保 存 用

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3474号
26

土 木 研 究 所 資 料

鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験（その1）

平成9年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
構造橋梁部橋梁研究室

Copyright©(1997) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第3474号1997年3月
26

鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験（その1）

構造橋梁部橋梁研究室　室長　西川和廣
同　主任研究員　村越潤
同　研究員　山本悟司*
同　研究員　上仙靖
同　高橋実
同　交流研究員　中嶋浩之**
同　交流研究員　岡田淳***
同　交流研究員　岩城達思****

要旨

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では，都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈，変形，われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ，地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが，その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた二軸正負交番繰返し載荷実験を行っている。本報告書は，平成7～8年度上半期に行った大型供試体29体の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚，変形性能，じん性，耐力，繰返し載荷実験，角補強，隙間あけ鋼板巻き立て補強，コンクリート充填補強，耐震設計法

＊　現在：建設省近畿地方建設局浪速国道工事事務所
＊＊　交流研究員在職期間（平成7年4月から平成8年3月まで）
＊＊＊　交流研究員在職期間（平成7年10月から平成9年3月まで）
＊＊＊＊　交流研究員在職期間（平成5年4月から平成7年6月まで）

はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等多くの被害が生じた。鋼製橋脚については、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、そのうち矩形断面橋脚２基では倒壊に至っている。

こうした被災状況を踏まえ、平成7年2月に建設省より通知された『兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様』[1)]（以下、復旧仕様と呼ぶ）では、当面の措置として、鋼製橋脚においては中埋めコンクリートを充填する等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が示されている。

しかしながら、鋼製橋脚の大地震時における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等については未解明な部分が多く、これらの特性を明らかにし早急に既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法を確立していく必要がある。

コンクリートを充填した鋼製橋脚については、既に復旧仕様において提案されている地震時保有水平耐力照査法について、実験データの蓄積を図ることにより妥当性の検証を行っていく必要がある。一方、コンクリートを充填する補強方法に関しては、変形性能の向上とともに必然的に耐荷力が増加するため、基礎やアンカー部に負担がかかり、特にアンカー部や基礎の補強の困難な既設橋脚においてはその適用の難しいケースが生じることが指摘されている。したがって、コンクリートを充填せずに、耐力上昇を極力抑え変形性能の向上を主体とした鋼断面の補強方法についても検討していく必要がある。

以上の点を踏まえ、兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の耐力および変形性能の向上策を中心とした各種調査研究を進めているが、その研究の一環として以下の補強が耐力および変形性能に及ぼす影響を評価するために大型供試体を用いた二軸正負交番繰返し載荷実験を行っている。

①矩形断面橋脚

・角部にコーナープレートを溶接または高力ボルトにて取り付ける補強方法

・コンクリートを充填する補強方法

②円形断面橋脚

・母材の鋼板の外側に隙間をあけて鋼板を巻立てる補強方法

・コンクリートを充填する補強方法

本報告書は、これら一連の実験の中から、平成7年度と8年度の上半期に行った29体の鋼製橋脚大型供試体の繰返し載荷実験結果についてとりまとめたものである。

なお、本実験の一部は平成７～８年度に実施された鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究［建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社(平成８年度より)、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会］の一環として行われたものである。

目　次

はじめに
1．鋼製橋脚の被災事例と補強の考え方……1
1.1　鋼製橋脚の被災状況……1
1.2　鋼製橋脚の補強の考え方……1
1.2.1　橋脚の耐震設計に必要な条件……1
1.2.2　提案する補強方法……2

2．実験概要……4
2.1　供試体……4
2.1.1　形状・寸法・諸元……4
2.1.2　材料試験結果……8
2.1.3　製作および溶接条件……8
2.2　載荷方法……9
2.3　計測項目と計測位置……9
2.3.1　荷重……9
2.3.2　供試体の変位……10
2.3.3　供試体のひずみ……10
2.3.4　載荷フレームの変位……10
2.3.5　変形状況……10

3．実験結果……11
3.1　矩形断面……11
3.1.1　実験結果一覧表……11
3.1.2　水平荷重—水平変位関係（ヒステリシスループ）……12
3.1.3　包絡線……12
3.1.4　水平荷重—鉛直変位関係……12
3.1.5　水平変位の鉛直方向分布……12
3.1.6　エネルギー吸収量……12
3.1.7　等価減衰定数……13
3.1.8　ひずみ分布……13
3.1.9　載荷サイクルと供試体の変形状況……13
3.1.10　フランジおよびウェブの面外変位等高線……13
3.1.11　変形状況写真（外面と内面）……13

3.2　円形断面……14
3.2.1　結果一覧表……14
3.2.2　水平荷重—水平変位関係（ヒステリシスループ）……14

3.2.3 包絡線……14
3.2.4 水平荷重—鉛直変位関係……14
3.2.5 水平変位の鉛直方向分布……14
3.2.6 エネルギー吸収量……14
3.2.7 等価減衰定数……14
3.2.8 ひずみ分布……14
3.2.9 載荷サイクルと供試体の変形状況……14
3.2.10 面外変位……15
3.2.11 変形状況写真（外面と内面）……15

4．考察……16
4.1 基本断面……16
4.2 角補強……16
4.3 隙間あけ鋼板巻き立て補強……17

謝辞……18

参考文献……19

図表……21

参考資料……315
1．実験データ……317
2．矩形断面橋脚供試体の角割れ再現実験結果……365
3．研究成果に関する文献……371

1．鋼製橋脚の被災事例と補強の考え方

1.1　鋼製橋脚の被災状況

地震直後に設置された兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会（委員長：岩崎敏男）の調査報告[3]による、鋼製橋脚における被災度の区分と被災度を表-1.1.1および表-1.1.2に示す。対象は、直轄国道（2，43，171，176号）、高速自動車国道（名神、中国）、阪神高速道路（3号神戸線、5号湾岸線）の橋梁であり、鋼製橋脚は355基である。このうち、比較的被災度の高いB以上と判定された橋脚は51基（全数の14%）となっている。

倒壊した鋼製橋脚は2基であり、いずれも矩形断面橋脚である。写真-1.1.1，1.1.2はその状況を示したものであり、補剛板の角溶接部付近に生じた割れにより、4面すべてが板状に折り曲げられている。図-1.1.1，1.1.2に推定された被災メカニズムを示す。本橋脚の場合、設計で想定した以上の地震力の作用を受け、ウェブおよびフランジの局部座屈の進展に伴い角溶接部が縦方向に裂け4面の補剛板がはがれたことが、鉛直方向の支持力を失うきっかけになったものと推定されている。

一方、円形断面橋脚については、倒壊に至った事例はないが、被災度の大きい橋脚の中には、写真-1.1.3，1.1.4に示すように、局部座屈による変形の進展に伴い橋脚が大きく傾斜した事例や、局部座屈に伴う変形の進展により円周方向に破断した事例が報告されている。

その他の被災した橋脚の多くは、橋脚基部や断面変化部において、鋼材の降伏により塗装が剥がれたり、局部座屈により面外方向に変形するといった部分的な損傷を受けているが、倒壊には至っておらず、設計時の想定をはるかに超えた地震力が加わったことを考えると、一定の耐震性能を有していたことを示したものと考えられる。座屈事例を写真-1.1.5～1.1.7に示す。

1.2　鋼製橋脚の補強の考え方

コンクリートを充填した鋼製橋脚の補強効果については、既に復旧仕様にも示されているところであり、ここではコンクリートを充填しない鋼製橋脚について補強の基本的な方向と提案する補強方法について述べる。

1.2.1　橋脚の耐震設計に必要な条件

1.1で述べたように大部分の鋼製橋脚は、設計で想定した以上の地震力の作用に対しても、局部座屈や変形が部分的に生じたものの倒壊に至らず、落橋という最悪の状況を回避するという最小限の機能は果たしたと考えられる。しかしながら、水平地震力により補剛板の角溶接部に割れが生じたり鋼管の提灯座屈による変形の集中が生じると、上載荷重に対する耐力が低下したり、剛性の低下が著しく、履歴吸収エネルギーを期待しにくい場合もある。

鋼製橋脚の終局限界状態については今後も議論を要するところであるが、少なくとも今回のような大きな地震力に対して局部座屈を終局限界とすることは適当とは考えにくい。被災状況を踏まえると、鋼製橋脚として構造面から次の条件を満たしていることが必要と考えられる。

①ぜい性的破壊モードの防止

矩形および円形断面鋼製橋脚について、それぞれ次のような状態になると、上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失い、じん性の乏しいぜい性的な破壊に至るので、このような破壊モード（ここではぜい性的破壊モードと呼ぶ）を避けるような構造とすることが必要である。

(a)矩形断面橋脚

矩形断面を構成する補剛板の角溶接部が縦方向に裂け、補剛板が分離する結果、上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失う状態。

(b)円形断面橋脚

最初に発生した一箇所の局部座屈にその後の変形が集中し、それに伴って橋脚が傾斜したり、変形の進展により円周方向に割れが生じた状態。

ぜい性的破壊モードのイメージを図-1.2.1に示す。

矩形断面の場合には橋脚基部に衝突時の変形防止を目的とした中埋めコンクリートが充填されることが多いが、この場合、充填部において補剛板がすべて外側にはらみ出す変形モードが発生しやすい状態になる（巻末の参考資料 2.参照）。このような状態で角割れが生じ鋼中空断面部分に進展すると上記(a)の状態に至る可能性がある。

鋼製橋脚においてはこれらのぜい性的破壊モードを防ぐことが必要である。逆にこのような状態を防ぐことができれば、耐力を急に失い倒壊に至ることは少ないものと考えられる。

②じん性の向上

鋼製橋脚については、これまでの道路橋示方書[4]において座屈または降伏を終局状態と想定した震度法レベルの設計のみが行われており、鉄筋コンクリート橋脚のように非線形域においてじん性を考慮した設計は行われていなかった。「復旧仕様」に示されるとおり橋全体系の変形性能を向上させるため、震度法による設計に加えて、鋼製橋脚においても所要のじん性を確保できる設計が必要となっている。すなわち、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られる構造とすることが必要である。

③残留変位への配慮、および④基礎、アンカー部に対する配慮

本報告書では触れないが、地震後の復旧工事の難易度や過度にじん性に頼った設計とならないようにするために残留変位の制限や、アンカー部や基礎への負担を考慮しできる限り耐力上昇を抑えた補強方法を提案していく必要がある。

1.2.2 提案する補強方法

矩形断面橋脚の場合、倒壊を免れた橋脚では角部が座屈することなく健全であったことに着目し、角部の補強を考えた。これは補剛板の局部座屈後も、角部が構成する4本柱と座屈した補剛板がブレーシングとして働く安定な構造へ移行することにより、じん性の向上を図ることを期待したものである。

一方、円形断面橋脚では、局部座屈発生後の変形の集中やわれを回避し、変形領域を広げることをねらって、隙間を設けた鋼板巻立てによることとした。これは、局部座屈変形が一定量を超えると外側の鋼板に接触し拘束効果が発揮され、座屈波形を多段化させ変形領域を分散化させることによりじん性の向上を

期待したものである。

図-1.2.2に補強のイメージ図を示す。図-1.2.3,図-1.2.4にそれぞれ矩形断面橋脚と円形断面橋脚の場合の補強効果のイメージを示す。

2．実験概要

2.1 供試体

2.1.1 形状・寸法・諸元

表-2.1.1に供試体断面の一覧表を示す。表-2.1.2(1)～(2)に各供試体の主なパラメータを示す。内訳は矩形断面橋脚供試体20体(供試体No.2～5, 10～14, 17～20, 22～28)、円形断面供試体9体(No.6～9, 15～16, 29～31)である。また、供試体の諸元を表-2.1.3(1)～(2)に示し、矩形断面供試体の形状・寸法を図-2.1.1(1)～(16)に，円形断面供試体の形状・寸法を図-2.1.2(1)～(9)に示す。供試体No.1については実験中に試験機の動作不良があったため、本報告書では載せていない。また、No.21は欠番である。なお、No.2とNo.20は同じ諸元の供試体であるが、実験場所が異なる。補強方法については、1.2で述べた考え方に基づくものである。供試体の種類を以下に示す。

①矩形断面

- 基本供試体(中詰めコンクリートを高さ450mmまで充填した供試体2体を含む)　：６体
- 角部にコーナープレートを溶接にて取り付けた補強供試体(以下、角溶接補強と呼ぶ)　：５体
- 角部にコーナープレートを高力ボルトにて取り付けた補強供試体(以下、角ボルト補強と呼ぶ)：６体
- コンクリート充填した補強供試体(中詰め高さが2,700mmの供試体であり、以下、コンクリート充填補強と呼ぶ)　：２体
- 新たに縦方向補剛材を基本断面の補剛材間に設けた供試体　：１体

②円形断面

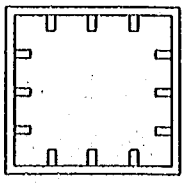
- 基本供試体　：３体
- 隙間をあけて鋼板を巻立てた補強供試体(以下、隙間あけ鋼板巻立て補強と呼ぶ)　：４体
- コンクリート充填補強供試体(中詰め高さが2,700mmの供試体)　：２体

以下に基本供試体、角補強および隙間あけ鋼板巻立て補強供試体について説明する。

（１）基本供試体

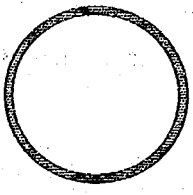
矩形断面については、実構造物における溶接品質の再現性などを考慮してできるだけ大きな断面を与えることとし、実橋脚の1/3程度（900mm×900mm断面）とした。高さは載荷フレームの制約上約3,500mmとした。断面との関係を踏まえると、実橋脚に対して比較的細長比が小さいものとなっている。

矩形断面を構成する補剛板の板厚は9mmまたは10mm、縦方向補剛材の板厚は6mmとし、使用材質はともにSM490とした。供試体基部から900mm間隔で板厚6mmの横リブあるいはダイヤフラムを設置した。補剛板の座屈に対する主要なパラメータについては、公称降伏点に対するR_fを0.51、γ/γ^*を0.91とし、このパラメータを基にして供試体を製作した。なお、これらのパラメータについては、既設鋼製橋脚の構造諸元[5)6)]を参考として決定したため、必ずしも平成6年の道路橋示方書の補剛板の規定を満足していない。



基本断面
(No.2, No.20, No.18, No.19)

円形断面については、鋼管の板厚を9mmまたは16mmとした。使用材質は板厚が9mmの供試体についてSS400、16mmの供試体についてSM490である。板厚が9mmの供試体は、供試体基部から900mm間隔で板厚6mmのダイヤフラムを設置した。



基本供試体
(No.6, No.8, No.29)

（２）角ボルト補強供試体

角ボルト補強供試体は、既設鋼製橋脚の耐震補強を想定したものであり、下図に示すように角部の補強材としてコーナープレートを用いた構造と角部の補強材としてアングル部材を用いた構造とした。角部にコーナープレートを用いた構造については、角部が補強材によって閉断面となり、角部の軸剛性とねじり剛性の増加が期待できる。供試体No.11は、角部の補強材として内側に曲げ加工を施したコーナープレートを用いており、供試体No.25は、このNo.11に更に角部の外側に鋼板を取り付けている。No.11は比較的柔に補強した供試体であり、No.25は比較的剛に補強した供試体である。一方、角部にアングル部材を用いた構造については、角部の軸剛性の増加が期待できる構造であり、供試体No.5,No.12は、角部の補強材としてアングル材を内側に取り付けており、構造上、補剛板とアングル材の間にフィラープレートを挟み込んでいる。No.12は比較的柔に補強した供試体であり、No.5は比較的剛に補強した供試体である。

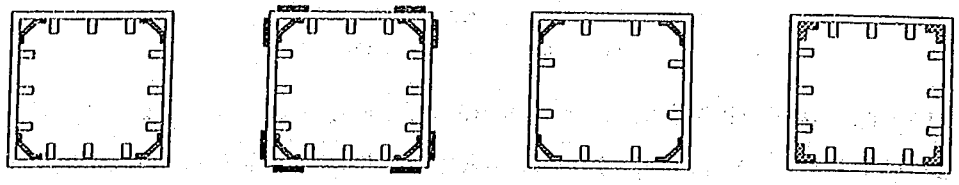
供試体No.28は、基本供試体No.2およびNo.20と比較して幅厚比を大きくした断面の供試体M8(首都高速道路公団にて実施）に対して、角部にコーナープレートを用いて補強した構造である。

角ボルト補強に用いる補強材(コーナープレートやアングル部材および外側の鋼板)については、横リブ位置およびダイヤフラム位置に置いて断続する構造とし、呼び径22mmのトルシア形高力ボルトにより接合した。No.5とNo.12ではアングル材と角溶接の内面すみ肉溶接との干渉を回避するために、アングル材と補剛板との間にフィラープレートを挟んだ。

このように角部にコーナープレートなどの補強材をトルシア形高力ボルトによって接合する補強方法は、矩形断面内部での補強作業の容易さを配慮し、横リブ位置とダイヤフラム位置において補強材を断続させた構造であり、溶接を一切用いず高力ボルトによって補強材を接合する補強方法である。なお、接合にト

ルシア形高力ボルトを使用したのは、美観などへの配慮から補強に伴う橋脚外面への突出量やその範囲を極力少なくするためである。

補強高さはいずれの供試体も、座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーできると考えられる供試体基部から2番目のダイヤフラムの高さである1,800mmまでとした。



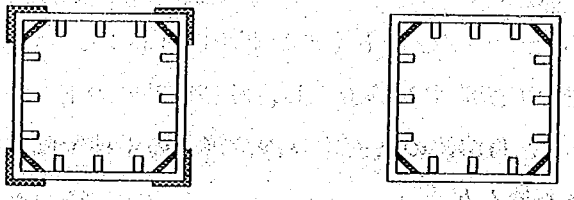
コーナプレートを用いた場合 (No. 11)　コーナプレートと鋼板を用いた場合 (No. 25)　コーナプレートを用いた場合 (No. 28)　アングル部材を用いた場合 (No. 5, No. 12)

ボルトによる角補強断面イメージ図

（3）角溶接補強

角溶接補強は新設鋼製橋脚の耐震設計を想定したものであり、下図に示すように角部にコーナープレートを用いて補強した構造である。これは、コーナープレートを用いた角ボルト補強と同じように、角部の軸剛性とねじり剛性の増加が期待できる構造である。検討した供試体は、角部の外側に鋼板をアングル状に形成した補強部材をすみ肉溶接し、内側には角部と隣接する縦補剛材間にコーナープレートをすみ肉溶接した供試体(No. 4)と、角部の内側に角部と隣接する縦補剛材間にコーナープレートをすみ肉溶接した供試体(No. 10, No. 22, No. 23, No. 24)である。No. 10が比較的柔に補強した供試体であり、No. 22, No. 23, No. 24が比較的剛に補強した供試体である。

No. 4の角部の外側のアングル相当部材については、補強材高さ1,800mmの全長を連続した一部材で補強することとし、すみ肉溶接により補剛板の角部に接合し、アングル相当部材と供試体基部のベースプレートとはすみ肉溶接により接合した。角部の内側コーナープレートについては、横リブ位置とダイヤフラム位置において断続する部材とし、コーナープレートと横リブまたはダイヤフラム間は、すみ肉溶接により接合することにより、一体化を図った構造とした。コーナープレートの補強高さについても、外側のアングル相当部材と同様に、座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーできると考えられる供試体基部から2番目のダイヤフラムの高さである1,800mmまでとした。

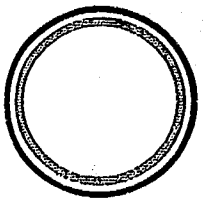


アングル相当部材とコーナプレートを用いた場合 (No. 4)　コーナプレートを用いた場合 (No. 10, No. 22, No. 23, No. 24)

溶接による角補強断面イメージ図

（4）隙間あけ鋼板巻立て補強

隙間あけ鋼板巻立て補強供試体は、既設鋼製橋脚の耐震補強および新設鋼製橋脚の耐震設計を想定したものであり、下図に示すように鋼管の外側に隙間をあけて鋼板を巻立てる構造である。巻立て鋼板の高さは、座屈が発生する部分を十分にカバーできると考えられる600mmまでとした。また、巻立て鋼板は、ベースプレートおよび母材の鋼管とは接合されていないが、鋼管と外側巻立て鋼板との隙間を確保するために、その間にくさび形のゴムを挿入した。

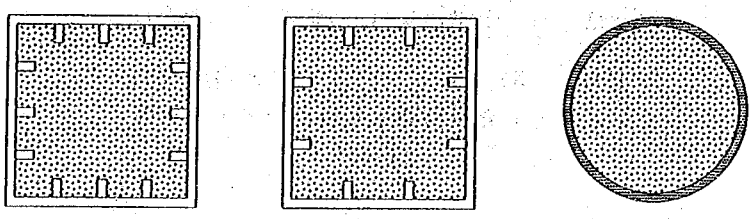


(No. 7, No. 9, No. 15, No. 31)

隙間あけ鋼板巻立て補強断面イメージ図

（5）コンクリート充填補強供試体

コンクリート充填補強供試体No. 26, No. 27, No. 16, No. 30は、既設鋼製橋脚の耐震補強および新設鋼製橋脚の耐震設計を想定したものであり、供試体内部に「復旧仕様」[1]に従って基部から所要の高さまでコンクリートを中詰めした構造である。更に、No. 26は角部の補剛板の溶接サイズを大きくしたものである。No. 27は、供試体M8(首都高速道路公団が実験を実施）に対してコンクリート充填したものである。

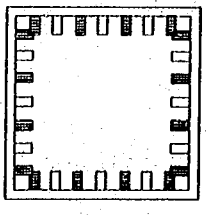


(No. 26)　(No. 27)　(No. 16, No. 30)

コンクリート充填補強断面イメージ図

（6）縦リブ補強供試体

矩形断面供試体No. 3において新たに追加した縦方向補剛材（補強材）については、実構造物の補強における施工性を考慮し、横リブ位置とダイヤフラム位置で追加した補強材を断続させ、すみ肉溶接により横リブおよびダイヤフラムに接合した。



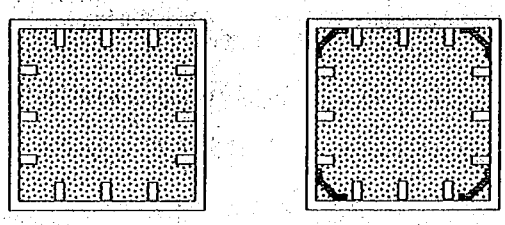
(No. 3)

縦リブ補強断面イメージ図

（7）コンクリートを中詰めした供試体

矩形断面供試体No. 13, No. 14, No. 17は、いわゆるコンクリート充填柱ではなく、車両が衝突した際に橋脚の変形を防ぐためにコンクリートが橋脚基部に中詰めされた橋脚を想定したものであり、供試体基部から高さ450mm（ダイヤフラム高さの1/2）までコンクリートを充填した供試体である。コンクリート充填部分においては、角部を構成するウェブ・フランジはともに外側にはらみ出すように変形し、変形状態によっては溶接部が縦方向に割れの発生しやすいモードとなる。この変形が中詰めコンクリートの部分と鋼断面部の境界部に生じる場合は、割れが鋼断面部に伝播し、鉛直方向の耐力を失い、ぜい性的破壊モードに至る可能性がある。本供試体は、そのような条件を再現させることを意図した供試体である。

なお、供試体No. 13とNo. 17は同じ諸元の供試体であり、異なる点はコンクリートと鋼材との境界面の付着の処理である。No. 13はコンクリート充填柱と同様な方法によりコンクリートを充填した供試体である。これに対してNo. 17は、コンクリートの充填前に供試体内面にグリースを塗布している。これは、当初の供試体No. 13では、比較的境界面が付着しており膨らみモード（参考資料2参照）にならなかったため、No. 17では、実験脚での供用後の乾燥収縮による境界面のはく離を想定し、意図的に境界面の付着を切ったものである。



(No. 13, No. 17)　　(No. 14)

コンクリートを中詰めした断面のイメージ図

2.1.2　材料試験結果

供試体テストパネル部の各鋼部材の材料試験の結果とコンクリートの材料試験結果を表-2.1.4(1)～(3)に示す。

2.1.3　製作および溶接条件

角部の溶接にあたっては、外側については開先を取り、内側については開先は取っていない。供試体製作上のすべての溶接はCO_2半自動溶接によって行った。

供試体の上ベースプレートから頂部まで(3,151mm)の橋脚本体部の間は熱処理等によるひずみ取りは行っていない。

2.2 載荷方法

載荷実験は建設省土木研究所構造力学実験施設にある載荷フレームとA社（新日本製鐵㈱鉄鋼研究所）所有の載荷フレームを使用して行った。載荷フレームをそれぞれ写真-2.2.1，2.2.2に示し、載荷フレームの形状寸法をそれぞれ図-2.2.1，2.2.2に示す。載荷装置の能力を表-2.1.5，表-2.1.6に示す。また供試体の設置状況を写真-2.2.3と写真-2.2.4に示す。

載荷は、まず供試体に既設橋脚の死荷重に相当する軸力Nを載荷した後、その軸力を一定に保持した状態で、図-2.2.3に示すように水平変位制御による水平繰返し漸増載荷を行った。軸力Nは、鋼材の公称降伏点を用いて計算した公称降伏軸力の15%を基本とした。繰返しの基本水平変位δ_{yo}は次式で与えられる。

$$\delta_{yo} = \frac{P_{yN} h^3}{3EI} \qquad \cdots (2.2.1)$$

$$P_{yN} = \left(\delta_{yN} - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h} \qquad \cdots (2.2.2)$$

ここで、P_{yN}は公称降伏水平荷重(kgf)、hは供試体基部の上ベースプレートから水平荷重載荷点までの載荷高さ(cm)、EIは曲げ剛性(kgf･cm²)、σ_{yN}は鋼材の公称降伏応力であり、SS400では2400kgf/cm²、SM490では3200kgf/cm²である。また、Nは軸力(kgf)、Aは供試体の断面積(cm²)、Zは断面係数(cm³)である。

実験は、先ず、2.3.2に述べる供試体の補正後水平変位DLTが$+1\delta_{yo}$に達するように補正前変位DCを制御しながら載荷し、次に同様に補正後水平変位DLTが$-1\delta_{yo}$に達するように補正前変位DCを制御しながら漸増載荷した。１回目の正側の漸増載荷の補正後水平変位DLTを$(DLT)_{n=+1}$とし、１回目の正側の漸増載荷の補正前水平変位DCを$(DC)_{n=+1}$すると、$+1\delta_{yo} = (DLT)_{n=+1} > (DC)_{n=+1}$となる。２回目以降（３回目、４回目・・・）の漸増載荷の場合には、制御時間を短縮させるために１回目の載荷方法は行わずに、１回目の漸増載荷の時の変位DCを基準にとり、補正前変位DCが2倍（3倍、4倍・・・）となるようにして載荷した。なお、修正後の各δ_{yo}については、本報告書の図中では便宜上$n\,\delta_y$と表記している。

水平変位の載荷は、約0.2mm/secの速度で行った。載荷実験は水平荷重が公称降伏水平荷重P_{yN}以下に低下するまで行った。

2.3 計測項目と計測位置

以下に示す2.3.1～2.3.4の計測項目の計測間隔は、ヒステリシスループ１ループ（１回の交番載荷によって得られるループ）につき約40点を基準とした。計測は、水平変位の載荷速度をゼロにしてから行った。停止時間は測定チャンネルが約150チャンネルで10秒程度であった。

2.3.1 荷重

軸力載荷用ジャッキおよび水平力載荷用アクチュエータの荷重は、それぞれ容量が300tonfのロードセ

ル（A社では容量が200tonfのロードセル）により計測した。水平荷重載荷時の鉛直荷重のばらつきは±2tonf程度である。

2.3.2 供試体の変位

供試体の変位計取付位置を図-2.3.1, 図-2.3.2に示す。変位計は載荷フレームとは別に、床上に設置したスタンドに固定した。変位量は、変位計（ひずみゲージ式一般変位計、ワイヤ巻取り式変位計）により計測した。供試体が水平力を受けると供試体基部（ベース部）に回転と水平力方向の変位が生じる。供試体頂部における水平変位を把握するためには、基部の回転量と水平方向の変位量について補正する必要があるので、供試体基部の鉛直方向変位についても計測した。水平荷重載荷位置における供試体の補正後水平変位DLTは、基部の回転量と水平移動量を補正することにより次式により与えられる（図-2.3.3参照）。

$$DT = DC - \frac{DS1 + DS2}{2} - \frac{(DR1 - DR2)}{L} HM \qquad \cdots (2.3.1)$$

$$DLT = \frac{HL}{HM} DT \qquad \cdots (2.3.2)$$

ここで、DTは供試体天端の水平変位計測点の補正変位である。

2.3.3 供試体のひずみ

供試体のひずみ量はひずみゲージ（ゲージ長5mmの弾性ゲージと塑性ゲージ）を添付して計測した。矩形断面供試体のひずみゲージ貼付位置を図-2.3.4(1)～(9)に示し、円形断面供試体のひずみゲージ貼付位置を図-2.3.5(1)～(6)に示す。

2.3.4 載荷フレームの変位

土木研究所の実験では、供試体載荷フレームの変位量を変位計（ひずみゲージ式一般変位計、パイ型変位計）により計測した。載荷フレーム変位計取付位置を図-2.3.6に示す。

2.3.5 変形状況

矩形断面供試体の面外変形量を定規により計測した。図-2.3.7に面外変位の測定位置を示し、写真-2.3.1に面外変位の測定状況を示す。

円形断面供試体の面外変形量を形取りゲージにより計測した。図-2.3.8に面外変形の測定位置を示し、写真-2.3.2に面外変位の測定状況を示す。また、面外変形を目視により用紙に観察記録し、写真撮影を行った。計測、記録、写真撮影は、水平変位が$\pm n\,\delta_{y0}$に達したときに載荷を一旦停止して行った。

3．実験結果

3.1 矩形断面

3.1.1 実験結果一覧

表-3.1.1に実験結果一覧を示す。

表中の降伏変位δ_{yEN}は、以下のように実験より得られる水平荷重－変位関係（正側載荷の包絡線）の初期勾配と降伏荷重P_{yM}を用いて求めた。まず、材料試験結果の下降伏点を用いて式(2.2.2)により、降伏荷重P_{yM}を求める。荷重－変位の実験結果（正側載荷の包絡線）において、基本的に荷重がP_{yM}の約20～40%の値のときに計測された少なくとも5点以上の荷重－変位データの割線勾配を最小二乗法によって求めたものを実験初期勾配とし、P_{yN}をこの実験初期勾配で除算した値をδ_{yEN}とした。実験初期勾配を求める際に荷重の範囲をP_{yM}の約20～40%としたのは、荷重が低いと荷重が低いことによる誤差を含みやすいこと、逆に荷重が高いと変位量が座屈等の幾何学的非線形の影響を受けやすいことを考慮したものである。また、初期勾配の計算には、基本的に＋1δ_{y0}載荷時までのデータを用いた。なお、δ_{yEN}は2.2で述べたδ_{y0}とは異なる。

理論初期勾配は、式(2.2.1)を用いて求めたP_{yM}を式(2.2.2)を用いて求めたδ_{y0}で除算したものであり、原点を通る直線である。

塑性率μを評価する場合、正規化するための降伏水平変位δ_yの設定が重要となる。

降伏水平変位δ_yを算定する場合の重要な要素として、①水平荷重 変位関係における初期勾配（初期剛性）と②材料降伏点σ_yの２つがあげられ、今回の実験結果によればそれぞれ理論値（公称値）と実験値の間に差があり、設定にあたっては次の点に留意する必要がある。

①初期勾配について

初期勾配については曲げ剛性を考慮した理論値よりも実験値の方が傾きが大きくなる傾向にあり、実験値を基本に塑性率を求めると安全側の評価となってしまう可能性がある。

②材料降伏点σ_yについて

材料降伏点の公称値と実験値の間には、今回の矩形断面供試体（鋼種SM490）を例にすると17～30%程度の差が見られる。

部材の座屈強度の評価においては、材料降伏点σ_yによる実験データの正規化が妥当であることがわかっている。

図-3.1.1(a),(b)は今回の矩形断面の基本供試体(No.20)を対象として、同一の鋼種・寸法諸元を有し、材料降伏点σ_yのみが異なる２供試体について、正負交番載荷時を想定したFEM解析を試行的に行い、結果を比較したものである。荷重軸側について、正規化された両者の最大耐力はほぼ一致しており、材料降伏点（実験値）を基本とした正規化が概ね妥当であることがわかる。

一方、変位軸側については、材料降伏点により正規化すると最大耐力以降の変形性能に大きな差が見られ、このような変形が進行した状態では幾何学的非線形性の影響も大きくなると考えられ、材料降伏点（実験値）を正規化のためのパラメータとして用いることは適当とは言い難い。

降伏水平変位δ_yの与え方としては、初期勾配と材料降伏点の組み合わせにより図-3.1.1(c)に示す４ケ

ースが考えられ、適用の際にはそれぞれ用途に応じて選択されれば良いと考えられる。このうち塑性率が最も過小評価されるのは、材料降伏点(実験値)と初期勾配(実験値)より求められる降伏水平変位δ_{yEM}により正規化する場合である。

本研究では、実務に供することを踏まえ、変形性能についていたずらに安全側の評価をねらうことを避け現実的な値を与えることとした。ここでは降伏水平変位としてδ_{yEN}、すなわち初期勾配として実験勾配を、材料降伏点として上述の解析結果を参考に公称値を用いることとした。

3.1.2 水平荷重－水平変位関係（ヒステリシスループ）

図-3.1.2(1)～3.1.2(20)に荷重と載荷点における水平変位の関係(ヒステリシスループ)を示す。

3.1.3 包絡線

図-3.1.3(1)～3.1.3(20)に図-3.1.2のヒステリシスループに対する包絡線を正側載荷、負側載荷それぞれ区分して示す。

3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係

図-3.1.4(1)～3.1.4(20)に水平荷重と鉛直変位との関係を示す。

3.1.5 水平変位の鉛直方向分布

図-3.1.5(1)～3.1.5(20)に各δ_{yo}時の水平変位の鉛直方向分布を示す。水平変位が各δ_{yo}に到達したときの水平変位の鉛直方向分布とする。

3.1.6 エネルギー吸収量

図-3.1.6(1)～3.1.6(20)に各サイクルにおける正側と負側の水平変位の平均値（平均水平変位と呼ぶ）とエネルギー吸収量の関係を示す。エネルギー吸収量は次のとおり算出した。

１サイクルの吸収エネルギーは、ヒステリシスループと変位軸とで囲まれる面積で表すことができ、図-3.1.7(a), (b)の斜線部分のようになる。これを図-3.1.7(c)のように台形積分により求めた。

１サイクルの始点・終点（水平変位が0mmの点）において変位やひずみ等を計測するようにしたが、計測誤差によって正確に始点・終点において計測できていないのが一般的である。そこで、各サイクルでの吸収エネルギーをそれぞれ正確に計算するため、水平変位が0mmである点（１サイクルの始点・終点）の水平荷重の値を把握するために内挿により１サイクルの始点・終点を求めることとした。１サイクルでのエネルギー吸収量ΔWは次式によって求められる。

$$\Delta W = \frac{1}{2}\left\{\sum_{i=1}^{n-1}(h_{i+1}+h_i)\cdot(d_{i+1}-d_i)\right\} + \frac{1}{2}\left\{(h_1+h_s)\cdot(d_1-d_s)+(h_e+h_n)(d_e-d_n)\right\} \quad \cdots (3.1.1)$$

ここで、h_i、d_iはそれぞれ計測した水平荷重および載荷点真変位であり、nは１サイクル内に含まれ

る計測数（図-3.1.7(c)の四角形で表した点の数）、sは内挿により求めた１サイクルの始点（同図のs点）、eは同様に求めた１サイクルの終点（同図のe点）を表す。任意のサイクルのe点とその次のサイクルのs点は同一の点である。

3.1.7 等価減衰定数

図-3.1.8(1)～(20)に各サイクルにおける平均水平変位と等価減衰定数h_eの関係を示す。

ここで、等価減衰定数h_eは次式で与えられる。

$$h_e = \frac{1}{2\pi}\frac{\Delta W}{W} \qquad \cdots(3.1.2)$$

ここに、Wは図-3.1.9に示される三角形OACと三角形OBDの面積の和で表されるエネルギーである。但し、この２つの三角形は以下のとおりとした。１サイクルのループにおいて絶対変位が最大となるＡ点とＢ点の水平荷重の平均を求め、この平均水平荷重の値に対して載荷点変位軸に平行な直線Ｌを描く。点Ａと点Ｂから直線Ｌに下ろした垂線の足をそれぞれ点Ｃ、点Ｄとし、点Ａと点Ｂとを結んだ線分と直線Ｌとの交点を点Ｏとした。参考として図-3.1.9におけるＡ点とＢ点を結んだ直線の勾配は等価剛性に相当する。

3.1.8 ひずみ分布

図-3.1.10(1)～(20)に代表的な荷重ステップ（降伏時、最大荷重時）における供試体基部から450mm(ダイヤフラムの高さの1/2)の位置におけるひずみ分布を示す。降伏時におけるひずみとは、水平荷重がP_{yM}に到達した時に計測したひずみの値であり、最大荷重時におけるひずみとは、水平荷重がP_uに到達した時に計測したひずみの値である。

3.1.9 載荷サイクルと供試体の変形状況

図-3.1.11(1)～(16)に最大荷重を超えた点および実験終了時付近における供試体の外面と内面の変形状況の目視観察記録を示す。なお、変形状況は、ヒステリシスループにおける変位折返し点（水平変位が$+n\,\delta_{yo}$に到達した点）において計測したものである。

3.1.10 フランジおよびウェブの面外変位等高線

図-3.1.12(1)～(16)に降伏時を超えた点、最大荷重時を超えた点および実験終了時付近の各段階における供試体のフランジおよびウェブの面外変位計測結果を等高線分布として示す。なお、面外変位は、ヒステリシスループにおける変位折返し点（水平変位が$+n\,\delta_{yo}$に到達した点）において、定規により0.5mm単位で計測したものである。

3.1.11 変形状況写真（外面と内面）

写真-3.1.1(1)～(20)に最大荷重を超えた点および実験終了時付近の供試体の外面の状況、および実験終了時の内面の変形状況の写真を示す。なお、ここに示す実験終了時以外の写真は、ヒステリシスループにおける変位折返し点（水平変位が$+n\,\delta_{yo}$に到達した点）において撮影したものである。

3.2 円形断面

3.2.1 実験結果一覧

表-3.2.1に実験結果一覧を示す。実験結果のまとめ方は3.1矩形断面と同じである。

3.2.2 水平荷重－水平変位関係（ヒステリシスループ）

図-3.2.1(1)～3.2.1(9)に荷重と載荷点における水平変位の関係(ヒステリシスループ)を示す。

3.2.3 包絡線

図-3.2.2(1)～3.2.2(9)に図-3.2.1のヒステリシスループに対する包絡線を正側載荷、負側載荷それぞれ区分して示す。

3.2.4 水平荷重－鉛直変位関係

図-3.2.3(1)～3.2.3(9)に水平荷重と鉛直変位との関係を示す。

3.2.5 水平変位の鉛直方向分布

図-3.2.4(1)～3.2.4(9)に各δ_{y_0}時の水平変位の鉛直方向分布を示す。

3.2.6 エネルギー吸収量

図-3.2.5(1)～3.2.5(9)に各サイクルにおける正側と負側の水平変位の平均値（平均水平変位）とエネルギー吸収量の関係を示す。エネルギー吸収量は3.1矩形断面と同じ方法により算出した。

3.2.7 等価減衰定数

図-3.2.6(1)～(9)に各サイクルにおける平均水平変位と等価減衰定数h_eの関係を示す。

3.2.8 ひずみ分布

図-3.2.7(1)～(5)に代表的な荷重ステップ（降伏時、最大荷重時）における供試体基部から450mm(ダイヤフラムの高さの1/2)の位置におけるひずみ分布を示す。降伏時におけるひずみとは、水平荷重がP_{yM}に到達した時に計測したひずみの値であり、最大荷重時におけるひずみとは、水平荷重がP_uに到達した時に計測したひずみの値である。

3.2.9 載荷サイクルと供試体の変形状況

図-3.2.8(1)～(9)に最大荷重を超えた点および実験終了時付近における供試体の外面と内面の変形状況の目視観察記録を示す。なお、変形状況は、ヒステリシスループにおける変位折返し点（水平変位が＋$n\delta_{y_0}$に到達した点）において計測したものである。

3.2.10 面外変位

図-3.2.9(1)～(7)に降伏時を超えた点、最大荷重時を超えた点および実験終了時付近の各段階における供試体の面外変位計測結果を示す。なお、面外変位は、ヒステリシスループにおける変位折返し点（水平変位が$+n\,\delta_{y_0}$に到達した点）において計測したものである。

3.2.11 変形状況写真（外面と内面）

写真-3.2.1(1)～(9)に最大荷重を超えた点および実験終了時付近の供試体の外面の状況、および実験終了時の内面の変形状況の写真を示す。なお、ここに示す実験終了時以外の写真は、ヒステリシスループにおける変位折返し点（水平変位が$+n\,\delta_{y_0}$に到達した点）において撮影したものである。

4．考察

4.1 基本断面

基本断面供試体を対象として、最大耐力付近と最大耐力を超えた位置での耐力比較を行ったものを 表-4.1.1に、各供試体のヒステリシス曲線と包絡線を図-4.1.1に示す。図(b)より、片振り載荷(No.19)と繰り返し回数１回(No.20)では、最大耐力までの挙動はほとんど変わらないことがわかる。しかしながら最大耐力以降については、下り勾配の大きさは繰り返し回数1回の方がきつくなっており、繰り返し回数が耐力低下に及ぼす影響が大きい傾向にある。また、供試体No.18は、基本供試体No.20と比較して軸力比の影響(図(c)、(d)参照)により最大耐力が低下している。

4.2 角補強

図-4.2.1、図-4.2.2に角ボルト補強供試体および角溶接補強供試体のヒステリシスループを示す。図中の破線はそれぞれの供試体の補強していない基本断面の包絡線を表している。図-4.2.3、図-4.2.4に両者の包絡線を示す。ここでは参考値として供試体No.20をプロットしている（注：No.4、No.5の基本供試体はNo.2、No.28の基本供試体はM8である）。

角ボルト補強供試体について考察を行う。図-4.2.1における供試体No.5、No.11、No.12に見られるように、ボルト補強のねらいは大幅な耐力増加をさせずに、変形性能を向上させることである。しかしながら角補強材が相対的に大きい供試体No.25(基本断面に対する角補強材を含めた断面の中立軸回りの断面2次モーメントの比は、No.11、No.12で1.2、No.5で1.4、No.25で1.9程度である)、あるいは供試体No.28のように基本断面M8(首都高速道路公団にて実施)が極端に弱く(R_F=0.869、R_R=0.669)、角補強を施すことによってその性状が改善されるものについては、耐力増加の割合が大きくなる傾向にある。包絡線比較(図-4.2.3)からは以下のことがわかる。供試体No.11が最大耐力付近で非常に安定した挙動を示している。また、供試体No.5とNo.12ではアングルの大きさが耐力と変形性能の差になって表れている。供試体No.25については他の供試体と比較して、変形性能は向上しているが大幅な耐力増加となっている。また、極端に大きい補強材を有したために耐力が増加し、最大耐力を迎えた後、供試体基部の溶接部を起点とした破断により耐力が急に低下した。

次に角溶接補強供試体について考察を行う。角溶接補強供試体の特徴は、供試体No.4、No.22に見られるように耐力と変形性能の両方を改善する点にある(図-4.2.2)。供試体No.10についてはコーナープレートの板厚が薄かったため、両縁支持板の座屈パラメータが小さく比較的早い段階で座屈が生じてしまったことが耐力の低下につながり、十分な性能が発揮できなかった。結果としてNo.22では剥がれなかったのに対してNo.10では+7δ_yで溶接部の剥がれが生じた。また、図-4.2.4より以下のことが分かる。No.22の補強構造ではボルト補強構造と比較しても最大耐力以降の劣化はゆるやかであり、優れた変形性能を有しているといえる。繰り返し回数3回の供試体No.24と、繰り返し回数１回の供試体No.22を比較すると、最大耐力までの挙動は全く同じであり、それ以降の劣化領域において挙動の違いがみられる。軸力比を17%とした供試体No.23については、軸力比を基準値(11%)とした供試体No.22と比較すると最大耐力が若干低下しており、さらにそれ以降の劣化も大きいことがわかった。

4.3 隙間空け鋼板巻立て補強

円形断面供試体のヒステリシスループを図-4.3.1に、包絡線を図-4.3.2に示す。

図-4.3.1によると、補強前の基本供試体と外側鋼板巻立て補強後の供試体(No.6とNo.7、No.8とNo.15、No.29とNo.31)をそれぞれ比較すると、最大耐力の増加は見られず変形性能が向上していることがわかる。メカニズムとしては、外側巻立て鋼板は隙間があるがゆえに母材に座屈変形が生じ、最大耐力に達した付近より効きはじめ、その後の耐力低下を抑える働きをしている。ここで供試体No.9については図(d)中に包絡線のみを示している。隙間を5mmとした供試体No.15に対し、供試体No.9は、隙間が10mmと若干大きかったため、最大耐力を若干超えて耐力が低下する付近まで母材が外側巻立て鋼板に接触せず、基本供試体No.8と同様な挙動を示した。以上の傾向により隙間量としては母材の1/2程度が適当と考えられる。また、R/t=28のグループとR/t=50のグループでは耐力および変形性能に大きな違いがあり、径厚比(径厚比パラメータ)の影響が大きいことが理解される。

謝辞

鋼製橋脚の耐震性能の向上のための補強方法を提案し実験的に検討していく上で、㈱横河ブリッジの名取暢氏、寺尾圭史氏（現：㈱横河メンテック）、および新日本製鐵㈱の安波博道氏、寺田昌弘氏に多大な協力を得た。ここに深く感謝致します。

【参考文献】

1) 日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), pp. 参-1～参-25, 1995年6月(但し、「兵庫県南部地震による被災した道路橋の復旧に係る仕様」は1995年2月27日に通知された).

2) 日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995年6月.

3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会:兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995年12月.

4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 1994年2月.

5) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣:鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, 82-6, pp. 35-40, 1982年6月.

6) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣:鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋梁と基礎, 82-7, pp. 43-49, 1982年7月.

7) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道:既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 975-986, 1996年3月.

8) 西川和廣, 山本悟司, 上仙靖, 安波博道, 名取暢:鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 土木学会, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 583-590, 1996年1月.

9) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖:鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 8, pp. 131-134, 1996年8月.

10) 高橋実, 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 中嶋浩之, 岡田淳:角補強を施した鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 土木学会, 第51回年次学術講演会講演概要集, I-B291, pp. 582-583, 平成8年9月.

11) 上仙靖, 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 橋本修身:円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討, 土木学会, 第51回年次学術講演会講演概要集, I-B292, pp. 584-585, 平成8年9月.

12) 西川和廣, 山本悟司, 高橋実:鋼製橋脚の補強に関する実験的検討, 日本道路協会, 第21回日本道路会議論文集, pp. 876-877, 1995年10月.

