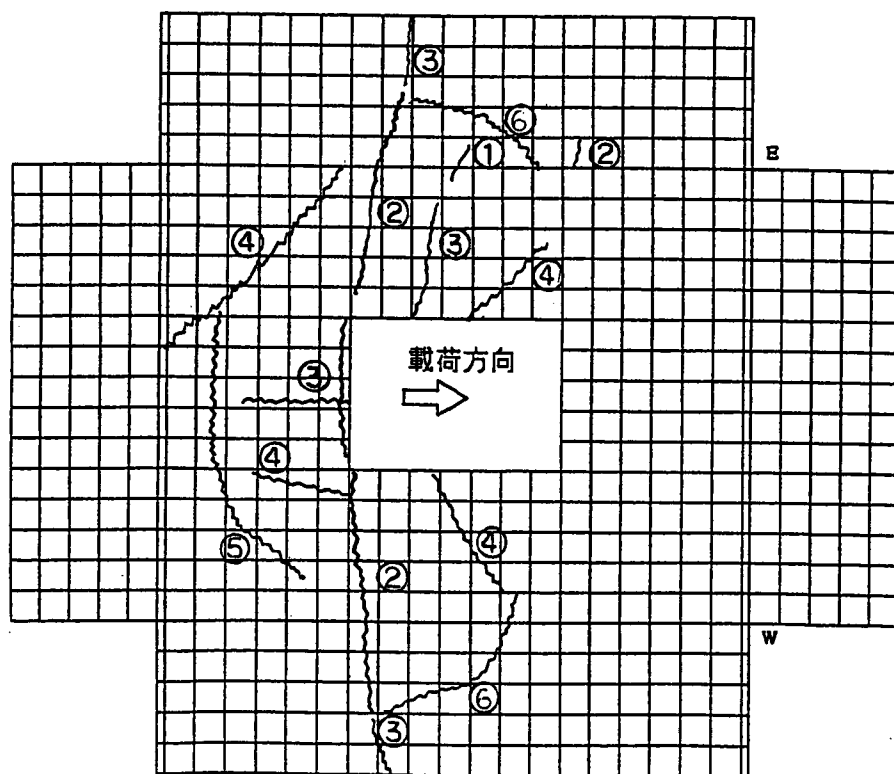
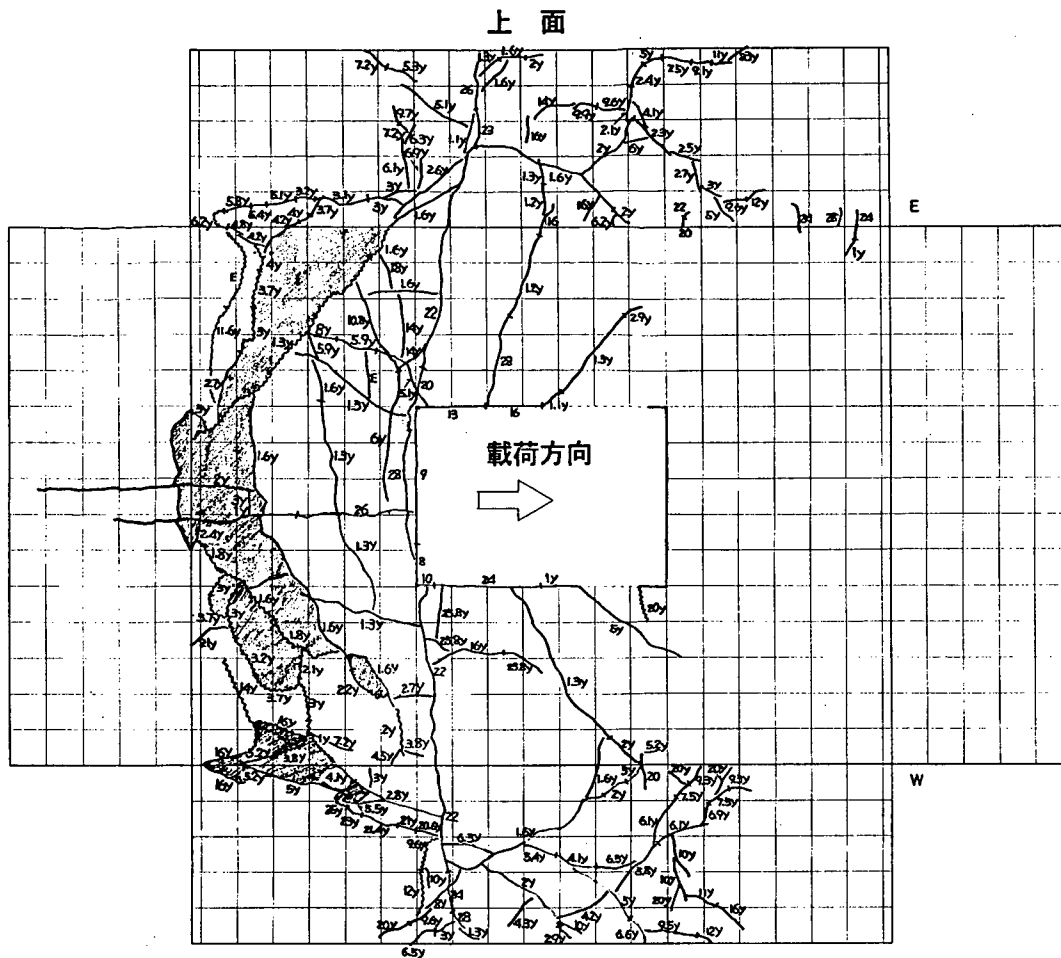


図-3.3.18 フーチング損傷進行状況図



* 図中の数値はその位置でひびわれが生じた際の載荷荷重 (tf) を示す。なお、フーチング主鉄筋初降伏時変位を $1y$ (1δ に同じ) とし、それ以降に発生したひびわれはこの変位量で示している。

図-3.3.19 ひびわれ状況図 (case1-1 実験終了後)

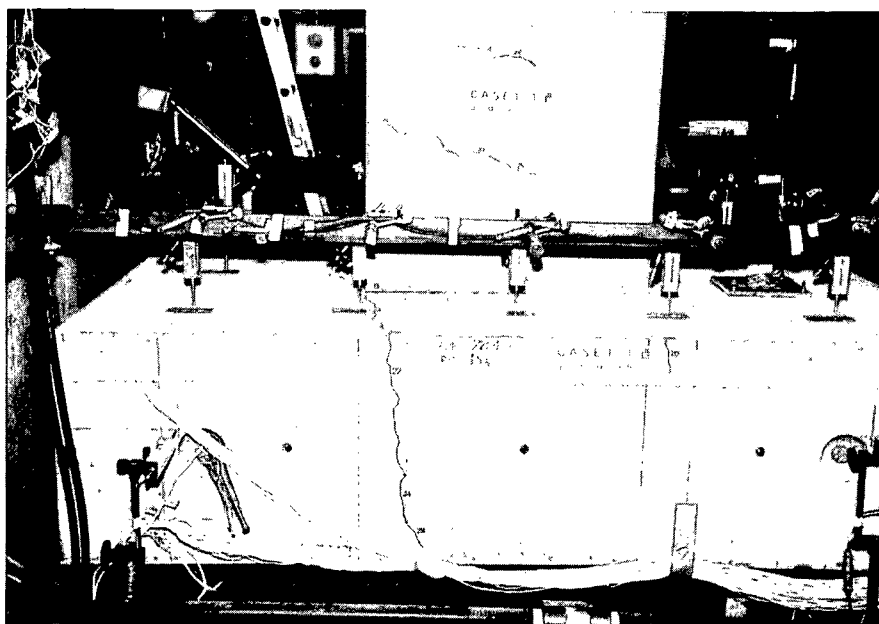


写真-3.3.3 1δ時

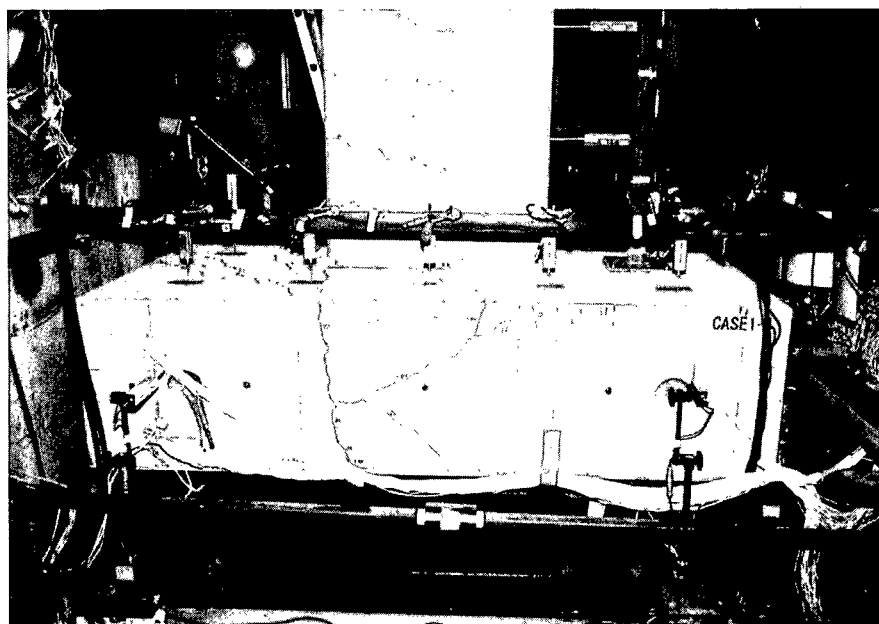


写真-3.3.4 2δ時

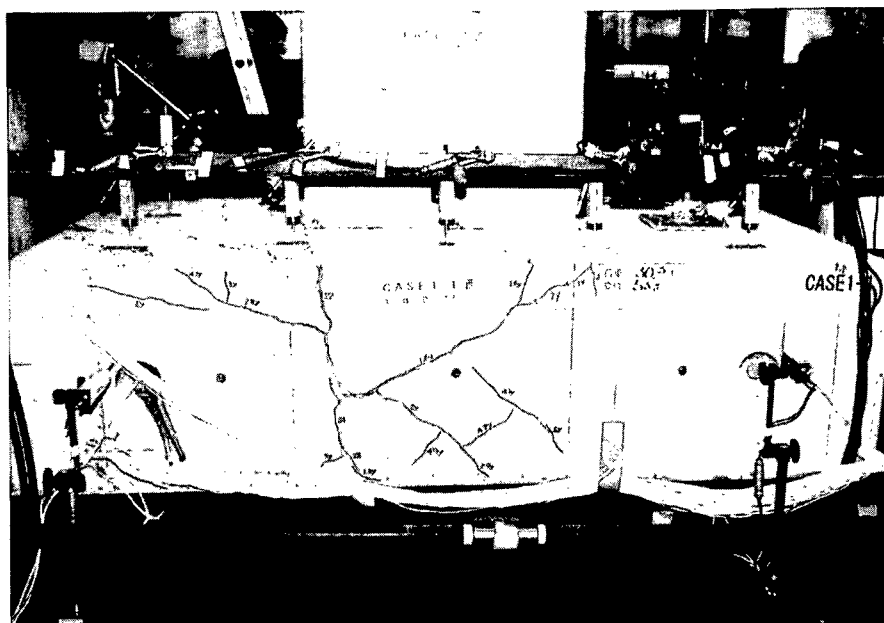


写真-3.3.5 58時

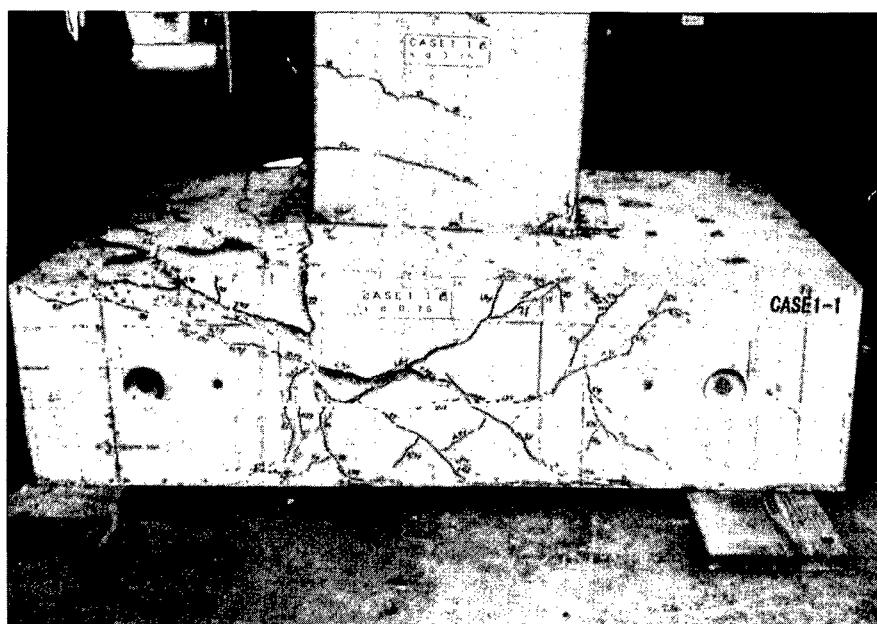


写真-3.3.6 実験終了後

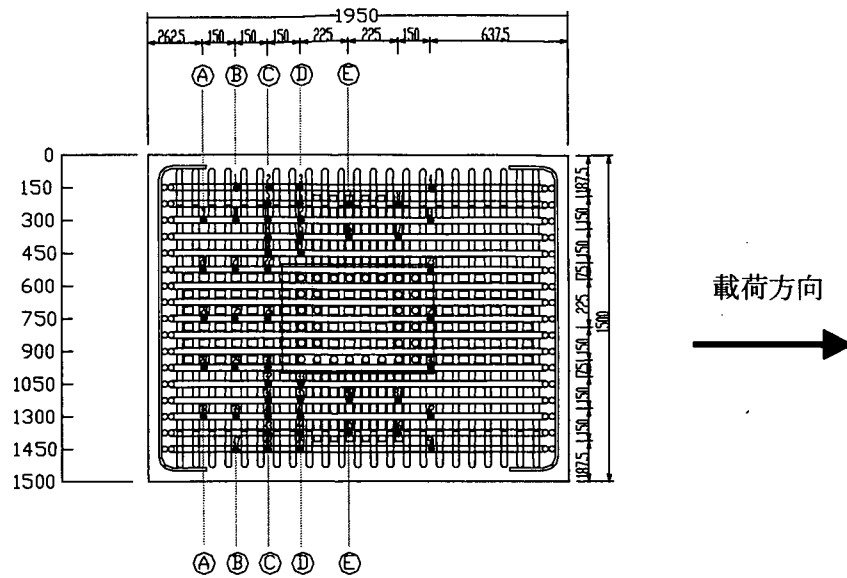


図-3.3.20 ひずみ測定位置図 (case1-1)

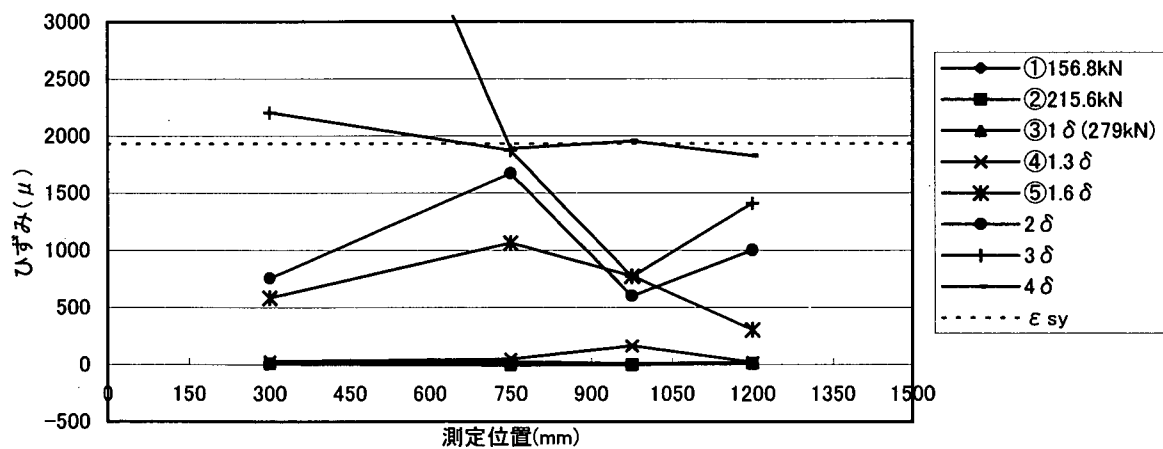


図-3.3.21 ひずみ分布図 (case1-1, A-A 断面)

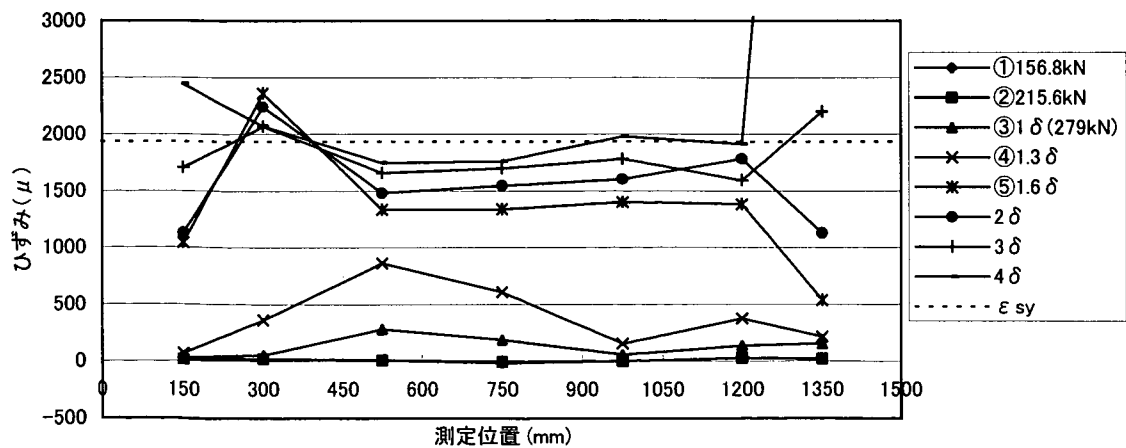


図-3.3.22 ひずみ分布図 (case1-1, B-B 断面)

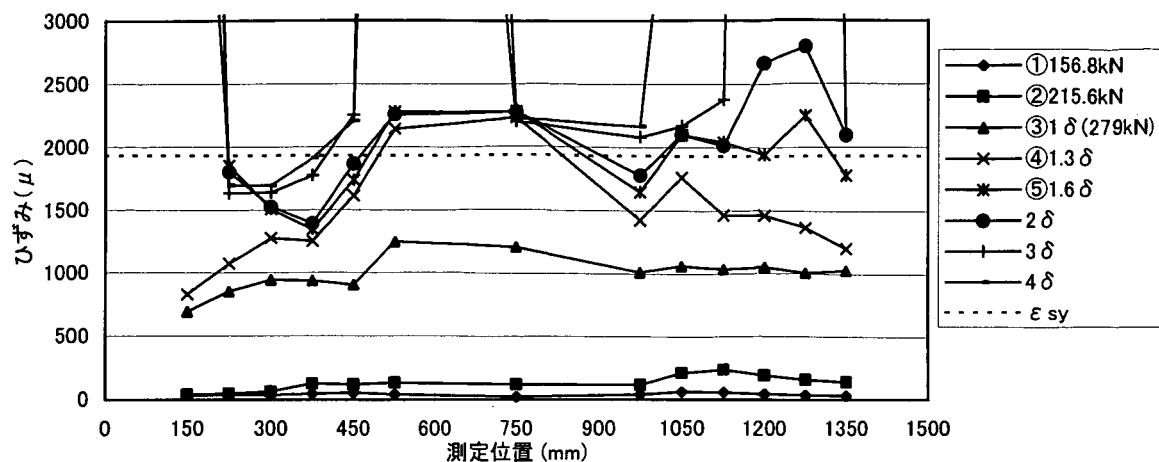


図-3.3.23 ひずみ分布図 (case1-1, C-C 断面)

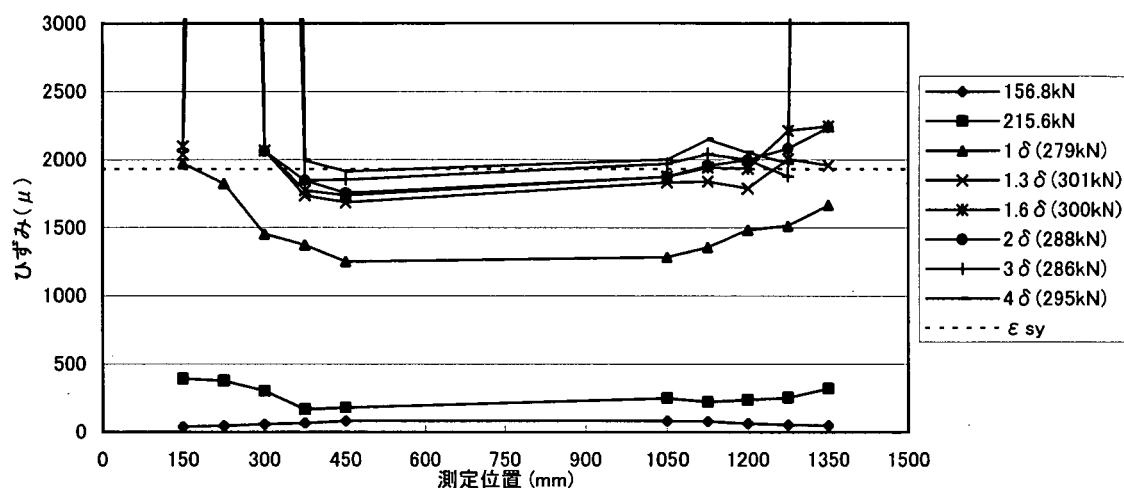


図-3.3.24 ひずみ分布図 (case1-1, D-D 断面)

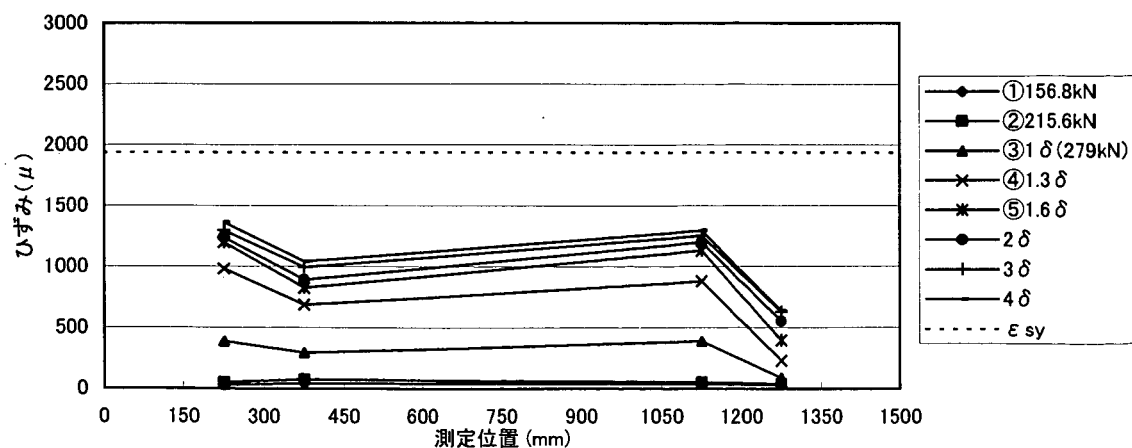


図-3.3.25 ひずみ分布図 (case1-1, E-E 断面)

図-3.3.26～3.3.30 は、フーチング上面の配力筋のひずみ分布である。引抜き杭に近い位置では主鉄筋と同程度のひずみが発生しており、フーチングが版としての2次元的な変形をしていることがわかる。この変形に対しては配力筋が有効に作用していることがわかる。

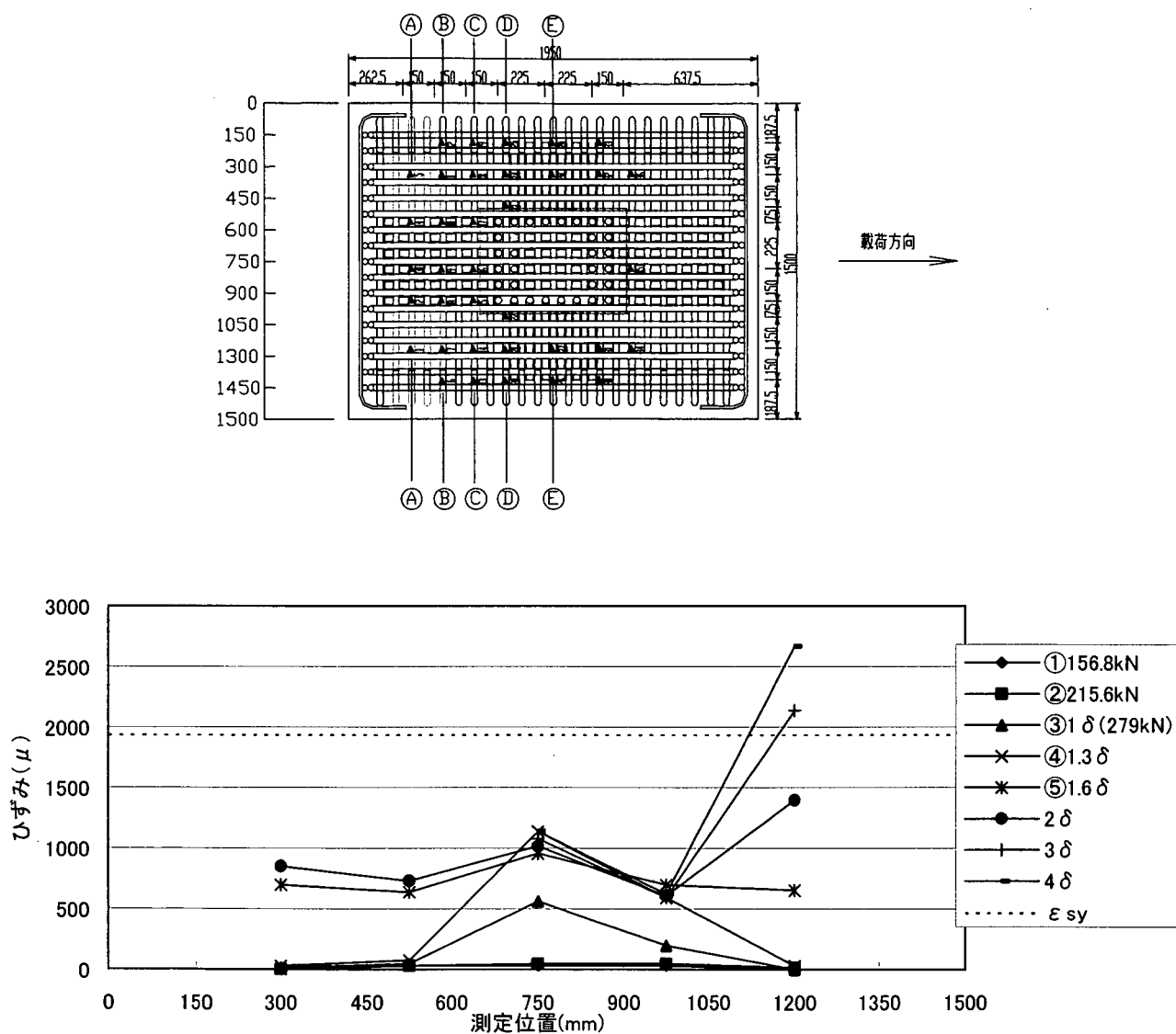


図-3.3.26 配力筋ひずみ分布図 (case 1-1, A-A 断面)

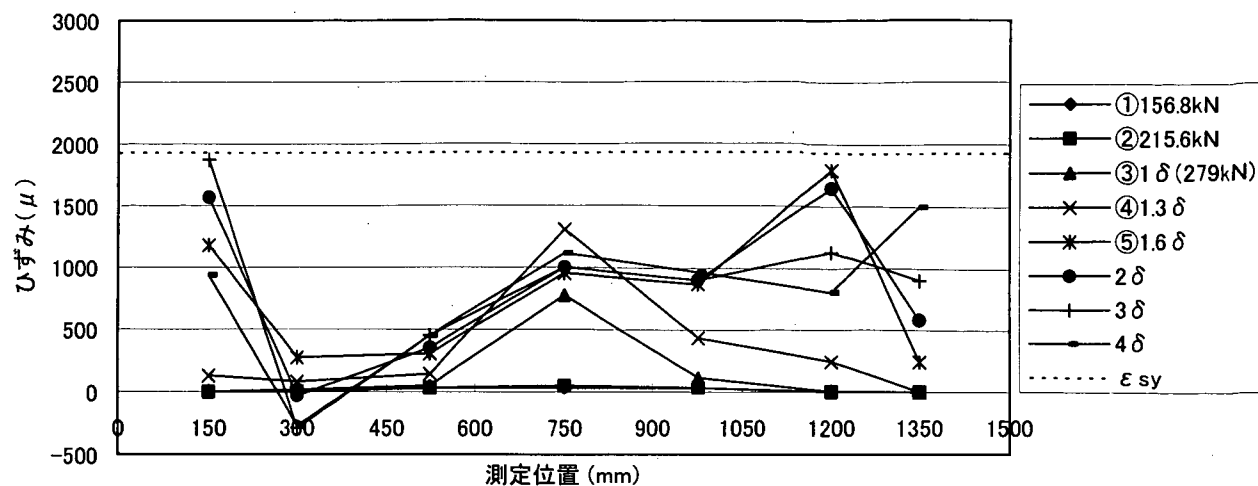


図-3.3.27 配力筋ひずみ分布図 (case1-1, B-B 断面)

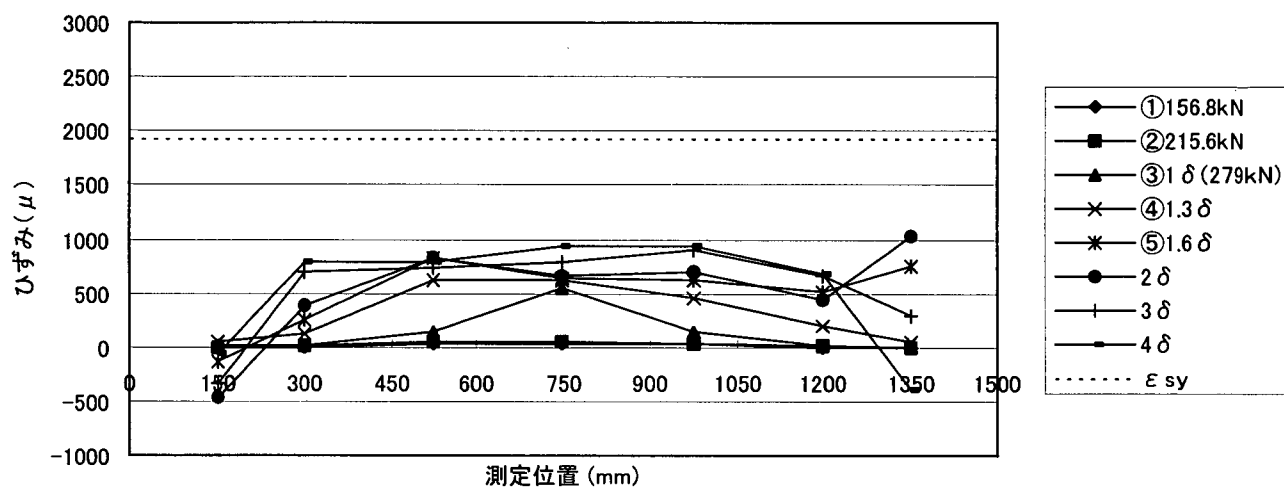


図-3.3.28 配力筋ひずみ分布図 (case1-1, C-C 断面)

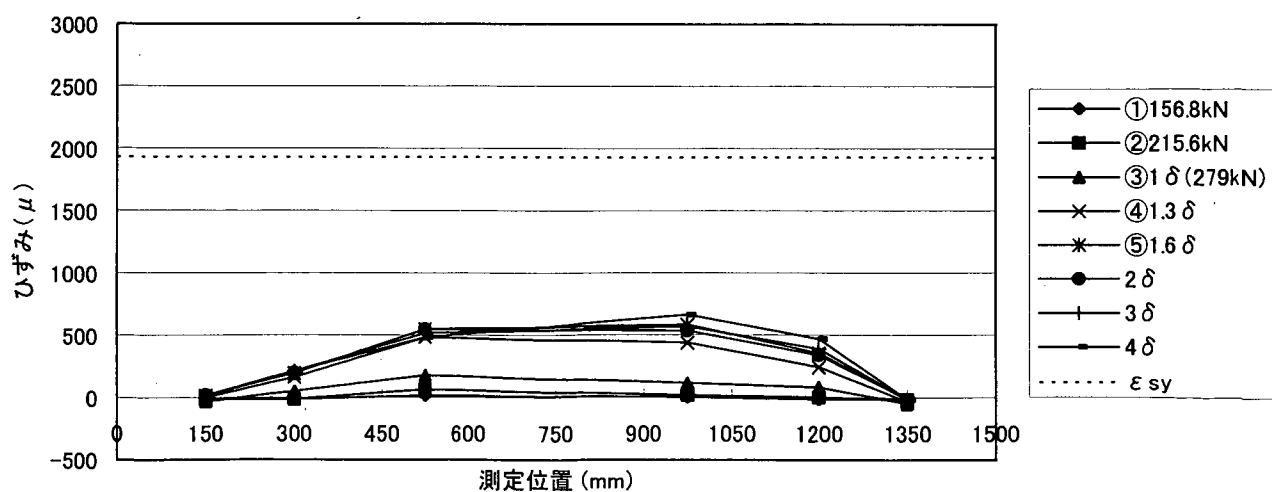


図-3.3.29 配力筋ひずみ分布図 (case1-1, D-D 断面)

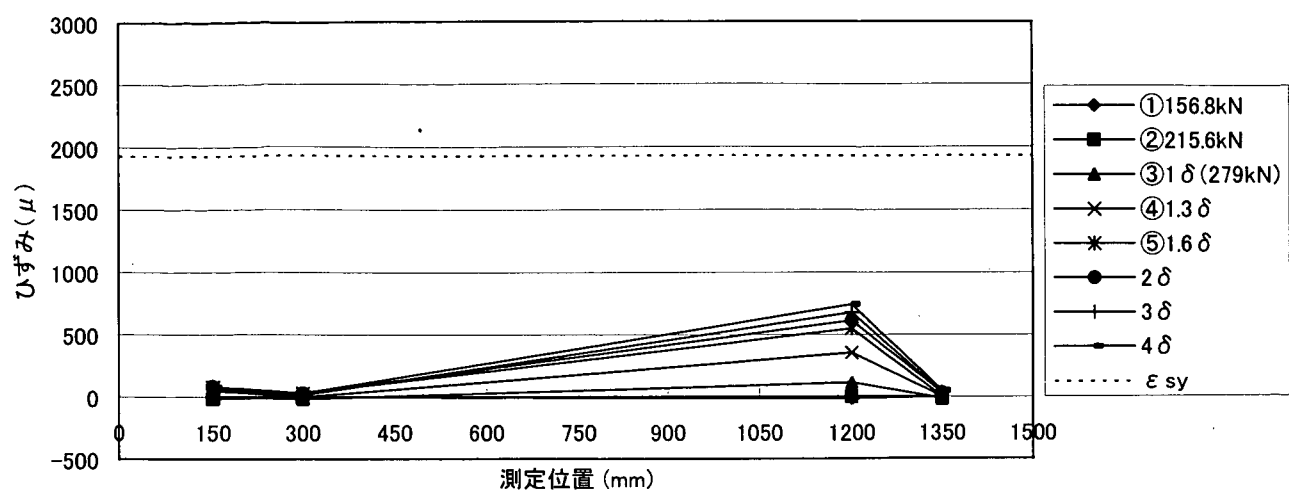


図-3.3.30 配力筋ひずみ分布図 (case1-1, E-E断面)

つぎに case1-1 載荷柱の荷重-変位および荷重-ひずみ分布をそれぞれ図-3.3.31, 3.3.32 に示す。載荷柱は実験終了まで大きくたわむことなく、柱自体は剛体的な挙動を示していることが分かる。これは、荷重に対して柱部の配筋量を大きくしたことによる。ひずみ分布からも、柱部の鉄筋のひずみは弾性域内にあることが分かる。

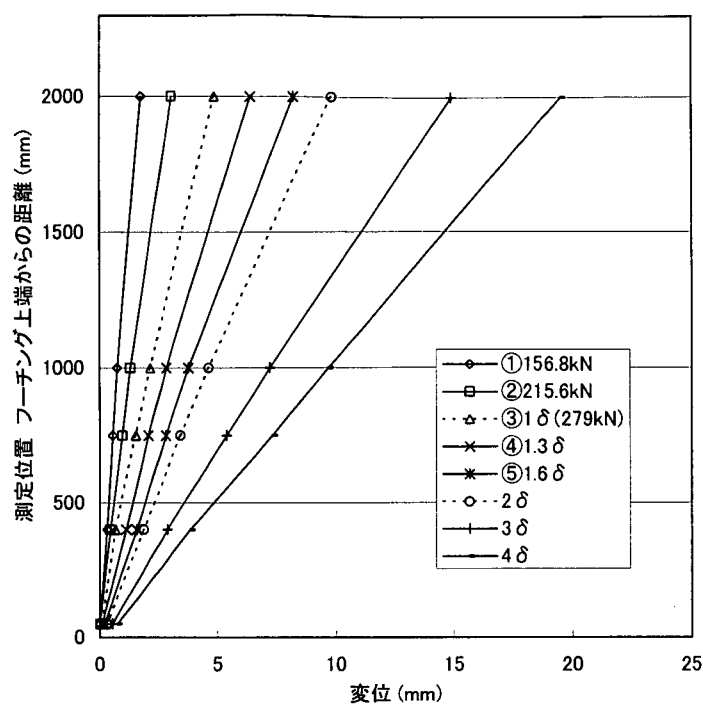


図-3.3.31 載荷柱の変位

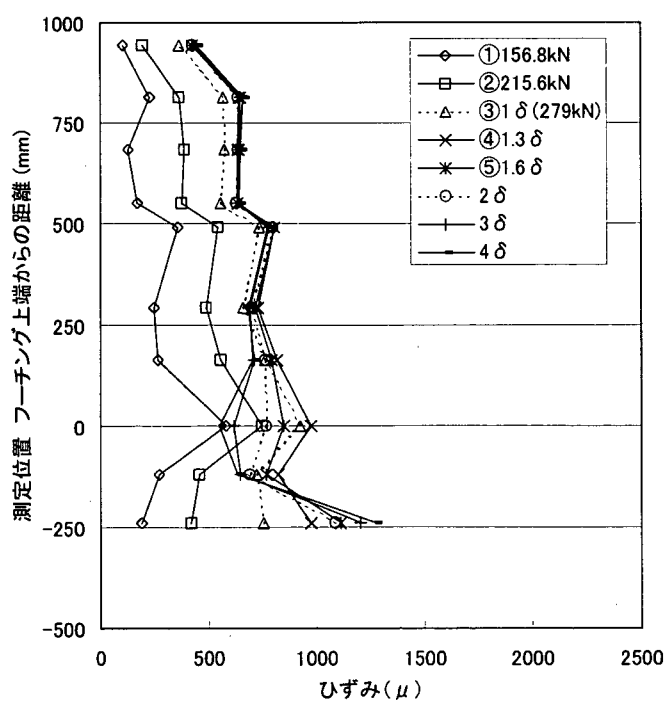


図-3.3.32 載荷柱のひずみ分布

フーチング引張杭側の定着鉄筋のひずみ分布を図-3.3.33に示す。計測位置は図-3.3.15に示すとおりであるが、図-3.3.33は各定着鉄筋の計測結果をフーチング下面からの距離ごとに平均して示したものである。各定着鉄筋ごとの分布は参考資料に示す。ひずみはいずれの荷重段階でも小さく、実験終了時まで定着鉄筋は降伏に至っていない。

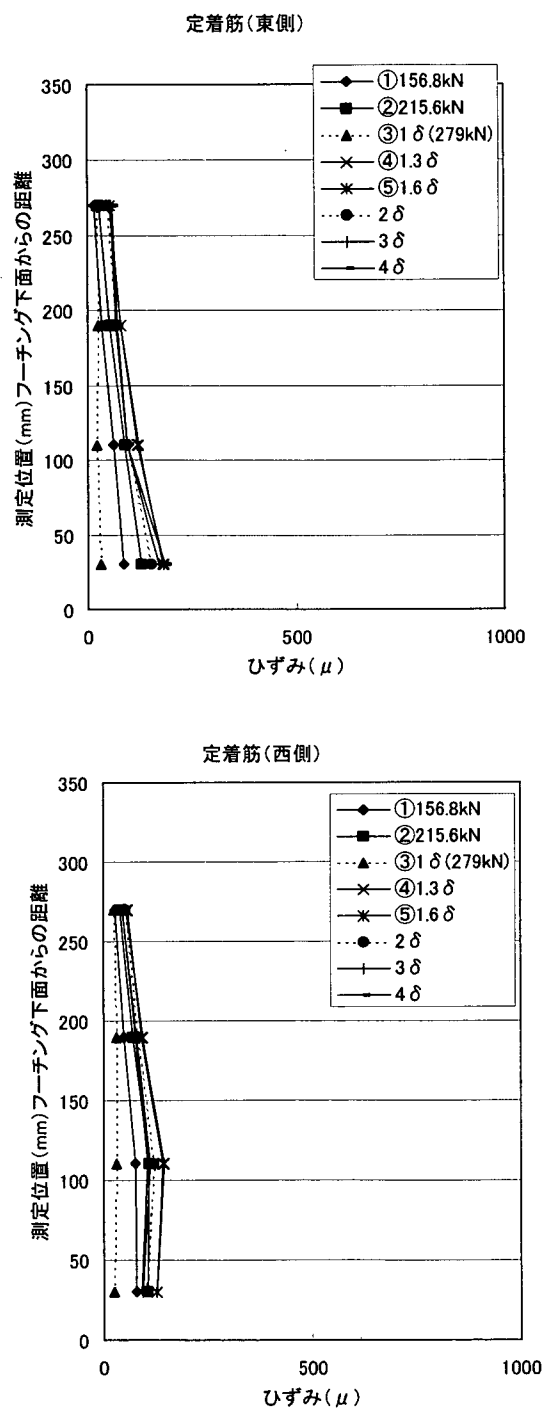


図-3.3.33 定着筋のひずみ分布

フーチング上面の変位を図-3.3.34～3.3.38, 写真-3.3.7 に示す。A-A 断面では、载荷に従いフーチング中央部が盛り上がるような変位が生じている。このような変形により A-A 断面では配力筋にもひずみが生じていたと考えられる。B-B 断面では、アクリル版の変形によりフーチングが全体的に沈下するような変位となっている。C-C、D-D 断面は载荷方向での断面であるが、 1δ までは、支承部の弾性変形による変位が主であり、フーチング自体には大きな変形が生じていない。 1δ 以後、フーチングの損傷が進むにつれて、フーチングは上下に割れて柱との接合部分が弓なりに持ち上がるような変形の仕方となっている。

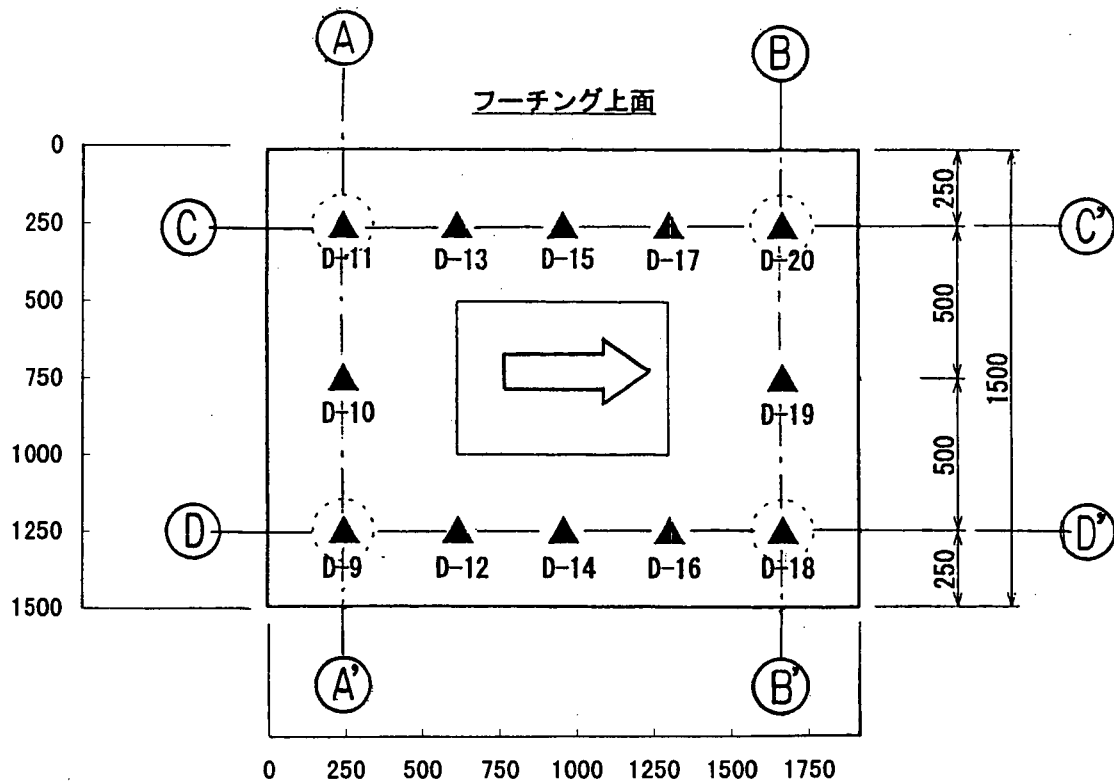


図-3.3.34 フーチング上面変位測定位置図

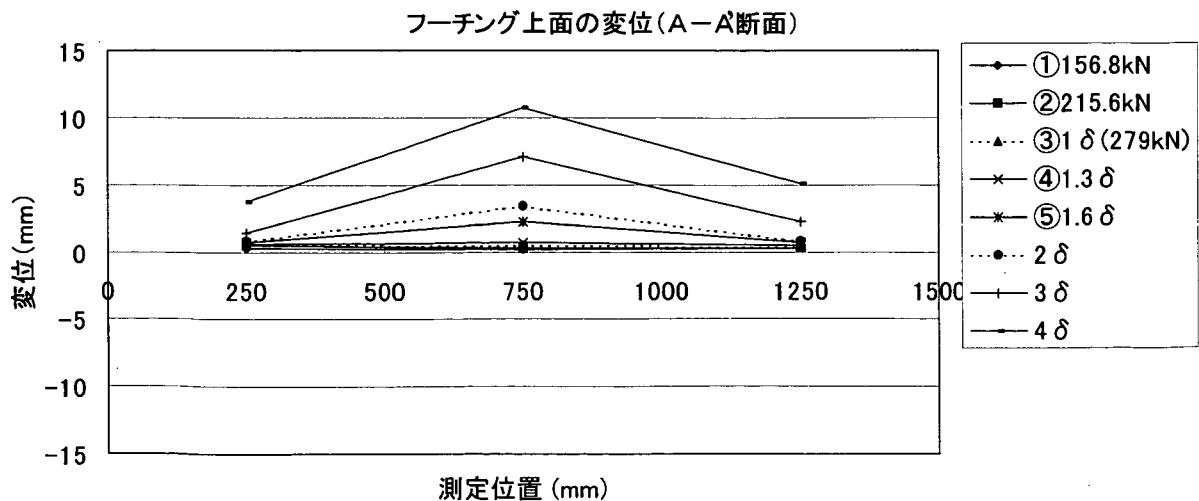


図-3.3.35 フーチング上面変位 (case1-1, A-A' 断面)

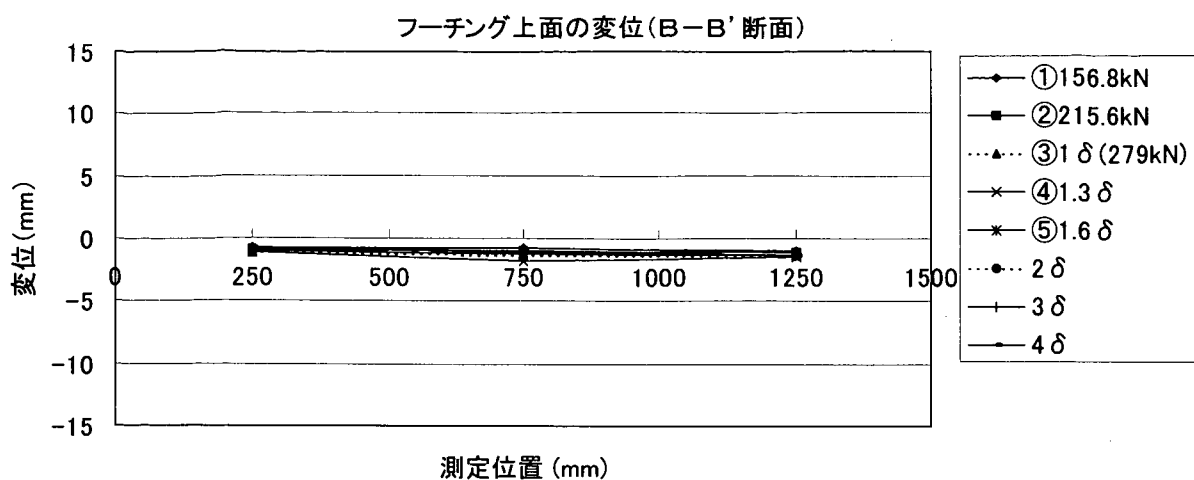


図-3.3.36 フーチング上面変位 (case1-1, B-B' 断面)

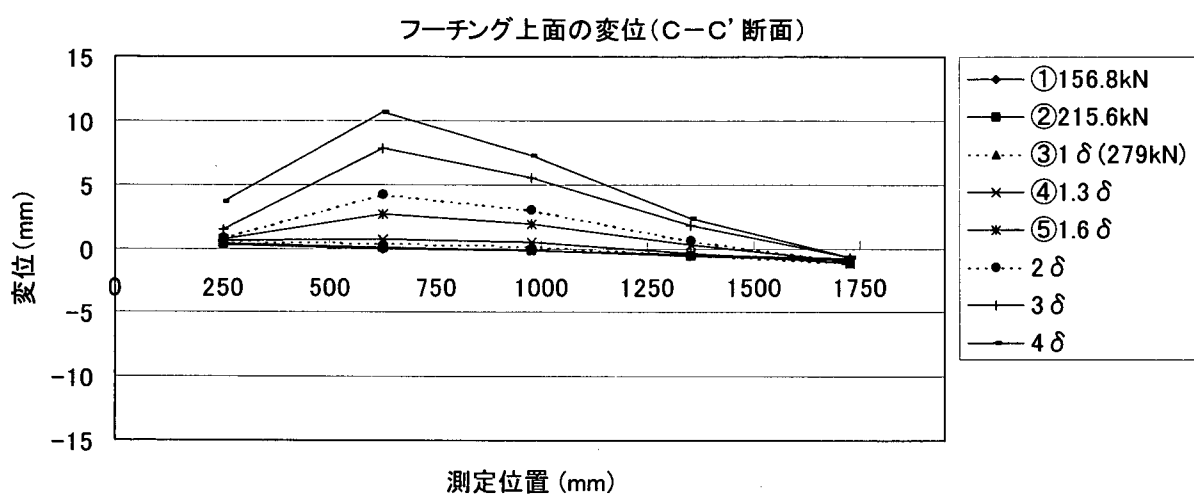


図-3.3.37 フーチング上面変位 (case1-1, C-C' 断面)

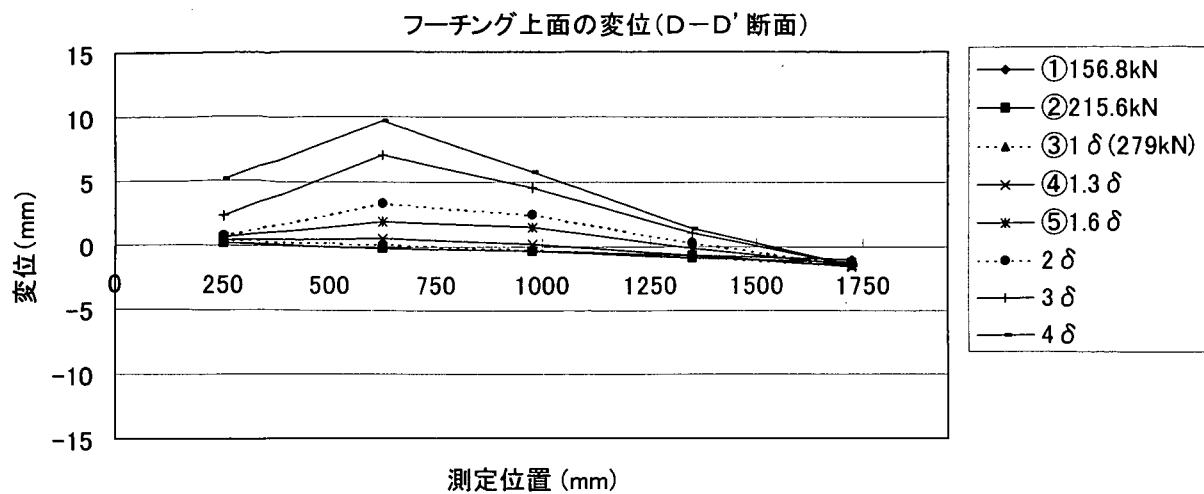


図-3.3.38 フーチング上面変位 (case1-1, D-D' 断面)

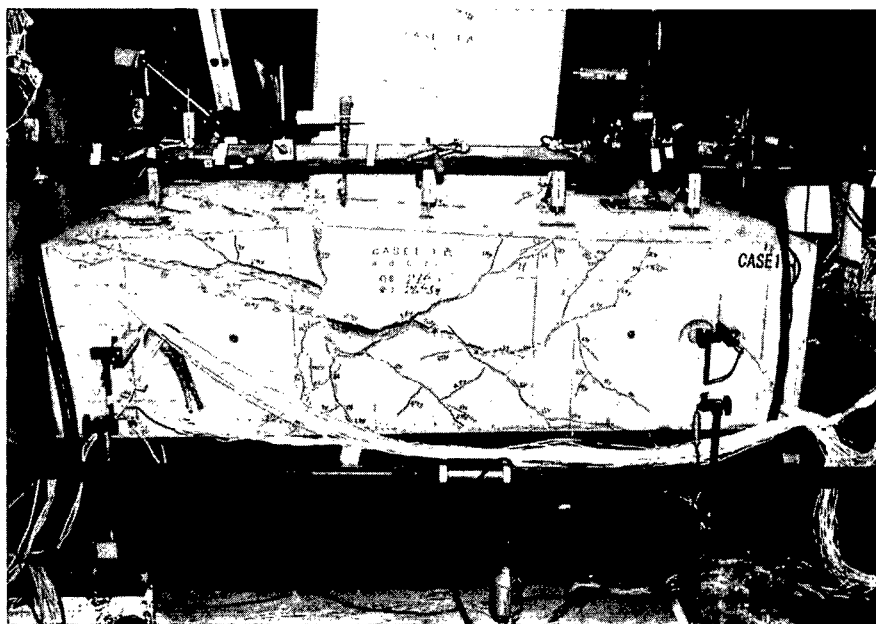


写真-3.3.7 フーチング上面変形状況

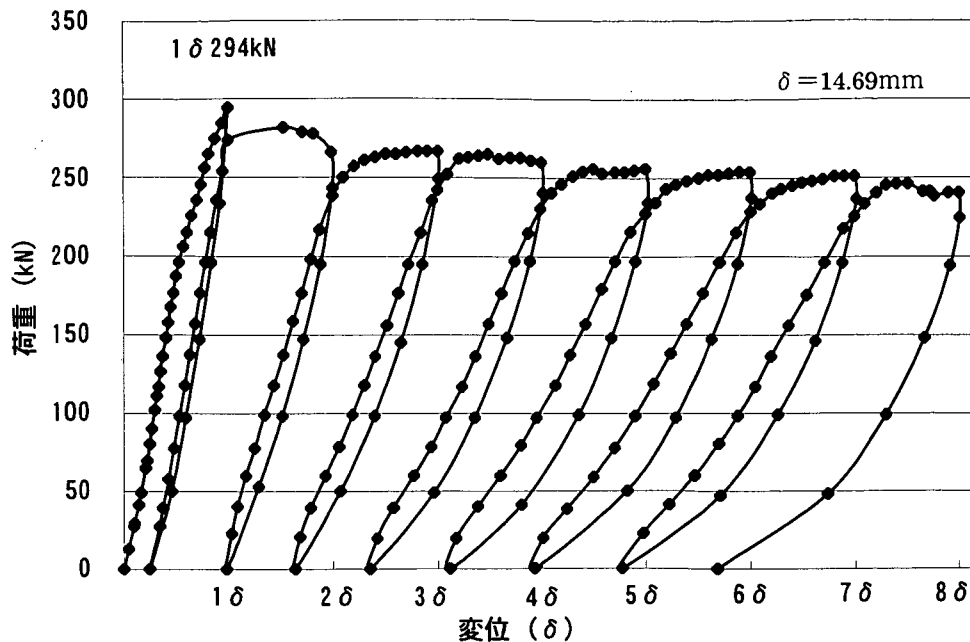


図-3.3.39 荷重-変位曲線 (case1-2)