図　　表

1．鋼製橋脚の被災事例と補強の考え方

表-1.1.1　鋼製橋脚の被災度の区分[3)]

被災度	定義
As	倒壊したもの，損傷変形が著しく大きなもの
A	亀裂，座屈等の損傷，または変形が大きなもの
B	鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの
C	鋼材の座屈や変形が局部的かつ軽微なもの
D	損傷がないか，あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの

表-1.1.2　鋼製橋脚の被災度[3)]　(橋脚数)

被災度					計
A_S	A	B	C	D	
4	11	36	138	166	355
(1%)	(3%)	(10%)	(39%)	(47%)	(100%)

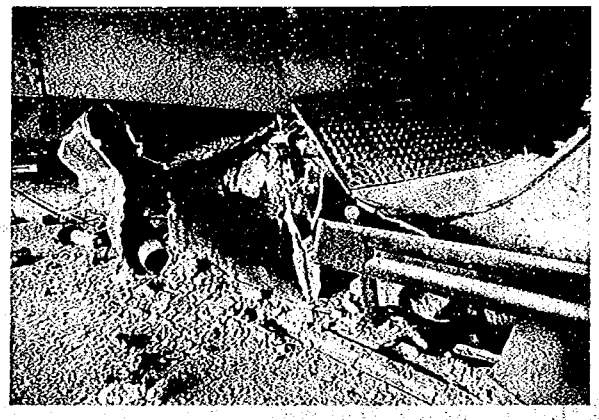


写真-1.1.1　角溶接部の破断による橋脚の倒壊
(阪神高速道路３号神戸線・西宮市市庭町建石交差点)[3)]

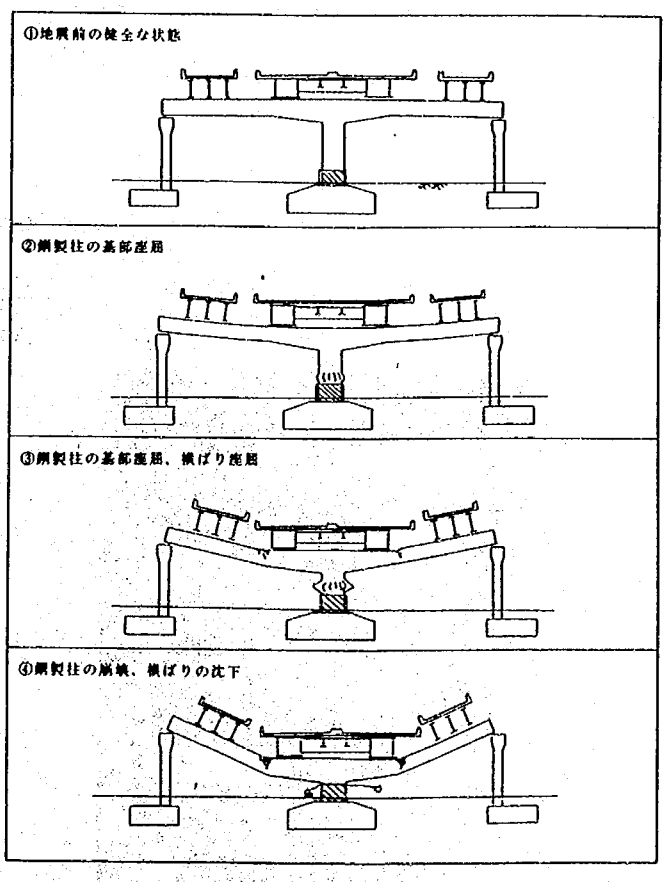


図-1.1.1　被災メカニズム
(阪神高速道路３号神戸線・西宮市市庭町建石交差点)[3)]

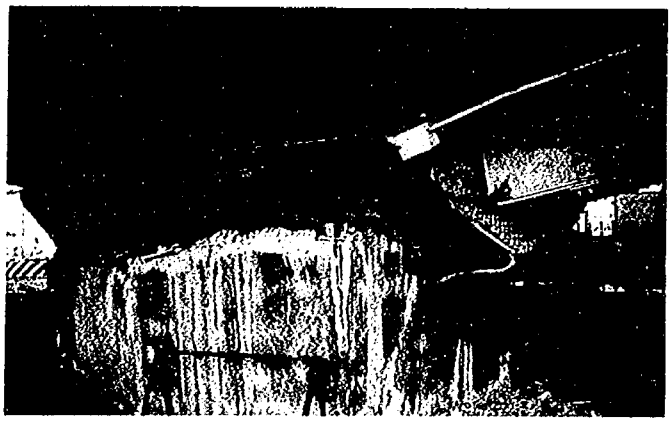
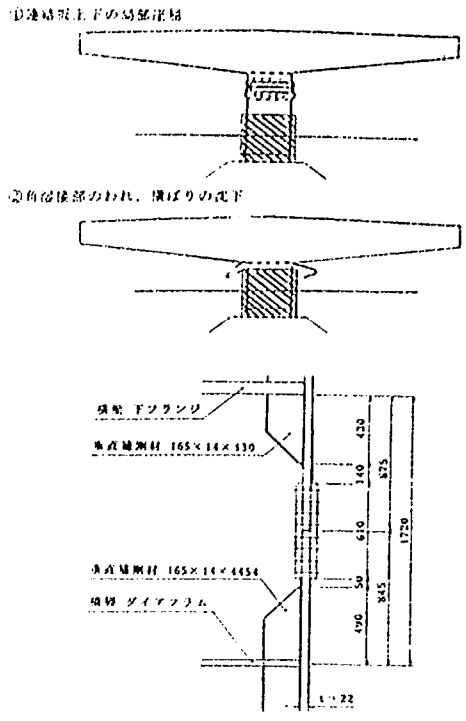


写真-1.1.2　角溶接部の破断による橋脚の倒壊
(一般国道43号岩屋高架橋) 3)



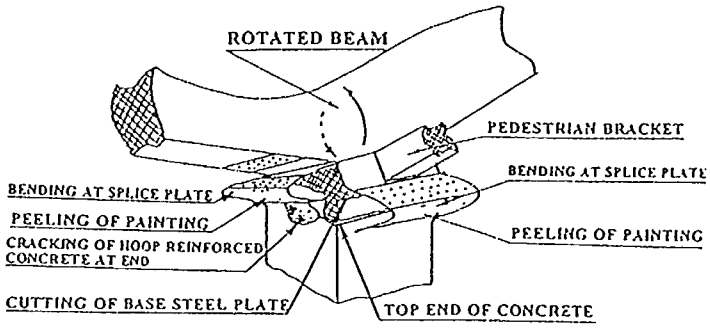


図-1.1.2　被災メカニズム
(一般国道43号岩屋高架橋) 3)

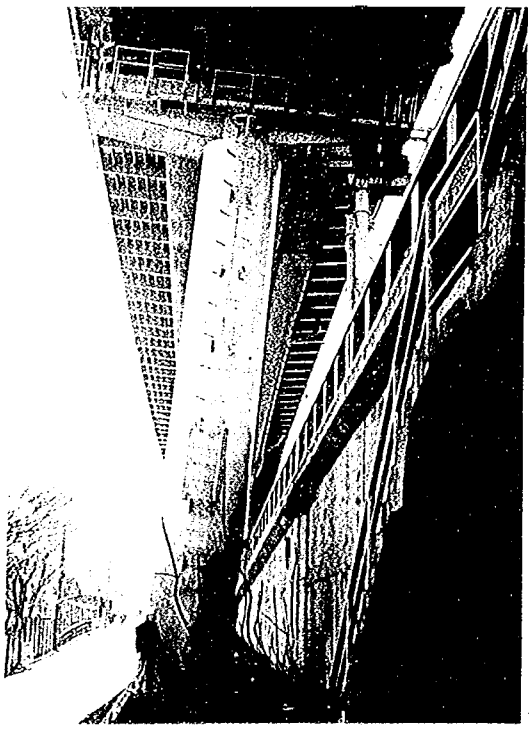


写真-1.1.3　局部座屈による円形断面橋脚の傾斜
(阪神高速道路3号神戸線・JR和田岬線跨線橋)

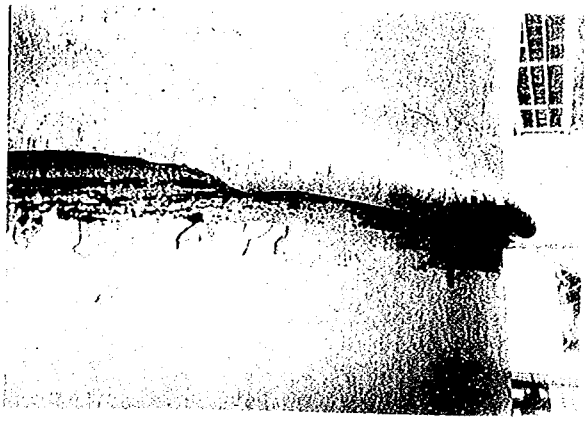


写真-1.1.4　提灯座屈部の割れ
(阪神高速道路3号神戸線・
JR和田岬線跨線橋)

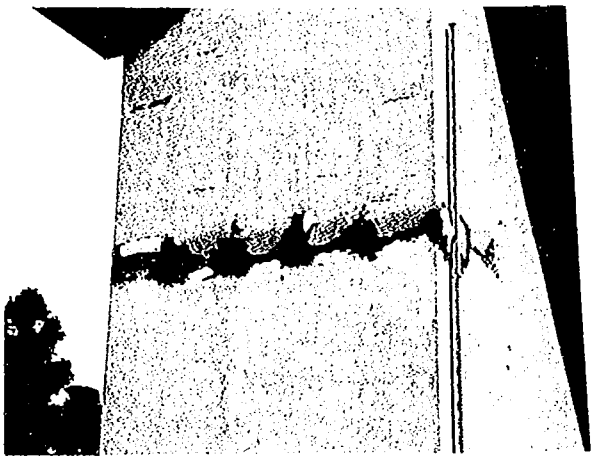


写真-1.1.5　鋼製橋脚柱中間での局部座屈
(一般国道2号浜手バイパス) [3)]

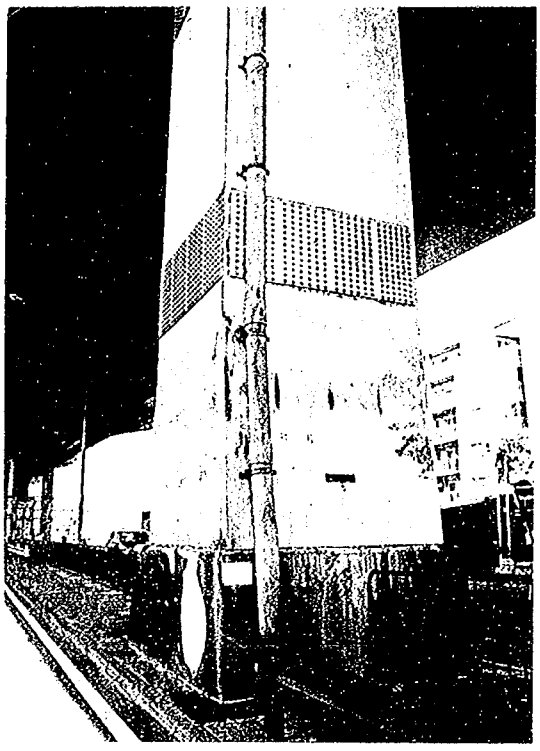


写真-1.1.6　矩形断面橋脚における補剛板の局部座屈
(阪神高速道路3号神戸線・二葉町)

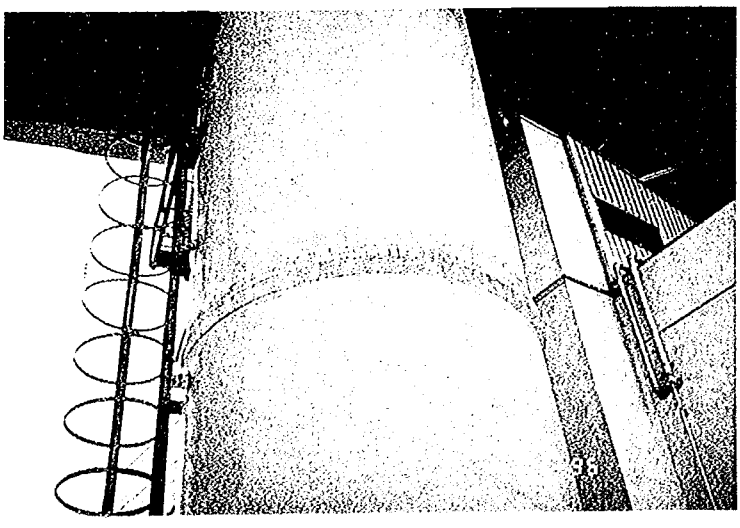
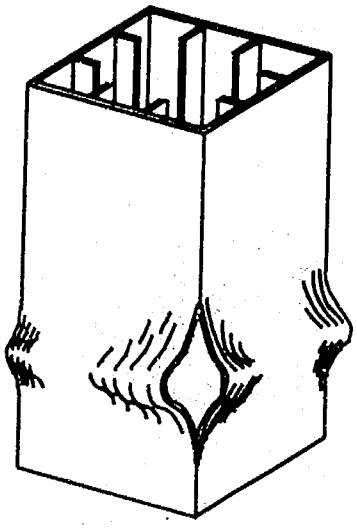
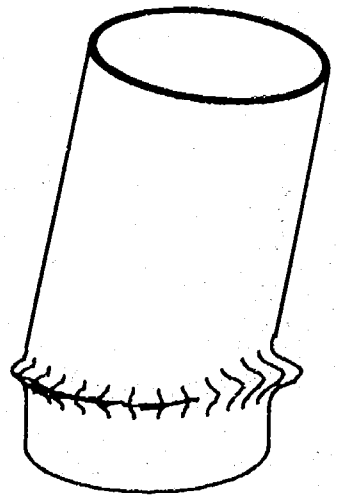


写真-1.1.7　円形断面橋脚における局部座屈(提灯座屈)
(一般国道2号浜手バイパス)

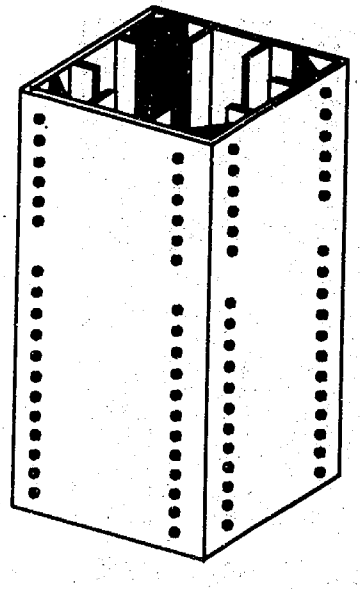


(1)矩形断面橋脚における
角割れ

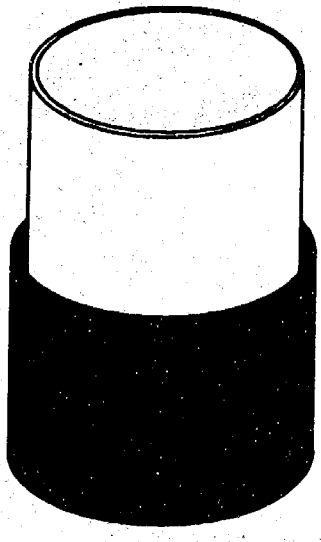


(2)円形断面橋脚における
変形の集中,傾斜,割れ

図-1.2.1　鋼製橋脚のぜい性的破壊モードのイメージ



(1)矩形断面橋脚における
角補強



(2)円形断面橋脚における
隙間あけ鋼板巻立て補強

図-1.2.2　鋼製橋脚の補強イメージ

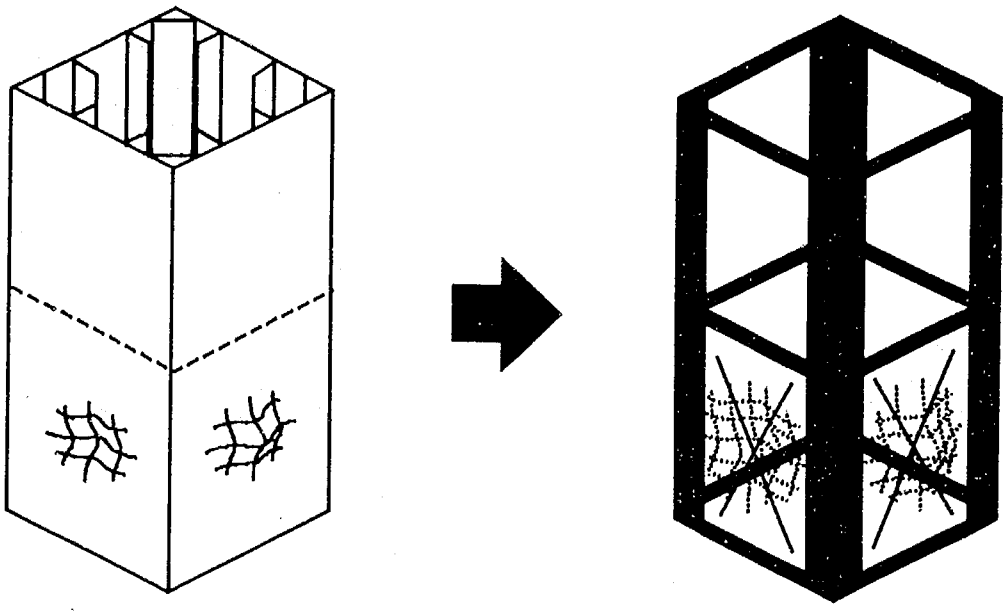


図-1.2.3　4本柱構造への移行

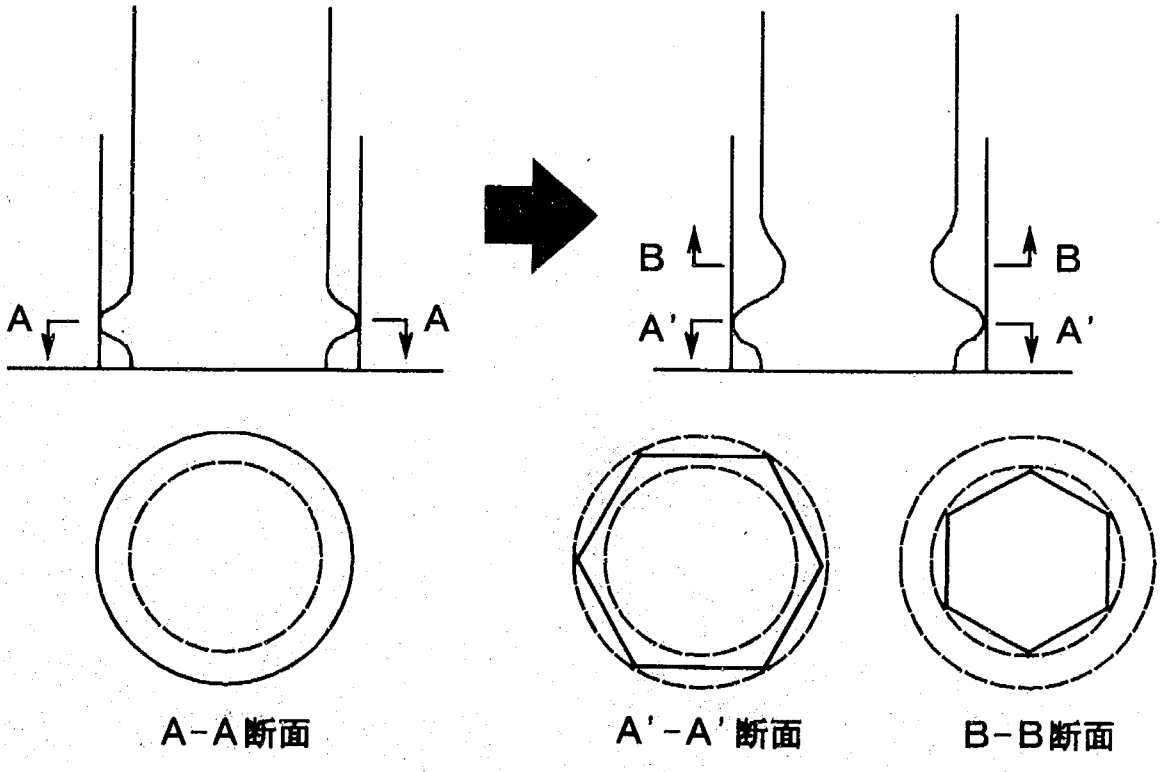
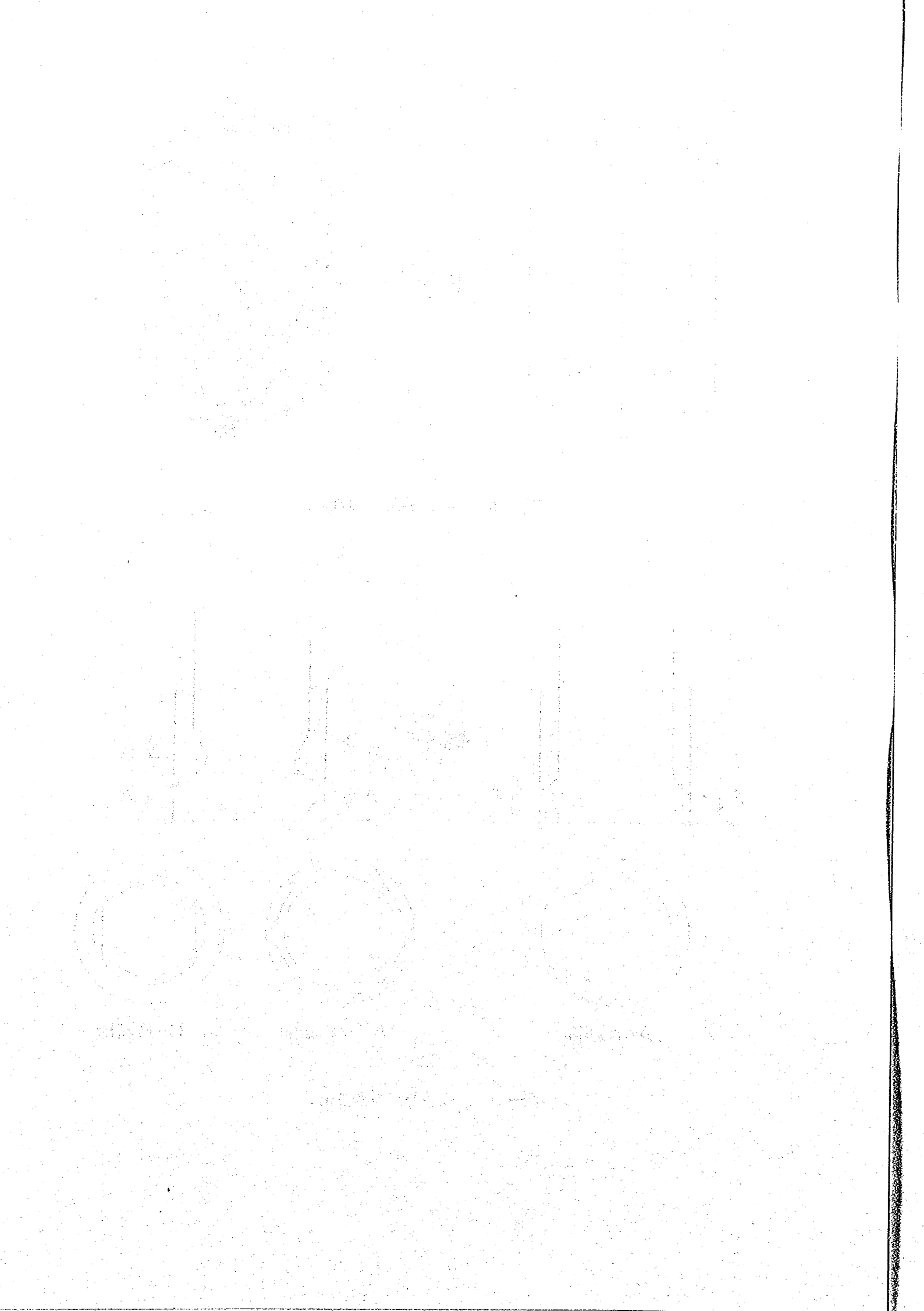


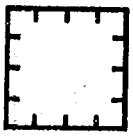
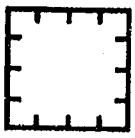
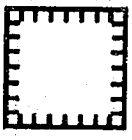
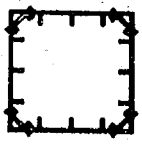
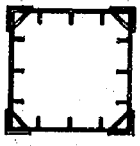
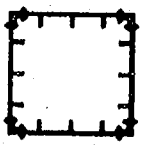
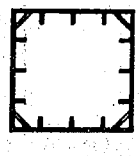
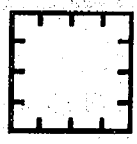
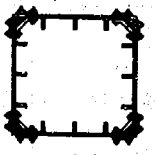
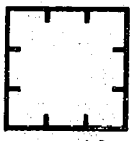
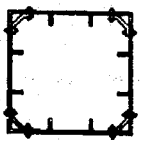
図-1.2.4　座屈変形の多段化



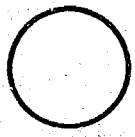
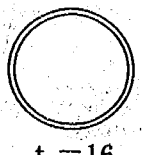
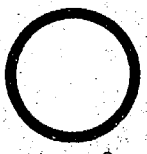
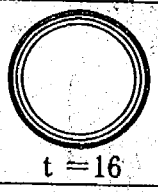
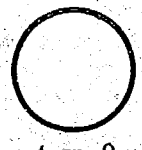
2. 実験概要

表-2.1.1 供試体断面一覧

矩形断面

No.	断面	内容	No.	断面	内容
2 20 18 19	 t = 9	R_F=0.54, R_R=0.51 γ/γ^*=0.91 軸力増 片振幅載荷	13 17		中埋めコンクリート h_c=450 (付着切り)
3		縦リブ増設 R_F=0.42, R_R=0.26 γ/γ^*=0.37	14		中埋めコンクリート h_c=450 角ボルト補強 閉断面 軸力増
4		角溶接補強 閉断面 外側補強板	5 12		角ボルト補強 L形(大) 補強材は SS400 角ボルト補強 L形(小) 補強材は SS400
10 22 23 24		角溶接補強 補強材 t=6 補強材 t=9 軸力増 3回繰返し載荷	11		角ボルト補強 閉断面
26		コンクリート充填 h_c=2,700	25		角ボルト補強 閉断面 外側補強板
27	 t=10	コンクリート充填 h_c=2,700 R_F=0.80, R_R=0.62 γ/γ^*=0.55 (M8の補強)	28		角ボルト補強 閉断面 (M8の補強)

円形断面

No.	断面	内容	No.	断面	内容
8 29	 t = 9	R/t=50 SS400 軸力増	6	 t=16	R/t=28
9 15 31	 t = 9	R/t=50, Gap=10 R/t=50, Gap= 5 SS400 軸力増	7	 t=16	R/t=28, Gap=10
16 30	 t = 9	コンクリート充填 h_c=2,300 SS400 軸力増	備考	特記なき材質は SM490 t：板厚(mm) h_c：コンクリート充填高さ(mm) Gap：隙間の大きさ(mm)	

表－2.1.2(1)　主なパラメータ(矩形断面)

供試体	種類	角補強における補強材[*1]の断面形状寸法　(mm)	載荷方法[*2]	軸力比 N/N_{yM}[*3]	幅厚比 R_R[*4]	幅厚比 R_F[*5]	リブ剛度 γ_l/γ_l*[*6]	リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l\cdot req}$[*7]	中詰めｺﾝｸﾘｰﾄの高さ (mm)	実験年度	実験場所
No. 20	基本	—	1	0.125	0.585	0.611	0.914	0.914	—	H8	土研
No. 18	基本	—	1	0.197	0.567	0.591	0.914	0.914	—	H8	土研
No. 19	基本	—	片振り	0.119	0.577	0.602	0.914	0.914	—	H8	土研
No. 2	基本	—	1	0.125	0.564	0.588	0.914	0.914	—	H7	A社
No. 13	基本	—	1	0.128	0.557	0.581	0.914	0.914	450	H7	土研
No. 17	基本	—	1	0.118	0.580	0.605	0.914	0.914	450	H7	土研
No. 3	縦リブ	なし(縦リブ増設補強:80×6:板ﾊﾟﾈﾙ当たり4本)	1	0.107	0.278	0.454	0.368	1.220	—	H7	A社
No. 4	角溶接	外側アングル:130×130×6 内側CP:170×6	1	0.100	0.557	0.581	0.914	0.914	—	H7	A社
No. 10	角溶接	内側CP:170×6	1	0.110	0.569	0.594	0.914	0.914	—	H7	土研
No. 22	角溶接	内側CP:170×9	1	0.106	0.567	0.591	0.914	0.914	—	H8	土研
No. 23	角溶接	内側CP:170×9	1	0.169	0.567	0.592	0.914	0.914	—	H8	土研
No. 24	角溶接	内側CP:170×9	3	0.103	0.575	0.600	0.914	0.914	—	H8	土研
No. 5	角ボルト	内側アングル:90×90×9 内側フィラー:90×9	1	0.128	0.557	0.581	0.914	0.914	—	H7	A社
No. 12	角ボルト	内側アングル:75×75×6 内側CP:75×4.5	1	0.128	0.557	0.581	0.914	0.914	—	H7	土研
No. 11	角ボルト	内側CP:295×6	1	0.128	0.557	0.581	0.914	0.914	—	H7	土研
No. 14	角ボルト	内側CP:295×6	1	0.204	0.557	0.581	0.914	0.914	450	H7	土研
No. 25	角ボルト	外側補強板:200×12 内側CP:170×9	1	0.118	0.578	0.603			—	H8	土研
No. 28	角ボルト	内側CP:295×6	1	0.134	0.669	0.869	0.549	0.549	—	H8	土研
No. 26	充填	—	1	0.193	0.582	0.608	0.914	0.914	2700(充填柱)	H8	土研
No. 27	充填	—	1	0.193	0.680	0.883	0.549	0.549	2700(充填柱)	H8	土研

ここに、*1)　CP:コーナープレートを意味する。

*2)　"数字"は正負交番繰返し載荷における繰返し回数をさす(図-2.2.3参照)。"片振り"については、図-2.2.3(c)の載荷方法をさす。

*3)　N：軸力(tf)，N_{yM}：材料降伏軸力(tf)$\left(=A\cdot\sigma_{yM}\right)$，$A$：断面積(cm²)，$\sigma_{yM}$：材料試験結果に基づく下降伏点(kgf/cm²)

*4)　R_R：補剛材間のパネルの幅厚比パラメータ$\left(=\dfrac{b}{t}\sqrt{\dfrac{\sigma_{yM}}{E}\dfrac{12\left(1-\mu^2\right)}{\pi^2 k_R}}\right)$

t：板厚(cm)

b：補剛板の全幅[4](cm)，E：ヤング係数(2.1×10^6 kgf/cm²)，μ：ポアソン比(=0.3)

k_R：座屈係数($=4n^2$)，n：縦方向補剛材によって区切られるパネル数($n\geqq2$)

*5)　R_F：補剛板全体の幅厚比パラメータ$\left(=\dfrac{b}{t}\sqrt{\dfrac{\sigma_{yM}}{E}\dfrac{12\left(1-\mu^2\right)}{\pi^2 k_F}}\right)$

k_F：座屈係数　$k_F=\dfrac{(1+\alpha^2)^2+n\gamma_l}{\alpha^2\left(1+n\delta_l\right)}$　$(\alpha\leqq\alpha_0)$

$$k_F=\frac{2\left(1+\sqrt{1+n\gamma_l}\right)}{1+n\delta_l}\quad(\alpha>\alpha_0)$$

γ_l：縦方向補剛材の剛比$\left(=\dfrac{I_l}{\dfrac{bt^3}{11}}\right)$

δ_l：補剛材断面積比$\left(=\dfrac{A_l}{bt}\right)$

α：補剛板の縦横寸法比[4]，$\alpha=\dfrac{a}{b}$

α_0：限界縦横寸法比，$\alpha_0=\sqrt{1+n\gamma_l}$

I_l：縦方向補剛材１個の断面二次モーメント(cm⁴)

A_l：縦方向補剛材１個の断面積(cm²)

*6) γ_l^*：補剛材の限界剛比(弾性座屈理論による)

$$\gamma_l^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \dfrac{(1+\alpha^2)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \\ \dfrac{1}{n}\left[\left\{2n^2(1+n\delta_l)-1\right\}^2 - 1\right] & (\alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \end{cases}$$

*7) $\gamma_{l\cdot req}$：補剛材の必要剛比[4]

表－2.1.2(2)　主なパラメータ(円形断面)

供試体	種類	鋼板巻き立て補強の仕様 (mm)	軸力比 N/N_{yM}	径厚比 R/t	径厚比パラメータ Rt *8)	中詰めコンクリートの高さ (mm)	実験年度	実験場所
No. 6	基本	－	0.137	28.1	0.0763	－	H7	A社
No. 8	基本	－	0.122	50.0	0.115	－	H8	A社
No. 29	基本	－	0.199	50.0	0.123	－	H8	土研
No. 7	巻立て	隙間:10, 補強板厚:9	0.136	28.1	0.0769	－	H8	A社
No. 9	巻立て	隙間:10, 補強板厚:9	0.126	50.0	0.111	－	H7	A社
No. 15	巻立て	隙間: 5, 補強板厚:9	0.116	50.0	0.122	－	H7	土研
No. 31	巻立て	隙間: 5, 補強板厚:9	0.199	50.0	0.123	－	H7	土研
No. 16	充填	－	0.114	50.0	0.123	2600	H7	土研
No. 30	充填	－	0.199	50.0	0.123	2600	H8	土研

ここに、*8) $Rt = \left(\dfrac{(R-t/2)}{t}\right)\cdot\dfrac{\sigma_{yM}}{E}\sqrt{3(1-\mu^2)}$

R：円形断面の中心から板厚外縁までの半径

表-2.1.3(1)　矩形断面供試体の諸元

供試体番号	No.2	No.3	No.4	No.5	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.17
外形寸法 (mm)	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900
板厚 t (mm)	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
縦リブ寸法 (mm)	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6
横リブ間隔 a (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
補剛板の全幅 b (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
縦リブで区切られるパネル数	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
鋼種	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490
鋼材下降伏点 σ_{yM} (kgf/cm^2)	3,860	3,750	3,770	3,770	3,930	3,770	3,770	3,770	3,770	4,080
断面積 A (cm^2)	378.4	455.2	481.6	378.4 (504.7)	419.2	378.4 (447.0)	378.4 (439.9)	378.4	378.4 (447.0)	378.4
断面2次モーメント I (cm^4)	480,500	566,500	652,800	480,500 (692,600)	539,700	480,500 (584,200)	480,500 (587,100)	480,500	480,500 (584,200)	480,500
断面2次半径 r (cm)	35.6	35.3	36.8	35.6 (37.0)	35.9	35.6 (36.2)	35.6 (36.5)	35.6	35.6 (36.2)	35.6
載荷点高さ h (cm)	340.3	340.3	340.3	340.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3
有効座屈長 l (=2h) (cm)	680.6	680.6	680.6	680.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.261	0.260	0.249	0.258 (0.248)	0.263	0.259 (0.255)	0.259 (0.253)	0.259	0.259 (0.255)	0.270
幅厚比パラメータ R_R	0.564	0.278	0.557	0.557	0.569	0.557	0.557	0.557	0.557	0.580
幅厚比パラメータ R_F	0.588	0.454	0.581	0.581	0.594	0.581	0.581	0.581	0.581	0.605
縦リブ剛度 γ_l/γ_l^*	0.914	0.368	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914
縦リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l\cdot req}$	0.914	1.220	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914
軸力 N (tf)	182	182	182	182	182	182	182	182	291	182
軸力比 N/N_{yN}	0.150	0.125	0.118	0.150 (0.113)	0.136	0.150 (0.127)	0.150 (0.129)	0.150	0.240 (0.203)	0.150
軸力比 N/N_{yM}	0.125	0.107	0.100	0.128 (0.0957)	0.110	0.128 (0.108)	0.128 (0.110)	0.128	0.204 (0.173)	0.118
コンクリート圧縮強度 σ_c (kgf/cm^2)	–	–	–	–	–	–	–	206	263	285

供試体番号	No.18	No.19	No.20	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28
外形寸法 (mm)	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900	900×900
板厚 t (mm)	9	9	9	9	9	9	9	9	10	10
縦リブ寸法 (mm)	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80× 6	80×	80× 6	80× 6
横リブ間隔 a (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
補剛板の全幅 b (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
縦リブで区切られるパネル数	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3
鋼種	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490	SM490
鋼材下降伏点 σ_{yM} (kgf/cm^2)	3,900	4,040	4,160	3,900	3,910	4,010	4,060	4,120	3,900	3,780
断面積 A (cm^2)	378.4	378.4	378.4	439.6	439.6	439.6	378.4 (639.0)	378.4	387.2	387.2 (455.8)
断面2次モーメント I (cm^4)	480,500	480,500	480,500	569,300	569,300	569,300	480,500 (901,400)	480,500	499,500	499,500 (603,200)
断面2次半径 r (cm)	35.6	35.6	35.6	36.0	36.0	36.0	35.6 (37.6)	35.6	35.9	35.9 (36.4)
載荷点高さ h (cm)	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3
有効座屈長 l (=2h) (cm)	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.264	0.268	0.272	0.261	0.261	0.265	0.269 (0.255)	0.271	0.261	0.257 (0.254)
幅厚比パラメータ R_R	0.567	0.577	0.585	0.567	0.567	0.575	0.578	0.582	0.680	0.669
幅厚比パラメータ R_F	0.591	0.602	0.611	0.591	0.592	0.600	0.603	0.608	0.883	0.869
縦リブ剛度 γ_l/γ_l^*	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.549	0.549
縦リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l\cdot req}$	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.649	0.649
軸力 N (tf)	291	182	196	182	291	182	182	182	291	196
軸力比 N/N_{yN}	0.240	0.150	0.162	0.129	0.207	0.129	0.150 (0.0890)	0.150	0.235	0.158 (0.134)
軸力比 N/N_{yM}	0.197	0.119	0.125	0.106	0.169	0.103	0.118 (0.0702)	0.117	0.193	0.134 (0.114)
コンクリート圧縮強度 σ_c (kgf/cm^2)	–	–	–	–	–	–	–	243	206	–

表-2.1.3(2)　円形断面供試体の諸元

供試体番号	No.6	No.7	No.8	No.9	No.15	No.16	No.29	No.30	No.31
外形寸法 (mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
半径 R (mm)	450	450	450	450	450	450	450	450	450
板厚 t (mm)	16	16	9	9	9	9	9	9	9
径厚比 R/t	28.1	28.1	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
径厚比パラメータ R_t	0.076	0.077	0.115	0.111	0.122	0.123	0.123	0.123	0.123
横リブ間隔 (mm)	-	-	900	900	900	900	900	900	900
鋼種	SM490	SM490	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400
鋼材下降伏点 σ_{yM} (kgf/cm^2)	3,610	3,540	2,960	2,850	3,130	3,150	3,150	3,150	3,150
断面積 A (cm^2)	444.3	444.3	251.9	251.9	251.9	251.9	251.9	251.9	251.9
断面2次モーメント I (cm^4)	434,200	434,200	250,000	250,000	250,000	250,000	250,000	250,000	250,000
断面2次半径 r (cm)	31.3	31.3	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5
載荷点高さ h (cm)	340.3	340.3	340.3	340.3	342.3	342.3	342.3	342.3	342.3
有効座屈長 l (=2h) (cm)	680.6	680.6	680.6	680.6	684.6	684.6	684.6	684.6	684.6
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.283	0.285	0.258	0.253	0.267	0.268	0.268	0.268	0.268
軸力 N (tf)	213	213	90.7	90.7	90.7	90.7	158	158	158
軸力比 N/N_{yN}	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.261	0.261	0.261
軸力比 N/N_{yM}	0.137	0.135	0.122	0.126	0.115	0.114	0.199	0.199	0.199
鋼板巻き立て補強における隙間の大きさ (mm)	-	10	-	10	5	-	-	-	5
中埋めコンクリート高さ (mm)	-	-	-	-	-	2,600	-	2,600	-
コンクリート圧縮強度 σ_c (kgf/cm^2)	-	-	-	-	-	285	-	219	-

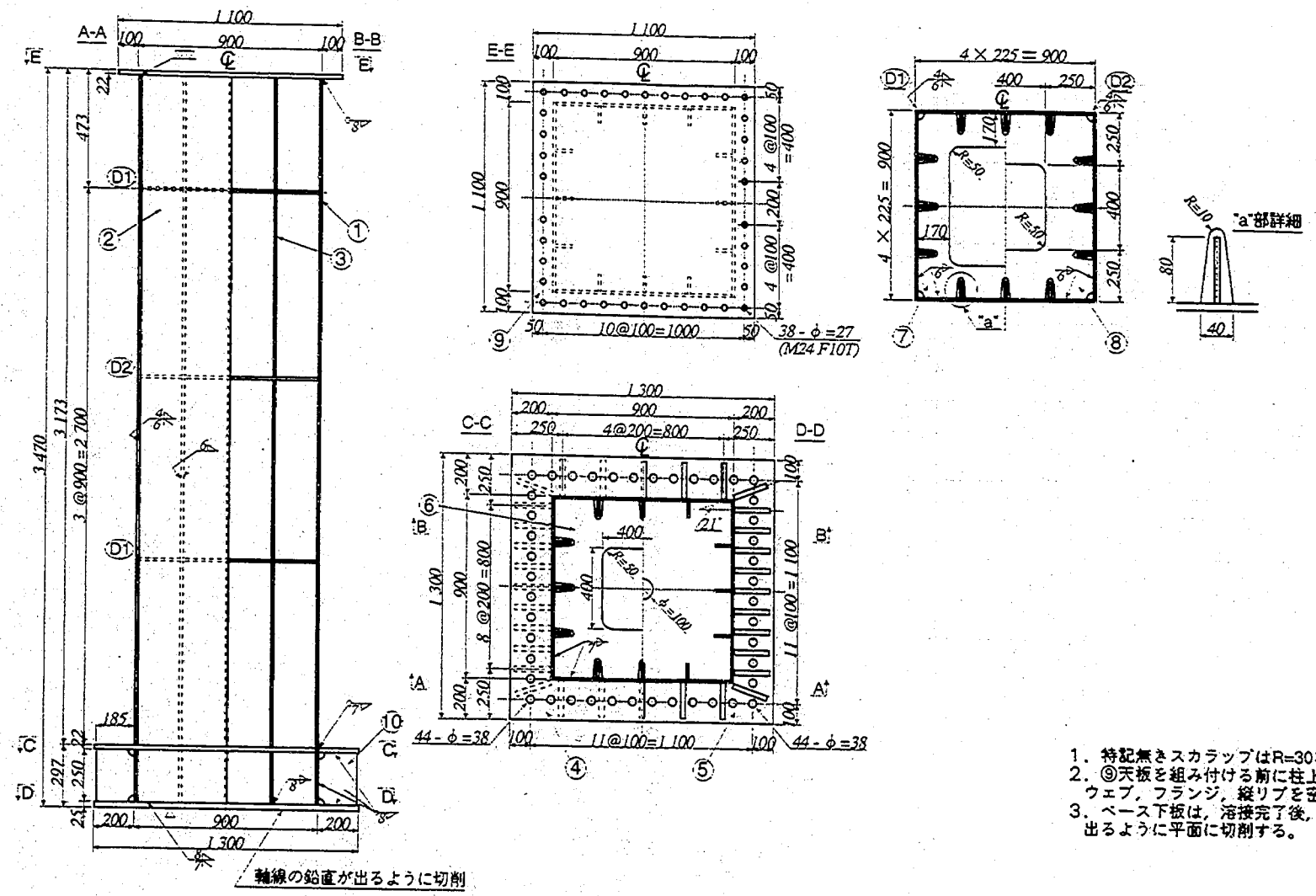
ここに、$\bar{\lambda} = \dfrac{1}{\pi}\sqrt{\dfrac{\sigma_y}{E}}\cdot\dfrac{l}{r}$　，$(l = 2h)$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

N_{yN}：公称降伏軸力(tf) $\left(= A\cdot\sigma_{yN}\right)$

A：断面積(cm^2)

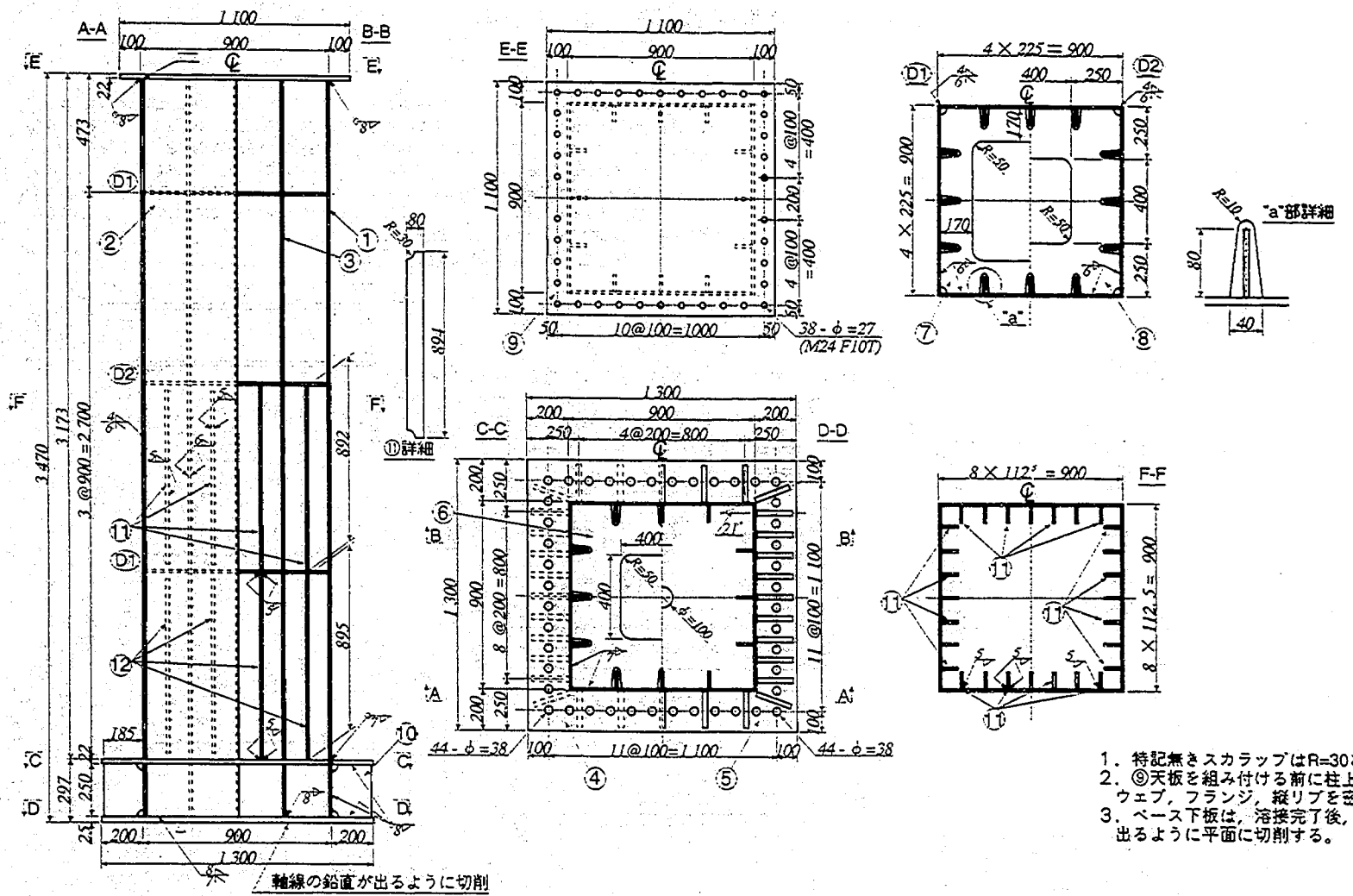
σ_{yN}：公称降伏点(kgf/cm^2)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (〃)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1300 (SS400)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1300 (SM400A) (板厚25mm程度に切削仕上げ)	⑩ベース補強板	32-PL. 185×25×250 (SM400A)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

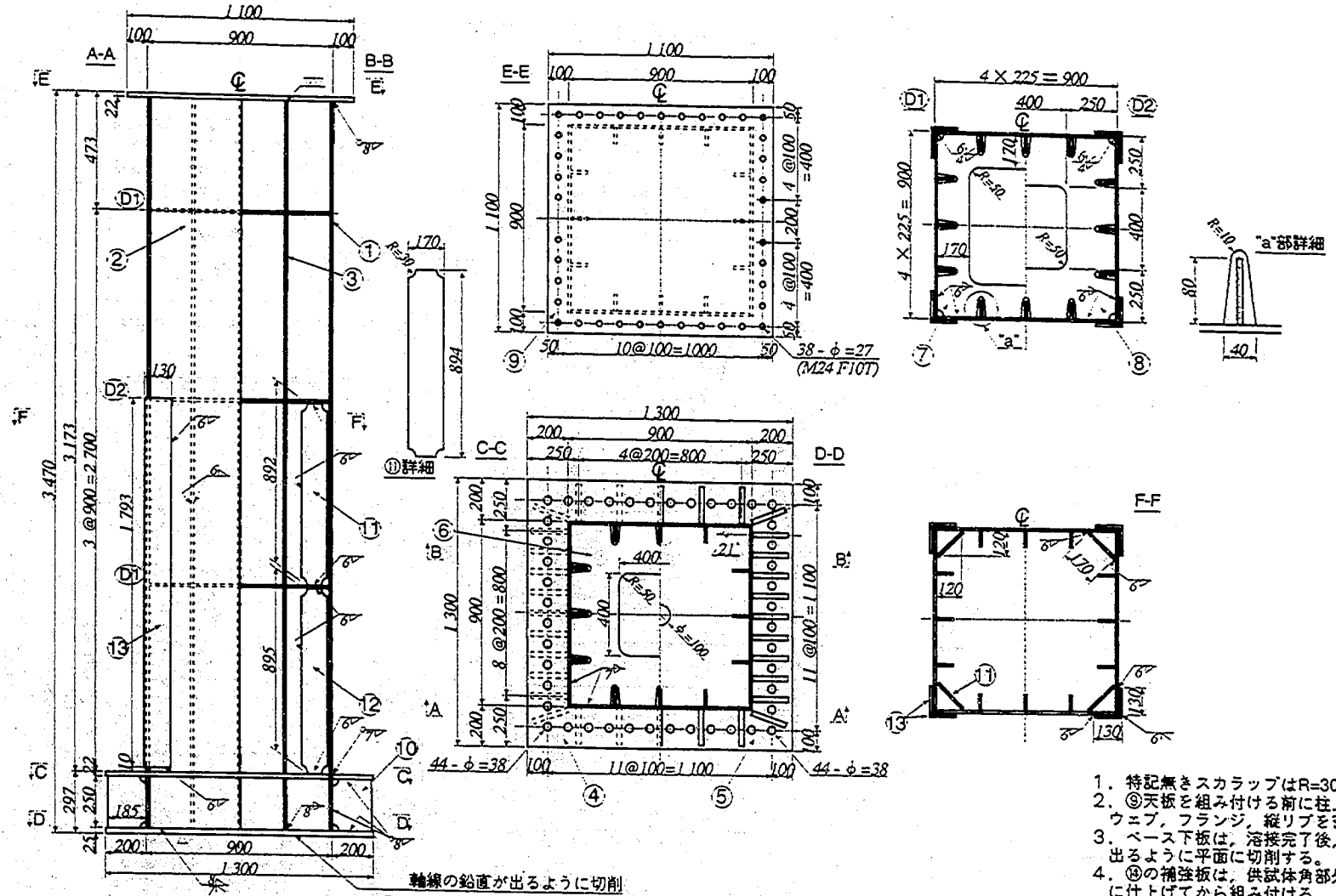
図-2.1.1(1)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 2)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑤ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (〃)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1300 (SS400)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1300 (SM400A)	⑩ベース補強板	32-PL. 185×25×250 (SM400A)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪補強材	12-PL. 80×6×892 (SM490A)
		⑫補強材	12-PL. 80×6×895 (SM490A)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

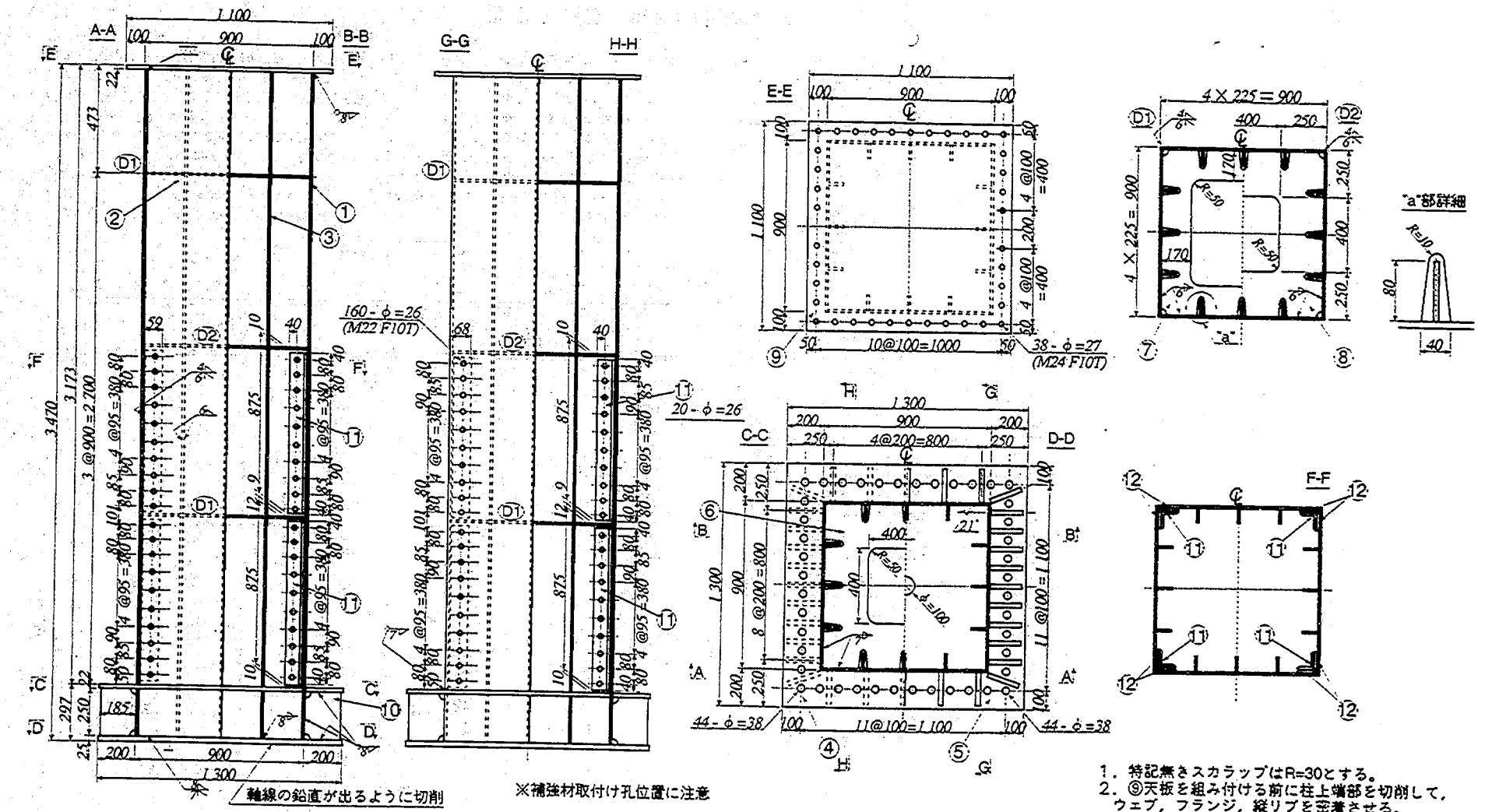
図-2.1.1(2)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No.3)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (〃)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1300 (SS400)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1300 (SM400A)	⑩ベース補強板	32-PL. 185×25×250 (SM400A)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪補強材	4-PL. 170×6×892 (SM490A)
		⑫補強材	4-PL. 170×6×895 (SM490A)
		⑬補強材	8-PL. 130×6×1793(SM490A)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4．⑭の補強板は，供試体角部外面のビードを平坦に仕上げてから組み付ける。