(2) case1-2 実験結果

図-3.3.39 に case1-2 の載荷点における荷重-変位曲線、図-3.3.40 に供試体損傷進行状況を示す。損傷の進行状況および破壊形態は以下に示すように case1-1 とほぼ同じであった。載荷初期の 137kN でフーチングの側面にひびわれ①が、225kN の荷重でフーチングの柱前面付近の断面にひびわれ②が生じ、294kN、水平変位 14.69mm でフーチング上面側の鉄筋が降伏している。case1-1 と比べて、1δ のときの荷重はほぼ同じであるが、1δ のときの変位が約 3 倍大きくなっている。この理由は明確ではなく、載荷治具の固定や柱の変位を取る変位計の設置に問題があったと考えられる。この水平変位を 1δ とし、case1-1 と同様に 1δ 以後の載荷は変位制御とし、1δ ずつの繰り返し載荷を行っている。1.5δ 時にはフーチング上面側の主鉄筋が全幅にわたって降伏し、ひびわれがフーチング柱接合部④、引張杭上部のフーチング上面⑤、フーチング側面⑥に生じている。1δ 以後曲げ降伏にともない変位が増大し、接合部の破壊に移行しているものとする。1δ 以後の繰り返し載荷中、急激な耐力の低下は見られないが、case1-1 と比較して荷重の減少が大きい。また、case1-2 では 1δ が最大荷重となっており、case1-1 のような 1δ 以後の荷重の伸びが見られない。図-3.3.41 に実験終了後のひびわれ状況図、写真-3.3.8～3.3.11 に実験終了後の供試体損傷状況を示す。明瞭な差ではないが、ひびわれ本数が case1-1 に比べやや少なく、分散性が劣っていると考えられる。

図-3.3.42～3.3.47 にフーチング上面のひずみ分布図を示す。ひずみ分布図を見ると、1δ 時には C-C 断面、D-D 断面、および E-E 断面で鉄筋が降伏しているのが分かる。1δ 以後これらの両断面ではひずみが急増し、case1-1 と比較して、ひずみの分布にばらつきが大きく、広範囲の鉄筋で降伏ひずみを越えているのが見られる。鉄筋が破断するような変形まで載荷ができなかったことから、変形性能の比較はできないが、ひびわれ図も合わせて考えると、小径の鉄筋を密に配置する方がひびわれ分散性がよく、降伏直後の急激な

荷重の低下は生じにくいと考えられる。

図-3.3.48～3.3.52 にフーチング上面の配力筋のひずみ分布を示す。case1-1 と同様の傾向が見られる。

No.	載荷荷重 (kN)	変 位 (mm)	コメント
1	49.1	2.39	
2	70.6	3.05	
3	78.5	3.38	
4	90.3	3.71	柱接合部ひびわれ発生
5	107.9	4.36	
6	137.3	5.47	フーチング上面ひびわれ発生 ひびわれ①
7	197.2	7.74	
8	225.6	9.47	フーチング曲げ照査断面にひびわれ発生 ひびわれ②
9	245.3	10.8	
10	294.3	14.7 (1 δ)	フーチング上筋降伏 ひびわれ③(最大荷重)
11	281.5	22.5 (1.5 δ)	フーチング上筋全面にわたって降伏する フーチング上面にひびわれ④、⑤発生、側面に斜めひびわれ⑥発生
12	265.9	29.2 (2 δ)	
13	266.8	44.2 (3 δ)	
14	256.0	73.5 (5 δ)	
15	240.3	117.7 (8 δ)	
16	223.7	147.2 (10 δ)	実験終了

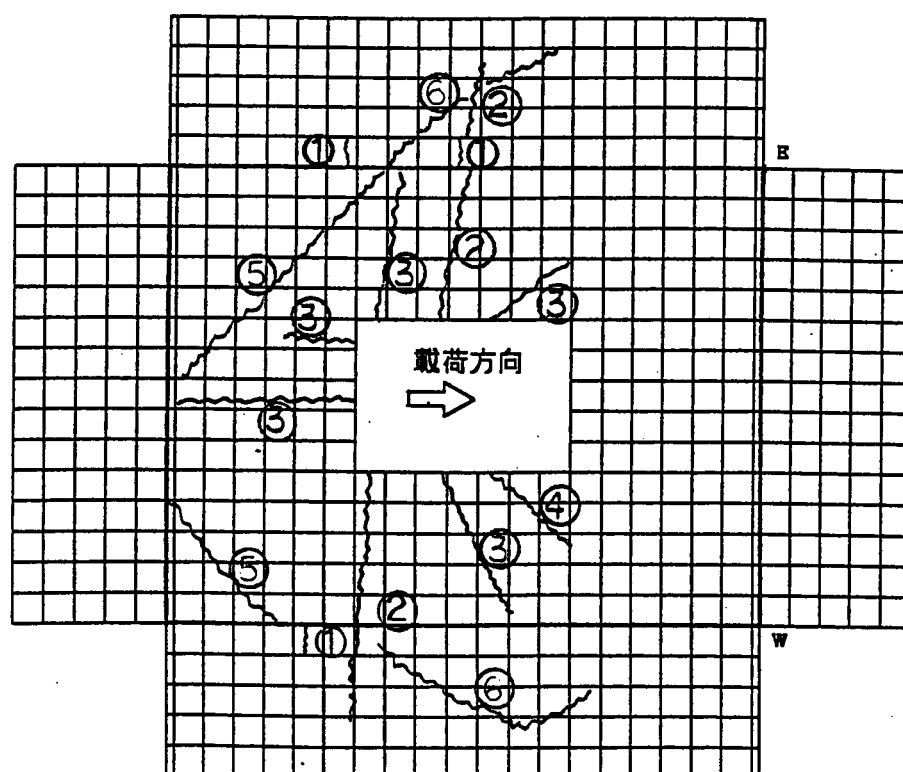
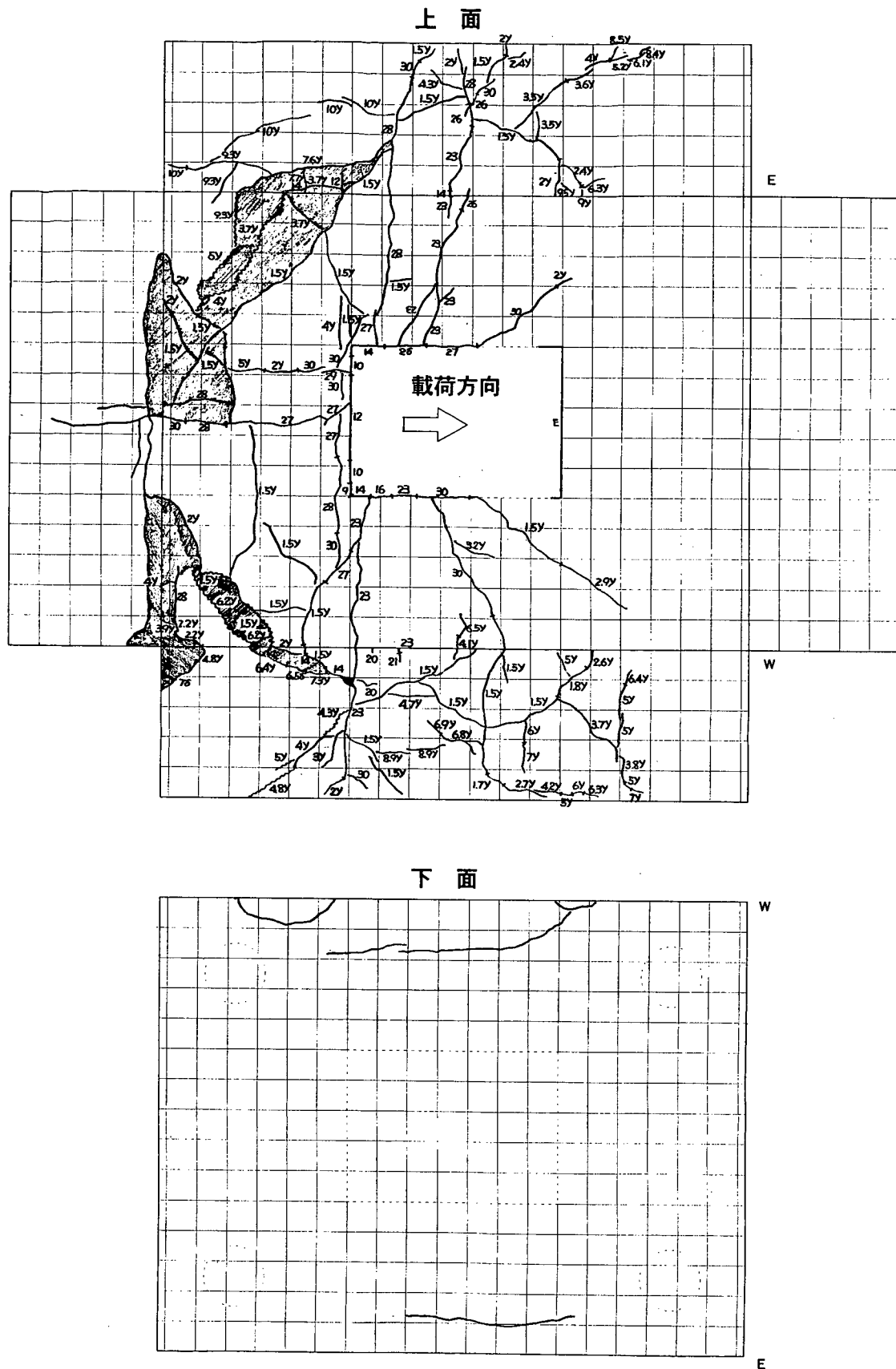


図-3.3.40 フーチングひびわれ進行状況



* 図中の数値はその位置でひびわれが生じた際の載荷荷重 (tf) を示す。なお、フーチング主鉄筋初降伏時変位を $1y$ (1δ に同じ) とし、それ以降に発生したひびわれはこの変位量で示している。

図-3.3.41 ひびわれ状況図 (case1-2 実験終了後)

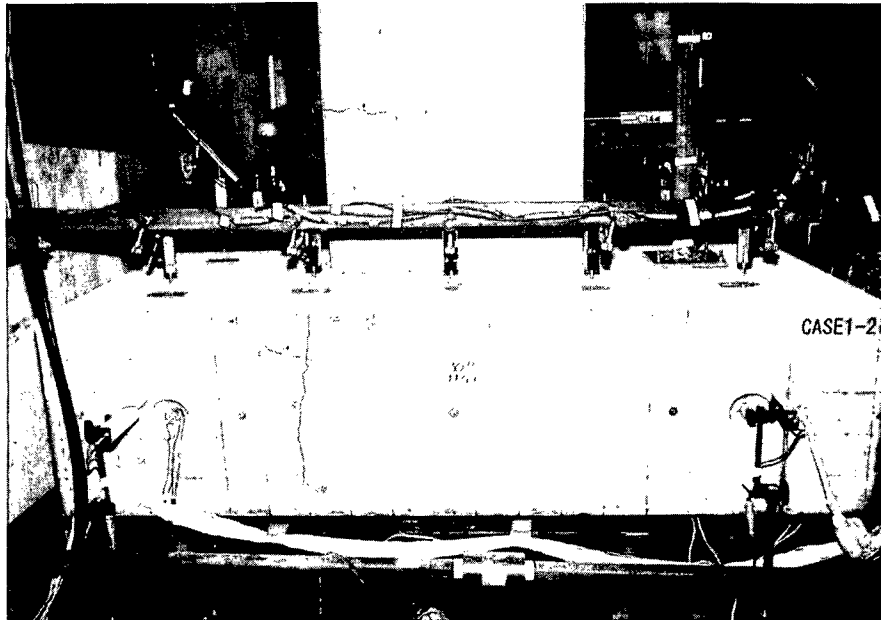


写真-3.3.8 1δ時

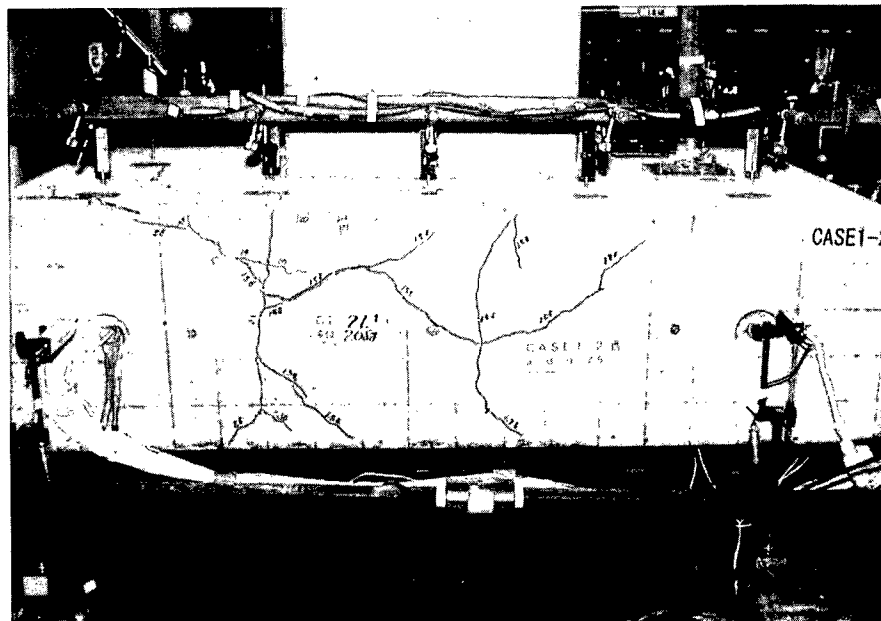


写真-3.3.9 2δ時

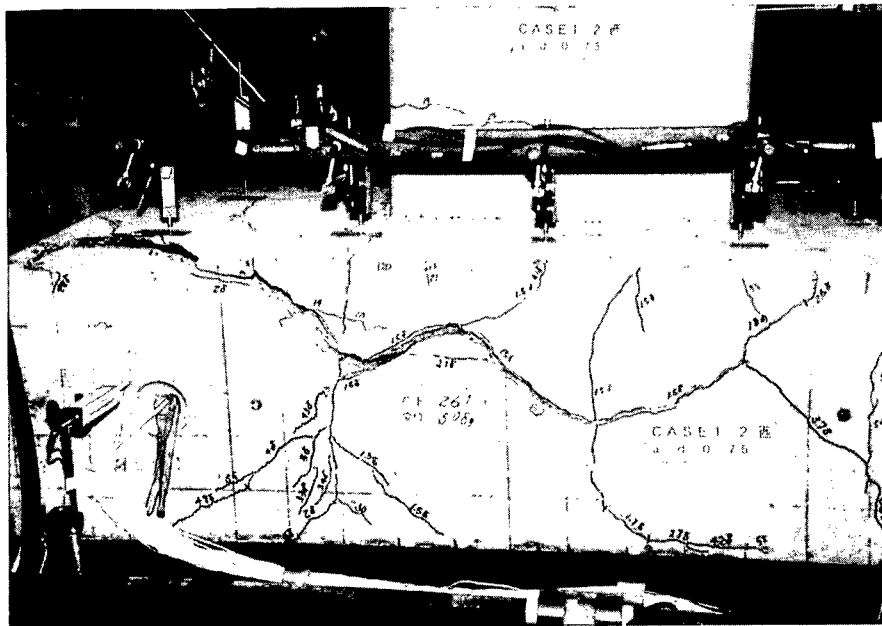


写真-3.3.10 58時

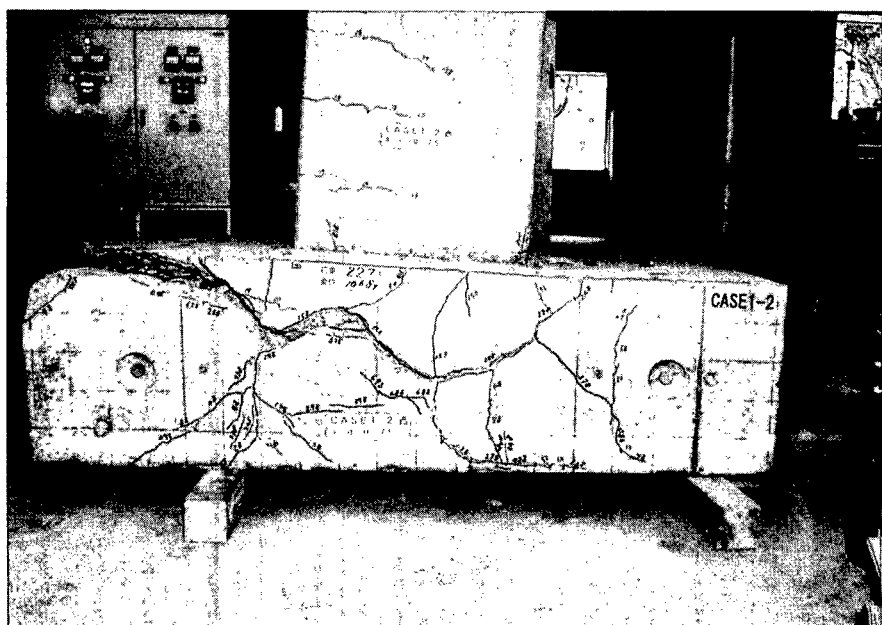


写真-3.3.11 実験終了後

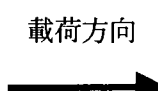


図-3.3.42 ひずみ測定位置図 (case1-2)

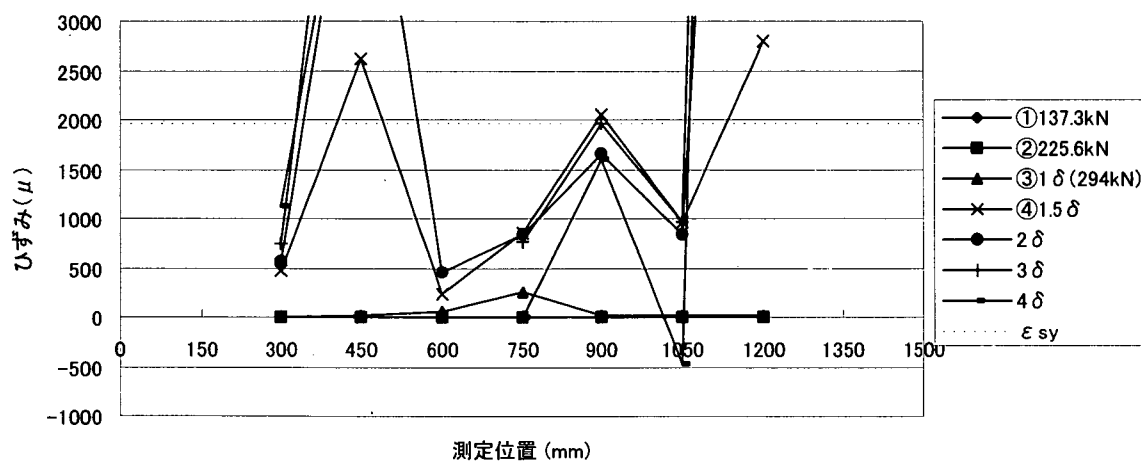


図-3.3.43 ひずみ分布図 (case1-2, A-A 断面)

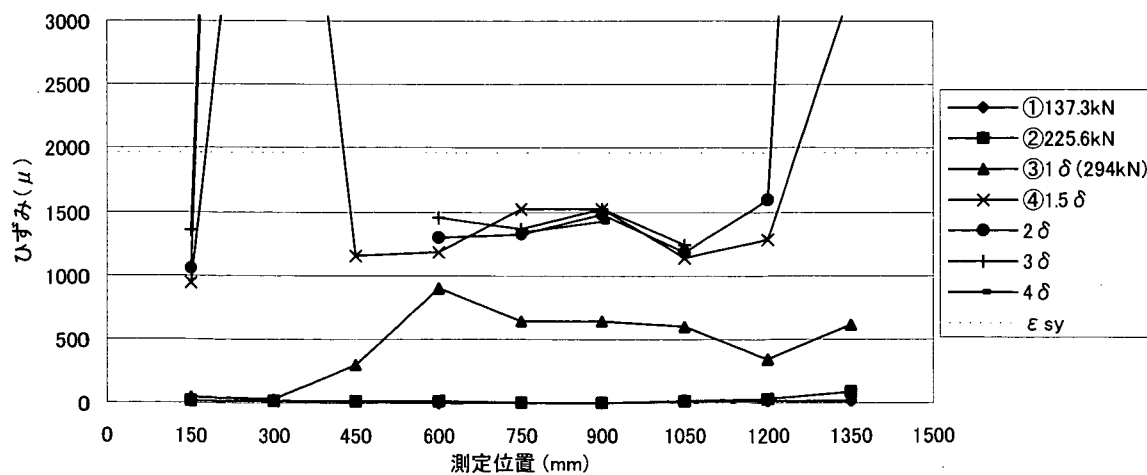


図-3.3.44 ひずみ分布図 (case1-2, B-B 断面)

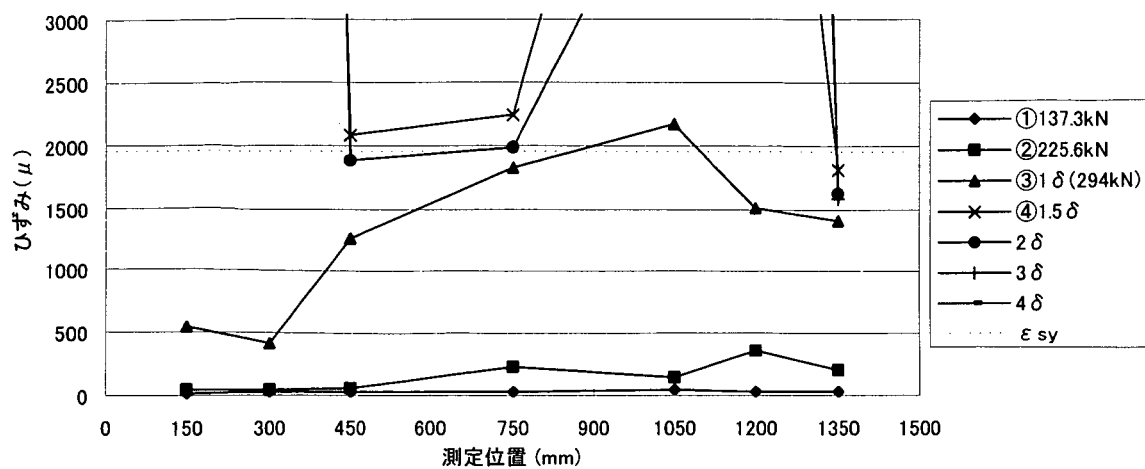


図-3.3.45 ひずみ分布図 (case1-2, C-C 断面)

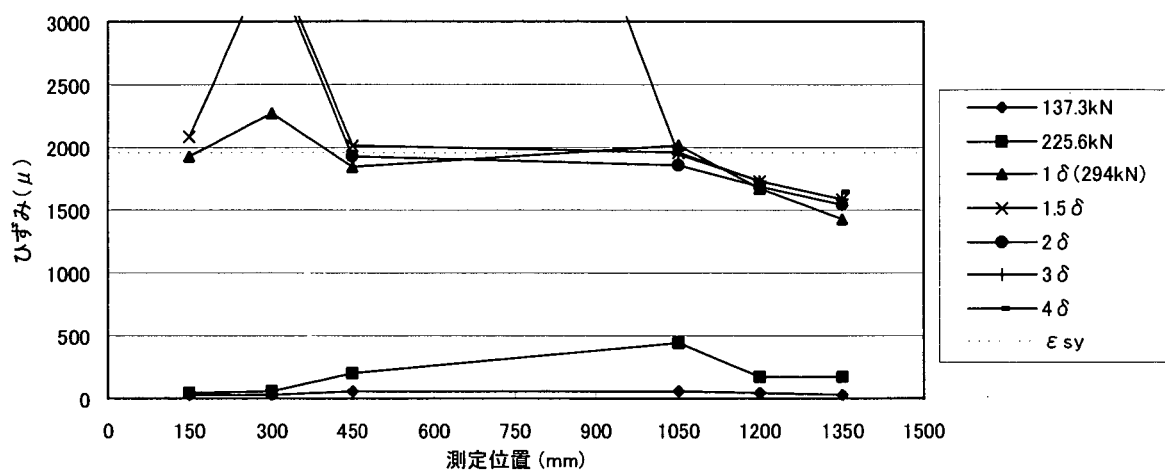


図-3.3.46 ひずみ分布図 (case1-2, D-D 断面)

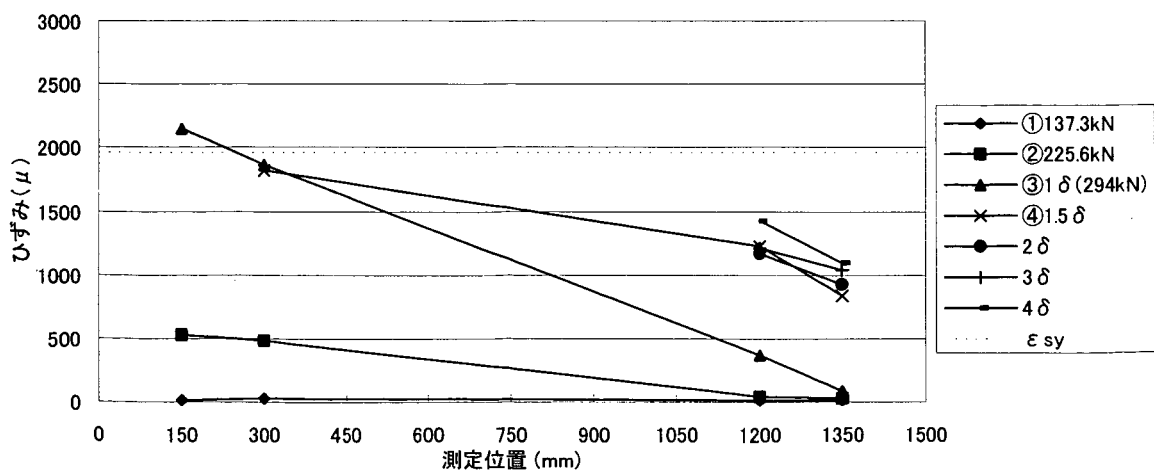


図-3.3.47 ひずみ分布図 (case1-2, E-E 断面)

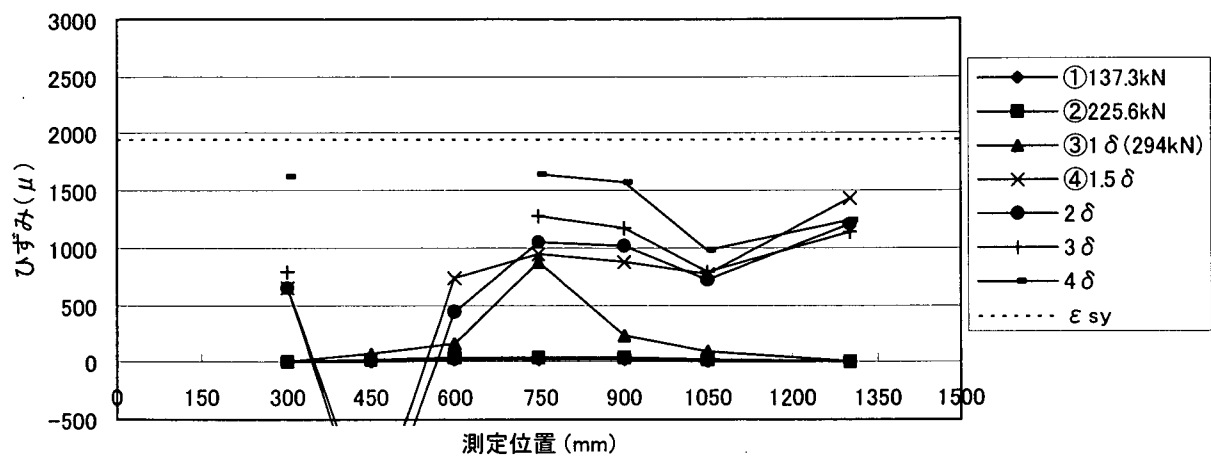
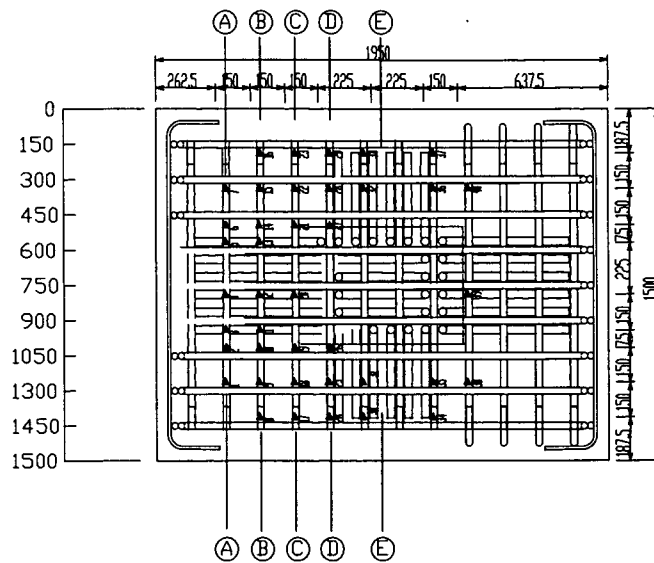


図-3.3.48 配力筋ひずみ分布図 (case1-2, A-A 断面)

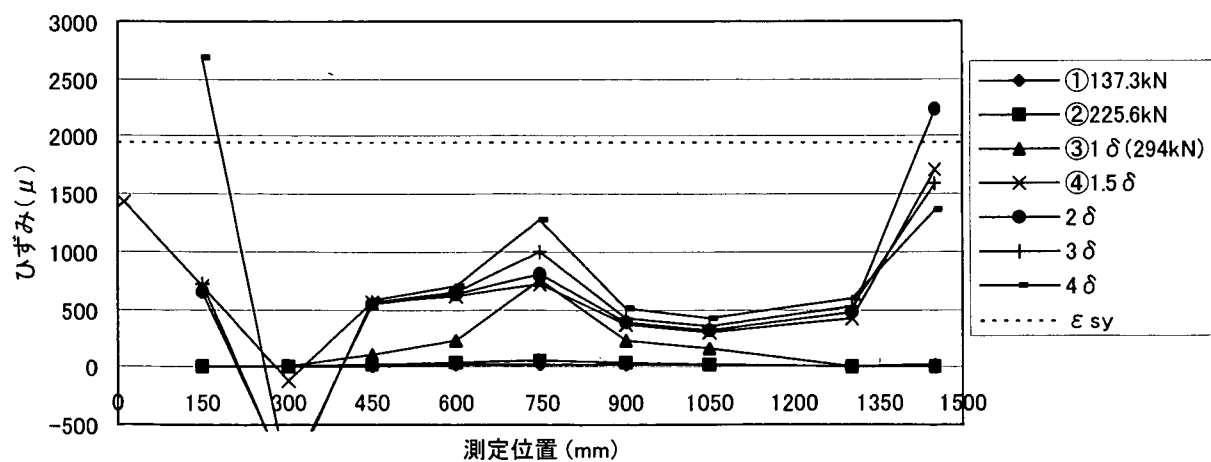


図-3.3.49 配力筋ひずみ分布図 (case1-2, B-B 断面)

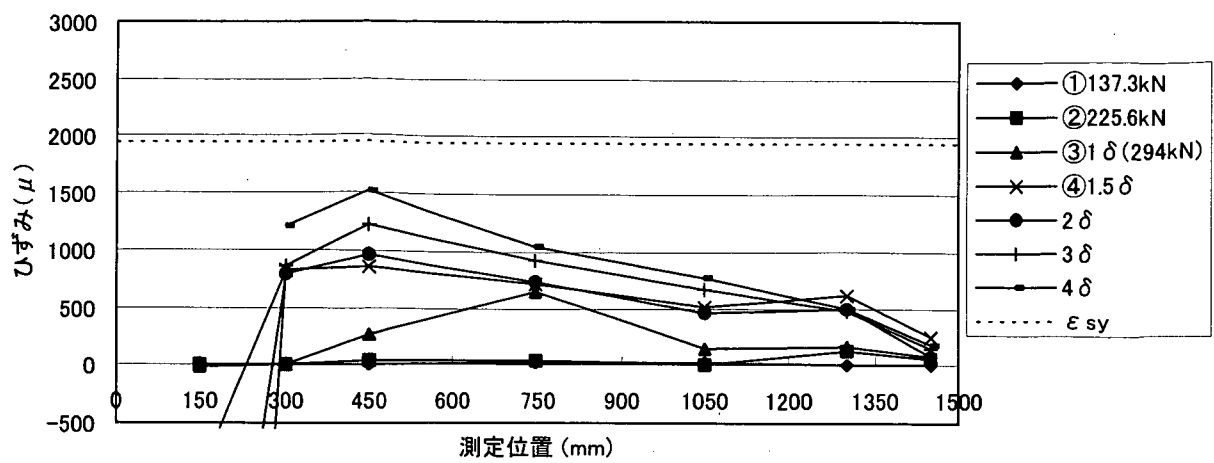


図-3.3.50 配力筋ひずみ分布図 (case1-2, C-C 断面)

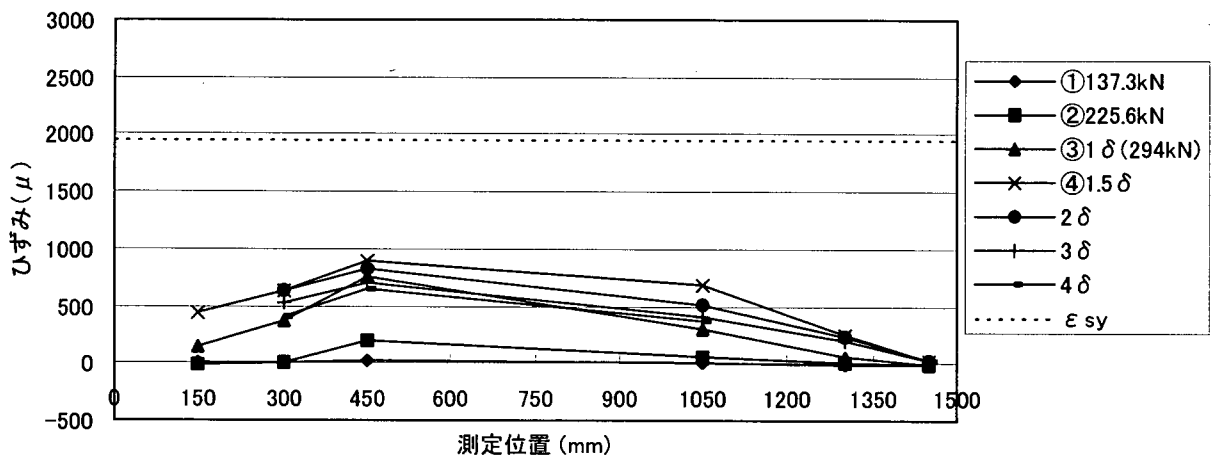


図-3.3.51 配力筋ひずみ分布図 (case1-2, D-D 断面)

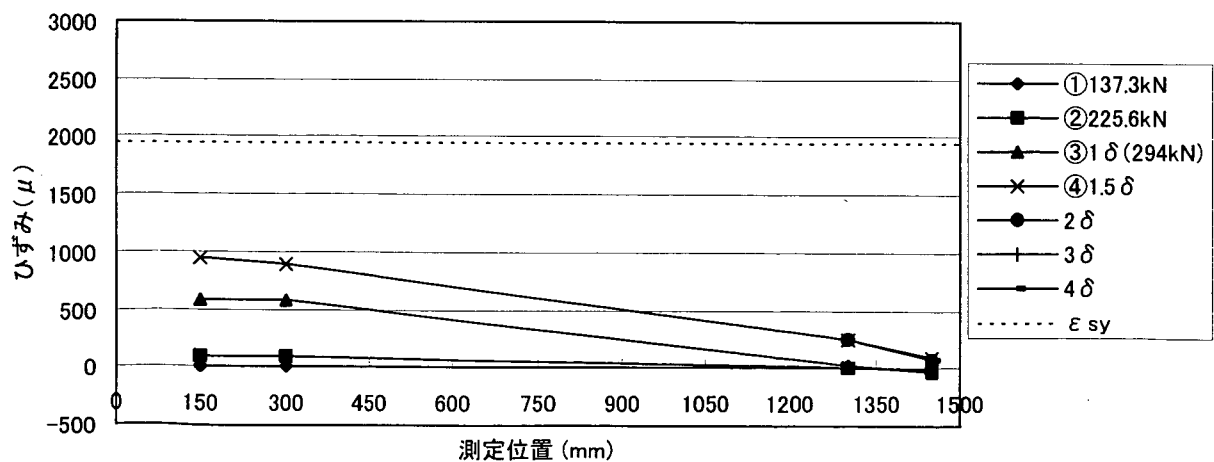


図-3.3.52 配力筋ひずみ分布図 (case1-2, E-E 断面)

case1-2 載荷柱の荷重-変位および荷重-ひずみ分布をそれぞれ図-3.3.53, 3.3.54 に示す。case1-1 と同様、載荷柱は実験終了時まで大きな曲げは生じておらず、剛体的に変位していることが分かる。ひずみ分布からも柱部の鉄筋のひずみは弾性域内にあることが分かる。case1-1 と比較して変位量が大きいのは、フーチングの上面変位のところで後述するように、フーチングの損傷にともなう変形の増大によるものと考えられる。

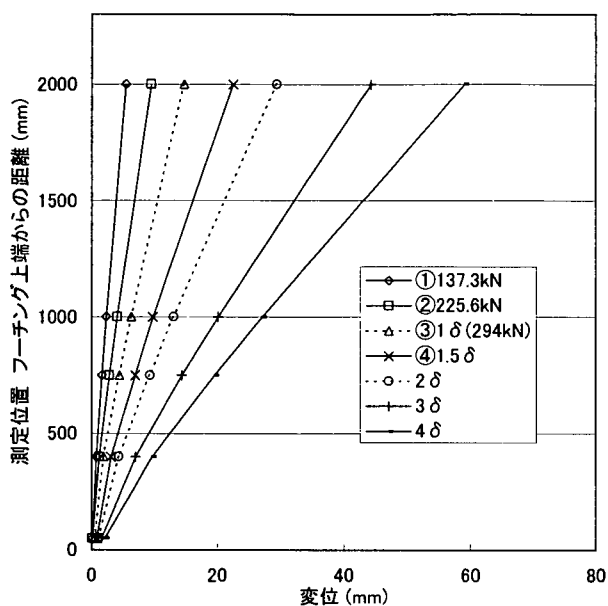


図-3.3.53 載荷柱の変位

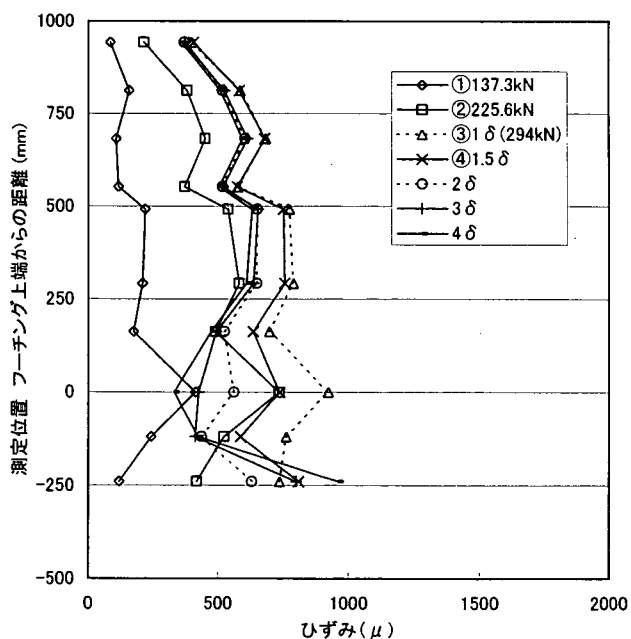


図-3.3.54 載荷柱のひずみ分布

フーチング引張杭側の定着鉄筋のひずみ分布を図-3.3.55に示す。計測位置は図-3.3.15に示すとおりであるが、図-3.3.55は各定着鉄筋の計測結果をフーチング下面からの距離ごとに平均して示したものである。各定着鉄筋ごとの分布は参考資料に示す。ひずみはいずれの荷重段階でも小さく、実験終了時まで定着鉄筋は降伏に至っていない。

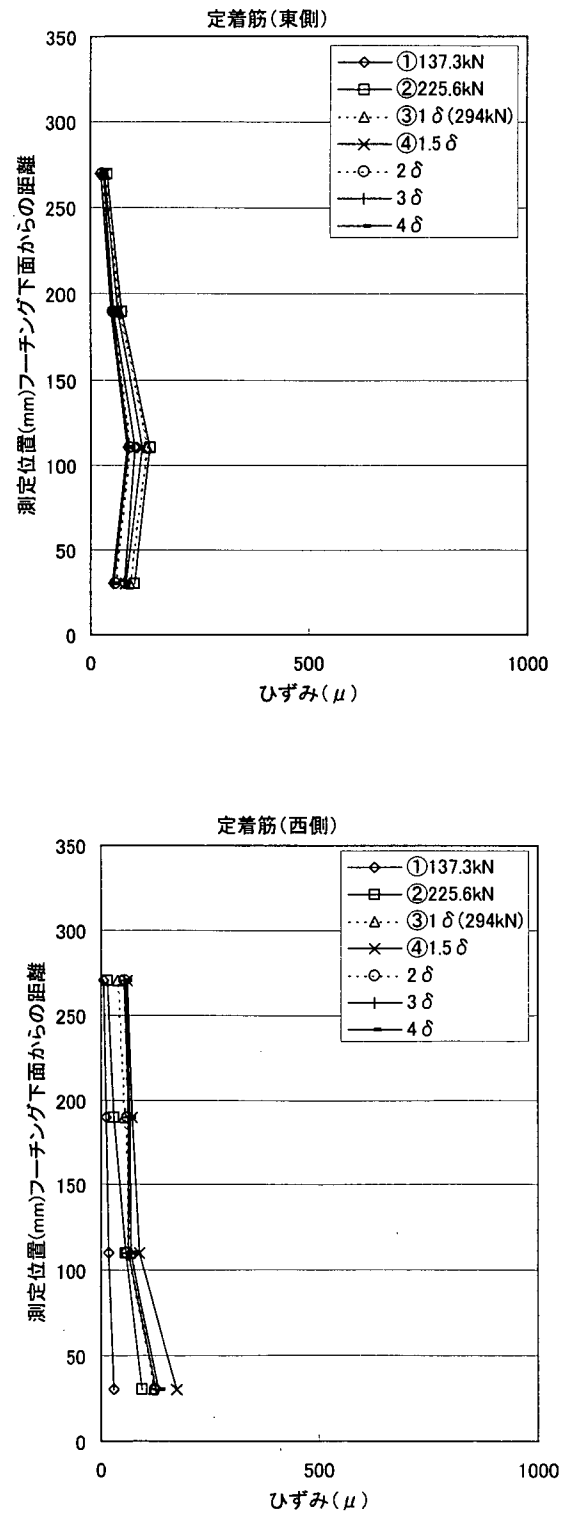


図-3.3.55 定着筋のひずみ分布

フーチング上面の変位を図-3.3.56～3.3.60, 写真-3.3.12 に示す。1δまでは支承部の弾性変形による変位が主であり、1δ以後はフーチングの損傷による変形が増大している。case1-1 との違いは1δ以後、支承部 (D-9) の位置における変位が大きく、フーチング中央部と同等の変位が生じている。これは破壊面の位置による違いと考えられる。1δ以後、フーチングの損傷による変形が進むにつれて、载荷方向に合せて持ち上がるような変位を示している。

1δ時の変位に注目して case1-1 と case1-2 を比較してみる。フーチングの载荷方向での断面 C-C', D-D' の変位よりフーチング上面の傾きを比較すると、case1-2 の傾きが $\tan \theta = 1.64 \times 10^{-3}$ に対して、case1-1 の傾きは約半分の $\tan \theta = 8.76 \times 10^{-4}$ となっている。case1-1 と case 1-2 の载荷位置での変位の差は、このフーチングの浮き上がりによる傾きの差が影響しているものと考えられる。

両ケースの違いは、フーチング上面の配筋間隔の違いであることから、密に配筋すると上面の鉄筋が浮き上がりにくくなり、フーチングの変形量は小さくなる。その結果、橋脚上部での変位も小さく抑えられることとなる。case1-1 と 1-2 のフーチング上面の変形状況の比較を写真-3.3.12 にあわせて示す。

以上の結果からも、フーチング上面側の配筋については密に配筋することにより損傷を小さく抑えることができると思う。

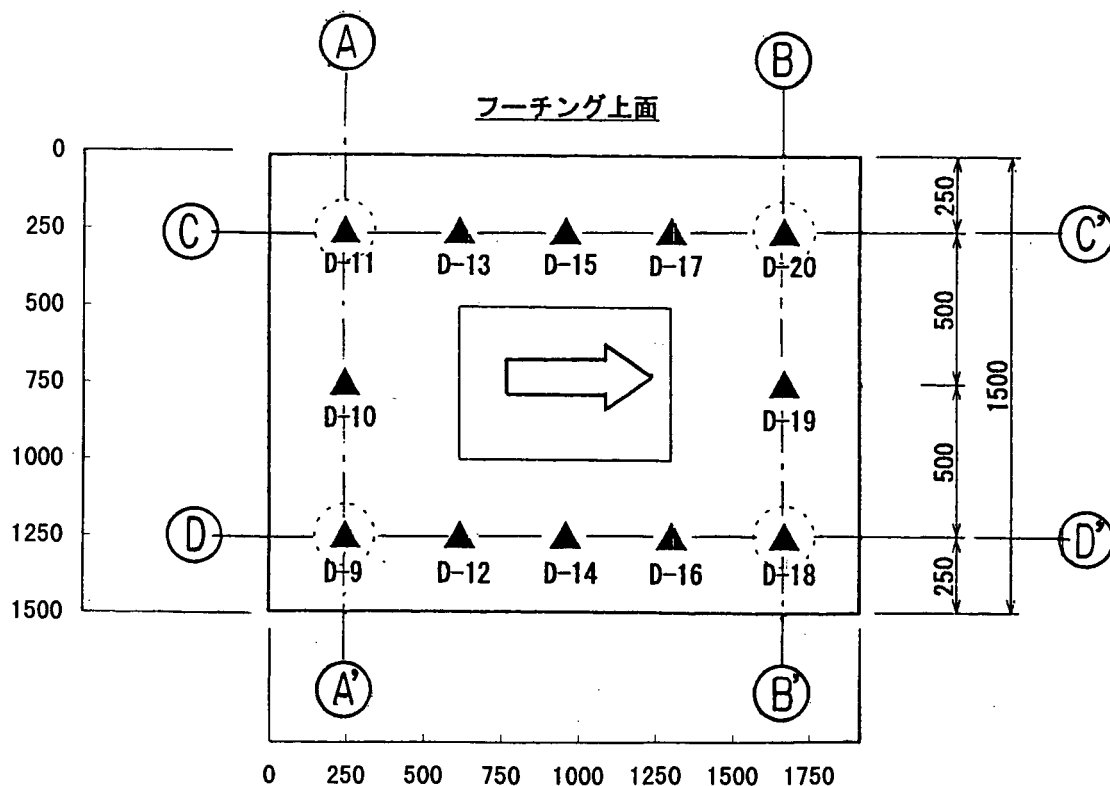


図-3.3.56 フーチング上面変位測定位置図

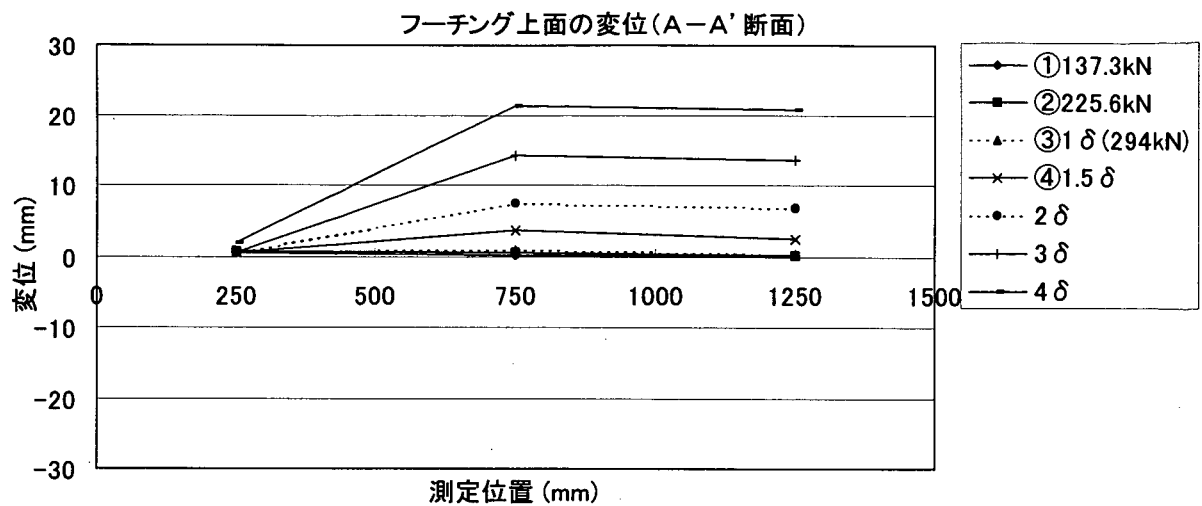


図-3.3.57 フーチング上面変位 (case1-2, A-A' 断面)

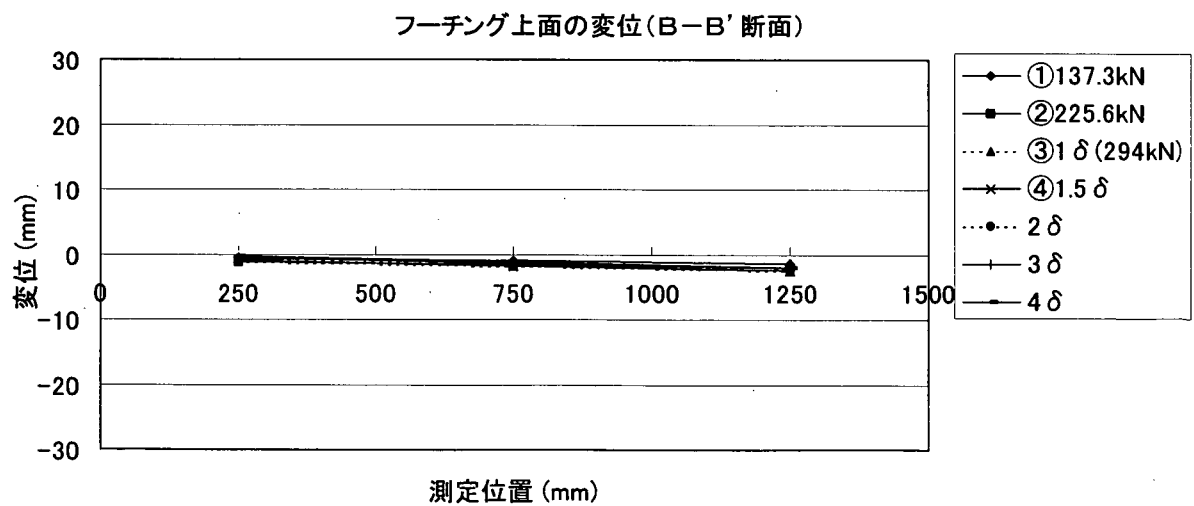


図-3.3.58 フーチング上面変位 (case1-2, B-B' 断面)

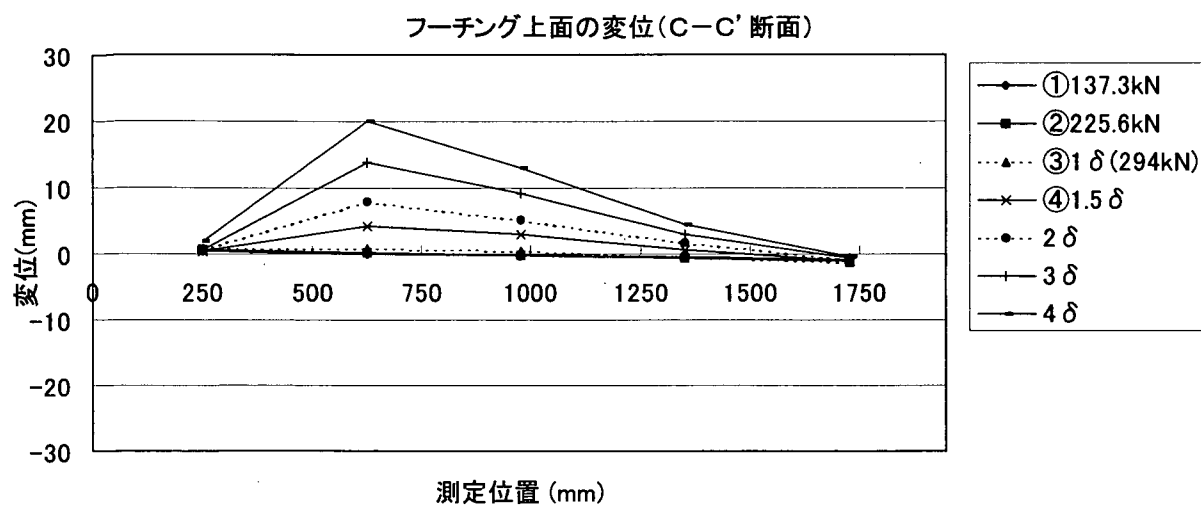


図-3.3.59 フーチング上面変位 (case1-2, C-C' 断面)

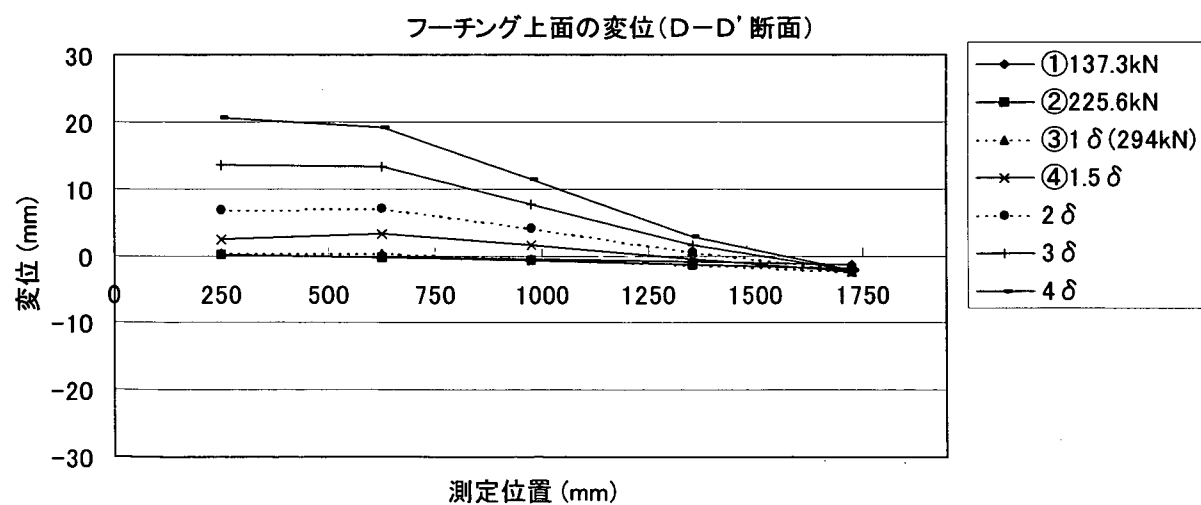
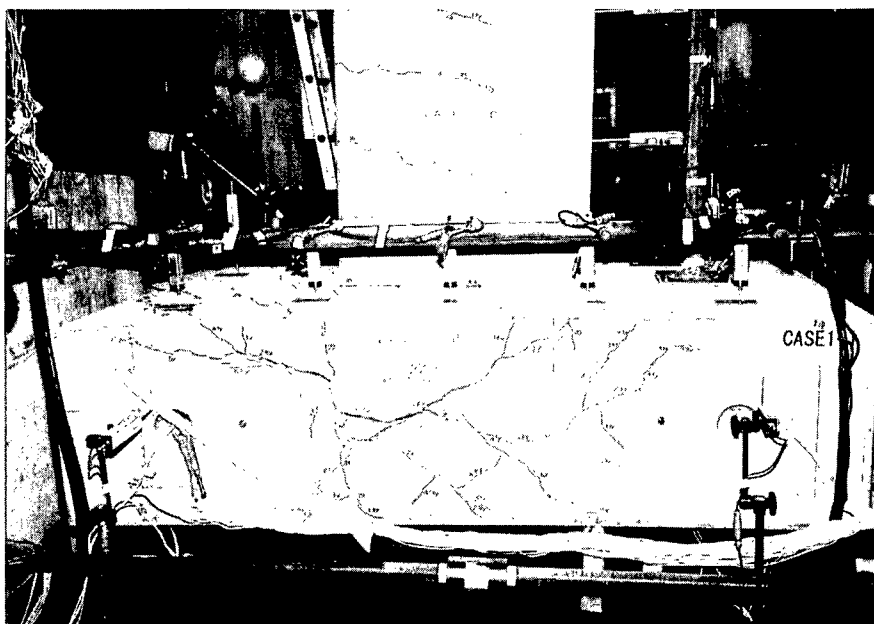
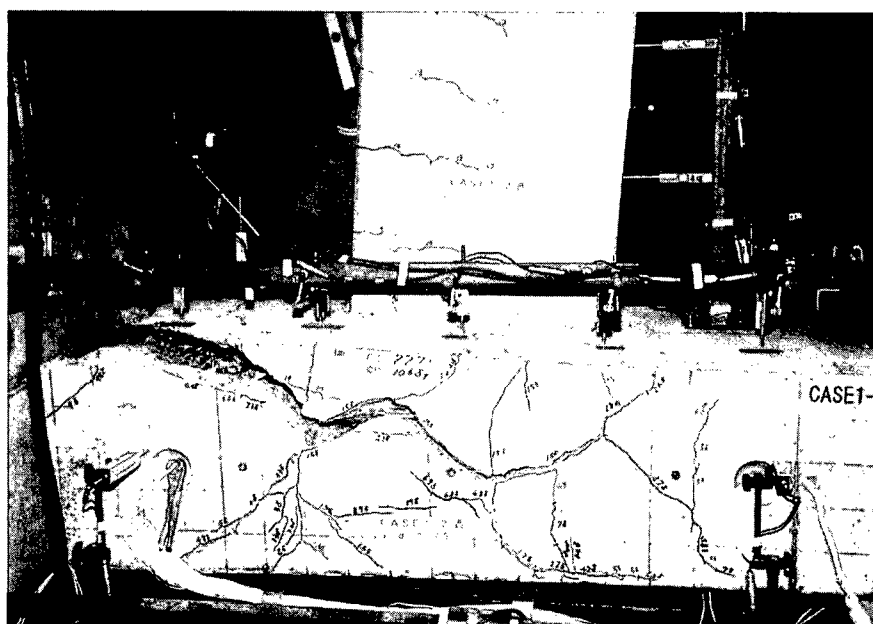