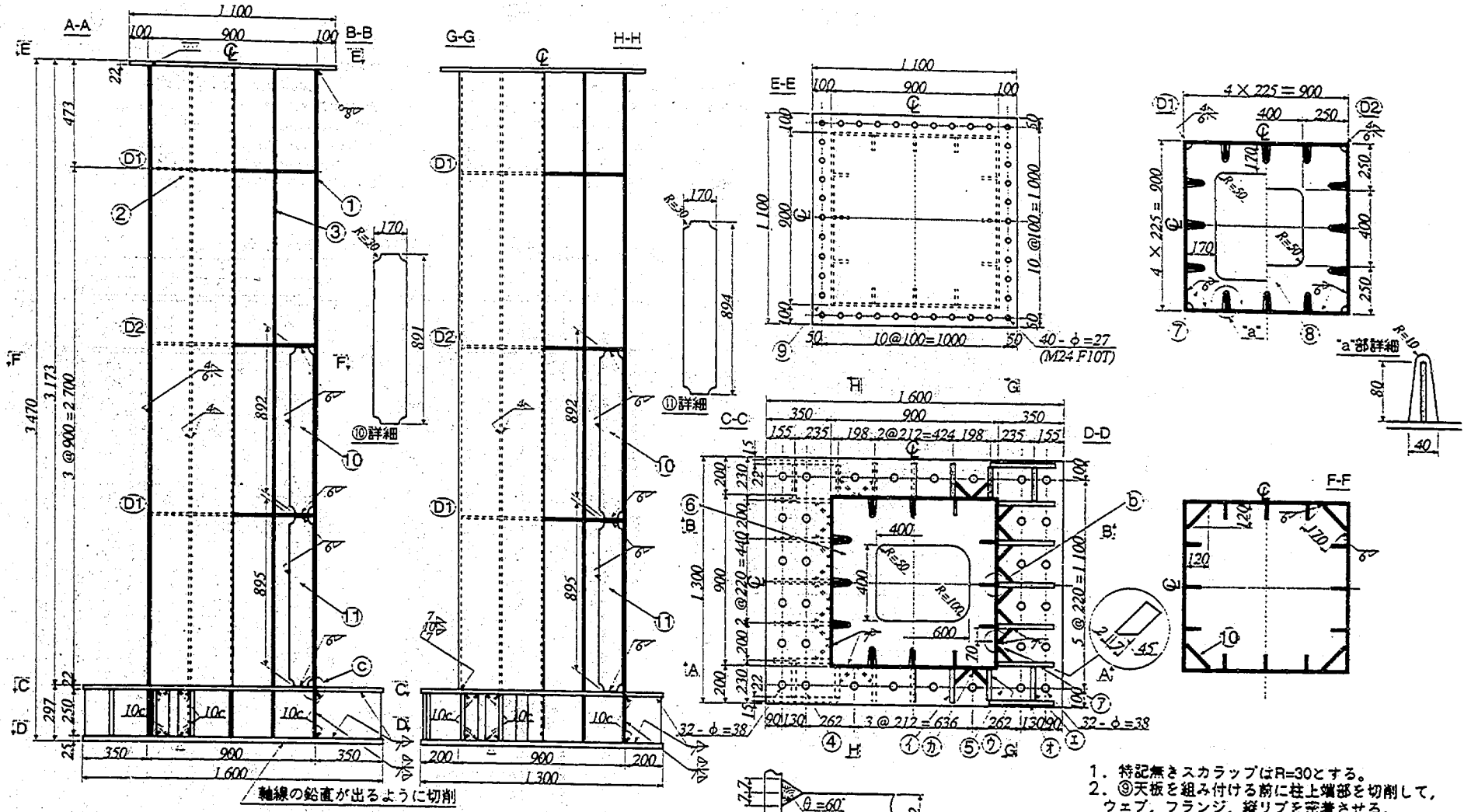
図-2.1.1(3)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 4)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1300 (SS400)	⑩ベース補強板	32-PL. 185×25×250 (SM400A)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1300 (SM400A)	⑪補強材	8-L. 90×90×9×875 (SS400)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑫補強材	16-PL. 90×9×875 (SS400)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	H.T.B.	160-M22×65 (F10T)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4. ⑫は⑪のフィラープレートとして用いる。

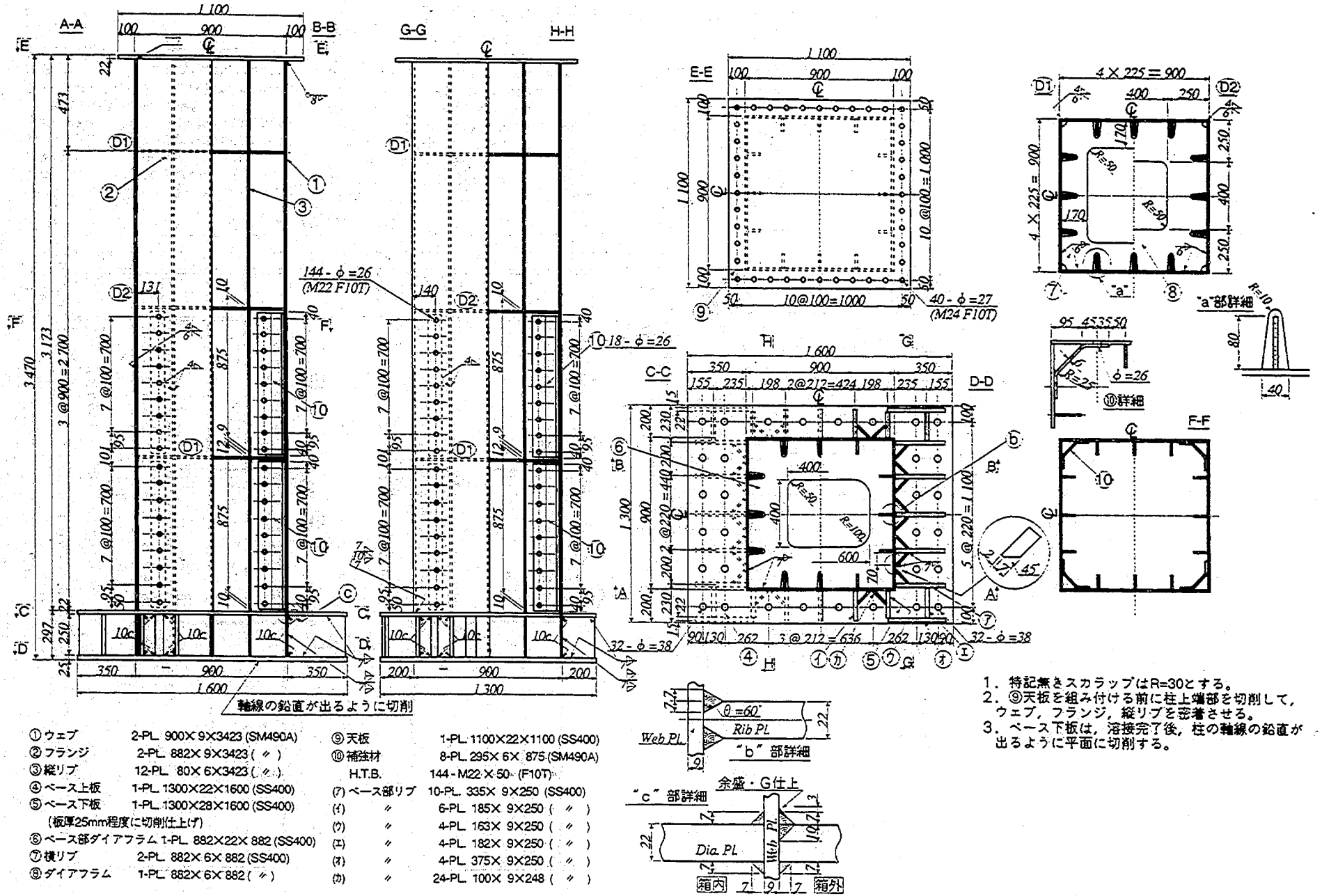
図-2.1.1(4)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No.5)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑩補強材	4-PL. 170×6×891 (SM490A)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑪補強材	4-PL. 170×6×894 (SM490A)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(ア) ベース部リブ	10-PL. 335×9×250 (SS400)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×9×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(ウ) 〃	4-PL. 163×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×9×250 (〃)
⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (SS400)	(オ) 〃	4-PL. 375×9×250 (〃)
⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

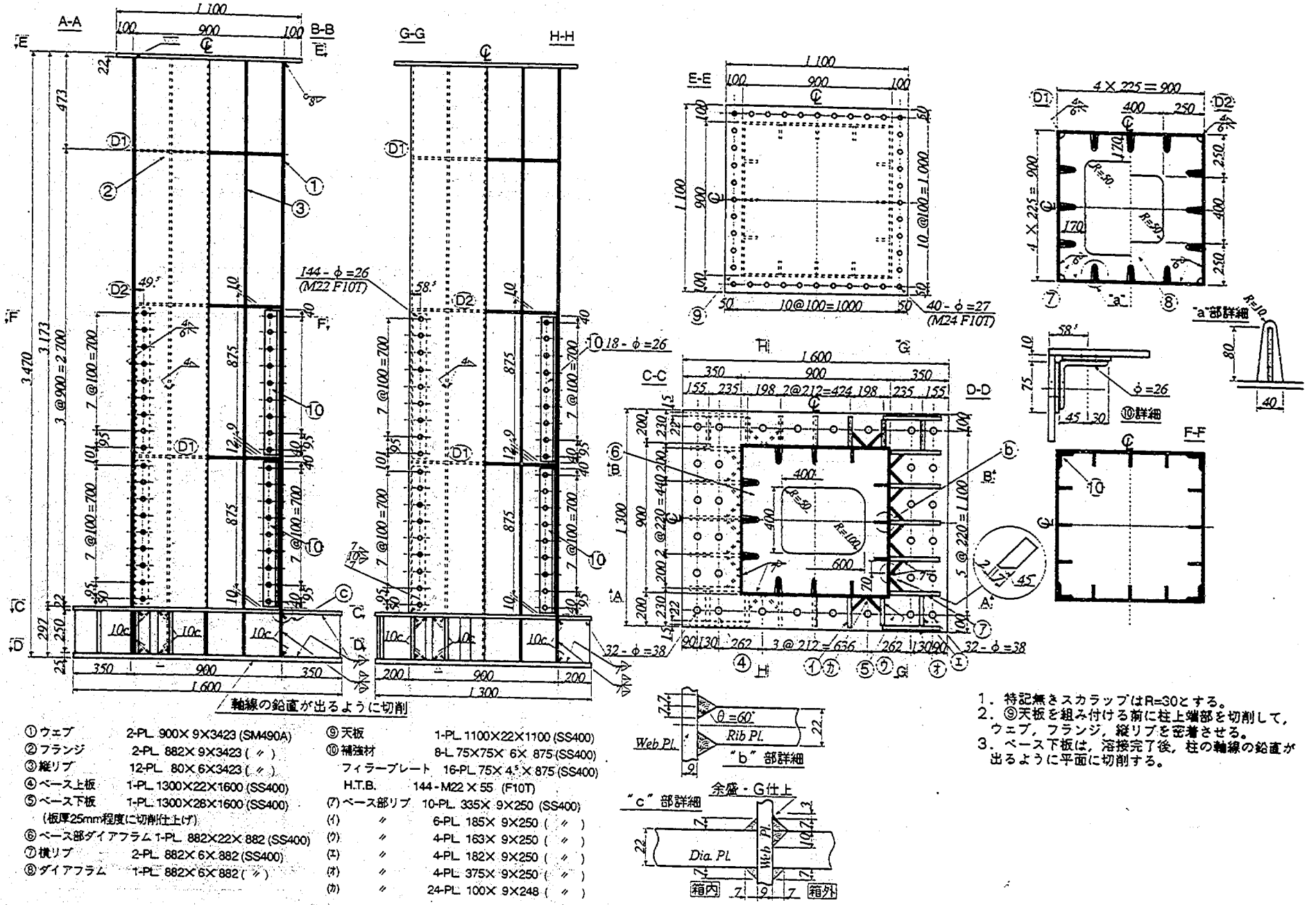
図-2.1.1(5)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No.10)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑩補強材	8-PL. 295×6×875 (SM490A)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	H.T.B.	144-M22×50 (F10T)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(ア) ベース部リブ	10-PL. 335×9×250 (SS400)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×9×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(ウ) 〃	4-PL. 163×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×9×250 (〃)
⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (SS400)	(オ) 〃	4-PL. 375×9×250 (〃)
⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

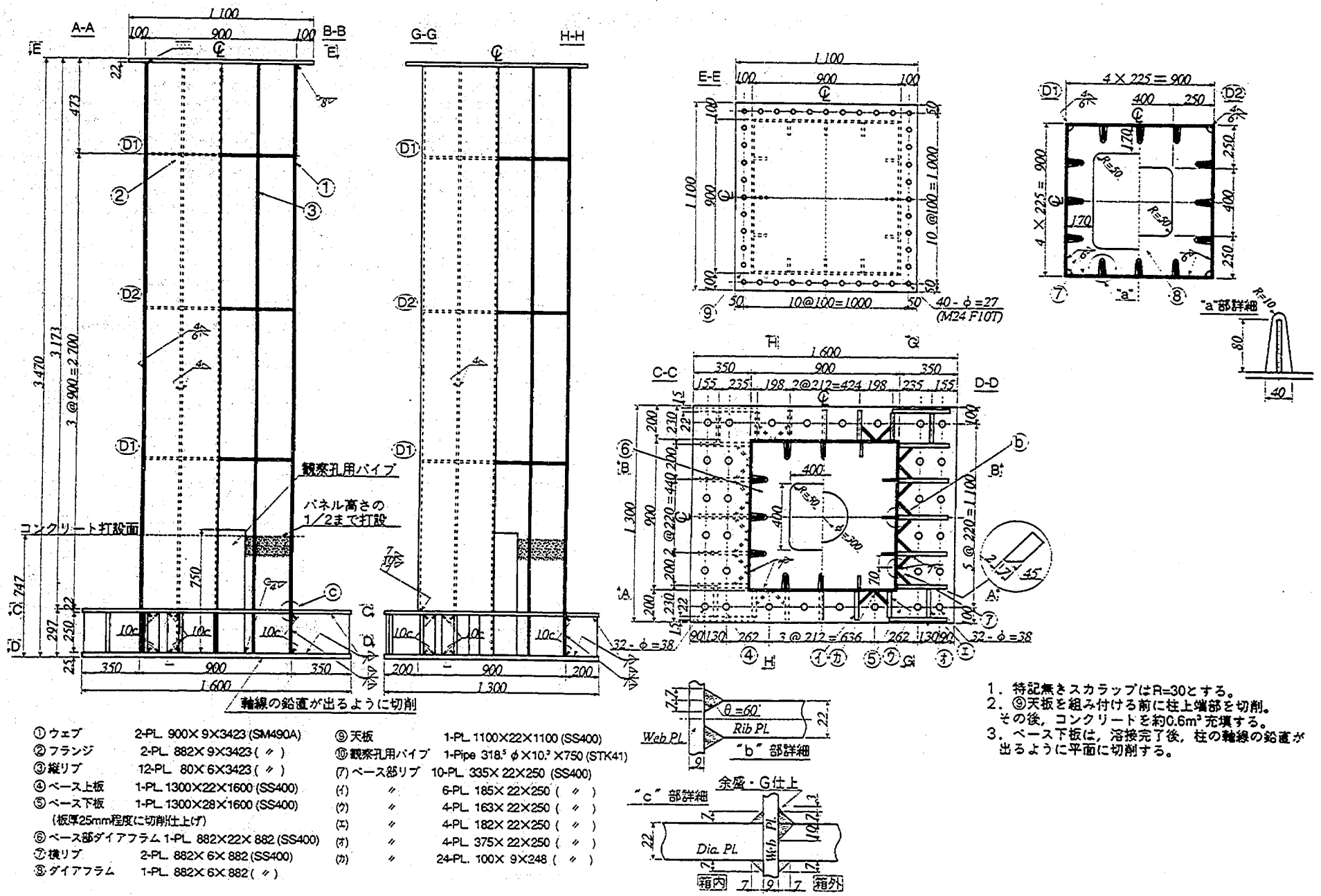
図-2.1.1(6)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 11)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑩補強材	8-L. 75×75×6×875 (SS400)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	フィラープレート	16-PL. 75×4.5×875 (SS400)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	H.T.B.	144-M22×55 (F10T)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(ア)ベース部リブ	10-PL. 335×9×250 (SS400)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(イ) 〃	6-PL. 185×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×9×250 (〃)
⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×9×250 (〃)
⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)	(オ) 〃	4-PL. 375×9×250 (〃)
		(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

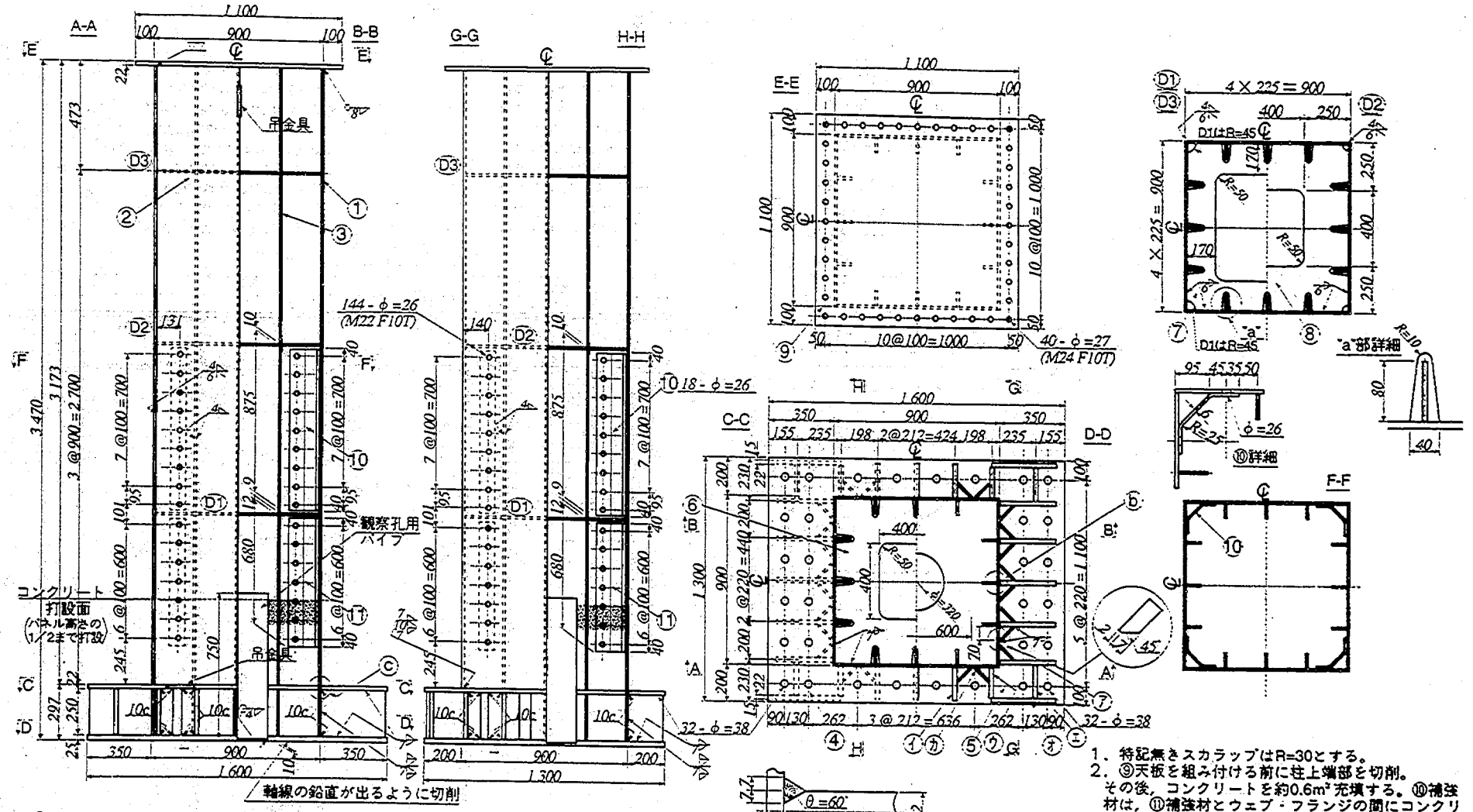
図-2.1.1(7) 矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 12)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑩観察孔用パイプ	1-Pipe 318.5 φ×10.3×750 (STK41)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	(ア)ベース部リブ	10-PL. 335×22×250 (SS400)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×22×250 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×22×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(エ) 〃	4-PL. 182×22×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(オ) 〃	4-PL. 375×22×250 (〃)
⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (SS400)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)
⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)		

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削。
その後，コンクリートを約0.6m³充填する。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

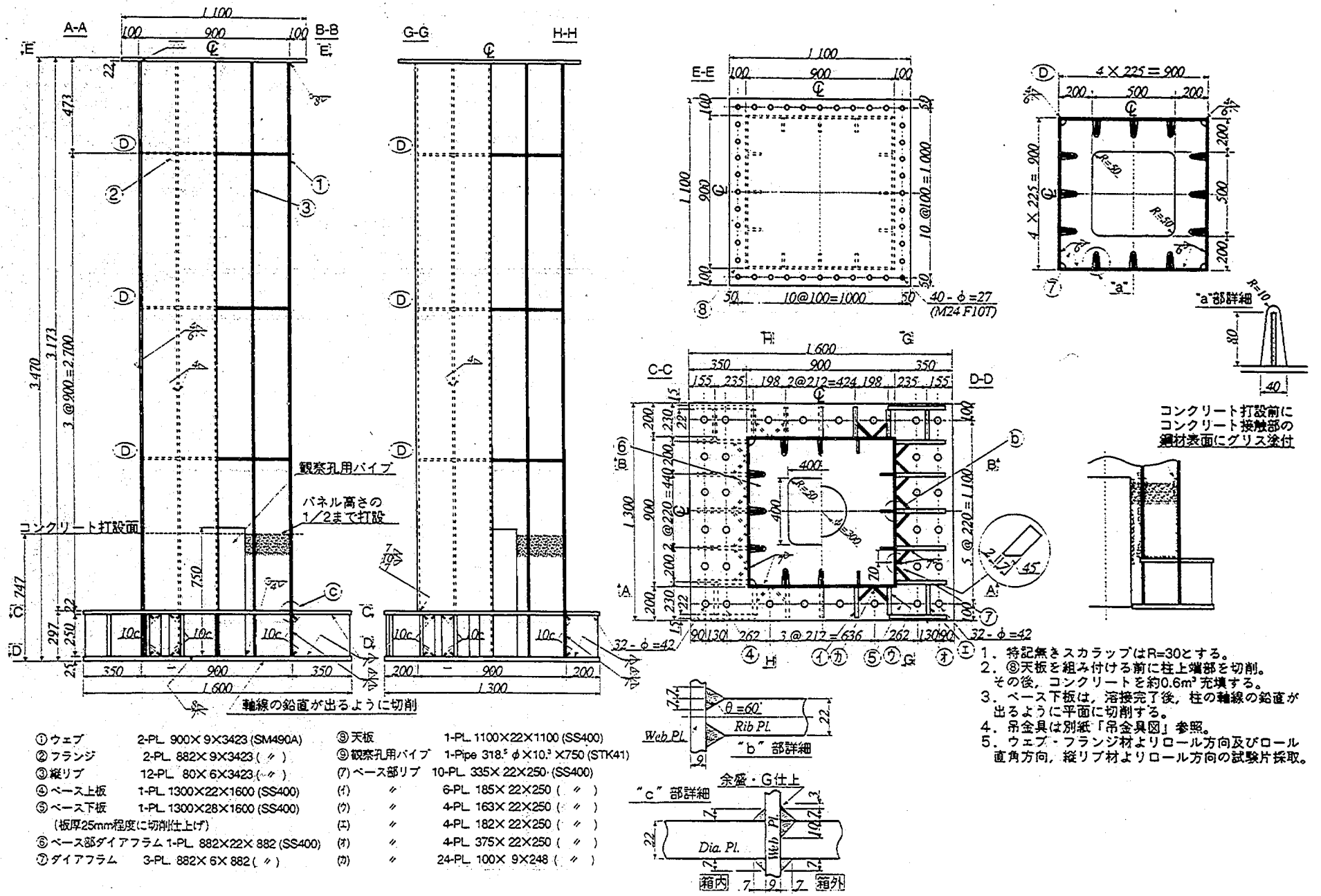
図-2.1.1(8)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 13)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑩補強材	4-PL. 295×6×875 (SM490A)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑪補強材	4-PL. 295×6×680 (SM490A)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	H.T.B.	128 - M22×50 (F10T)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	⑫観察孔用パイプ	1-Pipe 318.5φ×10.3×750 (STK41)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(ア) ベース部リブ	10-PL. 335×22×250 (SS400)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(イ) 〃	6-PL. 185×22×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×22×250 (〃)
⑦横リブ	2-PL. 882×6×882 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×22×250 (〃)
⑧ダイアフラム	1-PL. 882×6×882 (〃)	(オ) 〃	4-PL. 375×22×250 (〃)
⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑨天板を組み付ける前に柱上端部を切削。その後，コンクリートを約0.6m³充填する。⑩補強材は，⑪補強材とウェブ・フランジの間にコンクリートを充填後取付ける。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4. 吊金具は3ヵ所に取付ける。
5. ウェブ・フランジの角溶接は入念に行うこと。

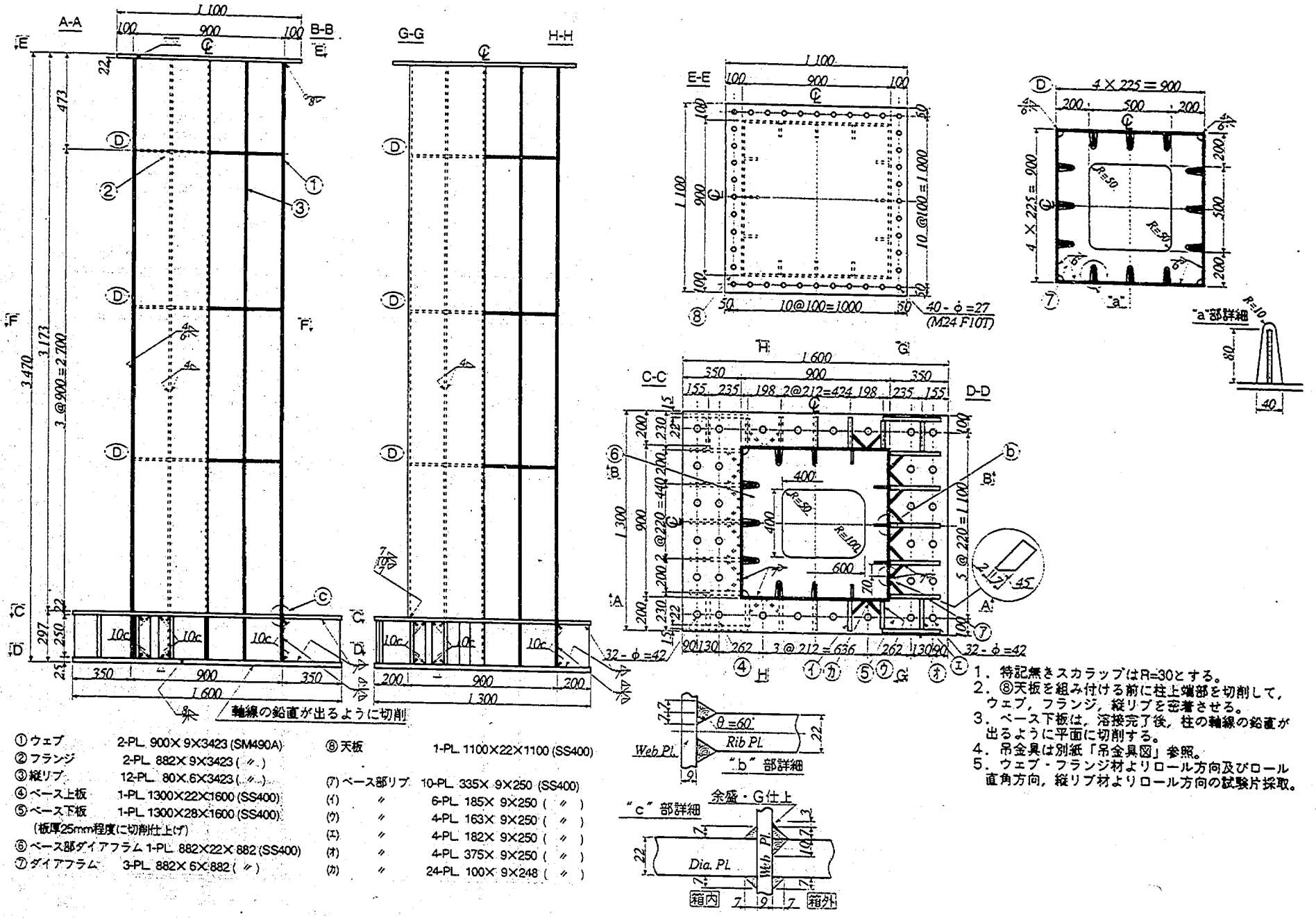
図-2.1.1(9)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 14)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑨天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑨観察孔用パイプ	1-Pipe 318.5 φ×10.3×750 (STK41)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	(ア)ベース部リブ	10-PL. 335×22×250 (SS400)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×22×250 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×22×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(エ) 〃	4-PL. 182×22×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(オ) 〃	4-PL. 375×22×250 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL. 882×6×882 (〃)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削。
その後，コンクリートを約0.6m³充填する。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4．吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5．ウェブ・フランジ材よりロール方向及びロール直角方向，縦リブ材よりロール方向の試験片採取。

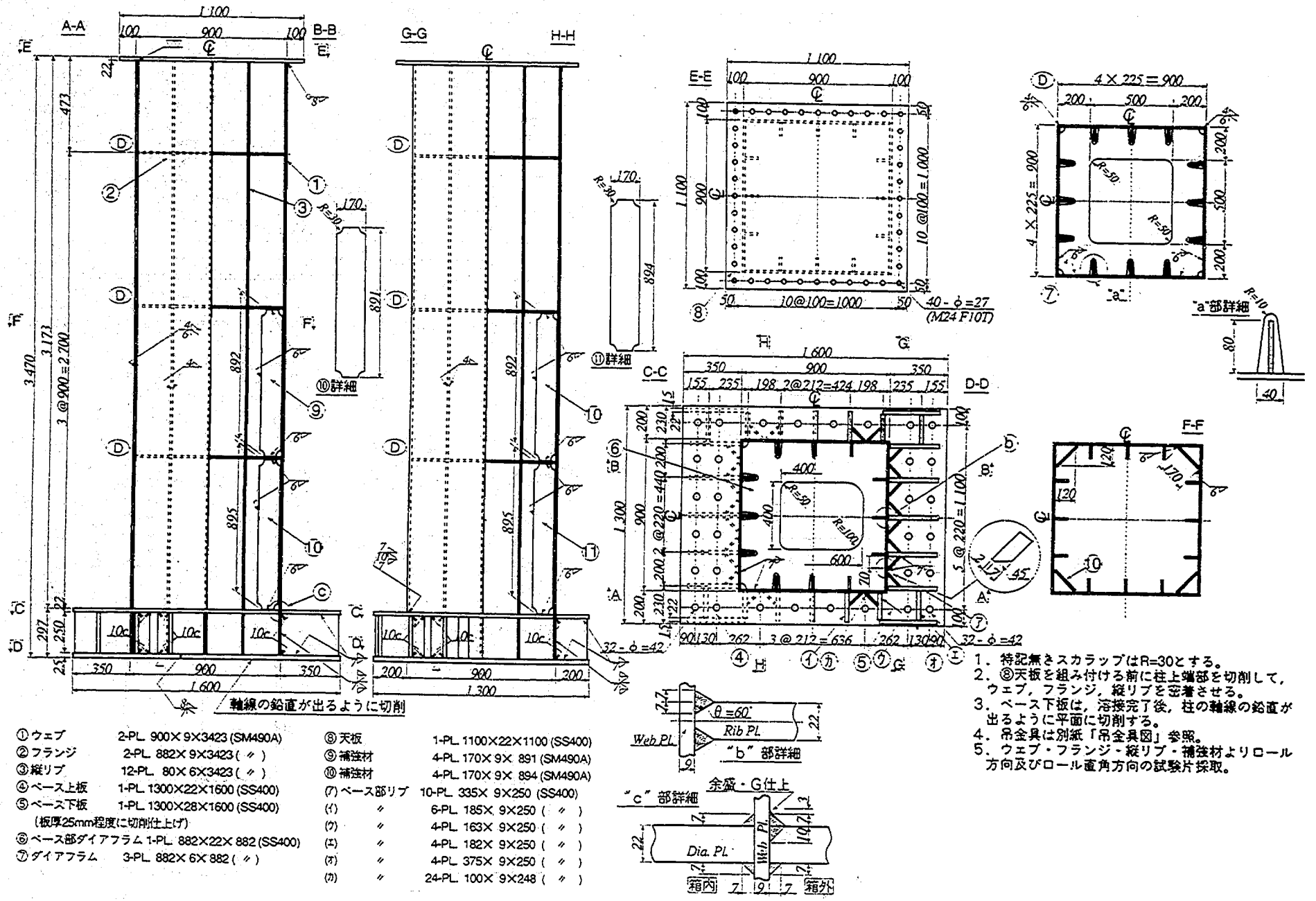
図-2.1.1(10)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No.17)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑧天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	(ア) ベース部リブ	10-PL. 335×9×250 (SS400)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	(イ) 〃	6-PL. 185×9×250 (〃)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×9×250 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×9×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(オ) 〃	4-PL. 375×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL. 882×6×882 (〃)		

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4. 吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5. ウェブ・フランジ材よりロール方向及びロール直角方向，縦リブ材よりロール方向の試験片採取。

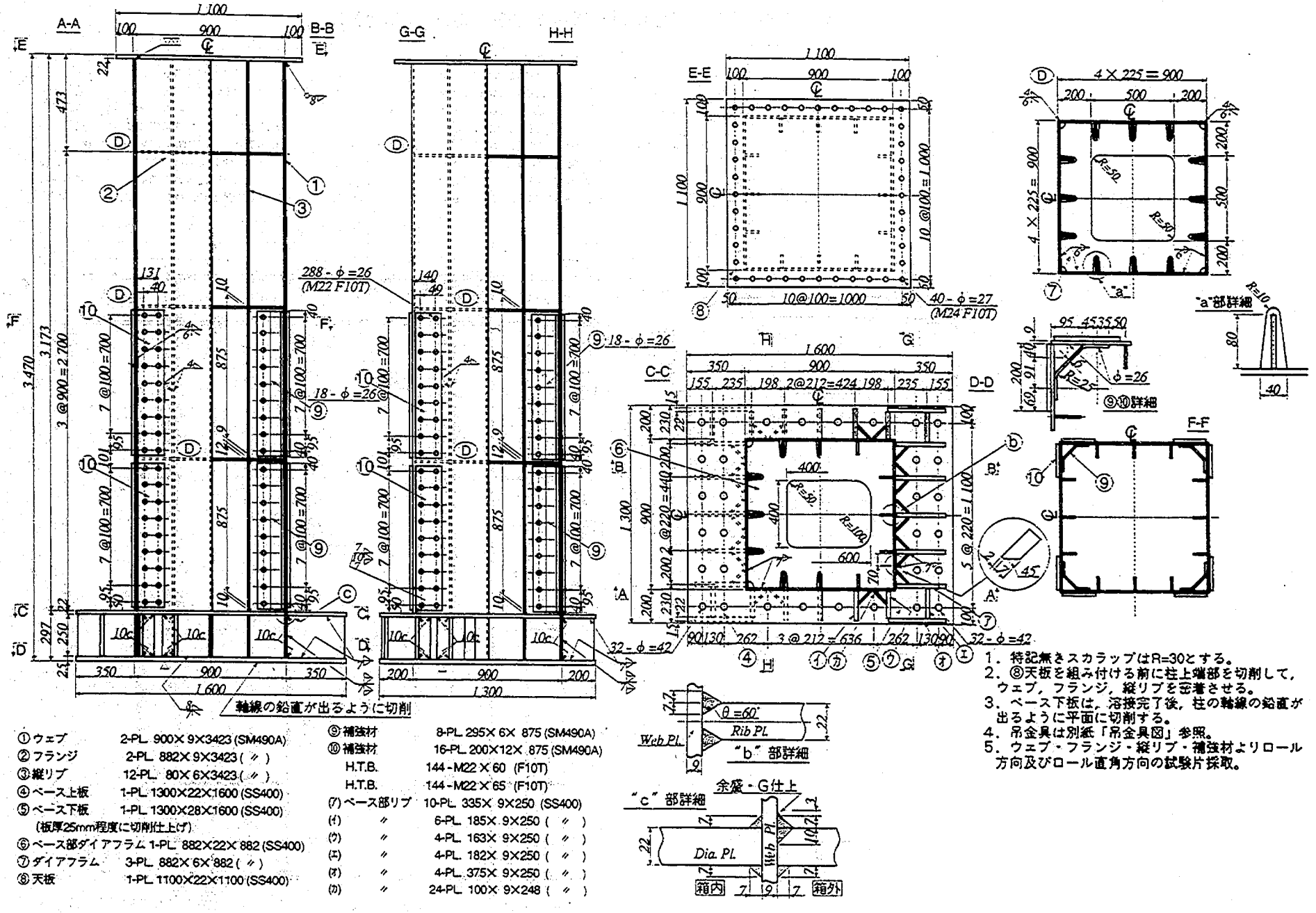
図-2.1.1(11)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 18, No. 19, No. 20)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑧天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)	⑨補強材	4-PL. 170×9×891 (SM490A)
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑩補強材	4-PL. 170×9×894 (SM490A)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(ア)ベース部リブ	10-PL. 335×9×250 (SS400)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×9×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(ウ) 〃	4-PL. 163×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×9×250 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL. 882×6×882 (〃)	(オ) 〃	4-PL. 375×9×250 (〃)
		(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4. 吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5. ウェブ・フランジ・縦リブ・補強材よりロール方向及びロール直角方向の試験片採取。

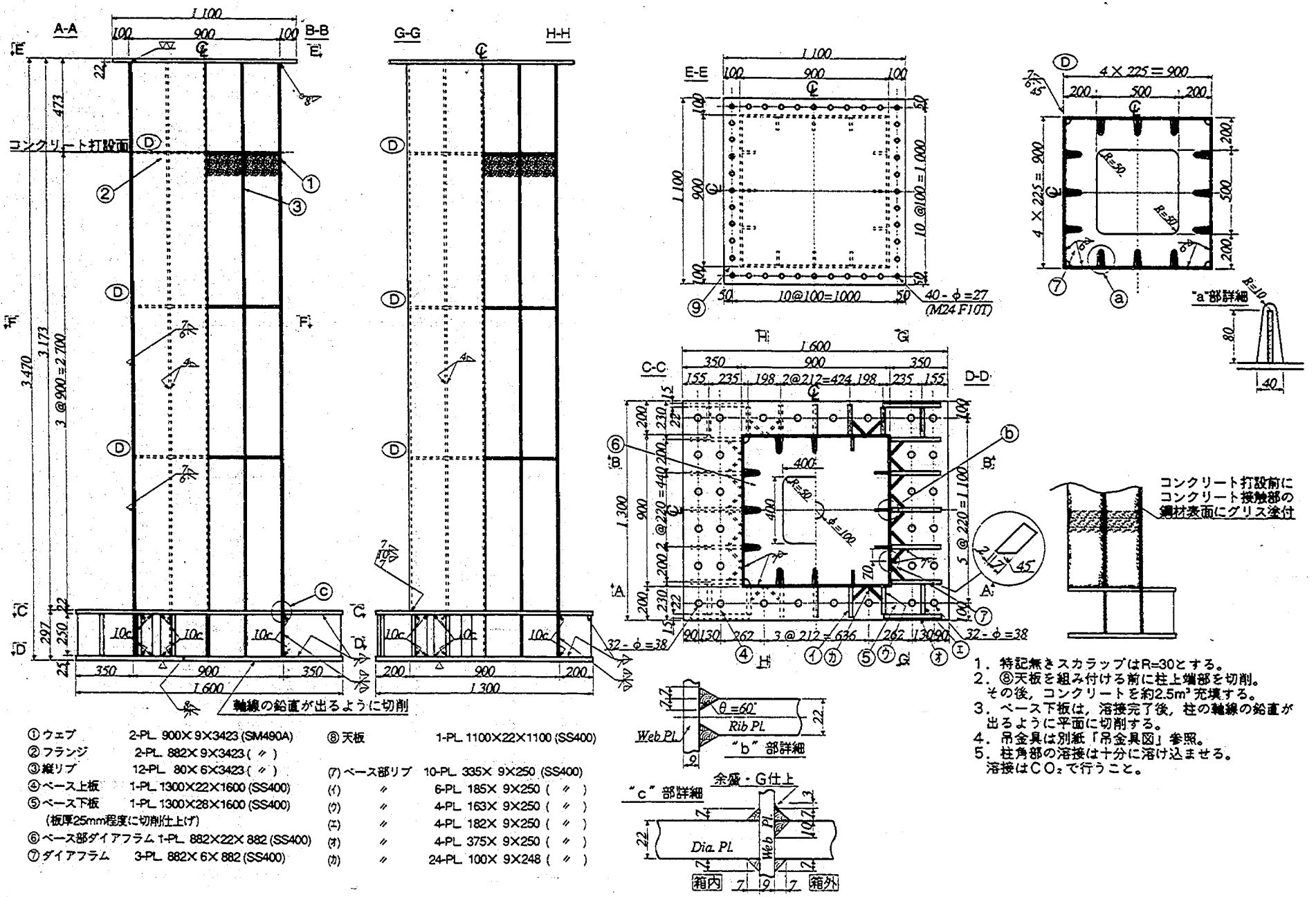
図-2.1.1(12)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 22, No. 23, No. 24)



①ウェブ	2-PL 900×9×3423 (SM490A)	⑨補強材	8-PL 295×6×875 (SM490A)
②フランジ	2-PL 882×9×3423 (〃)	⑩補強材	16-PL 200×12×875 (SM490A)
③縦リブ	12-PL 80×6×3423 (〃)	H.T.B.	144-M22×60 (F10T)
④ベース上板	1-PL 1300×22×1600 (SS400)	H.T.B.	144-M22×65 (F10T)
⑤ベース下板	1-PL 1300×28×1600 (SS400)	(ア)ベース部リブ	10-PL 335×9×250 (SS400)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(イ) 〃	6-PL 185×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL 882×22×882 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL 163×9×250 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL 882×6×882 (〃)	(エ) 〃	4-PL 182×9×250 (〃)
⑧天板	1-PL 1100×22×1100 (SS400)	(オ) 〃	4-PL 375×9×250 (〃)
		(カ) 〃	24-PL 100×9×248 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削して，ウェブ，フランジ，縦リブを密着させる。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4. 吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5. ウェブ・フランジ・縦リブ・補強材よりロール方向及びロール直角方向の試験片採取。

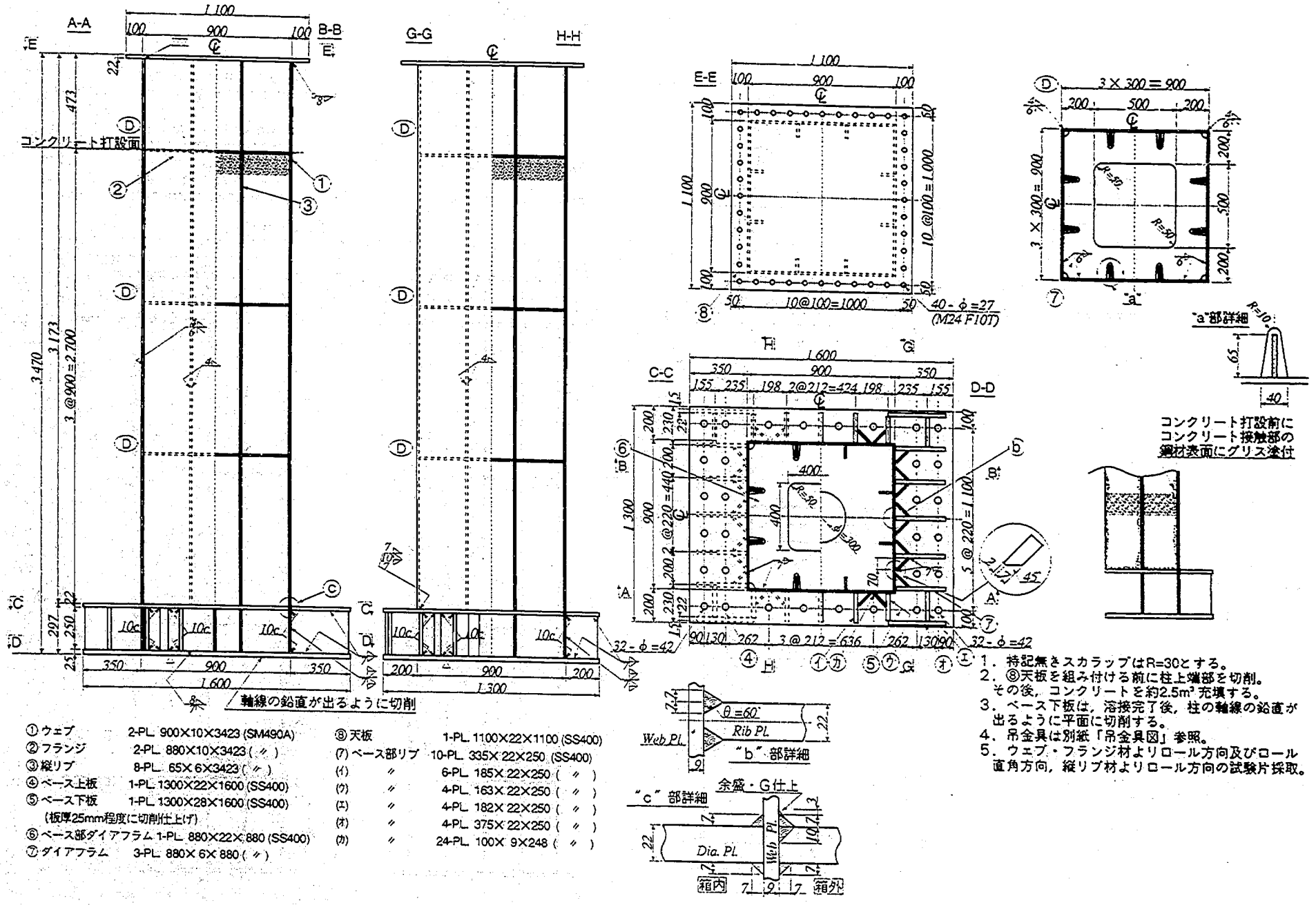
図-2.1.1(13)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No.25)



①ウェブ	2-PL. 900×9×3423 (SM490A)	⑧天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 882×9×3423 (〃)		
③縦リブ	12-PL. 80×6×3423 (〃)	⑦ベース部リブ	10-PL. 335×9×250 (SS400)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×9×250 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×9×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(エ) 〃	4-PL. 182×9×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 882×22×882 (SS400)	(オ) 〃	4-PL. 375×9×250 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL. 882×6×882 (SS400)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削。
その後，コンクリートを約2.5m³充填する。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4．吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5．柱角部の溶接は十分に溶け込ませる。
溶接はCO_2で行うこと。

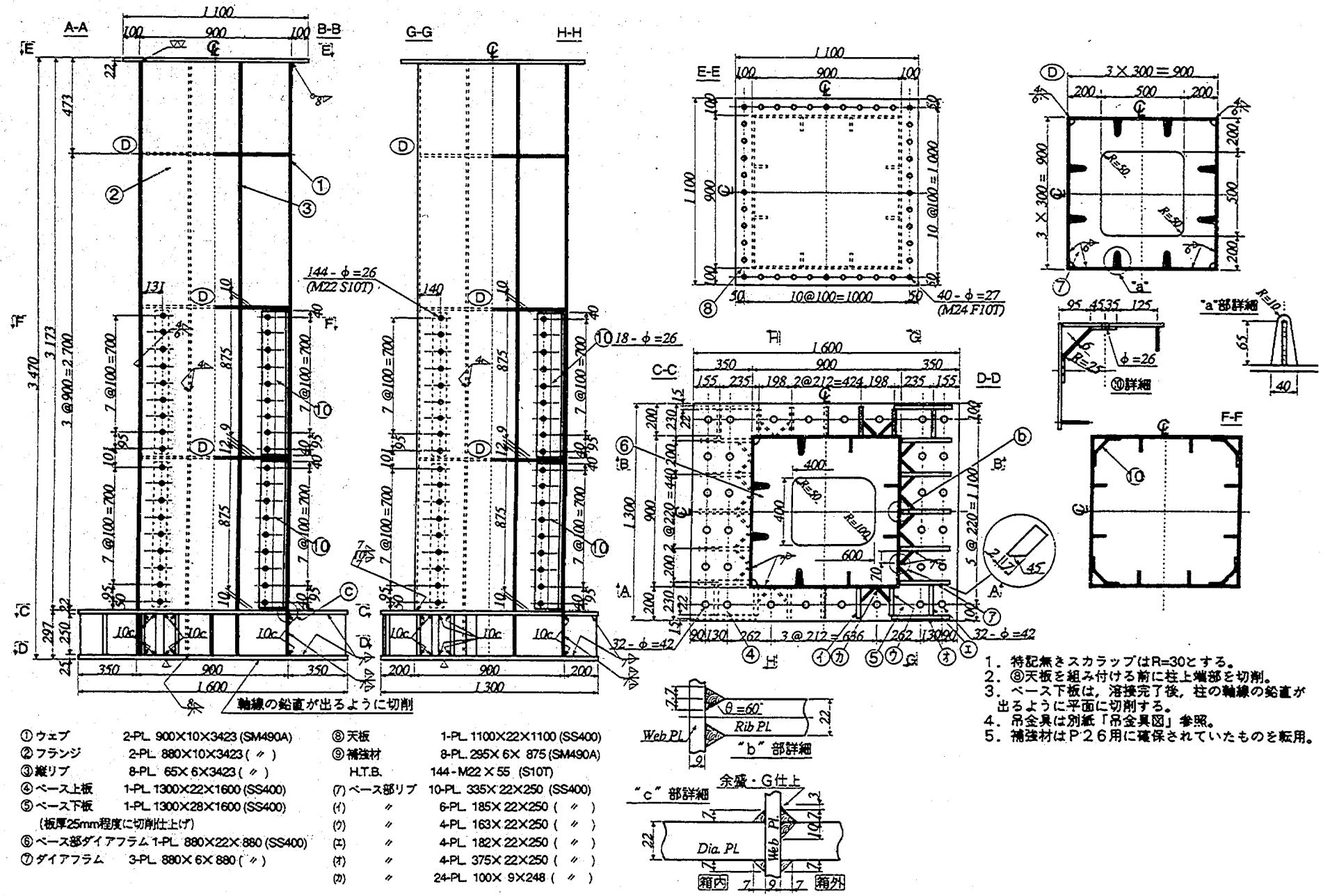
図-2.1.1(14)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No.26)



①ウェブ	2-PL. 900×10×3423 (SM490A)	⑧天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 880×10×3423 (〃)	(ア)ベース部リブ	10-PL. 335×22×250 (SS400)
③縦リブ	8-PL. 65×6×3423 (〃)	(イ) 〃	6-PL. 185×22×250 (〃)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(ウ) 〃	4-PL. 163×22×250 (〃)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×22×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(オ) 〃	4-PL. 375×22×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 880×22×880 (SS400)	(カ) 〃	24-PL. 100×9×248 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL. 880×6×880 (〃)		

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削。
その後，コンクリートを約2.5m³充填する。
3．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4．吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5．ウェブ・フランジ材よりロール方向及びロール直角方向，縦リブ材よりロール方向の試験片採取。

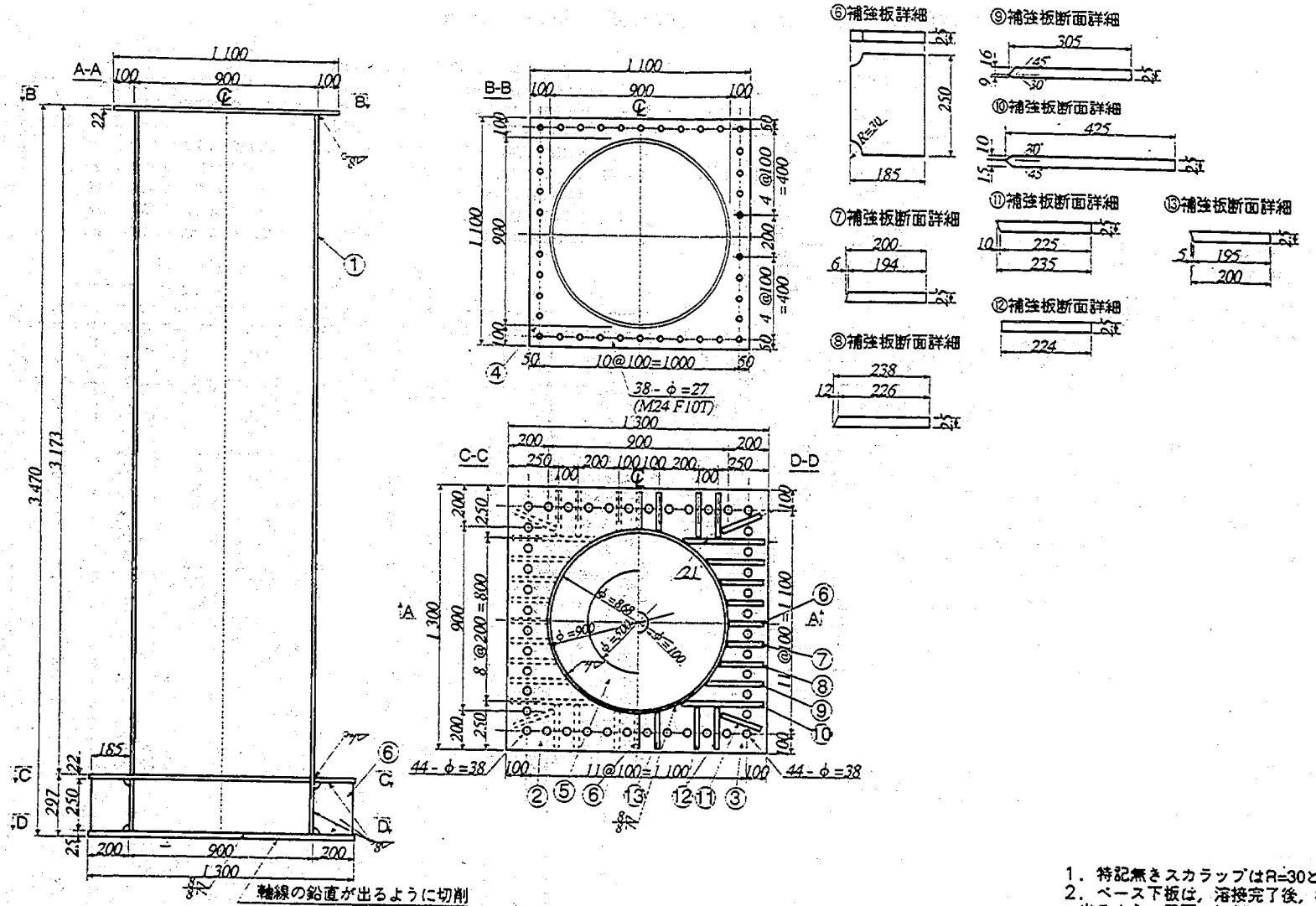
図-2.1.1(15)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 27)



①ウェブ	2-PL. 900×10×3423 (SM490A)	⑧天板	1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
②フランジ	2-PL. 880×10×3423 (〃)	⑨補強材	8-PL. 295× 6× 875 (SM490A)
③縦リブ	8-PL. 65× 6×3423 (〃)	H.T.B.	144-M22×55 (S10T)
④ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	(ア) ベース部リブ	10-PL. 335×22×250 (SS400)
⑤ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	(イ) 〃	6-PL. 185×22×250 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		(ウ) 〃	4-PL. 163×22×250 (〃)
⑥ベース部ダイアフラム	1-PL. 880×22×880 (SS400)	(エ) 〃	4-PL. 182×22×250 (〃)
⑦ダイアフラム	3-PL. 880× 6× 880 (〃)	(オ) 〃	4-PL. 375×22×250 (〃)
		(カ) 〃	24-PL. 100× 9×248 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ⑧天板を組み付ける前に柱上端部を切削。
3. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
4. 吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5. 補強材はP26用に確保されていたものを転用。

図-2.1.1(16)　矩形断面供試体の形状・寸法 (No. 28)

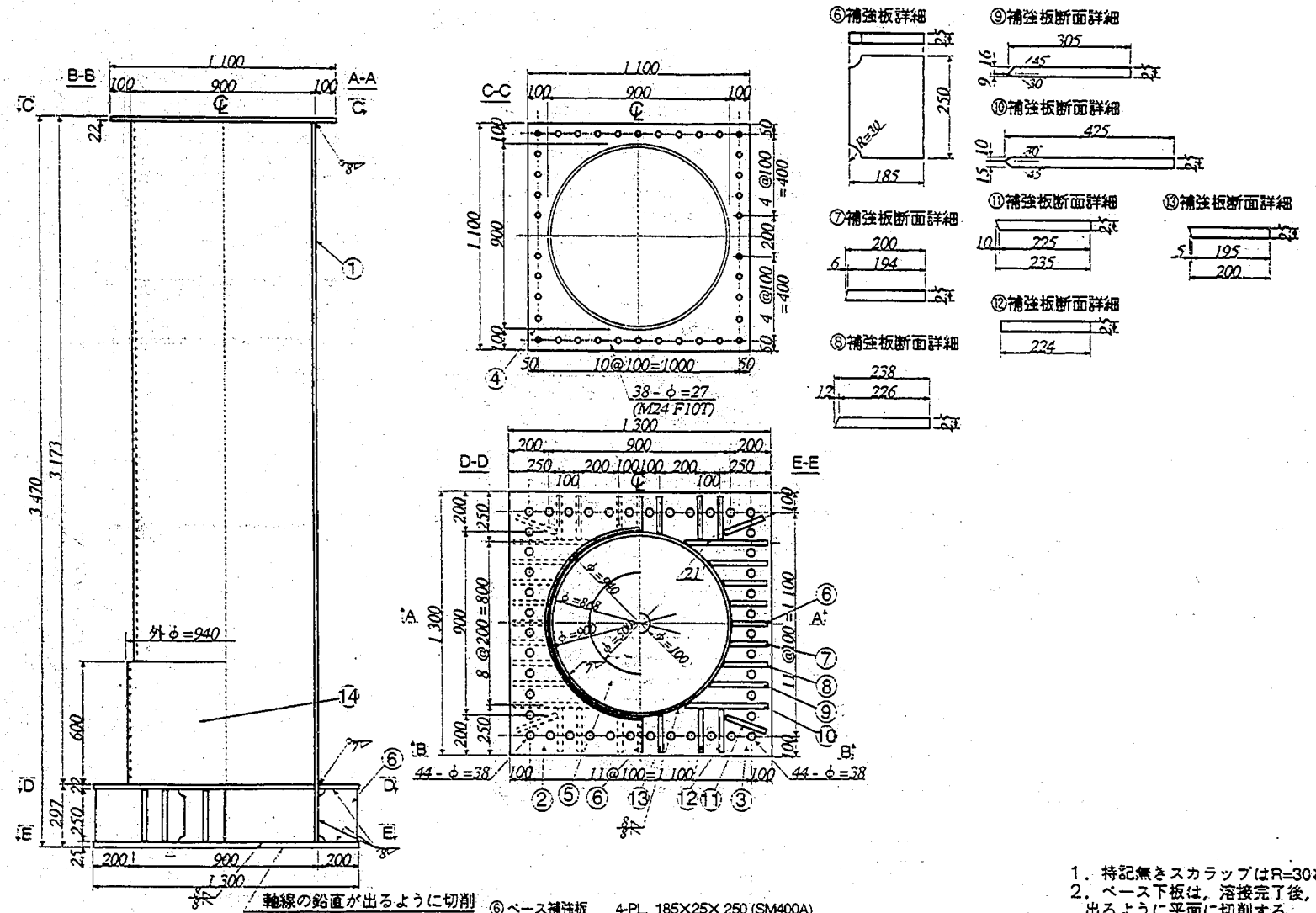


①パイプ（外径φ=900） 1-PL 2827×16×3423 (SM490A)
②ベース上板 1-PL 1300×22×1300 (SS400)
③ベース下板 1-PL 1300×28×1300 (SM400A)
（板厚25mm程度に切削仕上げ）
④天板 1-PL 1100×22×1100 (SS400)
⑤ベース部ダイアフラム 1-PL 868φ×22 (SS400)

⑥ベース補強板 4-PL 185×25×250 (SM400A)
⑦ベース補強板 4-PL 200×25×250 (SM400A)
⑧ベース補強板 4-PL 238×25×250 (SM400A)
⑨ベース補強板 4-PL 250×25×305 (SM400A)
⑩ベース補強板 4-PL 250×25×425 (SM400A)
⑪ベース補強板 4-PL 235×25×250 (SM400A)
⑫ベース補強板 8-PL 224×25×250 (SM400A)
⑬ベース補強板 4-PL 200×25×250 (SM400A)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

図-2.1.2(1)　円形断面供試体の形状・寸法（No.6）

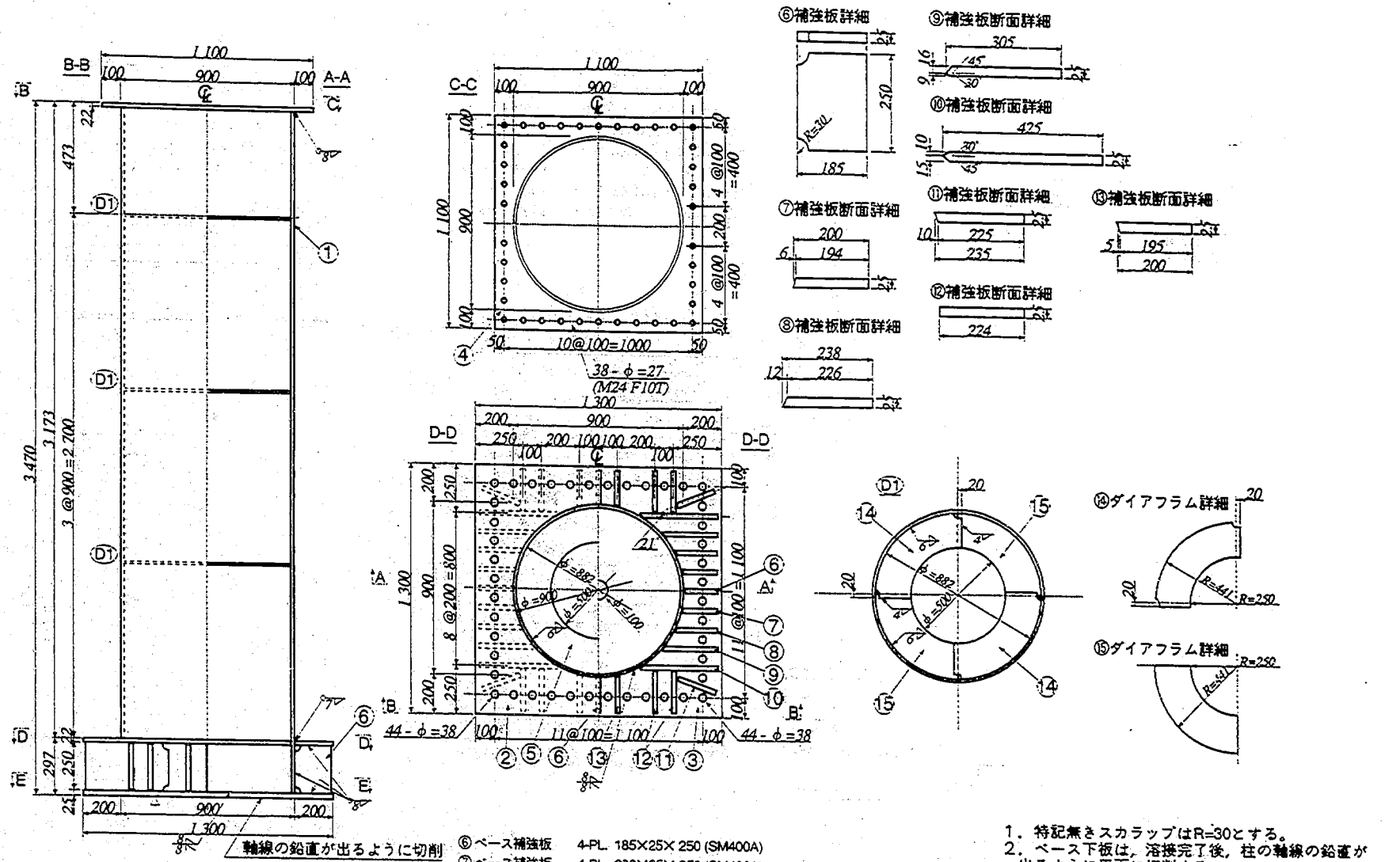


① パイプ（外径φ=900） 1-PL. 2827×16×3423 (SM490A)
② ベース上板 1-PL. 1300×22×1300 (SS400)
③ ベース下板 1-PL. 1300×28×1300 (SM400A)
（板厚25mm程度に切削仕上げ）
④ 天板 1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
⑤ ベース部ダイアフラム 1-PL. 868φ×22 (SS400)

⑥ ベース補強板 4-PL. 185×25×250 (SM400A)
⑦ ベース補強板 4-PL. 200×25×250 (SM400A)
⑧ ベース補強板 4-PL. 238×25×250 (SM400A)
⑨ ベース補強板 4-PL. 250×25×305 (SM400A)
⑩ ベース補強板 4-PL. 250×25×425 (SM400A)
⑪ ベース補強板 4-PL. 235×25×250 (SM400A)
⑫ ベース補強板 8-PL. 224×25×250 (SM400A)
⑬ ベース補強板 4-PL. 200×25×250 (SM400A)
⑭ 補強材 1-PL. 600×9×2953 (SS400)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3．⑭補強材は，ベース部には溶接しない。
（供試体との隙間は約10mm程度となる）

図-2.1.2(2)　円形断面供試体の形状・寸法（No.7）

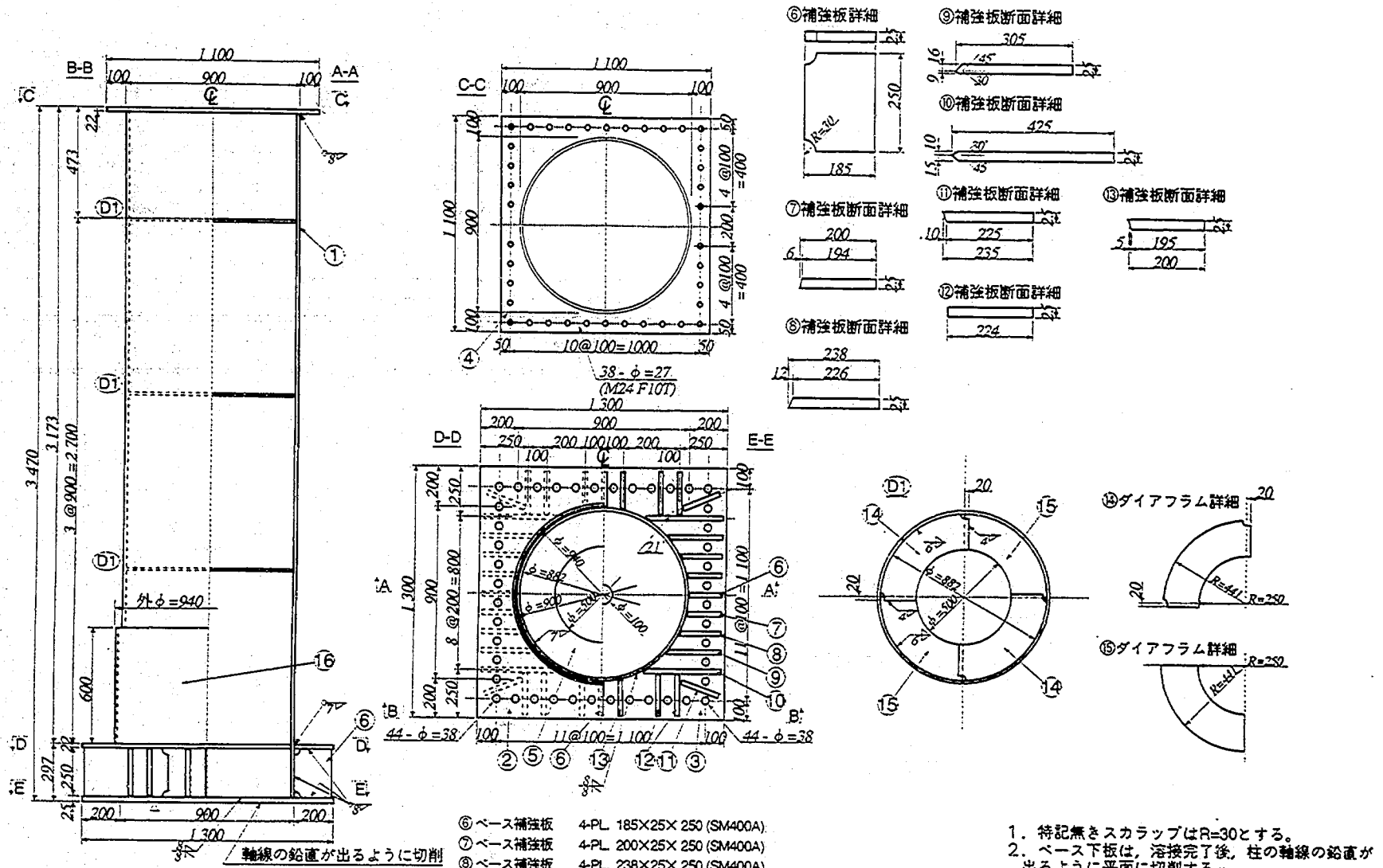


①パイプ（外径φ=900）1-PL 2827×9×3423 (SS400)
②ベース上板　1-PL 1300×22×1300 (SS400)
③ベース下板　1-PL 1300×28×1300 (SM400A)
（板厚25mm程度に切削仕上げ）
④天板　1-PL 1100×22×1100 (SS400)
⑤ベース部ダイアフラム　1-PL 882φ×22 (SS400)

⑥ベース補強板　4-PL 185×25×250 (SM400A)
⑦ベース補強板　4-PL 200×25×250 (SM400A)
⑧ベース補強板　4-PL 238×25×250 (SM400A)
⑨ベース補強板　4-PL 250×25×305 (SM400A)
⑩ベース補強板　4-PL 250×25×425 (SM400A)
⑪ベース補強板　4-PL 235×25×250 (SM400A)
⑫ベース補強板　8-PL 224×25×250 (SM400A)
⑬ベース補強板　4-PL 200×25×250 (SM400A)
⑭ダイアフラム　2-PL 461×6×461 (SS400)
⑮ダイアフラム　2-PL 441×6×441 (SS400)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。

図-2.1.2(3)　円形断面供試体の形状・寸法（No.8）

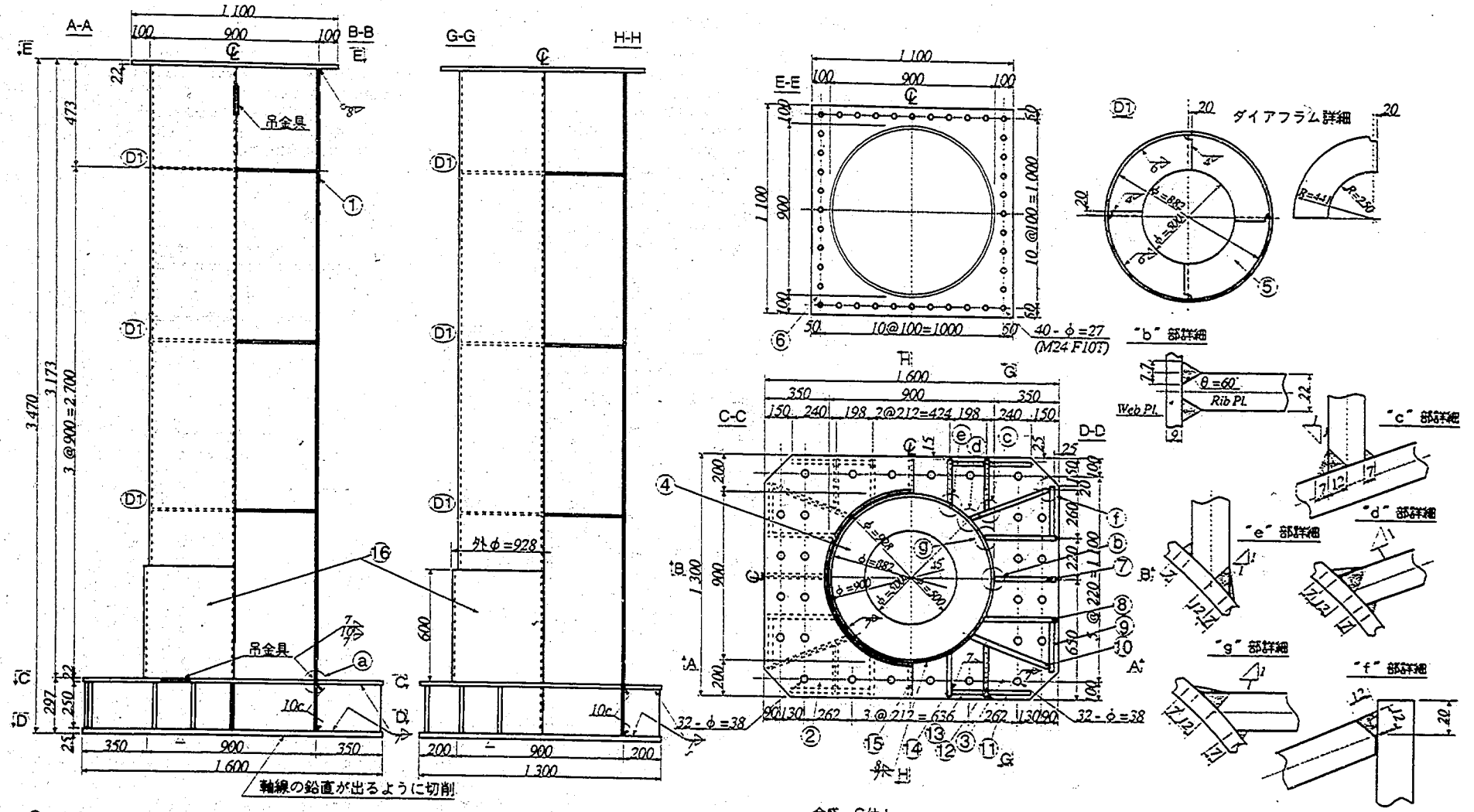


①パイプ（外径φ=900）1-PL. 2827× 9×3423 (SS400)
②ベース上板　1-PL. 1300×22×1300 (SS400)
③ベース下板　1-PL. 1300×28×1300 (SM400A)
（板厚25mm程度に切削仕上げ）
④天板　1-PL. 1100×22×1100 (SS400)
⑤ベース部ダイアフラム　1-PL. 882φ×22 (SS400)

⑥ベース補強板　4-PL. 185×25× 250 (SM400A)
⑦ベース補強板　4-PL. 200×25× 250 (SM400A)
⑧ベース補強板　4-PL. 238×25× 250 (SM400A)
⑨ベース補強板　4-PL. 250×25× 305 (SM400A)
⑩ベース補強板　4-PL. 250×25× 425 (SM400A)
⑪ベース補強板　4-PL. 235×25× 250 (SM400A)
⑫ベース補強板　8-PL. 224×25× 250 (SM400A)
⑬ベース補強板　4-PL. 200×25× 250 (SM400A)
⑭ダイアフラム　2-PL. 461× 6×461 (SS400)
⑮ダイアフラム　2-PL. 441× 6×441 (SS400)
⑯補強材　1-PL. 600× 9×2953 (SS400)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3．⑮補強材は，ベース部には溶接しない。
（供試体との隙間は約10mm程度となる）

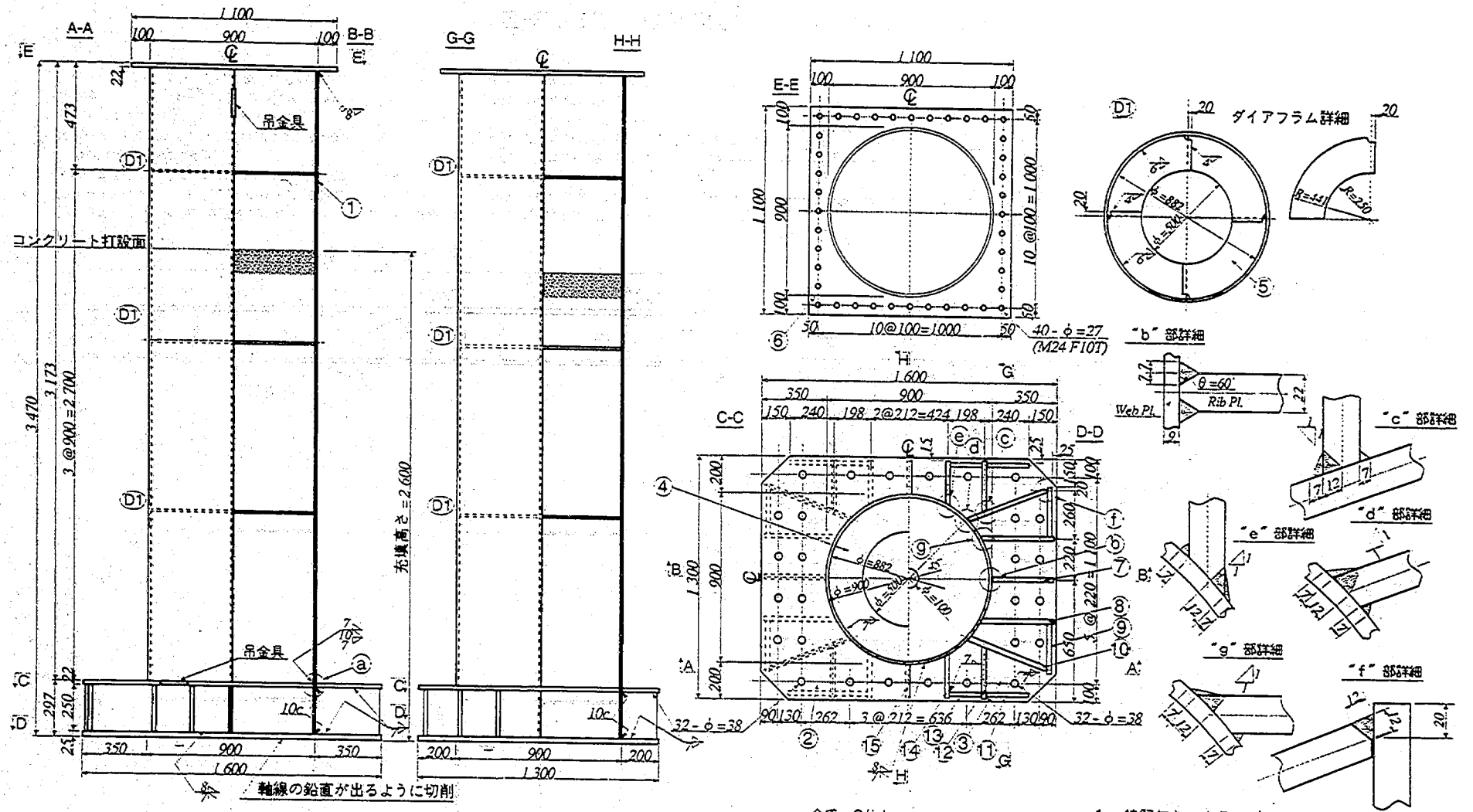
図-2.1.2(4)　円形断面供試体の形状・寸法 (No. 9)



①パイプ	1-PL. 2827×9×3423 (SS400)	⑧ベース部リブ	4-PL. 250×22×400 (SS400)
②ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	⑨ 〃	4-PL. 250×22×270 (〃)
③ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	⑩ 〃	4-PL. 250×22×455 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪ 〃	4-PL. 230×22×250 (〃)
④ベース部ダイアフラム	1-PL. 882φ×22 (SS400)	⑫ 〃	4-PL. 250×22×275 (〃)
⑤ダイアフラム	12-PL. 441×6×461 (〃)	⑬ 〃	4-PL. 175×22×250 (〃)
⑥天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)	⑭ 〃	4-PL. 250×22×250 (〃)
⑦ベース部リブ	2-PL. 250×22×335 (SS400)	⑮ 〃	2-PL. 185×22×250 (〃)
		⑯補強リング	1-PL. 600×9×2915 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3. ⑥天板を溶接する前に⑰補強リングを取付ける。
4. 吊金具は3ヵ所に取付ける。

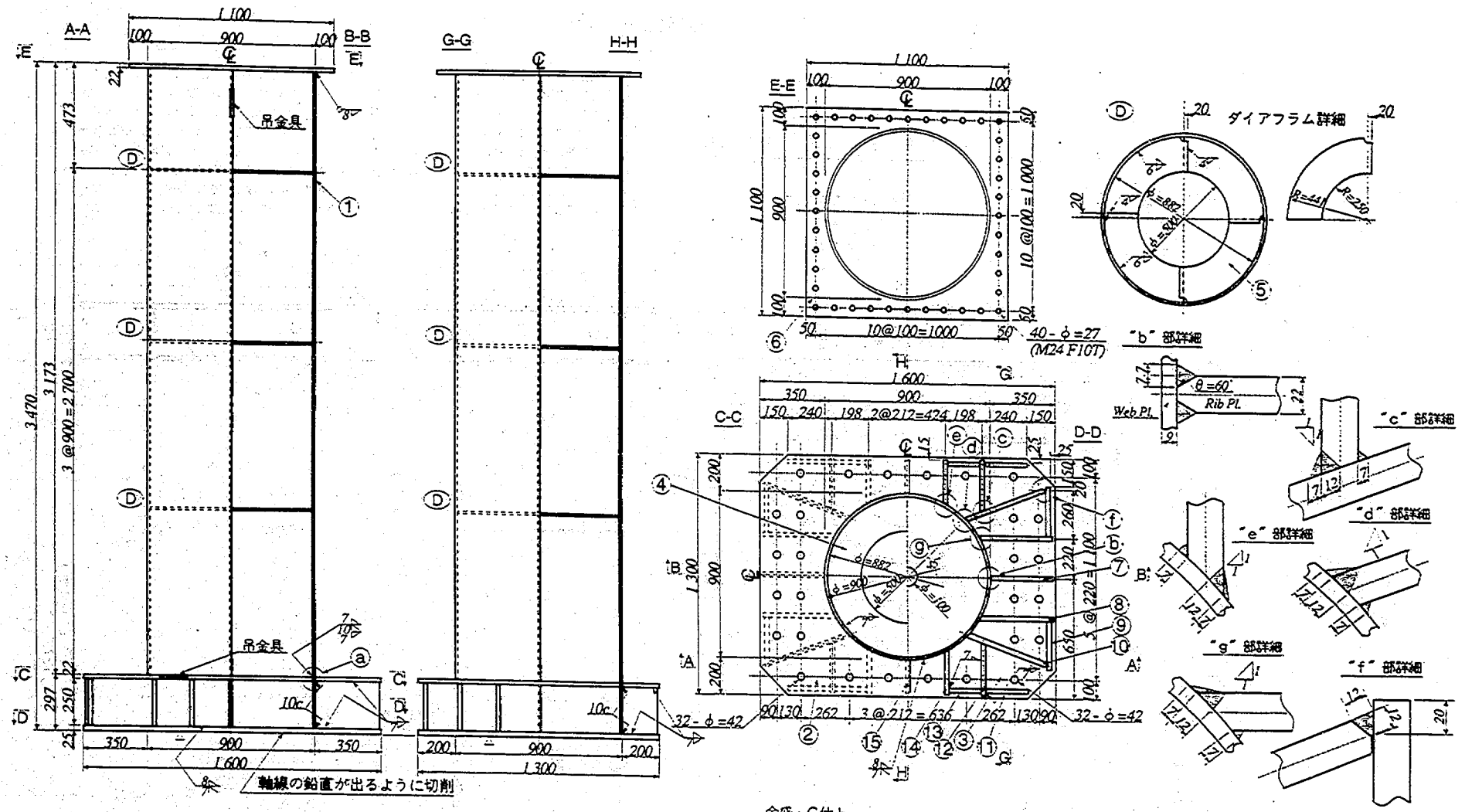
図-2.1.2(5)　円形断面供試体の形状・寸法 (No. 15)



①ウェブ	1-PL 2827×9×3423 (SS400)	⑧ベース部リブ	4-PL 250×22×400 (〃)
②ベース上板	1-PL 1300×22×1600 (SS400)	⑨ 〃	4-PL 250×22×270 (〃)
③ベース下板	1-PL 1300×28×1600 (SS400)	⑩ 〃	4-PL 250×22×455 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪ 〃	4-PL 230×22×250 (〃)
④ベース部ダイアフラム	1-PL 882φ×22 (SS400)	⑫ 〃	4-PL 250×22×275 (〃)
⑤ダイアフラム	12-PL 441×6×461 (〃)	⑬ 〃	4-PL 175×22×250 (〃)
⑥天板	1-PL 1100×22×1100 (〃)	⑭ 〃	4-PL 250×22×250 (〃)
⑦ベース部リブ	2-PL 250×22×335 (SS400)	⑮ 〃	2-PL 185×22×250 (〃)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3．⑥天板を溶接する前にコンクリートを約1.6m³充填する。
4．吊金具は3ヵ所に取付ける。

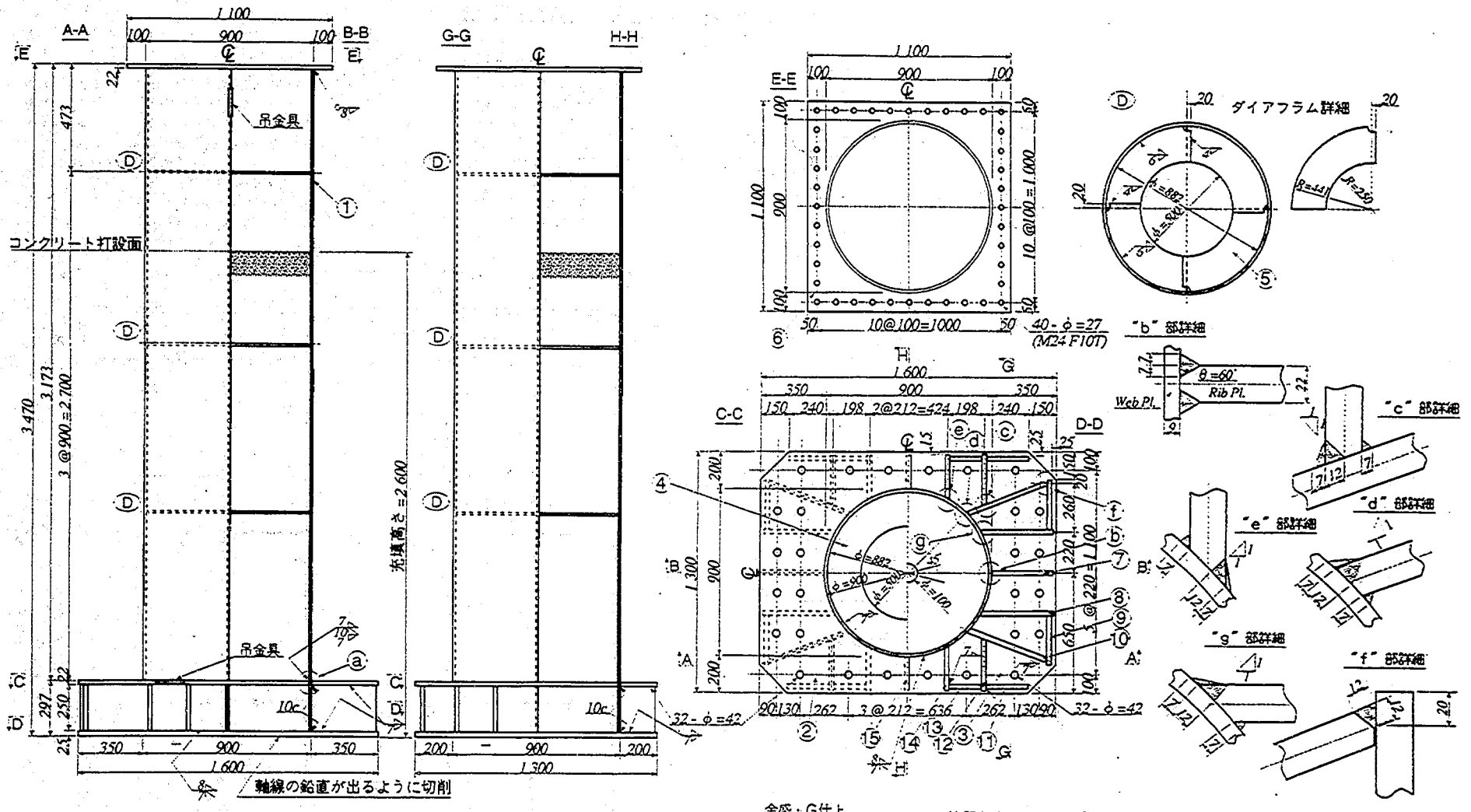
図-2.1.2(6)　円形断面供試体の形状・寸法 (No.16)



①ウェブ	1-PL. 2827×9×3423 (SS400)	⑧ベース部リブ	4-PL. 250×22×400 (〃)
②ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	⑨	〃	4-PL. 250×22×270 (〃)
③ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	⑩	〃	4-PL. 250×22×455 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪	〃	4-PL. 230×22×250 (〃)
④ベース部ダイアフラム	1-PL. 882φ×22 (SS400)	⑫	〃	4-PL. 250×22×275 (〃)
⑤ダイアフラム	12-PL. 441×6×461 (〃)	⑬	〃	4-PL. 175×22×250 (〃)
⑥天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)	⑭	〃	4-PL. 250×22×250 (〃)
⑦ベース部リブ	2-PL. 250×22×335 (SS400)	⑮	〃	2-PL. 185×22×250 (〃)

1．特記無きスカラップはR=30とする。
2．ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3．吊金具は別紙「吊金具図」参照。
4．鋼管材よりロール方向及びロール直角方向の試験片採取。

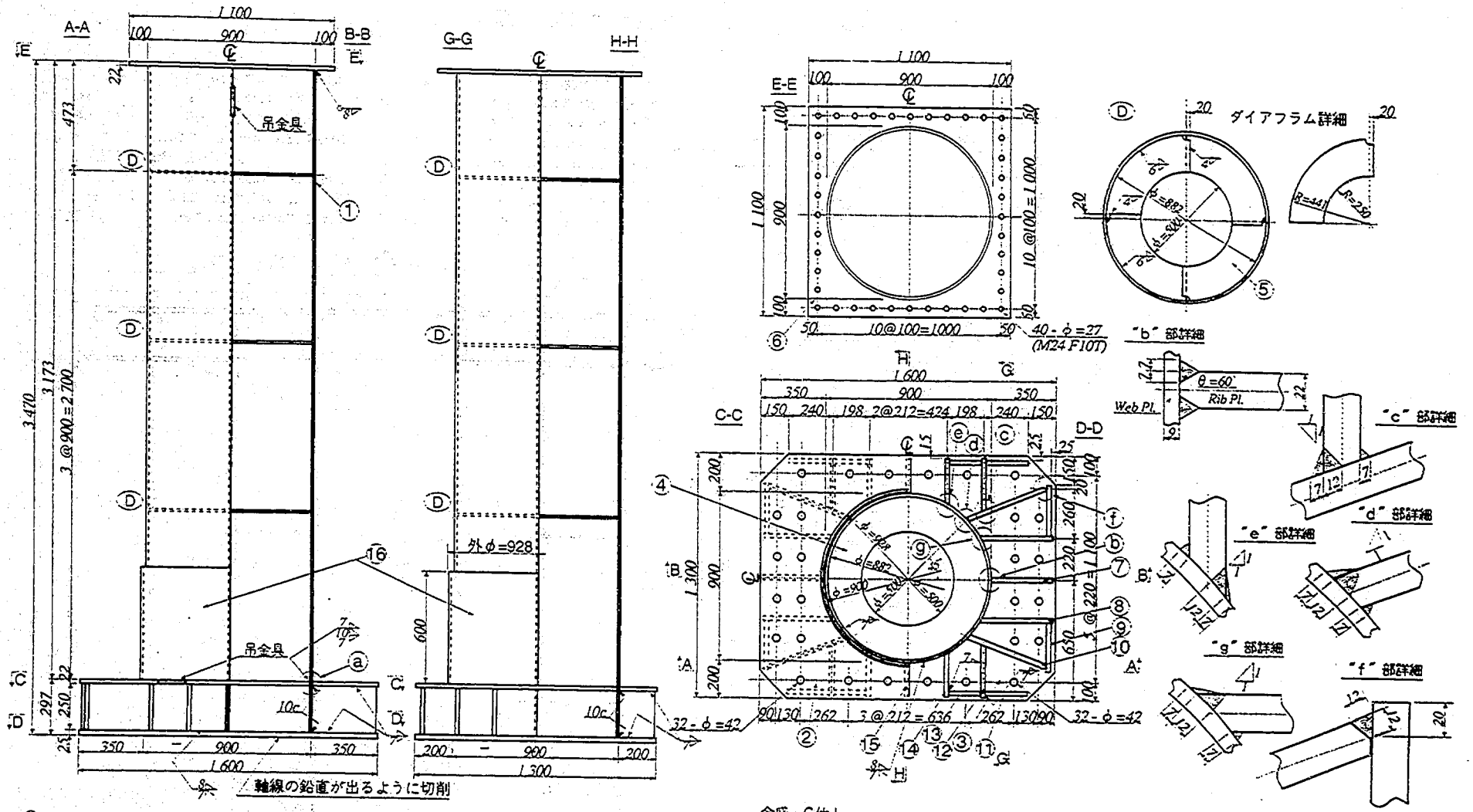
図-2.1.2(7)　円形断面供試体の形状・寸法 (No. 29)



①ウェブ	1-PL 2827×9×3423 (SS400)	⑧ベース部リブ	4-PL 250×22×400 (〃)
②ベース上板	1-PL 1300×22×1600 (SS400)	⑨	〃	4-PL 250×22×270 (〃)
③ベース下板	1-PL 1300×28×1600 (SS400)	⑩	〃	4-PL 250×22×455 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪	〃	4-PL 230×22×250 (〃)
④ベース部ダイアフラム	1-PL 882φ×22 (SS400)	⑫	〃	4-PL 250×22×275 (〃)
⑤ダイアフラム	12-PL 441×6×461 (〃)	⑬	〃	4-PL 175×22×250 (〃)
⑥天板	1-PL 1100×22×1100 (〃)	⑭	〃	4-PL 250×22×250 (〃)
⑦ベース部リブ	2-PL 250×22×335 (SS400)	⑮	〃	2-PL 185×22×250 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3. ⑥天板を溶接する前にコンクリートを約1.7m³充填する。
4. 吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5. 鋼管材よりロール方向及びロール直角方向の試験片採取。

図-2.1.2(8)　円形断面供試体の形状・寸法 (No.30)



①ウェブ	1-PL. 2827×9×3423 (SS400)	⑧ベース部リブ	4-PL. 250×22×400 (〃)
②ベース上板	1-PL. 1300×22×1600 (SS400)	⑨ 〃	4-PL. 250×22×270 (〃)
③ベース下板	1-PL. 1300×28×1600 (SS400)	⑩ 〃	4-PL. 250×22×455 (〃)
(板厚25mm程度に切削仕上げ)		⑪ 〃	4-PL. 230×22×250 (〃)
④ベース部ダイアフラム	1-PL. 882φ×22 (SS400)	⑫ 〃	4-PL. 250×22×275 (〃)
⑤ダイアフラム	12-PL. 441×6×461 (〃)	⑬ 〃	4-PL. 175×22×250 (〃)
⑥天板	1-PL. 1100×22×1100 (〃)	⑭ 〃	4-PL. 250×22×250 (〃)
⑦ベース部リブ	2-PL. 250×22×335 (SS400)	⑮ 〃	2-PL. 185×22×250 (〃)
		⑯補強リング	1-PL. 600×9×2915 (〃)

1. 特記無きスカラップはR=30とする。
2. ベース下板は，溶接完了後，柱の軸線の鉛直が出るように平面に切削する。
3. ⑥天板を溶接する前にコンクリートを約1.6m³充填する。
4. 吊金具は別紙「吊金具図」参照。
5. 鋼管材よりロール方向及びロール直角方向の試験片採取。

図-2.1.2(9)　円形断面供試体の形状・寸法 (No.31)

表-2.1.4(1) 材料試験結果（矩形断面）

供試体番号	板取方向	試験片番号	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm^2)	上降伏点 (kgf/cm^3)	下降伏点 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	破断伸び (mm)	破断伸び (%)	材質
No. 2	L	P7	9.06	24.99	226.41	4045	3884	5625	19	37	SM490
	L	P8	9.05	25.00	226.25	4048	3887	5620	18	36	SM490
	L	P9	9.03	25.00	225.75	4102	3873	5633	18	36	SM490
		平均	9.05	25.00	226.14	4065	3882	5626	18	36	
	C	P10	9.09	25.00	227.25	4039	3814	5577	19	39	SM490
	C	P11	9.09	25.01	227.34	4047	3846	5584	21	42	SM490
	C	P12	9.04	25.01	226.09	4005	3867	5678	18	36	SM490
		平均	9.07	25.01	226.89	4030	3842	5613	19	39	
		総平均	**9.06**	**25.00**	**226.52**	**4050**	**3860**	**5620**	**19**	**38**	
No. 3	L	P13	9.06	24.99	226.41	3928	3716	5616	19	37	SM490
	L	P14	9.07	25.01	226.84	3866	3697	5587	18	36	SM490
	L	P15	9.00	24.99	224.91	4099	3854	5608	18	36	SM490
		平均	9.04	25.00	226.05	3964	3755	5604	18	36	
	C	P16	9.08	25.00	227.00	3908	3762	5583	19	37	SM490
	C	P17	9.08	25.01	227.09	3925	3761	5590	18	36	SM490
	C	P18	9.03	25.01	225.84	3847	3725	5594	18	36	SM490
		平均	9.06	25.01	226.64	3894	3749	5589	18	36	
		総平均	**9.05**	**25.00**	**226.35**	**3930**	**3750**	**5600**	**18**	**36**	
No. 4	L	P19	9.08	24.99	226.91	3982	3752	5613	19	37	SM490
	L	P20	9.08	25.01	227.09	4015	3749	5590	18	36	SM490
	L	P21	9.03	25.00	225.75	4120	3851	5605	18	36	SM490
		平均	9.06	25.00	226.58	4039	3784	5603	18	36	
	C	P22	9.10	24.99	227.41	3973	3766	5591	19	37	SM490
	C	P23	9.10	24.99	227.41	3946	3778	5600	18	36	SM490
	C	P24	9.04	24.98	225.82	3911	3748	5631	18	36	SM490
		平均	9.08	24.99	226.88	3943	3764	5608	18	36	
		総平均	**9.07**	**24.99**	**226.73**	**3990**	**3770**	**5610**	**18**	**36**	
No. 5	L	P25	9.05	25.00	226.25	3948	3763	5602	19	37	SM490
	L	P26	9.05	24.99	226.16	3977	3799	5622	18	36	SM490
	L	P27	9.03	25.02	225.93	4072	3825	5573	18	36	SM490
		平均	9.04	25.00	226.11	3999	3796	5599	18	36	
	C	P28	9.08	25.00	227.00	3962	3717	5574	19	37	SM490
	C	P29	9.08	25.01	227.09	3934	3761	5581	18	36	SM490
	C	P30	9.01	25.00	225.25	3885	3735	5608	18	36	SM490
		平均	9.06	25.00	226.45	3927	3737	5588	18	36	
		総平均	**9.05**	**25.00**	**226.28**	**3960**	**3770**	**5590**	**18**	**36**	
No. 10	L	P73	9.23	24.98	230.57	4201	4002	5537	19	37	SM490
	L	P74	9.27	24.98	231.56	4183	3908	5504	18	36	SM490
	L	P75	9.23	25.07	231.40	4153	3922	5521	18	36	SM490
		平均	9.24	25.01	231.18	4179	3944	5521	18	36	
	C	P76	9.20	25.07	230.64	4145	3979	5508	19	37	SM490
	C	P77	9.19	24.98	229.57	4109	3931	5498	18	36	SM490
	C	P78	9.18	24.97	229.22	3915	3826	5471	18	36	SM490
		平均	9.19	25.01	229.81	4056	3912	5493	18	36	
		総平均	**9.22**	**25.01**	**230.49**	**4120**	**3930**	**5510**	**18**	**36**	
No. 11～14	L	P79	9.10	25.08	228.23	4110	3865	5495	19	37	SM490
	L	P80	9.10	24.97	227.23	4128	3826	5501	18	36	SM490
	L	P81	9.11	24.97	227.48	4037	3799	5477	18	36	SM490
		平均	9.10	25.01	227.64	4092	3830	5491	18	36	
	C	P82	9.08	24.97	226.73	3935	3710	5455	19	37	SM490
	C	P83	9.07	25.08	227.48	3956	3743	5455	18	36	SM490
	C	P84	9.08	24.97	226.73	3901	3688	5455	18	36	SM490
		平均	9.08	25.01	226.98	3931	3714	5455	18	36	
		総平均	**9.09**	**25.01**	**227.31**	**4010**	**3770**	**5470**	**18**	**36**	
No. 17	L	P130	8.89	25.06	222.78	－	4119	5818	19	37	SM490
	L	P131	8.88	25.07	222.62	4157	4122	5693	18	36	SM490
	L	P132	8.91	25.08	223.46	－	4050	5764	18	36	SM490
		平均	8.89	25.07	222.96	4157	4097	5758	18	36	
	C	P133	8.92	25.07	223.62	－	4081	5805	18	36	SM490
	C	P134	8.94	25.07	224.13	－	4072	5801	18	35	SM490
	C	P135	8.93	25.04	223.61	－	4013	5833	16	33	SM490
		平均	8.93	25.06	223.79	－	4055	5813	17	35	
		総平均	**8.91**	**25.07**	**223.37**	**4160**	**4080**	**5790**	**18**	**36**	