図-3.3.60 フーチング上面変位 (case1-2, D-D' 断面)



case1-1 フーチング上面 (10 δ 載荷時)



case1-2 フーチング上面 (10 δ 載荷時)

写真-3.3.12 フーチング上面変形状況の比較

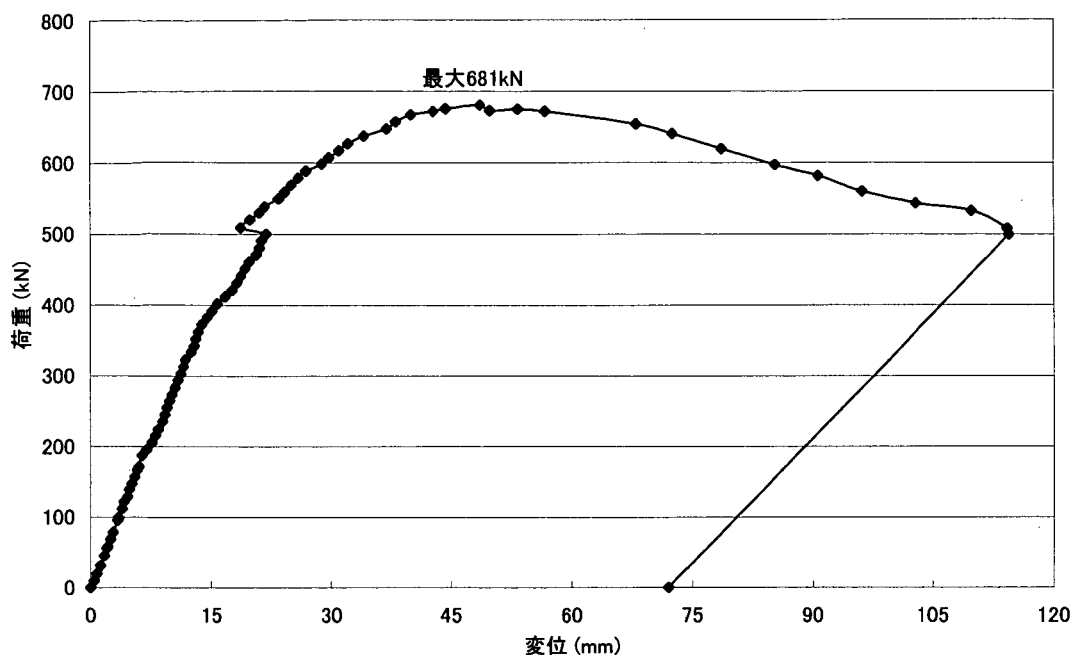


図-3.3.61 荷重－変位曲線 (case2)

(3) case2 実験結果

図-3.3.61 に case2 の載荷点における荷重－変位曲線を示す。荷重－変位曲線を見ると、681kN で最大荷重を示している。最大荷重後はなだらかに荷重が低下する性状が確認され、最大耐力点以後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。500kN 付近で不連続となっているのは、載荷途中に供試体を固定している架台とフーチングを支えるアクリル版底面がずれたため、変位計を盛替えたためである。

図-3.3.62 に供試体損傷進行状況を示す。294.3kN で曲げの実験と同様にフーチング上面に曲げひびわれ①が生じている。392.4kN で側面にせん断ひびわれ③が生じ、その後、フーチング側面では、引張杭位置のフーチング上端から圧縮杭位置のフーチング下端に向かうように、せん断ひびわれ④が大きく進行し最大荷重に達している。また、図-3.3.63 に示す実験終了後のひびわれ状況も併せて観察する。フーチング側面のせん断ひびわれは、引張杭位置のフーチング上端から圧縮杭位置のフーチング下端に向けて生じているものと、これとは別に柱前面より少し内側で向きを変え、柱の圧縮縁位置のフーチング上面に向かう⑤がある。後者は平成 9 年度および 10 年度実験で観察されたせん断ひびわれと同様のものと考えられる。また、前者はそれとは違うが、これは柱幅に対して杭幅、フーチング幅が広いことや圧縮杭の存在によるひびわれと考えられる。よって、上面側が主鉄筋でせん断補強鉄筋を配置する場合には、柱の側方部分にも配置する必要があると考えられる。図-3.3.63 に実験終了後のひびわれ状況図、写真-3.3.13, 3.3.14 に実験終了後の供試体損傷状況を示す。実験終了後に観察されたフーチング下面のひびわれは、引張り杭側および柱直下の断面では載荷直角方向に生じているが、圧縮杭側では杭の間に載荷方向にひびわれが生じている。柱直下のひびわれは平成 9 年、10 年の片持ちはりでの実験でも見られたもので、圧縮ストラットの破壊にともないできたものと考えられる。また圧縮杭間に見られる載荷方向のひびわれは、圧縮杭が柱からの圧縮力により載荷直

角方向にも曲げ変形が生じたために形成されたものと考えられる。

図-3.3.64~3.3.69 にフーチング上面の載荷方向鉄筋の A-A~E-E 断面でのひずみ分布図を示す。曲げの実験の case1-1 や case1-2 の両ケースとは異なり、最大荷重までは緩やかにひずみが増加している。最大荷重時、供試体の損傷が進み変形が増大すると、急激に鉄筋のひずみが増加あるいは減少しているが降伏には至っていない。これは case2 ではフーチング上側の鉄筋比をかなり大きくしたためである。したがって、鉄筋の降伏前にコンクリートのせん断破壊が生じ最大荷重に達したものと考えられる。また、鉄筋のひずみはフーチング全幅にほぼ一様に分布しており、主鉄筋は載荷荷重に対して全幅有効な挙動を示している。

図-3.3.70~3.3.74 には配力筋のひずみ分布を示す。引抜き杭位置では載荷直角方向に曲げ変形が出ていると考えられるが、いずれの断面でも生じたひずみは主鉄筋に比べて小さいものであった。

No.	載荷荷重 (kN)	変位 (mm)	コメント
1	9.8	0.44	
2	19.6	0.77	
3	31.4	1.22	
4	55.9	2.0	
5	98.1	3.44	柱の接合部付近にひびわれ発生
6	142.2	4.98	柱の接合部から上方 400~500mm の所にひびわれ発生
7	170.7	6.09	
8	196.2	7.07	
9	257.0	10.73	
10	294.3	13.37	フーチングひびわれ①
11	343.4	17.35	フーチングひびわれ②
12	392.4	22.47	フーチングひびわれ③
13	490.5	35.17	架台がずれたため変位計の盛替え
14	680.8	67.0	フーチングひびわれ④、⑤、⑥
15	(499.3)	146.92	実験終了

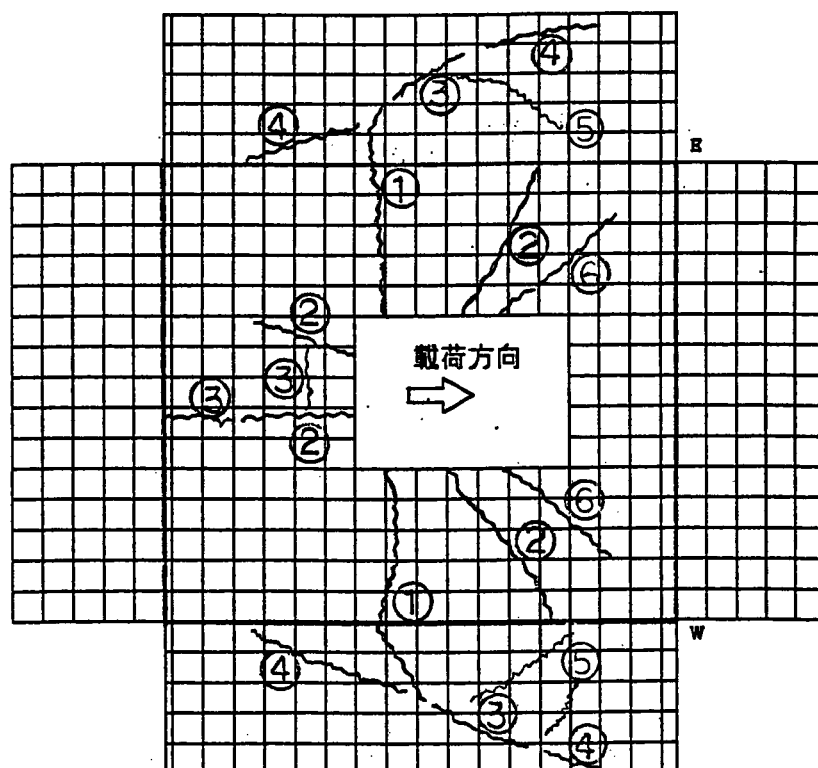
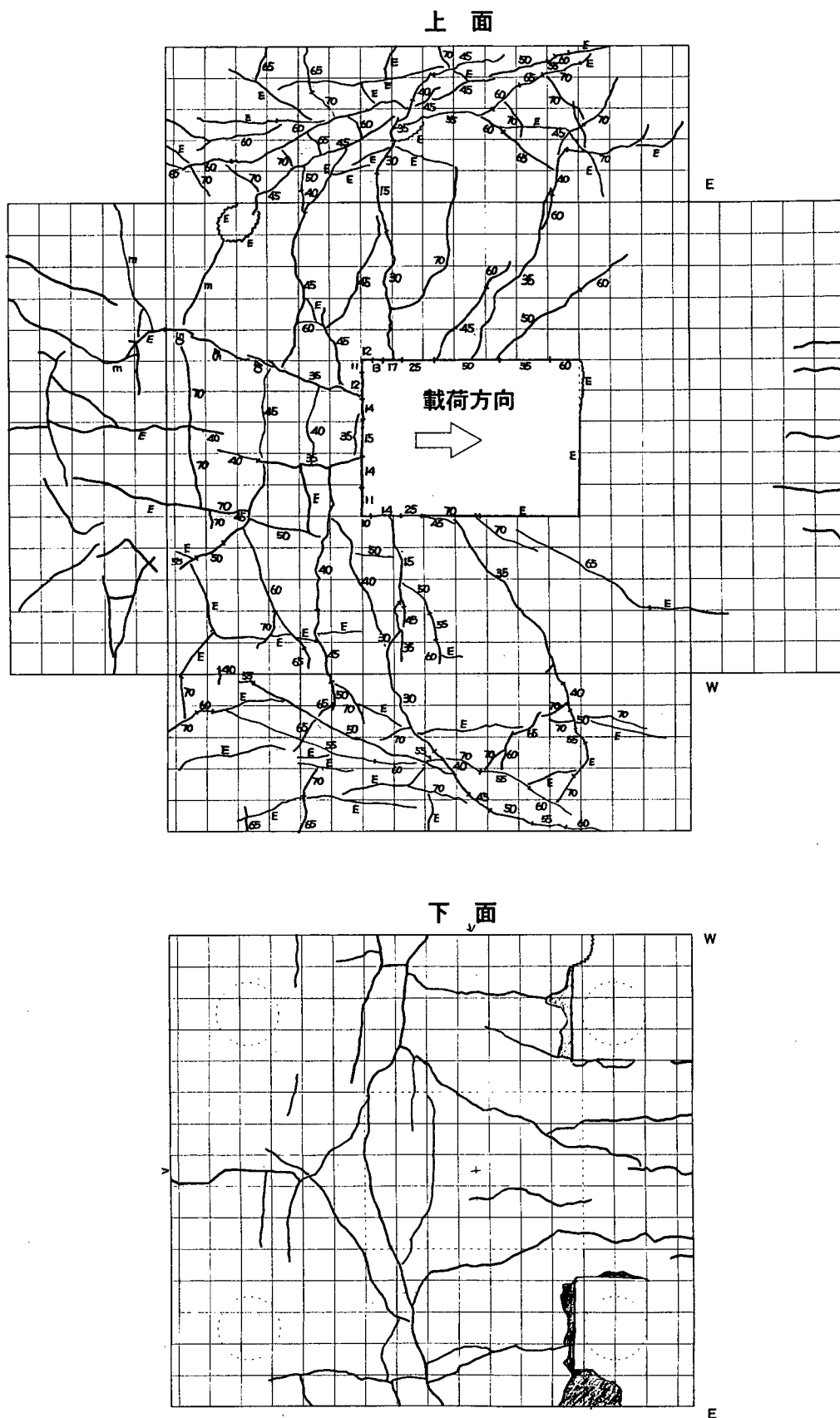


図-3.3.62 フーチングひびわれ進行状況図



* 図中の数値はその位置でひびわれが生じた際の載荷荷重 (tf) を示す。フーチング下面は実験終了後に作成。なお、E は実験終了時のひびわれとする。

図-3.3.63 ひびわれ状況図 (case2 実験終了後)



(東 面)



(西 面)

写真-3.3.13 実験終了後



(上 面)

写真-3.3.14 実験終了後

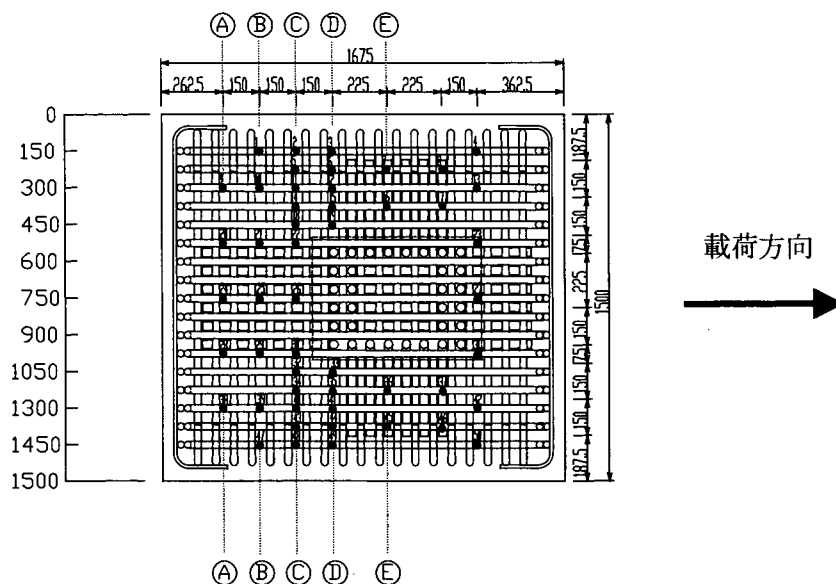


図-3.3.64 ひずみ測定位置図 (case2)

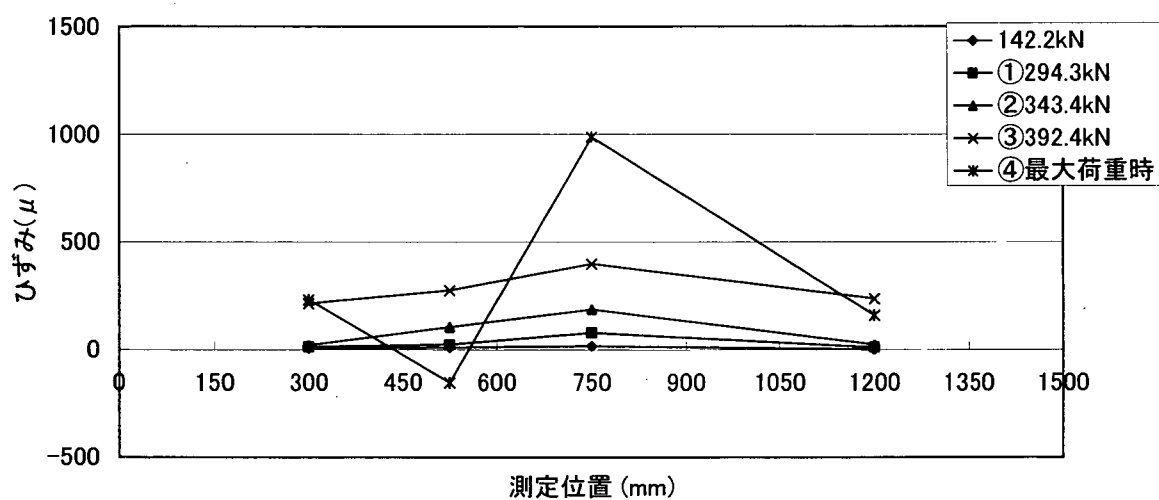


図-3.3.65 ひずみ分布図 (case2 A-A 断面)

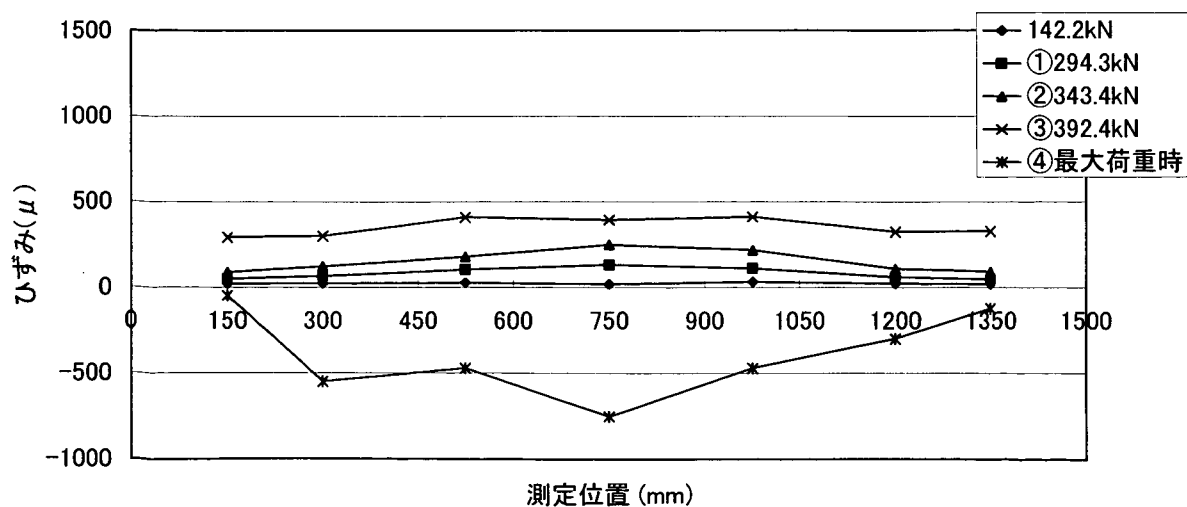


図-3.3.66 ひずみ分布図 (case2 B-B 断面)

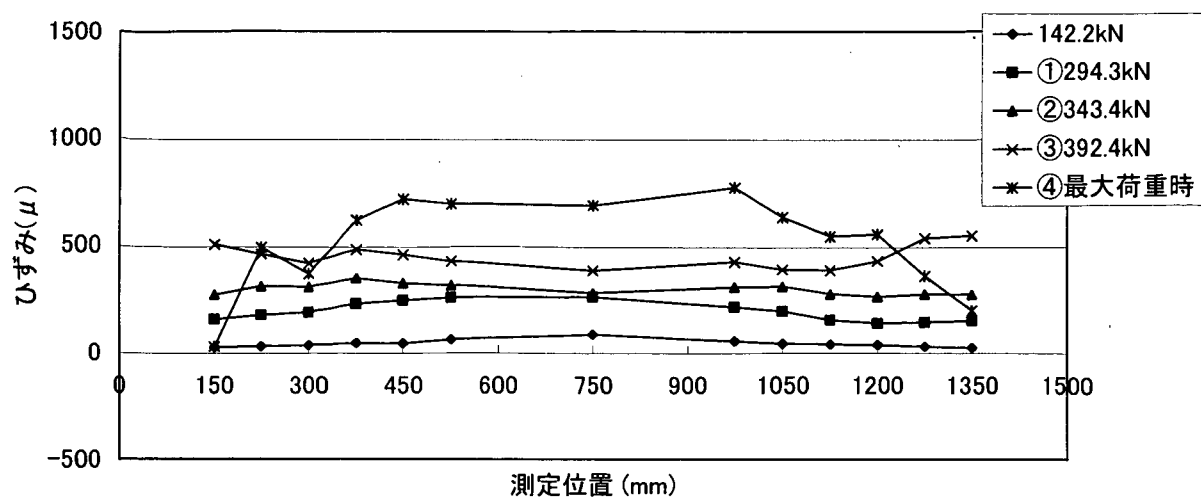


図-3.3.67 ひずみ分布図 (case2 C-C 断面)

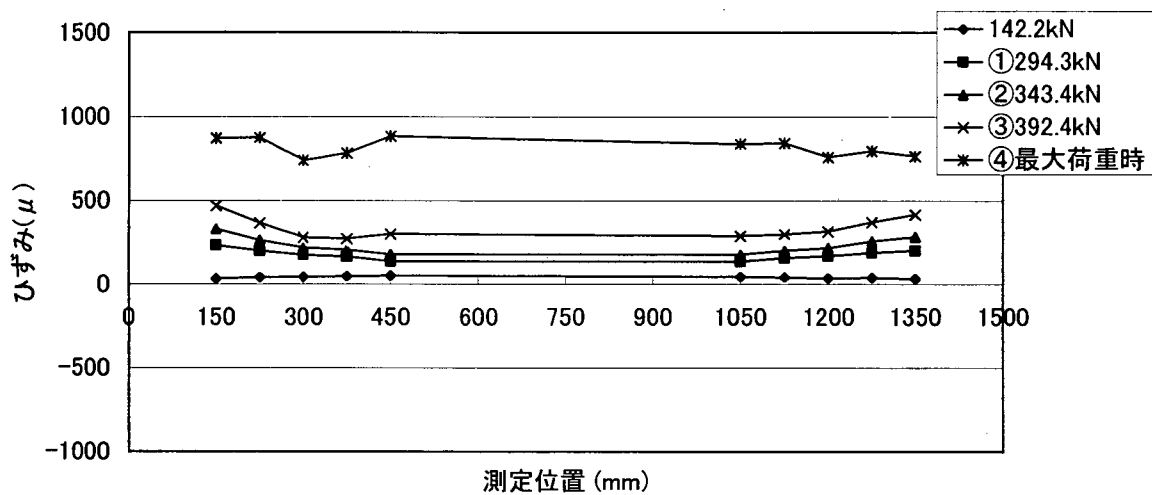


図-3.3.68 ひずみ分布図 (case2 D-D 断面)

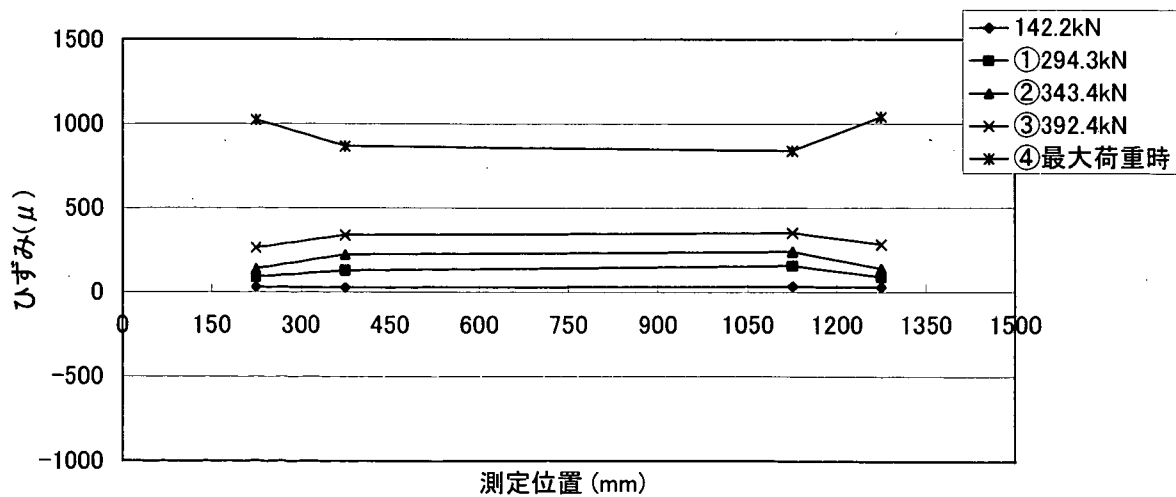


図-3.3.69 ひずみ分布図 (case2 E-E 断面)

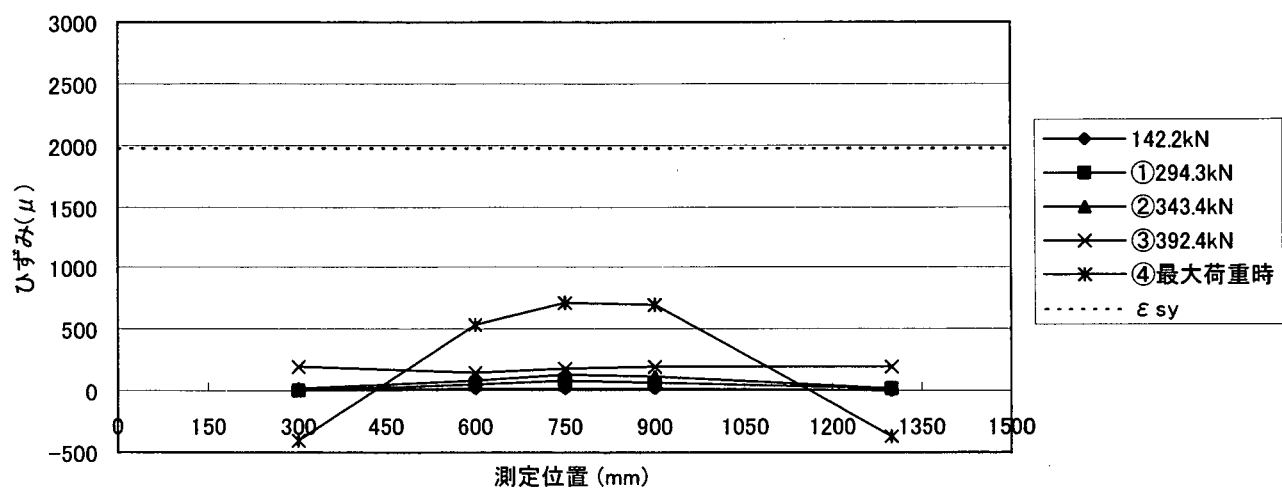


図-3.3.70 配力筋ひずみ分布図 (case2 A-A 断面)

図-3.3.71 配力筋ひずみ分布図 (case2 B-B 断面)

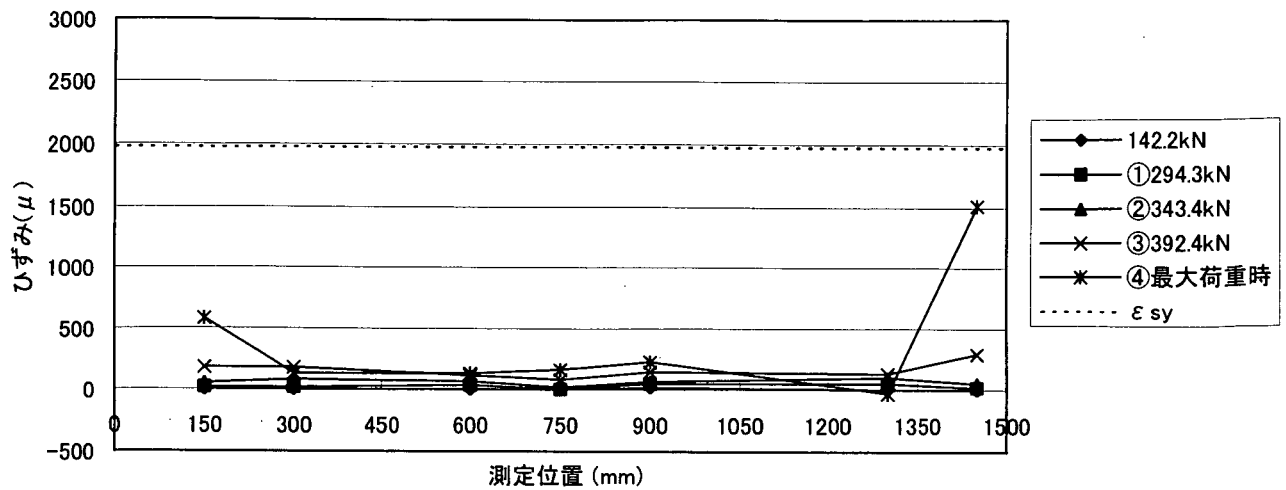


図-3.3.72 配力筋ひずみ分布図 (case2 C-C断面)

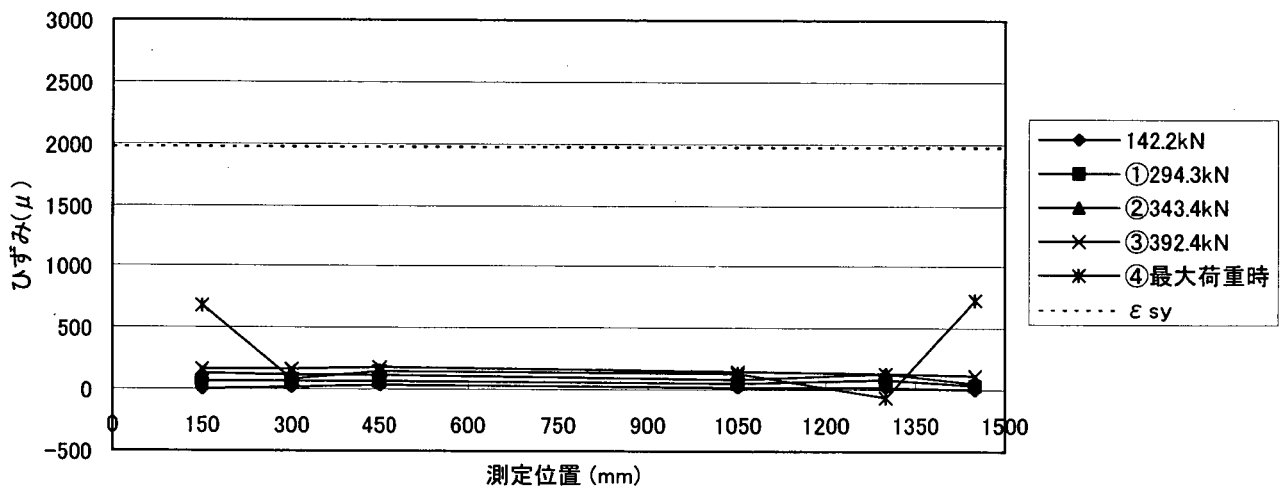


図-3.3.73 配力筋ひずみ分布図 (case2 D-D断面)

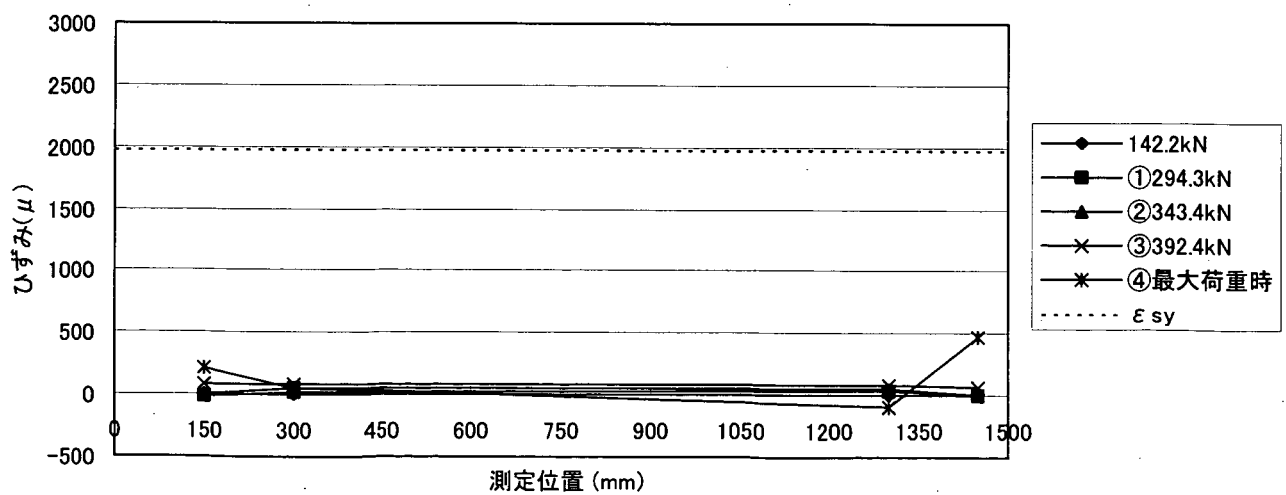
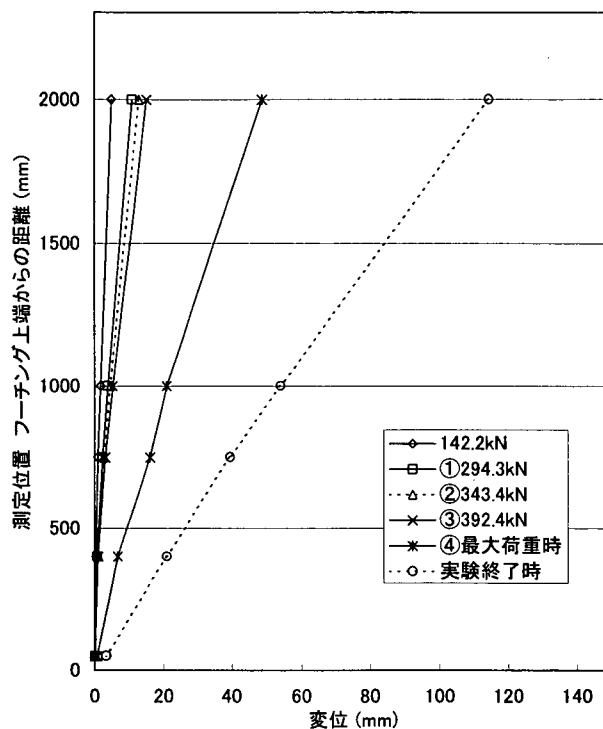
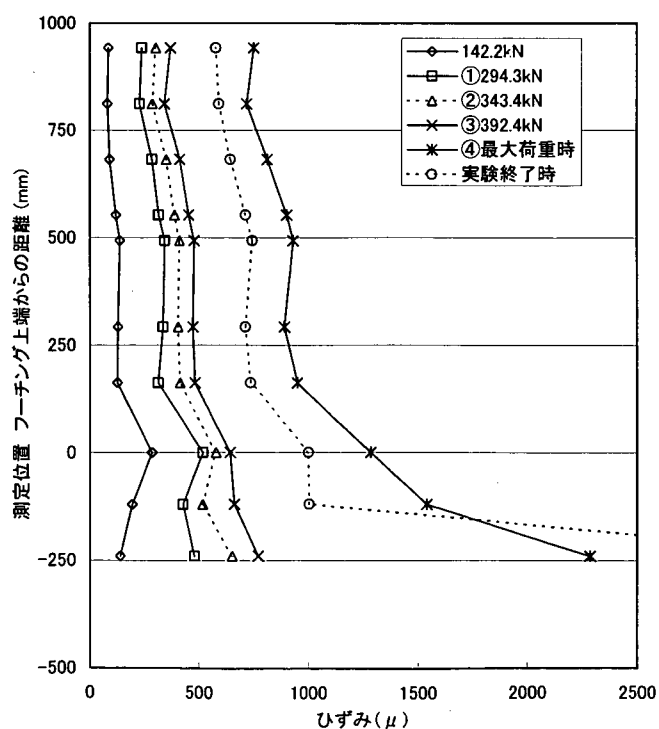


図-3.3.74 配力筋ひずみ分布図 (case2 E-E断面)

case2 載荷柱の荷重－変位および荷重－ひずみ分布をそれぞれ図－3.3.75, 3.3.76 に示す。柱部分は実験終了後まで剛体的な変位をしていることが分かる。柱部主筋のひずみ分布を見ると、最大荷重時にフーチング内部の定着部で急激に増加し、降伏ひずみに達している。



図－3.3.75 載荷柱の変位



図－3.3.76 載荷柱のひずみ分布

フーチング引張杭側の定着鉄筋のひずみ分布を図-3.3.77に示す。計測位置は図-3.3.15に示すとおりであるが、図-3.3.77は各定着鉄筋の計測結果をフーチング下面からの距離ごとに平均して示したものである。各定着鉄筋ごとの分布は参考資料に示す。ひずみはいずれの荷重段階でも小さく、実験終了時まで定着鉄筋は降伏に至っていない。したがって、定着部のひびわれがフーチングの破壊へは影響を与えていないことが確認された。

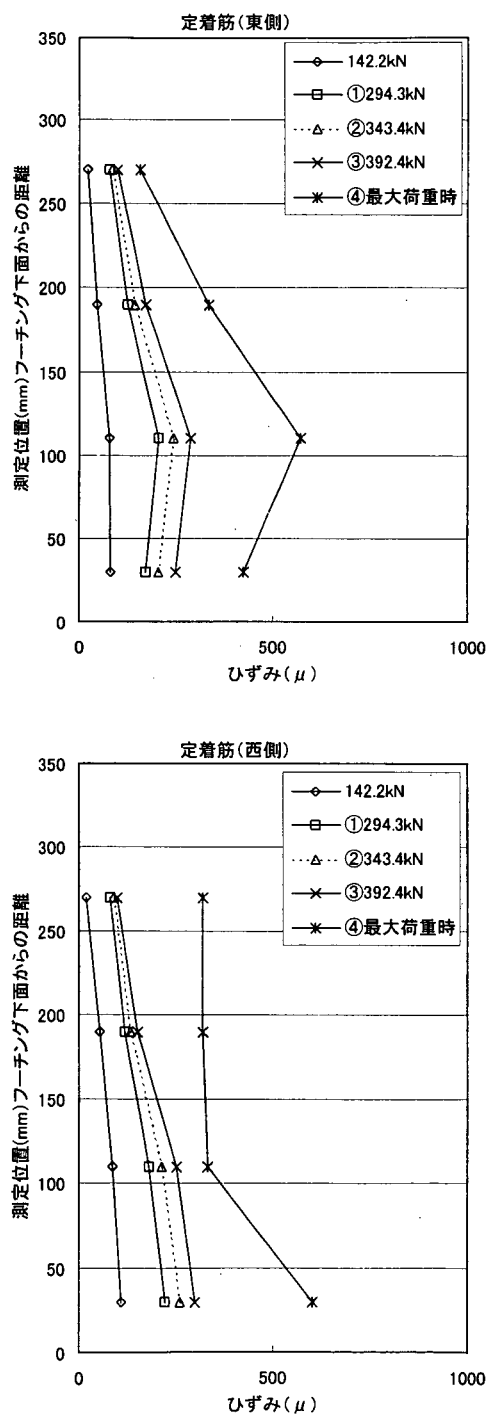


図-3.3.77 定着筋のひずみ分布

フーチング上面の変位を図-3.3.78~3.3.82, 写真-3.3.15 に示す。最大荷重までは大きな変位は生じておらず、支承部の弾性変形による変位が主である。最大荷重付近になると、フーチングの損傷も進み変位が急増する。載荷方向には柱載荷面との接合部付近が持ち上がるような変形をしている。

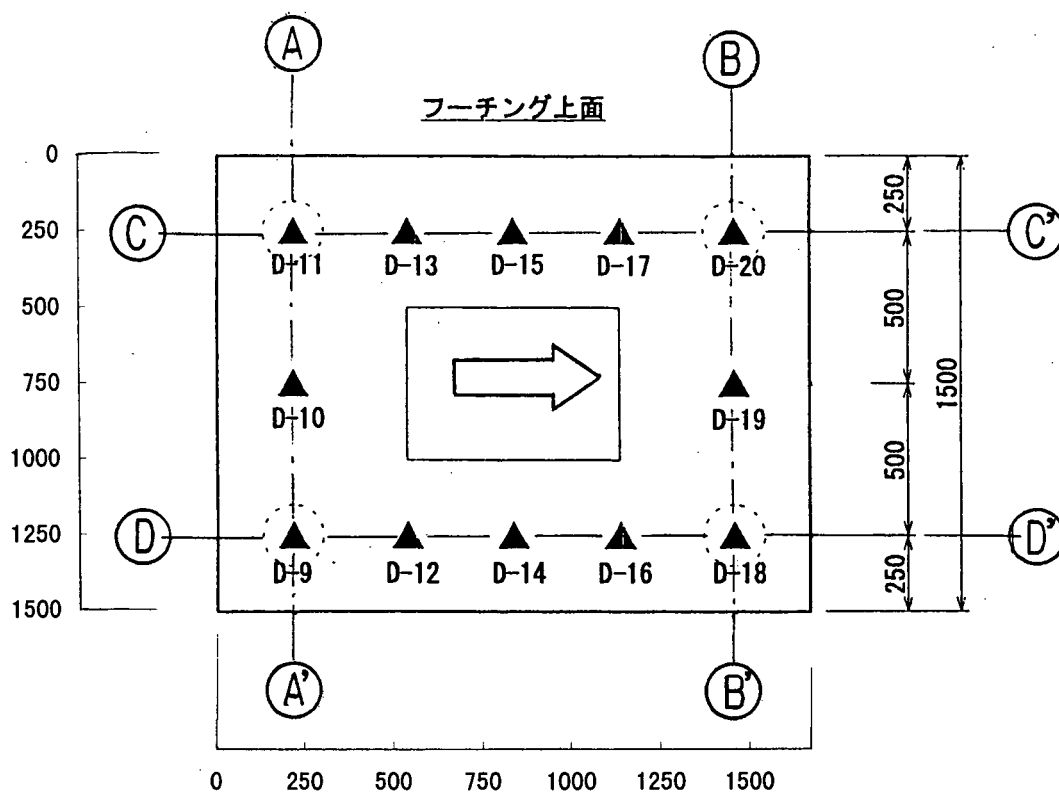


図-3.3.78 フーチング上面変位測定位置図

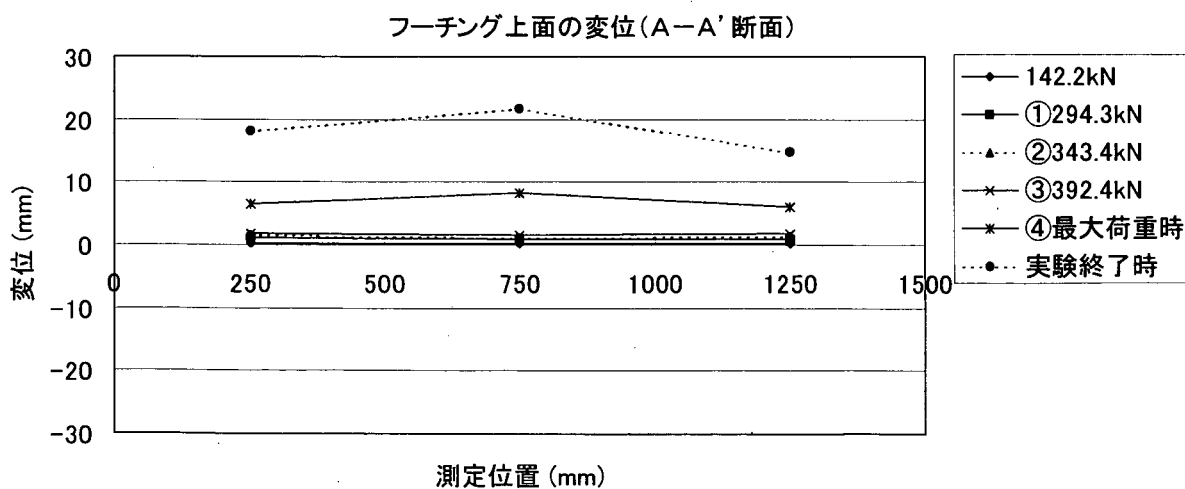


図-3.3.79 フーチング上面変位 (case2 A-A' 断面)

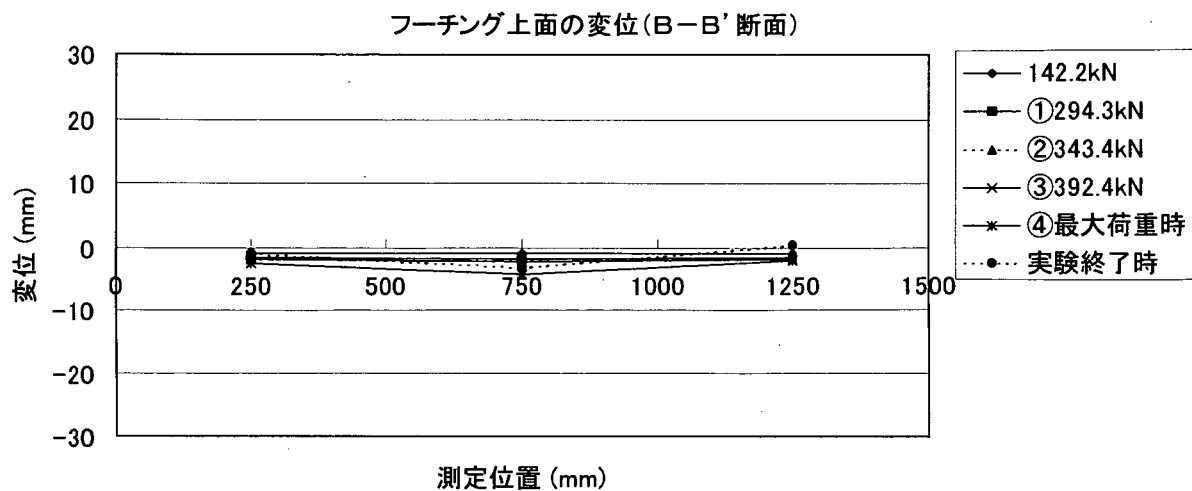


図-3.3.80 フーチング上面変位 (case2 B-B' 断面)

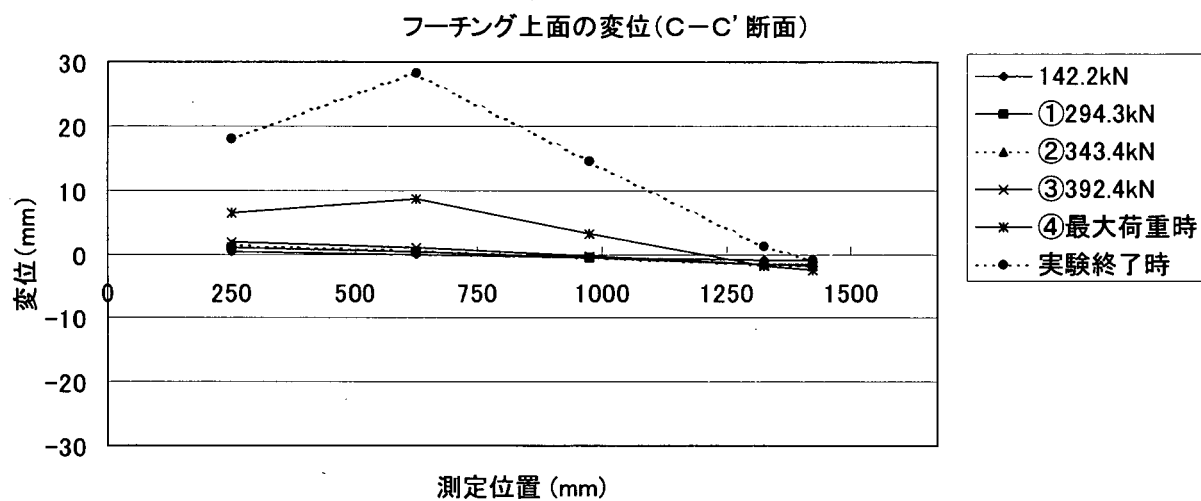


図-3.3.81 フーチング上面変位 (case2 C-C' 断面)

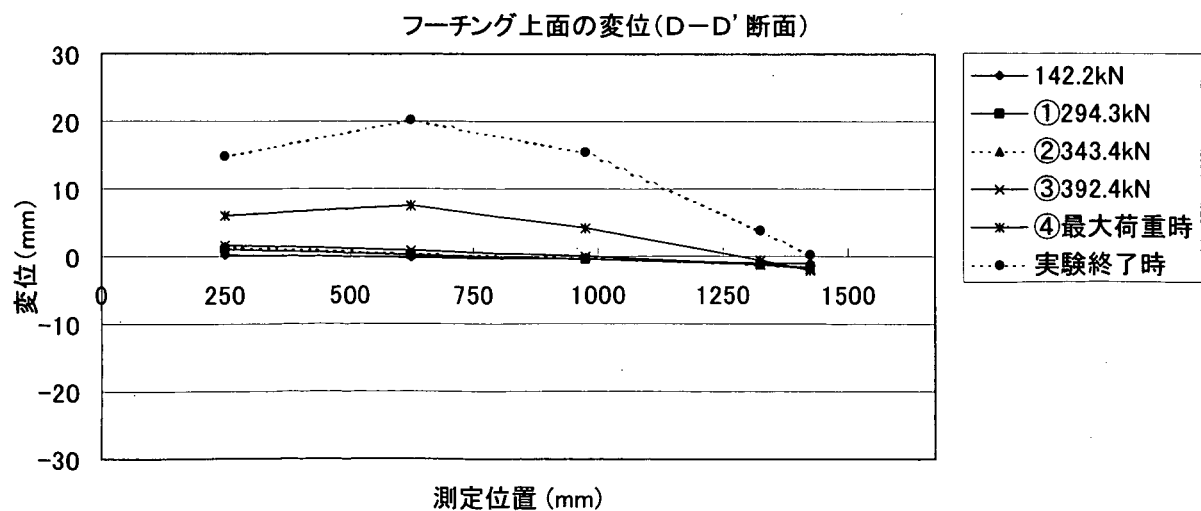


図-3.3.82 フーチング上面変位 (case2 D-D' 断面)

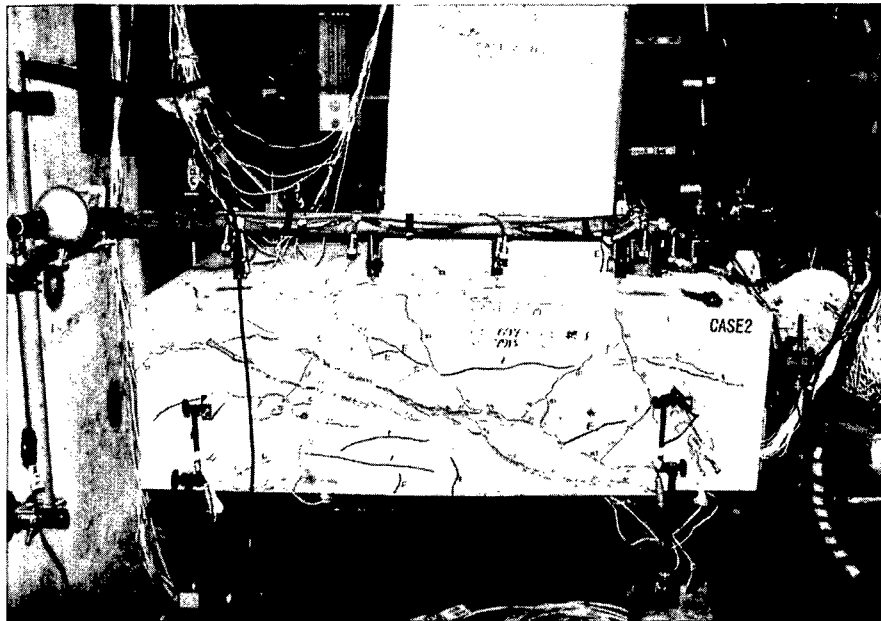


写真-3.3.15 フーチング上面変形状況

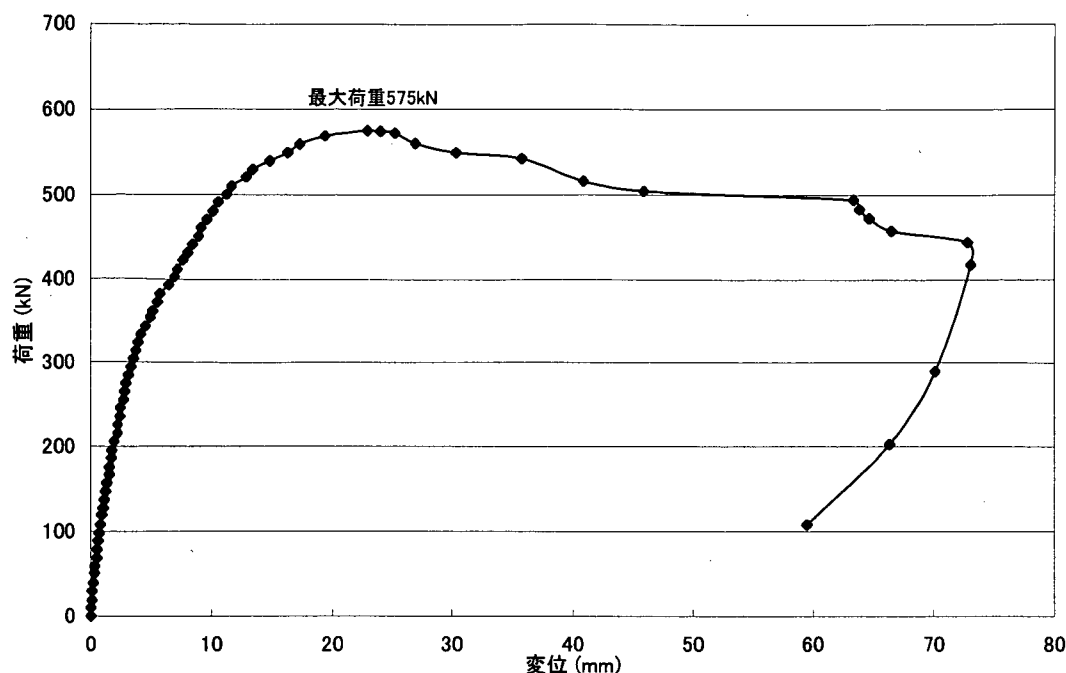


図-3.3.83 荷重－変位曲線 (case3)

(4) case3 実験結果

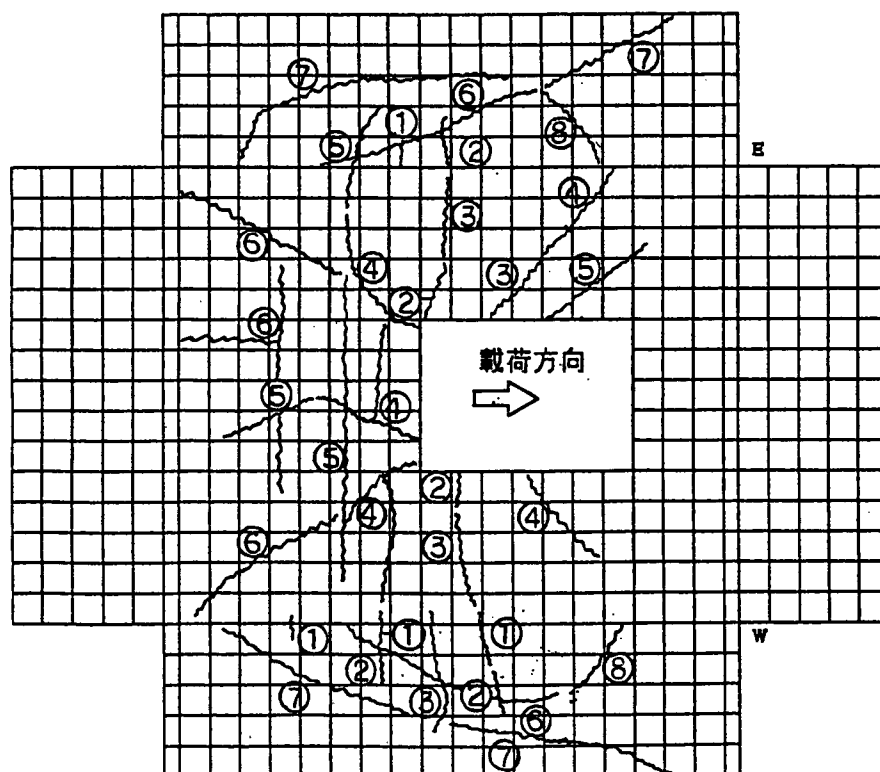
図-3.3.83に case3 の載荷点における荷重－変位曲線を示す。荷重－変位曲線を見ると、575kN で最大荷重を示している。最大荷重後はなだらかに荷重が低下する性状が確認され、最大耐力点以後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。

図-3.3.84 に損傷の進行状況を示す。ひびわれの進行を観察すると、157.0kN で case1, case2 と同様にフーチング上面に曲げひびわれ②が生じている。441.5kN で側面にせん断ひびわれ⑥が生じ、その後、case2 と同様側面部では、引張杭位置のフーチング上端から圧縮杭位置のフーチング下端に向かうように、せん断ひびわれ⑦が大きく進行し最大荷重に達している。case2 と同様に側面のひびわれは柱前面（載荷面）を越え圧縮杭側まで進展しており、上面側が主鉄筋となる場合のせん断スパンは、下面側の場合よりも長くなっていることが確認できる。また、図-3.3.85 に示す実験終了後のひびわれ状況も併せて観察すると、フーチング側面のせん断ひびわれは、引張杭上部から圧縮杭位置に向けて生じているものと、このひびわれの途中で柱接合部付近で向きを変え、柱の圧縮縁位置のフーチング上面に向かう⑧がある。後者は平成9年度および10年度実験で観察されたせん断ひびわれと同様のものと考えられる。また、前者はそれとは違い杭幅に対してフーチング幅が広いことや圧縮杭の存在によるひびわれと考えられる。フーチング底面のひびわれを観察すると、引張り杭側では載荷直角方向にひびわれが生じているのに対し、圧縮杭側では載荷方向にひびわれが生じており、これは、case2 と同様の理由によるものと考えられる。写真-3.3.16～3.3.17 に実験終了後の供試体損傷状況を示す。