但し、材料試験片は、フランジおよびウェブに用いる供試体製作前の鋼板であり、縦リブや補強材等は含まれていない。また、L：ロール方向、C：クロス方向を意味する。

表-2.1.4(1) 材料試験結果（矩形断面）

供試体番号	板取方向	試験片番号	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm^2)	上降伏点 (kgf/cm^2)	下降伏点 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	破断伸び (mm)	破断伸び (%)	材質
No. 18	L	P136	8.94	25.04	223.86	-	3895	5615	20	40	SM490
	L	P137	8.94	25.07	224.13	-	3924	5719	19	39	SM490
	L	P138	9.03	25.06	226.29	-	3886	5655	20	39	SM490
		平均	8.97	25.06	224.76	-	3902	5663	20	39	
	C	P139	8.96	25.05	224.45	-	3918	5757	19	38	SM490
	C	P140	8.96	25.08	224.72	4038	3948	5750	20	39	SM490
	C	P141	8.97	25.05	224.70	4027	3857	5750	19	37	SM490
		平均	8.96	25.06	224.62	4033	3908	5752	19	38	
		総平均	**8.97**	**25.06**	**224.69**	**4030**	**3900**	**5710**	**19**	**39**	
No. 19	L	P142	8.86	25.07	222.12	4132	4109	5789	20	40	SM490
	L	P143	8.87	25.07	222.37	-	4012	5644	20	39	SM490
	L	P144	8.84	25.07	221.62	-	4060	5802	20	40	SM490
		平均	8.86	25.07	222.04	4132	4060	5745	20	40	
	C	P145	8.88	25.06	222.53	4147	4067	5788	18	37	SM490
	C	P146	8.87	25.05	222.19	-	3993	5778	18	35	SM490
	C	P147	8.86	25.06	222.03	-	3984	5764	18	35	SM490
		平均	8.87	25.06	222.25	4147	4014	5776	18	36	
		総平均	**8.86**	**25.06**	**222.14**	**4140**	**4040**	**5760**	**19**	**38**	
No. 20	L	P148	9.07	25.06	227.29	-	4172	5829	19	37	SM490
	L	P149	9.05	25.04	226.61	4185	4140	5828	19	37	SM490
	L	P150	9.03	25.04	226.11	-	4149	5814	18	36	SM490
		平均	9.05	25.05	226.67	4185	4154	5824	18	37	
	C	P151	9.09	25.08	227.98	-	4137	5794	21	41	SM490
	C	P152	9.10	25.05	227.96	4250	4194	5803	19	39	SM490
	C	P153	9.10	25.07	228.14	-	4157	5816	20	39	SM490
		平均	9.10	25.07	228.02	4250	4163	5804	20	40	
		総平均	**9.07**	**25.06**	**227.35**	**4220**	**4160**	**5810**	**19**	**38**	
No. 22	L	P154	8.88	25.06	222.53	-	3895	5732	21	41	SM490
	L	P155	8.89	25.05	222.69	-	3915	5654	20	41	SM490
	L	P156	8.88	25.08	222.71	-	3915	5719	19	39	SM490
		平均	8.88	25.06	222.65	-	3908	5702	20	40	
	C	P157	9.01	25.07	225.88	-	3927	5629	18	36	SM490
	C	P158	8.89	25.06	222.78	3982	3868	5698	18	37	SM490
	C	P159	8.88	25.04	222.36	3955	3898	5728	18	36	SM490
		平均	8.93	25.06	223.67	3969	3898	5685	18	36	
		総平均	**8.91**	**25.06**	**223.16**	**3970**	**3900**	**5690**	**19**	**38**	
No. 23	L	P160	8.89	25.08	222.96	3979	3922	5721	19	39	SM490
	L	P161	8.91	25.04	223.11	4056	3862	5773	19	37	SM490
	L	P162	8.92	25.08	223.71	4136	3897	5738	19	39	SM490
		平均	8.91	25.07	223.26	4057	3894	5744	19	38	
	C	P163	8.87	25.03	222.02	-	3904	5773	19	38	SM490
	C	P164	8.88	25.04	222.36	-	3955	5774	19	38	SM490
	C	P165	8.86	25.06	222.03	-	3927	5764	18	37	SM490
		平均	8.87	25.04	222.13	-	3929	5770	19	38	
		総平均	**8.89**	**25.06**	**222.70**	**4060**	**3910**	**5760**	**19**	**38**	
No. 24	L	P166	8.97	25.04	224.61	-	3938	5743	19	38	SM490
	L	P167	8.95	25.05	224.20	-	4002	5790	19	39	SM490
	L	P168	8.97	25.08	224.97	-	3966	5761	20	39	SM490
		平均	8.96	25.06	224.59	-	3969	5765	19	39	
	C	P169	8.97	25.07	224.88	4194	3968	5727	18	36	SM490
	C	P170	8.98	25.09	225.31	4299	4051	5725	18	36	SM490
	C	P171	8.95	25.10	224.65	-	4108	5751	18	35	SM490
		平均	8.97	25.09	224.94	4247	4042	5735	18	36	
		総平均	**8.97**	**25.07**	**224.77**	**4250**	**4010**	**5750**	**19**	**37**	
No. 25	L	P172	9.12	25.03	228.27	-	4043	5687	20	40	SM490
	L	P173	9.08	25.11	228.00	-	4059	5748	19	38	SM490
	L	P174	9.12	25.10	228.91	-	4042	5743	19	39	SM490
		平均	9.11	25.08	228.39	-	4048	5726	19	39	
	C	P175	9.09	25.04	227.61	-	4065	5766	18	36	SM490
	C	P176	9.10	25.05	227.96	-	4104	5749	18	36	SM490
	C	P177	9.10	25.06	228.05	-	4047	5747	17	35	SM490
		平均	9.10	25.05	227.87	-	4072	5754	18	36	
		総平均	**9.10**	**25.07**	**228.13**	**-**	**4060**	**5740**	**19**	**37**	

表-2.1.4(1) 材料試験結果（矩形断面）

供試体番号	板取方向	試験片番号	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm^2)	上降伏点 (kgf/cm^2)	下降伏点 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	破断伸び (mm)	破断伸び (%)	材質
No. 26	L	P178	8.91	25.03	223.02	-	4138	5812	19	38	SM490
	L	P179	8.90	25.05	222.95	4059	4002	5731	20	40	SM490
	L	P180	8.90	25.04	222.86	4107	4072	5807	19	38	SM490
		平均	8.90	25.04	222.94	4083	4071	5783	19	39	
	C	P181	8.93	25.05	223.70	4194	4169	5803	17	34	SM490
	C	P182	8.98	25.05	224.95	-	4170	5808	17	34	SM490
	C	P183	8.96	25.05	224.45	-	4180	5866	16	33	SM490
		平均	8.96	25.05	224.36	4194	4170	5826	17	34	
	総平均		8.93	25.05	223.65	4120	4120	5800	18	36	
No. 27	L	P184	10.05	25.08	252.05	-	3944	5672	21	41	SM490
	L	P185	10.06	25.02	251.70	-	3879	5688	20	40	SM490
	L	P186	10.06	25.08	252.30	-	3890	5699	21	41	SM490
		平均	10.06	25.06	252.02	-	3904	5686	21	41	
	C	P187	10.05	25.04	251.65	-	3930	5722	18	37	SM490
	C	P188	10.05	25.09	252.15	-	3892	5718	20	39	SM490
	C	P189	10.06	25.04	251.90	-	3866	5724	19	38	SM490
		平均	10.05	25.06	251.90	-	3896	5721	19	38	
	総平均		10.06	25.06	251.96	-	3900	5700	20	40	
No. 28	L	P190	9.95	25.07	249.45	3904	3843	5649	20	40	SM490
	L	P191	9.98	25.10	250.50	3765	3735	5535	21	42	SM490
	L	P192	9.97	25.04	249.65	3931	3809	5686	21	42	SM490
		平均	9.97	25.07	249.86	3867	3795	5623	21	41	
	C	P193	9.94	25.12	249.69	-	3726	5635	20	40	SM490
	C	P194	9.93	25.09	249.14	-	3806	5648	20	40	SM490
	C	P195	9.94	25.08	249.30	3804	3763	5652	19	39	SM490
		平均	9.94	25.10	249.38	3804	3765	5645	20	40	
	総平均		9.95	25.08	249.62	3850	3780	5630	20	40	

表-2.1.4(2) 材料試験結果（円形断面）

供試体番号	板取方向	試験片番号	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm^2)	上降伏点 (kgf/cm^2)	下降伏点 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	破断伸び (mm)	破断伸び (%)	材質
No. 6	L	P37	16.12	25.01	403.16	3625	3433	5466	23	46	SM490
	L	P38	16.11	24.99	402.59	3605	3451	5469	23	45	SM490
	L	P39	16.03	25.00	400.75	3744	3499	5483	23	46	SM490
		平均	16.09	25.00	402.17	3658	3461	5473	23	46	
	C	P40	16.12	25.01	403.16	3635	3509	5491	22	44	SM490
	C	P41	16.11	25.00	402.75	3731	3570	5482	22	43	SM490
	C	P42	16.02	25.01	400.66	3745	3614	5480	22	43	SM490
		平均	16.08	25.01	402.19	3704	3564	5484	22	43	
		総平均	16.09	25.00	402.18	3680	3510	5480	22	45	
No. 7	L	P43	16.29	24.99	407.09	3696	3507	5509	22	44	SM490
	L	P44	16.27	24.98	406.42	3692	3500	5498	22	44	SM490
	L	P45	16.19	25.01	404.91	3736	3620	5498	22	44	SM490
		平均	16.25	24.99	406.14	3708	3542	5501	22	44	
	C	P46	16.26	24.98	406.17	3654	3452	5536	21	43	SM490
	C	P47	16.23	25.00	405.75	3764	3575	5522	22	44	SM490
	C	P48	16.11	25.01	402.91	3749	3606	5505	21	43	SM490
		平均	16.20	25.00	404.95	3722	3544	5521	22	43	
		総平均	16.23	25.00	405.54	3720	3540	5510	22	44	
No. 8	L	P49	8.77	25.01	219.34	3198	3022	4497	20	41	SS400
	L	P50	8.77	25.01	219.34	3282	3022	4488	20	40	SS400
	L	P51	8.64	25.03	216.26	3073	2947	4467	21	41	SS400
		平均	8.73	25.02	218.31	3184	2997	4484	20	41	
	C	P52	8.70	25.03	217.76	3164	2927	4408	22	43	SS400
	C	P53	8.72	25.04	218.35	3231	3000	4518	21	42	SS400
	C	P54	8.60	25.03	215.26	3011	2842	4506	20	40	SS400
		平均	8.67	25.03	217.12	3135	2923	4477	21	42	
		総平均	8.70	25.03	217.72	3160	2960	4480	21	41	
No. 9	L	P55	9.01	25.01	225.34	3067	2862	4432	21	43	SS400
	L	P56	8.97	25.00	224.25	3118	2876	4472	21	42	SS400
	L	P57	8.81	24.98	220.07	2842	2722	4482	20	40	SS400
		平均	8.93	25.00	223.22	3009	2820	4462	21	42	
	C	P58	8.95	24.98	223.57	3073	2794	4449	22	44	SS400
	C	P59	8.93	25.02	223.43	3268	3035	4544	22	43	SS400
	C	P60	8.81	25.02	220.43	2968	2787	4513	20	41	SS400
		平均	8.90	25.01	222.48	3103	2872	4502	21	42	
		総平均	8.91	25.00	222.85	3060	2850	4480	21	42	
No. 6	部材軸方向	P61	16.16	24.98	403.68	－	3574	5534	22	45	SM490
	部材軸方向	P62	16.16	24.96	403.35	－	3577	5544	22	44	SM490
	部材軸方向	P63	16.07	24.98	401.43	－	3512	5413	22	45	SM490
		平均	16.13	24.97	402.82	－	3550	5500	22	45	
No. 7	部材軸方向	P64	16.26	24.96	405.85	－	3662	5565	22	44	SM490
	部材軸方向	P65	16.25	24.96	405.60	－	3633	5558	22	45	SM490
	部材軸方向	P66	16.19	24.98	404.43	－	3574	5585	23	45	SM490
		平均	16.23	24.97	405.29	－	3620	5570	22	45	
No. 8	部材軸方向	P67	8.93	24.98	223.07	3108	2834	4513	21	42	SS400
	部材軸方向	P68	8.94	24.97	223.23	3060	2912	4518	21	42	SS400
	部材軸方向	P69	8.86	24.96	221.15	2767	2743	4561	21	42	SS400
		平均	8.91	24.97	222.48	2980	2830	4530	21	42	
No. 9	部材軸方向	P70	8.84	24.98	220.82	2886	2851	4568	20	41	SS400
	部材軸方向	P71	8.83	24.97	220.49	3122	2948	4556	21	43	SS400
	部材軸方向	P72	8.73	24.96	217.90	2901	2819	4582	21	41	SS400
		平均	8.80	24.97	219.74	2970	2870	4570	21	41	

但し、材料試験片は、供試体本体に用いる供試体製作前の平鋼板であり、補強板等は含まれていない。
また、L：ロール方向、C：クロス方向、部材軸方向：円形に曲げ加工を施した試験片
(供試体製作後に採取した)の橋脚軸方向を意味する。

表-2.1.4(2) 材料試験結果（円形断面）

供試体番号	板取方向	試験片番号	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm^2)	上降伏点 (kgf/cm^2)	下降伏点 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	破断伸び (mm)	破断伸び (%)	材質
No.15	L	P94	9.00	25.07	225.63	3333	3107	4608	21	43	SS400
	L	P95	9.02	25.05	225.95	3249	3103	4574	21	43	SS400
	L	P96	9.02	25.04	225.86	3217	3047	4585	22	43	SS400
		平均	9.01	25.05	225.81	3266	3086	4589	21	43	
	C	P97	9.11	25.04	228.11	3241	3040	4630	21	43	SS400
	C	P98	9.12	25.03	228.27	3239	3015	4627	21	43	SS400
	C	P99	9.12	25.01	228.09	3241	3018	4631	21	41	SS400
		平均	9.12	25.03	228.16	3240	3024	4629	21	42	
		総平均	9.07	25.04	226.99	3253	3055	4609	21	43	
	L	P100	9.02	25.08	226.22	3381	3245	4669	21	41	SS400
	L	P101	9.01	25.08	225.97	3429	3249	4692	21	42	SS400
	L	P102	9.01	25.07	225.88	3408	3273	4703	21	41	SS400
		平均	9.01	25.08	226.02	3406	3256	4688	21	41	
	C	P103	9.10	25.06	228.05	3354	3186	4712	19	39	SS400
	C	P104	9.11	25.06	228.30	3462	3149	4698	20	40	SS400
	C	P105	9.10	25.05	227.96	3523	3187	4696	20	41	SS400
		平均	9.10	25.06	228.10	3446	3174	4702	20	40	
		総平均	9.06	25.07	227.06	3426	3215	4695	20	41	
		全総平均	**9.06**	**25.05**	**227.02**	**3340**	**3135**	**4652**	**21**	**42**	
No.16	L	P106	9.02	25.06	226.04	3327	3068	4636	22	43	SS400
	L	P107	9.02	25.06	226.04	3361	3135	4609	22	43	SS400
	L	P108	9.02	25.04	225.86	3318	3115	4585	22	43	SS400
		平均	9.02	25.05	225.98	3335	3106	4610	22	43	
	C	P109	9.12	25.04	228.36	3349	3126	4634	22	43	SS400
	C	P110	9.12	25.05	228.46	3348	3102	4614	22	44	SS400
	C	P111	9.11	25.05	228.21	3441	3128	4646	20	40	SS400
		平均	9.12	25.05	228.34	3379	3118	4631	21	42	
		総平均	9.07	25.05	227.16	3357	3112	4621	21	43	
	L	P112	9.02	25.02	225.68	3445	3231	4652	21	42	SS400
	L	P113	9.01	25.06	225.79	3477	3218	4650	21	41	SS400
	L	P114	9.01	25.06	225.79	3443	3218	4668	21	41	SS400
		平均	9.01	25.05	225.75	3455	3222	4657	21	41	
	C	P115	9.10	25.02	227.68	3471	3157	4639	20	41	SS400
	C	P116	9.11	25.03	228.02	3410	3186	4659	21	41	SS400
	C	P117	9.12	25.05	228.46	3392	3124	4623	21	42	SS400
		平均	9.11	25.03	228.05	3424	3156	4640	21	41	
		総平均	9.06	25.04	226.90	3440	3189	4649	21	41	
		全総平均	**9.07**	**25.05**	**227.03**	**3398**	**3151**	**4635**	**21**	**42**	
No.29～31	L	P196	9.10	25.01	227.59	3483	3080	4444	23	46	SS400
	L	P197	9.11	25.03	228.02	3438	3102	4440	22	44	SS400
	L	P198	9.08	25.00	227.00	3453	3156	4451	22	45	SS400
		平均	9.10	25.01	227.54	3458	3113	4445	22	45	
	C	P199	9.05	25.03	226.52	3612	3123	4443	21	43	SS400
	C	P200	9.08	25.01	227.09	3463	3233	4436	22	43	SS400
	C	P201	9.11	25.02	227.93	3512	3187	4415	22	44	SS400
		平均	9.08	25.02	227.18	3529	3181	4431	22	43	
		総平均	**9.09**	**25.02**	**227.36**	**3494**	**3147**	**4438**	**22**	**44**	

但し、No.15とNo.16は2枚の平鋼板から製作したので、供試体製作前にそれぞれの平鋼板から採取した試験片に対してL方向とC方向を試験した。

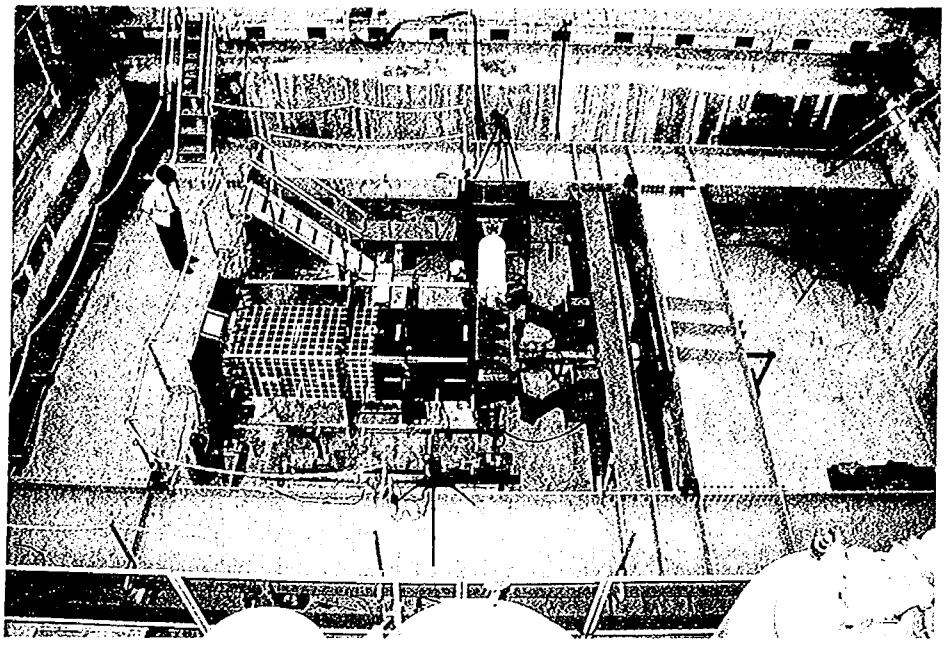


写真-2.2.1　土木研究所の載荷フレーム

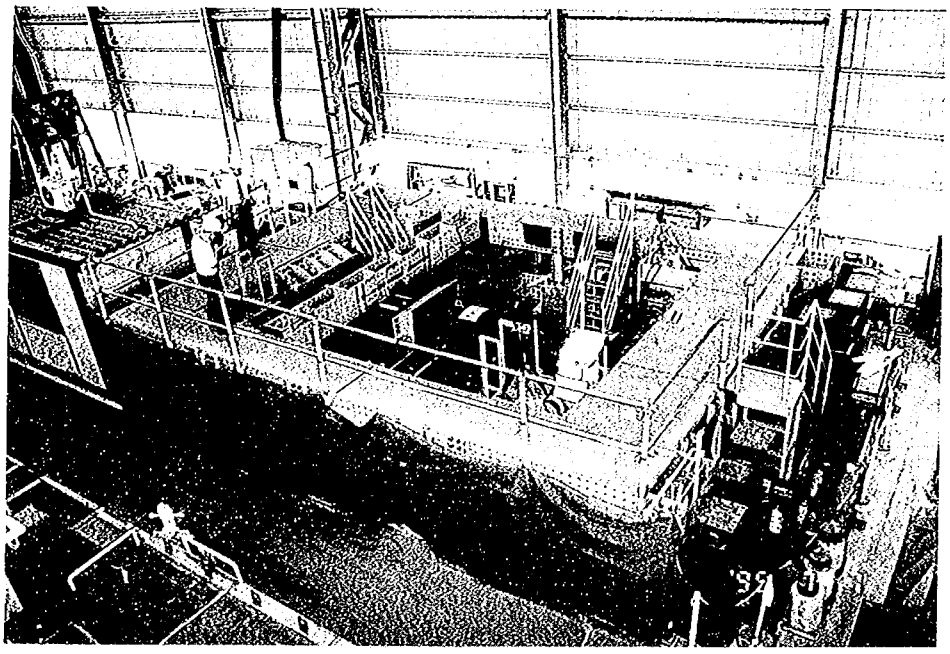


写真-2.2.2　A社の載荷フレーム

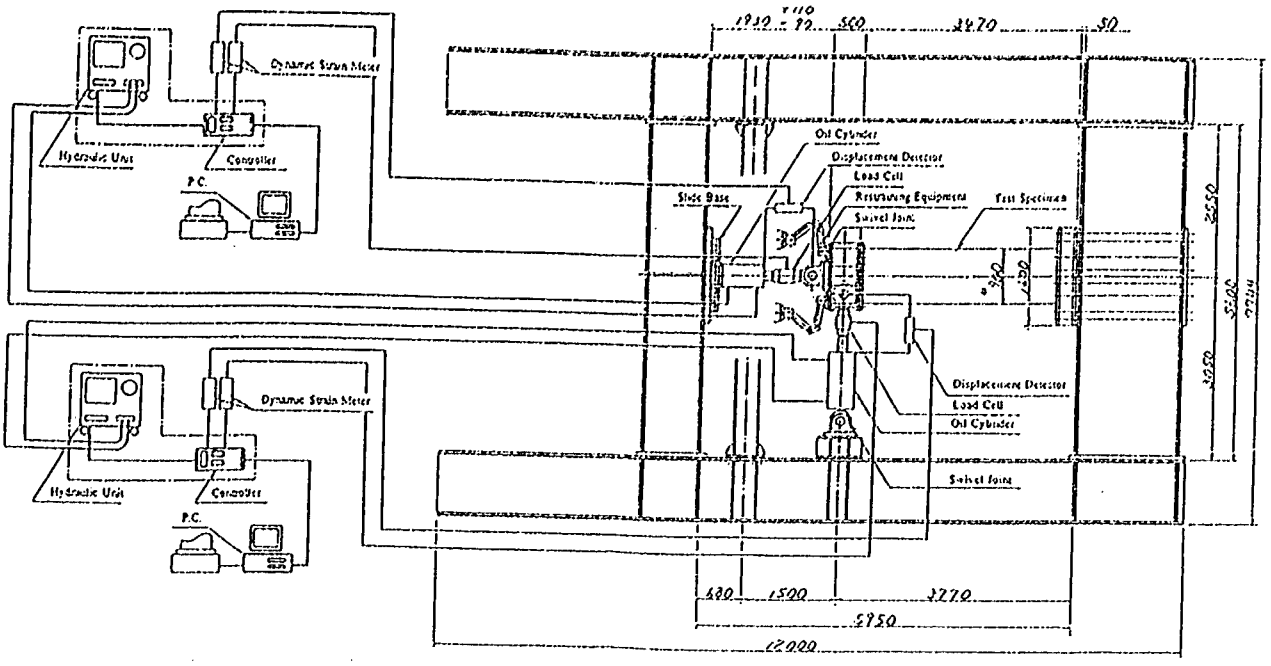


図-2.2.1　土木研究所の載荷フレームの形状・寸法

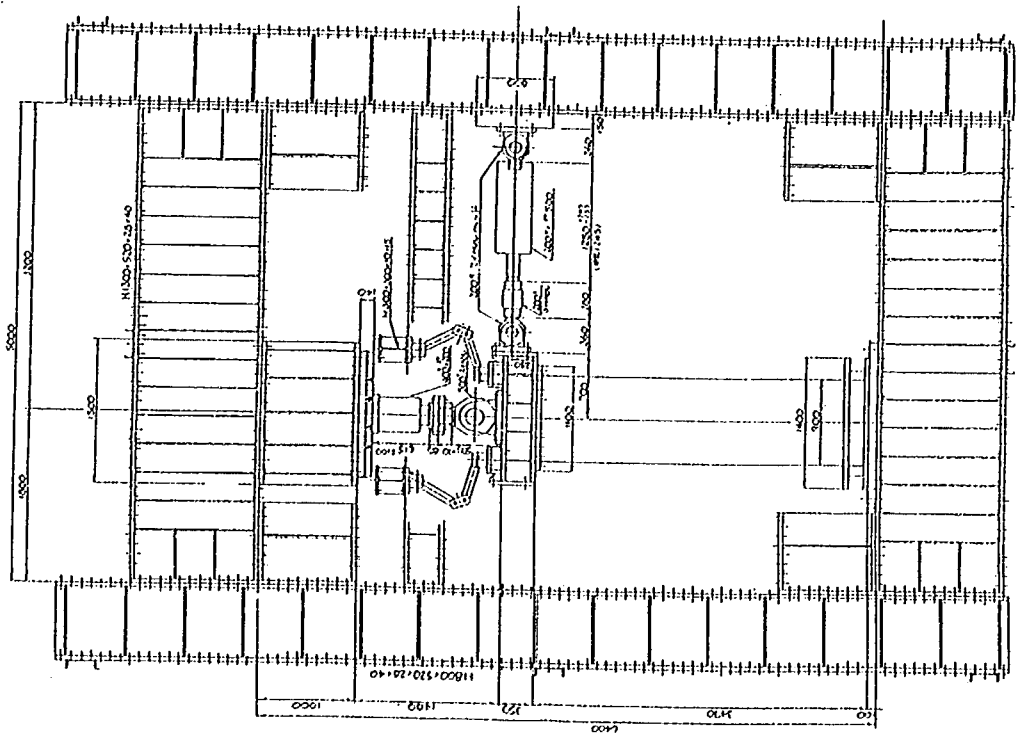


図-2.2.2　A社の載荷フレームの形状・寸法

表-2.1.5　土木研究所の載荷装置の能力

Items		Specification and Performance	
Type		Horizontal type, bi-axial loading	
Specimen Size		Max. height	; 3,470mm
Loading Capacity (Static)		Axial force	; Compression ≦ 3,000kN Stroke ± 100mm
		Horizontal force	; Compression ≦ 3,000kN Tension ≦ 3,000kN Stroke ± 250mm
Control Mode		Automatic mode	; Load control, Displacement control
		Manual mode	;
Main Components	Oil Cylinder	Oil pressure	; ≦ 70MPa
	Swivel Joint	Endurable load	; 3,000kN
	Slide Base	Endurable load Stroke Friction coefficient	; 5,000kN ; ≦500mm ; ≦0.005
	Restraining Equipment	Restraining force Restraining range	; ≦100kN ; Axial ± 100mm Horizontal ± 250mm

表-2.1.6　A社の載荷装置の能力

Items		Specification and Performance	
Type		Horizontal type , bi-axial loading	
Specimen Size		Max. height	; 3,470mm
Loading Capacity(Static)		Axial force	; Compression ≦4,000kN ; Stroke ±100mm
		Horiaontal force	; Compression ≦3,000kN ; Tension ≦2,000kN ; Stroke ±250mm
Control Mode		Automatic mode Manual mode	; Load control, Displacement control
Main Components	Oil Cylinder	Oil pressure	; ≦70MPa
	Swivel Joint	Endurable load	; V:5,000kN, H:2,000kN
	Slide Base	Endurable load Stroke Friction coefficient	; 5,000kN ; ≦500mm ; ≦0.005
	Restraining Equipment	Restraining force Restraining range	; ≦100kN ; Axial ±100mm ; Horizontal ±250mm

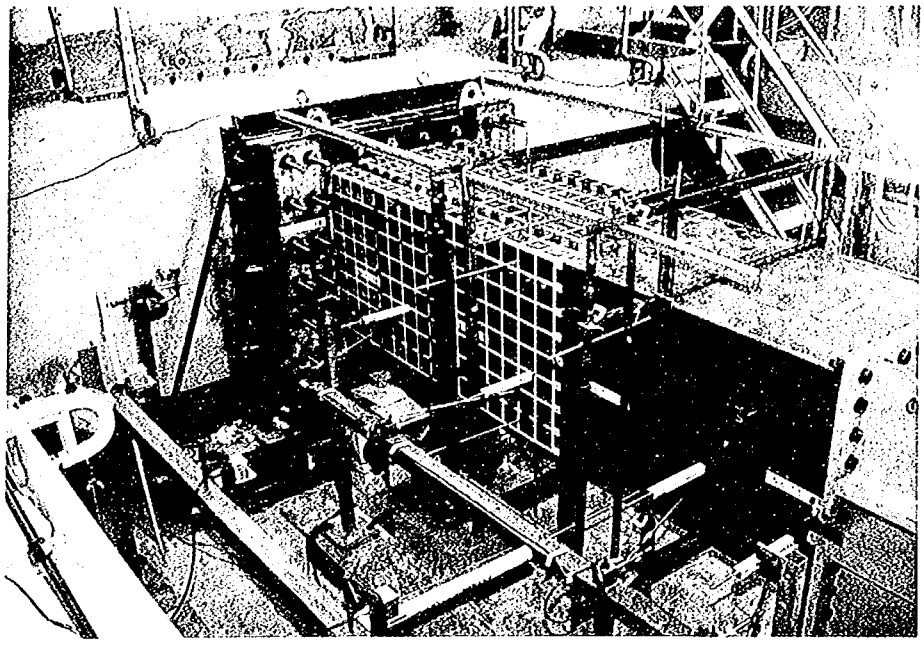


写真-2.2.3　供試体設置状況（土木研究所の載荷フレーム）

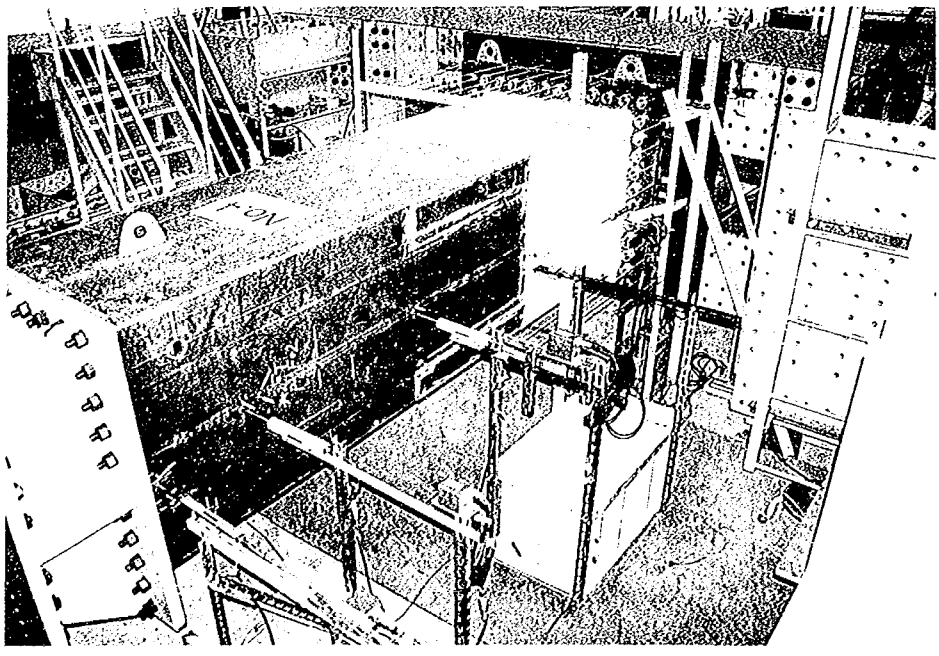
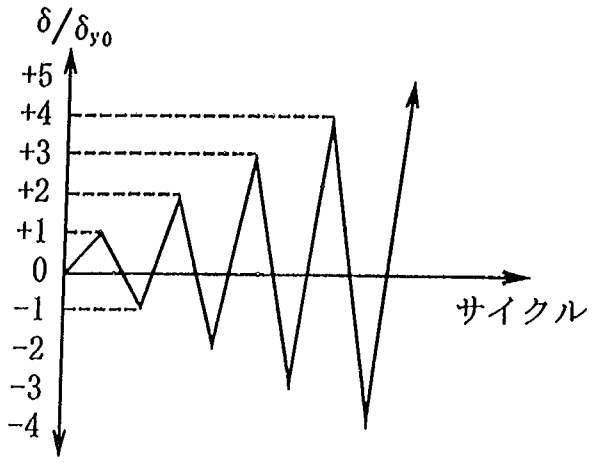
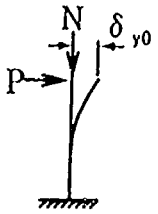
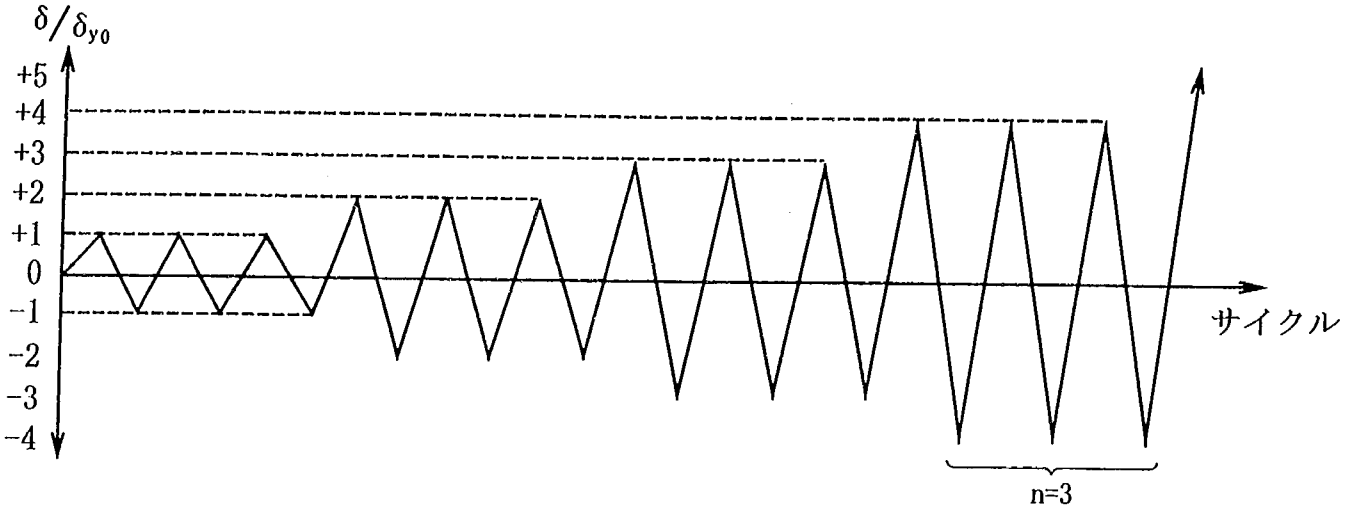


写真-2.2.4　供試体設置状況（A社の載荷フレーム）

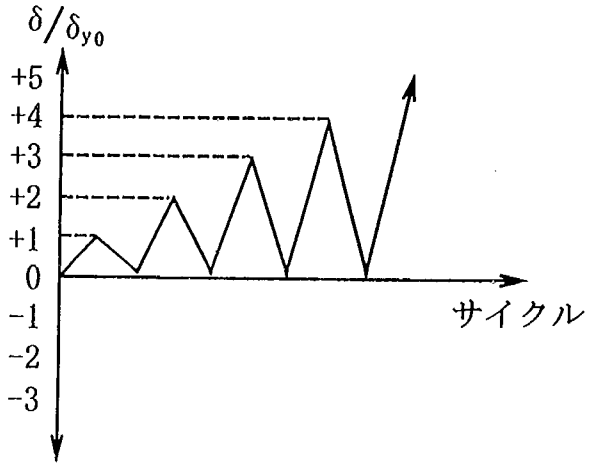




(a) 漸増両振り載荷(n=1)



(b) 漸増両振り載荷(n=3)



(c) 漸増片振り載荷

図-2.2.3　載荷方法

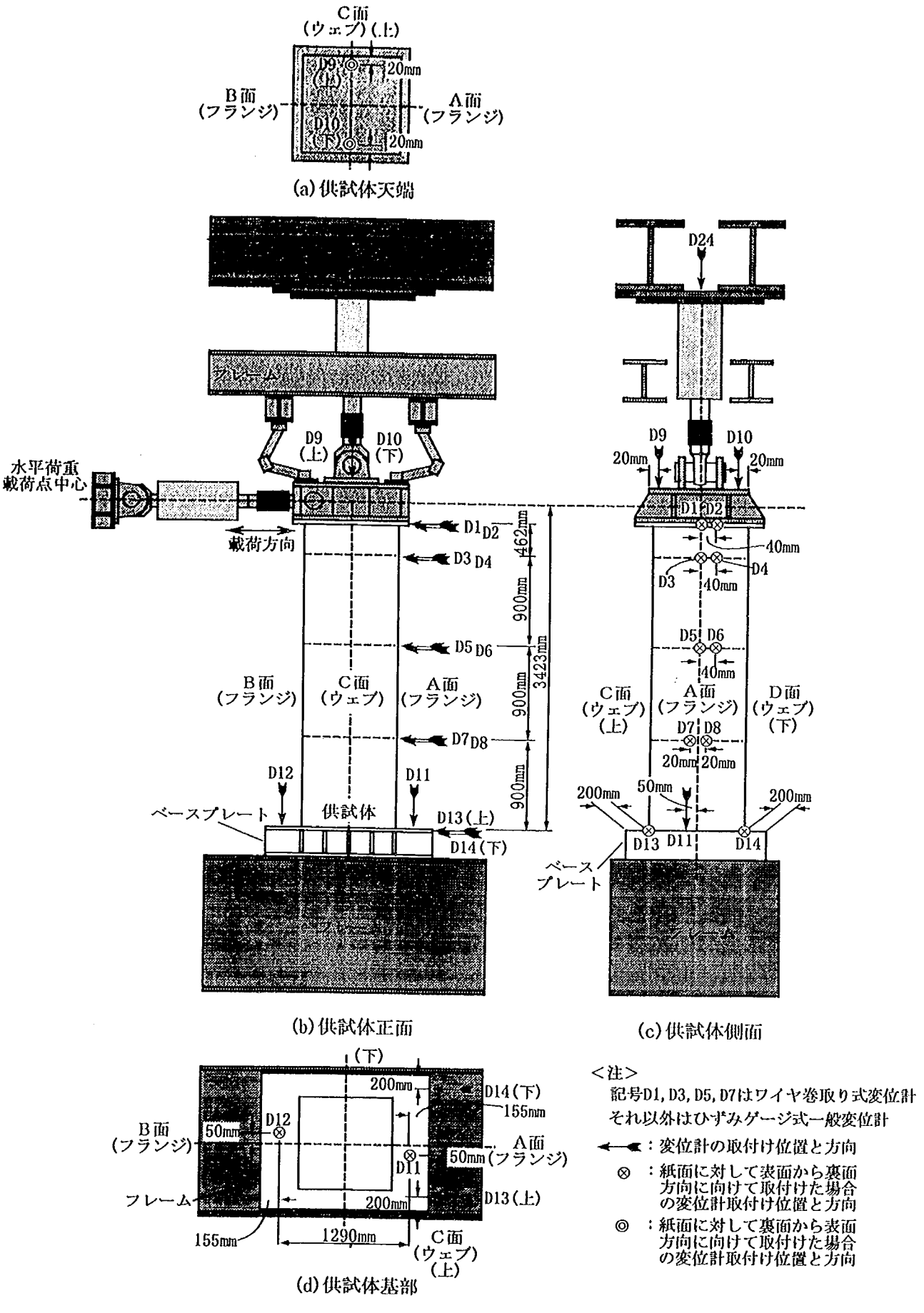
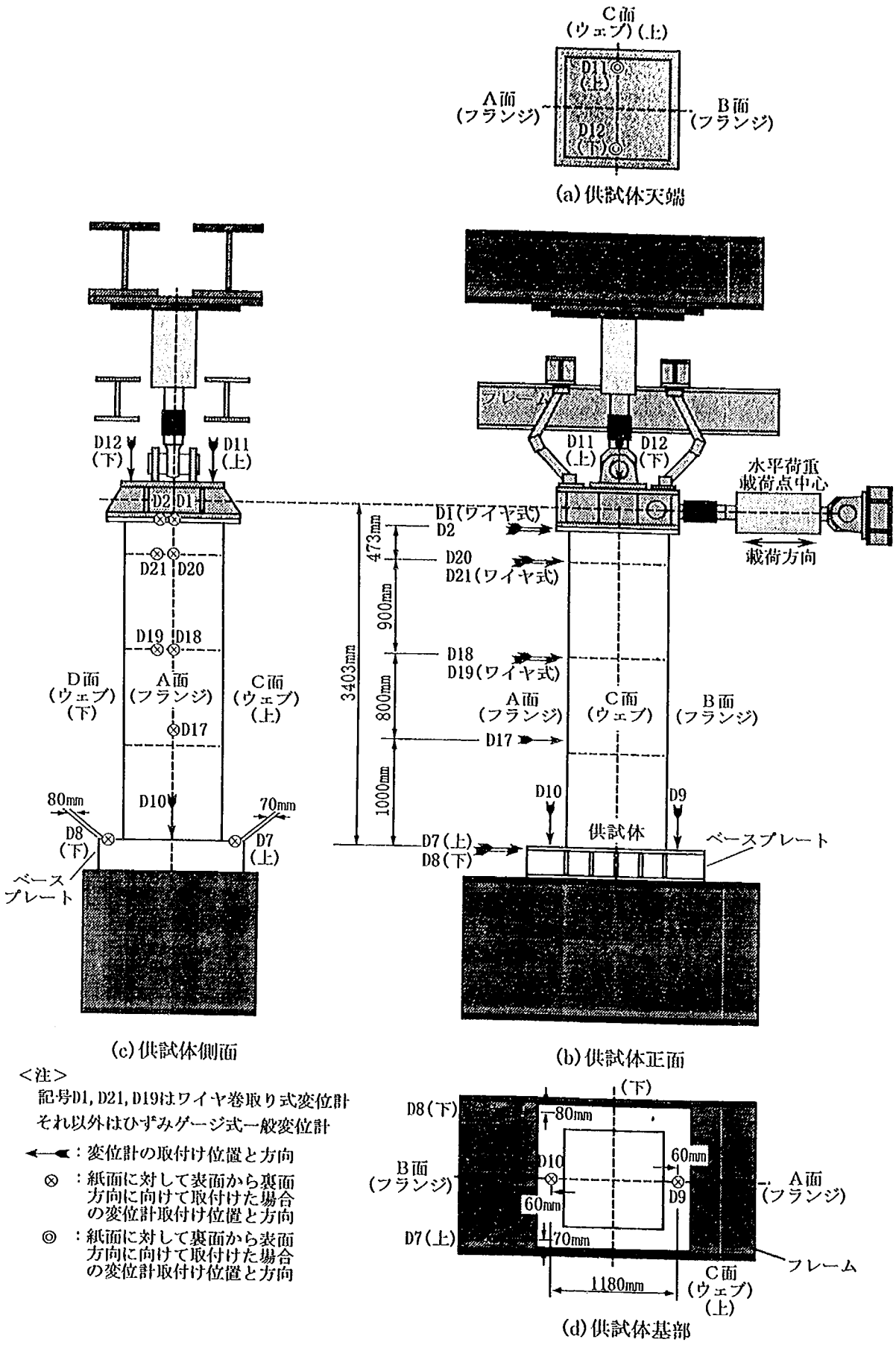


図-2.3.1 供試体の変位計取付け位置
(土木研究所における実験，供試体No. 10以降)



<注>
記号D1, D21, D19はワイヤ巻取り式変位計
それ以外はひずみゲージ式一般変位計

←■→ : 変位計の取付け位置と方向

⊗ : 紙面に対して表面から裏面方向に向けて取付けた場合の変位計取付け位置と方向

◎ : 紙面に対して裏面から表面方向に向けて取付けた場合の変位計取付け位置と方向

図-2.3.2 供試体の変位計取付け位置
(A社における実験, 供試体No. 2～9)

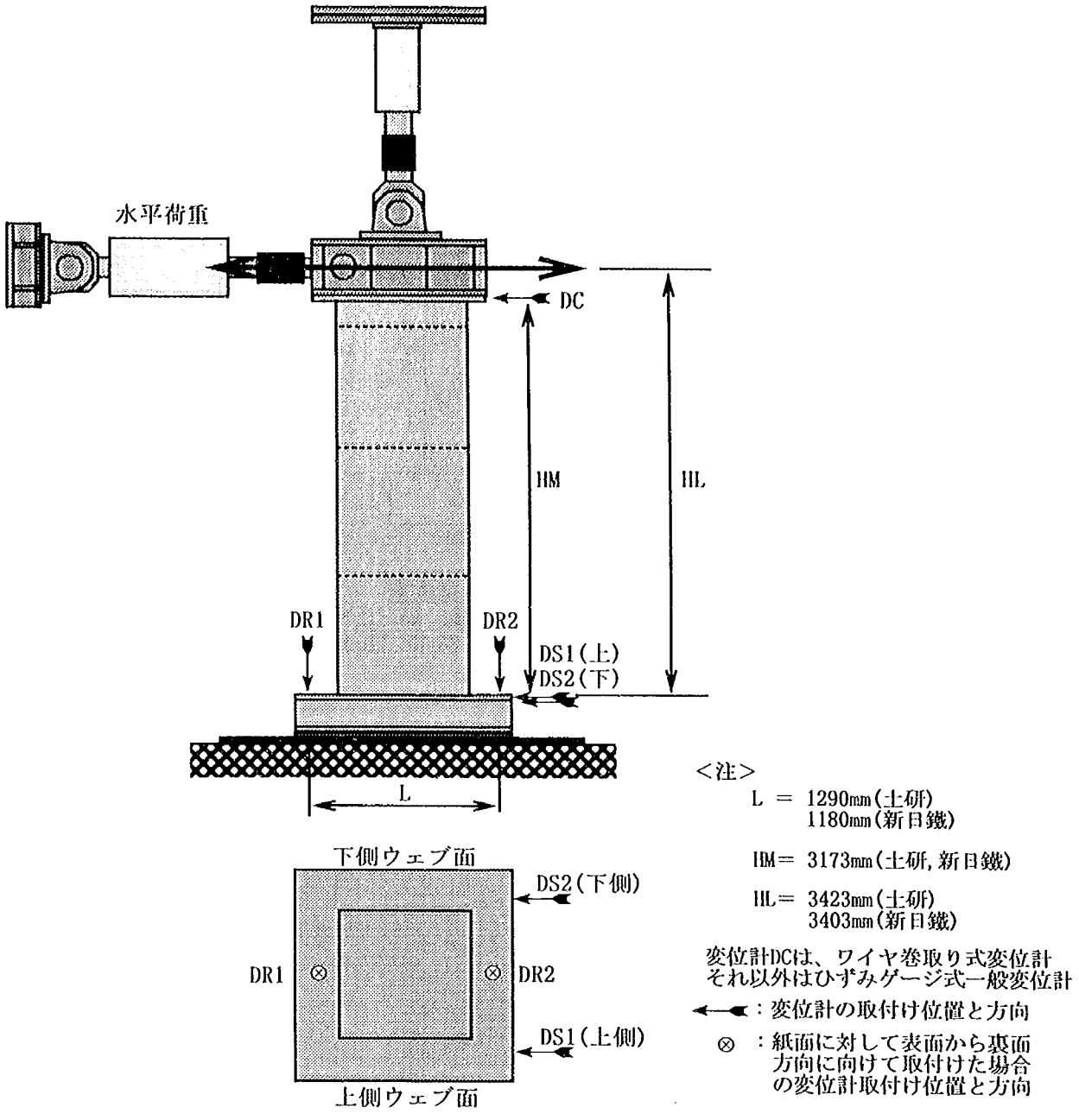


図-2.3.3　供試体の水平変位の補正

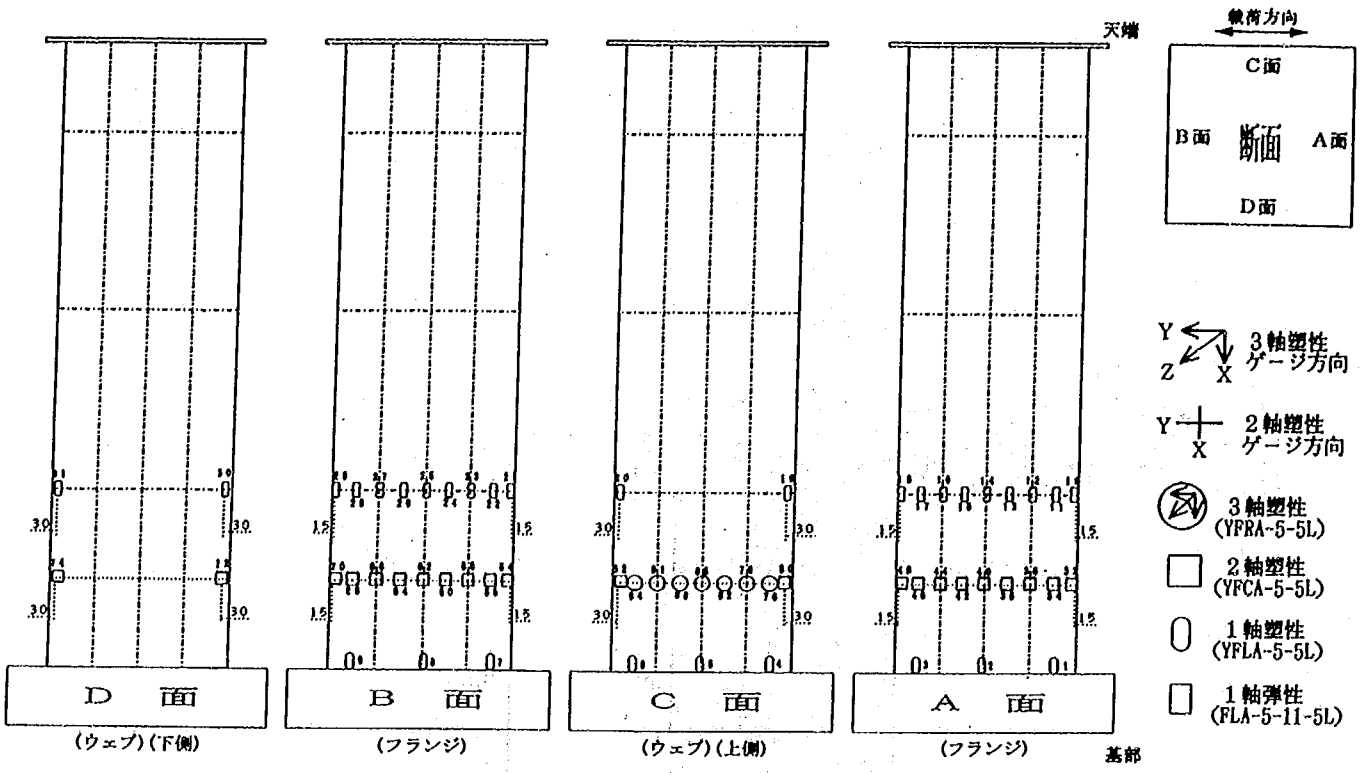


図-2.3.4(1) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 10, No. 12, No. 14, No. 18, No. 19, No. 22, No. 23, No. 20, No. 24)