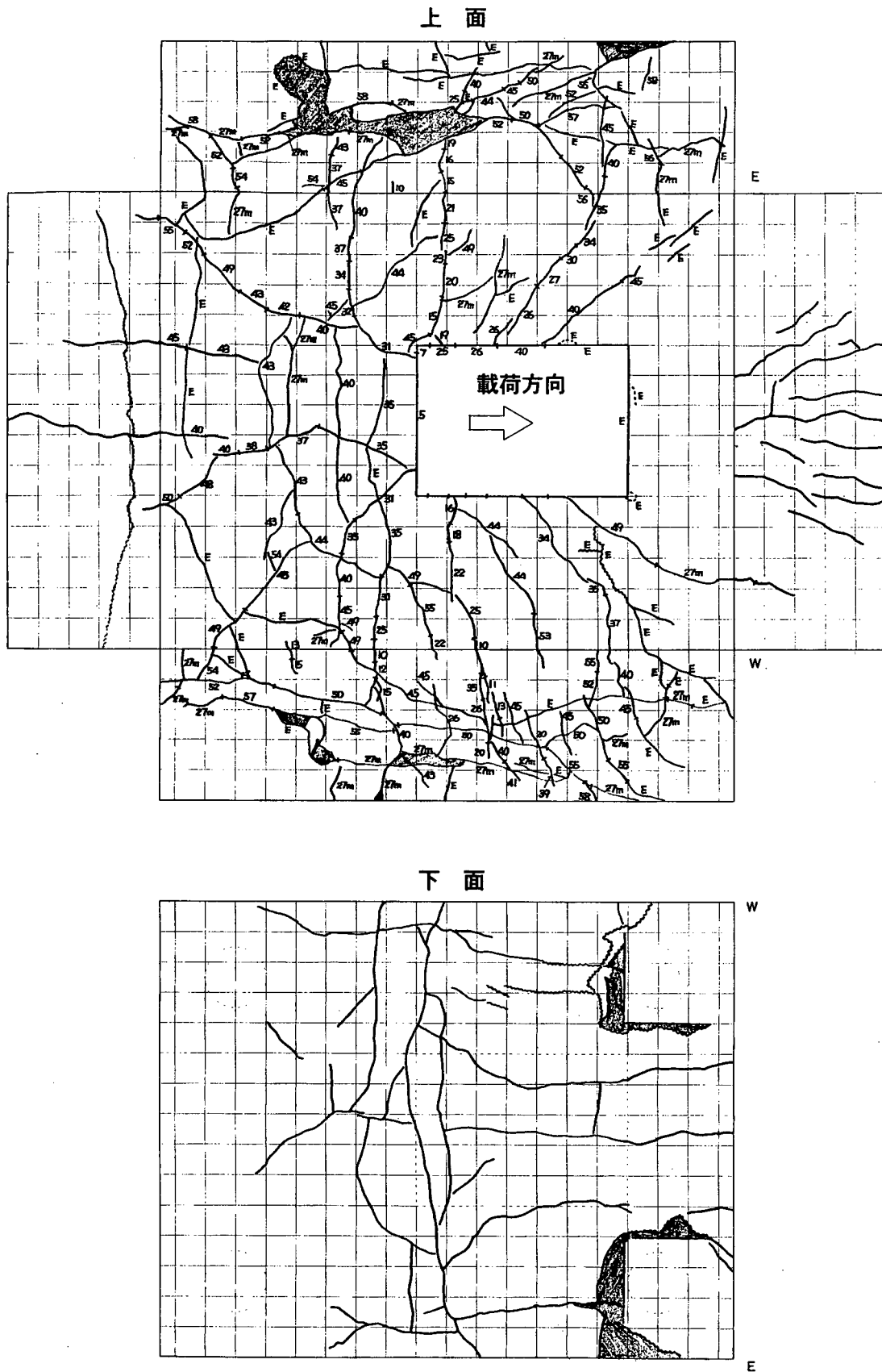
図-3.3.86～3.3.91 にフーチング上面の載荷方向鉄筋の A-A～E-E 断面のひずみ分布を示す。case2 と同様、最大荷重までは緩やかにひずみが増加する。最大荷重後、変形が増大すると、急激に鉄筋のひずみが増加している。最大荷重時に、フーチング上面の引張主鉄筋のひずみは最大で 1000 μ 程度であり、鉄筋は降伏までいたっておらず、コンクリートのせん断破壊が生じ、最大荷重に達したものと考えられる。また、図

－3.3.92～3.3.96 には配力筋のひずみ分布を示す。case2 と同様の結果となっている。

No.	載荷荷重 (kN)	変 位 (mm)	コメント
1	9.8	0.00	
2	29.4	0.09	
3	39.2	0.19	
4	51.0	0.29	柱接合部ひびわれ発生
5	98.1	0.70	
6	142.2	4.98	フーチング角にひびわれ発生 ①
7	157.0	1.30	フーチング上面にひびわれ ②
8	195.2	1.70	
9	255.1	2.71	フーチングひびわれ③
10	294.3	3.31	
11	343.4	4.52	フーチングひびわれ④
12	393.4	6.43	フーチングひびわれ⑤
13	441.5	8.45	フーチングひびわれ⑥
14	510.1	11.67	フーチングひびわれ⑦、⑧
15	574.9	22.97	最大荷重
16	(417.9)	73.07	実験終了



図－3.3.84 フーチングひびわれ進行状況図

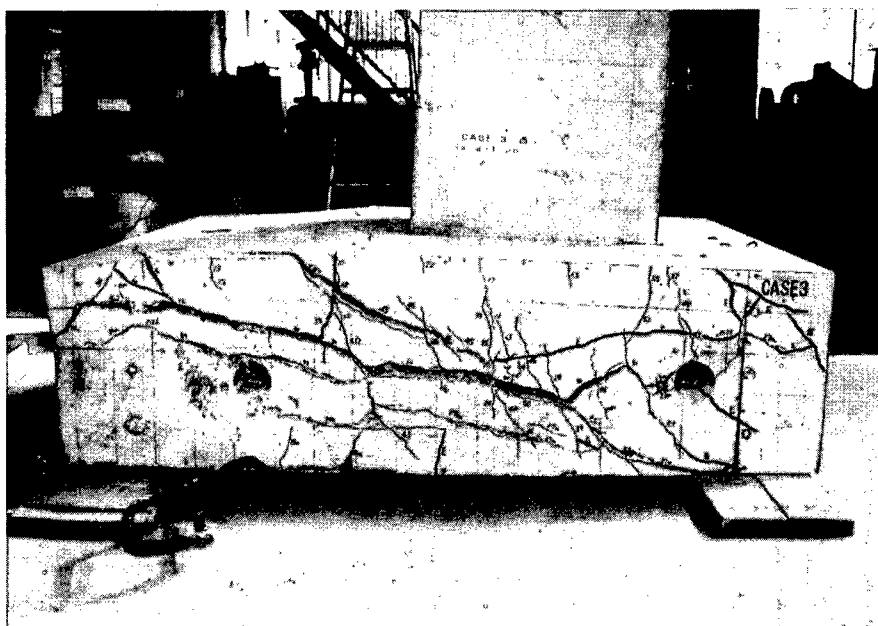


* 図中の数値はその位置でひびわれが生じた際の載荷荷重 (tf) を示す。フーチング下面は実験終了後に作成。なお、E は実験終了時のひびわれとする。

図-3.3.85 ひびわれ状況図 (case3 実験終了後)



(東 面)



(西 面)

写真-3.3.16 実験終了後



(上 面)

写真-3.3.17 実験終了後

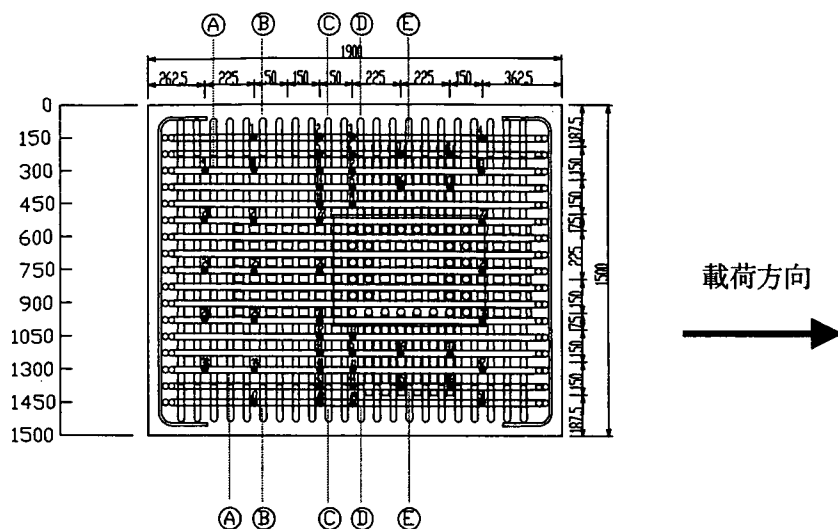


図-3.3.86 ひずみ測定位置図 (case3)

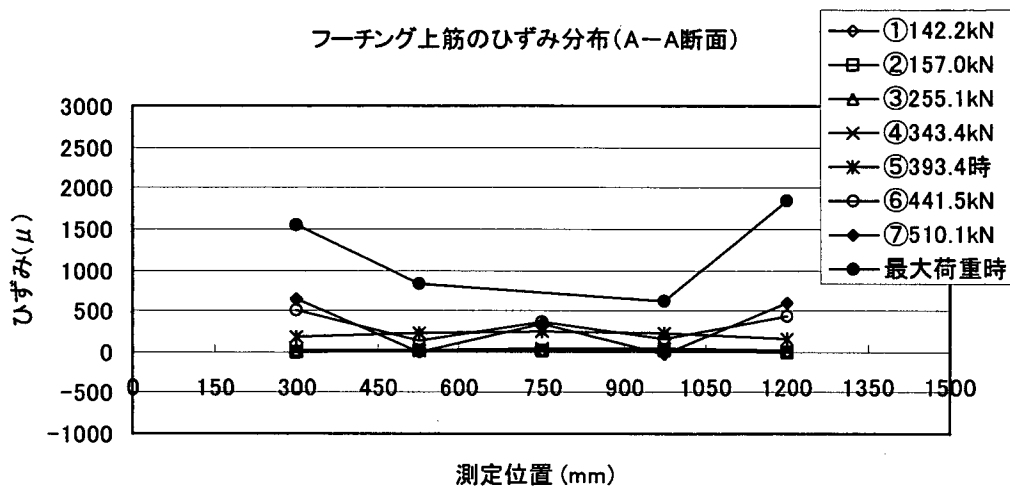


図-3.3.87 ひずみ分布図 (case3 A-A 断面)

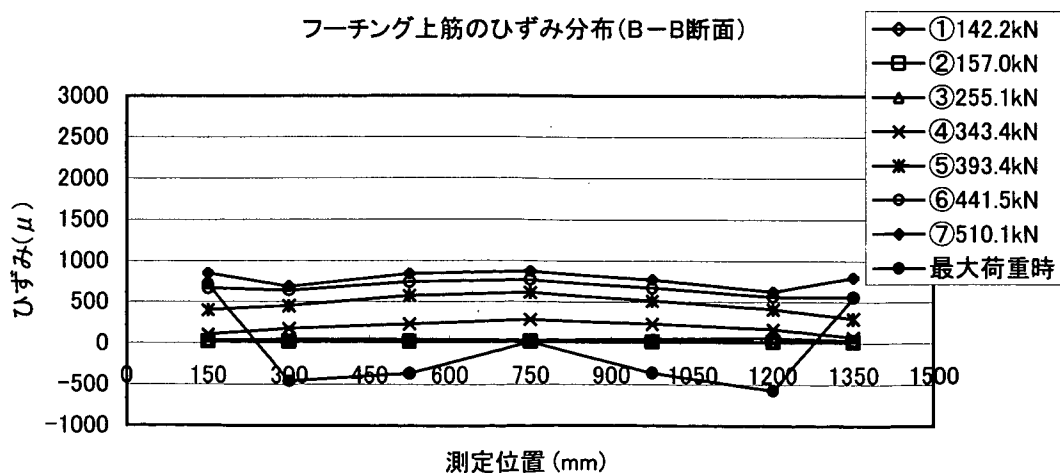


図-3.3.88 ひずみ分布図 (case3 B-B 断面)

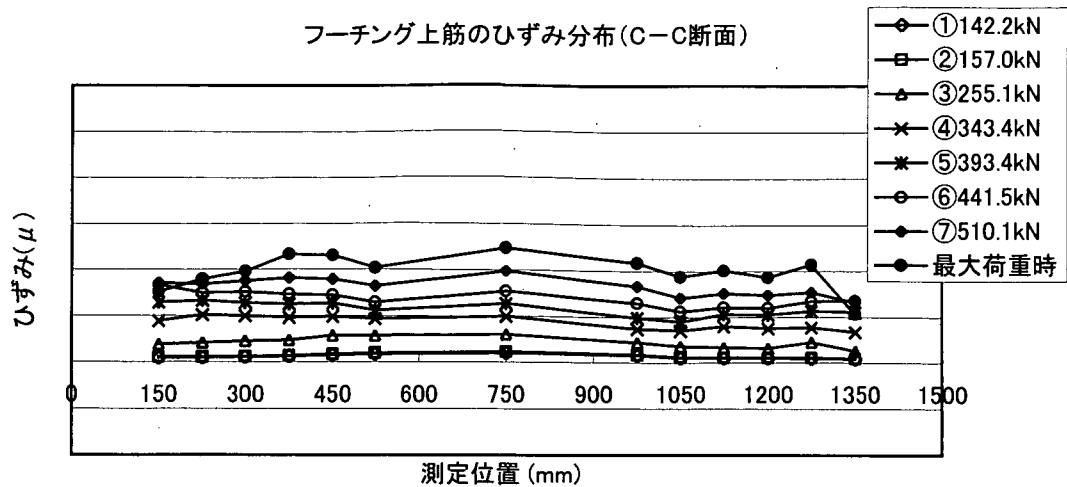


図-3.3.89 ひずみ分布図 (case3 C-C 断面)

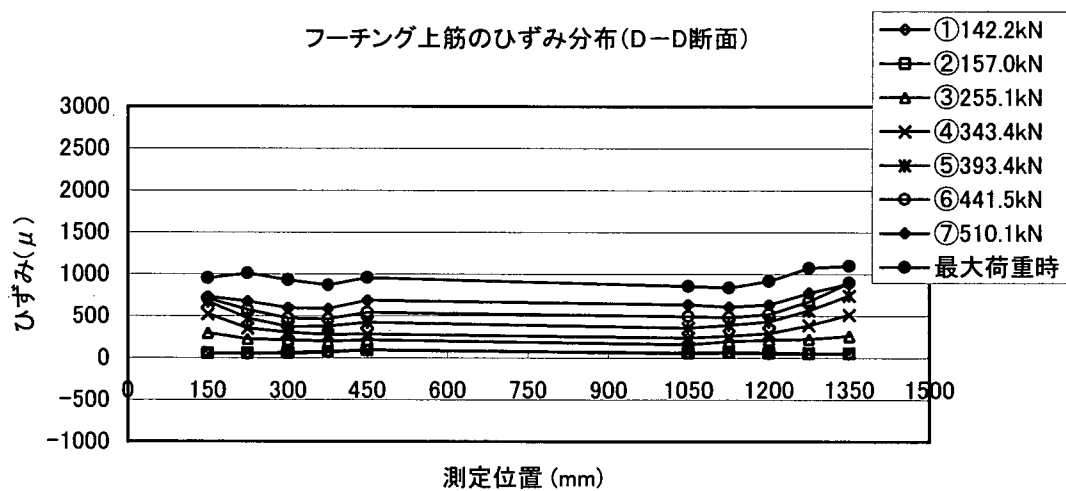


図-3.3.90 ひずみ分布図 (case3 D-D 断面)

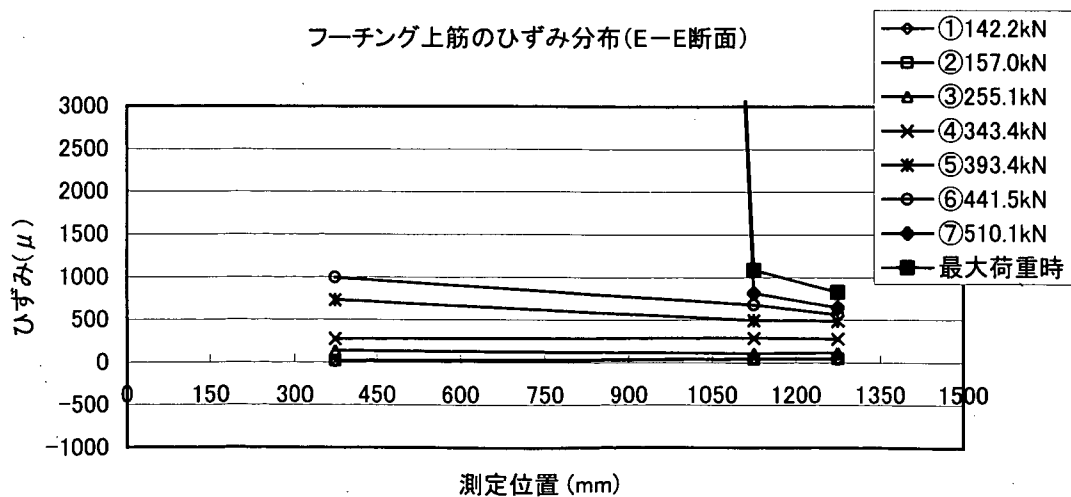


図-3.3.91 ひずみ分布図 (case3 E-E 断面)

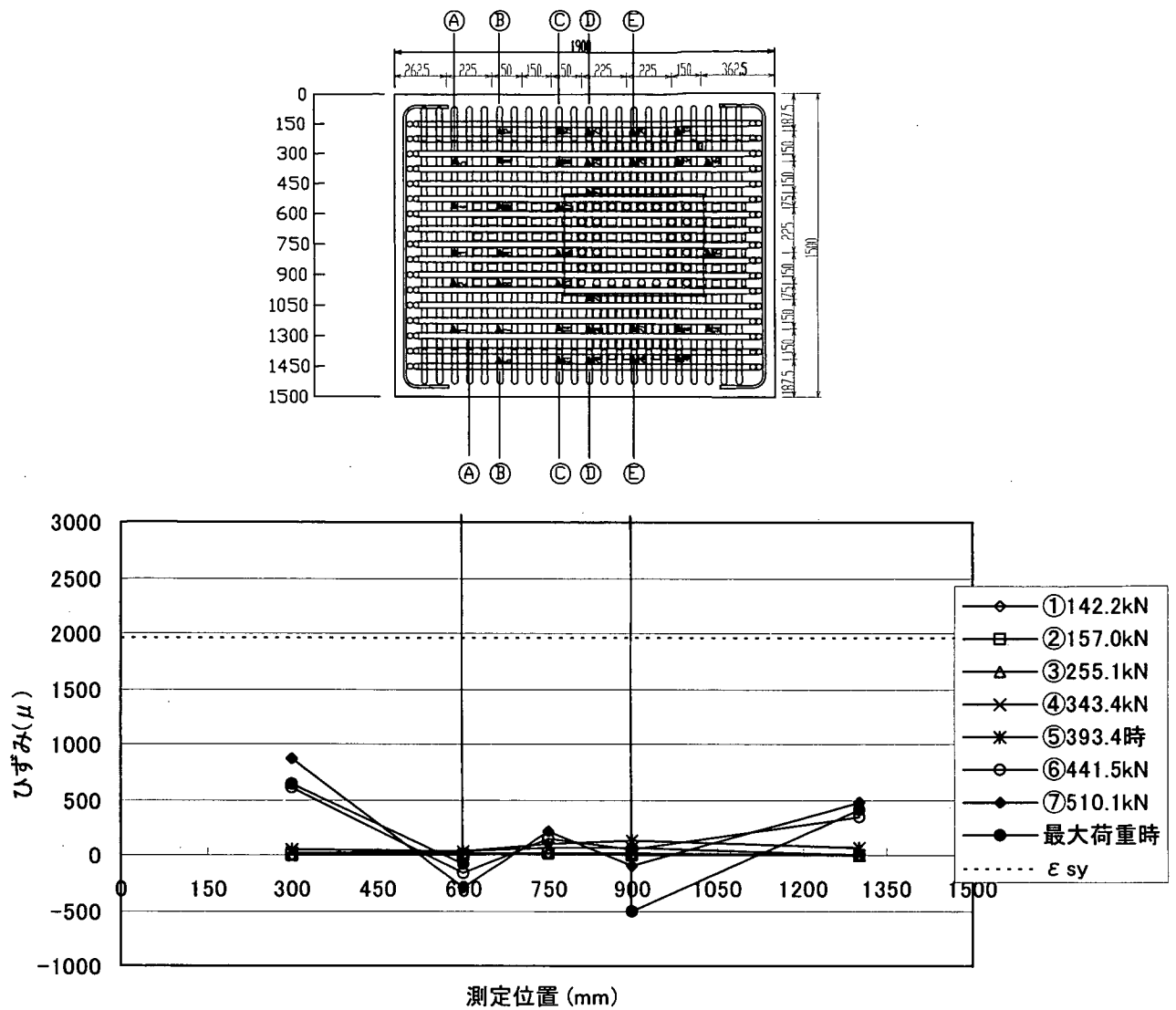


図-3.3.92 配力筋ひずみ分布図 (case3 A-A断面)

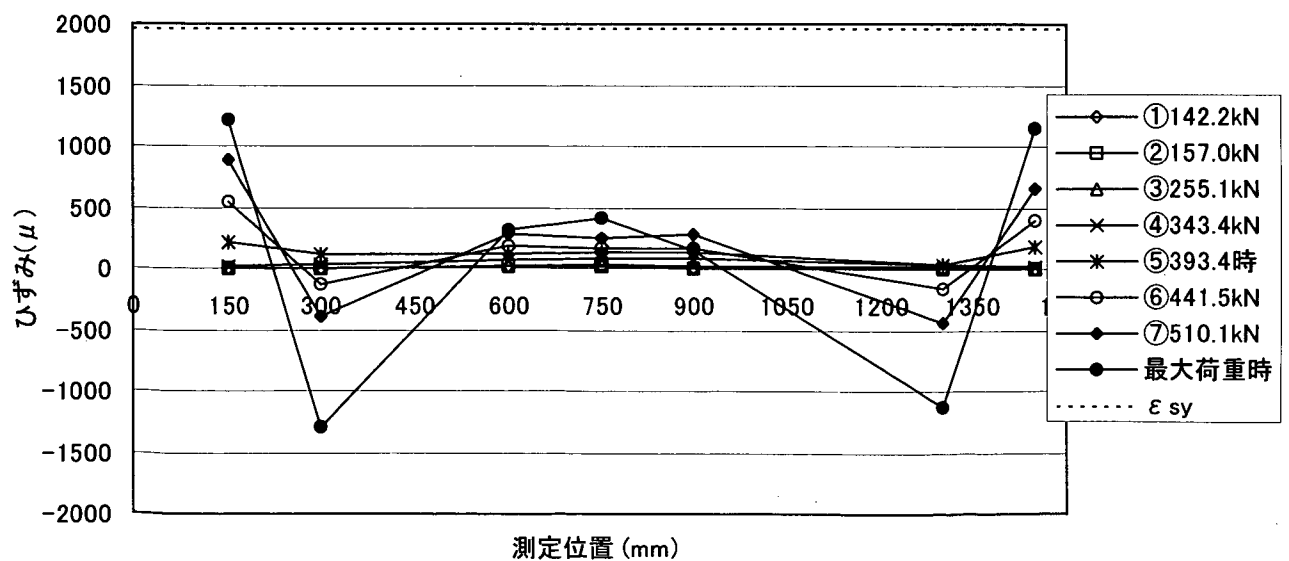


図-3.3.93 配力筋ひずみ分布図 (case3 B-B断面)

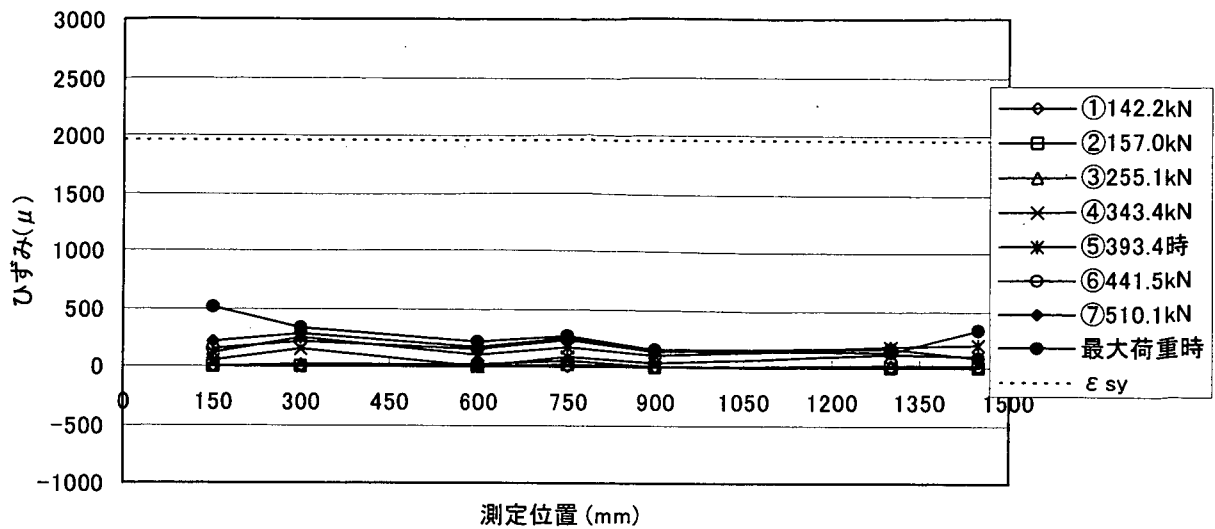


図-3.3.94 配力筋ひずみ分布図 (case3 C-C 断面)

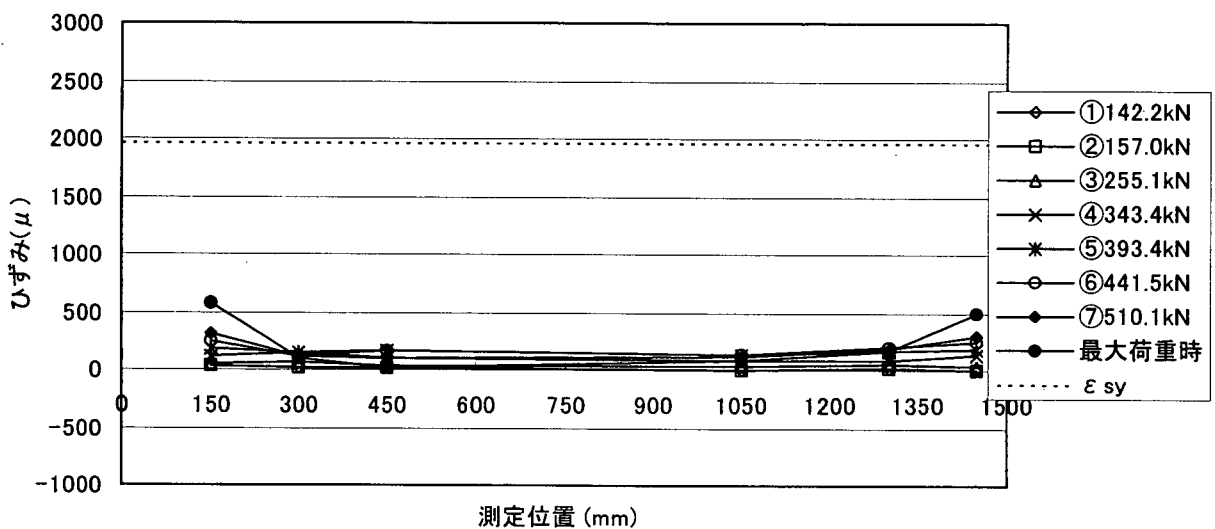


図-3.3.95 配力筋ひずみ分布図 (case3 D-D 断面)

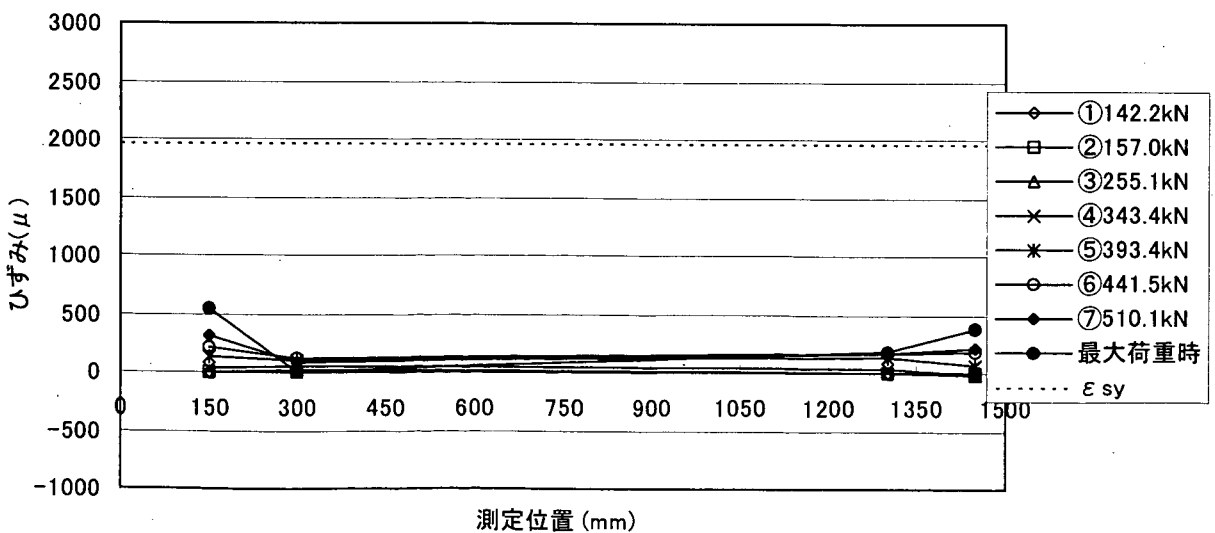
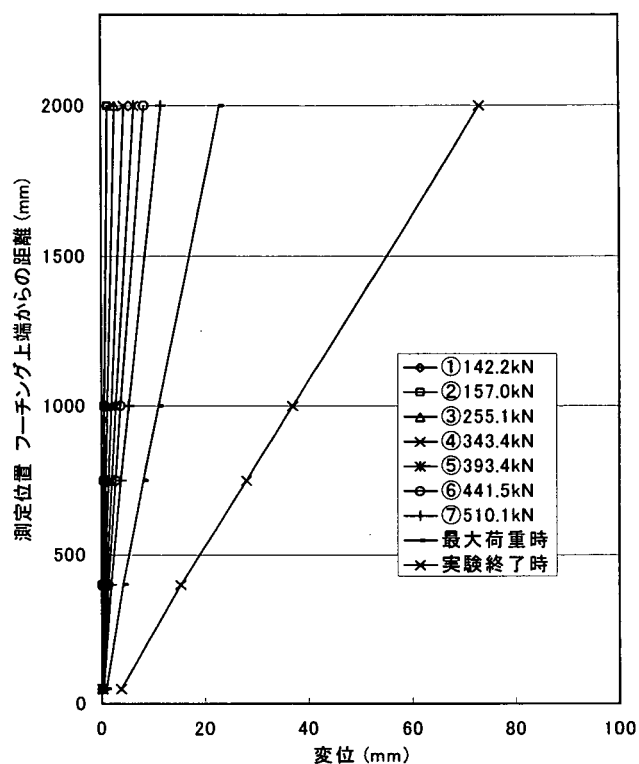
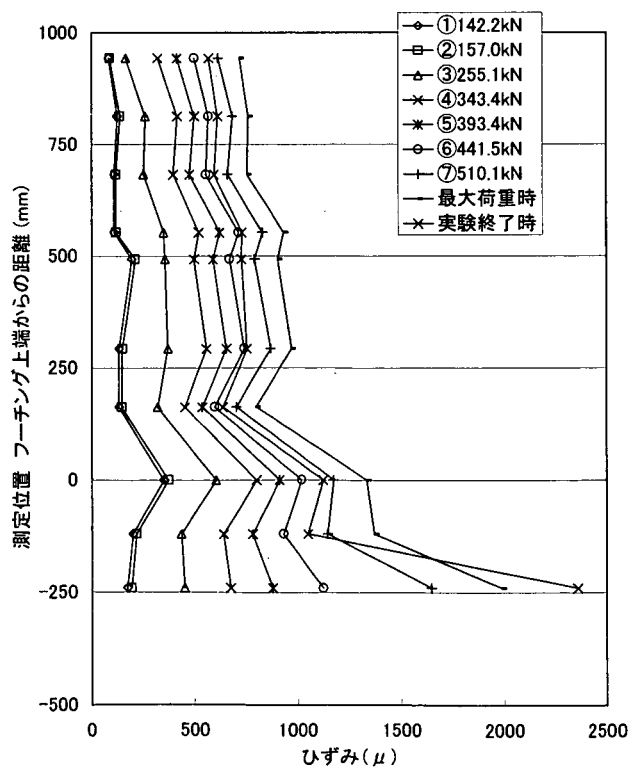


図-3.3.96 配力筋ひずみ分布図 (case3 E-E 断面)

載荷柱の荷重－変位および荷重－ひずみ分布をそれぞれ図－3.3.97, 3.3.98 に示す。柱部分は実験終了後まで大きく変形することなく、直線を保ったまま変位していることが分かる。ひずみ分布をみると、最大荷重時にフーチング内部の定着筋が降伏ひずみに達しているのが分かる。



図－3.3.97 載荷柱の変位



図－3.3.98 載荷柱のひずみ分布

フーチング引張杭側の定着鉄筋のひずみ分布を図-3.3.99に示す。計測位置は図-3.3.15に示すとおりであるが、図-3.3.99は各定着鉄筋の計測結果をフーチング下面からの距離ごとに平均して示したものである。各定着鉄筋ごとの分布は参考資料に示す。ひずみはいずれの荷重段階でも小さく、実験終了時まで定着鉄筋は降伏に至っていない。よって、定着部のひびわれがフーチングの破壊へは影響を与えていないことが確認された。

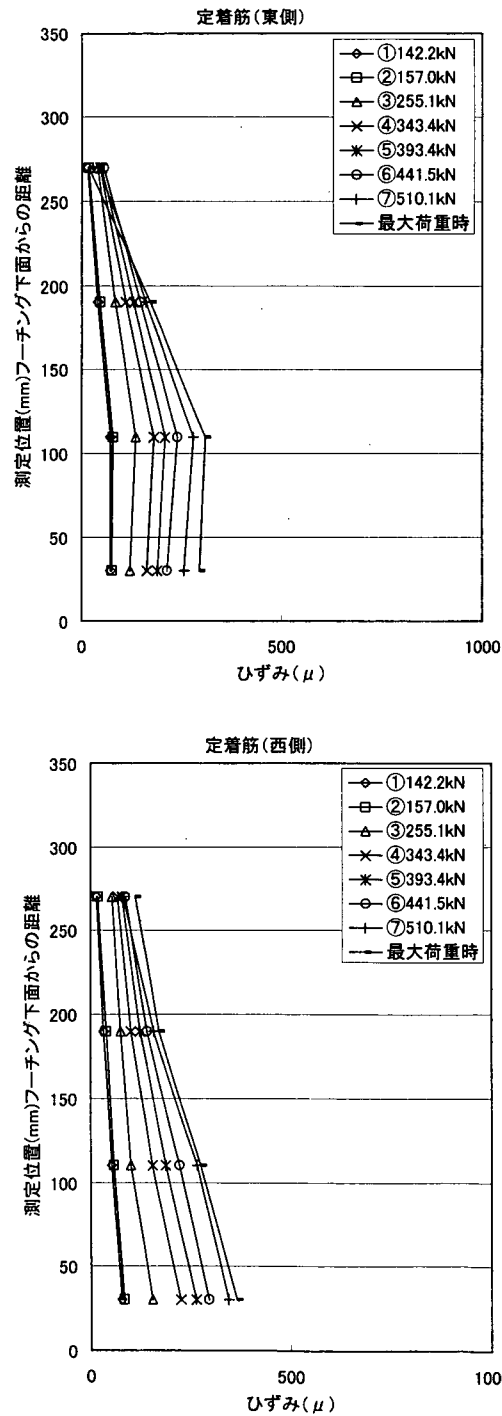


図-3.3.99 定着筋のひずみ分布

フーチング上面の変位を図-3.3.100～3.3.104, 写真-3.3.18 に示す。case2 と同様、最大荷重時までは大きな変位は生じておらず、支承部の弾性変形による変位が主である。最大荷重時以降、供試体の損傷も進み急に変位が生じるようになる。写真-3.3.16 からわかるように、載荷方向には柱載荷面との接合部付近が持ち上がるような変形をしている。

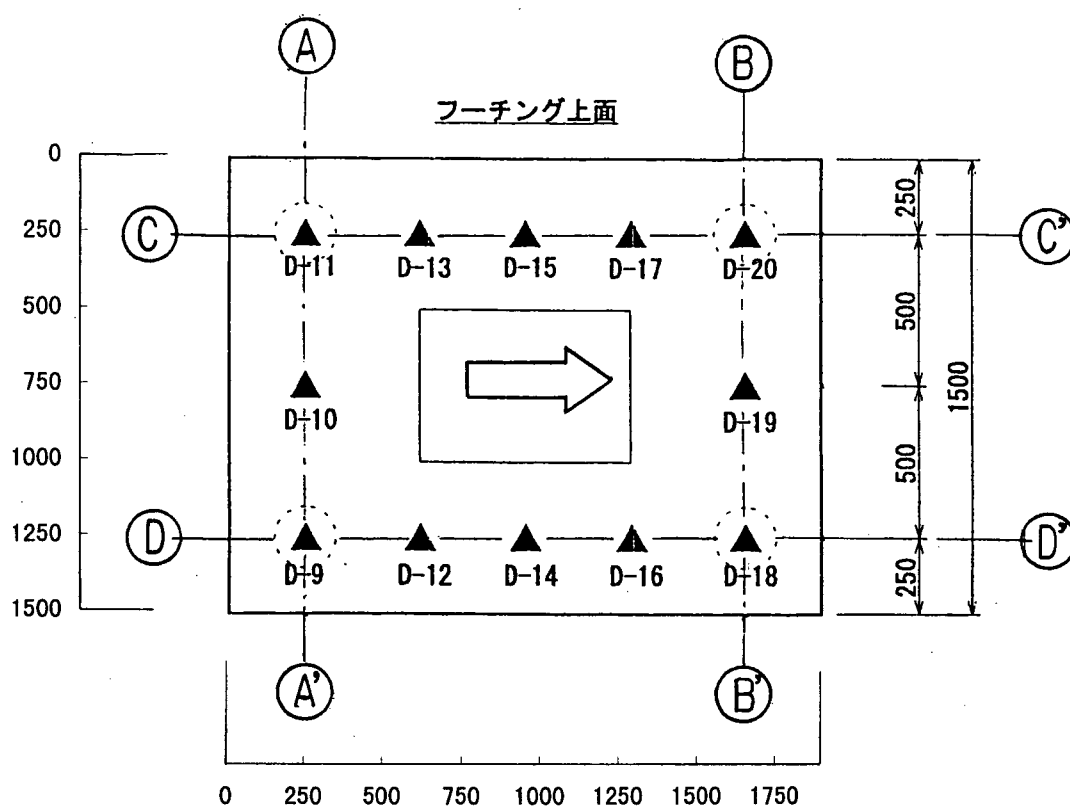


図-3.3.100 フーチング上面変位測定位置図

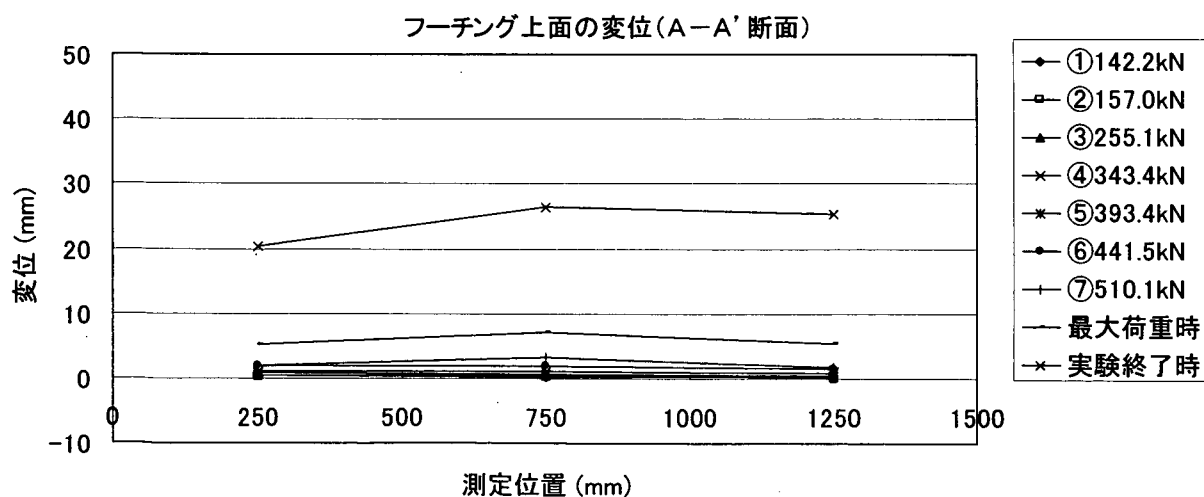


図-3.3.101 フーチング上面変位 (case3 A-A' 断面)

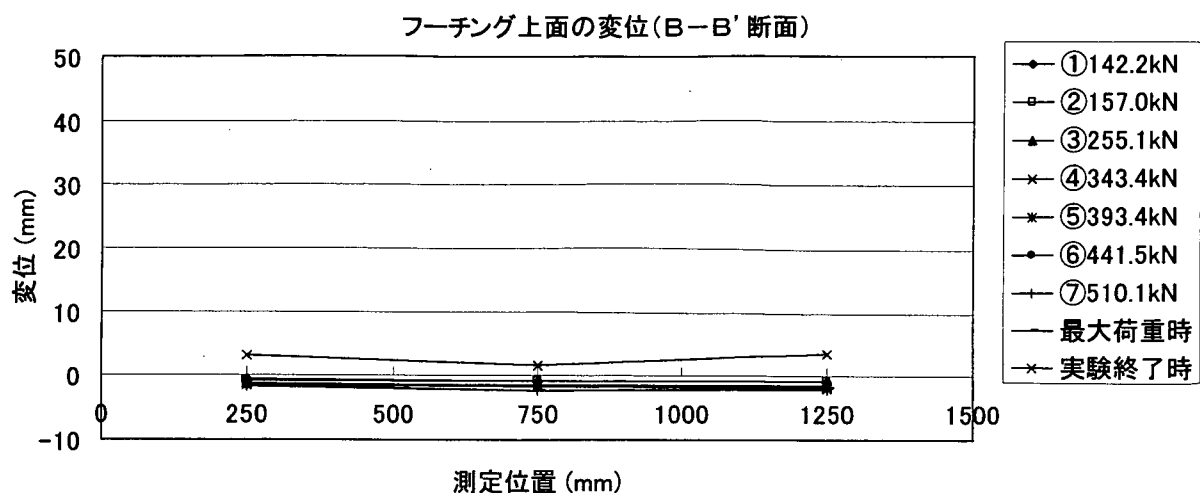


図-3.3.102 フーチング上面変位 (case3 B-B' 断面)

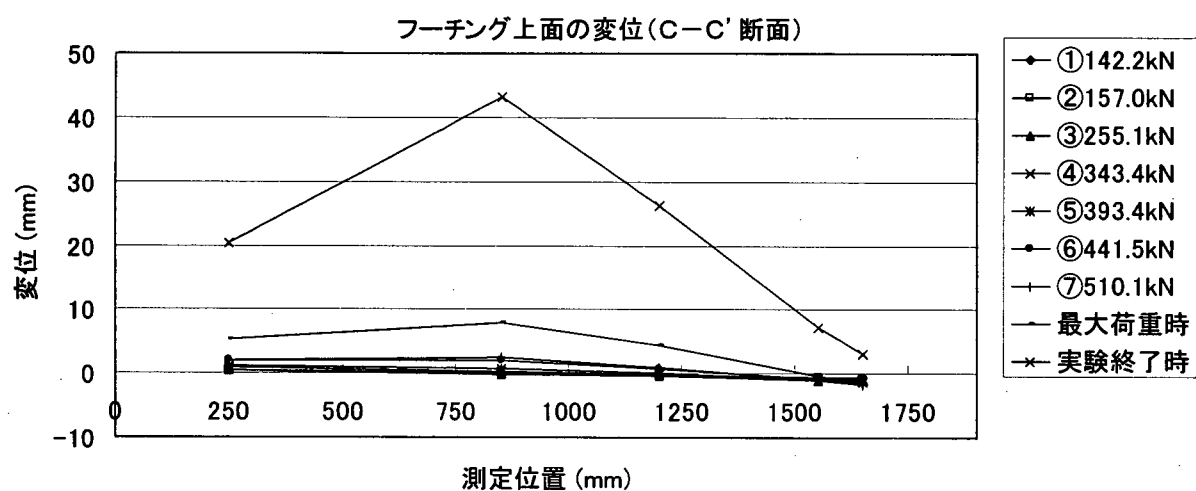


図-3.3.103 フーチング上面変位 (case3 C-C' 断面)

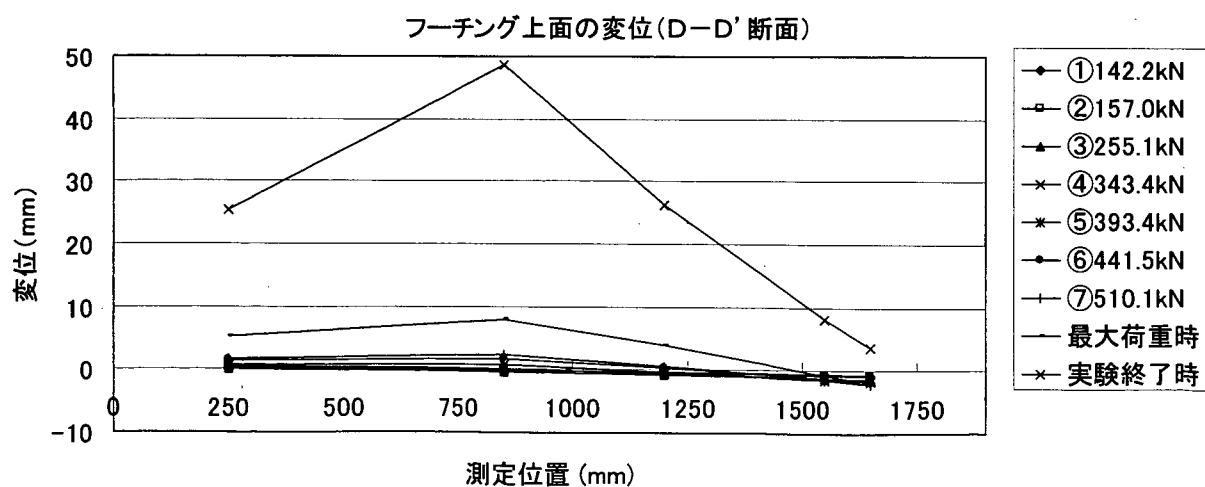


図-3.3.104 フーチング上面変位 (case3 D-D' 断面)

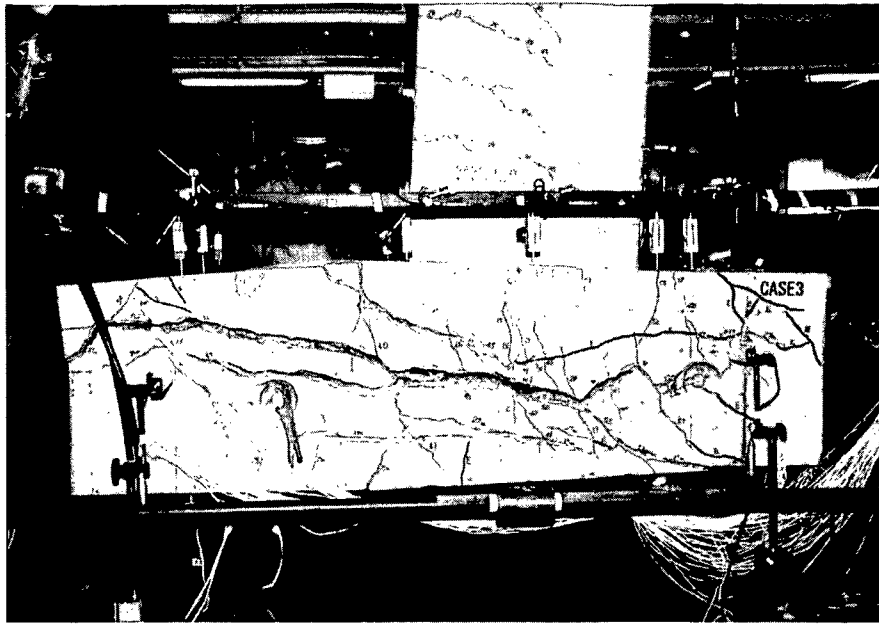


写真-3.3.18 フーチング変形状況

3.3.4 実験値と計算値の比較による有効幅の検討

(1) 曲げに対する有効幅 (case1-1, case1-2)

フーチングの構造解析をはりに置き換えて行うためには、有効幅の設定が必要となる。そこで、以下に示すような3つの有効幅について計算した降伏曲げモーメントを実験値と比較し、合理的な有効幅の設定法について検討した。

- ① $b = t_c + d$ (平成8年版道路橋示方書による。)(ここで t_c : 柱幅、 d : 有効高とする)
- ② $b = t_c + 2d$
- ③ フーチング全幅 ($b = t_c + 2.22d$)

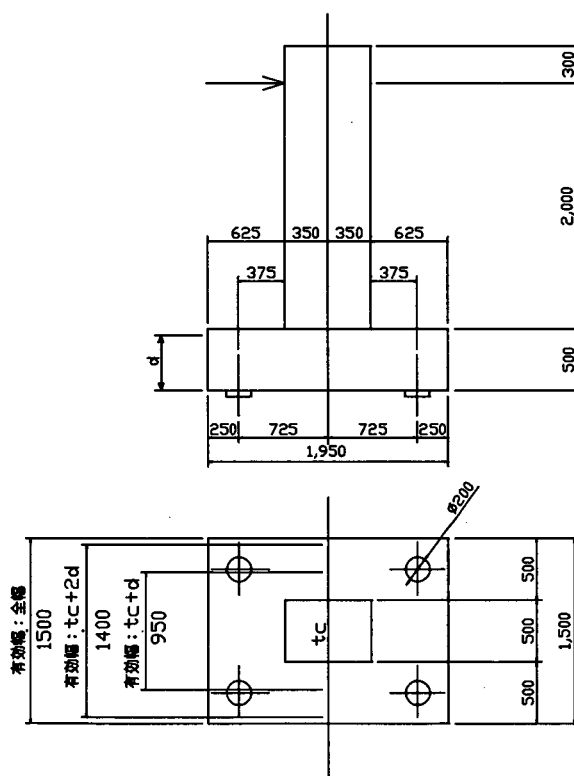


図-3.3.106 有効幅のとり方

(2) 作用曲げモーメントおよび作用せん断力の算定方法

今回の実験では供試体の支承位置での反力を計測するために、圧縮側の支承アクリル板には4点のひずみゲージを、また引張側支承を固定しているPC鋼棒にもひずみゲージを取り付けた。しかし、PC鋼棒のネジ切り部分が、供試体固定架台のH鋼およびアクリル板に接触しており、ここでの摩擦の影響で正確な反力が計測できなかった。

そこで今回の実験については、供試体各照査断面での実験時作用モーメントおよび作用せん断力については、図-3.3.105に示すような骨組み計算モデルを使用し計算した。

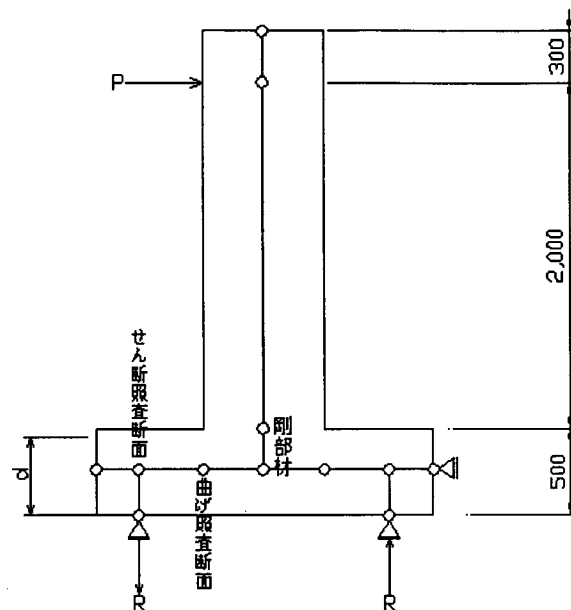


図-3.3.105 骨組み計算モデル

(3) 降伏曲げモーメント

降伏曲げモーメントとは、引張鉄筋の応力が降伏強度に達したときに生じる曲げモーメントであり、次式により算出する。

$$M_{cy} = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad (3.3)$$

$$j = z / d \quad (3.4)$$

$$z = d - x / 3 \quad (3.5)$$

$$x = k \cdot d \quad (3.6)$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \quad (3.7)$$

ここに、

M_{cy} : 降伏曲げモーメント (kN・mm)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kN/mm²)

A_s : 鉄筋量 (mm^2)

d : 部材断面の有効高 (mm)

k : 中立軸比

n : 弾性係数比

p : 鉄筋比

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

(4) 有効幅に関する検討

図-3.3.107 は、最大載荷荷重時の柱前面位置の作用モーメント M_{eu} と降伏曲げモーメント M_{cy} (計算値) を有効幅を変化させて比較したものである。case1-1, case1-2 の両ケース共、ほぼ同じような結果である。実験値を計算値により除することによって、どの程度の安全率が含まれているかが分かる。有効幅を $b=t_c+d$ とした場合、実耐力は計算された降伏曲げモーメントの約 1.6 倍となる。有効幅を $b=t_c+2d$ とした場合も実耐力は計算値を上回り、全幅とした場合は同程度の値となった。なお本実験の供試体では橋軸直角方向のフーチング幅が小さいため、有効幅 $b=t_c+2d$ と全幅との差が殆ど無いため、両者の差は小さくなったと考えられる。鉄筋のひずみや供試体の損傷状況からも全幅に近い範囲で曲げに対して抵抗していると考えられ、最大耐力に対しては有効幅 b を $b=t_c+2d$ としてよいと考える。ただし、柱幅と比較してフーチング幅が極端に大きくなった場合に全幅が有効に抵抗するかどうかは不明である。

図-3.3.108 は 1 δ 時の柱前面位置の作用曲げモーメント M_{ey} と降伏曲げモーメント M_{cy} (計算値) を比較したものである。これによると、case1-1 においては、有効幅を $b=t_c+2d$ 、全幅としたとき降伏曲げモーメントの計算値が実測値より大きくなり、危険側の推定をしている。よって、鉄筋の降伏を許さない設計をする場合は安全側に有効幅を $b=t_c+d$ とするのがよいと考える。

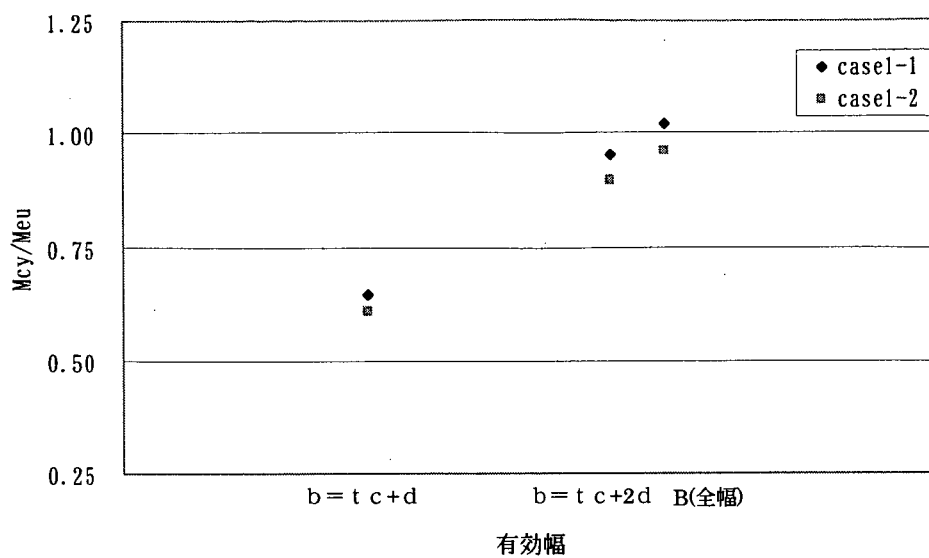


図-3.3.107 実験値／計算値の比較（最大荷重時）

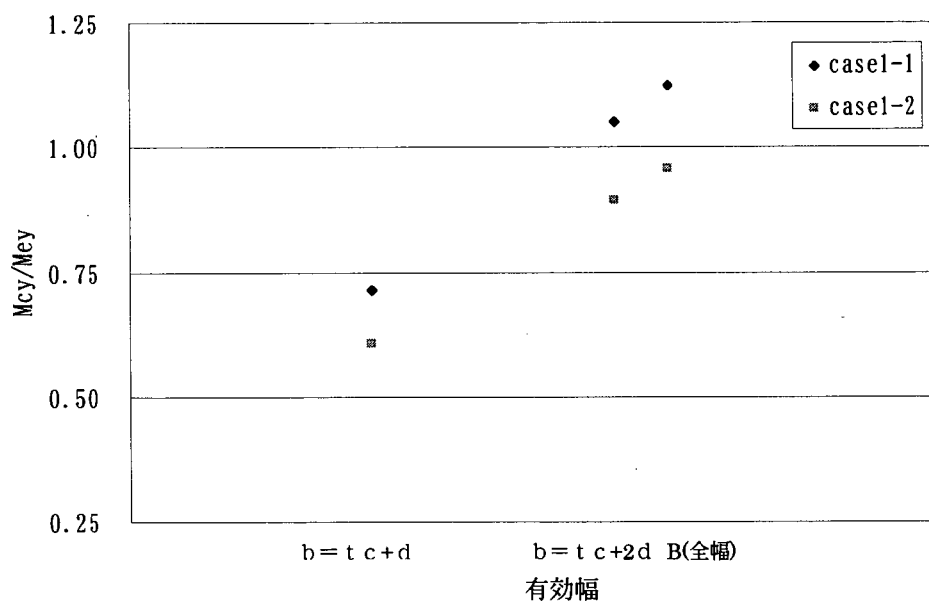


図-3.3.108 実験値／計算値の比較（鉄筋降伏時）

(5) せん断についての比較

せん断耐力は平成8年版道路橋示方書に示されている次式により算出する。ここでは、せん断耐力はせん断スパン比の影響を考慮していない。また、斜引張鉄筋は配置していないため、鉄筋が負担するせん断耐力は考慮しない。耐力計算には材料試験で求められた実強度を用いている。

$$S_c = C_c C_e C_{pt} C_n \tau_c b d$$

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数で本実験では単調増加であるため1とする。

C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 (%) で、中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を bd で除した値。