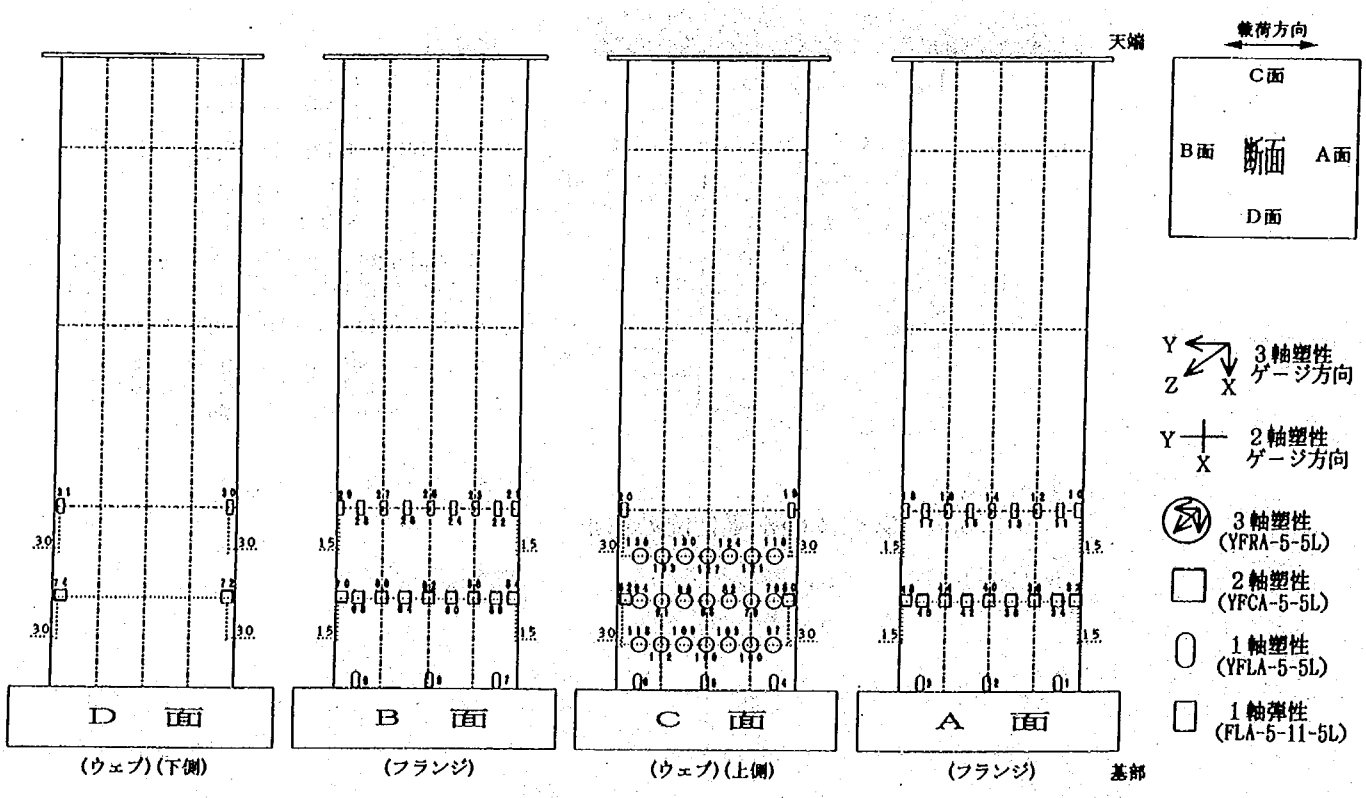


図-2.3.4(2) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 11)

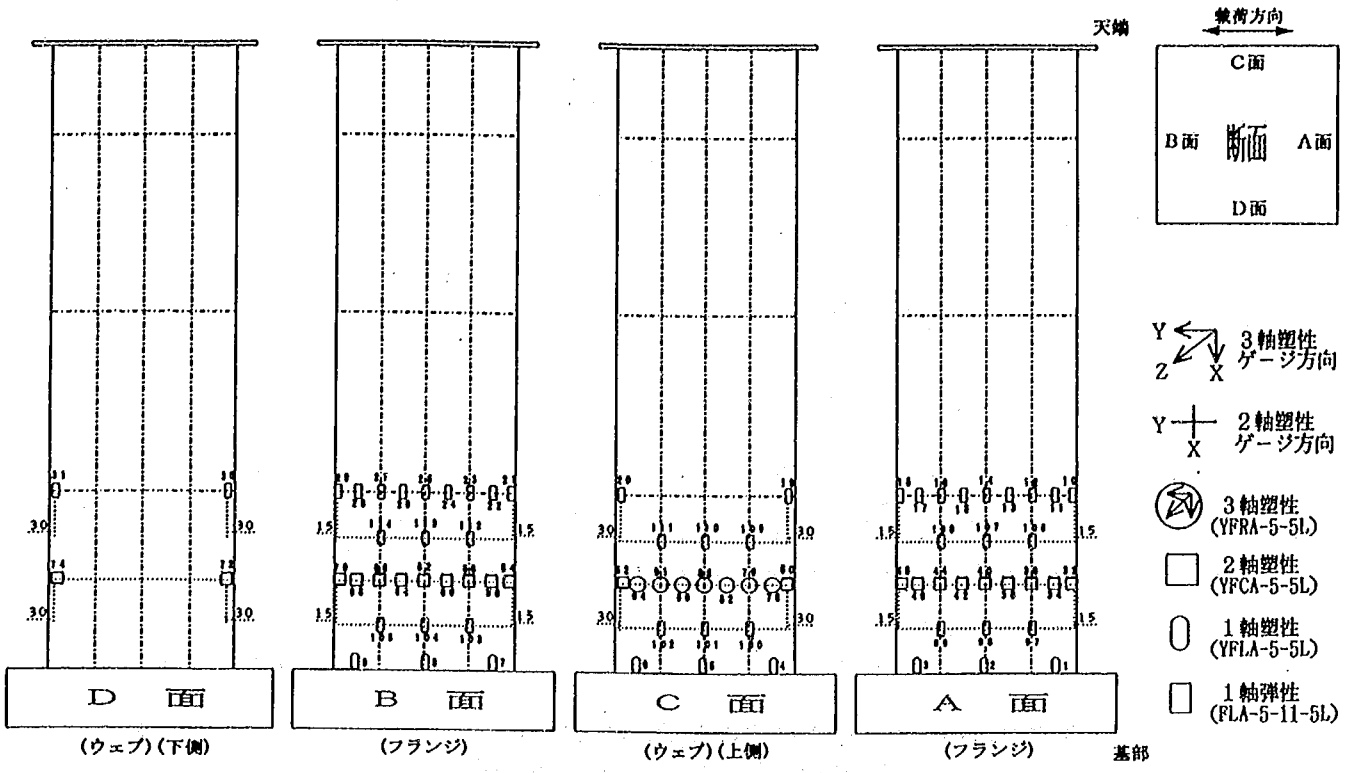


図-2.3.4(3) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 13, No. 17)

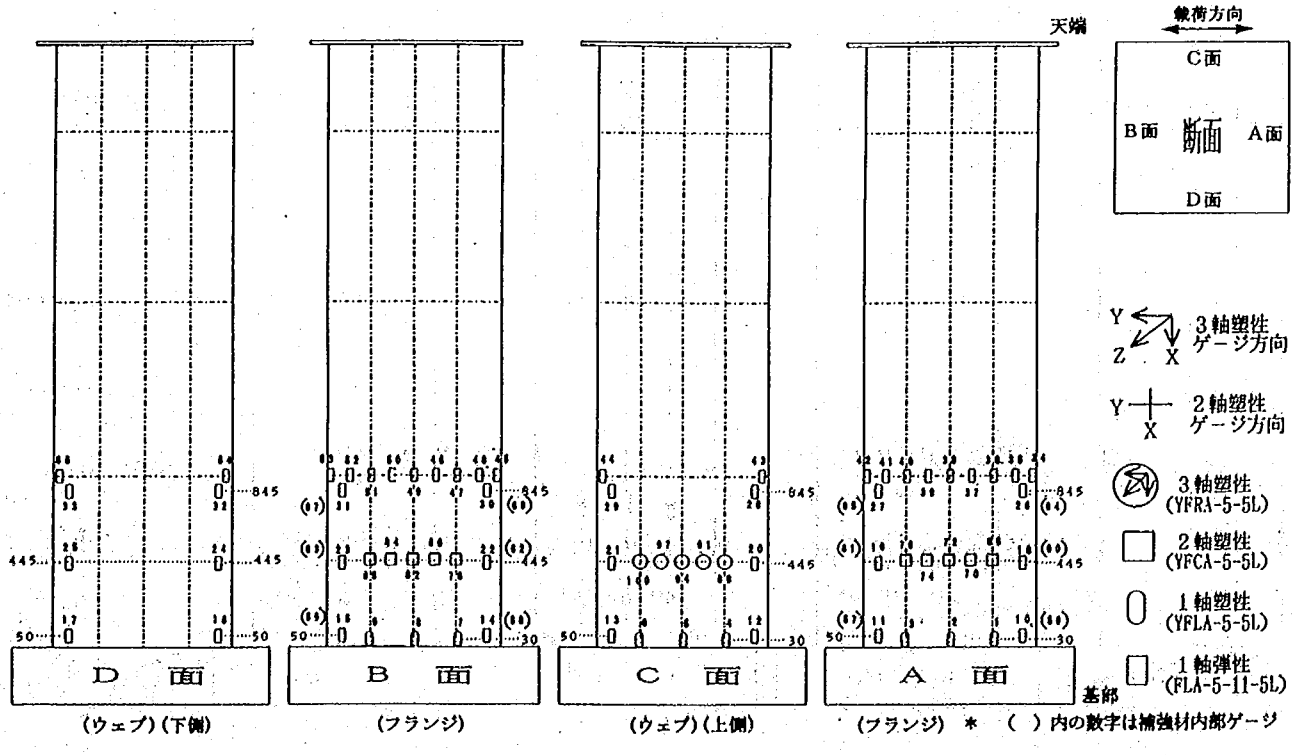


図-2.3.4(4) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 25)

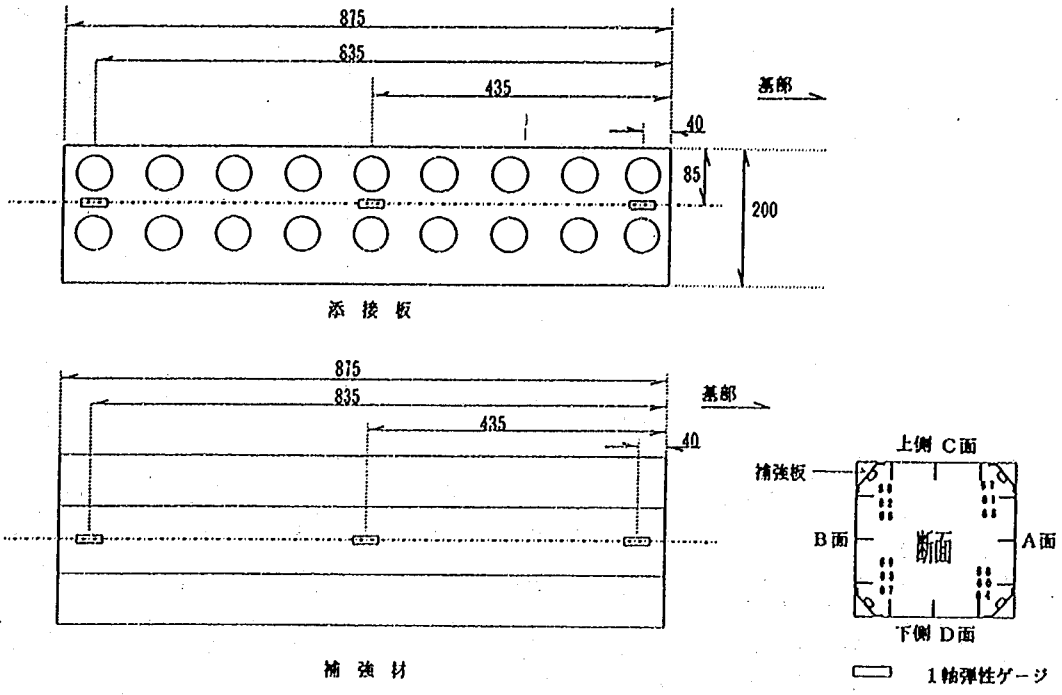


図-2.3.4(4) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 25)

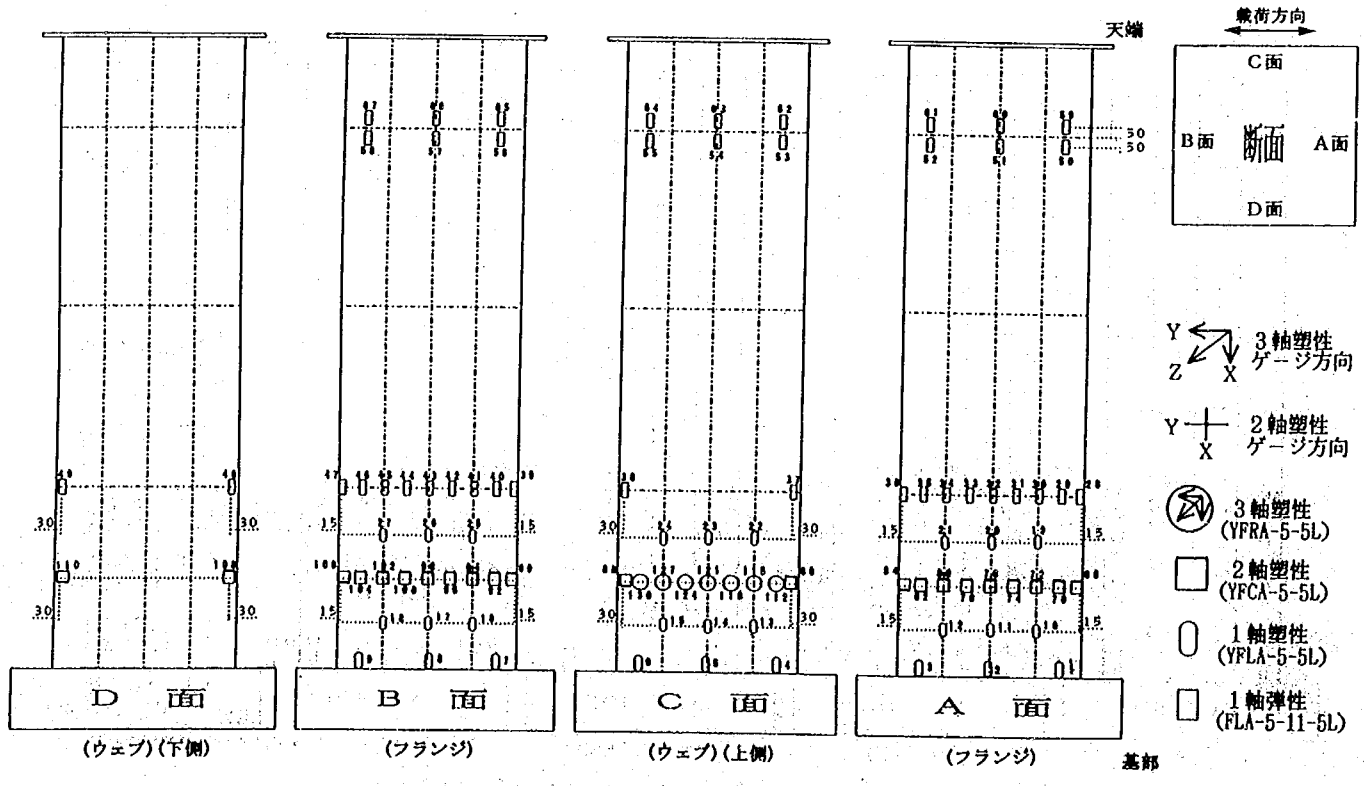


図-2.3.4(5) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 26)

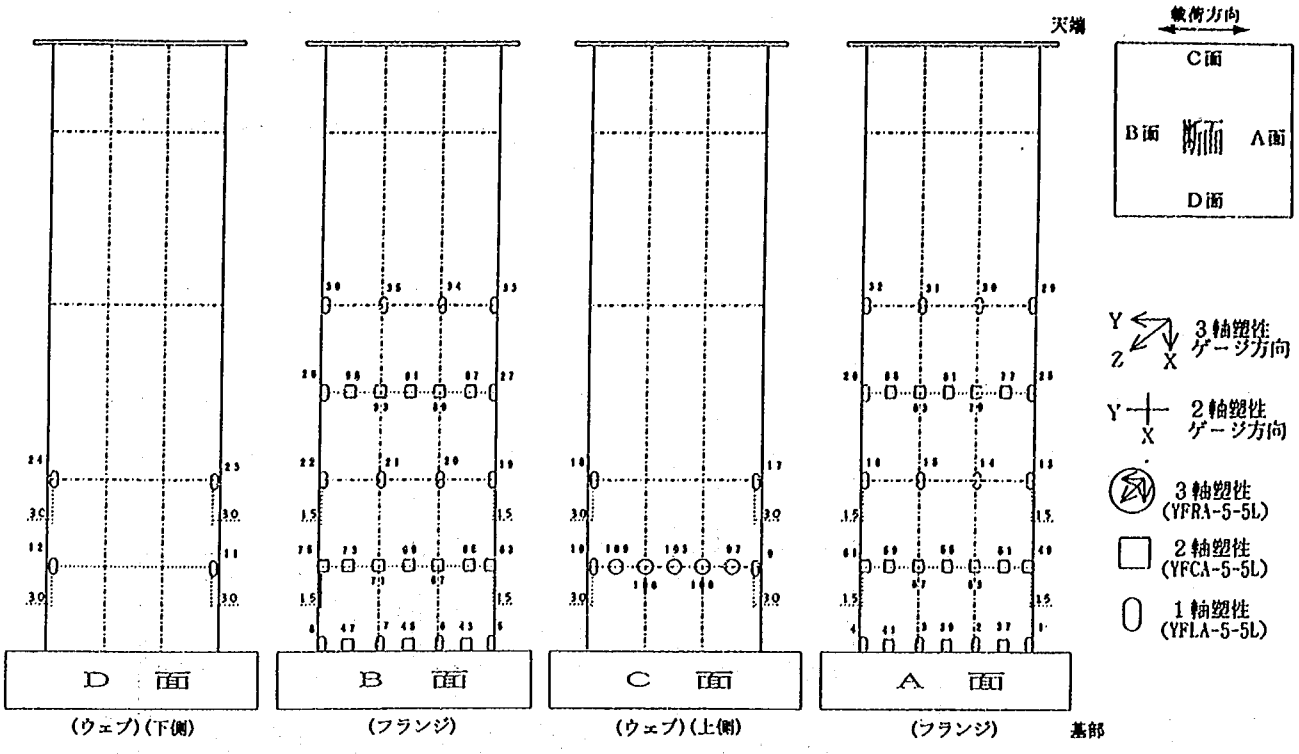


図-2.3.4(6) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 27)

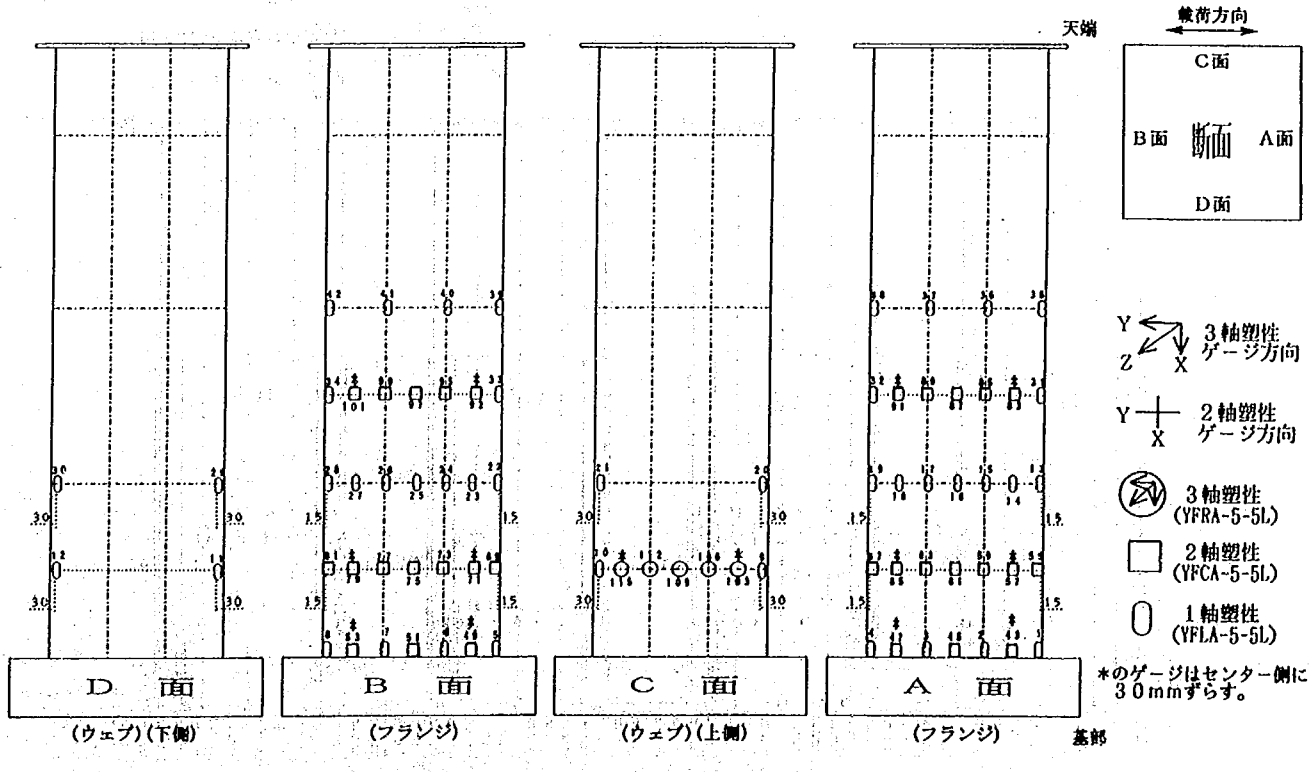


図-2.3.4(7) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 28)

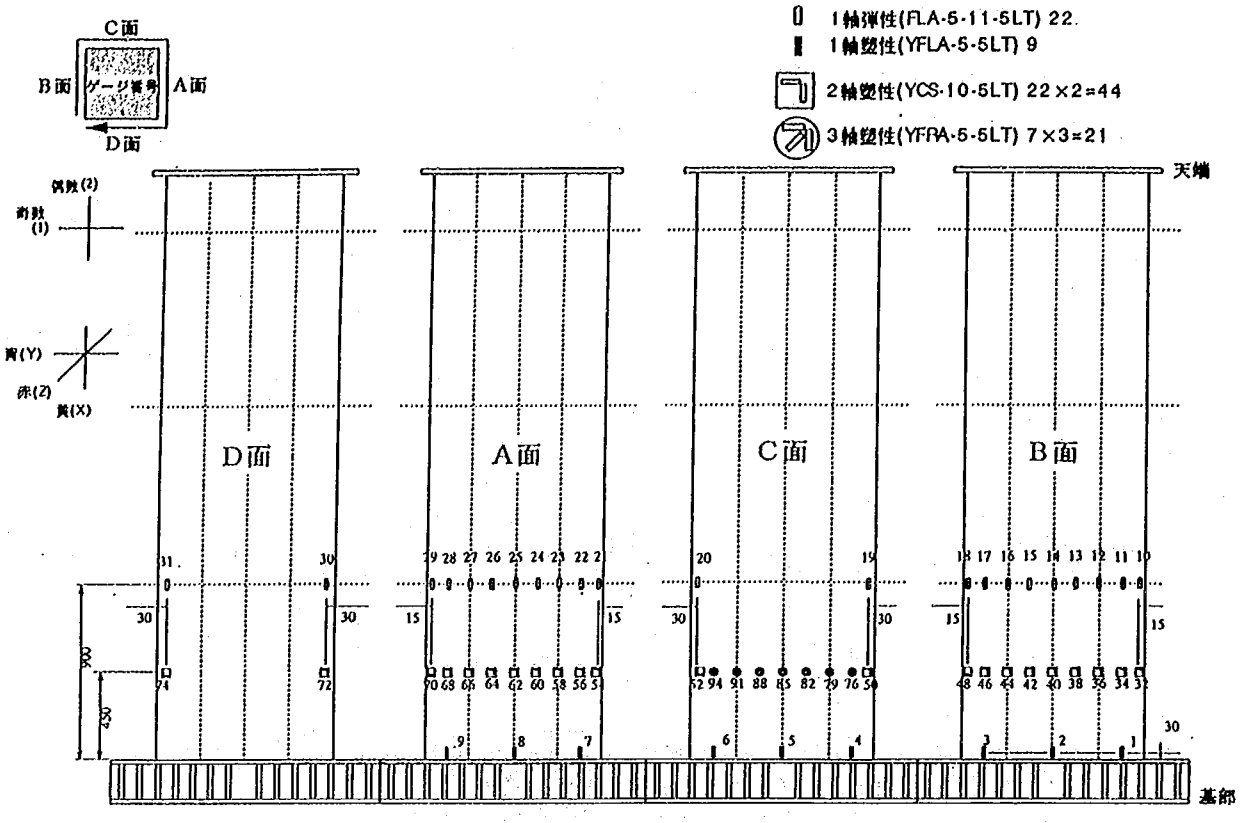


図-2.3.4(8) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(A社における実験、No. 2, No. 3, No. 5)

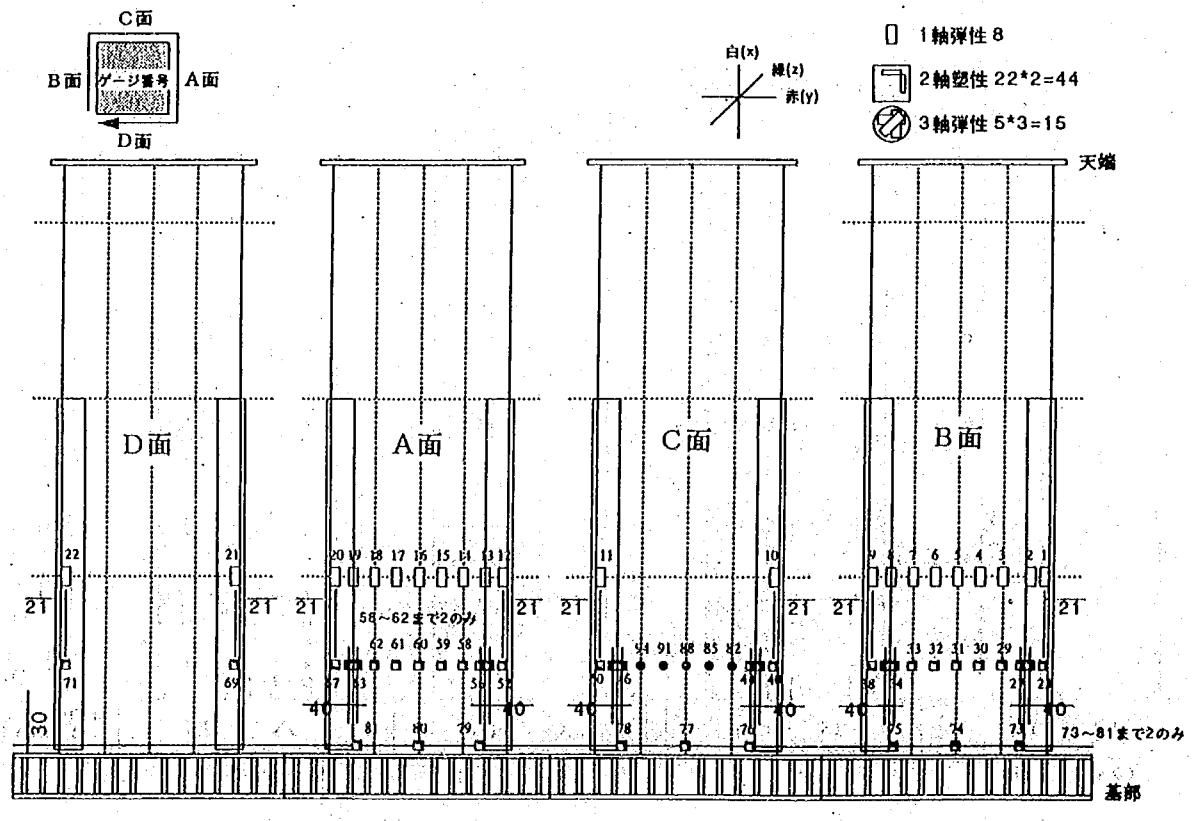


図-2.3.4(9) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(A社における実験、No. 4)

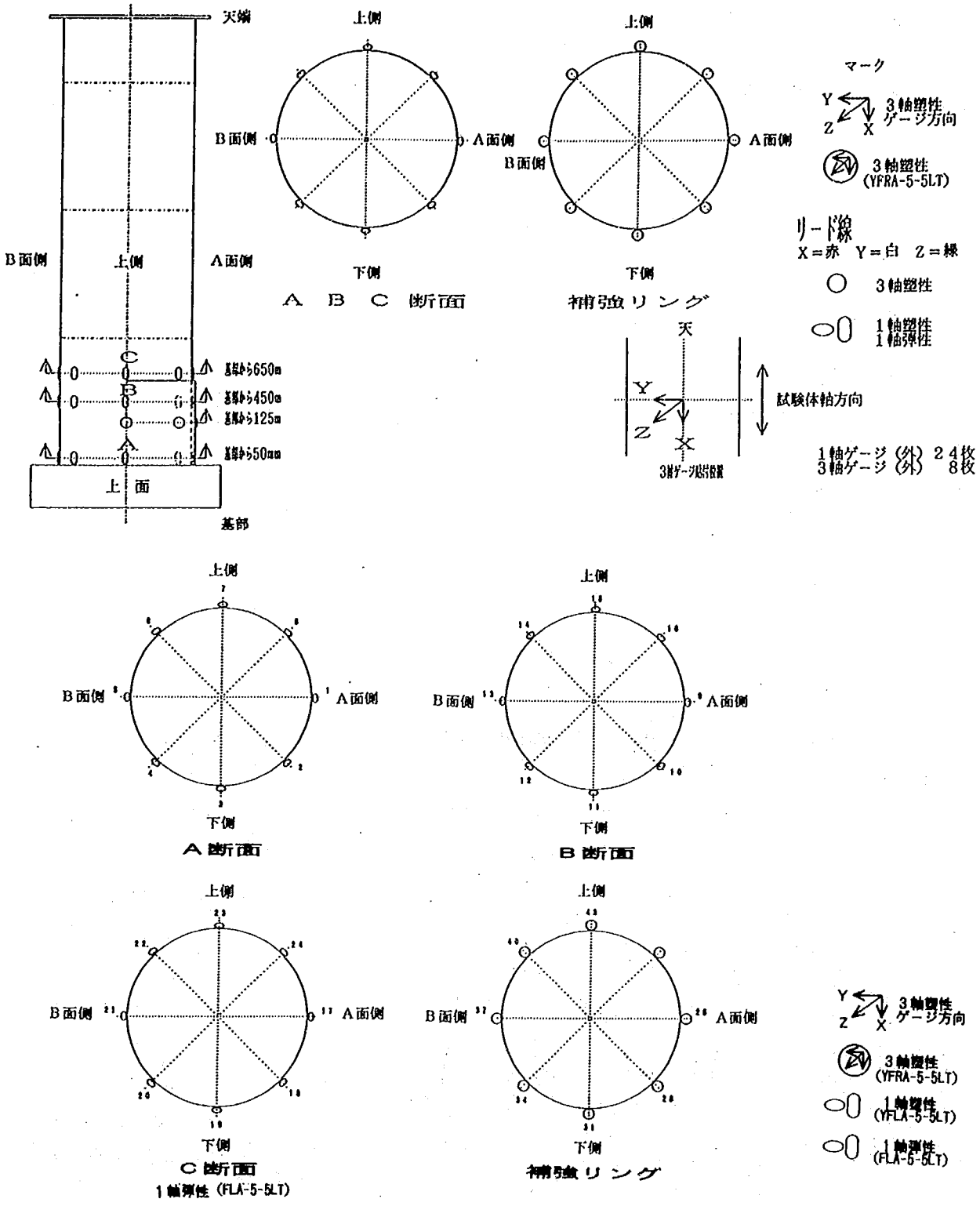


図-2.3.5(1) 供試体のひずみゲージ貼付位置
（土木研究所における実験、No.15, No.31）

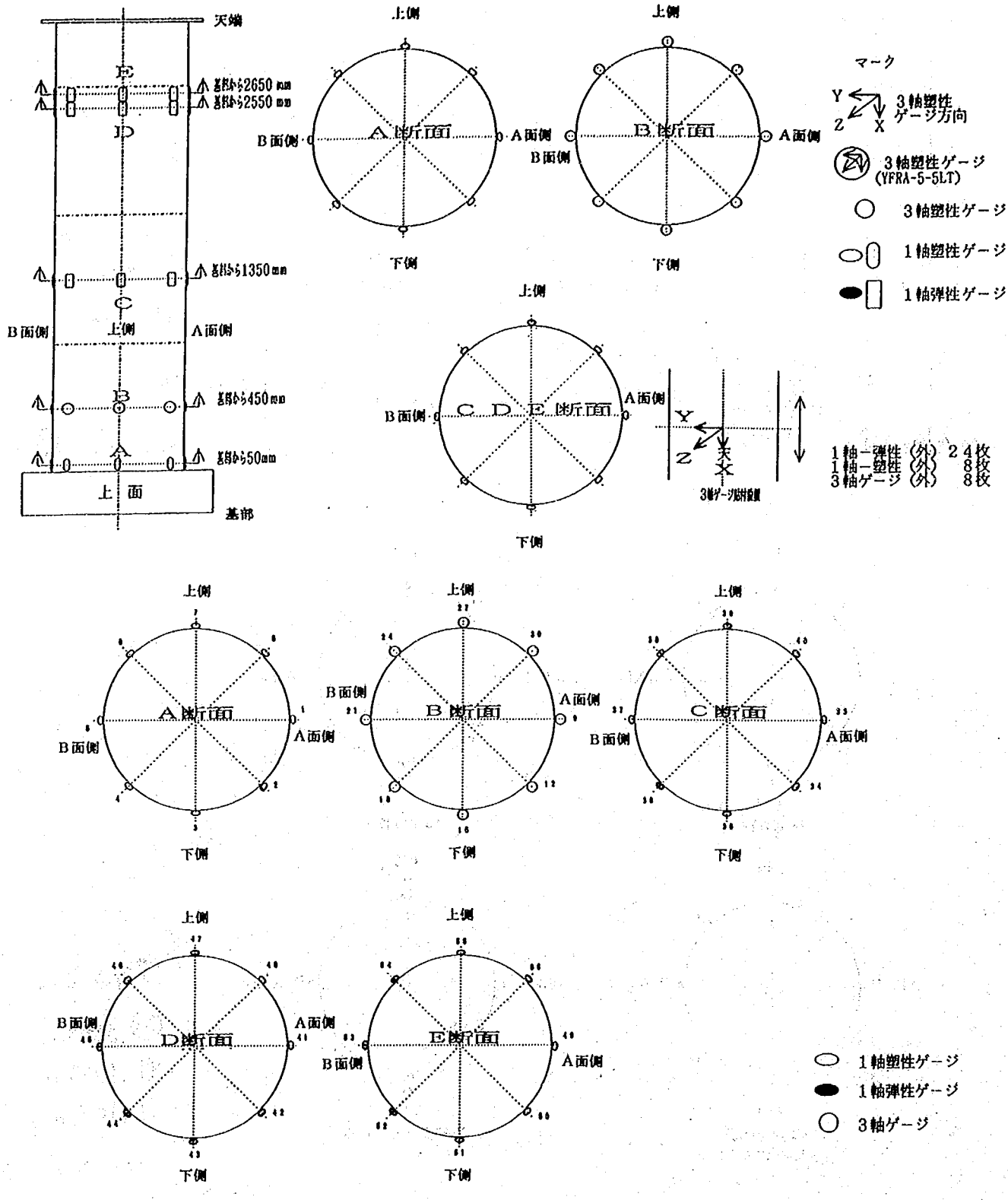


図-2.3.5(2) 供試体のひずみゲージ貼付位置
(土木研究所における実験、No. 16, No. 30)