C_n : 軸方向圧縮力による補正係数。

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度。

b : 部材有効幅

d : 部材断面の有効高

ここに、有効幅 b は、平成8年版道路橋示方書に準じて全幅とした。

平成11年度実験のせん断破壊を想定した2ケースの実験のせん断耐力とはりとしての計算値の比較を表-3.3.5に示す。ただし、せん断補強筋を有するケースは除いている。これによると、計算で求められたせん断耐力は case2 で実験値の32%、case3 で46%となっている。

図-3.3.109は平成9年度・10年度・11年度実験結果より得られた実験値と計算値の比較を行ったものである。これより、フーチング上面側が主鉄筋となる場合でも、せん断スパン比が小さくなるほどせん断耐力が増加しているのが分かる。

表-3.3.5 せん断耐力との比較

		case2	case3
せん断スパン比	a/d	0.833	1.333
引張鉄筋比	$P_t(\%)$	1.618	1.618
せん断スパン	$a(\text{mm})$	375	600
部材幅	$b(\text{mm})$	1500	1500
有効高さ	$d(\text{mm})$	450	450
コンクリートの圧縮強度	$\sigma_{ck}(\text{N/mm}^2)$	26.2	29.4
荷重交番作用の影響	C_c	1.0	1.0
有効高に関する補正	C_e	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正	C_{pt}	1.50	1.50
軸方向圧縮力による補正	C_n	1.0	1.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c(\text{N/mm}^2)$	0.352	0.363
せん断耐力	$S_c(\text{kN})$	467	481
実験値			
最大載荷荷重	kN	681	575
最大作用せん断力	$S_e(\text{kN})$	1476	1053
実験値/計算値			
S_e/S_c		3.16	2.19

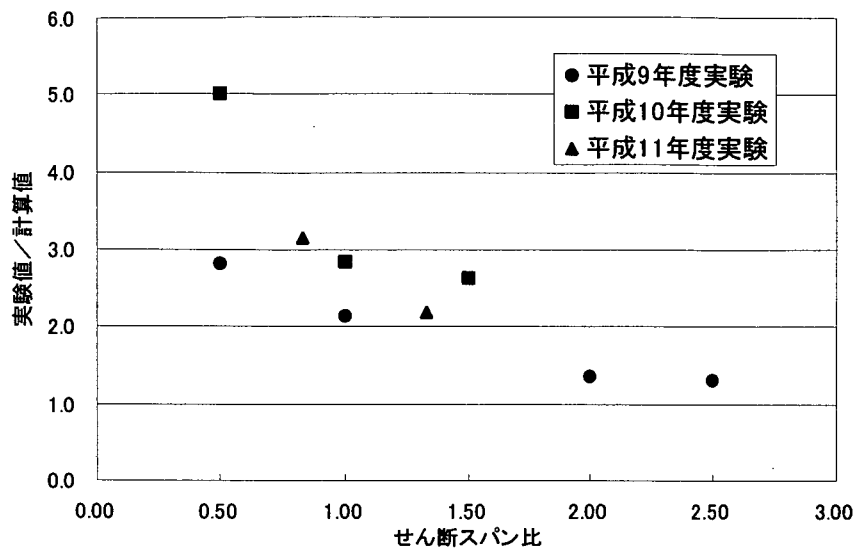


図-3.3.109 せん断スパン比による実験値/計算値の比較

(6) 平成9年, 10年の実験結果と平成11年の実験結果の比較

平成9年度, 10年度の実験結果と平成11年度の実験結果を比較し, 柱に対してフーチングが版としての広がりを持っている場合の破壊形態について考察することにより, 平成8年版道路橋示方書で下面側が主鉄筋となる場合においては照査するものとされている版としてのせん断の照査が上面側が主鉄筋となる場合においても必要であるか検討する。

破壊時に発生したせん断ひびわれは圧縮力のながれを表しているものと考えられるためひびわれ形状より考察する。

平成9年度, 平成10年度の実験は壁式橋脚のフーチングを模擬したものと考えることができ, たとえば図-3.1.10, 3.2.13 から分かるように, 引抜き杭からの圧縮力は引抜き杭位置のフーチング上部から柱直下のフーチング下面を通り, そこから柱の圧縮側へと伝達されていることが分かる。

一方, 平成11年度の実験は柱橋脚を模擬したもので, 図-3.3.63, 3.3.85を見ると, 破壊時に発生する側面のひびわれは, 引抜き杭位置のフーチング上部から柱直下のフーチング部を通り圧縮杭へ伝達されるものと, 柱直下のフーチング部から柱の圧縮縁へと伝達されるものの主に2つがある。このひびわれ分布から, フーチング内部では, たとえば柱の中心部を通る載荷方向の断面を考えると平成9年度, 10年度の実験のような圧縮力の流れが見られ, また, 柱から側方に離れた断面を考えると圧縮杭が柱より外側に存在するため荷重が三次元的に分散したと考えられる。

このように, 柱橋脚を持つフーチングでは三次元的な破壊形状が現れるが, 図-3.3.109では, 平成9, 10年度実験と平成11年度実験で傾向が変わらないことから柱幅に対して著しく広い杭配置, フーチング形状でなければ, 図-3.3.109より三次元的な破壊面を考慮せずにはりとしてせん断耐力を算定しても問題がないと考えられる。

4. 曲げ・せん断に対する設計方法の提案

4.1 曲げ耐力の評価

ここでは、平成 11 年度実験結果に基づき、フーチング上面側が主鉄筋となる場合の曲げ耐力の評価方法についての提案を行う。特に今回は、曲げ耐力算定時の有効幅のとり方について検討を行ってきた。

まず、曲げ耐力照査断面について、実験よりフーチングの柱前面位置を照査断面とする。この理由としては次のことがあげられる。

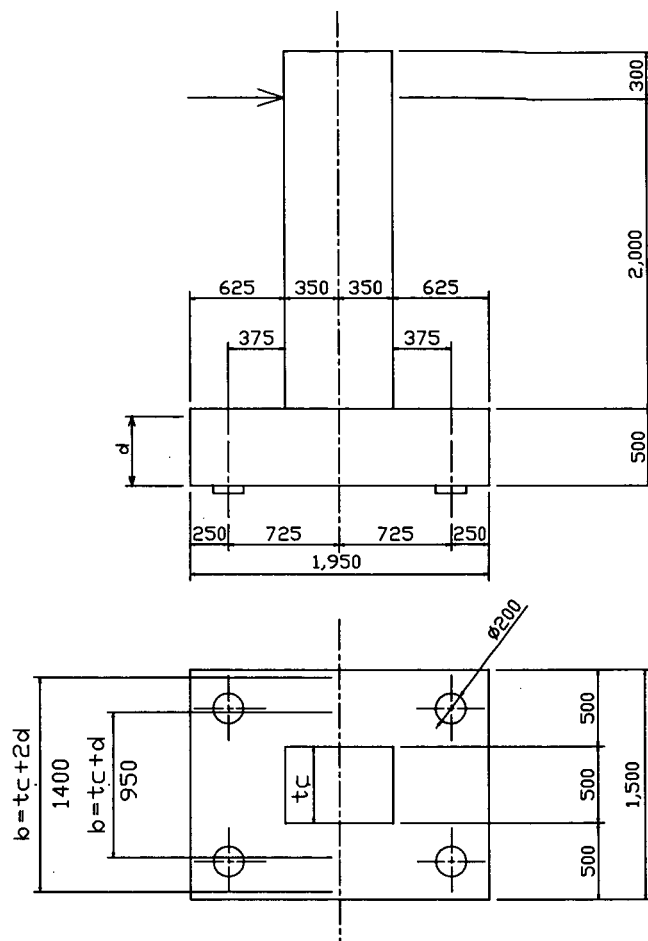
- ・フーチング上面側の主鉄筋のひずみ分布をみると、柱前面位置にある鉄筋が最初に降伏している。
- ・フーチング損傷状況を観察すると、柱前面の位置より曲げひびわれが発生し、このひびわれは荷重が載荷されるにしたがって部材高方向および載荷方向に進展している。

また、幸左らの実験⁷⁾によれば、この柱前面のひびわれの進展がフーチングの接合部の破壊を引き起こす場合もあり、設計上最も重要な断面と考えられる。

次に、フーチングの耐力計算ははりに置き換えて行うため、有効幅の設定が必要となる。3.3.4 では平成 11 年度実験に対して、有効幅を変化させて耐力計算を行い比較を行った。2 ケースの損傷状況を観察すると、フーチング全体にわたってひびわれが生じている。フーチング上面の主鉄筋のひずみ分布より、鉄筋降伏後、載荷荷重が増すにしたがって全幅に近い範囲でひずみ量が増加し降伏に至っているのが分かる。よって、上面側が主鉄筋となる場合においてもフーチング全幅に近い範囲で曲げモーメントに抵抗していると考えられる。以上より、次のような有効幅の設定を提案する。

供用期間中に受けると考えられる荷重に対してフーチングは有害な損傷が生じず健全な状態を保持する場合には、有効幅を $b=t_c+d$ とするのが良いと考えられる。この $b=t_c+d$ で算出される曲げ耐力は実験では 1δ に達した時のモーメントか、それより安全側に相当しており、フーチングには微小な曲げひびわれが生じた段階であり、健全性を損なわない状態といえる。

一方、レベル 2 地震動に対する設計のように部材の耐力を考慮した設計を行う場合は、有効幅 $b=t_c+2d$ とするのが良いと考えられる。 $b=t_c+2d$ で算出される曲げ耐力は、最大荷重時に相当している。ここで、フーチング上面の主鉄筋のひずみ分布より、鉄筋降伏後、載荷荷重が増すにしたがって全幅に近い範囲でひずみ量が増加し降伏に至っているのが分かり、上面側が主鉄筋となる場合においてもフーチング全幅に近い範囲で曲げモーメントに抵抗していると考えられるが、フーチング幅が本実験より広い場合には、全幅の有効幅は期待できない可能性がある。そこで、本実験の範囲内からは、有効幅 $b=t_c+2d$ 程度が妥当であると考えた。図-4.1.1 に平成 11 年度実験供試体を例に有効幅の取り方を図示する。



- ① 許容応力度法により設計を行う場合 有効幅 $b=tc+d$
- ② 部材の耐力を考慮した設計を行う場合 有効幅 $b=tc+2d$

図-4.1.1 有効幅のとり方

4.2 セン断耐力の評価

ここでは、これまでの実験結果をふまえ、フーチング上面側が主鉄筋となる状態でのせん断耐力の評価方法を提案する。特にせん断スパンのとり方、およびせん断スパン比によるせん断耐力の割増し方法について述べる。

過去の実験^{4), 5)}より、下面側が主鉄筋となる場合は、圧縮杭中心位置から橋脚柱の圧縮縁に向けて直線的な圧縮領域の流れとなっているのが分かっている。それに対し上面側が主鉄筋となる場合は、アーチ状の圧縮ストラットが形成されており、せん断スパンのとり方は単純ではない。さらにひびわれ形状より、せん断スパンは下面側が主鉄筋となる場合よりも大きくなると考えられる。

図-4.2.1にここで想定するストラット・タイモデルを示す。C1の圧縮ストラットの破壊がここで想定するせん断破壊である。圧縮ストラットC1は、Lの長さや有効高さd、また柱の定着筋からの T_c やフーチング定着筋T1の大きさにより点Xと連動する。

現在の道路橋示方書では、フーチングのはりとしてのせん断耐力は、せん断スパン比に応じて割り増して算出して良いものとしている。また、筆者らはさらにデータの収集・分析を行うことで、多数の載荷試験結果の平均値を推定する式として次式を提案している⁸⁾。

$$C_{dc} = \frac{14.0}{1 + (a/d)^2} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 C_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数

a：せん断スパン

d：フーチングの有効高

C_{dc} の算定に用いたデータは121データあり、式(4.1)のまわりに平均値1.07、変動係数23.7%で分布するものである。フーチング上面側が主鉄筋となる場合も、アーチ効果が認められるため、式(4.1)でせん断耐力の割増が可能であると考えられる。ただし、図-4.2.1に示すように、せん断スパンは柱の圧縮縁の位置やフーチングの有効高さに依存すると考えられる。そこで、実験での最大荷重時の杭に作用する引抜き力（すなわちせん断耐力）と以下に示すせん断スパンの関係と式(4.1)との比較を行うことにする。

・ $a=L$ (図-4.2.2)

・ $a=L+d$ (図-4.2.3)

・ $a=L+t_{cc}/2$ (図-4.2.4)

・ $a=L+t_{cc}$ (図-4.2.5)

ここで、Lは杭位置から柱前面までの距離であり、また、せん断耐力の算定は3.3.4で示した計算モデルで行った。ここでは、 $a=L+d$ とした場合と $a=L+t_{cc}/2$ とした場合が最も適応がよかったが、ここで対象とした供試体はいずれもdと $t_{cc}/2$ が近いものである。しかし、これより、フーチング上面が主鉄筋となる場合においても、せん断スパンをdや t_{cc} に応じて適切に設定することで C_{dc} によりせん断耐力の割増しが可能であることが分かった。次章ではさらに、いろいろな橋脚形状に対して数値解析を行うことでaのとり方を検討する。

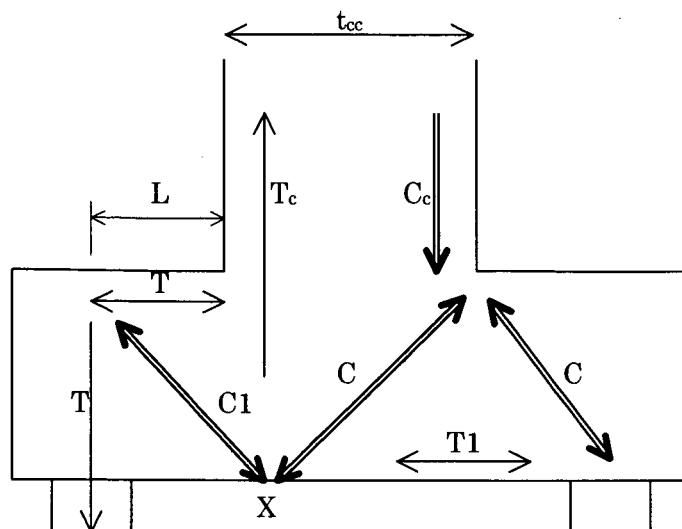


図-4.2.1 ストラット-タイモデル

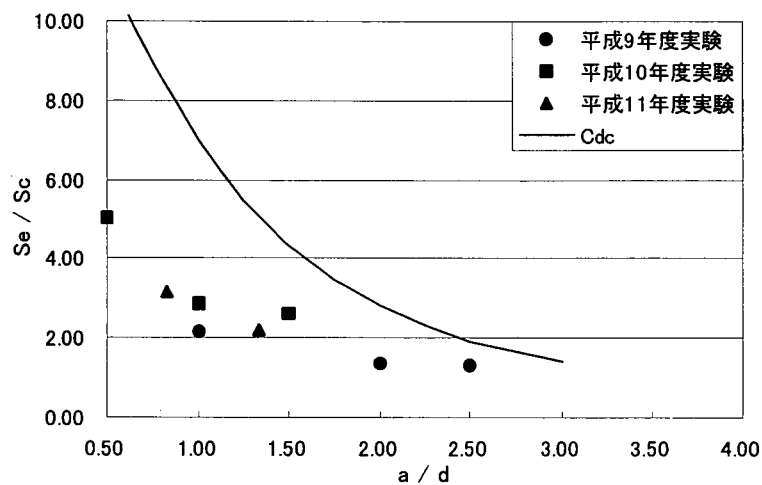


図-4.2.2 Se/Sc と a/d および C_{dc} の比 ($a=L$)

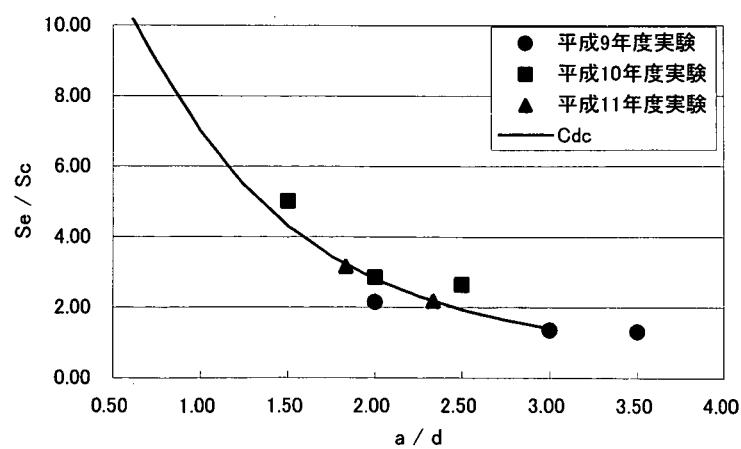


図-4.2.3 Se/Sc と a/d および C_{dc} の比較 ($a=L+d$)

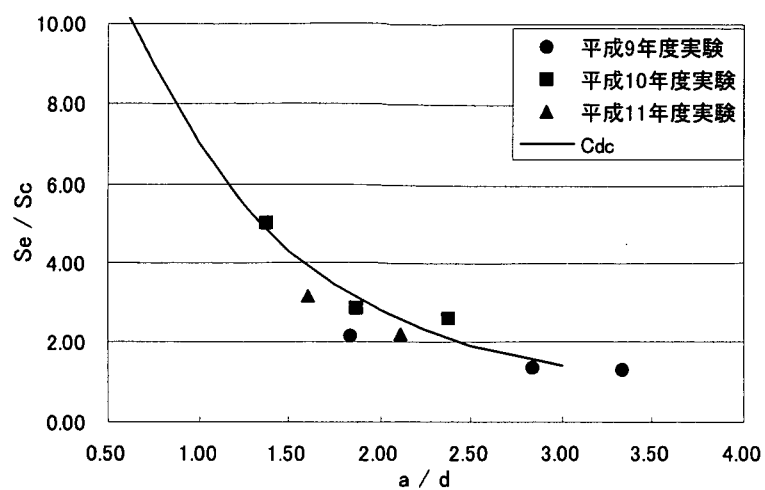


図-4.2.4 Se/Sc と a/d および Cdc の比較 ($a=L+t_{cc}/2$)

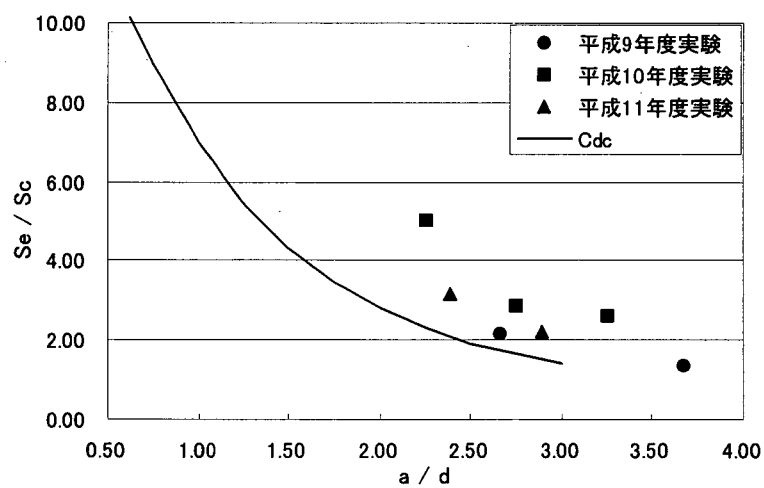


図-4.2.5 Se/Sc と a/d および Cdc の比較 ($a=L+t_{cc}$)

5. 二次元非線形有限要素解析による検討

5.1 はじめに

ここまで、実験により検討を行ってきたが、柱幅やフーチング有効高の寸法が近い形状の供試体での検討であった。しかし、実際の橋脚フーチングでは、柱形状、有効高、また杭配置は任意なものである。そこで、ここでは、橋脚の一般的な構造諸元をいくつか設定し、実験を行う代わりに RC 構造を対象とした二次元非線形数値解析ソフト WCOMD⁹⁾ によりフーチングの破壊挙動を把握することを試みる。本解析は二次元でモデル化を行うため、実験で見られたようにひびわれが柱の側面部に広がりをもつような三次元的な破壊挙動を再現することは難しく、また、定量的な破壊挙動を把握することも困難である。したがって、応力分布特性などの定性的な傾向を明らかにするものとして、一般的な柱幅、フーチング高、杭列数の橋脚フーチングをいくつか設定し、フーチング上面側が引張りとなる場合のせん断スパンについて、4.2 で提案した 4 つの方法のうち C_{dc} 式との相関がよい 2 つの方法 (① $a=L+d$ 、② $a=L+t_{cc}/2$) の適用性を確認する。

5.2 構成則

本解析では、前川等が提案している分散ひびわれモデル系の構成則を用いる。本モデルは本解析で対象とする部材、載荷状態とは異なり、面内載荷を受ける壁構造の挙動の算定を行うことができるように開発されたモデルである。以下に概要を示す。なお、内部曲線やパラメータの設定法などの詳細は、文献¹⁰⁾を参照されたい。

5.2.1 コンクリートの構成則

本構成則は、ひびわれ発生前のコンクリート構成則とひびわれたコンクリートの構成則より成り立っている。

(1) ひびわれ発生前のコンクリート構成則

本構成則は、前川・岡村の弾塑性破壊モデルである。図-5.2.1 に示すように等価応力 S と等価ひずみ E の関係を初期弾性係数 E_0 、破壊パラメータ K_0 および等価塑性ひずみ E_p によって下式のように定式化している。

$$S = E_0 K_0 (E - E_p) \dots \dots \dots (5.1)$$

ここに、
 S : 等価応力
 E : 等価ひずみ
 E_0 : 初期弾性係数
 E_p : 等価塑性ひずみ

$$E_p = k(1 - e^{-0.35E}) \dots \dots \dots (5.2)$$

k : 定数 (=20/7)
 K_0 : 破壊パラメータ
 $K_0 = e^{-0.73E(1 - e^{-1.25E})} \dots \dots \dots (5.3)$

である。

このうち、等価塑性ひずみ E_p は応力が 0 となった時に残留する等価ひずみを、破壊パラメータ K_0 は除荷過程の弾性係数の低下を表し、いずれも等価ひずみによって定式化している。そして、等価応力および等価ひ

ずみは以下のように定義されるものである。

$$S = \sqrt{(a\sigma_m)^2 + (b\tau_d)^2} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここに、

S : 等価応力

a : 定数 (=0.6/f_c)

b : 定数 (=1.3/f_c)

f_c : 最大圧縮応力

σ_m : 平均応力 ($=\sqrt{2} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$)

τ_d : 偏差応力 ($=\sqrt{2} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$)

σ_1, σ_2 : 主応力 ($\sigma_1 \geq \sigma_2$)

$$E = \sqrt{(d\varepsilon_m)^2 + (e\gamma_d)^2} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに、

E : 等価ひずみ

d : 定数 (=0.62/f_c)

e : 定数 (=0.98/f_c)

ε'_{c0} : 最大圧縮応力に対応するひずみ

ε_m : 平均ひずみ ($=\sqrt{2} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2}$)

γ_d : 偏差ひずみ ($=\sqrt{2} \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2}$)

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: 主ひずみ ($\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2$)

本モデルでは、等価ひずみがそれまで経験した最大値 (E_{max}, S_{max}) を超えない限り、等価塑性ひずみと破壊パラメターは変化しないと仮定している。しかし、式 (5.1) ~ (5.5) では、除荷時のコンクリートの圧縮変形によるエネルギー消費を表現することができない。そこで、図-5.2.2 に示すように、除荷時の応力-ひずみ曲線を、除荷開始点で接線剛性が無限大となり、残留ひずみ点を通過する円弧としている。

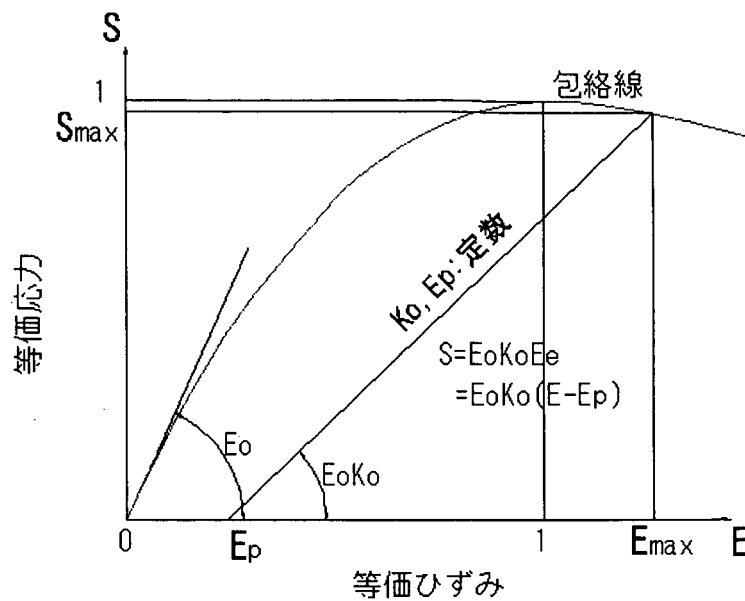


図-5.2.1 等価応力—等価ひずみの関係

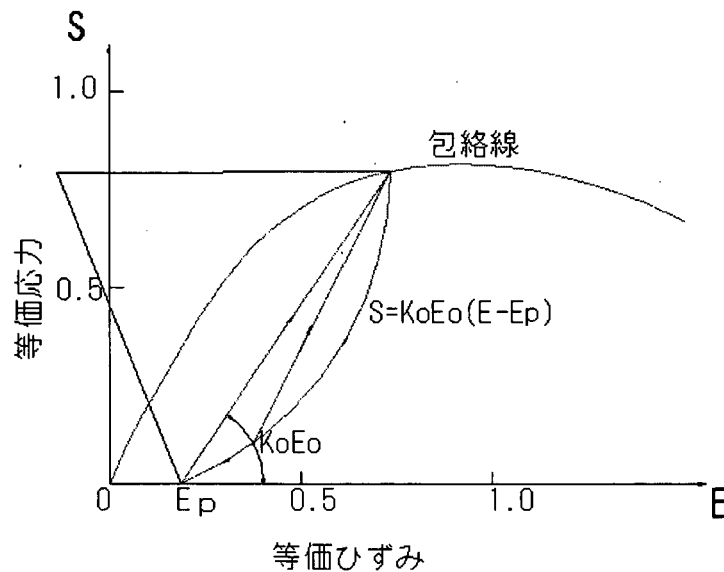


図-5.2.2 除荷時のエネルギー消費を考慮した応力—ひずみの関係

(2) ひびわれたコンクリートの構成則

コンクリートにひびわれが発生するとコンクリートの挙動は、ひびわれ直角方向に対して直交異方性を持つこととなる。そのため、本構成則では、それぞれの応力作用方向に対して、引張剛性モデル、圧縮剛性モデルおよびせん断剛性モデルによってモデル化を行っている。以下に各モデルの概要を示す。

1) 引張剛性モデル

a) ひびわれ発生条件

コンクリートの主引張ひずみが、その限界ひずみに達した時にひびわれが発生するものとしており、本モデルでは、引張限界ひずみ ε_{tu} として、コンクリートの引張強度に達したときの引張ひずみ ε_{to} の2倍 ($\varepsilon_{tu}=2\varepsilon_{to}$) としている (図-5.2.3)。また、発生するひびわれは主引張応力の作用方向に直交する。

b) ひびわれ発生後

鉄筋コンクリートにひびわれが発生した後も、コンクリートと鉄筋の間には付着が存在する。このため、引張力がひびわれ間のコンクリートにも作用し、鉄筋コンクリートの引張剛性は、鉄筋単体の引張剛性よりも高くなる。本モデルでは、この鉄筋単体よりも高くなる分をひびわれ発生後もコンクリートに引張剛性を持たせることでモデル化するものとし、図-5.2.3 のようにモデル化している。ひびわれ発生後のひびわれ直角方向の引張応力 σ_t と引張ひずみ ε_t との関係は下式のとおりである。

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_{tu} / \varepsilon_t)^C \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

ここに、 σ_t : ひびわれ直角方向の引張応力

f_t : コンクリートの一軸引張強度

ε_t : ひびわれ直角方向の引張ひずみ

ε_{tu} : 限界引張ひずみ

C : 引張軟化係数

であり、引張軟化係数 C は、鉄筋とコンクリートの付着特性や要素内の鉄筋比などに依存すると考えられるものである。

また、正負交番荷重を受ける場合のモデルでは、コンクリートに負担させる応力を、鉄筋からコンクリートに伝達する応力とひびわれ面での接触によって伝達される応力との和で表している。このうち、付着によって鉄筋から伝達される応力は、除荷経路と再載荷経路とは異なることから、本モデルは、図-5.2.3 ように除荷時に二次曲線、再載荷時に直線を用いてモデル化している。

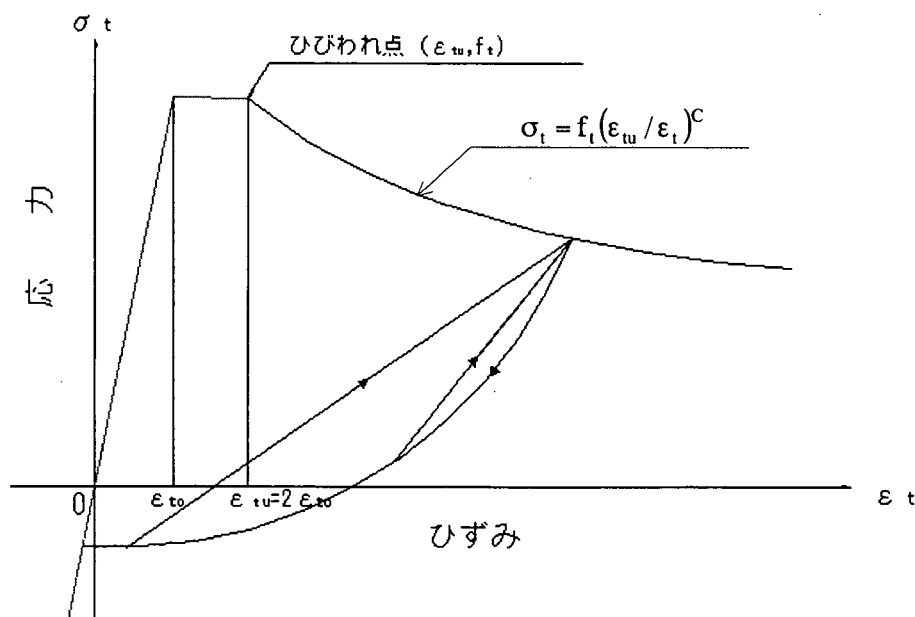


図-5.2.3 コンクリートの引張応力-引張ひずみ関係

2) 圧縮剛性モデル

ひびわれ発生後のコンクリートの圧縮剛性は、ひびわれ発生前のコンクリートの圧縮剛性よりも低いことが実験によって明らかにされている。本モデルでは、ひびわれ発生後の破壊パラメータ K とひびわれのないコンクリートの破壊パラメータ K_0 との比をひびわれ直角方向ひずみ ε_t の関数としている。図-5.2.4にはデフォルトで設定されている値を示す。本解析はデフォルト値により行った。

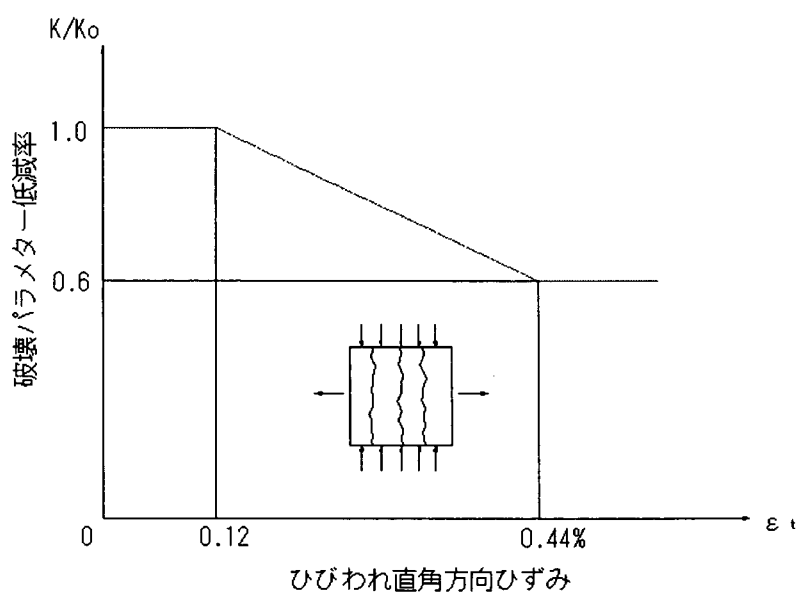
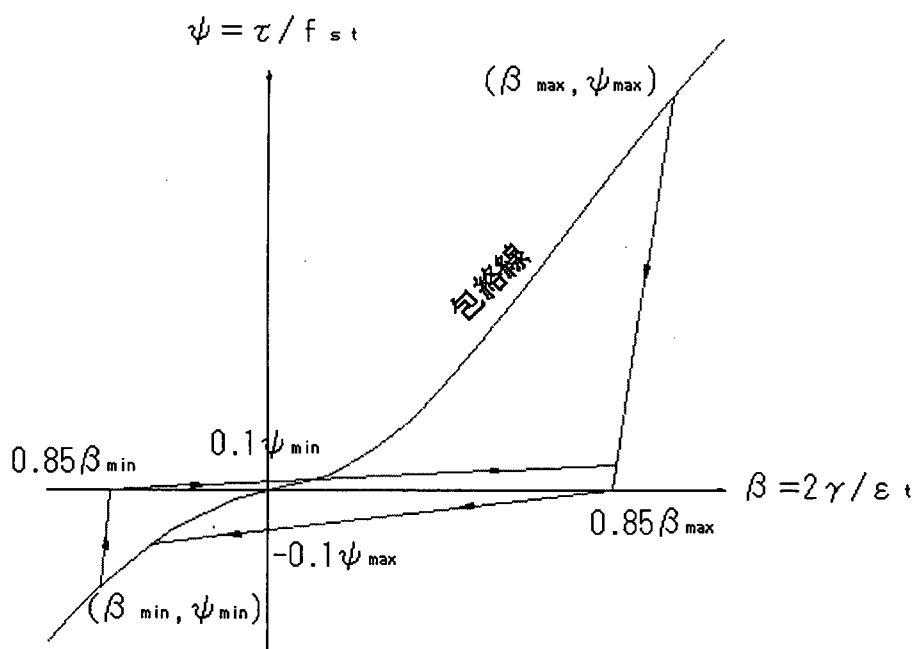


図-5.2.4 破壊パラメータの低減率

3) せん断剛性モデル

ひびわれが分散して存在する要素の平均的なせん断剛性は、ひびわれ面での相対変位をひびわれ間隔で除した平均ひずみ β で表現でき、このときのせん断変位 δ とひびわれ幅 w との比はせん断ひずみ γ と引張ひずみ ε_t との比に一致すると考えられることから、本モデルでは、図-5.2.5に示すように $\psi = \tau / f_{st}$ と $\beta = 2\gamma / \varepsilon_t$ の関数によりせん断剛性をモデル化している。



τ : せん断応力

f_{st} : せん断伝達応力

γ : せん断ひずみ

ε_t : ひびわれ面に垂直な引張ひずみ

β : 平均ひずみ

図-5.2.5 除荷および再載荷時におけるせん断伝達モデル

4) 各モデルの相互作用

本構成則は、先にも述べたように3つの剛性モデルによってモデル化されている。それぞれのモデルは、全く独立した挙動をするのではなく、何らかの関係を有している。そこで、本構成則では、各モデル間の移行がスムーズとなるようにするために、各モデルの遷移区間においてモデルの修正を以下のように行っている。

①引張剛性モデルから圧縮剛性モデルに移行する場合

ひびわれ面が接触し始めるときのひびわれ直角方向のひずみおよび接触により生じるコンクリートの圧縮応力を、すでに経験したひびわれ直角方向の最大ひずみおよびひびわれ面でのせん断ひずみに修正する。

②圧縮剛性モデルから引張剛性モデルに移行する場合

圧縮剛性モデルの塑性ひずみと引張剛性モデルの引張応力が0のときのひずみが等しいとする。

③ひびわれが開いた場合

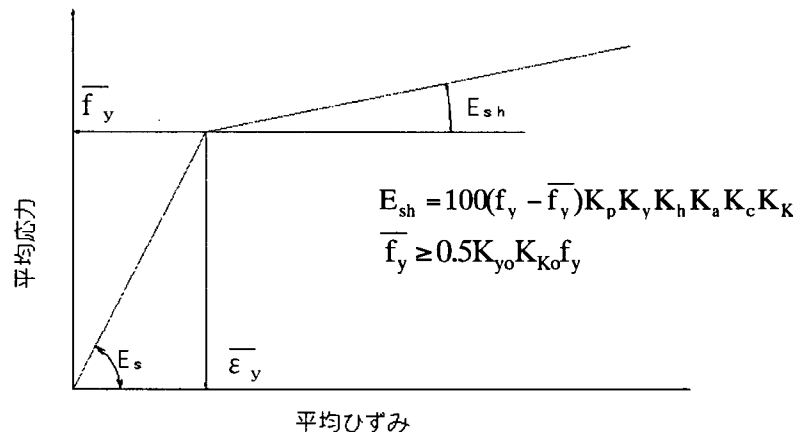
ひびわれ面でせん断ずれが発生すると骨材の噛み合いにより、ひびわれ直角方向の圧縮応力が発生し、ひびわれ直角方向のコンクリートの引張剛性と関連をもってくるので、ここでは、単純に引張剛性モデルとせん断剛性モデルの重ね合わせをする。

5.2.2 鉄筋の構成則

コンクリート中の鉄筋の引張剛性モデルは、一定のひずみ硬化率とひずみ硬化開始点をもつバイリニア型の式にてモデル化されている。図-5.2.6 に示すように、このモデルにおける鉄筋のひずみ硬化率 E_{sh} は、コンクリートの平均引張応力が鉄筋の平均応力に及ぼす影響の大小、鉄筋の降伏強度と引張強度との差の大小等によって異なり、

- i) 鉄筋比が低いほど、
- ii) 鉄筋とひびわれ直角方向との角度が大きいほど、
- iii) 鉄筋の降伏強度が低いほど、
- iv) コンクリートの圧縮強度が低いほど、
- v) 付着性能が低いほど、

大きくなるという性質がある。よって、 E_{sh} には、これらの条件を満足するように K_p 、 K_h などの係数が設定されている。



$$\begin{aligned}
 K_p &= p_x^{0.5p_x} \\
 K_h &= (p_y/p_x)^{0.067} \\
 K_y &= (400/f_y)^{0.1} (p_x/p_y)^{\csc \theta} \\
 K_a &= (\csc \theta)^{0.2} \\
 K_c &= (30/f_c)^{0.25} \\
 K_k &= 1 \quad (\text{異形鉄筋}) \\
 &= 0.72 \quad (\text{溶接金網}) \\
 K_{y0} &= (0.1p_x f_y/f_c)^{0.5} \leq 1 \\
 K_{k0} &= 1 \quad (\text{異形鉄筋}) \\
 &= 0.2 \quad (\text{溶接金網})
 \end{aligned}$$

p_x, p_y : x,y 軸方向鉄筋比 ($p_x \geq p_y$)
 f_y : 降伏強度(MPa)
 θ : 鉄筋とひびわれの交角
 f_c : コンクリートの圧縮強度(MPa)

図-5.2.6 ひびわれの入ったコンクリート中の鉄筋の引張剛性モデル

5.3 試算モデルと有限要素モデル化

本解析に用いた試算モデルは、一般的な橋脚の構造諸元を網羅するとともに杭配置（杭列数）において橋脚フーチングのせん断スパンに影響を与える因子と考えられる柱幅（ t_{cc} ）、フーチング高（ h_1 ）をパラメータとしている。また、杭中心間隔は、杭径の 2.5 倍を基本とする場所打ち杭を想定している。表-5.3.1 に試算モデルの構造諸元を、図-5.3.1 に試算モデル構造諸元図を示す。なお、本試算では、H10、H11 実験の解析を併せて行うため、実験供試体のモデル化を 3.2 および 3.3 の構造諸元をもとに行っている。以下に今回試算に使用したモデルについて示す。

① 5 列杭モデル

本モデルは、張出し式 T 形橋脚の橋軸方向断面をモデル化したものである。このモデルでは、フーチング縁端杭から柱前面の間に存在する杭の影響を検証することを目的としている。

② 4 列杭モデル Case1~3

本モデルは、張出し式 T 形橋脚の橋軸直角方向断面をモデル化したものである。Case2、3 では、Case1 モデルを基本とし、このモデルの柱幅およびフーチング高が変化したときの影響を検証することを目的としている。

③ 4 列杭モデル Case4

本モデルは、壁式橋脚の橋軸直角方向断面をモデル化したものである。このモデルでは、柱前面位置近くに杭が存在したときの影響を検証することを目的としている。

④ 3 列杭モデル Case1~6

本モデルは、張出し式 T 形橋脚の橋軸方向断面をモデル化したものである。Case2~6 では、Case1 モデルを基本とし、柱幅およびフーチング高が変化したときの影響を検証することを目的としている。

⑤ 2 列杭モデル Case1~6

本モデルは、3 列杭モデルの中間杭の影響を検証するため、3 列杭モデルの中間杭のない状態をモデル化している。

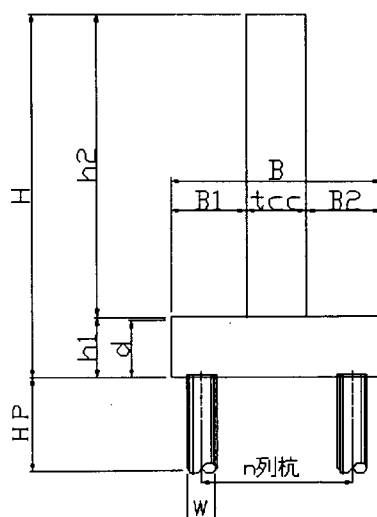


図-5.3.1 試算モデル構造諸元図

表-5.3.1 試算モデル構造諸元一覧表

試算モデル		全高	柱部			フチンガ'部						杭部		
			柱高	柱幅	奥行き	前趾幅	後趾幅	フチンガ'高	有効高	柱前面～縁端 杭中心間距離	奥行き	杭径	杭長	奥行き 杭本数
杭列数n	Case	H (m)	h2 (m)	tcc (m)	(m)	B1 (m)	B2 (m)	h1 (m)	d (m)	L (m)	(m)	W (m)	HP (m)	(本)
5	—	17.00	14.00	3.00	6.00	5.75	5.75	3.00	2.85	4.55	11.50	1.20	3.60	4
4	Case1	12.00	10.00	4.00	2.00	2.75	2.75	2.00	1.90	1.75	7.00	1.00	3.00	3
	Case2	12.50	10.00	4.00	2.00	2.75	2.75	2.50	2.40	1.75	7.00	1.00	3.00	3
	Case3	12.00	10.00	3.00	2.00	3.25	3.25	2.00	1.90	2.25	7.00	1.00	3.00	3
	Case4	13.00	10.00	7.20	2.00	4.40	2.65	3.00	2.90	2.90	6.75	1.50	4.50	2
3	Case1	12.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.00	1.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case2	12.50	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.50	2.40	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case3	12.00	10.00	2.50	4.00	2.25	2.25	2.00	1.90	1.25	9.50	1.00	3.00	4
	Case4	12.30	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.30	2.20	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case5	12.80	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.80	2.70	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case6	13.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	3.00	2.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4
2	Case1	12.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.00	1.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case2	12.50	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.50	2.40	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case3	12.00	10.00	2.50	4.00	2.25	2.25	2.00	1.90	1.25	9.50	1.00	3.00	4
	Case4	12.30	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.30	2.20	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case5	12.80	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.80	2.70	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case6	13.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	3.00	2.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4

(1) 要素と材料特性

本解析では、二次元の平面応力状態を仮定したモデル化を行うものとし、要素には8節点の平面応力アイソパラメトリック要素を用いた。具体的には、WCOMDにおいて、鉄筋コンクリート板要素と呼ばれるものと、弾性板要素と呼ばれるものである。鉄筋コンクリート板要素とは、要素の変形に応じて、コンクリート、鉄筋に生じる応力をそれぞれ求めたのち、重ね合わせて要素の応力とするものである。また、弾性要素とは、コンクリート要素と同等の弾性材料特性を持つがひびわれが生じないように設定した要素である。各試算モデルの材料特性は、表-5.3.2~5.3.3のとおりである。なお、表-5.3.2~5.3.3のH10、H11実験の解析に用いる材料特性値は、参考資料1に示す材料試験結果の平均値である。

表-5.3.2 コンクリート材料特性

実験・試算モデル			設計基準強度 (圧縮強度) f_c' (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	単位体積重量 γ_d (kN/m ³)	ポアソン比 ν
モデル	Case	部材					
H10実験	Case1	フーチング	23.9	24.9	1.91*	23.0	0.17
	Case2	フーチング	25.2	25.6	1.98*		0.23
	Case3	フーチング	23.0	25.7	1.86*		0.18
	Case4	フーチング	24.3	25.5	1.93*		0.18
	Case5	フーチング	23.3	25.1	1.88*		0.18
H11実験	Case1-1	フーチング	28.7	26.96	2.55		0.18
		柱	26.8	26.73	2.53		0.18
	Case1-2	フーチング	27.7	28.30	2.54		0.21
		柱	25.9	26.33	2.62		0.19
	Case2	フーチング	26.2	26.15	2.81		0.19
		柱	23.9	26.82	2.81		0.18
	Case3	フーチング	29.4	28.29	2.60		0.20
		柱	27.8	27.27	2.38		0.19
5列杭モデル		躯体	24.0	25.00	1.91*		0.17
		フーチング	24.0	25.00	1.91*		0.17
		杭	24.0	25.00	1.91*		0.17
4列杭モデル	Case1 Case4	躯体	27.0	26.50	2.07*		0.17
		フーチング	21.0	23.50	1.75*		0.17
		杭	24.0	25.00	1.92*		0.17
3列杭モデル	Case1 Case6	躯体	27.0	26.50	2.07*		0.17
		フーチング	21.0	23.50	1.75*		0.17
		杭	24.0	25.00	1.92*		0.17
2列杭モデル	Case1 Case6	躯体	27.0	26.50	2.07*		0.17
		フーチング	21.0	23.50	1.75*		0.17
		杭	24.0	25.00	1.92*		0.17

*: 文献⁽¹⁰⁾の経験式 $f_t = 0.23f_c^{2/3}$ により算出した値

表-5.3.3 鉄筋材料特性

実験・試算モデル	弾性係数 E_s (kN/mm^2)	降伏点強度 f_y (N/mm^2)	単位体積重量 γ (kN/m^3)
H10 実験	195.6	382.08	77.0
H11 実験	195.35	376.79	
5~2 列杭モデル	200.00	345.00	

(2) 引張軟化係数 C の設定

一般に、フーチング部材は柱部材に比べて鉄筋比は少なく、また、鉄筋の側断面積比も小さいものであるため、引張軟化係数 C は大きい値を取ると考えられる。そこで、本解析では、H11 せん断破壊実験供試体 (Case2、Case3) の柱主鉄筋量 ($p=5.1\%$) を基準にして図-5.3.2 に示すように鉄筋比に応じて引張軟化係数 C の低減を行うこととした。ここに、使用したソフトのデフォルト値は、鉄筋比によらず一定値となっており、また、 C は $C \leq 7.5$ の範囲しか設定できなかった。

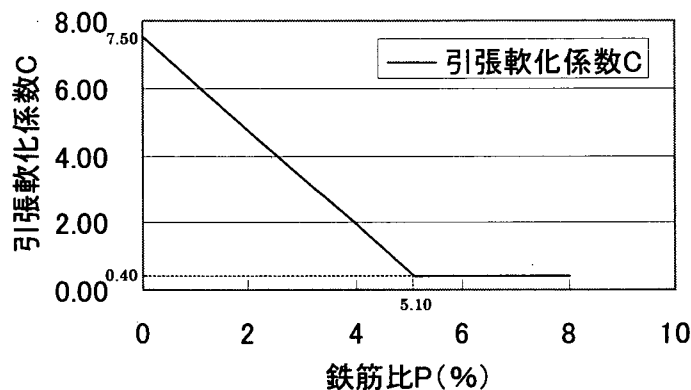


図-5.3.2 引張軟化係数の低減

(3) 要素分割・要素データ

本解析は二次元解析であるが、要素の奥行き方向の厚さは、柱およびフーチングの奥行きにあわせたモデルとしている。また、杭に関しては、奥行き方向に点在するようなモデル化はできないため、杭本数分の奥行きを有する壁に置換えてモデル化を行っている。以下にモデル化の概要を示す。

○要素分割 : 本解析では、分散ひびわれモデルを使用しているが、分散ひびわれモデルでは、一要素に何本かのひびわれと鉄筋とを含んだ有限の領域を均質な連続体と考えている。したがって、本試算モデルの要素分割は、要素内に何本かのひびわれと鉄筋とを含んだ有限の領域とするため、便宜的に構造物端部のコンクリートかぶりの 2.5 倍程度を目安に要素分割を行うこととした。

○要素データ : 使用する要素はコンクリートおよび鉄筋要素を基本とし、解析対象モデル毎に以下のように

に要素データを作成する。

柱 部：上の要素分割幅を基本に要素分割し、その要素内に含まれる水平・鉛直方向の鉄筋比を算出し、この鉄筋比に従い水平・鉛直方向それぞれの引張軟化係数 C を設定する。

フーチング部：上の要素分割幅を基本に要素分割し、その要素内に含まれる水平・鉛直方向の鉄筋比を算出し、この鉄筋比に従い水平・鉛直方向それぞれの引張軟化係数 C を設定する。なお、フーチングに定着される柱および杭の定着鉄筋もフーチングの要素鉄筋として考慮する。

杭 部：上の要素分割幅を基本に要素分割し、その要素内に含まれる水平・鉛直方向の鉄筋比を算出し、この鉄筋比に従い水平・鉛直方向のそれぞれの引張軟化係数 C を設定する。

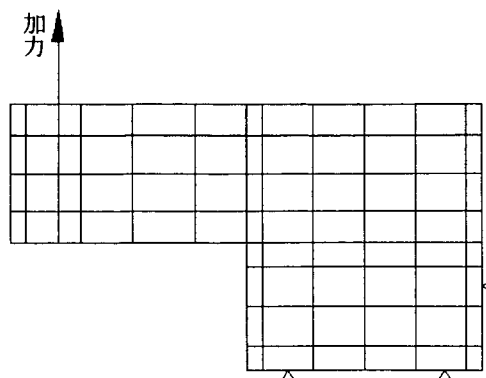
(4) 弾性要素の適用

本解析では、想定している破壊形態を再現し、その時のひびわれ、主応力状態を検証することを目的としている。そのため、所定の破壊状態に至る以前に期待しない箇所が破壊状態になる場合、その破壊状態に達した要素に弾性要素を適用することとした。

(5) 境界条件

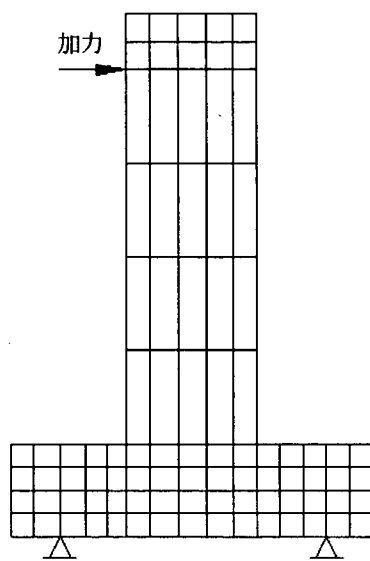
本解析の境界条件は図—5.3.3～5.3.7のとおりである。この境界条件下において、各モデル要素の自重を載荷したのち載荷点に水平ないし鉛直荷重を載荷し解析を行う。載荷方法は以下のとおりとする。

- H10 実験解析 (Case1～5) : 載荷点に鉛直上向き荷重を漸増載荷する。
- H11 実験解析 (Case1-1、1-2) : 載荷点に鉄筋降伏変位 1δ まで強制変位をかけ、その後 $1\delta \rightarrow 0\delta \rightarrow 2\delta \rightarrow 0\delta \rightarrow 3\delta \rightarrow 0\delta$ と強制変位を与える。
- H11 実験解析 (Case2～3) : 載荷点に水平荷重を漸増載荷する。
- 試算モデル : 載荷点に水平荷重を漸増載荷する。

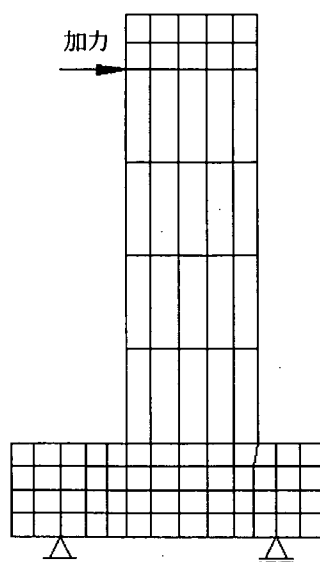


(H10 実験解析 Case1～5)

図—5.3.3 境界条件図 (1)

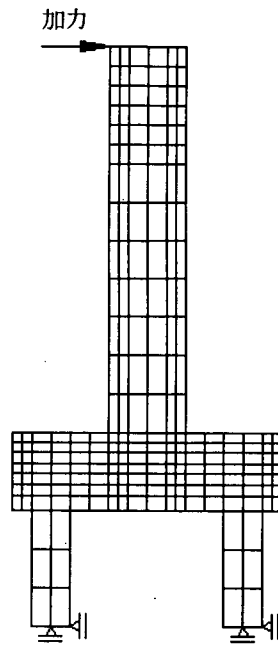


(H11 実験解析 Case1-1、1-2)

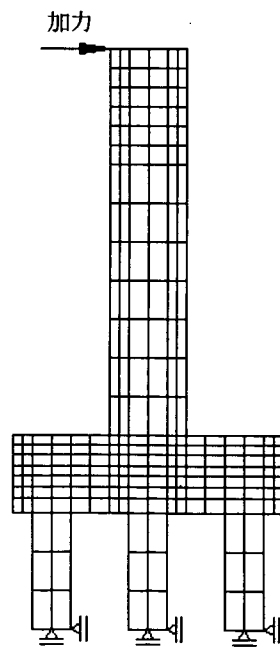


(H11 実験解析 Case2、3)

図一5.3.4 境界条件図 (2)

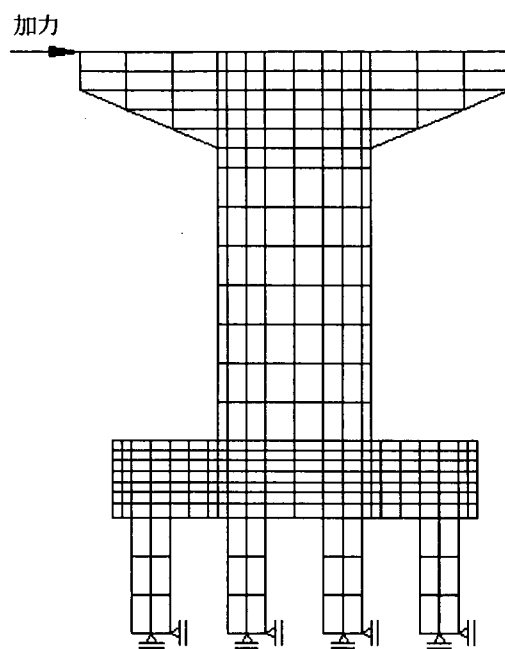


(2 列杭モデル Case1~6)

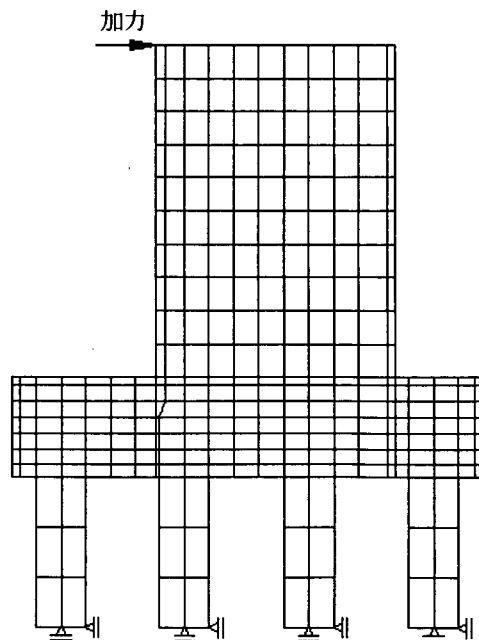


(3 列杭モデル Case1~6)