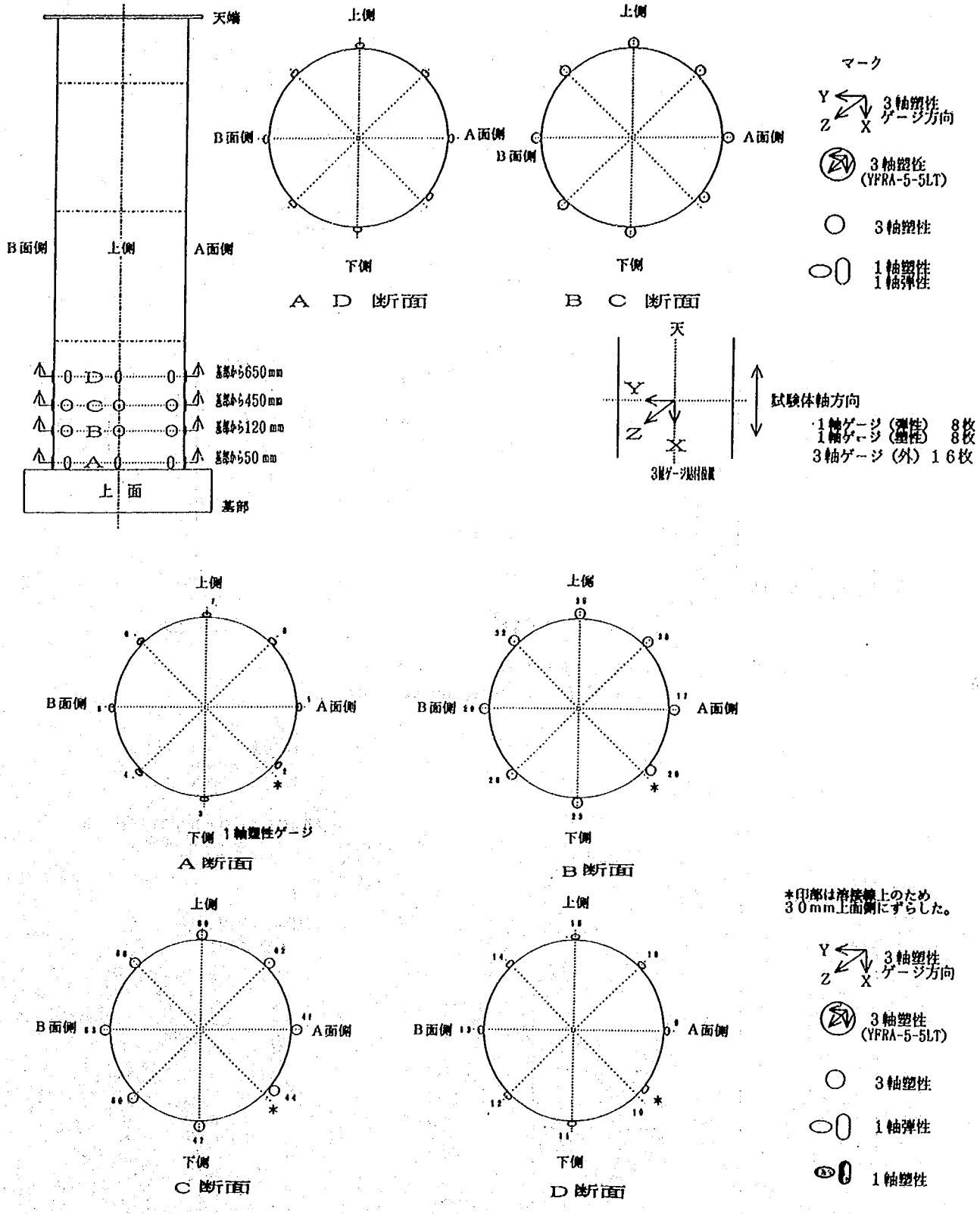


図-2.3.5(3) 供試体のひずみゲージ貼付位置
（土木研究所における実験、No. 29）

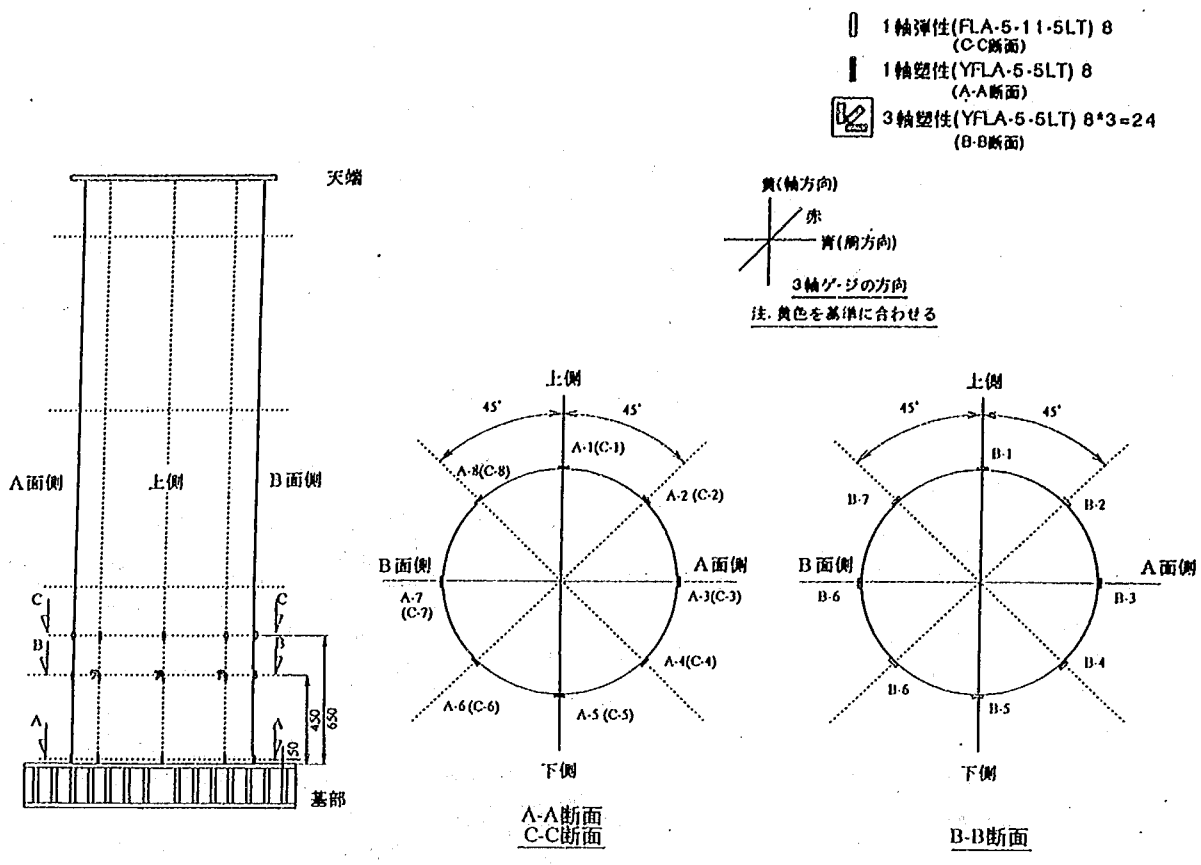


図-2.3.5(4) 供試体のひずみゲージ貼付位置
（A社における実験、No. 6, No. 8）

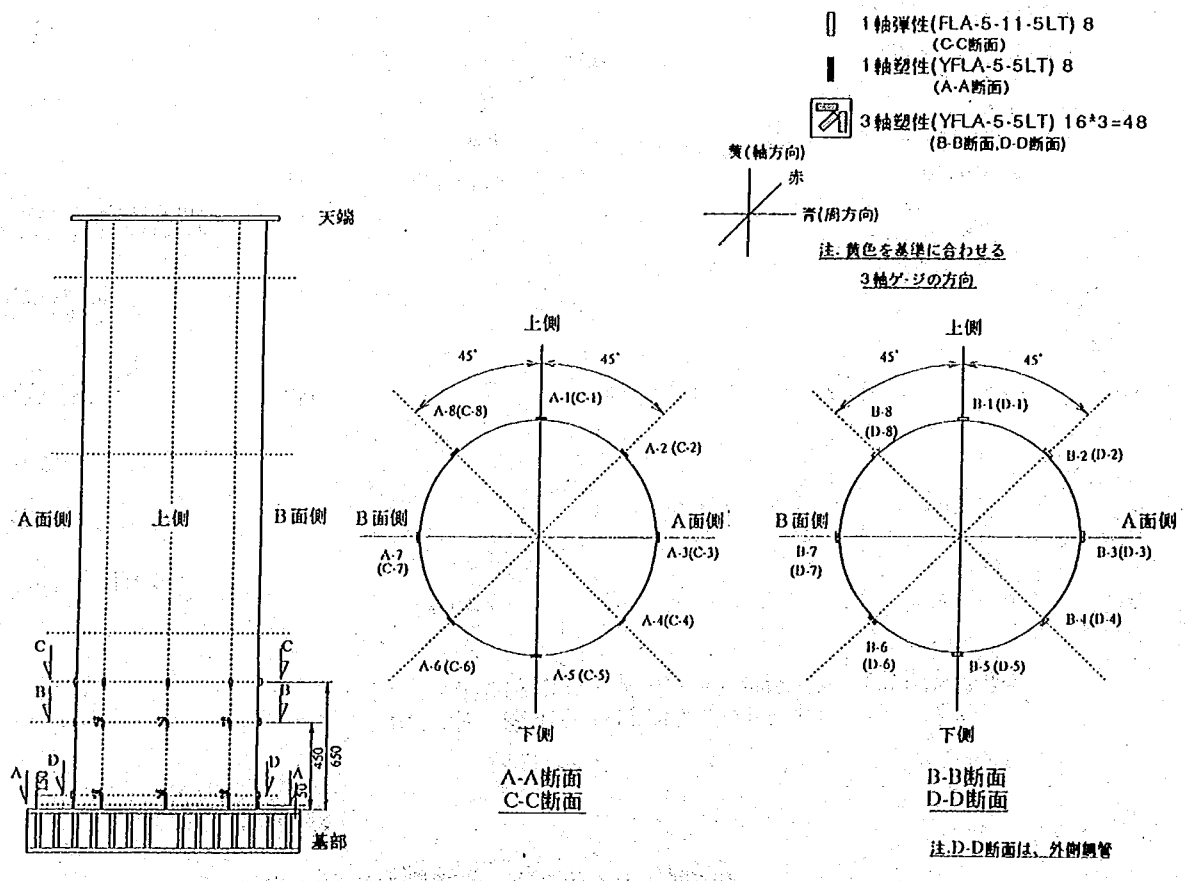


図-2.3.5(5) 供試体のひずみゲージ貼付位置
（A社における実験、No. 7）

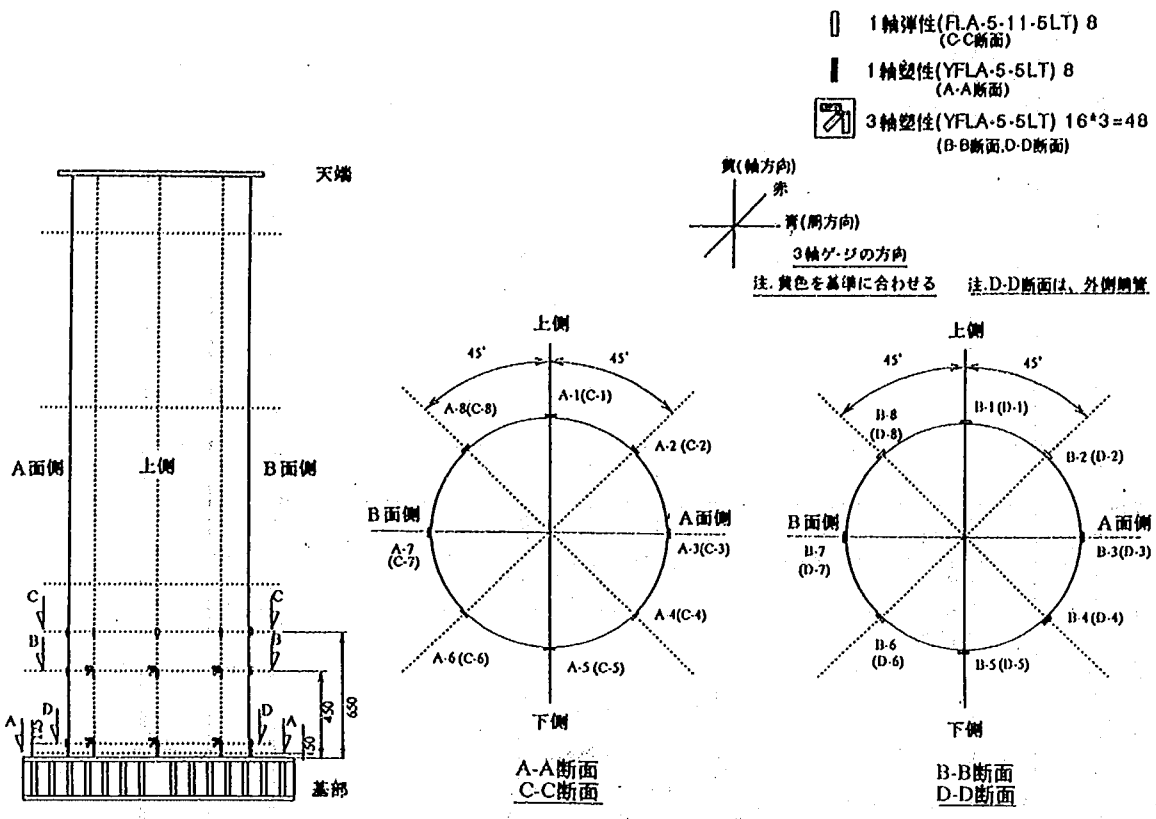


図-2.3.5(6) 供試体のひずみゲージ貼付位置
（A社における実験、No.9）

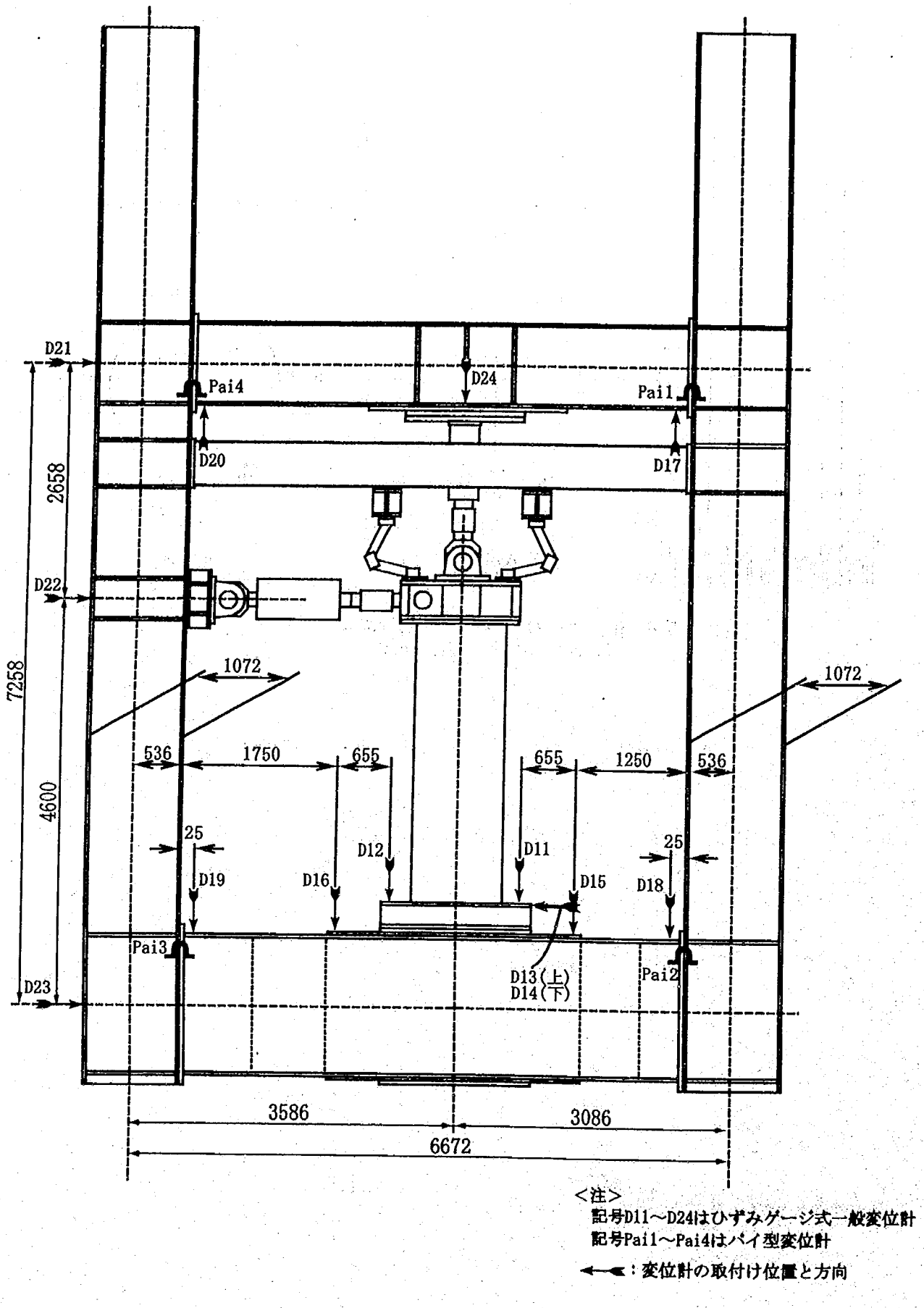


図-2.3.6 土木研究所の載荷フレームの変位計取付け位置

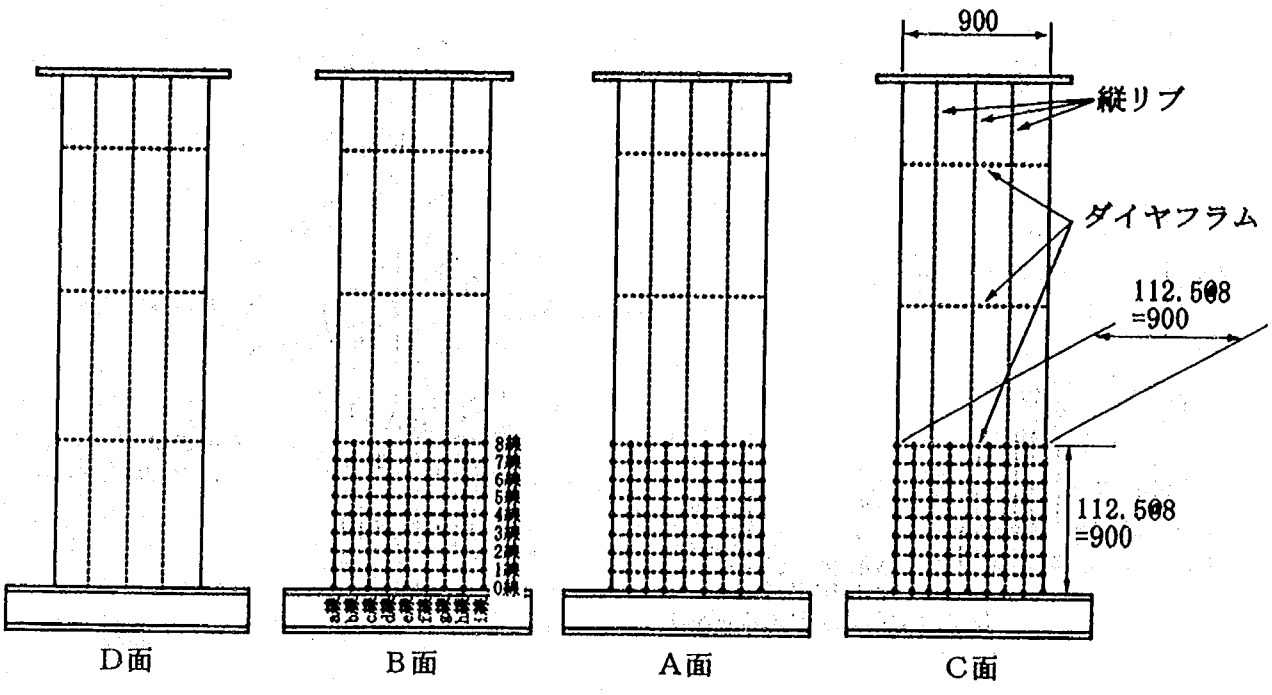


図-2.3.7 面外変位の測定位置

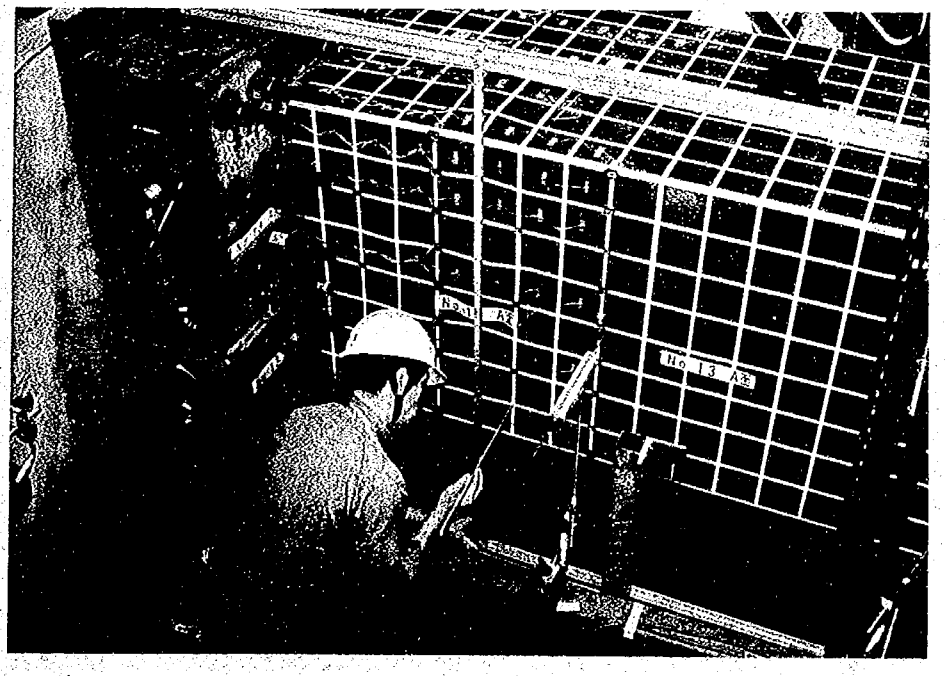


写真-2.3.1 面外変位測定状況

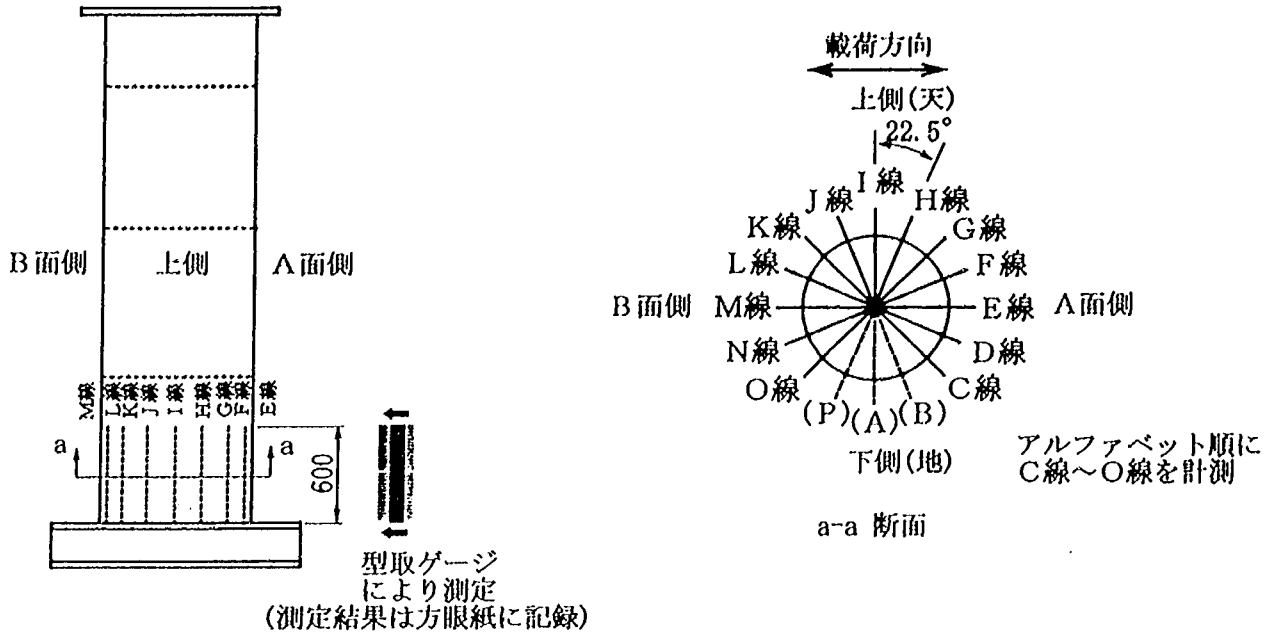


図-2.3.8 面外変位の測定位置

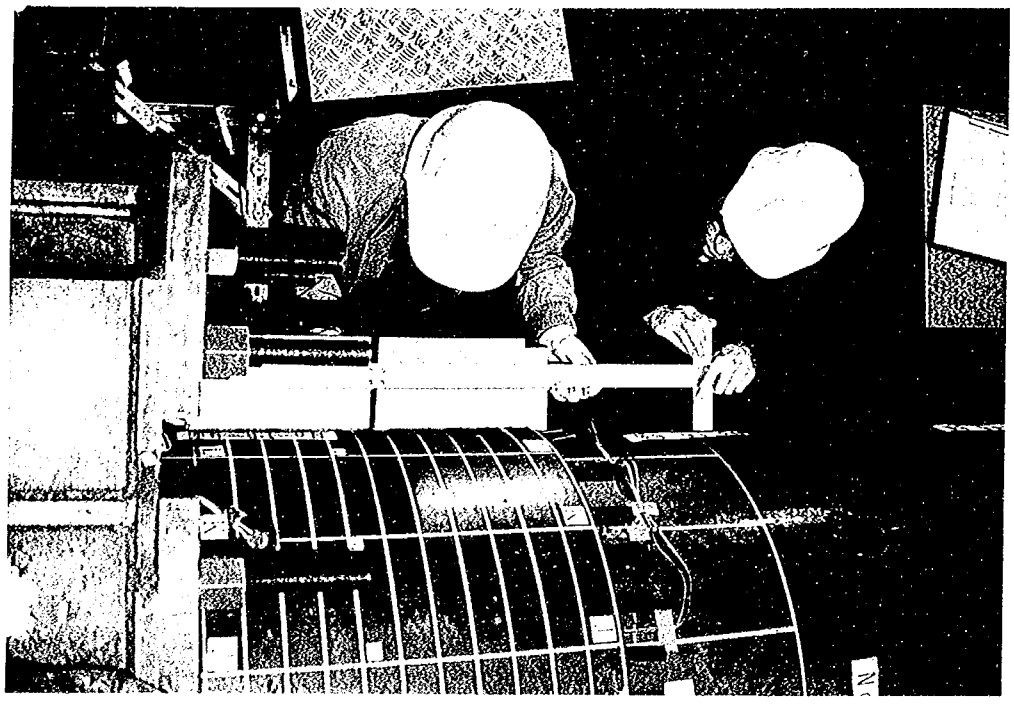


写真-2.3.2 面外変位測定状況

3. 実験結果

3.1 短形断面

表-3.1.1 実験結果一覧

矩形断面 供試体	外形寸法 $b \times b$ (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	パネル数	鋼種	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm^2)	断面積 A (cm^2)	断面2次モーメント I (cm^4)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l (=2h) (cm)	細長比 λ	幅厚比パラメータ R_R	R_F	リブ剛度 γ_l/γ_l^*	リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l\text{-req}}$	軸力 N (tf)	軸力比 N/N_{yN}	軸力比 N/N_{yM}	供試体
No. 20 基本	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,160	378.4	480,500	35.6	684.6	0.272	0.585	0.611	0.914	0.914	196	0.162	0.125	No. 20
No. 18 基本 軸力増	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,900	378.4	480,500	35.6	684.6	0.264	0.567	0.591	0.914	0.914	291	0.240	0.197	No. 18
No. 19 基本 片振幅	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,040	378.4	480,500	35.6	684.6	0.268	0.577	0.602	0.914	0.914	182	0.150	0.119	No. 19
No. 2 基本	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,860	378.4	480,500	35.6	680.6	0.261	0.564	0.588	0.914	0.914	182	0.150	0.125	No. 2
No. 13 中埋め有	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,770	378.4	480,500	35.6	684.6	0.259	0.557	0.581	0.914	0.914	182	0.150	0.128	No. 13
No. 17 中埋め有(付着切)	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,080	378.4	480,500	35.6	684.6	0.270	0.580	0.605	0.914	0.914	182	0.150	0.118	No. 17
No. 3 縦リブ追加	900×900	9	80×6	900	8	SM490	3,750	455.2	566,500	35.3	680.6	0.260	0.278	0.454	0.368	1.220	182	0.125	0.107	No. 3
No. 4 角補強(⊿-EW)	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,770	481.6	652,800	36.8	680.6	0.249	0.557	0.581	0.914	0.914	182	0.118	0.100	No. 4
No. 10 角補強(⊿-EW)CP6mm	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,940	419.2	539,700	35.9	684.6	0.263	0.569	0.594	0.914	0.914	182	0.136	0.110	No. 10
No. 22 角補強(⊿-EW)CP9mm	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,900	439.6	569,300	36.0	684.6	0.261	0.567	0.591	0.914	0.914	182	0.129	0.106	No. 22
No. 23 角補強(⊿-EW) 軸力増	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,910	439.6	569,300	36.0	684.6	0.261	0.567	0.592	0.914	0.914	291	0.207	0.169	No. 23
No. 24 角補強(⊿-EW)n=3	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,010	439.6	569,300	36.0	684.6	0.265	0.575	0.600	0.914	0.914	182	0.129	0.103	No. 24
No. 5 角補強(L-HTB)	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,770	378.4 (504.7)	480,500 (692,600)	35.6 (37.0)	680.6	0.258 (0.248)	0.557	0.581	0.914	0.914	182	0.150 (0.113)	0.128 (0.0957)	No. 5
No. 12 角補強(L-HTB)	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,770	378.4 (439.9)	480,500 (587,100)	35.6 (36.5)	684.6	0.259 (0.253)	0.557	0.581	0.914	0.914	182	0.150 (0.129)	0.128 (0.110)	No. 12
No. 11 角補強(⊿-HTB)	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,770	378.4 (447.0)	480,500 (584,200)	35.6 (36.2)	684.6	0.259 (0.255)	0.557	0.581	0.914	0.914	182	0.150 (0.127)	0.128 (0.108)	No. 11
No. 14 角補強(⊿-HTB) +中埋め有	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,770	378.4 (447.0)	480,500 (584,200)	35.6 (36.2)	684.6	0.259 (0.255)	0.557	0.581	0.914	0.914	291	0.240 (0.203)	0.204 (0.173)	No. 14
No. 25 角補強(⊿-HTB) +補強板	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,060	378.4 (639.0)	480,500 (901,400)	35.6 (37.6)	684.6	0.269 (0.255)	0.578	0.603	0.914	0.914	182	0.150 (0.0890)	0.118 (0.0702)	No. 25
No. 28 M8+角補強(⊿-HTB)	900×900	10	65×6	900	3	SM490	3,780	387.2 (455.8)	499,500 (603,200)	35.9 (36.4)	684.6	0.257 (0.254)	0.669	0.869	0.549	0.549	196	0.158 (0.134)	0.134 (0.114)	No. 28
No. 26 コンクリート充填No. 2溶込	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,120	378.4	480,500	35.6	684.6	0.271	0.582	0.608	0.914	0.914	182	0.150	0.117	No. 26
No. 27 M8+コンクリート充填 軸力増	900×900	10	65×6	900	3	SM490	3,900	387.2	499,500	35.9	684.6	0.261	0.680	0.883	0.549	0.549	291	0.235	0.193	No. 27

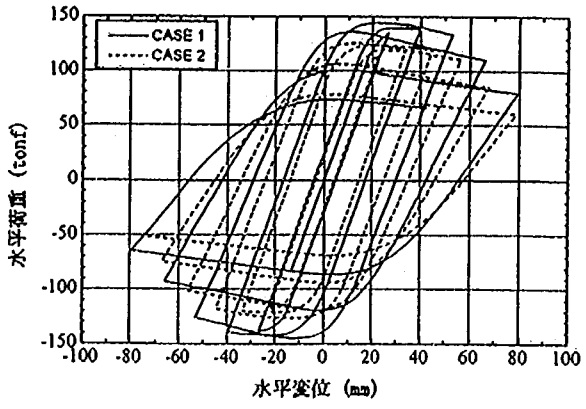
注1) 供試体の説明欄において、Lは角補強材にアングル部材を用いたことを意味し、⊿は角補強材に角部が閉断面となるようなコーナープレートを用いたことを意味する。次の記号EWは角溶接補強を意味し、HTBは角ボルト補強を意味する。

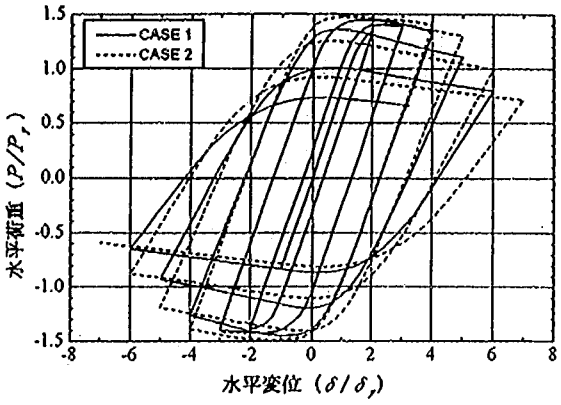
注2) HTBによる補強材の断面等は既設橋脚の補強を想定したので考慮していない。なお、参考までに補強材の断面等を考慮した値をカッコ内に示す。

表-3.1.1 実験結果一覧

矩形断面 / 供試体		実験場所	P_{yN} (tf)	P_{yM} (tf)	P_U (tf)	$\frac{P_U}{P_{yM}}$	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_{lim} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{97}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{lim}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEN}}$	供試体
No. 20	基本	土研	83.7	114	140	1.23	11.1	15.1	14.0	19.0	37	42	45	−	55	2.6	3.0	3.2	−	3.9	No. 20
No. 18	基本 軸力増	土研	75.8	97.7	130	1.33	10.0	12.9	12.6	16.2	28	36	38	−	51	2.2	2.9	3.0	−	4.0	No. 18
No. 19	基本 片振幅	土研	84.8	111	138	1.24	11.2	14.7	14.2	18.6	42	49	51	−	66	3.0	3.5	3.6	−	4.6	No. 19
No. 2	基本	A社	85.3	106	156	1.47	11.1	13.8	16.0	19.9	38	41	43	−	64	2.4	2.6	2.7	−	4.0	No. 2
No. 13	中埋め有	土研	84.8	103	151	1.47	11.2	13.6	13.4	16.2	56	60	67	66	88	4.2	4.5	5.0	4.9	6.6	No. 13
No. 17	中埋め有(付着切)	土研	84.8	112	157	1.40	11.2	14.9	12.5	16.5	47	57	60	68	78	3.8	4.6	4.8	5.4	6.2	No. 17
No. 3	縦リブ追加	A社	104	124	197	1.59	11.4	13.7	17.2	20.6	54	65	69	62	101	3.1	3.8	4.0	3.6	5.9	No. 3
No. 4	角補強(∠-EW)	A社	120	145	219	1.51	11.5	13.9	15.6	18.8	58	77	78	77	102	3.7	4.9	5.0	4.9	6.5	No. 4
No. 10	角補強(∠-EW) CP6mm	土研	96.9	123	155	1.26	11.4	14.5	15.1	19.1	45	67	72	67	90	3.0	4.4	4.8	4.4	6.0	No. 10
No. 22	角補強(∠-EW) CP9mm	土研	103	129	173	1.34	11.5	14.4	14.7	18.4	59	78	83	82	106	4.0	5.3	5.6	5.6	7.2	No. 22
No. 23	角補強(∠-EW) 軸力増	土研	93.8	120	162	1.35	10.5	13.4	14.3	18.3	44	57	63	70	86	3.1	4.0	4.4	4.9	6.0	No. 23
No. 24	角補強(∠-EW) n=3	土研	103	133	172	1.29	11.5	14.9	15.6	20.1	62	67	69	66	83	4.0	4.3	4.4	4.2	5.3	No. 24
No. 5	角補強(L-HTB)	A社	85.3 (128)	103 (154)	175	1.70 (1.13)	11.1 (11.6)	13.4 (13.9)	11.4 (17.1)	13.8 (20.5)	50	62	64	61	97 (69)	4.4 (2.9)	5.4 (3.6)	5.6 (3.7)	5.4 (3.6)	8.5 (4.0)	No. 5
No. 12	角補強(L-HTB)	土研	84.8 (106)	103 (128)	150	1.46 (1.17)	11.2 (11.5)	13.6 (13.9)	12.5 (15.7)	15.1 (18.9)	45	53	56	50	82 (69)	3.6 (2.9)	4.2 (3.4)	4.5 (3.6)	4.0 (3.2)	6.6 (4.4)	No. 12
No. 11	角補強(∠-HTB)	土研	84.8 (106)	103 (128)	153	1.49 (1.20)	11.2 (11.5)	13.6 (13.9)	12.7 (16.0)	15.4 (19.3)	60	72	77	66	107 (91)	4.7 (3.8)	5.7 (4.5)	6.1 (4.8)	5.2 (4.1)	8.4 (5.7)	No. 11
No. 14	角補強(∠-HTB) +中埋め有	土研	75.8 (97)	93.6 (118)	154	1.65 (1.30)	10.0 (10.5)	12.4 (12.9)	11.5 (14.7)	14.2 (18.0)	54	73	77	70	103 (94)	4.7 (3.7)	6.3 (5.0)	6.7 (5.2)	6.1 (4.8)	9.0 (6.4)	No. 14
No. 25	角補強(∠-HTB) +補強板	土研	84.8 (171)	112 (221)	193	1.73 (0.874)	11.2 (12.0)	14.8 (15.6)	10.7 (21.6)	14.1 (28.0)	76	83	85	79	119 −	7.1 (3.5)	7.8 (3.8)	7.9 (3.9)	7.4 (3.7)	11.1 −	No. 25
No. 28	M8+角補強(∠-HTB)	土研	87.4 (108)	106 (131)	153	1.44 (1.17)	11.1 (11.4)	13.5 (13.8)	13.3 (16.5)	16.2 (20.0)	44	55	57	55	78 (91)	3.3 (2.7)	4.1 (3.3)	4.3 (3.5)	4.1 (3.3)	5.9 (5.5)	No. 28
No. 26	ｺﾝｸﾘｰﾄ充填No. 2溶込	土研	84.8	114	192	1.69	11.2	15.0	9.00	12.0	76	101	106	−	157	8.4	11.2	11.8	−	17.4	No. 26
No. 27	M8+ｺﾝｸﾘｰﾄ充填 軸力増	土研	79.4	102	213	2.09	10.1	13.0	6.80	8.7	56	75	86	−	171	8.2	11.0	12.6	−	25.1	No. 27

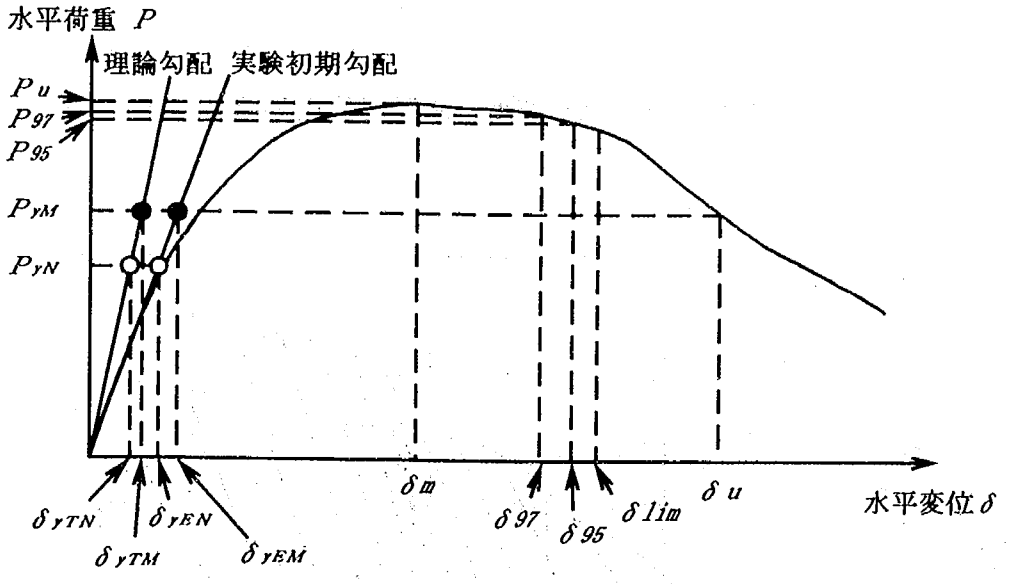
注3) 記号の説明については、図-3.1.1を参照。





CASE 1 : σ_y =3,765 kgf/cm2, N/N_{yM} =0.15, N =213.7 tonf,
δ_y =13.22 mm, P_y =99.86 tonf
CASE 2 : σ_y =3,200 kgf/cm2, N/N_{yM} =0.15, N =181.6 tonf,
δ_y =11.24 mm, P_y =84.87 tonf

(a) FEM解析結果(正規化前)　　(b) FEM解析結果(正規化後)



図中の記号の説明:

Pu ：最大水平荷重
$P97$：Puの97%の荷重
$P95$：Puの95%の荷重

$$P_{yM} = \left(\sigma_{yM} - \frac{N}{A}\right)\frac{Z}{h}$$

$$P_{yN} = \left(\sigma_{yN} - \frac{N}{A}\right)\frac{Z}{h} \quad \cdots式(2.2.2)$$

$$\delta_{yTN} = \frac{P_{yN}\,h^3}{3EI} = \delta_{yo} \quad \cdots式(2.2.1)$$

$$\delta_{yTM} = \frac{P_{yM}\,h^3}{3EI}$$

δ_{yEN}：実験初期勾配において水平荷重がP_{yN}の時の水平変位
δ_{yEM}：実験初期勾配において水平荷重がP_{yM}の時の水平変位
δ_m：包絡線において水平荷重がPu の時の水平変位
δ_{97}：包絡線において水平荷重が$P97$ の時の水平変位
δ_{95}：包絡線において水平荷重が$P95$ の時の水平変位
δ_{1im}：ヒステリシスループのそれぞれの変位の折り返し点において、この点と同じ水平変位における次の繰返し載荷のループの水平荷重がPuの2%以上低下(劣化)していない最大の変位折り返し点の水平変位。
δ_u：包絡線において水平荷重がP_{yN}の時の水平変位