図—5.3.5 境界条件図 (3)

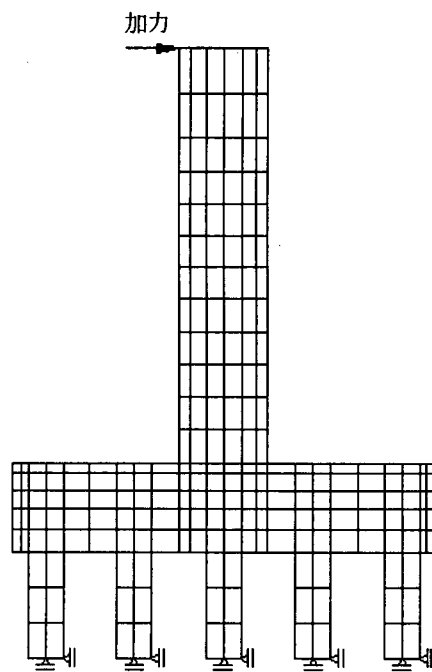


(4 列杭モデル Case1~3)



(4 列杭モデル Case4)

図—5.3.6 境界条件図 (4)



(5 列杭モデル)

図一5.3.7 境界条件図 (5)

5.4 H10、H11 実験の解析による解析精度の確認

本節では、H10、H11 実験の解析結果と実験結果を比較することにより解析精度を検証する。代表的な状態として、曲げ破壊実験では最大荷重時、せん断破壊実験では最大荷重時ないし解析により得られた荷重－変位曲線の変曲点荷重時（以下、「想定破壊点荷重時」という）における応力状態を把握する。また、解析では構造物の破壊を判断する指標として破壊パラメーター（引張破壊基準 ε_t 、圧縮破壊基準 ε_c 、せん断破壊基準 ε_{sh} ：ひずみ限界値）を設定し、破壊パラメーターによりフーチングの破壊が判定可能か否かを検討する。ここに、破壊基準ひずみとは、ある点のひずみがその基準値に達した時にその点を含む当該部材が破壊しているものと計算上判断するために定義するものである。なお、解析に用いた H10、H11 実験供試体の構造諸元は表－5.4.1 のとおりである。

表－5.4.1 H10、H11 実験供試体構造諸元

実験年次	H10					H11			
実験ケース	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case1-1	Case1-2	Case2	Case3
計画破壊形式	せん断					曲げ		せん断	
フーチング形状	片持ち梁モデル					対称モデル		非対称モデル	
せん断スパン a^* (mm)	400	800	1200	800	1200	375			600
有効高さ d (mm)	800					450			
せん断スパン比 a/d	0.5	1.0	1.5	1.0	1.5	0.833			1.333
せん断補強鉄筋 (有・無)	無	無	無	有	有	無	無	無	無

*：H10 では、荷重載荷点からフーチング・柱接合部までの距離、また H11 では、引張側杭中心からフーチング・柱接合部までの距離を示す。

5.4.1 荷重－変位曲線の比較

H11 実験結果をもとに破壊パラメーターを設定し、その結果を用いて H10 実験結果の解析を行い、設定した破壊パラメーターについて考察する。

まず、曲げ破壊試験 (Case1-1, Case1-2) の解析により引張破壊基準 ε_t について検討を行う。実験では、フーチング上面の鉄筋の降伏にともなう曲げ破壊が生じており、荷重載荷点における荷重－変位曲線では 1 δ ないし 2 δ 時に最大荷重が確認され、その後、荷重はほぼ一定を保ち変位のみが大きくなるという結果が得られている。そこで、解析では、実験の荷重－変位曲線のうち 2 δ までの荷重－変位履歴を再現することにした。図－5.4.1～5.4.3 に解析により得られた荷重－変位曲線を示す。解析は、降伏荷重および最大荷重とも実験値より 2～4 割程度大きい値を示したが、荷重－変位履歴としては概ね一致しており、2 δ 時に最大荷重に達した後、変位のみが進行する状況が得られた。また、最大荷重時の鉄筋の降伏位置について確認したところ図－5.4.4 に示すように実験結果と同様にフーチング上面の柱接合部付近で鉄筋が降伏していた。しかし、解析で得られた荷重－変位曲線は、最大荷重以降計算が不安定となっており、最大荷重時前後に大きなひずみが発生していると考えられた。そこで、図－5.4.1、5.4.2 に示す最大荷重後の A 点においてフー

チングに発生しているひずみについてみると、図-5.4.5 に示すようにフーチング内に1%程度の大きな引張ひずみが発生していた。

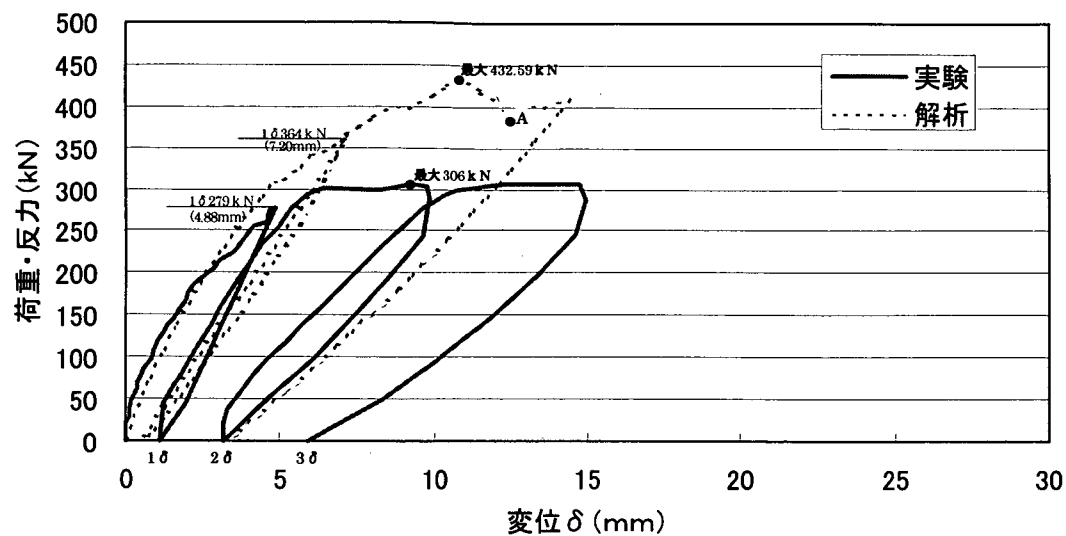


図-5.4.1 H11 実験 Case1-1 荷重-変位曲線

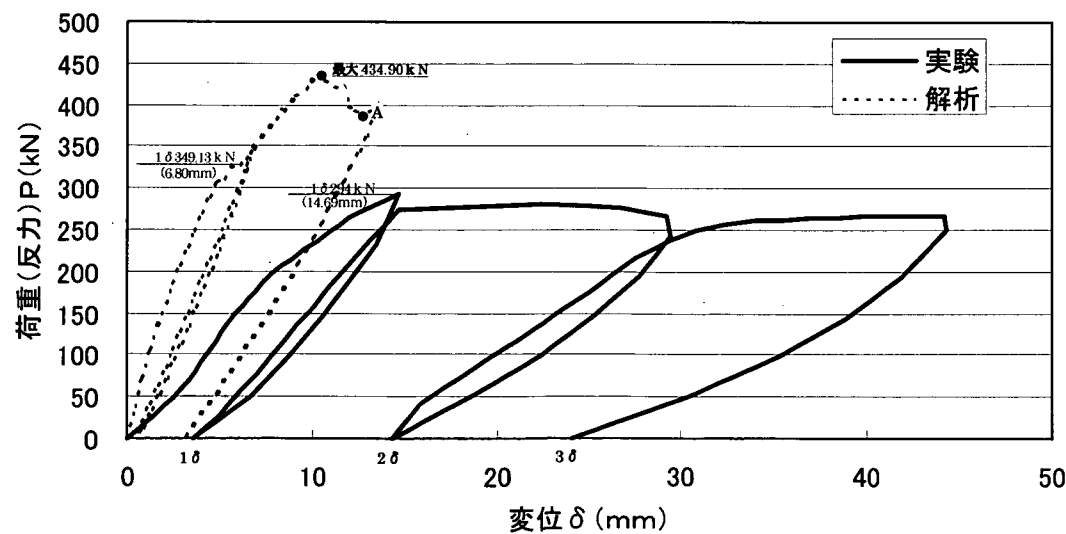


図-5.4.2 H11 実験 Case 1-2 荷重変位曲線

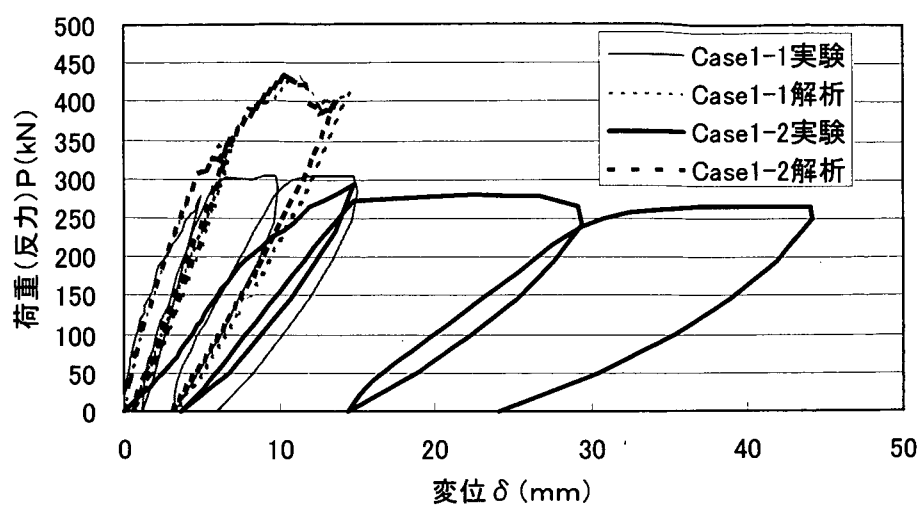
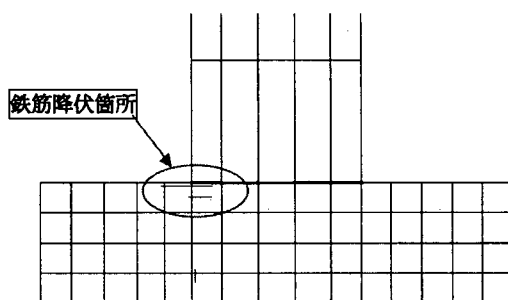
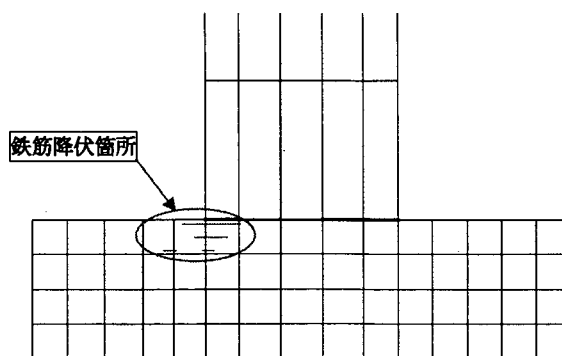


図-5.4.3 H11 実験 Case1-1, Case1-2 荷重—変位曲線

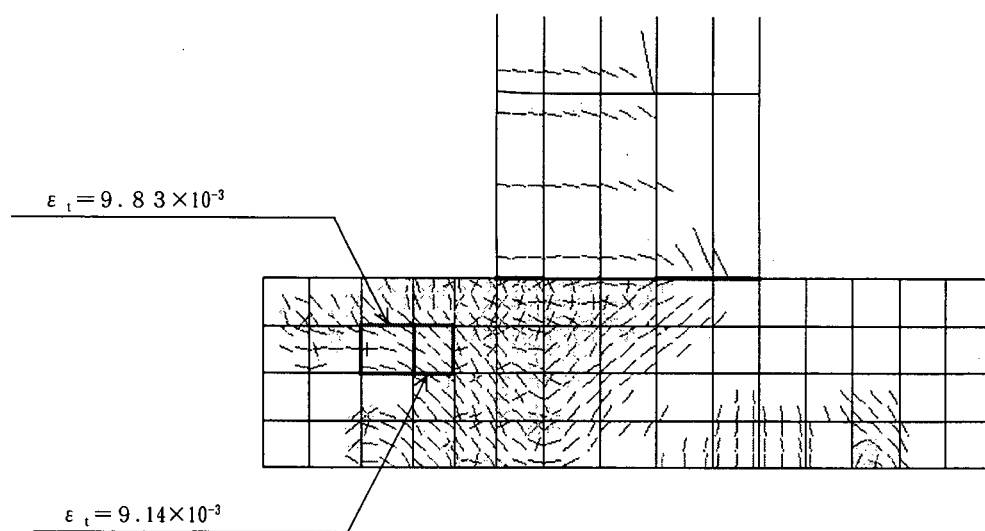


(Case1-1 ひずみ発生時)

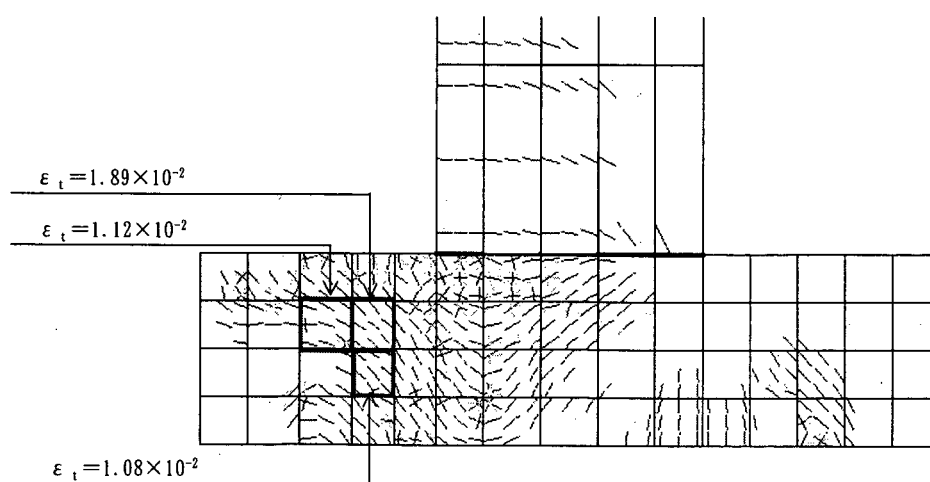


(Case1-2 ひずみ発生時)

図-5.4.4 H11 実験 Case1-1, Case1-2 鉄筋降伏箇所図



(Case1-1 ひびわれ図 図-5.4.1 の A 点の状態)



(Case1-2 ひびわれ図 図-5.4.2 の A 点の状態)

図-5.4.5 H11 実験 Case1-1, Case1-2 ひびわれ図 (最大荷重時付近)

次に、せん断破壊試験 (Case2, Case3) の解析を行う。また、ここでは、文献¹⁰⁾ にならいせん断破壊基準ひずみ ε_{sh} について検討を行う。 ε_{sh} に制限を設けずに解析を行ってみたところ、図-5.4.6 に示すように荷重載荷点の荷重-変位曲線がある値 (変曲点) を境にして急変するような結果が得られた。これは、この変曲点付近においてフーチングに大きなひずみが発生し、構造が不安定な状態になるためと考えられる。また、荷重載荷から変曲点荷重に達するまでの荷重-変位履歴は実験結果に近く、変曲点荷重と実験での最大荷重がほぼ等しい値となっていた。よって、ここではこの変曲点荷重を想定破壊点荷重と考え、この変曲点荷重にて計算が終了するように試行錯誤的にせん断破壊基準ひずみ ε_{sh} の設定を行った。その結果、 $\varepsilon_{sh} = 0.0125$ とすることで図-5.4.7~5.4.9 に示すように実験に近い結果を得ることができた。

この結果を用いて H10 実験の解析を行った結果が図-5.4.10~5.4.14 である。なお、計算は、任意の積分点で $\varepsilon_{sh} = 0.0125$ となったときに止まっている。このように解析により得た荷重-変位曲線は、実験に近い結果を再現することはできたものの供試体の最大荷重は表-5.4.2 のように概ね 1 以上となり実験を再現することはできなかった。そこで、H11 実験の解析と同様に ε_{sh} を十分大きくとり、荷重-変位曲線の変曲点を求め、その変曲点を想定破壊点と考えた。表-5.4.2 に実験における最大荷重と解析で求めた想定破壊点における荷重との比較を示す。この場合、両者の比は 0.8~1.0 となり、荷重-変位曲線の変曲点を破壊点とすることで実験における破壊荷重を比較的良い精度で再現することができた。ただし、 a/d が小さい Case1 では 0.7 となり、他のケースより精度が悪かった。

以上より、破壊を判定するパラメーターを一律に決めることは困難であり、試行錯誤的にパラメーターを設定しなくてはならないことが明らかとなった。しかし、破壊を判定する方法として、荷重載荷点における荷重-変位曲線の変曲点を破壊点とすることでフーチングのせん断破壊荷重を評価できる可能性があることがわかった。

表-5.4.2 実験最大荷重と設定破壊点荷重との比較

Case	実験最大荷重 (kN) ①	ε_{sh} に達した時の荷重 (kN) ②	想定破壊点荷重 (kN) ③	比率	
				②/①	③/①
Case1	1,276	1,440	899	1.13	0.70
Case2	737	1,030	768	1.40	1.04
Case3	660	533	533	0.81	0.81
Case4	809	1,300	710	1.61	0.88
Case5	522	611	558	1.17	1.07

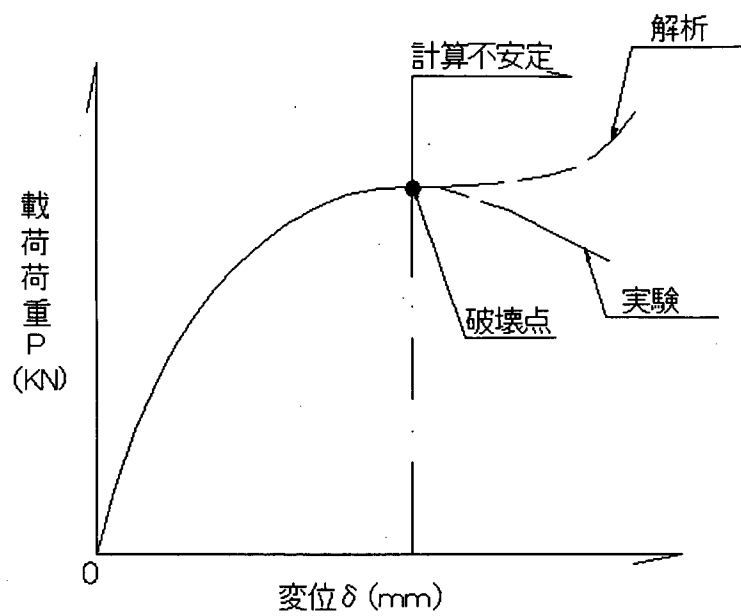


図-5.4.6 荷重載荷点における荷重-変位曲線の模式図

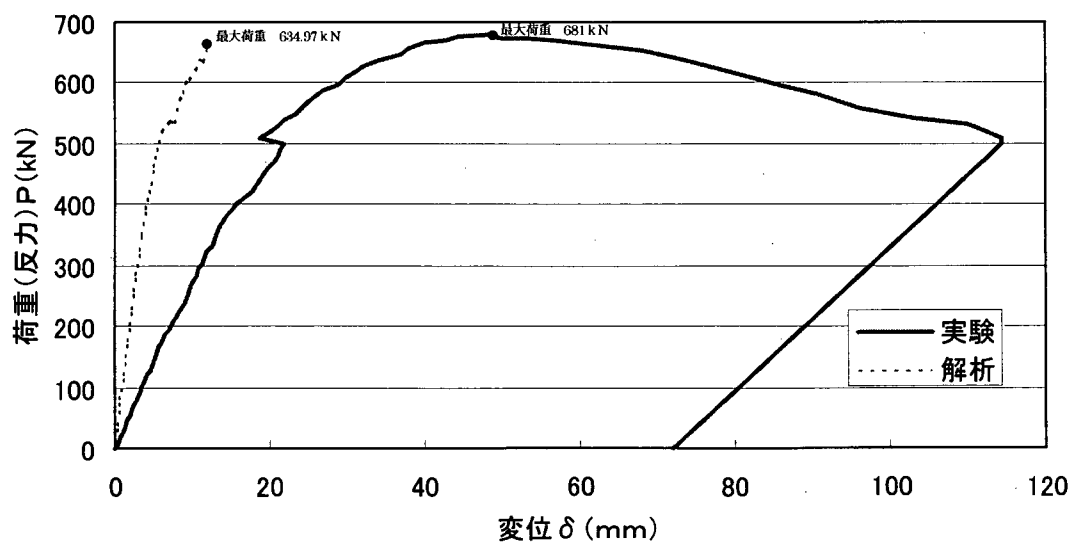


図-5.4.7 H11 年実験 Case2 荷重-変位曲線

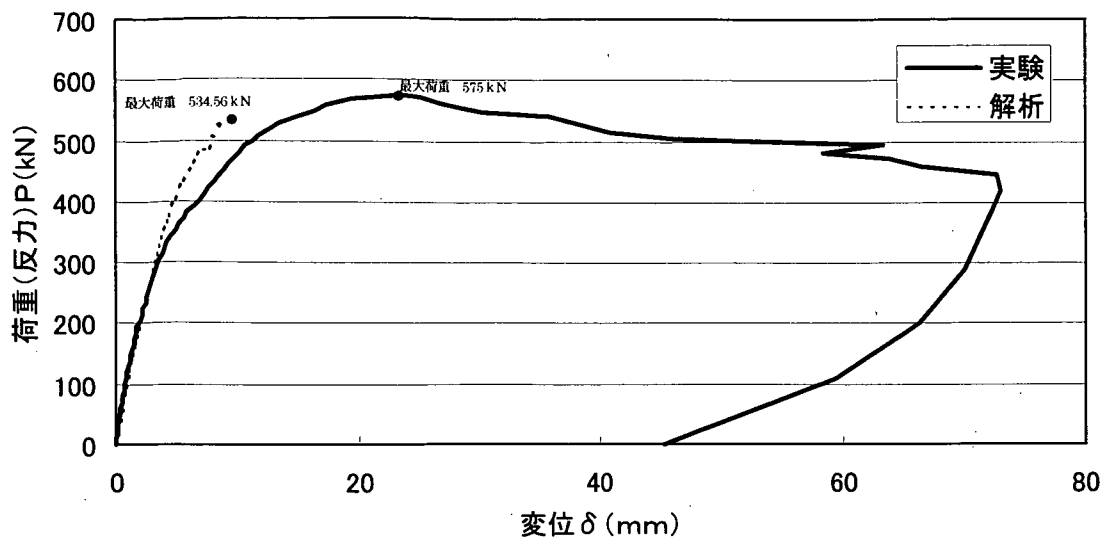


図-5.4.8 H11 年実験 Case3 荷重-変位曲線

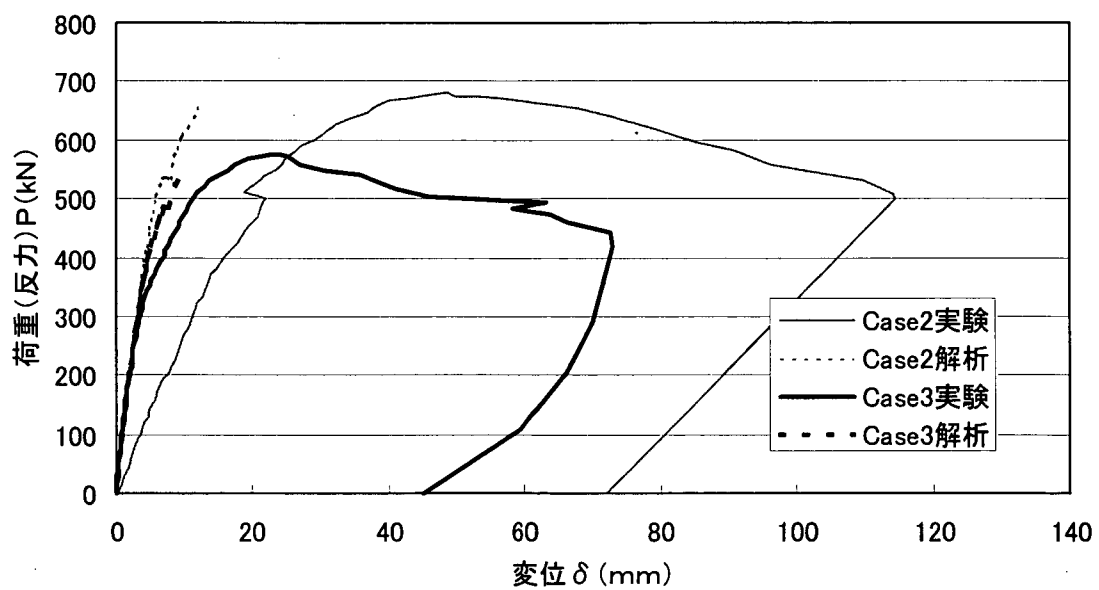


図-5.4.9 H11 年実験 Case2、Case3 荷重-変位曲線

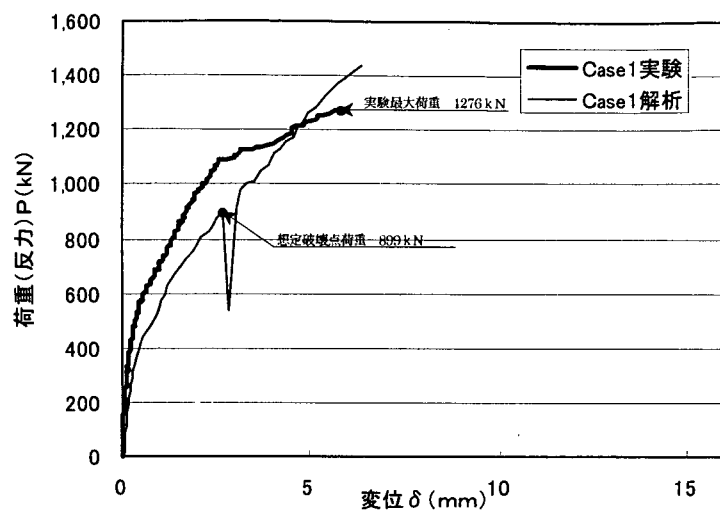


図-5.4.10 H10 年実験 Case1 荷重-変位曲線

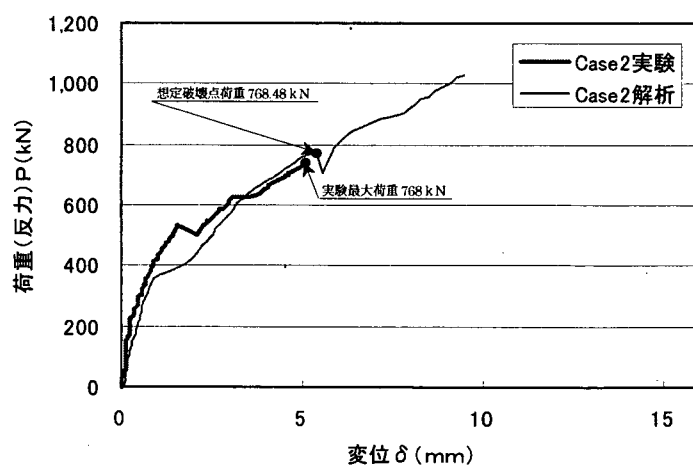


図-5.4.11 H10 年実験 Case2 荷重-変位曲線

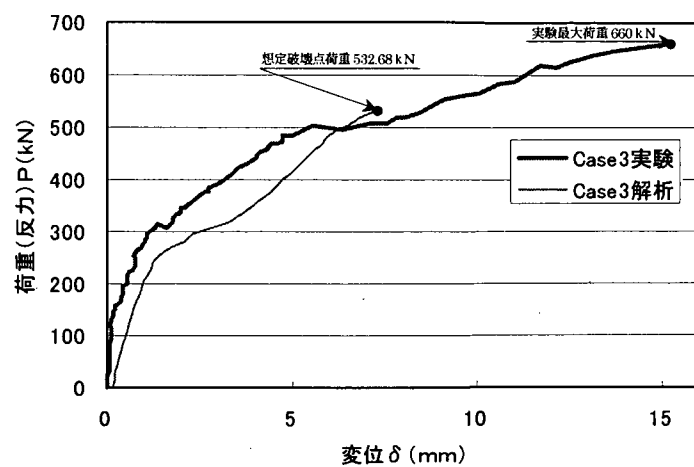


図-5.4.12 H10 年実験 Case3 荷重—変位曲線

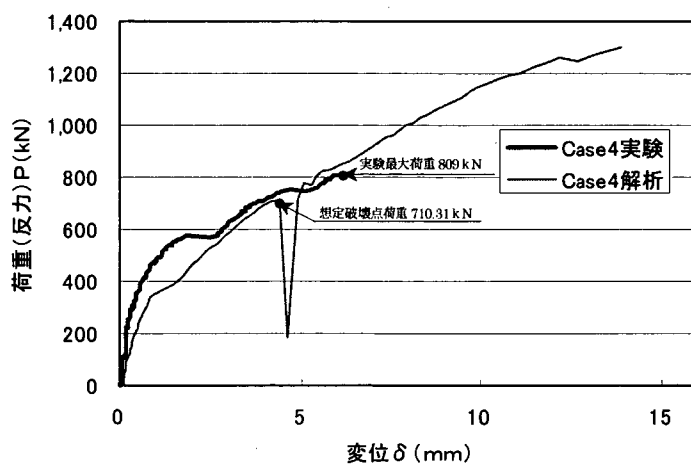


図-5.4.13 H10 年実験 Case4 荷重—変位曲線

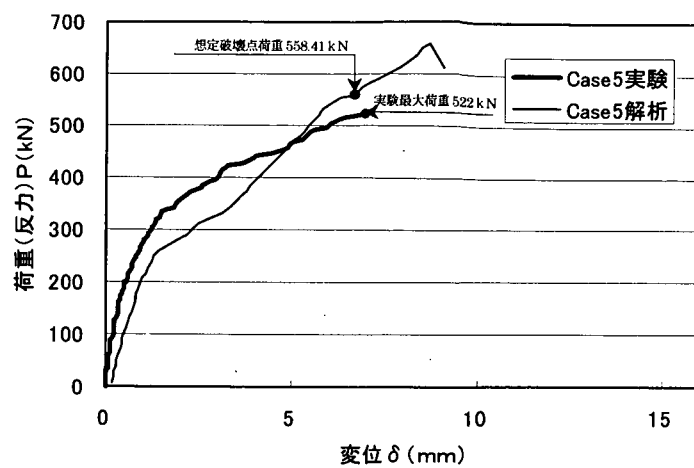


図-5.4.14 H10 年実験 Case5 荷重—変位曲線

5.4.2 ひびわれ、破壊進展状況について

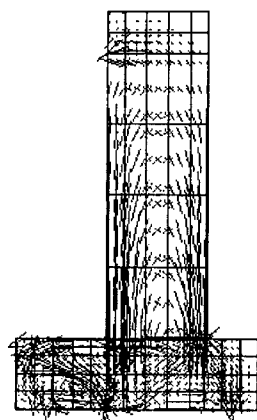
ここでは、解析（H10 年実験：Case1～5、H11 年実験：Case2～3）のひびわれおよび主応力分布（図 5.4.15～5.4.17）と先の 3.2、3.3 の実験におけるひびわれ図（実験終了後）との比較結果を表 5.4.3 にまとめた。

表 5.4.3 比較結果

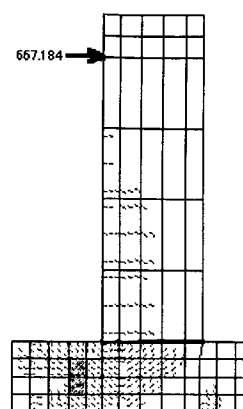
実験年度	実 験	解 析
H11 実験	○ひびわれ 最初にフーチング上面に曲げひびわれが発生した後、フーチング側面部にせん断ひびわれが発生している。このフーチング側面部のせん断ひびわれは、載荷荷重の増加にともない引張杭位置のフーチング上端から圧縮杭位置のフーチング下端に向かうように進展するものと、引張杭のフーチング上端からフーチング・柱接合部下端へ、そして、その後、柱の圧縮縁へ上向きに向うアーチ状のものがある。 ○破壊状態 引張杭位置のフーチング上端から圧縮杭位置のフーチング下端に向かうひびわれが生じて破壊に至っている。	○ひびわれ 引張杭位置のフーチング上面からフーチング・柱接合部下端へ向い、その後、柱圧縮部へと向きを変えてのびるアーチ状のひびわれが生じており、実験により確認されたひびわれの性状に類似している。ただし、本解析モデルは分散ひびわれモデルを使用しているため、実験のような大きなひびわれまでは再現できていない。 ○主応力分布 引張杭位置のフーチング上面からフーチング・柱接合部下端へ向い、その後、柱圧縮部へと向きを変えてのびるアーチ状の圧縮ストラットを形成している。 ○破壊状態 アーチ状の圧縮ストラット部分においてせん断破壊基準ひずみを超過し破壊している。この箇所は実験の破壊が顕著な部分とほぼ一致している。
H10 実験	○ひびわれ 荷重載荷初期に柱・フーチング接合部に引張りによるひびわれが生じ、このひびわれがフーチング内部に進展している。その後、載荷点のフーチング引張面から角度を持ったせん断ひびわれが発生し、そのひびわれは、接合部前面のフーチング圧縮縁まで進展した後、向きを変え柱圧縮縁へと向かい、アーチ状のひびわれを形成する。そして、供試体破壊時には、接合部前面のフーチング圧縮縁に達したひびわれから、ほぼ水平にフーチング圧縮縁に向かうひびわれが生じる。 ○破壊状態 荷重載荷点のフーチング引張面～フーチング・柱接合部の圧縮縁に斜めのひびわれが生じて破壊に至っている。	○ひびわれ 載荷点のフーチング引張面からフーチング・柱接合部の圧縮縁を通して柱圧縮縁へとびるアーチ状にひびわれが生じており、これは実験により確認されたひびわれの性状に類似している。ただし、本解析モデルは分散ひびわれモデルを使用しているため、実験のような大きなひびわれまでは再現できていない。 ○主応力分布 載荷点のフーチング引張面から柱圧縮縁へとびるアーチ状の圧縮ストラットを形成している。 ○ひずみの顕著な部分 アーチ状の圧縮ストラット部分に他箇所より大きなひずみが発生している。

以上より、解析ではフーチングに生じるひびわれの発生状況を概ね再現することができている。また、いずれの実験ケースにおいてもアーチ状の圧縮ストラットが形成されていることが確認できており、その分布形状は実験のひびわれ分布形状にほぼ一致する。

主応力分布図

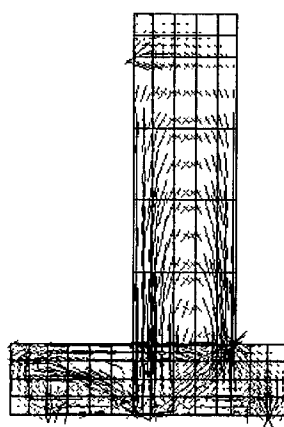


ひびわれ図

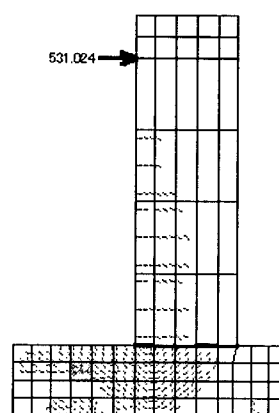


(Case2)

主応力分布図



ひびわれ図



(Case3)

— : 圧縮応力

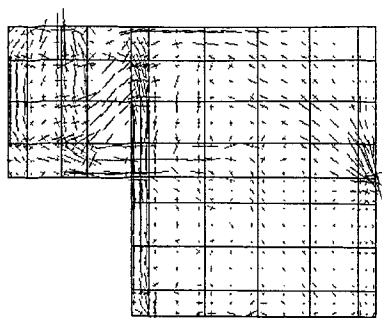
— : 引張応力

□ : RC要素

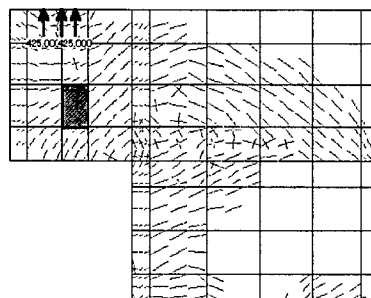
■ : 破壊箇所

図-5.4.15 H11年実験の解析結果（主応力分布、ひびわれ分布図）

主応力分布図

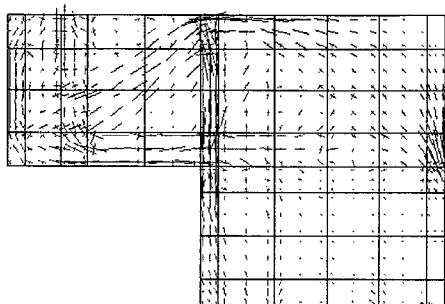


ひびわれ図

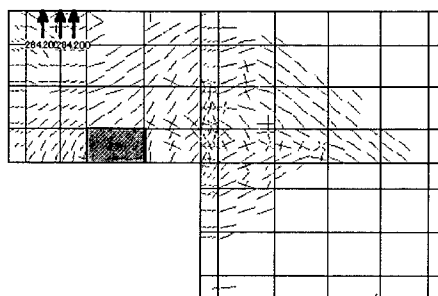


(Case1)

主応力分布図

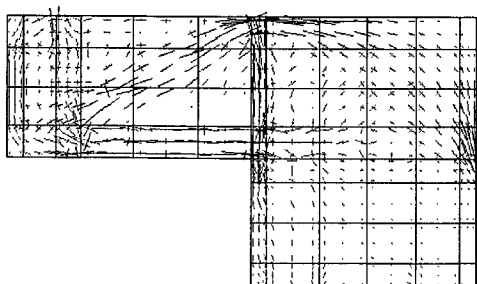


ひびわれ図

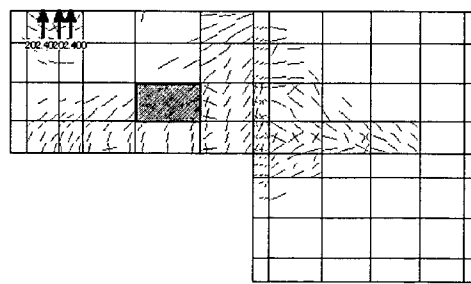


(Case2)

主応力分布図



ひびわれ図



(Case3)

— : 圧縮応力

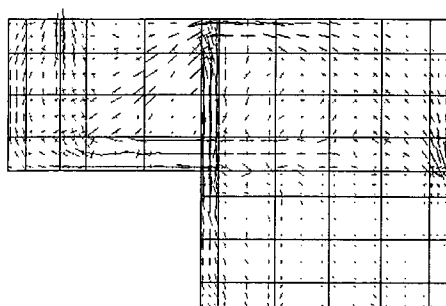
— : 引張応力

□ : RC要素

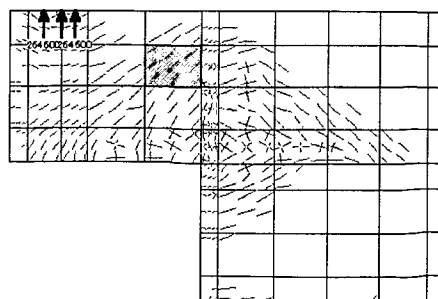
■ : ひずみの顕著な箇所

図-5.4.16 H10年実験の解析結果 (1) (主応力分布、ひびわれ分布図)

主応力分布図

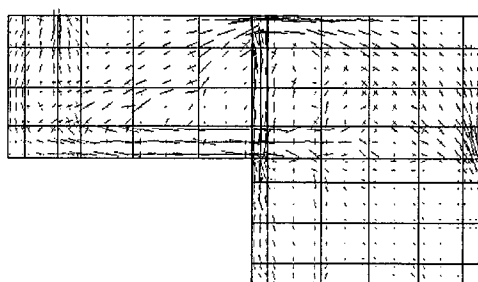


ひびわれ図

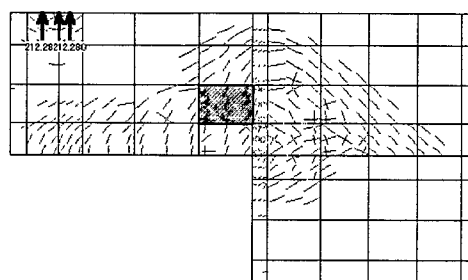


(Case4)

主応力分布図



ひびわれ図



(Case5)

: 圧縮応力
 : 引張応力
 : RC要素
 : ひずみの顕著な箇所

図-5.4.17 H10年実験の解析結果 (2) (主応力分布、ひびわれ分布図)

5.5 さまざまな橋脚・杭基礎諸元を持つ橋脚フーチングのせん断スパンに関する試算

ここでは、表-5.3.1 に示すように一般的な橋脚・杭基礎諸元を持つ橋脚をいくつか設定し、柱天端に水平荷重を載荷したときのフーチング内部の主応力分布を算定することにより、フーチング内部に形成される圧縮ストラット形状を把握する。ここで、解析により算出される破壊荷重を用いて図-4.2.2~4.2.5 のような評価を行う方法も考えられるが、5.4 の解析結果からもわかるように、破壊荷重の算定精度は未だ明確ではない。しかし、ひびわれ形状や主応力分布形状は実験結果に非常に近いので、主応力分布より圧縮ストラットを仮定し、せん断スパンを評価することを試みる。ここでは、 $\varepsilon_{sh}=0.0125$ として解析を行い、解析終了時の応力状態を用いるものとした。なお、解析中、圧縮ストラット部と考えられる箇所以外の箇所が先に ε_{sh} に達した場合には、その要素を弾性要素（ひびわれの起こらないコンクリート要素）に置き換えて再度解析をやり直すことによりせん断破壊状態を再現している。

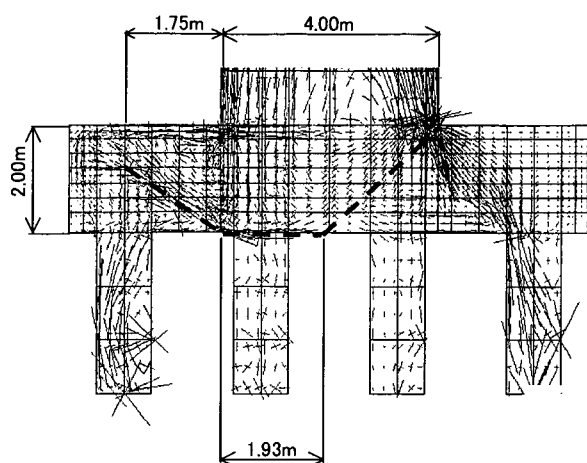
試算により得られたひびわれおよび主応力分布状態は、図-5.5.1~5.5.6 のとおりである。図-5.5.1~5.5.6 をみると、ひびわれ性状は、基本的に引張杭位置のフーチング上部からフーチング下面をとおり柱圧縮縁にのびるアーチ状のひびわれが発生し、H10、H11 実験結果で観察されたひびわれ性状に一致している。特に、2 列杭モデルでよく一致している。その他、3 列杭、4 列杭、5 列杭モデルでは、基本的な性状は同じであるが、アーチ状のひびわれが下端で水平になる位置が中杭の影響により前方に移動している。この現象は、4 列杭、5 列杭モデルで顕著に現われている。また、主応力分布もひびわれと同様な性状を示し、引張側杭縁端上部から柱圧縮縁にのびるアーチ状の圧縮ストラットが形成されている。このうち、中杭の影響を受ける 3 列杭、4 列杭、5 列杭モデルでは、アーチ状の圧縮ストラットの下端水平になる位置が前方に移動しており、ひびわれ性状に比べてその傾向はより顕著に現われている。

以上の結果をもとに、せん断スパンの設定法について検討する。整理の方法としては、まず、本試算で得られた主応力分布図をもとに、図-5.5.1~5.5.6 に示すように目視によりフーチング下面で圧縮応力度がほぼ水平に流れる部分から柱圧縮部へと向かう変化点と柱前面位置との距離 L' を求める。そして、この L' と 4.2 で検討したせん断スパンの補正長さのうち、適合性がよかった① $L1'=t_{cc}/2$ 、② $L2'=d$ との比 ($L'/L1'$ 、 $L'/L2'$) をとることにより比較を行う。比較した結果は表-5.5.1 のとおりである。この結果、①、②のうち比が 1 に近い方と $\min$ (①、②) は一致することがわかる。そして、全試算ケースの約 9 割は①が、残り 1 割のケースである壁式橋脚の橋軸直角方向断面のように柱幅が大きい場合には②が比 1 に近くなることが明らかとなった。また、この結果は、実験結果を整理した場合のせん断スパンの補正長さが $t_{cc}/2$ または d とした場合が適合性がよかったことにも一致している。

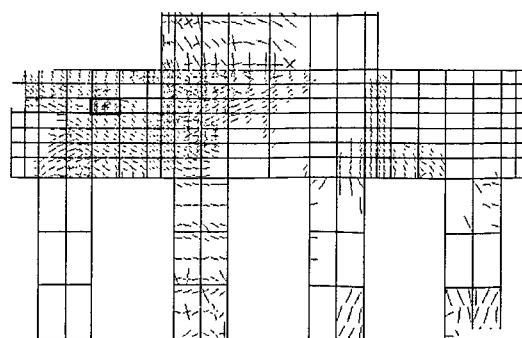
以上をまとめると、本解析の結果から、ここで想定しているように圧縮ストラットの破壊によりフーチングのせん断破壊が生じるとすれば、上面側が主鉄筋となる場合のせん断スパンは次式により設定することができると考えられる。

$$a=\min (L+d, L+t_{cc}/2) \quad \cdots \cdots \cdots (5.7)$$

ここで、 L は、下面側が主鉄筋になる場合のせん断スパンの長さである。

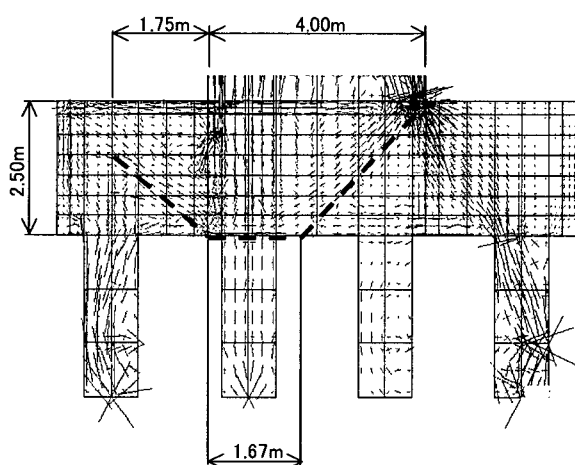


主応力分布図

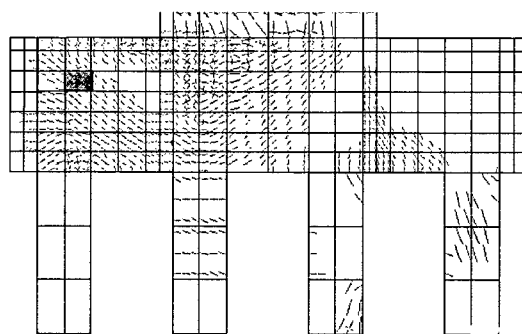


ひびわれ図

4列杭モデル Case1

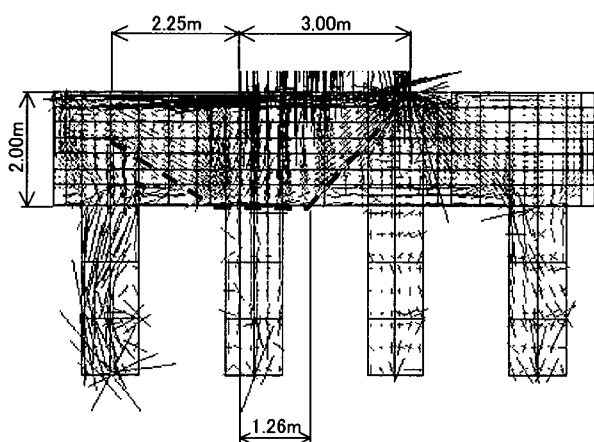


主応力分布図

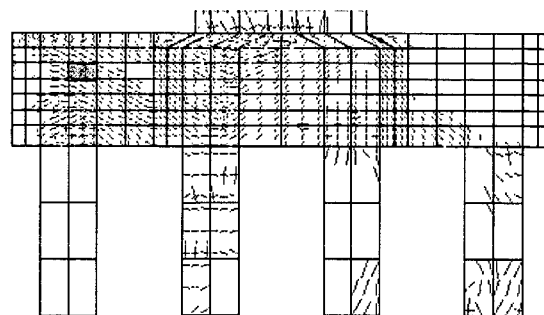


ひびわれ図

4列杭モデル Case2



主応力分布図

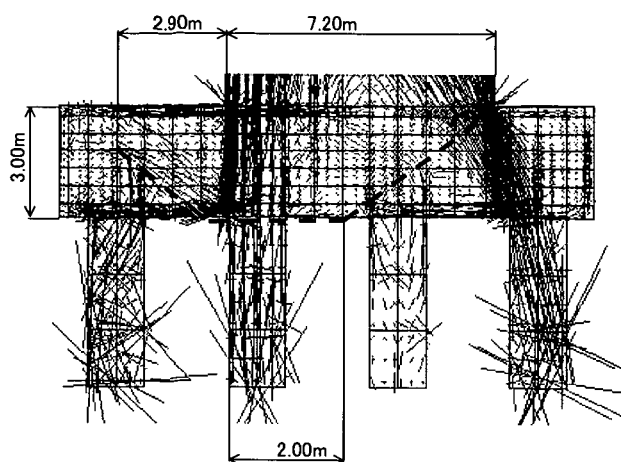


ひびわれ図

4列杭モデル Case3

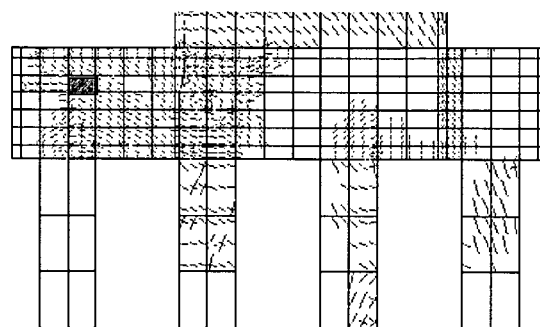
— : 圧縮応力
 — : 引張応力
 □ : RC要素
 □ : 弾性要素
 ■ : セン断破壊基準超過箇所

図-5.5.1 ひびわれ、主応力分布図 (1)

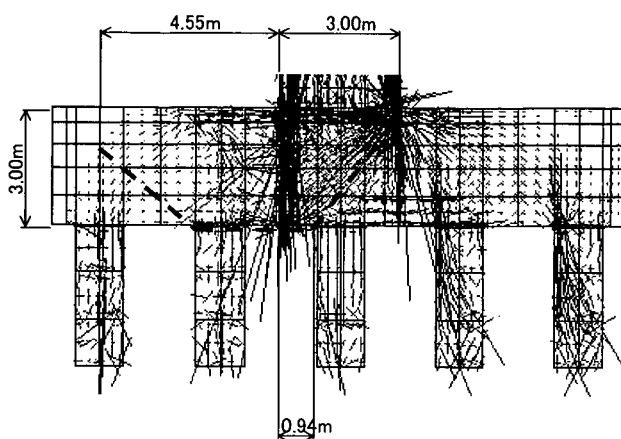


主応力分布図

4列杭モデル Case4

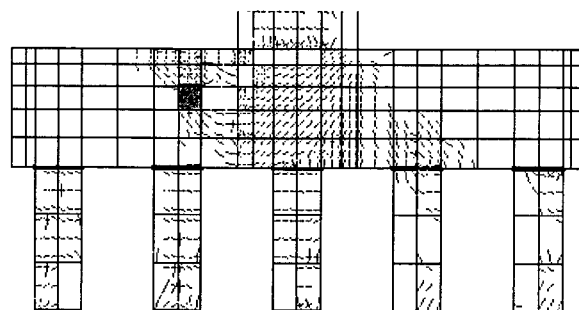


ひびわれ図



主応力分布図

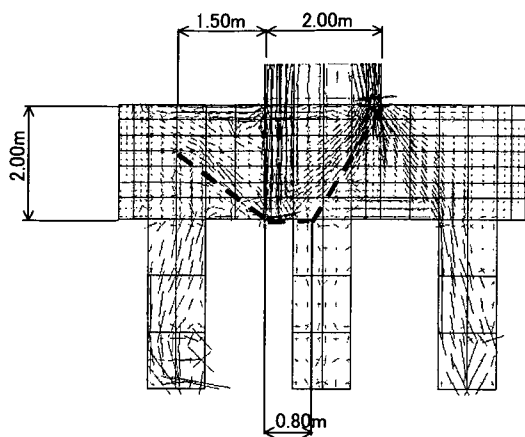
5列杭モデル



ひびわれ図

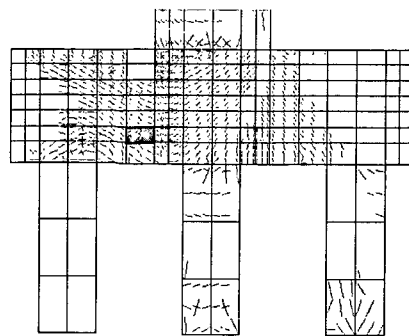
— : 圧縮応力 — : 引張応力
 □ : RC要素 □ : 弾性要素
 ■ : セン断破壊基準超過箇所

図-5.5.2 ひびわれ、主応力分布図 (2)

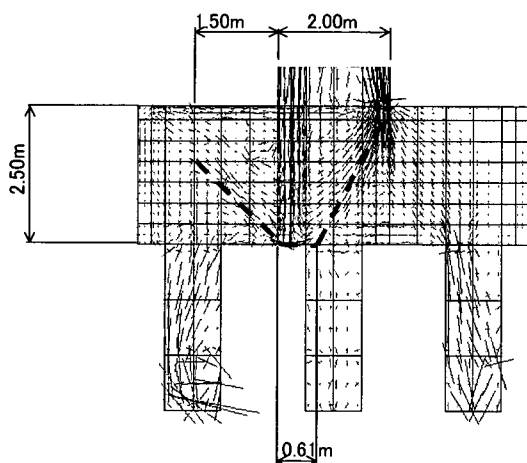


主応力分布図

3列杭モデル Case1

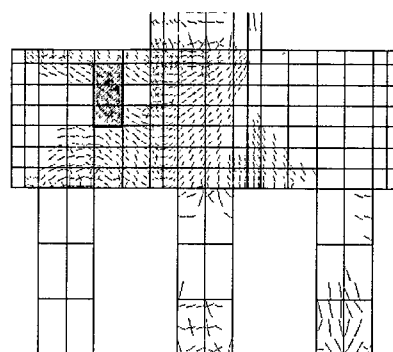


ひびわれ図

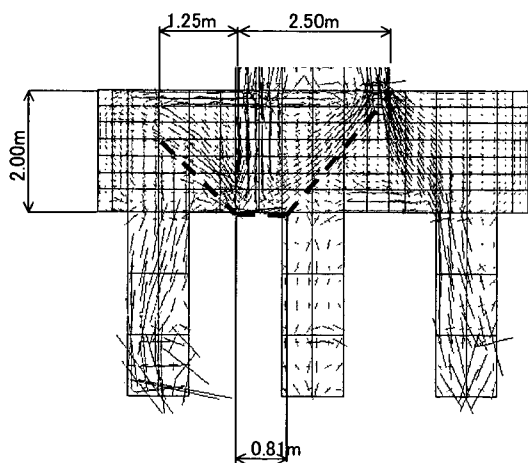


主応力分布図

3列杭モデル Case2

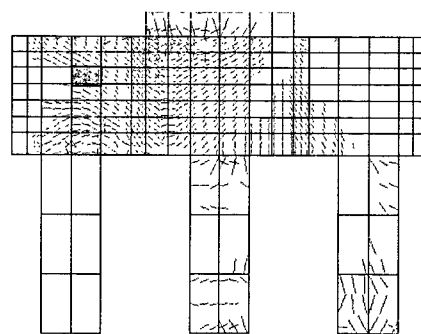


ひびわれ図



主応力分布図

3列杭モデル Case3



ひびわれ図

— : 圧縮応力

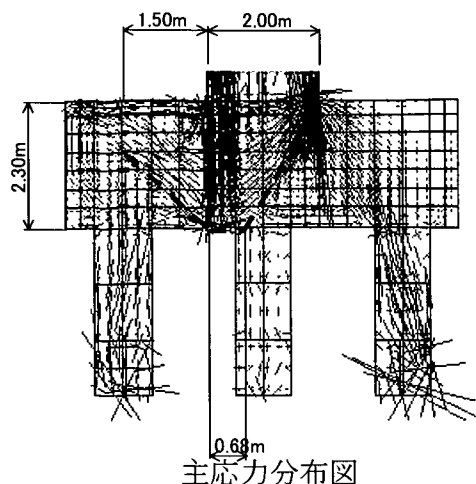
— : 引張応力

□ : RC要素

□ : 弾性要素

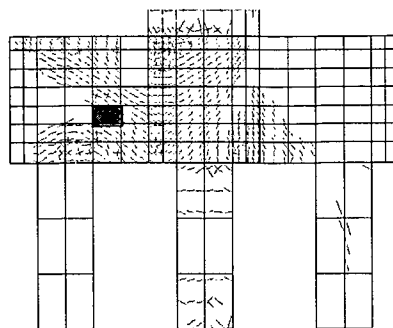
■ : セン断破壊基準超過箇所

図-5.5.3 ひびわれ、主応力分布図 (3)

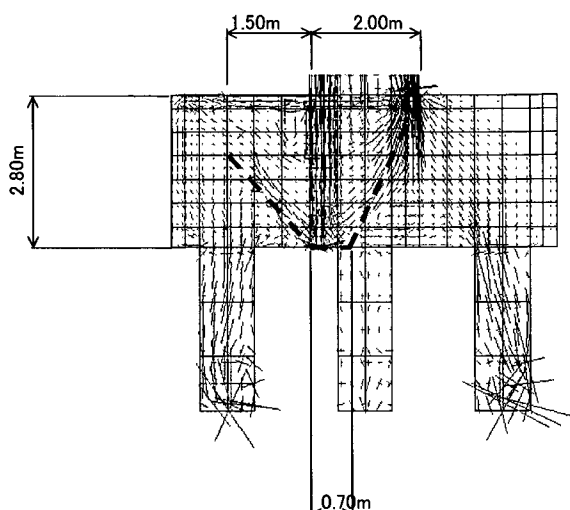


主応力分布図

3列杭モデル Case4

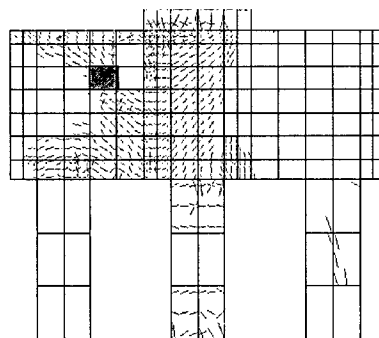


ひびわれ図

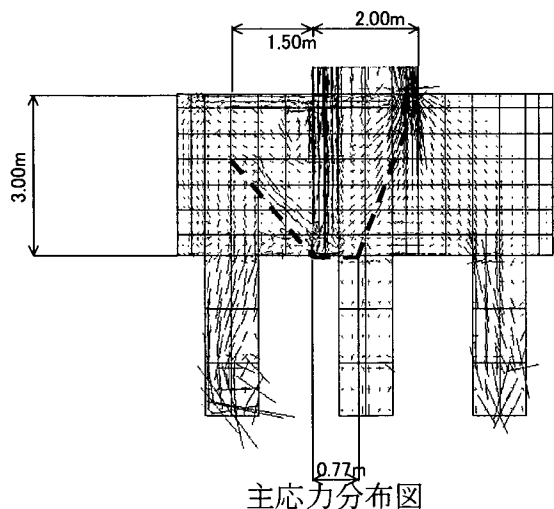


主応力分布図

3列杭モデル Case5

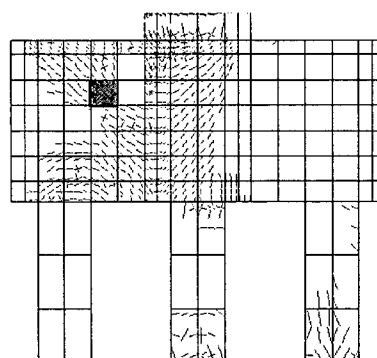


ひびわれ図



主応力分布図

3列杭モデル Case6



ひびわれ図

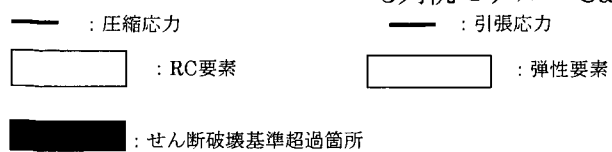
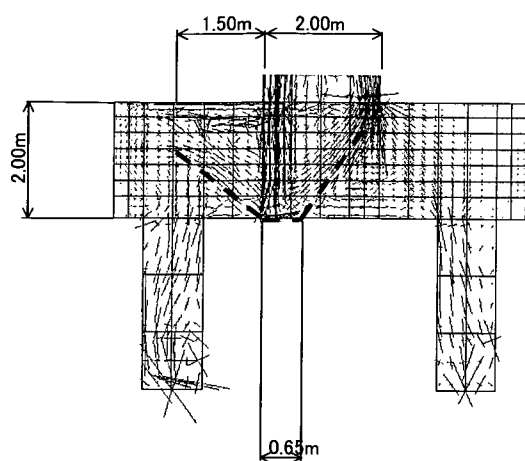
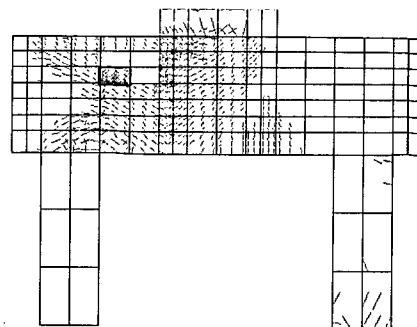


図-5.5.4 ひびわれ、主応力分布図 (4)

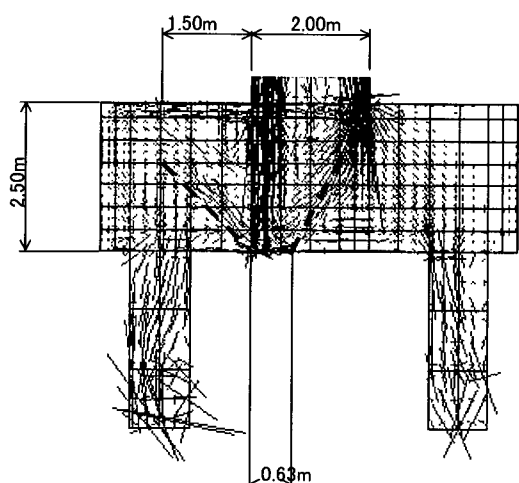


主応力分布図

2列杭モデル Case1

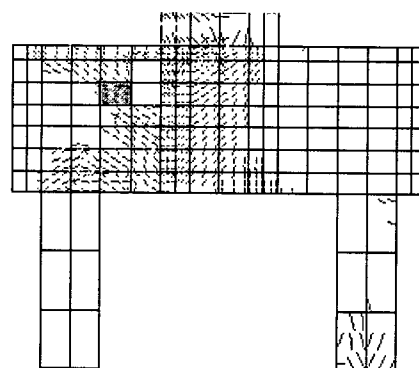


ひびわれ図

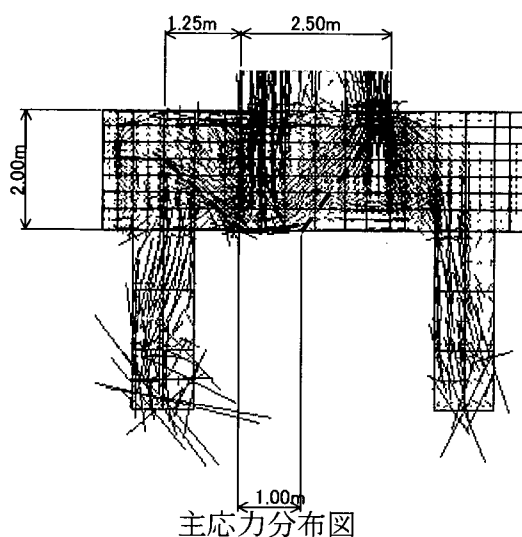


主応力分布図

2列杭モデル Case2

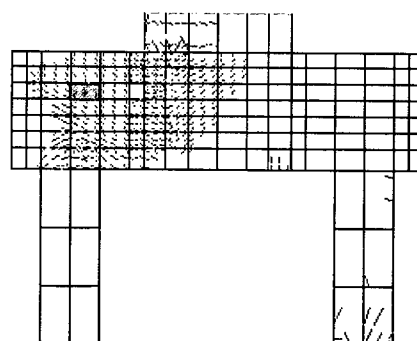


ひびわれ図



主応力分布図

2列杭モデル Case3



ひびわれ図

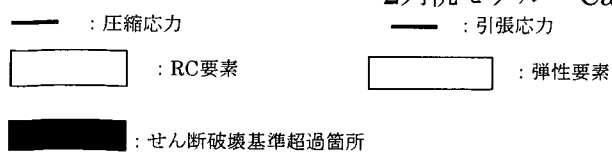
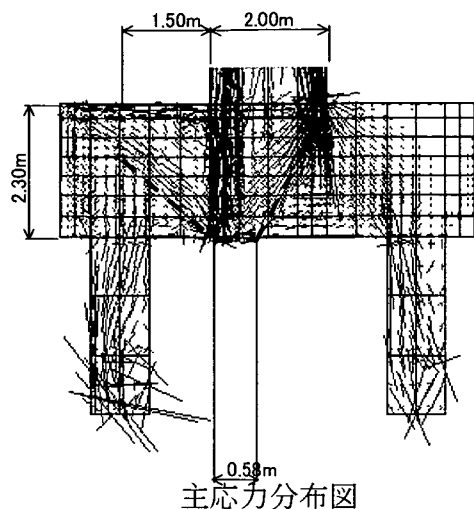
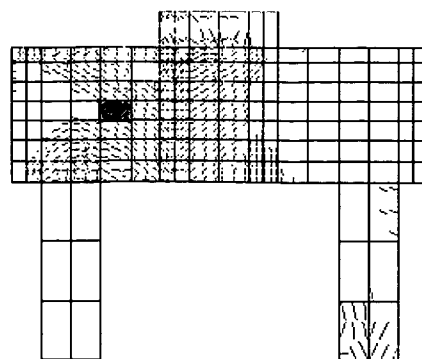


図-5.5.5 ひびわれ、主応力分布図 (5)

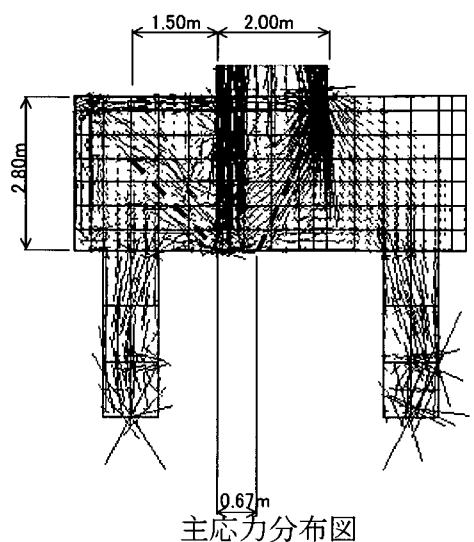


主応力分布図

2列杭モデル Case4

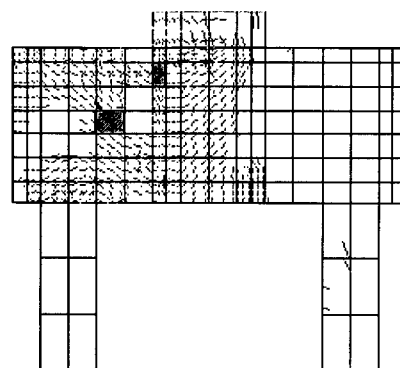


ひびわれ図

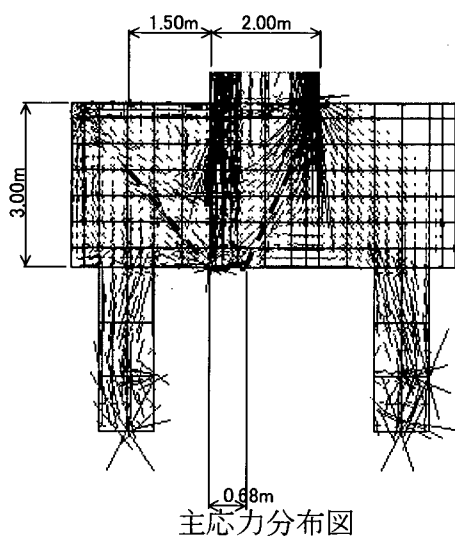


主応力分布図

2列杭モデル Case5

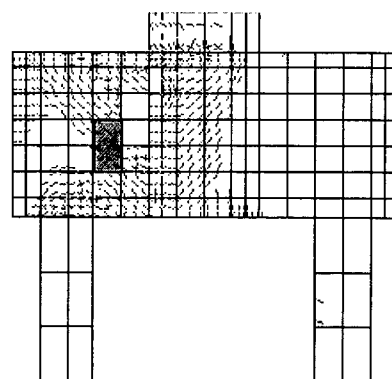


ひびわれ図



主応力分布図

2列杭モデル Case6



ひびわれ図

— : 圧縮応力
 — : 引張応力
 □ : RC要素
 □ : 弾性要素
 ■ : セン断破壊基準超過箇所

図-5.5.6 ひびわれ、主応力分布図 (6)

表-5.5.1 せん断スパンの整理

試算ケース		縁端杭中心～壁前面 L (m)	L' (1) (m)	① (a=L+tω/2)		② (a=L+d)		min(tω/2,d)
杭列数	ケース			tω/2 ②)	(1) / ②)	d ③)	(1) / ③)	
				(m)		(m)		
5		4.55	0.94	1.50	0.63	2.85	0.33	tω/2
4	Case1	1.75	1.93	2.00	0.97	1.90	1.02	d
	Case2	1.75	1.67	2.00	0.84	2.40	0.70	tω/2
	Case3	2.25	1.26	1.50	0.84	1.90	0.66	tω/2
	Case4	2.90	2.00	3.60	0.56	2.90	0.69	d
3	Case1	1.50	0.80	1.00	0.80	1.90	0.42	tω/2
	Case2	1.50	0.61	1.00	0.61	2.40	0.25	tω/2
	Case3	1.25	0.81	1.25	0.65	1.90	0.43	tω/2
	Case4	1.50	0.68	1.00	0.68	2.20	0.31	tω/2
	Case5	1.50	0.70	1.00	0.70	2.70	0.26	tω/2
	Case6	1.50	0.77	1.00	0.77	2.90	0.27	tω/2
2	Case1	1.50	0.65	1.00	0.65	1.90	0.34	tω/2
	Case2	1.50	0.63	1.00	0.63	2.40	0.26	tω/2
	Case3	1.25	1.00	1.25	0.80	1.90	0.53	tω/2
	Case4	1.50	0.58	1.00	0.58	2.20	0.26	tω/2
	Case5	1.50	0.67	1.00	0.67	2.70	0.25	tω/2
	Case6	1.50	0.68	1.00	0.68	2.90	0.23	tω/2

※ は①と②で1に近い方を意味する。

6. 結論

橋脚、橋台のフーチングに関して、上面側が主鉄筋となる場合の耐力算定法を確立するために、載荷実験、数値解析を行った。本研究により得られた結果を以下にまとめる。

(1) 曲げ耐力

- 1) 実験より、曲げに対して、フーチングは、柱前面で主鉄筋が降伏した後、接合部にひびわれが生じ、破壊へと至ることが明らかになった。しかし、破壊はぜい性的なものではなく、じん性を有したものである。
- 2) 曲げに対して最大耐力を発揮するときは、本実験の範囲では上面側が主鉄筋になる場合であってもフーチングは全幅に近い領域で抵抗することが明らかになった。
- 3) 曲げに対する照査を行う際の曲げ耐力の算定に用いる有効幅 b は、一般的な諸元の橋脚フーチングであれば以下のように設定できる。

有害な損傷が生じず、健全な状態を保持する場合 $b=t_c+d$

部材の終局状態に対する照査を行う場合 $b=t_c+2d$

ここに、 t_c は柱幅、 d はフーチング有効高である。

(2) せん断耐力

- 1) 上面側が主鉄筋となる場合にも、せん断に対してタイドアーチ的な耐荷機構を有することを実験により確認した。
- 2) 下面側が主鉄筋になる場合と同様に、せん断スパン比に応じてはりとしてのせん断耐力を割増すことが可能であることがわかった。しかし、せん断スパンは、下面側が主鉄筋になる場合より大きくなることがわかった。そこで、下面側が主鉄筋になる場合のせん断耐力の算定方法に対して実験結果を整理した結果、せん断スパンの補正長さとして、柱の照査断面直角方向幅の半分、もしくはフーチングの有効高だけせん断スパンを長くすると下面側が主鉄筋になる場合と同様にせん断耐力を算出できることがわかった。
- 3) 平成 11 年実験、平成 10 年実験について 2 次元の非線形有限要素解析を行った結果、解析で求まる圧縮主応力分布やひびわれ分布は、実験においてフーチング側面に生じたひびわれ形状によく一致した。また、解析が不安定になるときの荷重は、実験の最大耐力に近い値となることがわかった。
- 4) 3)の結果から数値解析によりせん断に抵抗する圧縮ストラット形状（圧縮主応力分布）を再現できると考えられるため、標準的な断面を持つ杭基礎フーチングに対して 2 次元の非線形有限要素解析を行い、フーチング内に生じる圧縮主応力分布を整理した。そして、2)で実験により得られたせん断スパンの補正長さとの比較を行った。その結果、上面側が主鉄筋になる場合のせん断スパン a は次式で算出してよいものと考えられる。

$$a=L+\min(t_{cc}/2, d)$$

ここに、 L は下面側が主鉄筋である場合のせん断スパン、 t_{cc} は柱の照査断面直角方向幅、 d は有効高

である。

- 5) 実験では破壊面は3次元的な広がりを持っていたため、せん断補強鉄筋が必要な場合には、柱側面付近にもせん断補強を行うことが有効と考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：鉄筋比が小さい鉄筋コンクリートディープビームのせん断耐力に関する調査，土木研究所資料，第 1944 号，1983.
- 2) Walraven, J. and Lehwalter, N. : Size effects in short beams loaded in shear, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 5, pp. 585-593, 1994.
- 3) 二羽淳一郎：ディープビーム的鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構，東京大学博士論文，1983.
- 4) 建設省土木研究所：橋梁基礎フーチングおよび頂版の耐力に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3483 号，1997.
- 5) 建設省土木研究所：フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3550 号，1998.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，1996.
- 7) 幸左賢二，藤井康男，小林和夫，水田和之：せん断スパン比に着目したフーチングの地震時挙動実験，構造工学論文集，Vol. 46A, pp. 1405-1412, 2000.
- 8) 白戸真大，福井次郎，幸左賢二，梅原剛：ディープビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 47A, pp. 1315-1325, 2001.
- 9) UC-WIN/WCOMD, Ver. 1.01.02: フォーラムエイト.
- 10) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1997.

参 考 資 料

参考資料 1. 材料試験結果

- 1.1 平成 9 年度実験
- 1.2 平成 10 年度実験
- 1.3 平成 11 年度実験

参考資料 2. 平成 11 年度実験における下面鉄筋のひずみ分布

- 2.1 case1-1
- 2.2 case1-2
- 2.3 case2
- 2.4 case3

参考資料 3. 平成 11 年度実験における引張側支承定着筋のひずみ分布

- 3.1 計測位置
- 3.2 case1-1
- 3.3 case1-2
- 3.4 case2
- 3.5 case3

参考資料 1. 材料試験結果

1.1 平成9年度実験

表一参1.1.1 材料試験結果（コンクリート）一覧表

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	備考
CASE 1	22.9	24.8	2.3	材齢 15日
a/d=1.0	23.9	22.7	2.2	
	23.8	24.8	1.9	
平均値	23.6	24.1	2.1	
CASE 2	25.7	26.8		材齢 19日
a/d=0.5	26.7	23.7		
	25.5	23.3		
平均値	26.0	24.6	0.0	
CASE 3	27.9	22.2		材齢 21日
a/d=2.0	26.1	22.3		
	27.8	22.1		
平均値	27.3	22.2	0.0	
CASE 4	27.3	23.3		材齢 20日
a/d=2.5	26.9	24.6		
	27.1	22.8		
平均値	27.1	23.6	0.0	
CASE 5	27.7	24.4		材齢 18日
a/d=1.0	26.3	24.5		
	26.7	25.3		
平均値	26.9	24.7	0.0	
CASE 6	30.5	22.6		材齢 25日
a/d=1.0	29.9	24.6		
	28.7	22.8		
平均値	29.7	23.3	0.0	

重力単位系を重力加速度を9.81m/s²として換算
コンクリートの材齢は試験時

表一参1.1.2 材料試験結果（鉄筋）一覧表

種別	鉄筋径 (mm)	No.	降伏荷重	最大荷重	降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸び (%)		弾性係数(kN/mm ²)		降伏時のひずみ(×10 ⁻³)	
			(kN)	(kN)	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値
SD345	D22	1	142.59	209.78	368.3		541.9		23.3		192.21		2046	
		2	143.96	210.06	371.9	369.2	542.6	542.4	21.7	22.8	196.13	195.48	—	1972
		3	142.20	210.06	367.4		542.6		23.3		198.09		1897	
SD345	D25	1	182.60	276.16	360.4		545.1		27.1		203.00		1849	
		2	182.60	270.08	360.4	361.1	533.0	537.5	21.8	25.9	193.19	196.79	1900	1884
		3	183.78	270.76	362.6		534.4		28.7		194.17		1903	

重力単位系を重力加速度を9.81m/s²として換算
のびの測定は試験前に標点距離を測定し、試験終了後に破断面を突き合わせて標点距離を測定し計算した。

1.2 平成10年度実験

表一参1.2.1 材料試験結果（コンクリート）一覧表

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比 (ν)	引張強度 (N/mm ²)	備考
CASE 3	22.5	23.3	0.21	0.0	材齢 32日
a/d=1.5	23.3	27.6	0.19	0.0	
	22.0	24.6	0.15	0.0	
平均値	22.6	25.2	0.18	0.0	
CASE 5	22.1	24.6	0.17	0.0	材齢 34日
a/d=1.5	23.3	25.6	0.18	0.0	
	23.1	23.7	0.19	0.0	
平均値	22.9	24.6	0.18	0.0	
CASE 2	24.3	25.2	0.22	0.0	材齢 35日
a/d=1.0	25.1	24.5	0.23	0.0	
	24.6	25.7	*0.41	0.0	
平均値	24.7	25.1	0.23	0.0	
CASE 4	23.5	25.1	0.24	0.0	材齢 40日
a/d=1.0	23.2	25.4	0.15	0.0	
	24.7	24.4	0.16	0.0	
平均値	23.8	25.0	0.18	0.0	
CASE 1	23.4	23.9	0.16	0.0	材齢 42日
a/d=0.5	23.2	23.8	0.17	0.0	
	23.8	25.5	0.19	0.0	
平均値	23.4	24.4	0.17	0.0	

* 異常値につき除外

重力単位系を重力加速度を9.81m/s²として換算
コンクリートの材齢は試験時

表一参1.2.2 材料試験結果（鉄 筋）一覧表

種 別	鉄筋径 (mm)	No.	降伏荷重	最大荷重	降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸び (%)		弾性係数(kN/mm ²)		降伏時のひずみ($\times 10^{-4}$)	
			(kN)	(kN)	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値
SD345	D10	1	27	39	384		548		27.2		186		2060	
		2	28	39	388	384	547	546	25.9	26.3	191	188	2031	2032
		3	27	39	380		545		25.9		186		2004	
SD345	D22	1	143	219	370		565		27.2		190		1975	
		2	146	218	378	375	563	563	24.2	25.9	194	193	1950	1978
		3	146	217	378		561		26.3		196		2008	
SD345	D25 定着筋	1	199	289	393		570		24.2		195		2037	
		2	199	292	393	392	577	574	24.3	24.6	191	194	2081	2049
		3	198	292	391		576		25.4		197		2030	
SD345	D25 フーチング	1	181	271	357		535		24.9		193		1867	
		2	182	274	360	358	540	537	23.1	24.5	193	193	1847	1845
		3	181	272	357		536		25.4		194		1821	
SD345	D32	1	285	436	359		548		28.9		190		1927	
		2	286	436	361	365	548	553	29.4	29.4	188	190	1950	1950
		3	297	446	374		562		30.1		193		1973	

重力単位系を重力加速度を9.81m/s²として換算

のびの測定は試験前に標点距離を測定し、試験終了後に破断面を突き合わせて標点距離を測定し計算した。

1.3 平成11年度実験

表一参1.3.1 材料試験結果（コンクリート）一覧表

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比 (ν)	引張強度 (N/mm ²)	備考
CASE 1-1	28.5	26.80	0.19	2.30	材齢 24日
a/d=0.75	27.5	25.32	0.15	3.08	
フーチング部	30.1	28.77	0.20	2.27	
平均値	28.7	26.96	0.18	2.55	
CASE 1-1	26.5	26.04	0.17	2.39	材齢 18日
a/d=0.75	26.8	26.69	0.18	2.76	
柱部	27.1	27.46	0.18	2.43	
平均値	26.8	26.73	0.18	2.53	
CASE 1-2	26.6	28.88	0.20	2.62	材齢 22日
a/d=0.75	29.1	27.84	0.22	2.22	
フーチング部	27.3	28.17	0.21	2.78	
平均値	27.7	28.30	0.21	2.54	
CASE 1-2	26.5	25.97	0.22	2.78	材齢 16日
a/d=0.75	25.0	25.92	0.17	2.68	
柱部	26.1	27.10	0.19	2.41	
平均値	25.9	26.33	0.19	2.62	
CASE 2	25.1	26.67	0.21	2.83	材齢 20日
a/d=0.75	26.1	24.99	0.19	2.66	
フーチング部	27.4	26.79	0.18	2.94	
平均値	26.2	26.15	0.19	2.81	
CASE 2	23.8	26.80	0.19	2.83	材齢 14日
a/d=0.75	24.0	26.99	0.19	2.66	
柱部	23.8	26.66	0.18	2.94	
平均値	23.9	26.82	0.18	2.81	
CASE 3	28.8	27.43	0.20	2.89	材齢 28日
a/d=1.20	29.9	28.76	0.19	1.96	
フーチング部	29.5	28.67	0.21	2.95	
平均値	29.4	28.29	0.20	2.60	
CASE 3	27.5	28.09	0.20	2.05	材齢 22日
a/d=1.20	27.8	26.67	0.19	2.35	
柱部	28.0	27.05	0.20	2.75	
平均値	27.8	27.27	0.19	2.38	

重力単位系を重力加速度を9.81m/s²として換算
コンクリートの材齢は試験時

表一参1.3.2 材料試験結果（鉄筋）一覧表

種別	鉄筋径 (mm)	No.	降伏荷重		最大荷重		降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸び (%)		弾性係数(kN/mm ²)		降伏時のひずみ($\times 10^{-4}$)	
			(kN)	(kN)	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値
SD345	D10	1	26.6	38.2	373.2				535.5		27.7		195.70		1924	
		2	26.9	38.2	376.6	374.9			536.1	536.3	27.1	27.7	194.69	195.23	1937	1932
		3	26.7	38.3	374.9				537.2		28.2		195.31		1934	
SD345	D13	1	45.8	65.9	361.5				519.7		27.1		192.36		1872	
		2	45.0	66.2	355.2	359.1			522.1	525.4	26.9	26.5	190.61	192.26	2105	1957
		3	45.7	67.7	360.7				534.3		25.6		193.82		1895	
SD345	D19	1	111.9	166.3	390.6				580.5		19.6		191.03		2290	
		2	112.9	167.0	394.1	392.0			582.9	583.2	21.3	21.2	196.11	192.76	2067	2163
		3	112.1	168.0	391.3				586.4		22.8		191.15		2131	
SD345	D22	1	143.0	217.8	369.4				562.6		23.8		192.22		2038	
		2	145.1	217.9	374.8	372.3			562.9	562.9	25.4	24.2	191.70	191.57	2053	2062
		3	144.3	218.0	372.8				563.2		23.5		190.77		2096	
SD345	D25	1	192.0	289.0	378.9				570.4		22.5		195.89		1976	
		2	190.5	286.5	376.0	377.3			565.4	567.1	25.0	23.8	193.88	195.64	1986	1986
		3	191.0	286.5	376.9				565.4		24.0		197.14		1995	
SD345	D29	1	242.0	368.5	376.7				573.6		24.5		203.15		1923	
		2	239.0	364.5	372.0	375.2			567.4	571.3	28.9	28.3	194.99	197.08	1987	1973
		3	242.0	368.0	376.7				572.9		31.5		193.11		2010	
SD345	D35	1	365.5	558.5	382.1				583.8		30.1		200.63		2053	
		2	362.5	558.0	378.9	379.6			583.3	583.3	27.1	27.4	190.92	196.41	2092	2065
		3	361.5	557.5	377.9				582.8		25.1		197.67		2050	
SD345	D38	1	430.5	676.5	377.6				593.4		29.3		200.07		2176	
		2	429.5	672.0	376.8	383.9			589.5	600.1	30.3	28.5	204.78	201.82	1940	2046
		3	453.0	704.0	397.4				617.5		25.8		200.61		2023	

重力単位系を重力加速度を9.81m/s²として換算
のびの測定は試験前に標点距離を測定し、試験終了後に破断面を突き合わせて標点距離を測定し計算した。

参考資料 2. 平成 11 年度実験における下面鉄筋のひずみ分布

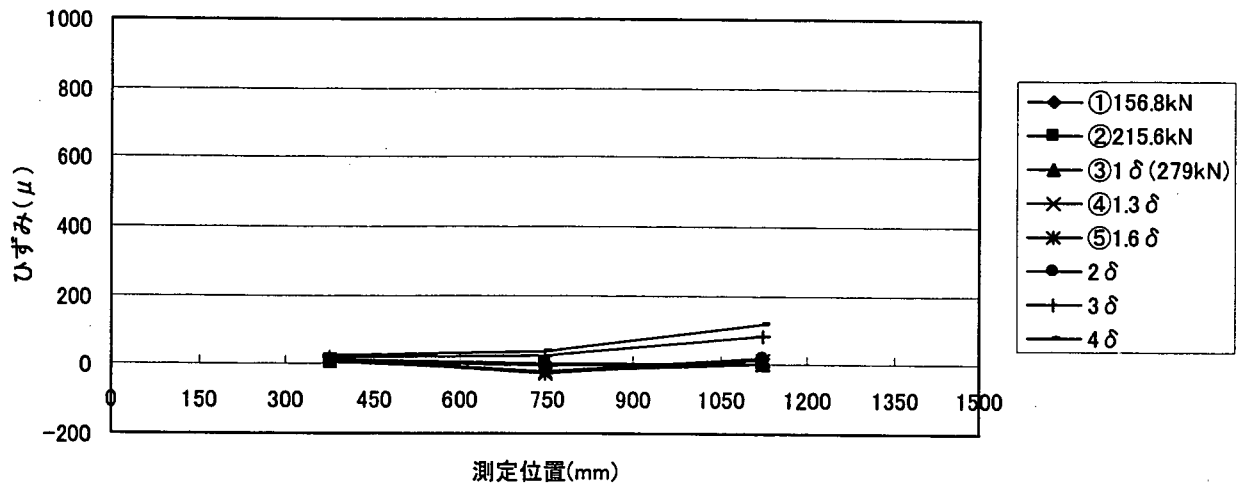
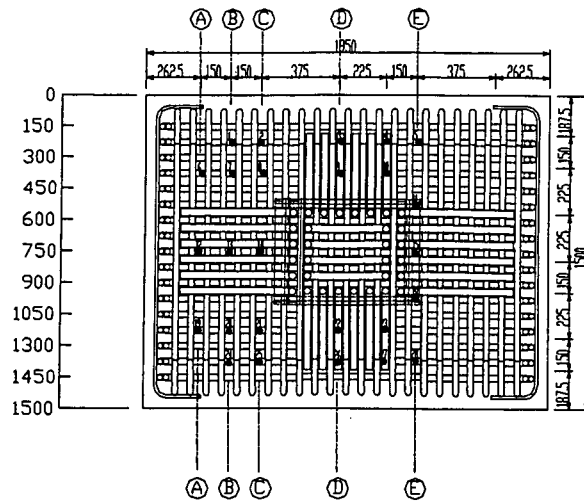


図-参 2.1.1 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-1, A-A 断面)

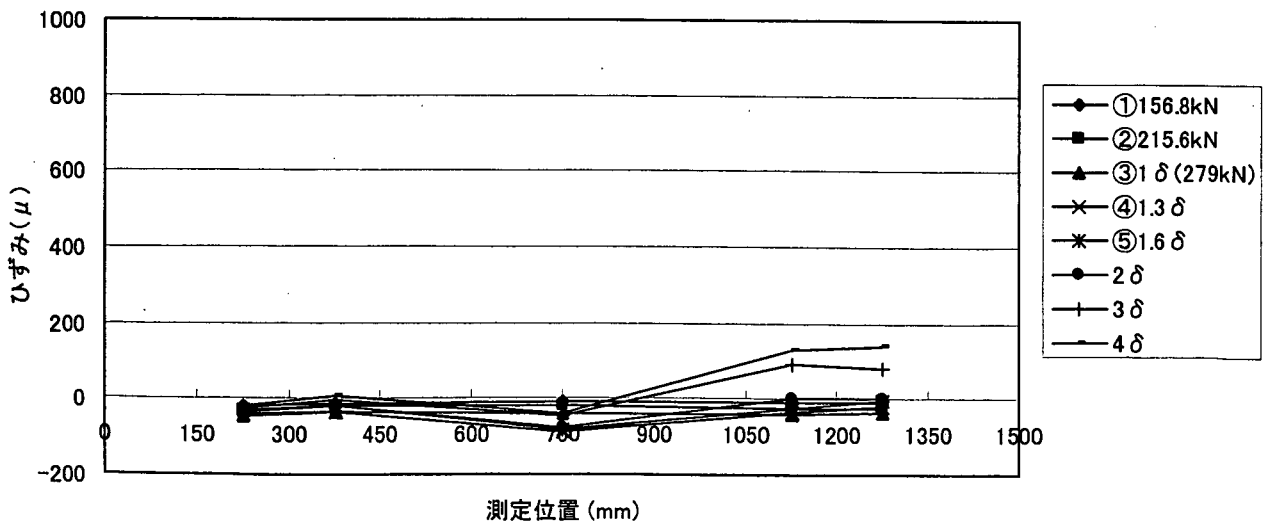


図-参 2.1.2 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-1, B-B 断面)

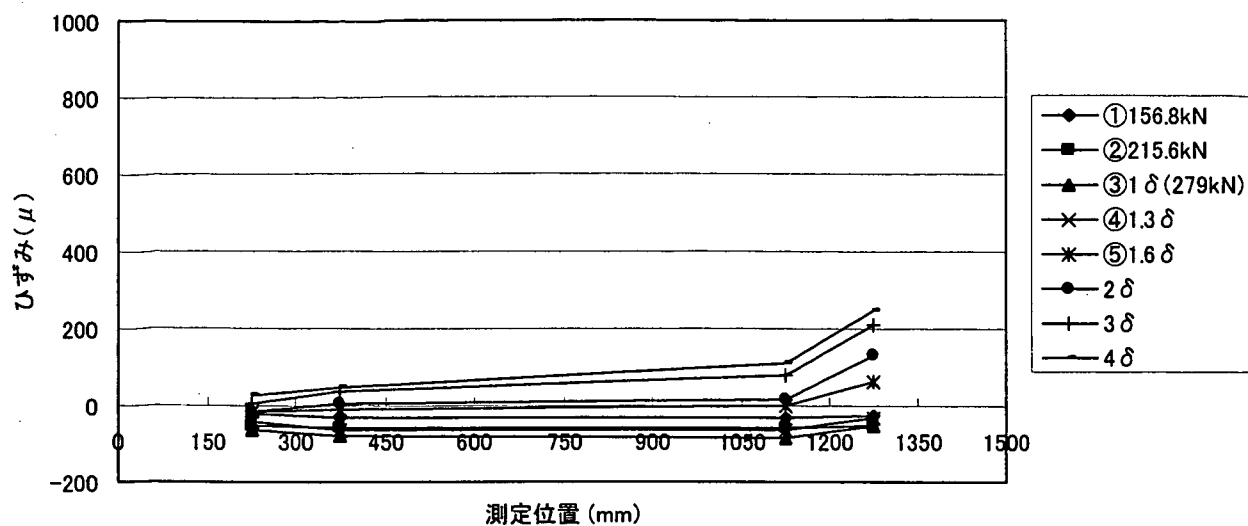


図-参 2.1.3 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-1, C-C 断面)

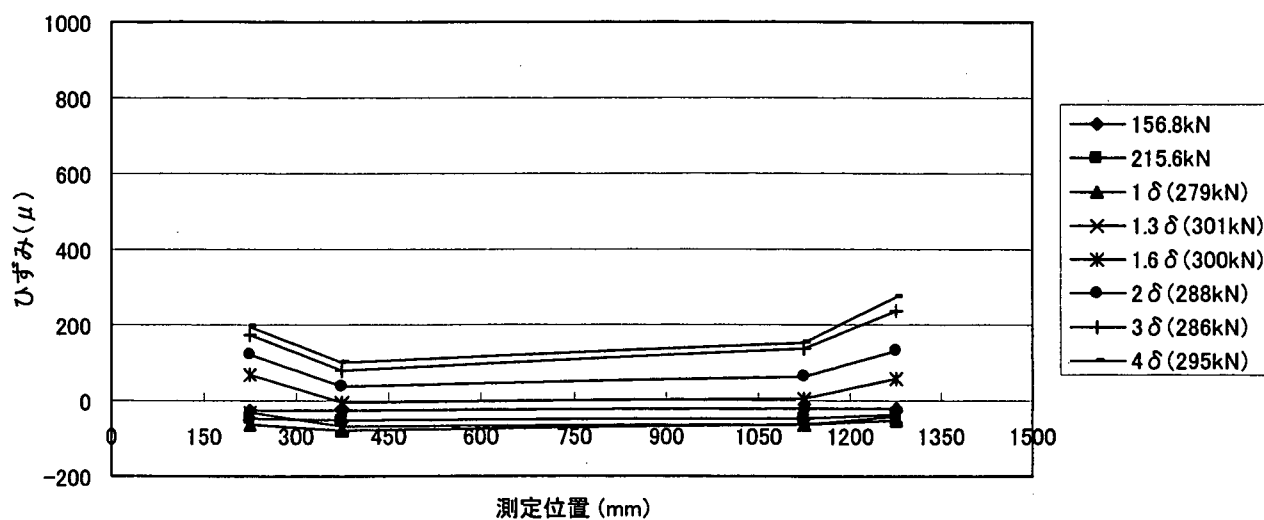


図-参 2.1.4 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-1, D-D 断面)

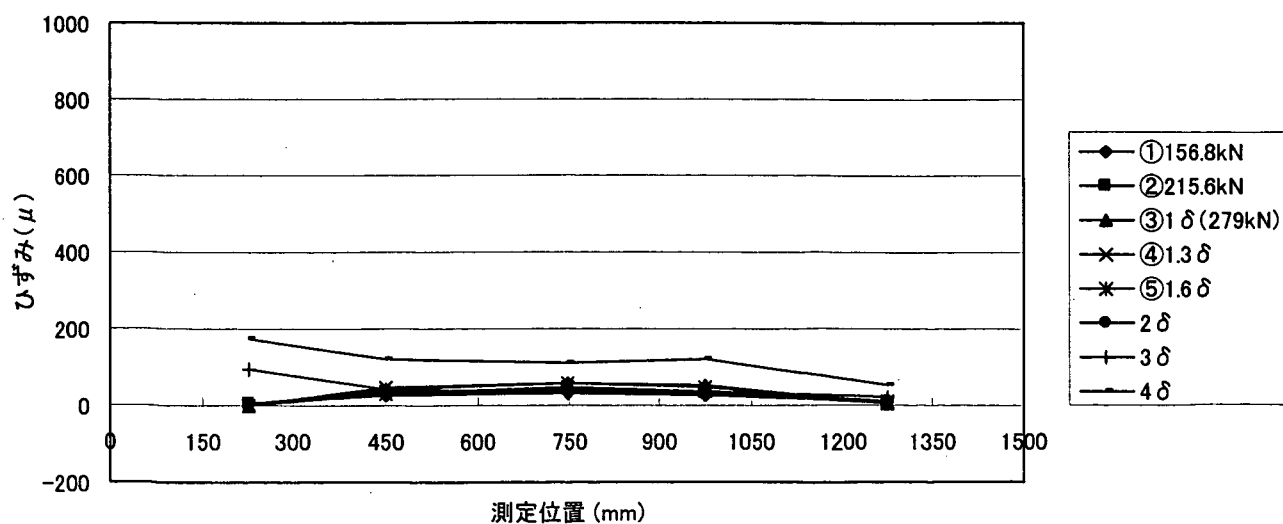


図-参 2.1.5 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-1, E-E 断面)

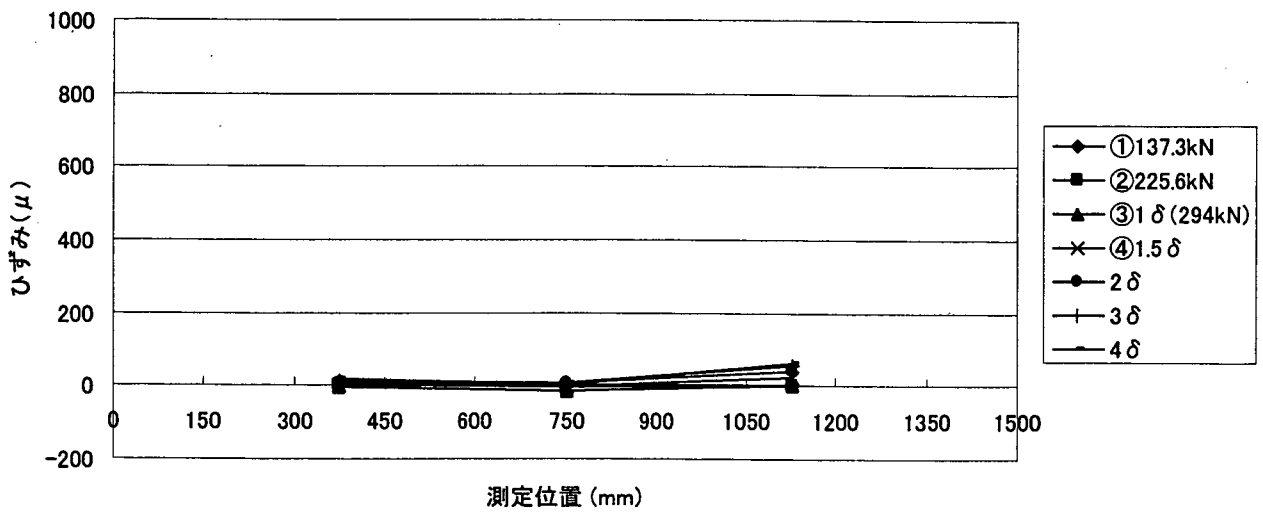
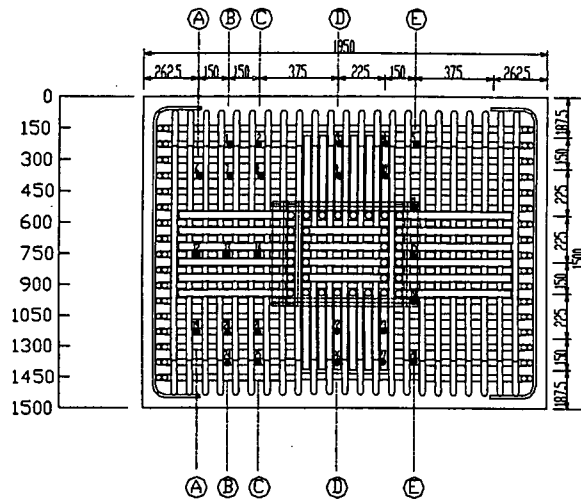


図-参 2.2.1 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-2, A-A 断面)

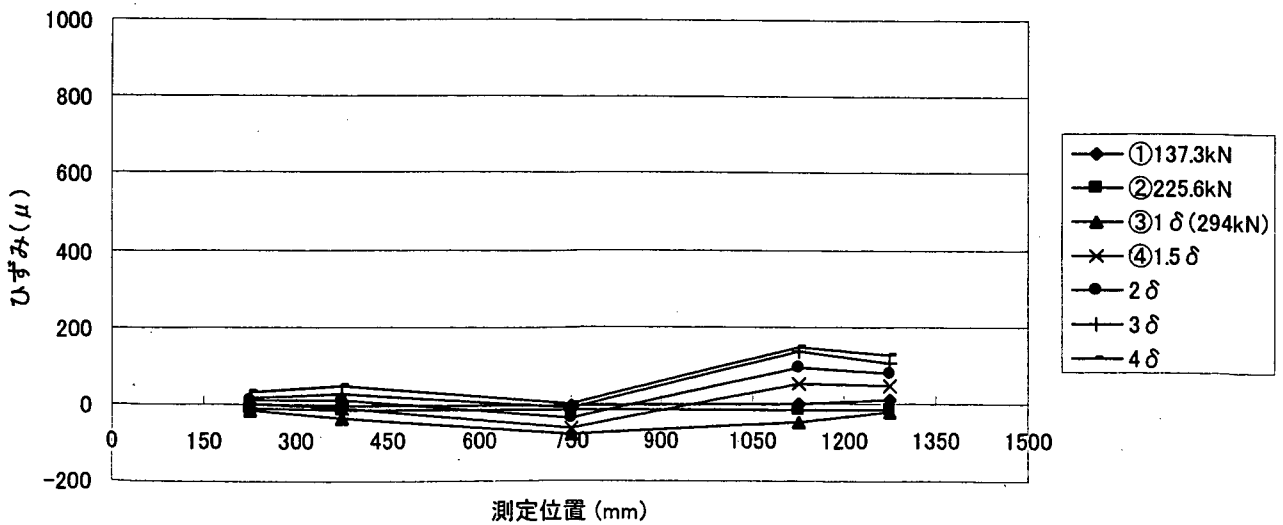


図-参 2.2.2 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-2, B-B 断面)

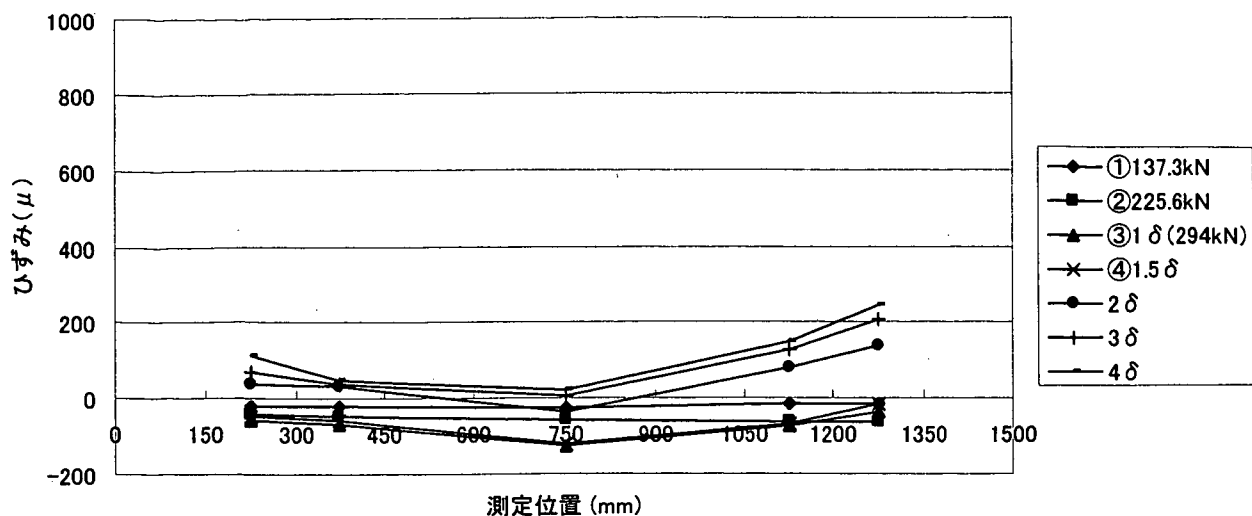


図-参 2.2.3 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-2, C-C 断面)

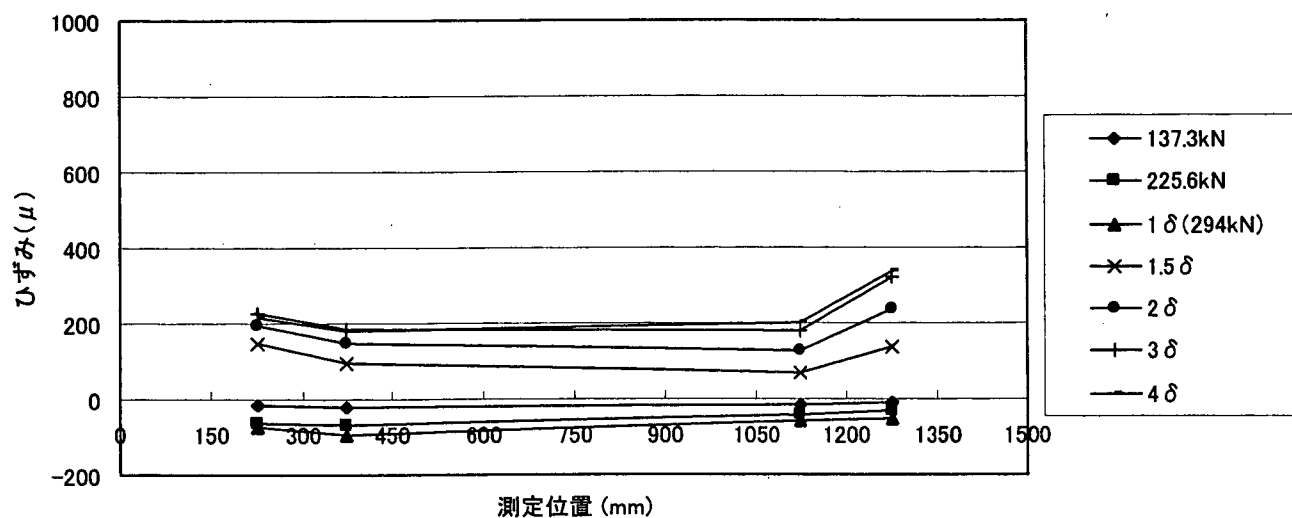


図-参 2.2.4 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-2, D-D 断面)

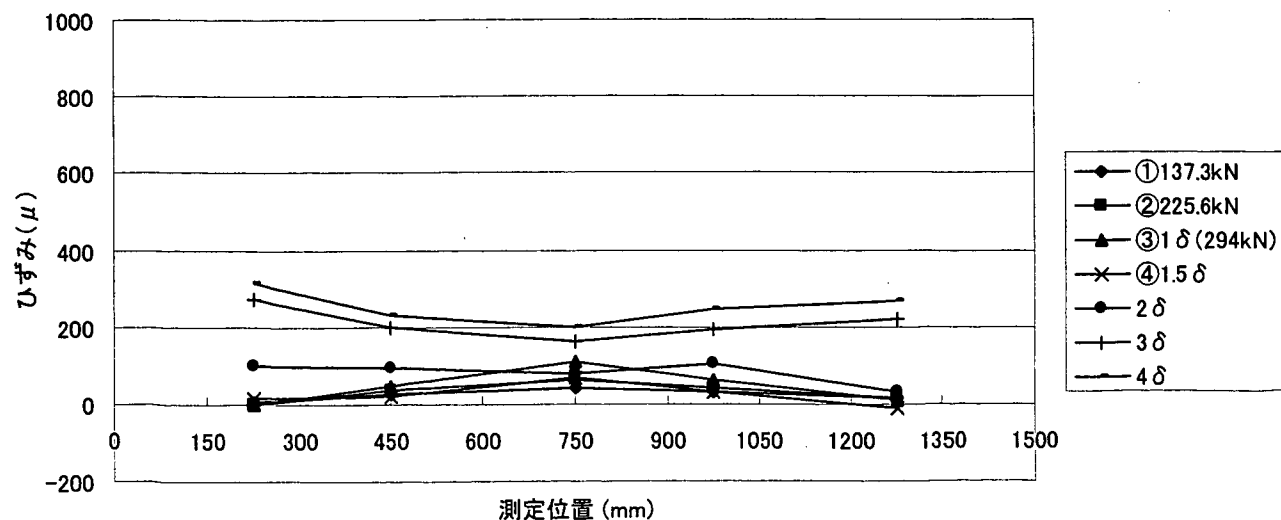


図-参 2.2.5 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case1-2, E-E 断面)

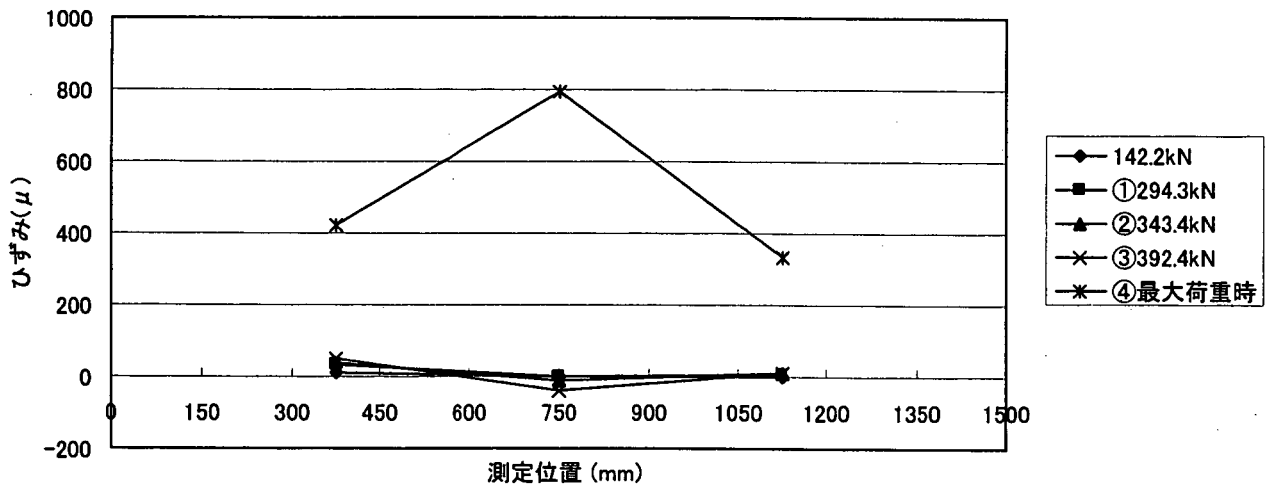
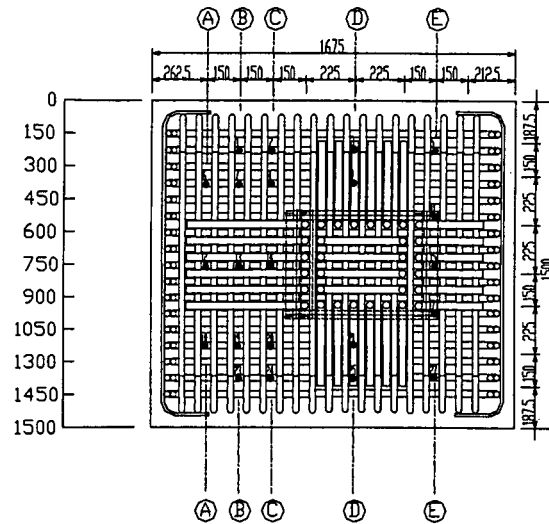


図-参 2.3.1 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case2, A-A 断面)

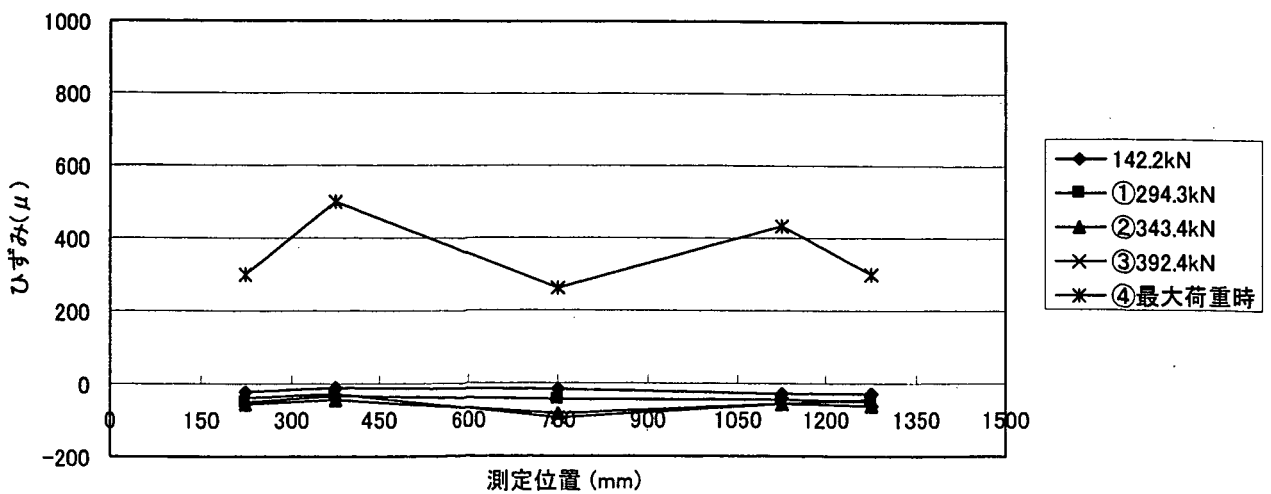


図-参 2.3.2 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case2, B-B 断面)

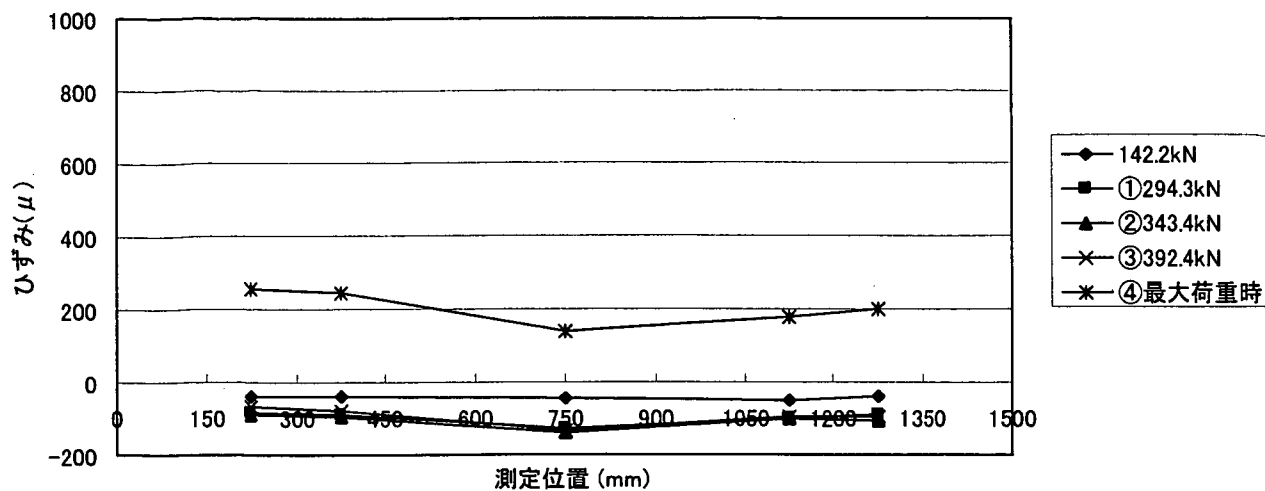


図-参 2.3.3 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case2, C-C 断面)

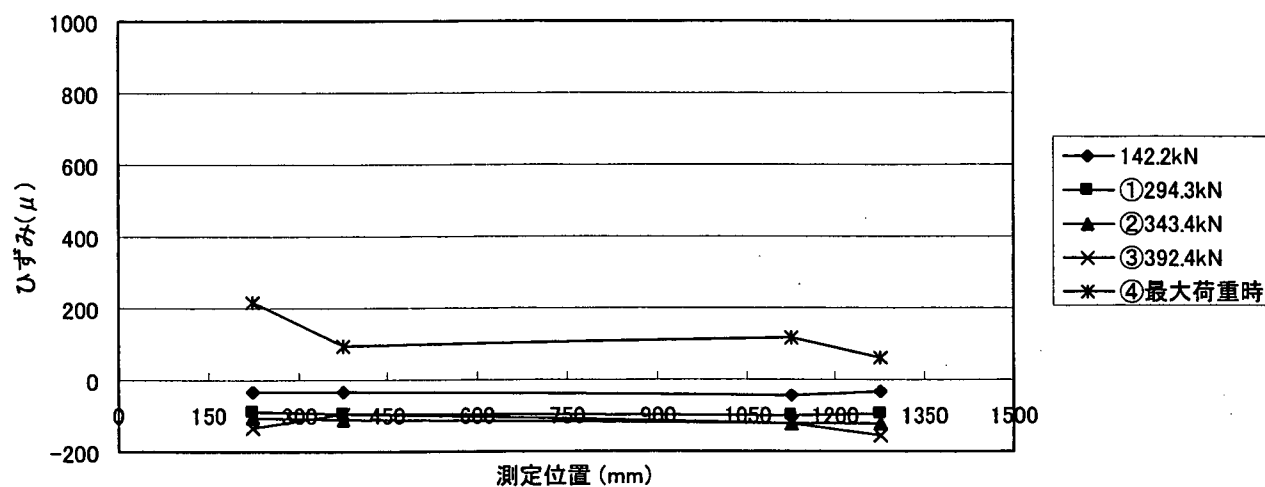


図-参 2.3.4 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case2, D-D 断面)

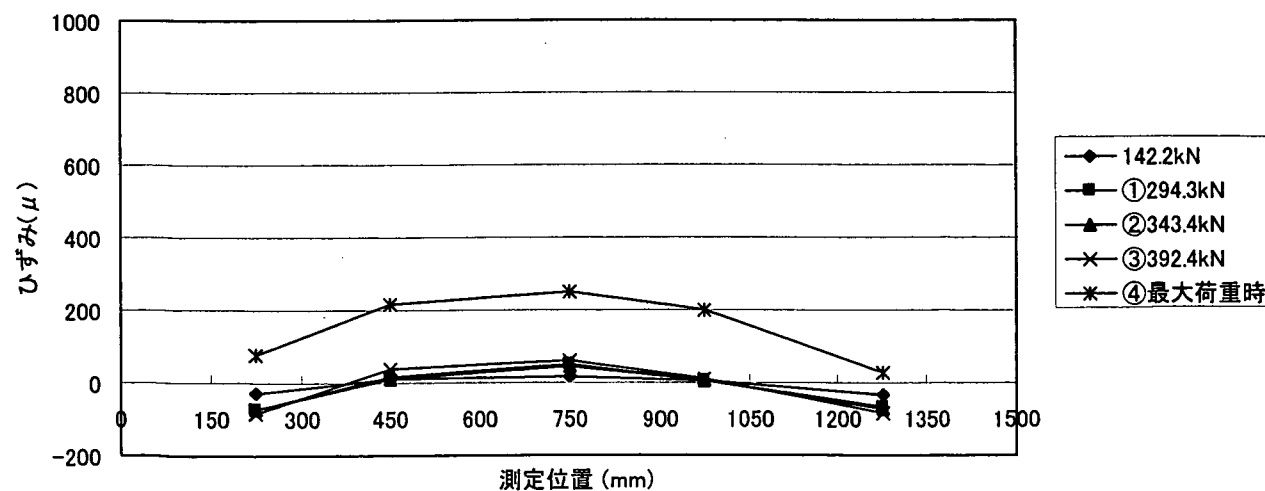


図-参 2.3.5 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case2, E-E 断面)

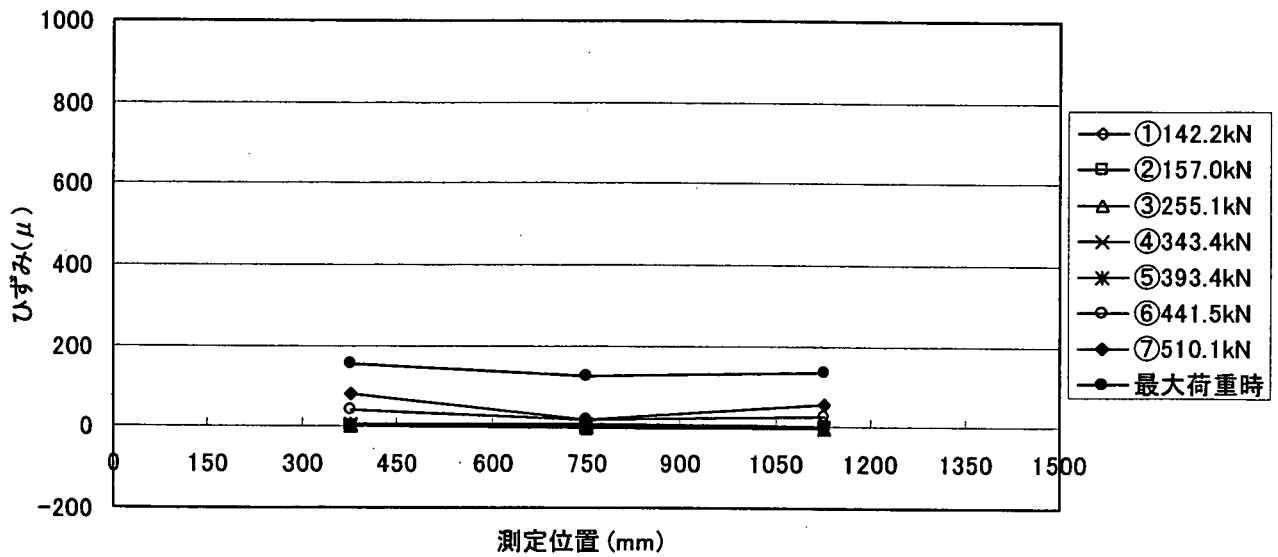
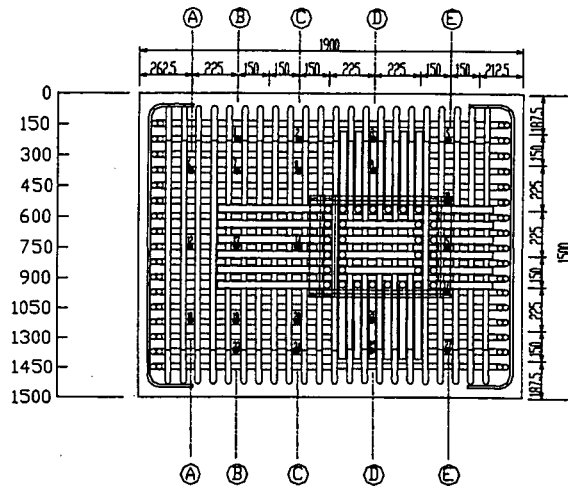


図-参 2.4.1 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case3, A-A 断面)

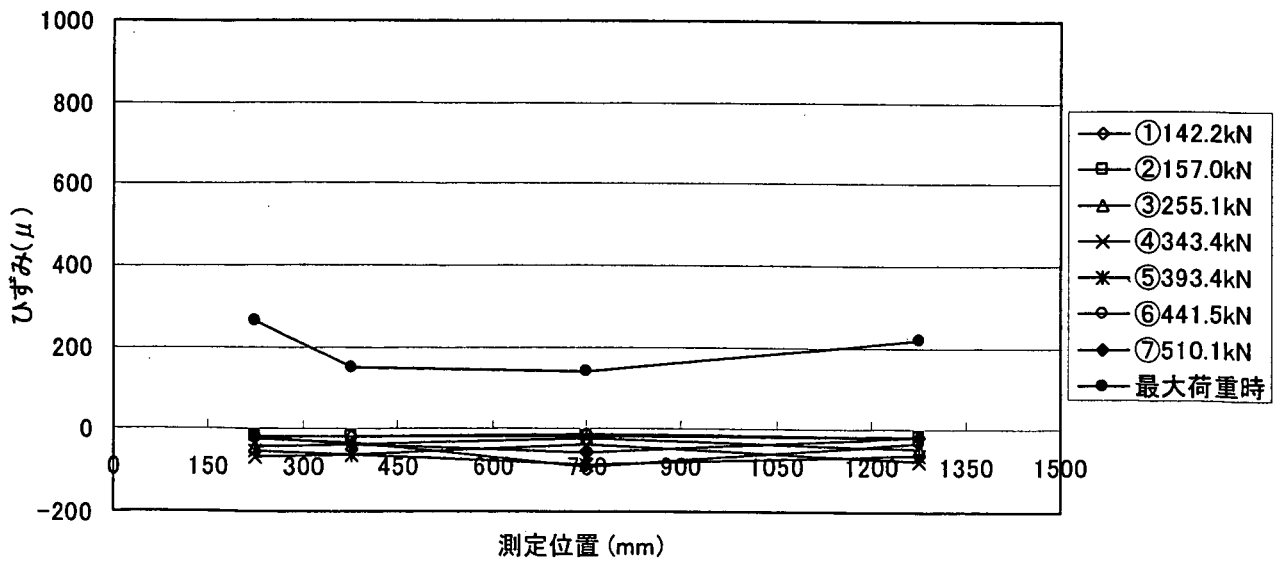


図-参 2.4.2 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case3, B-B 断面)

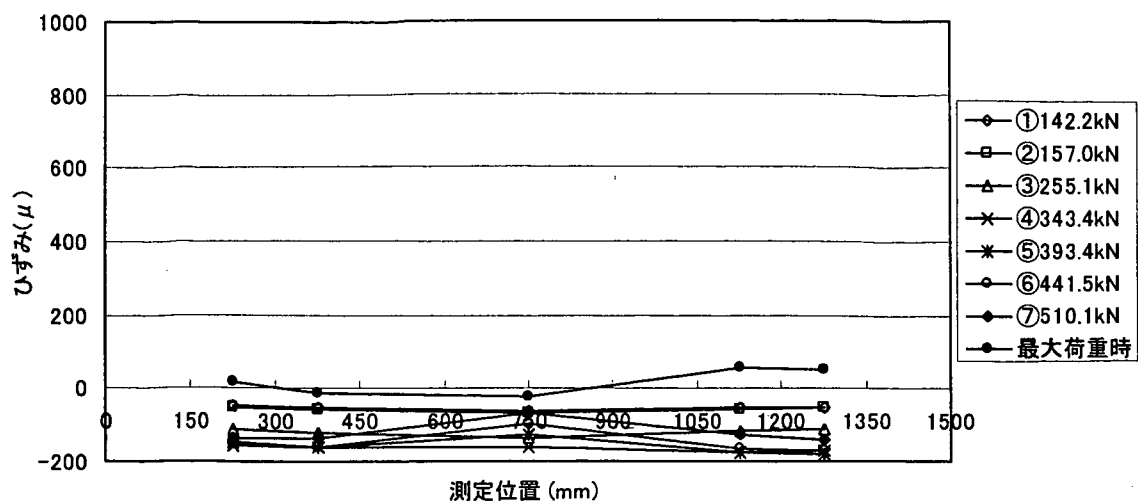


図-参 2.4.3 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case3, C-C 断面)

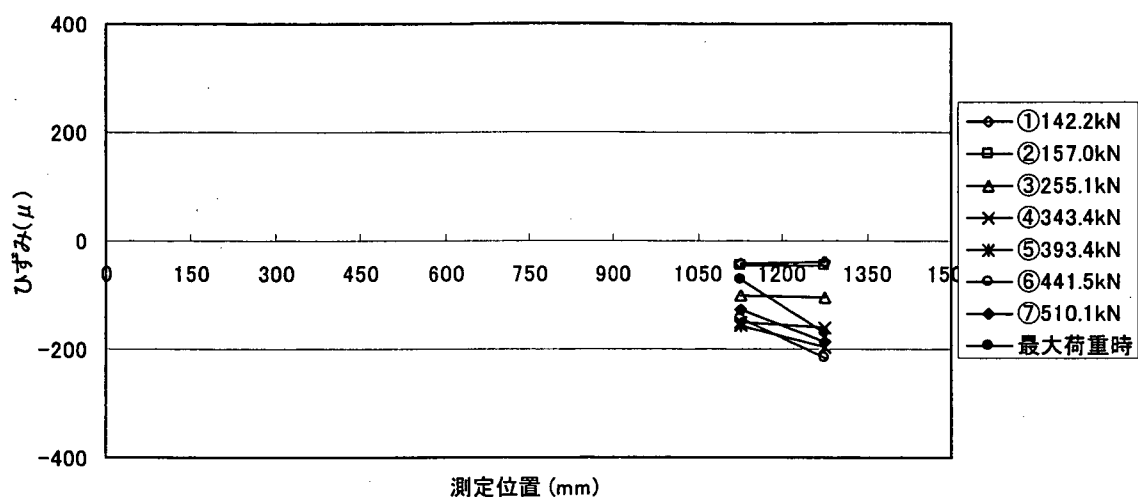


図-参 2.4.4 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case3, D-D 断面)

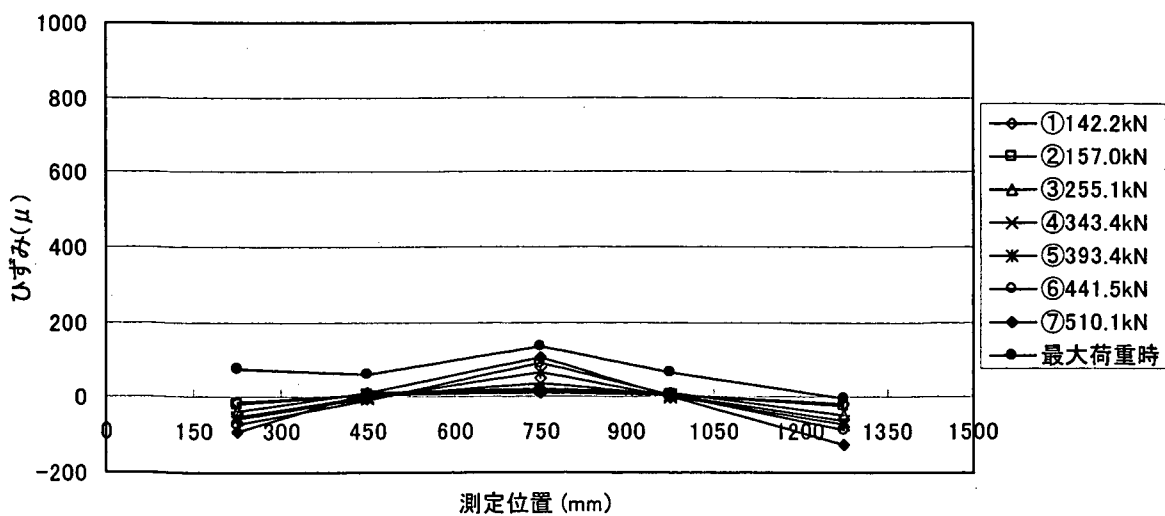
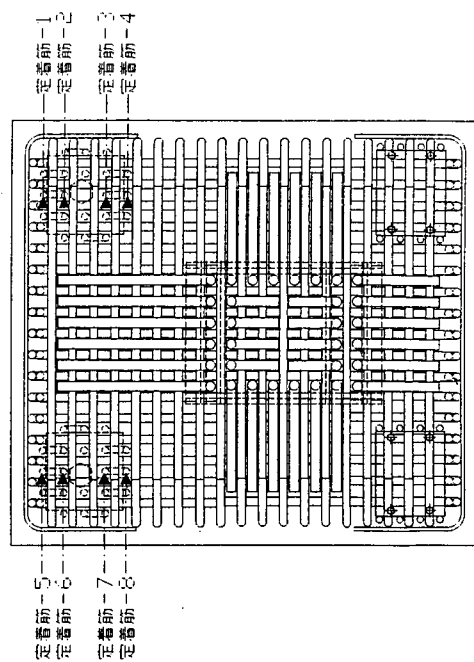


図-参 2.4.5 下面鉄筋のひずみ分布図 (平成 11 年度実験 case3, E-E 断面)

参考資料 3. 平成 11 年度実験における引張側支承定着筋のひずみ分布



图一参 3.1 计测位置

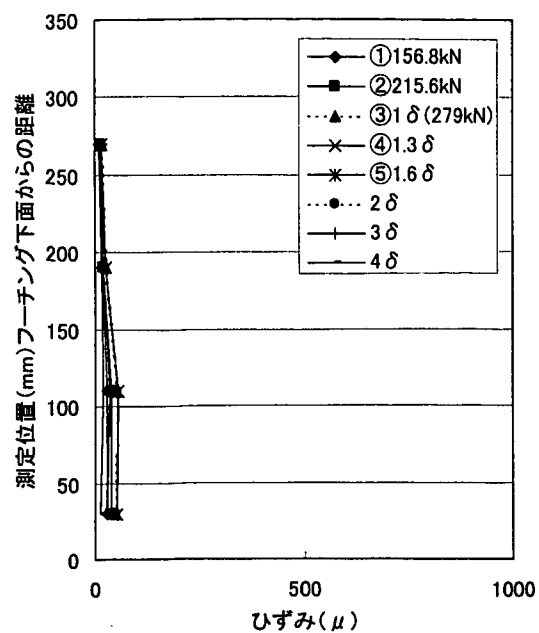


図-参 3.2.1 定着筋-1 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

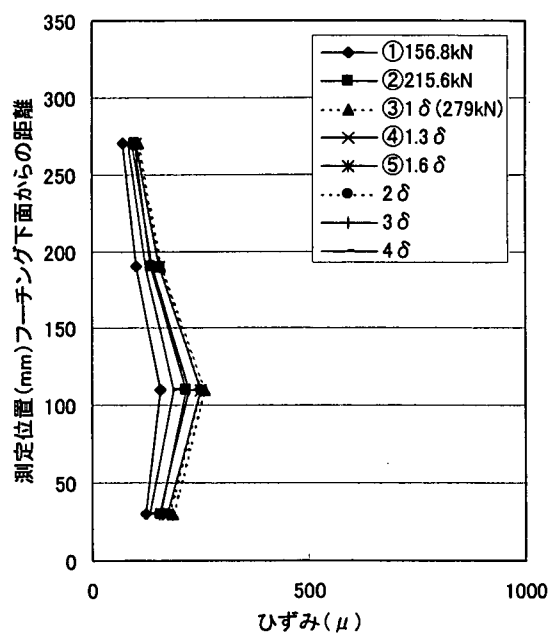


図-参 3.2.2 定着筋-2 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

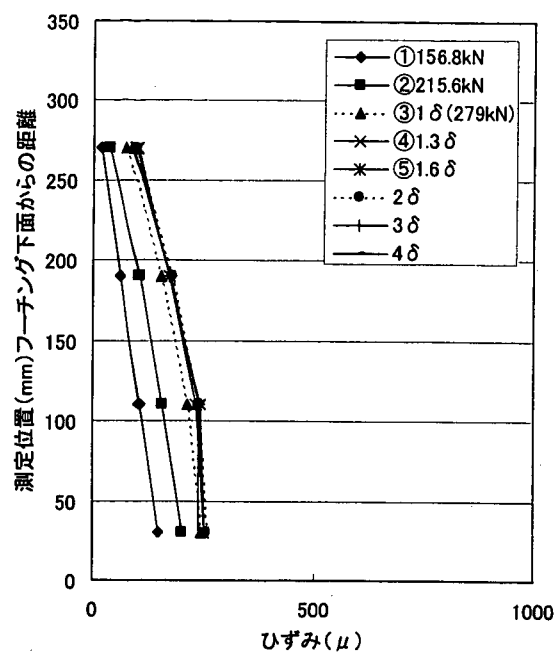


図-参 3.2.3 定着筋-3 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

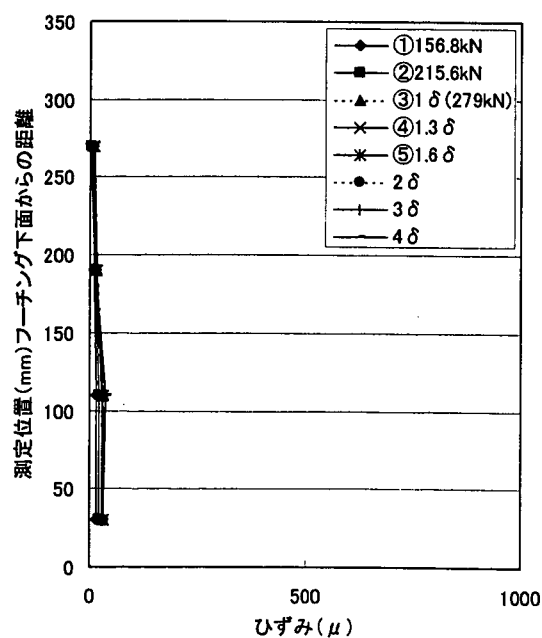


図-参 3.2.4 定着筋-4 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

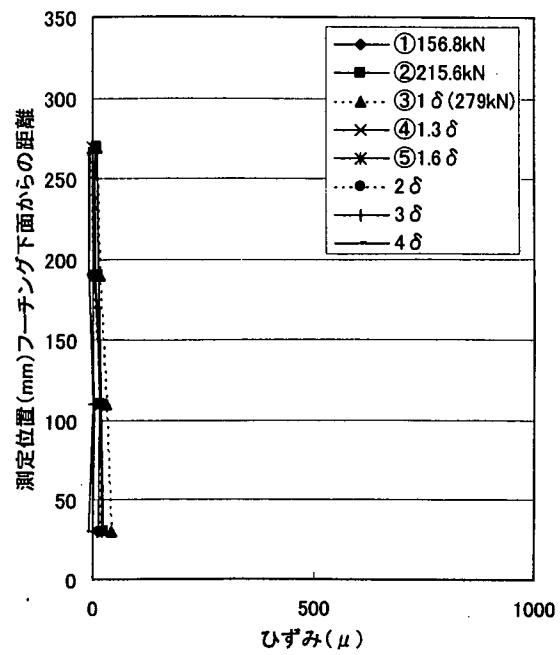


図-参 3.2.5 定着筋-5 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

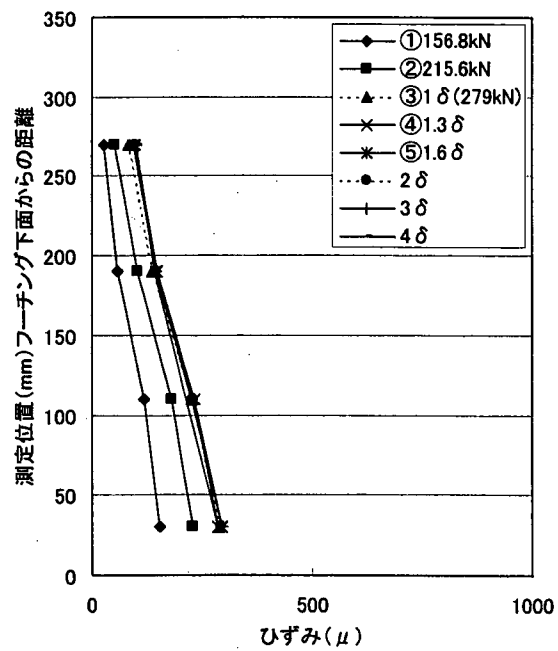


図-参 3.2.6 定着筋-6 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

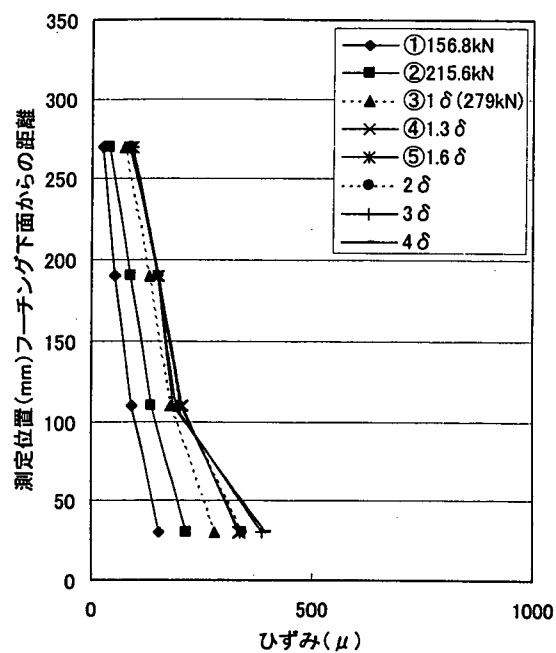


図-参 3.2.7 定着筋-7 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

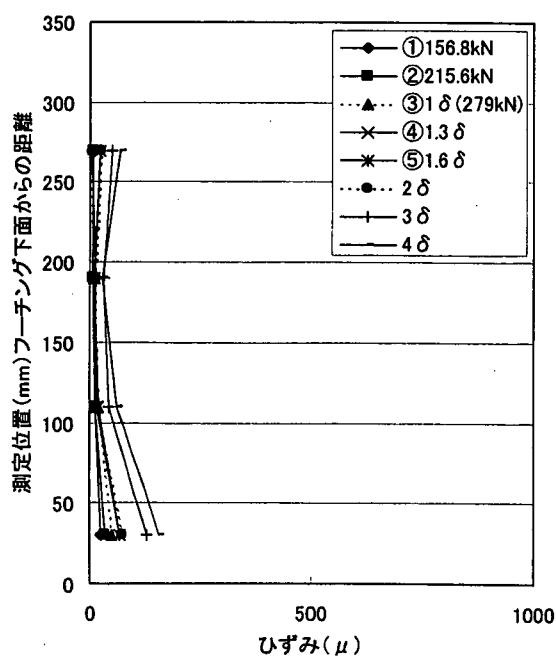


図-参 3.2.8 定着筋-8 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-1)

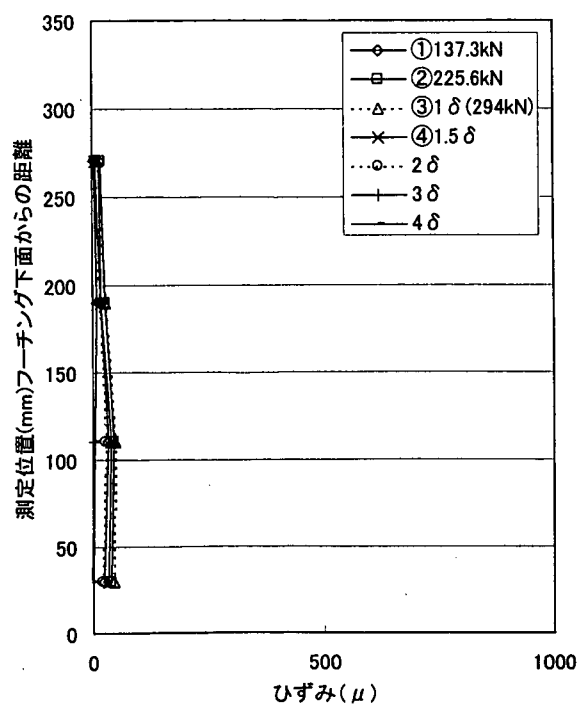


図-参 3.3.1 定着筋-1 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)

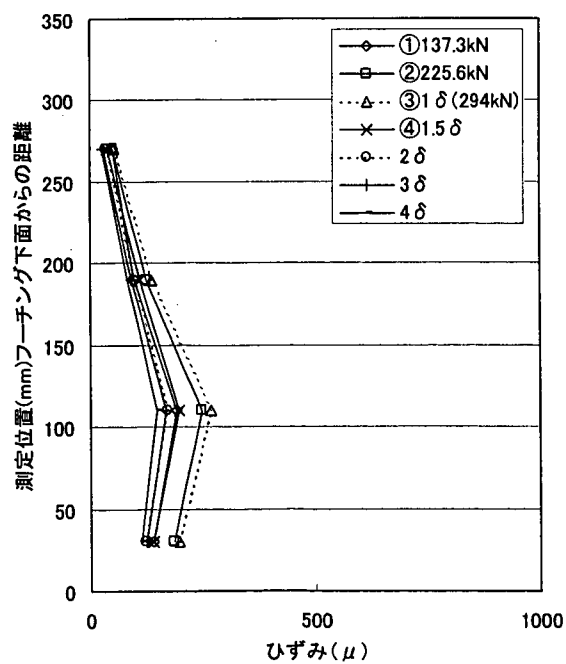


図-参 3.3.2 定着筋-2 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)

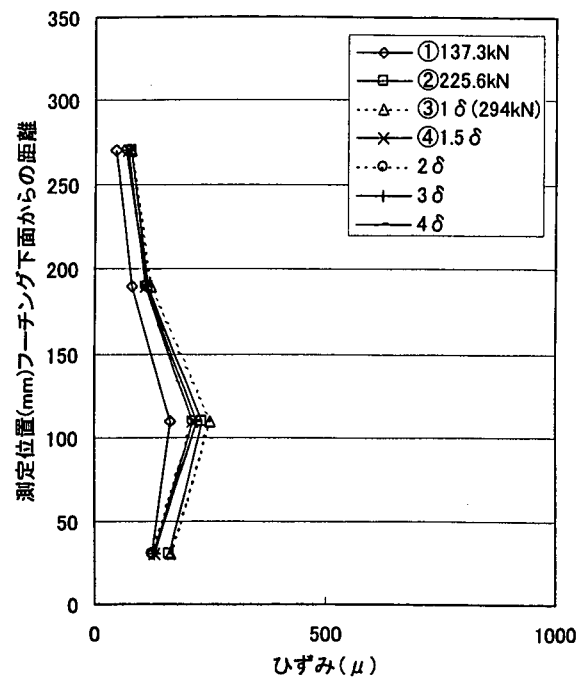


図-参 3.3.3 定着筋-3 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)

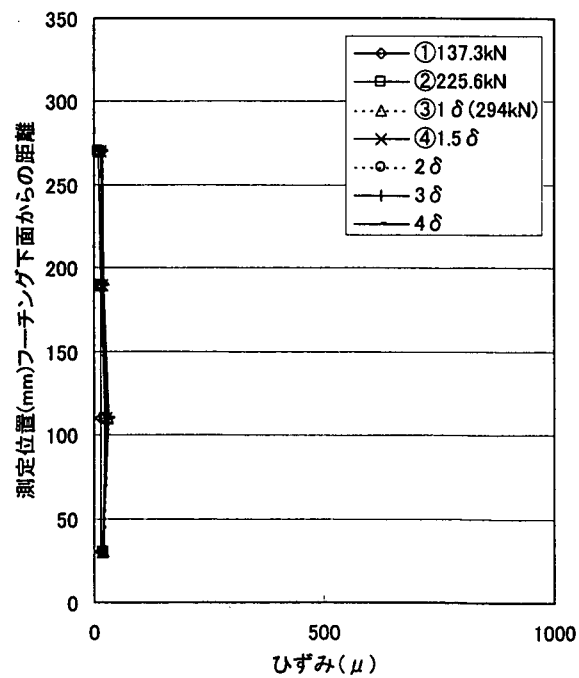
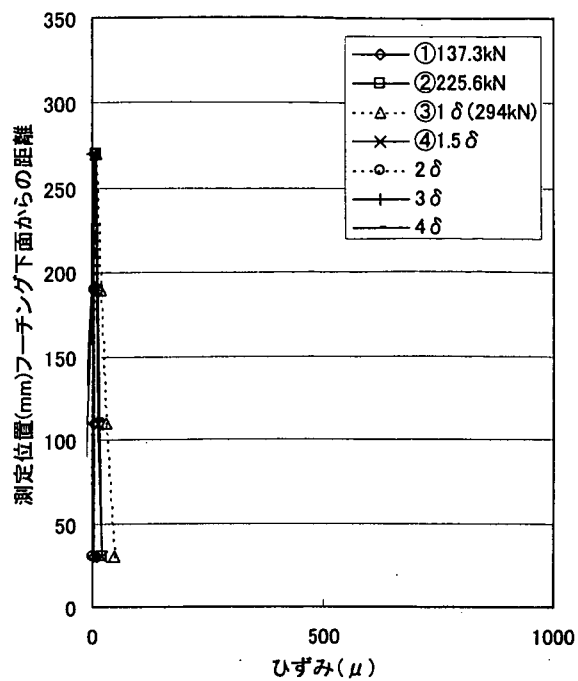
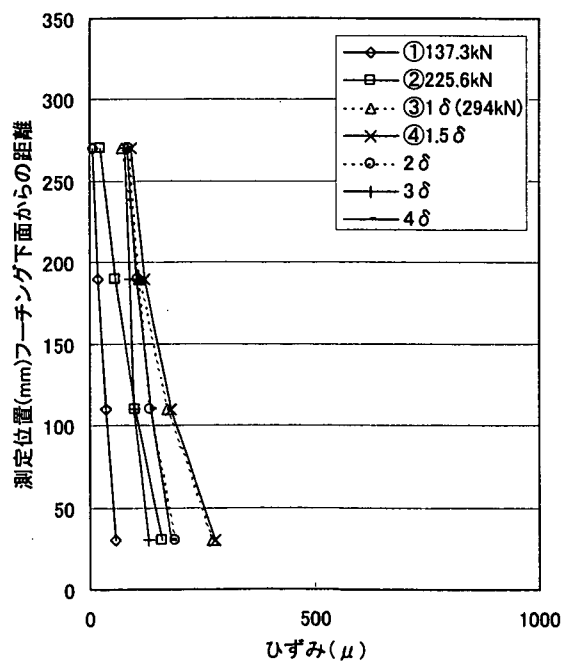


図-参 3.3.4 定着筋-4 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)



図一参 3.3.5 定着筋-5 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)



図一参 3.3.6 定着筋-6 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)

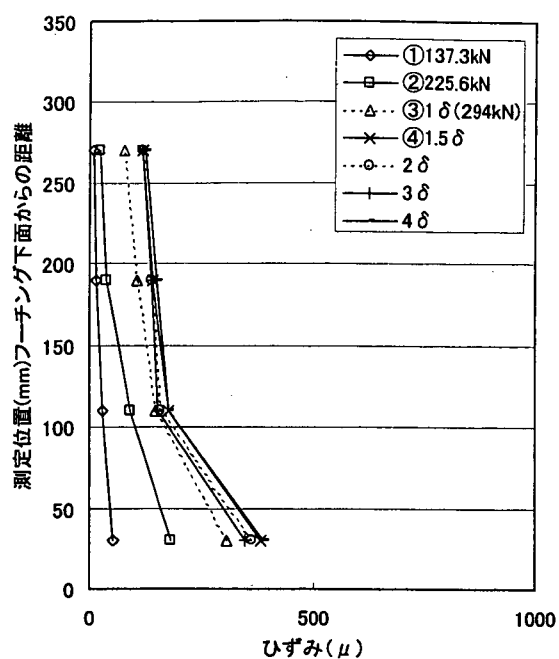


図-参 3.3.7 定着筋-7 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)

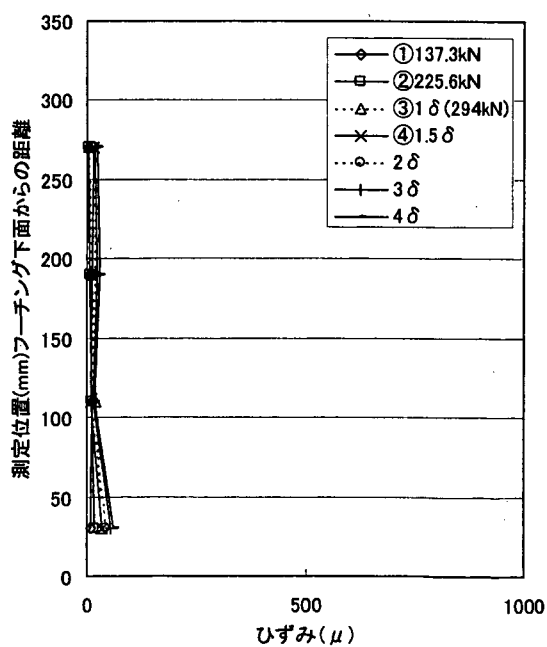


図-参 3.3.8 定着筋-8 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case1-2)

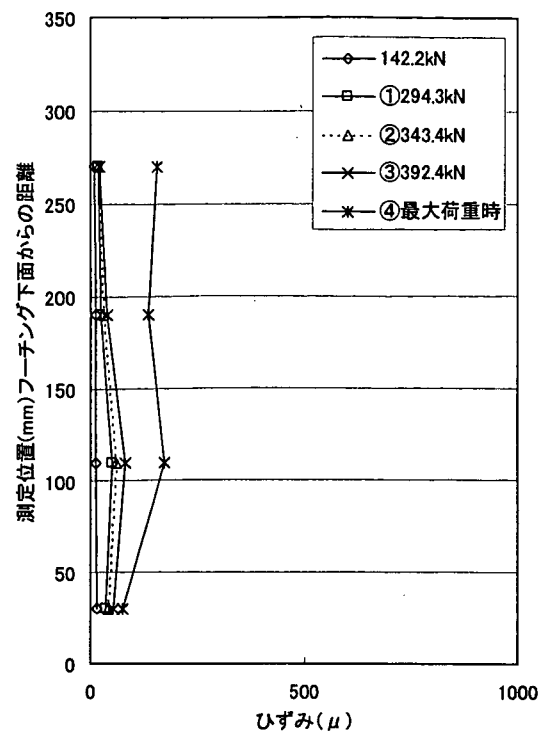


図-参 3.4.1 定着筋-1 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

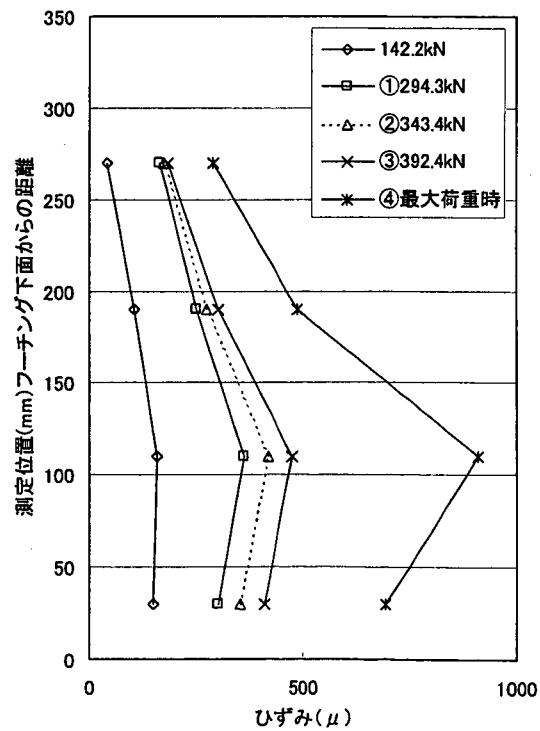


図-参 3.4.2 定着筋-2 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

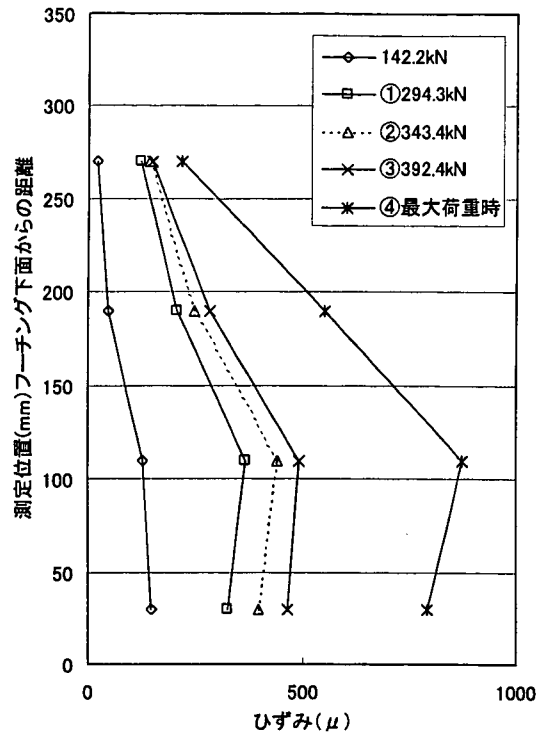


図-参 3.4.3 定着筋-3 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

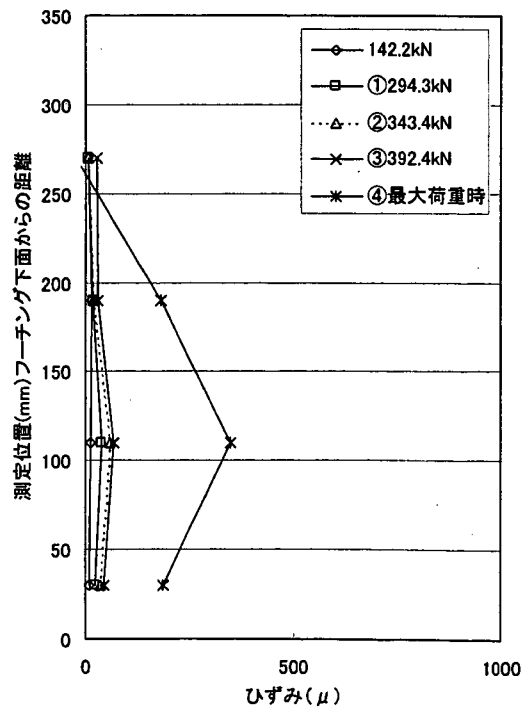


図-参 3.4.4 定着筋-4 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

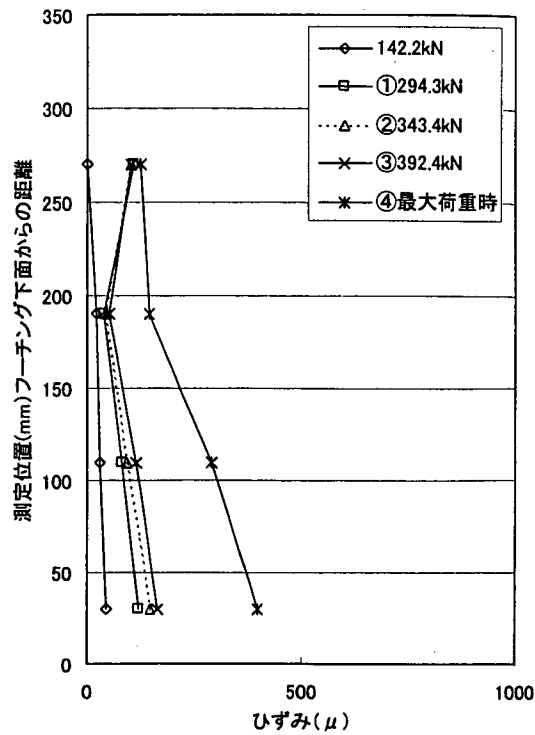


図-参 3.4.5 定着筋-5 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

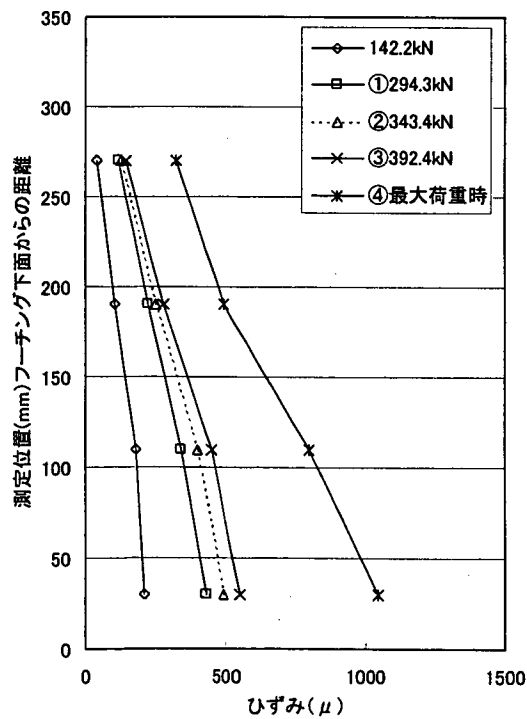


図-参 3.4.6 定着筋-6 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

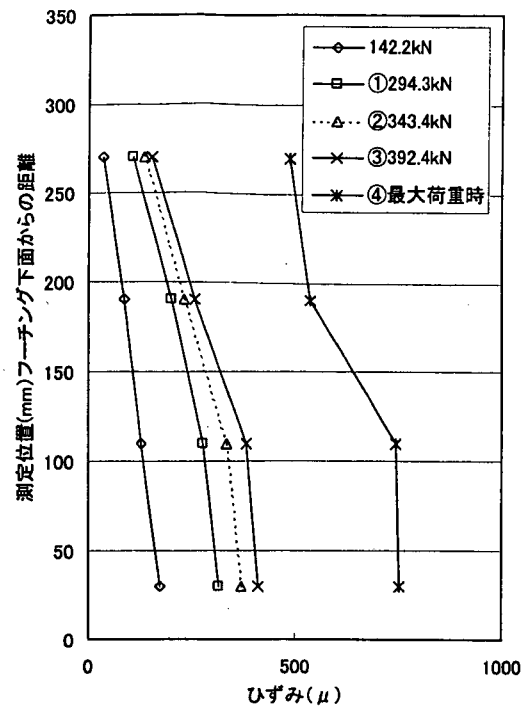


図-参 3.4.7 定着筋-7 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

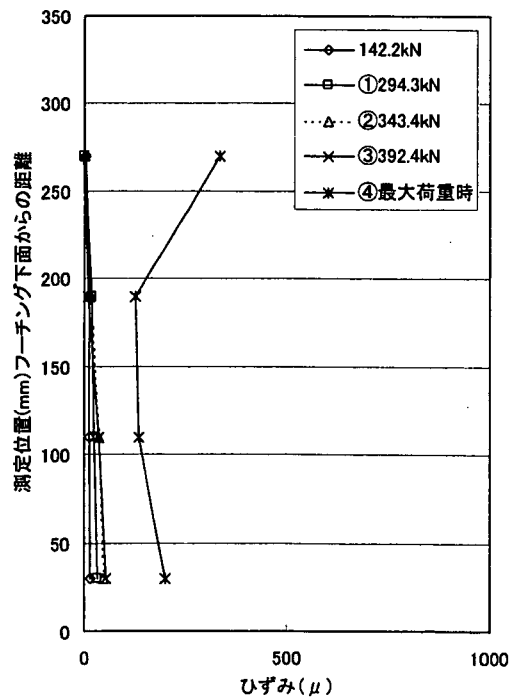


図-参 3.4.8 定着筋-8 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case2)

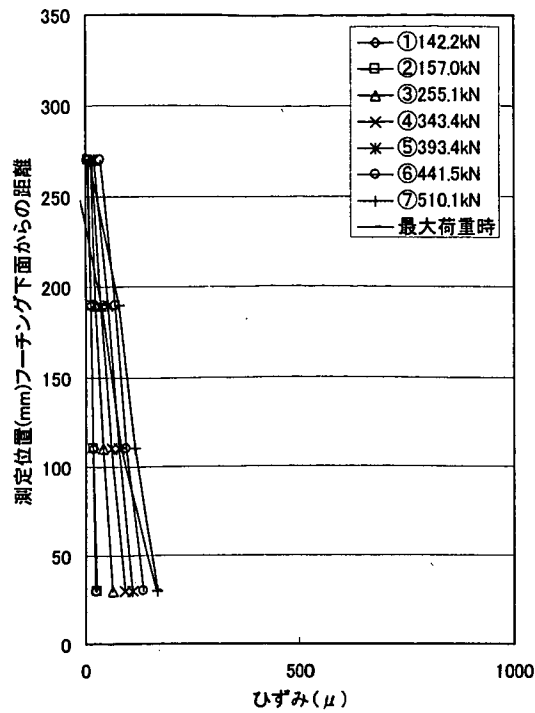


図-参 3.5.1 定着筋-1 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

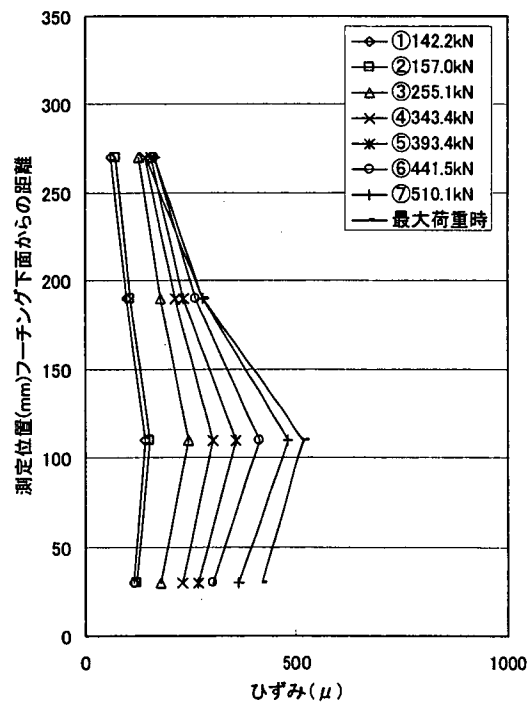


図-参 3.5.2 定着筋-2 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

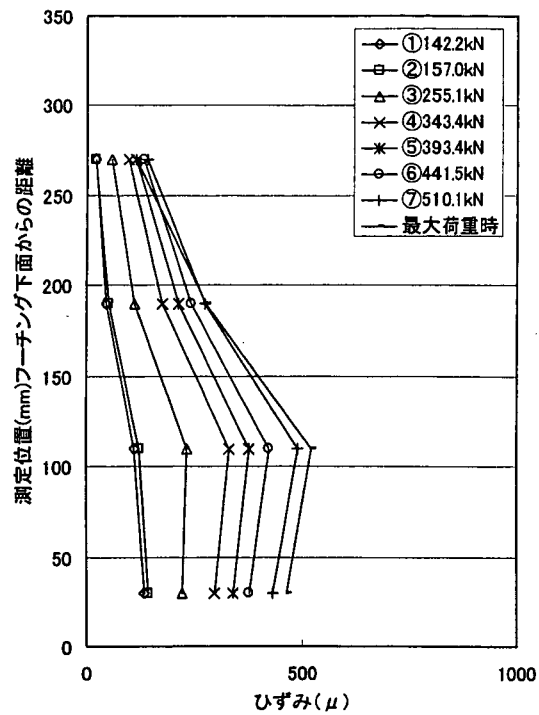


図-参 3.5.3 定着筋-3 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

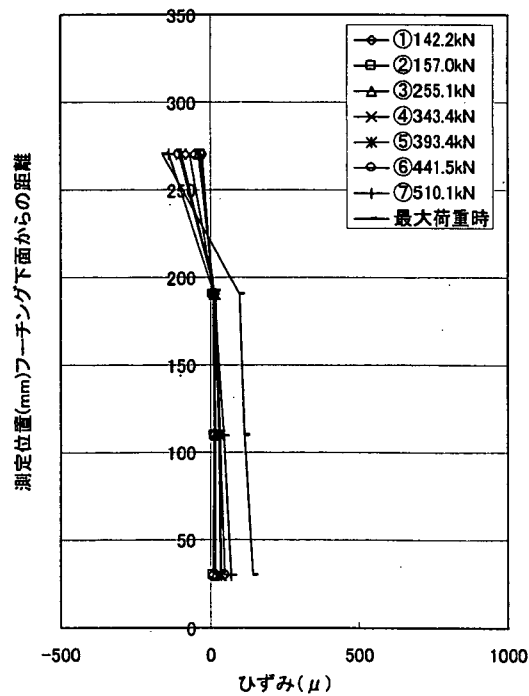


図-参 3.5.4 定着筋-4 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

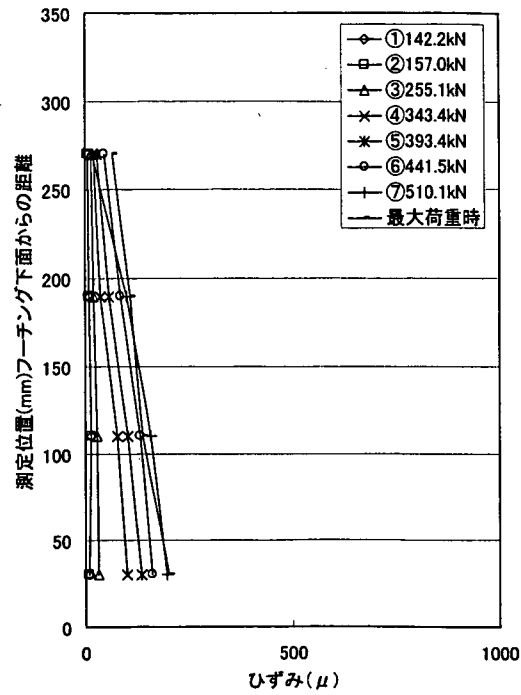


図-参 3.5.5 定着筋-5 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

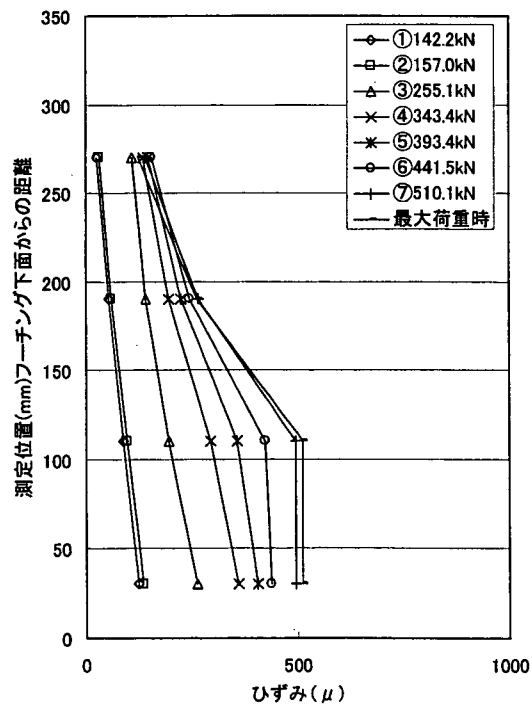


図-参 3.5.6 定着筋-6 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

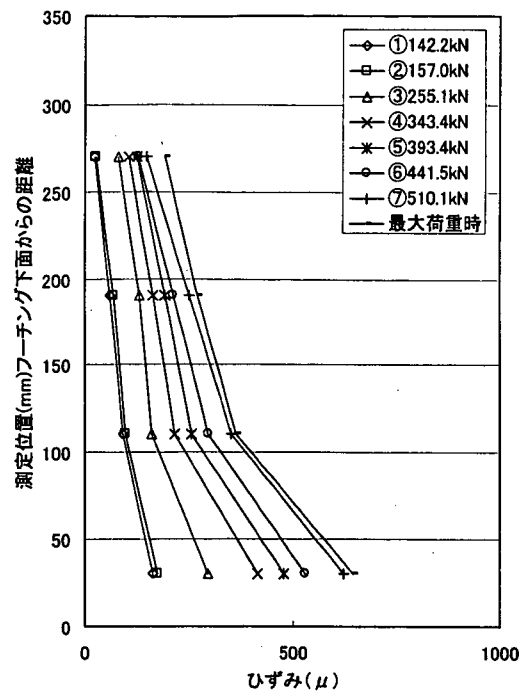


図-参 3.5.7 定着筋-7 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)

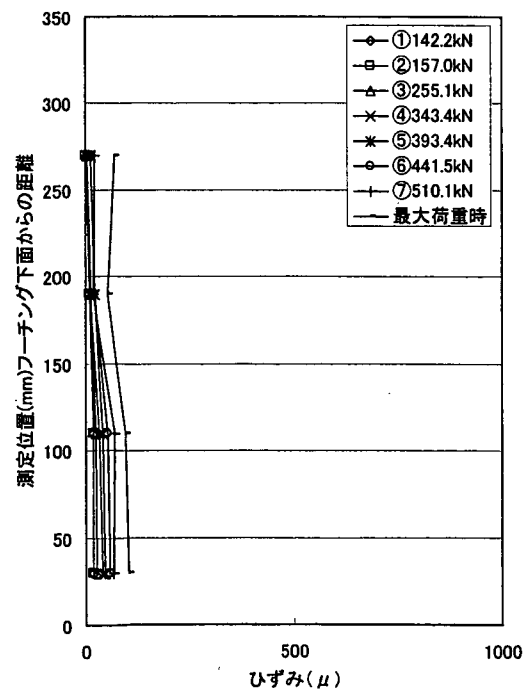


図-参 3.5.8 定着筋-8 のひずみ分布
(平成 11 年度実験 case3)