(c) 記号説明

図-3.1.1 水平荷重－水平変位関係

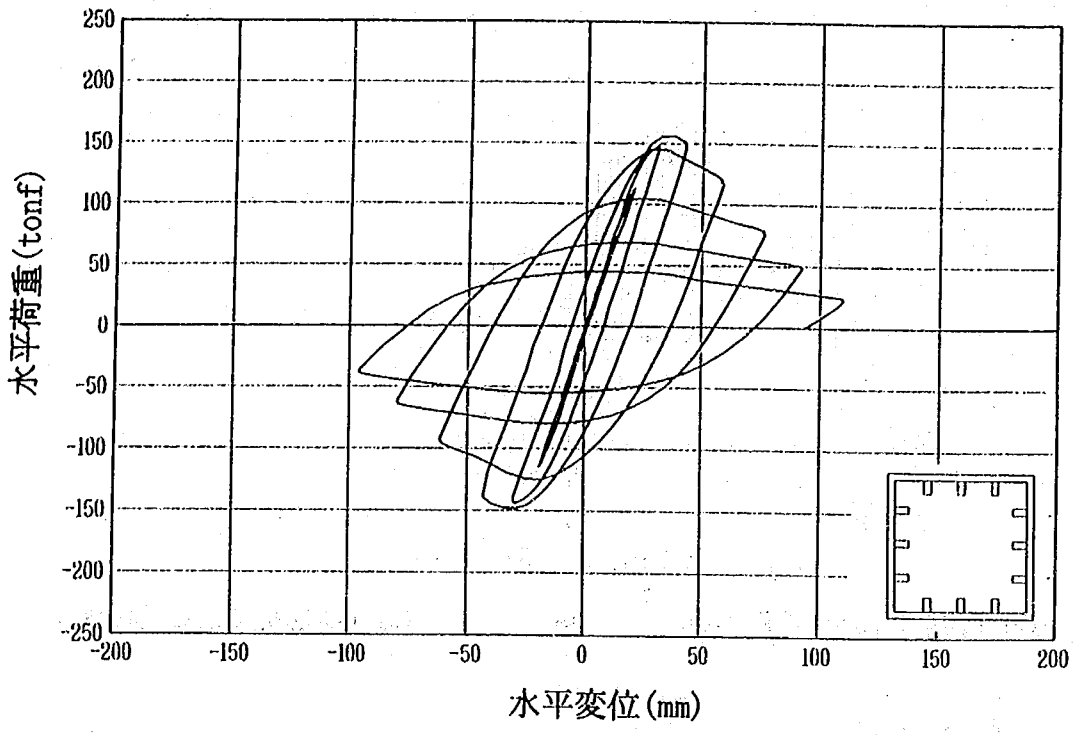


図-3.1.2(1)　水平荷重－水平変位関係（No.2）

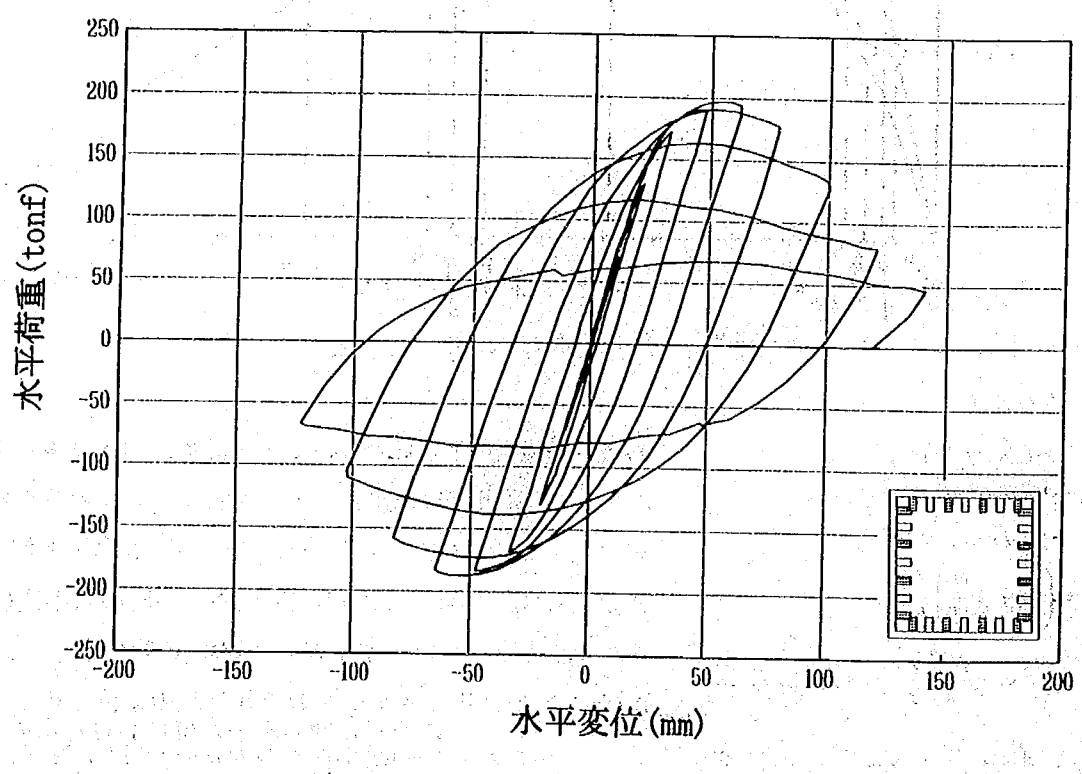


図-3.1.2(2)　水平荷重－水平変位関係（No.3）

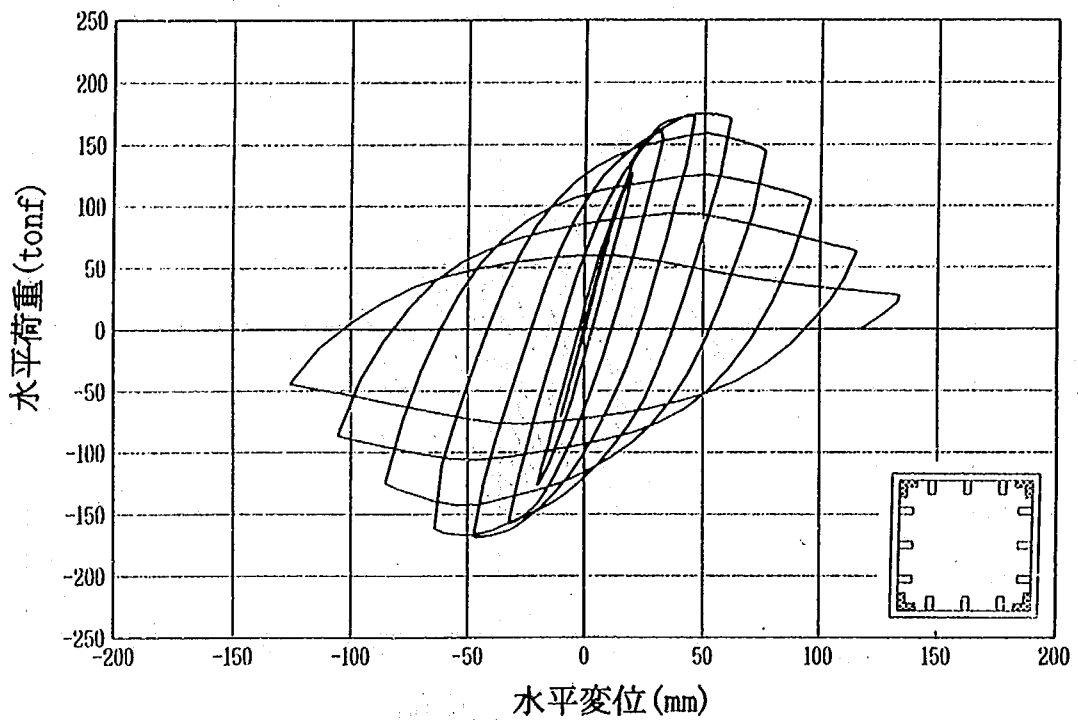


図-3.1.2(3)　水平荷重－水平変位関係（No.4）

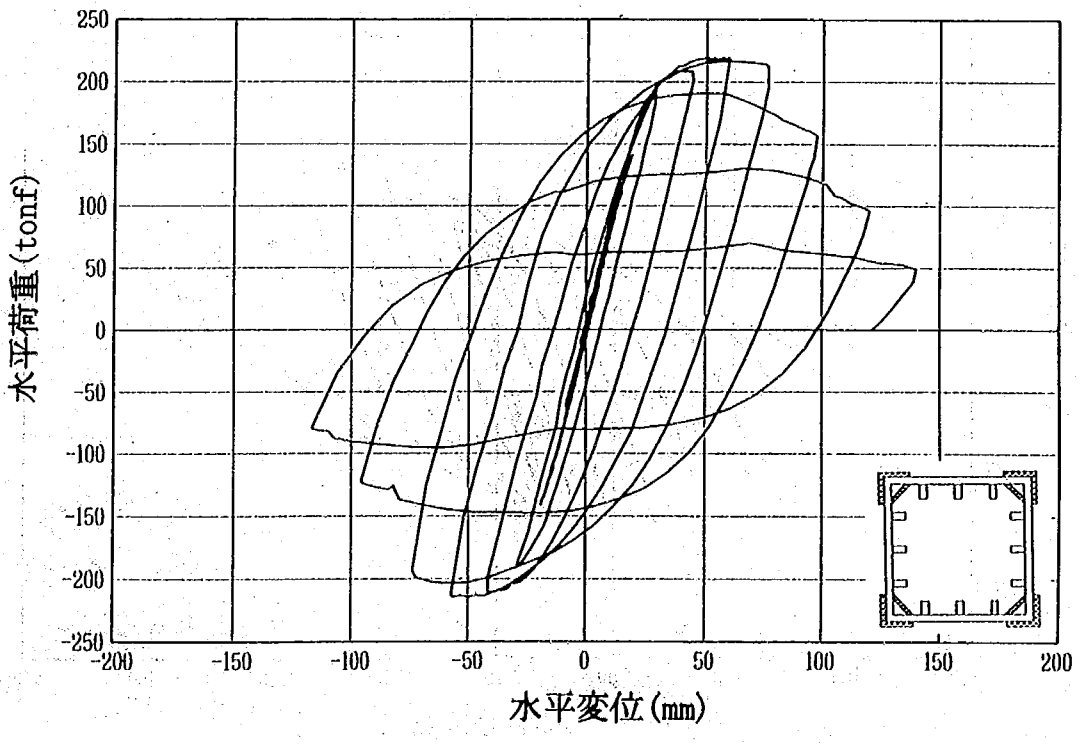


図-3.1.2(4)　水平荷重－水平変位関係（No.5）

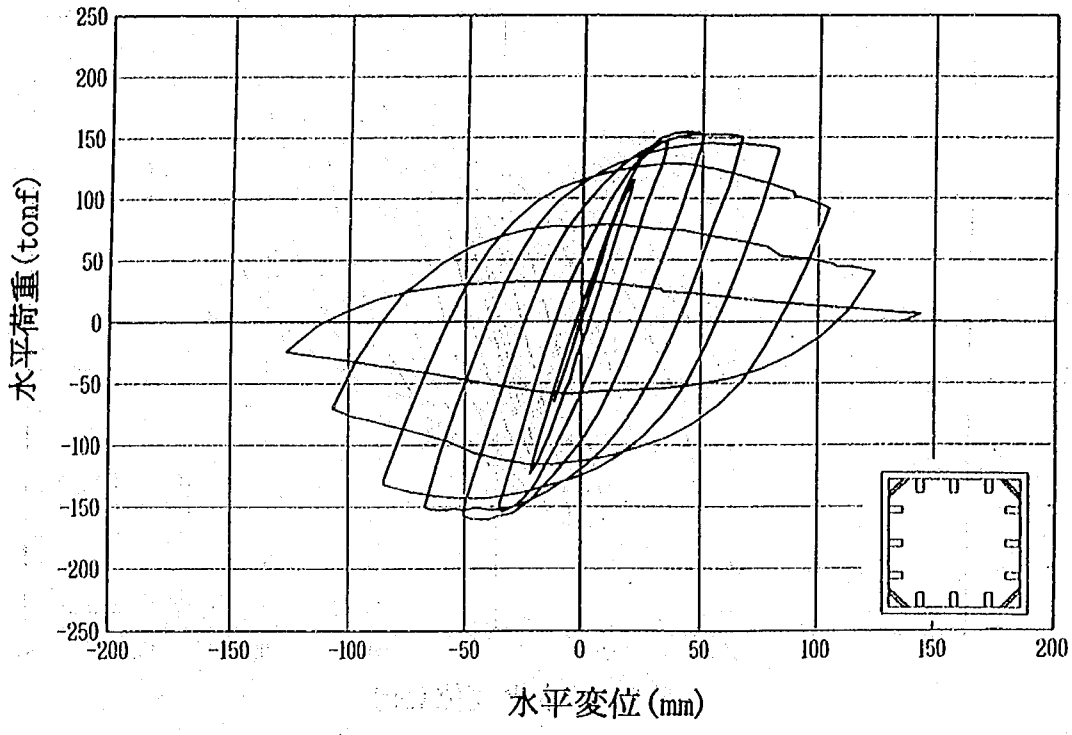


図-3.1.2(5)　水平荷重－水平変位関係（No.10）

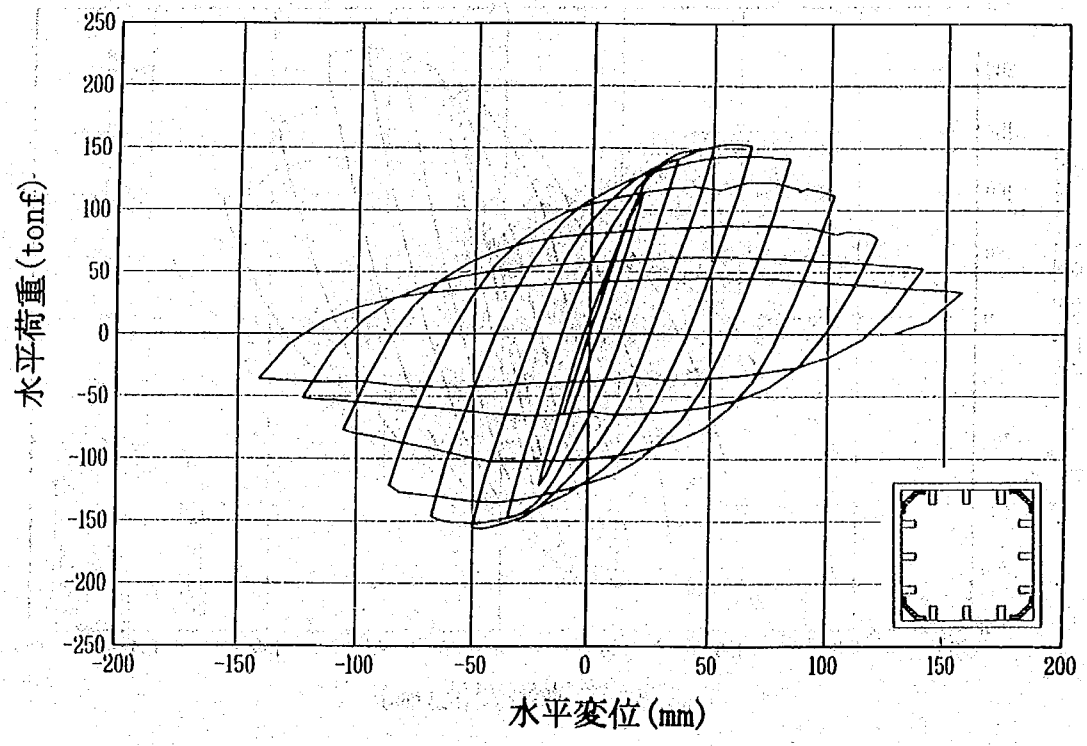


図-3.1.2(6)　水平荷重－水平変位関係（No.11）

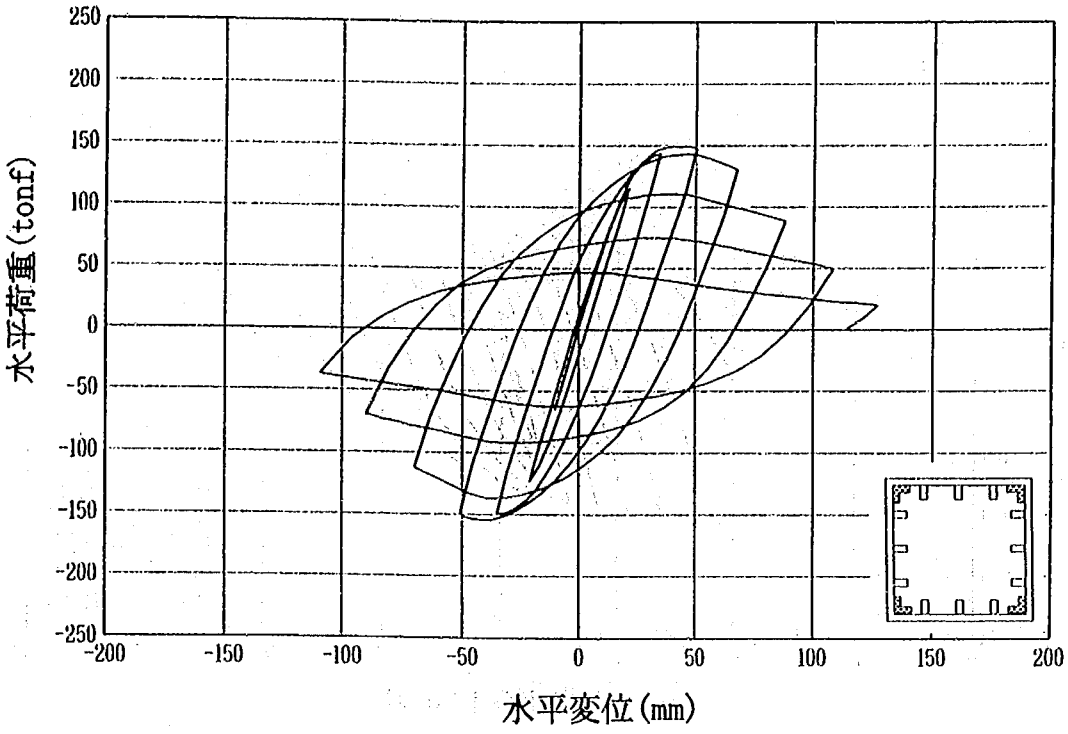


図-3.1.2(7)　水平荷重－水平変位関係（No.12）

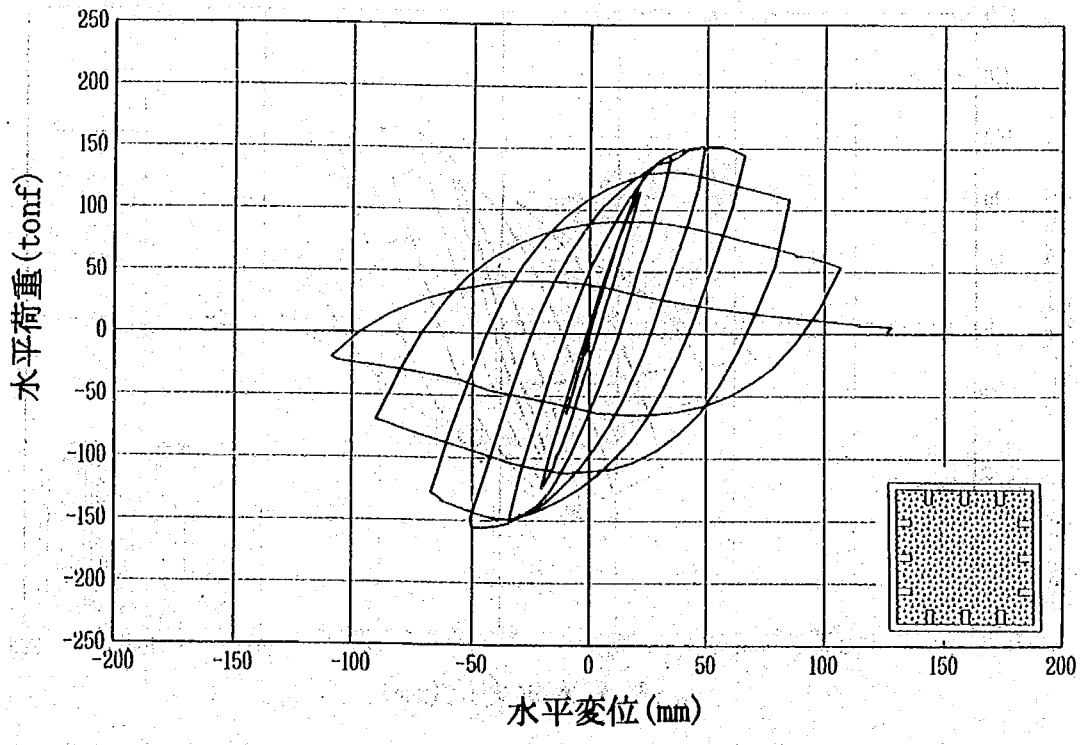


図-3.1.2(8)　水平荷重－水平変位関係（No.13）

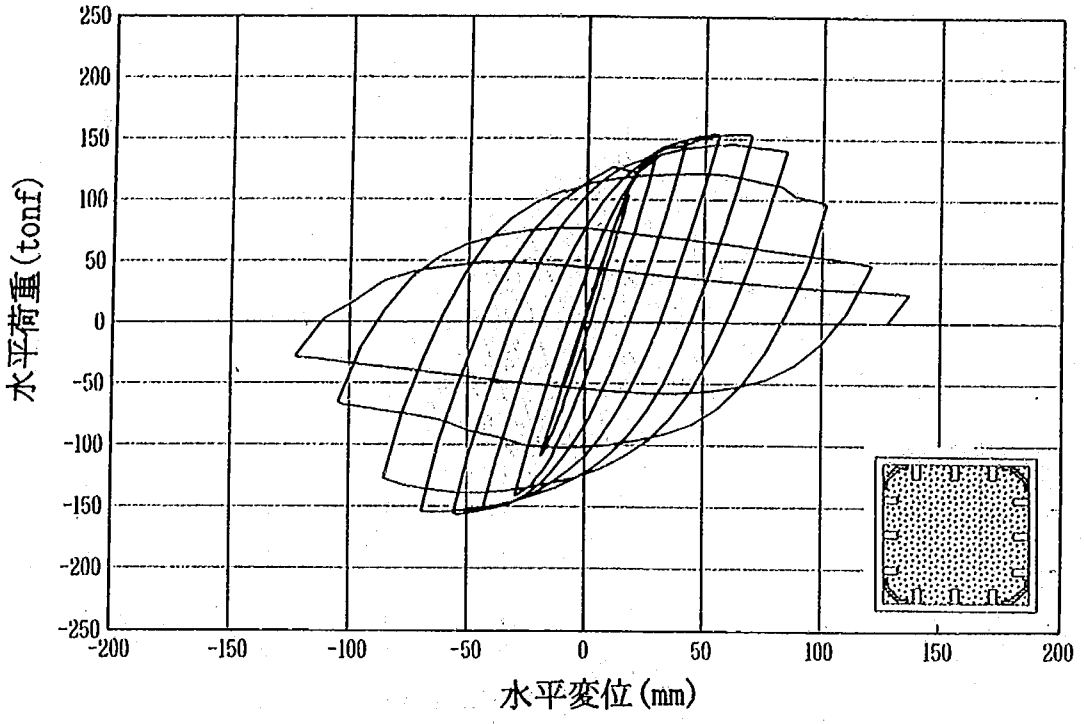


図-3.1.2(9)　水平荷重－水平変位関係（No.14）

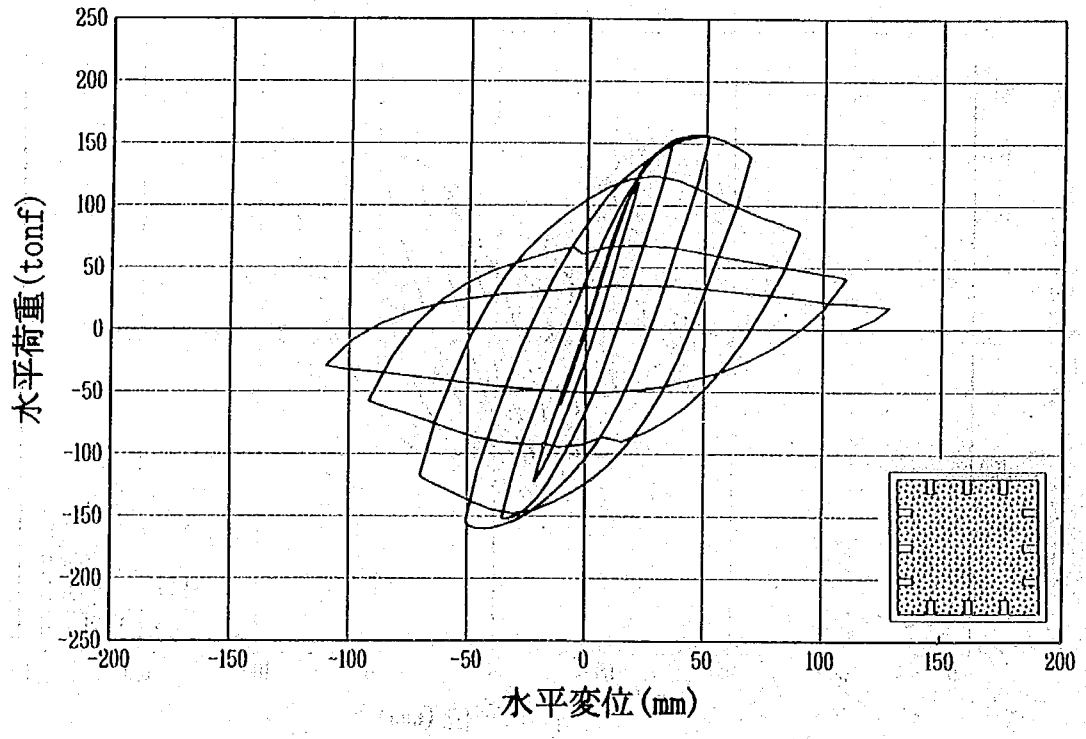


図-3.1.2(10)　水平荷重－水平変位関係（No.17）

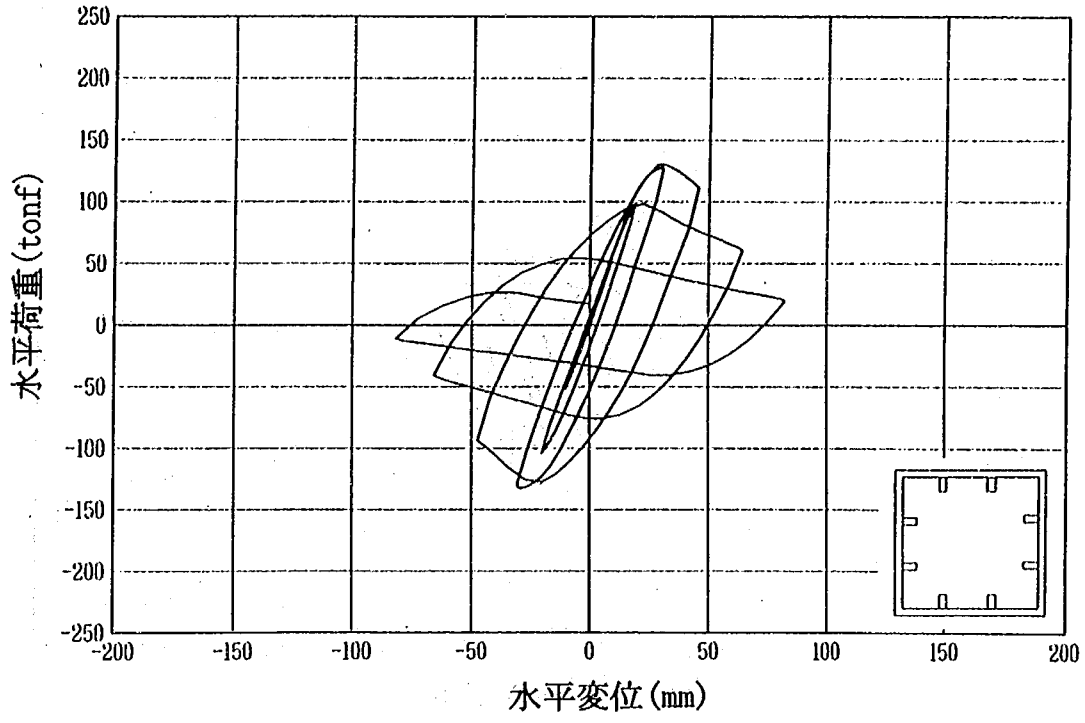


図-3.1.2(11)　水平荷重－水平変位関係（No.18）

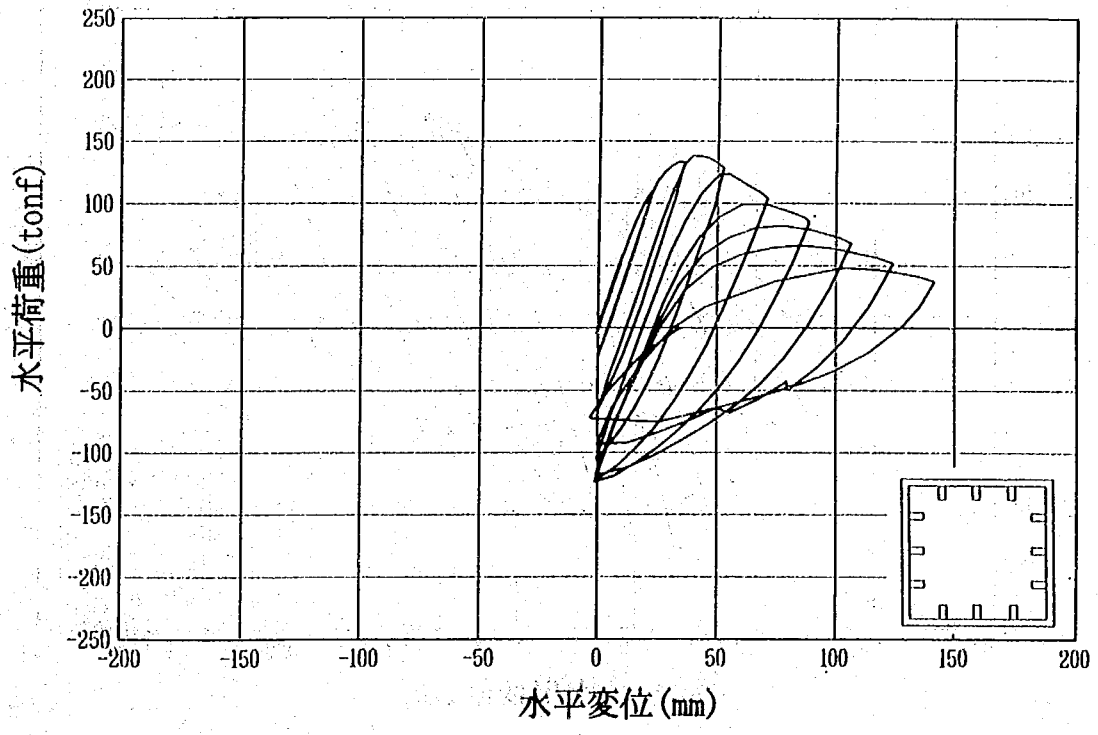


図-3.1.2(12)　水平荷重－水平変位関係（No.19）

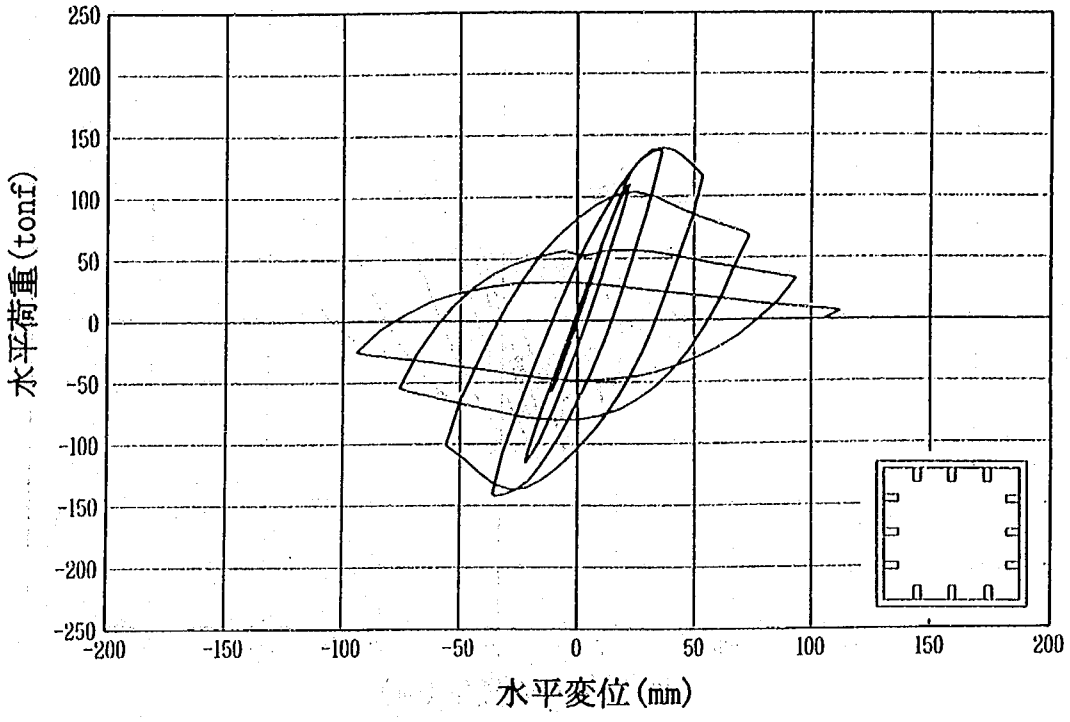


図-3.1.2(13)　水平荷重－水平変位関係（No.20）

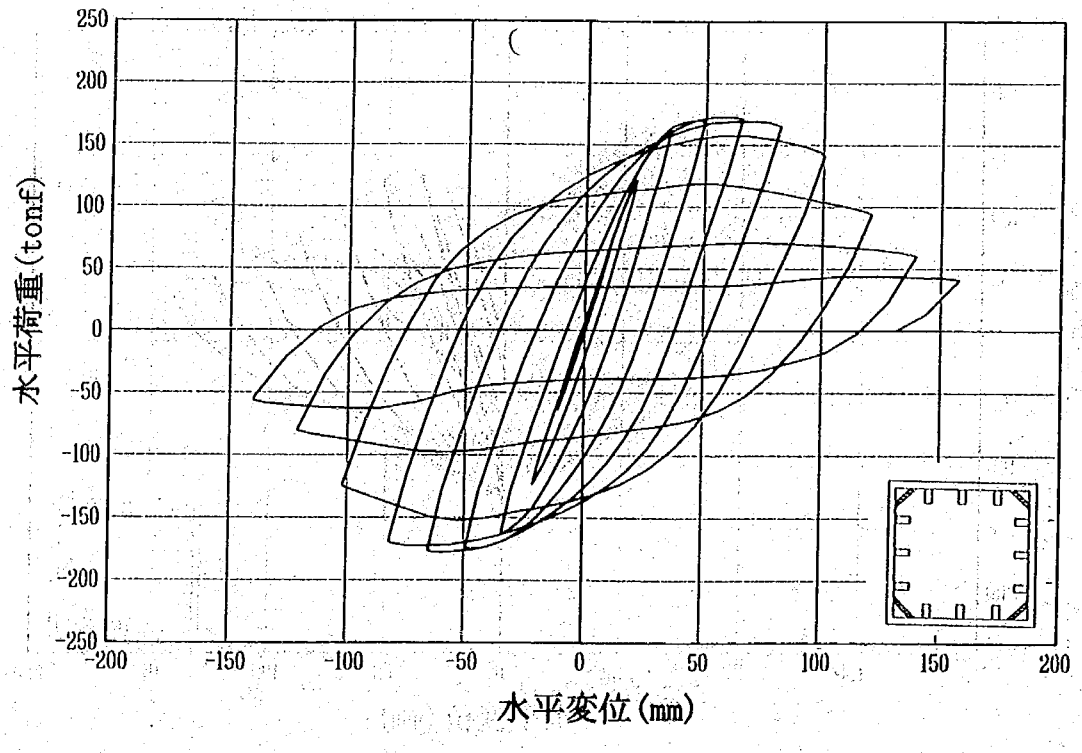


図-3.1.2(14)　水平荷重－水平変位関係（No.22）

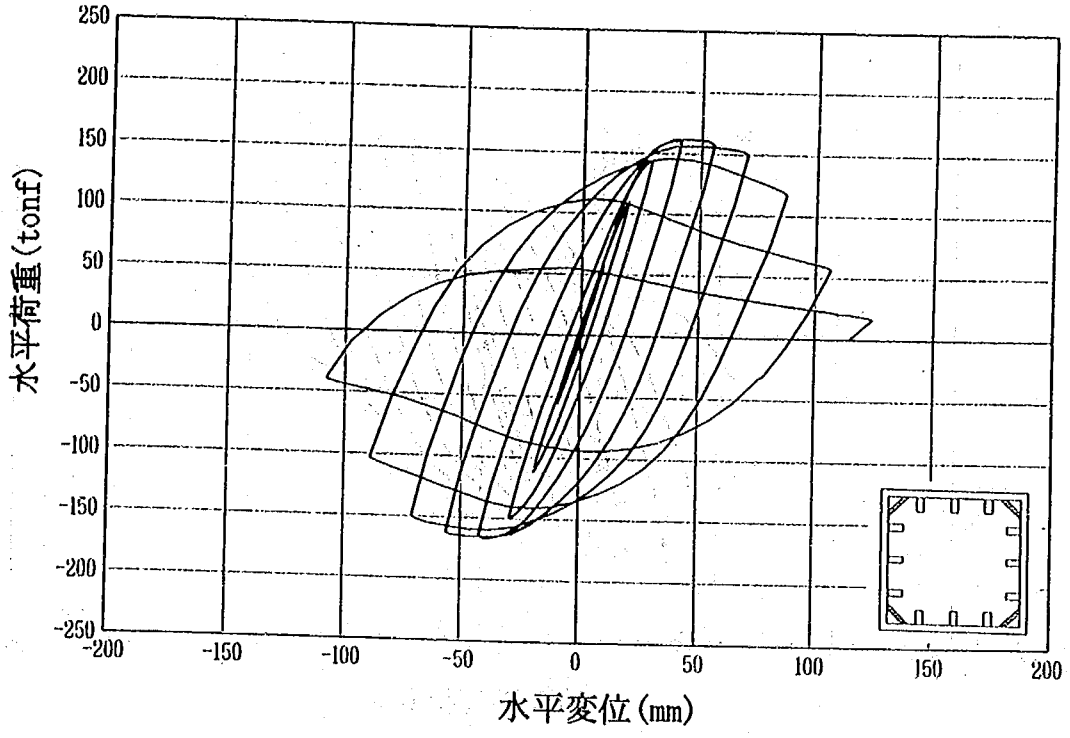


図-3.1.2(15)　水平荷重－水平変位関係（No.23）

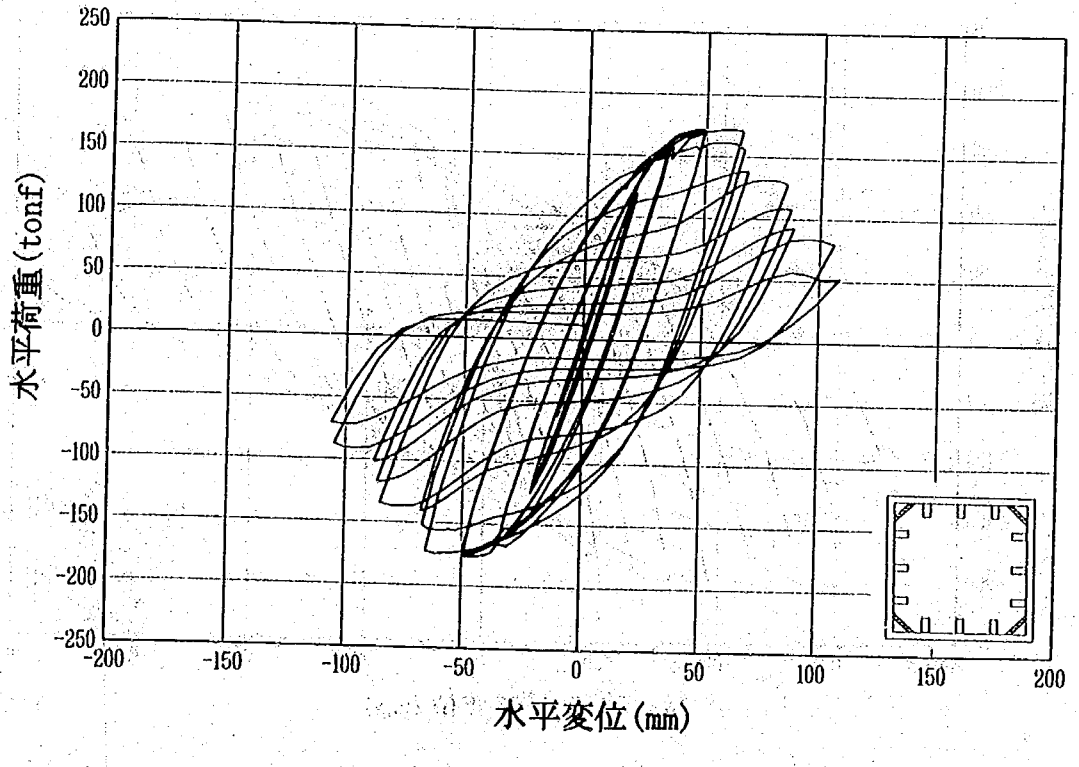


図-3.1.2(16)　水平荷重－水平変位関係（No.24）

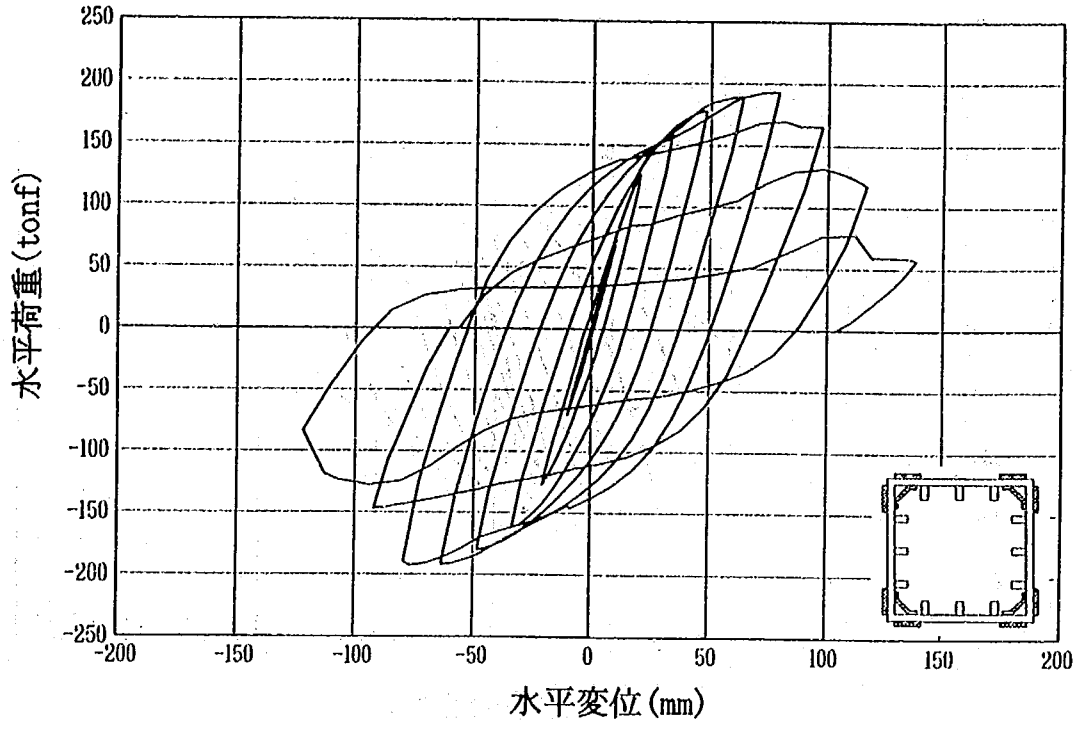


図-3.1.2(17)　水平荷重－水平変位関係（No.25）

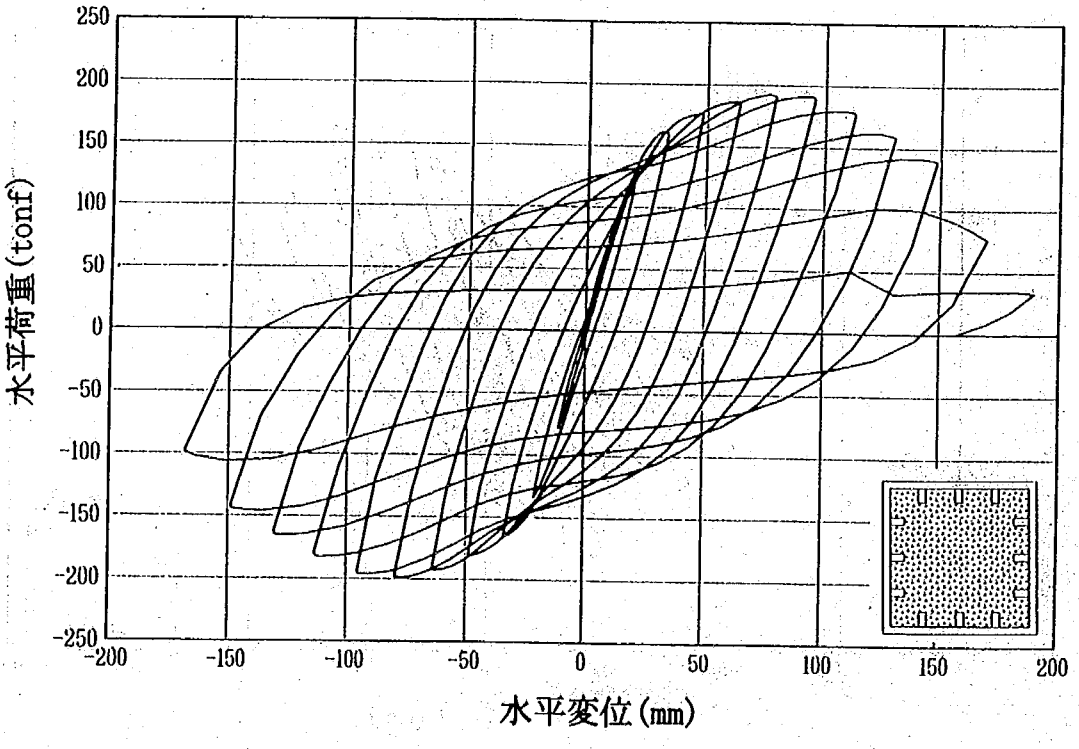


図-3.1.2(18)　水平荷重－水平変位関係（No.26）

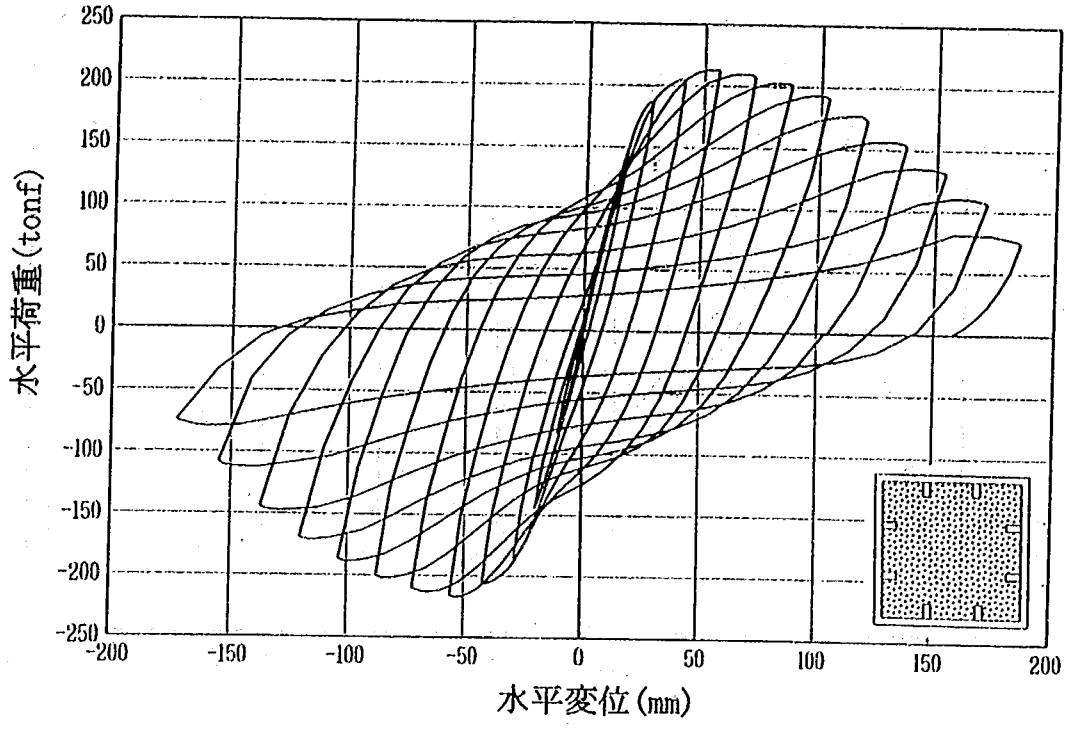


図-3.1.2(19)　水平荷重－水平変位関係（No.27）

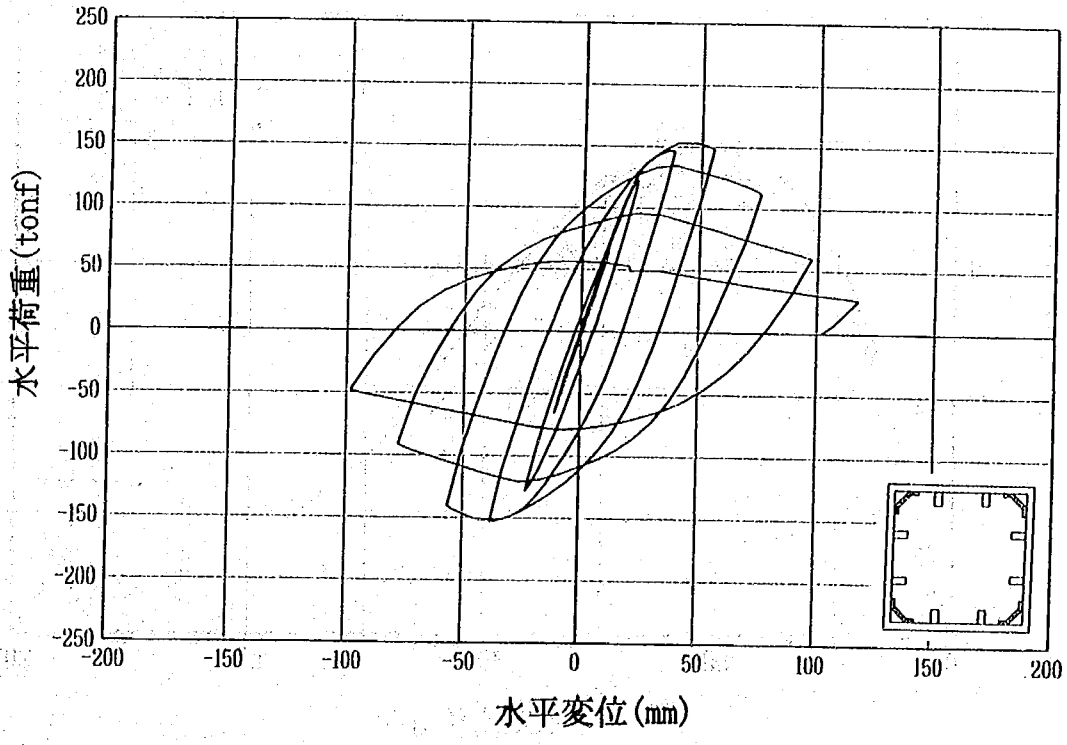


図-3.1.2(20)　水平荷重－水平変位関係（No.28）

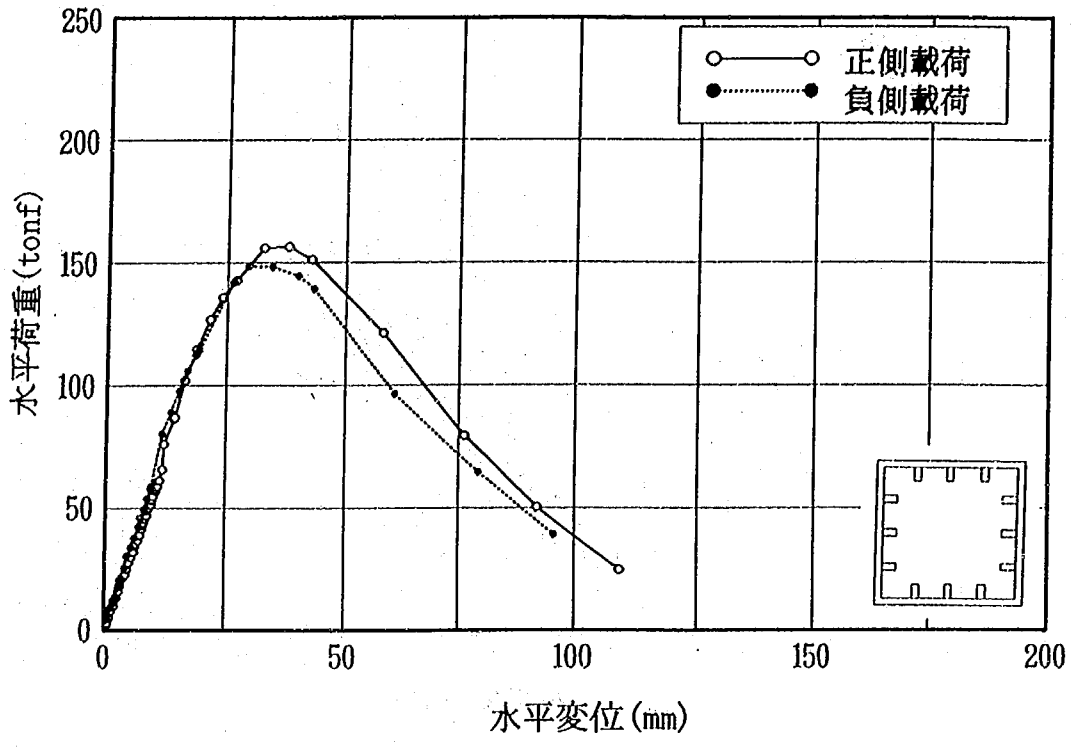


図-3.1.3(1)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.2）

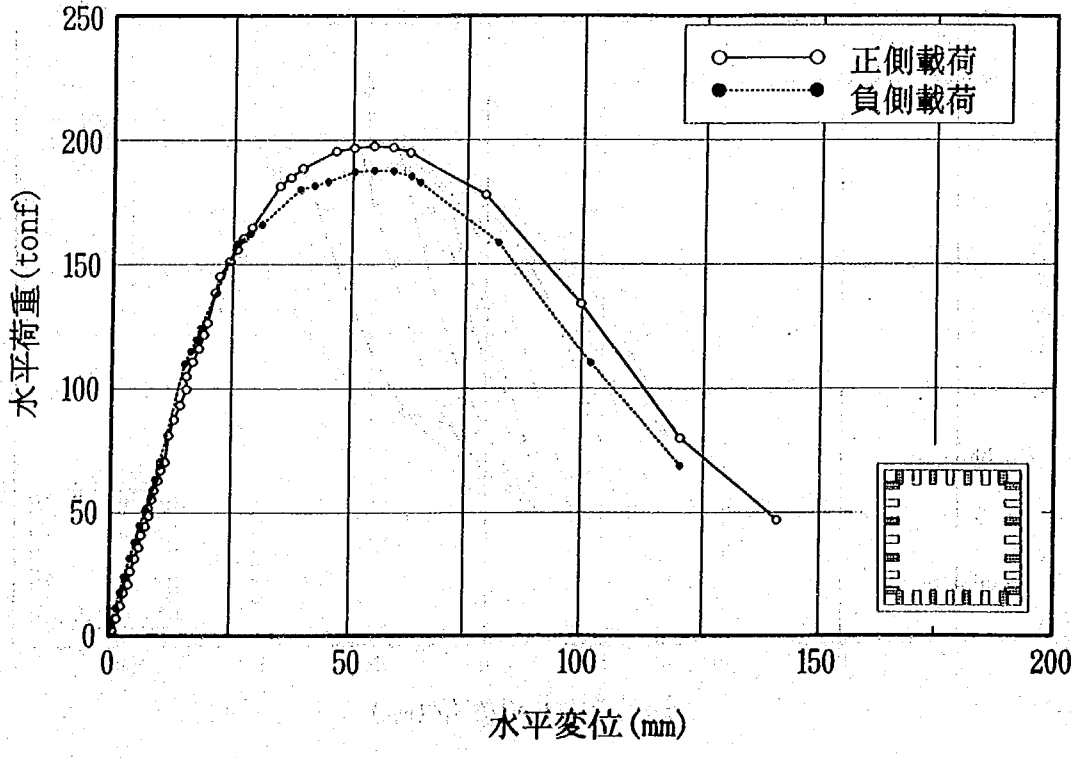


図-3.1.3(2)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.3）

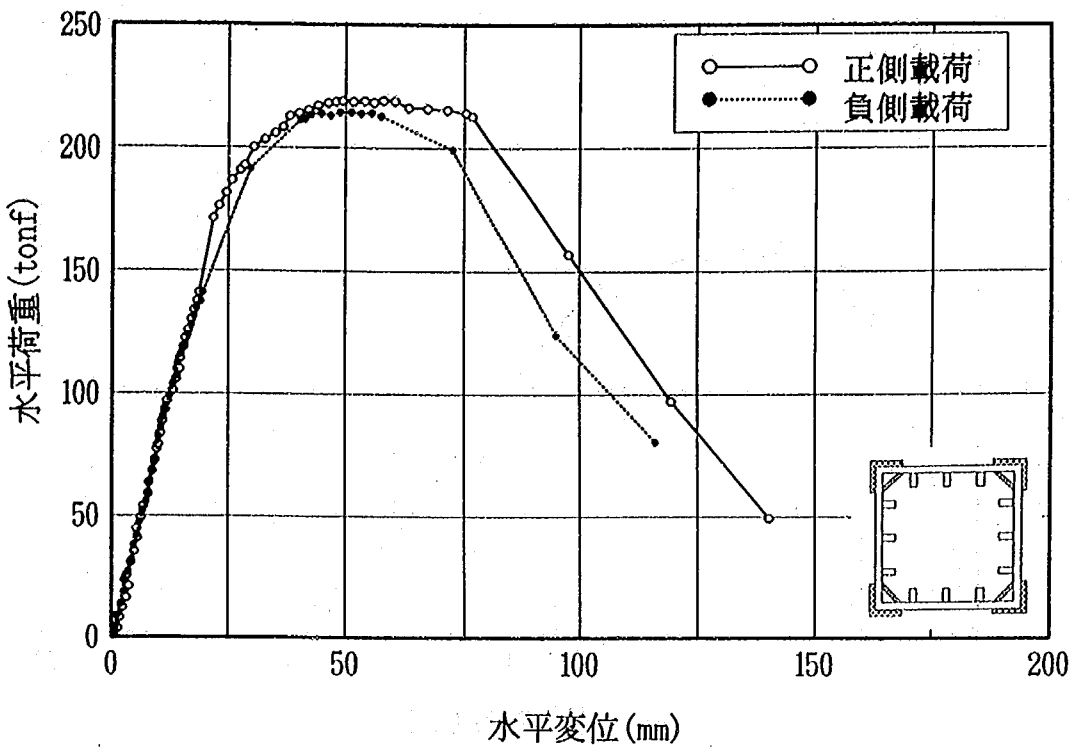


図-3.1.3(3)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.4）

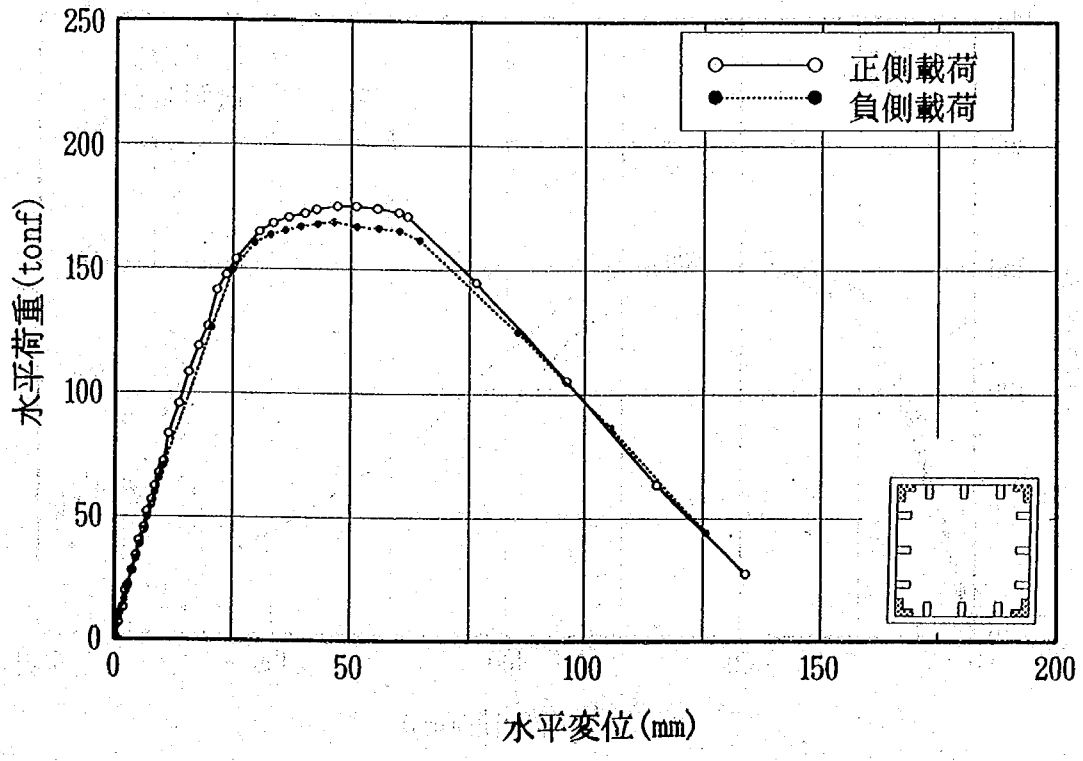


図-3.1.3(4)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.5）

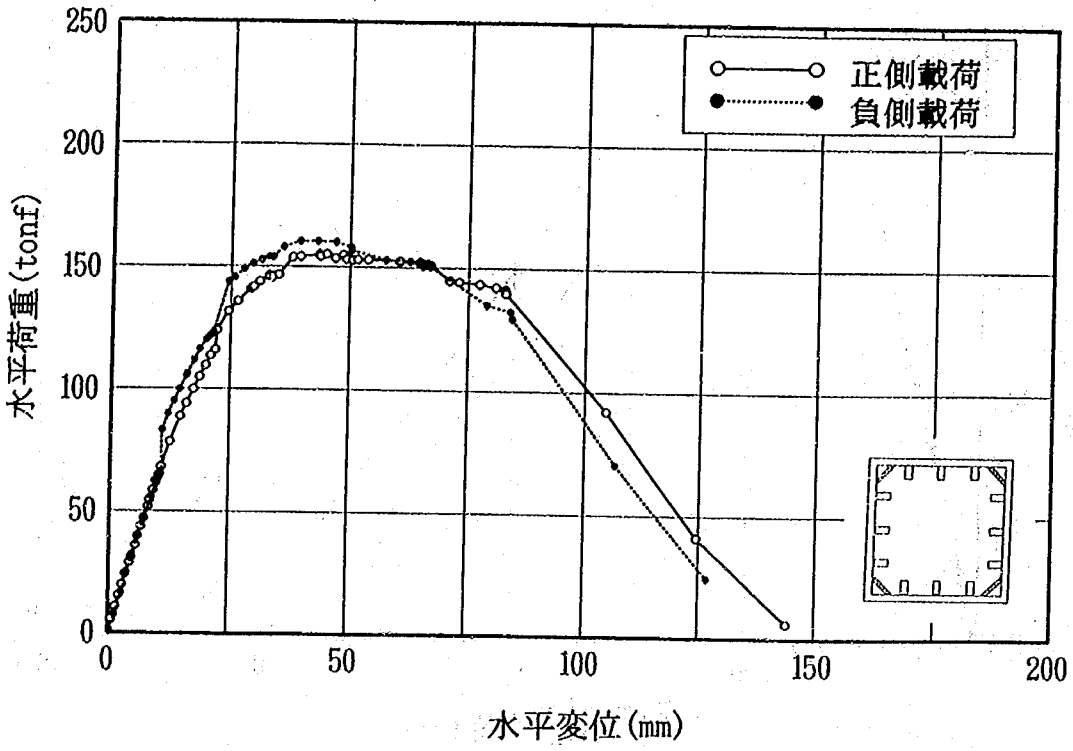


図-3.1.3(5)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.10）

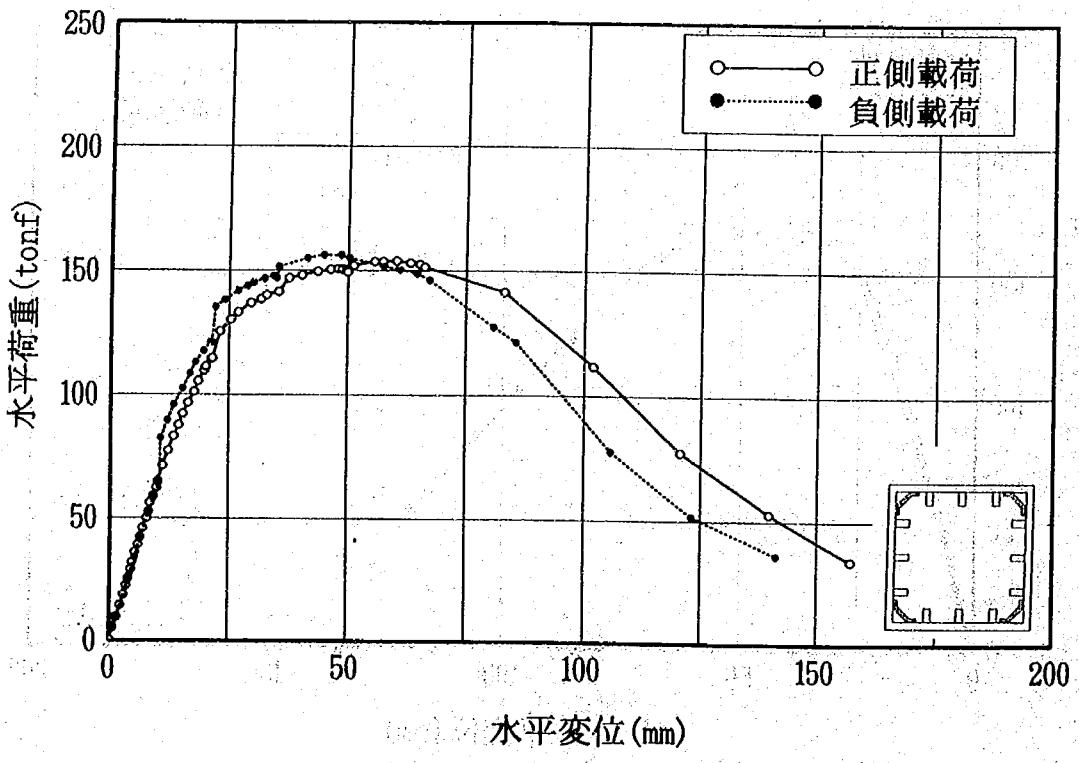


図-3.1.3(6)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.11）

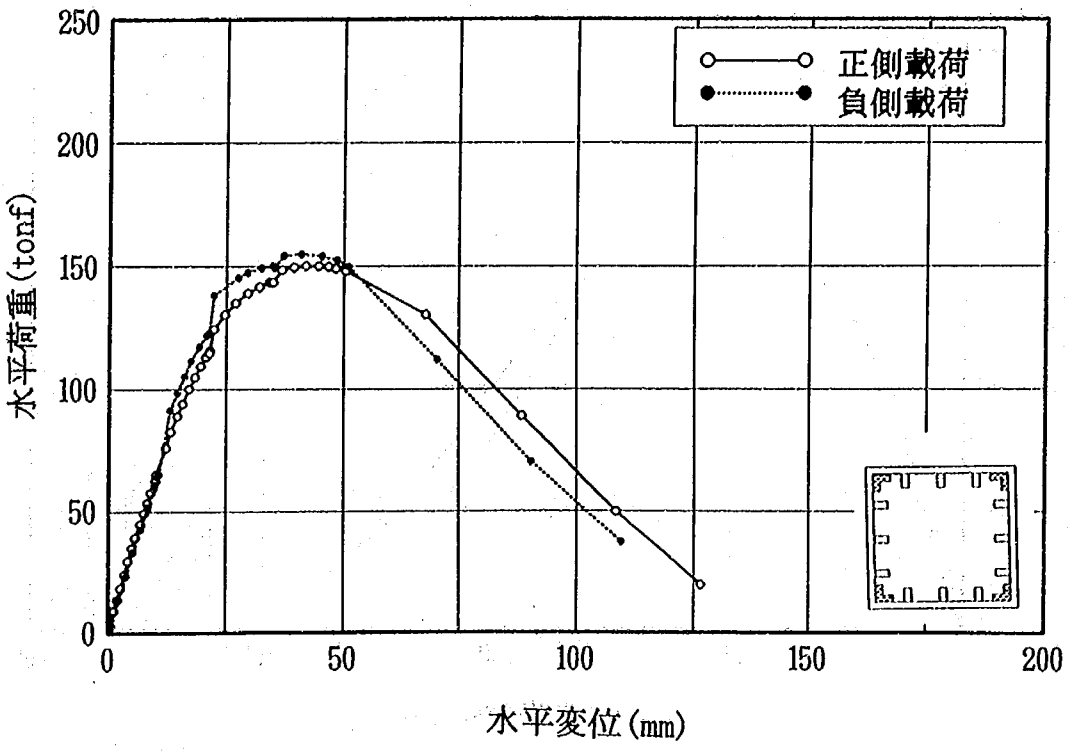


図-3.1.3(7)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.12）

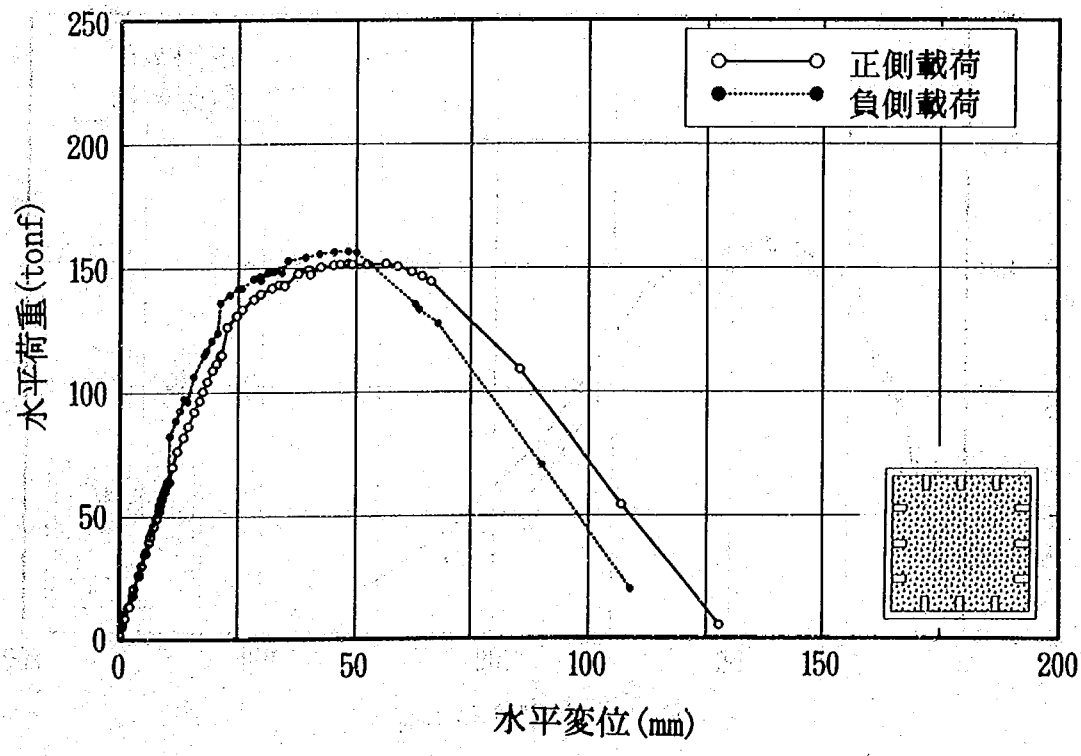


図-3.1.3(8)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.13）

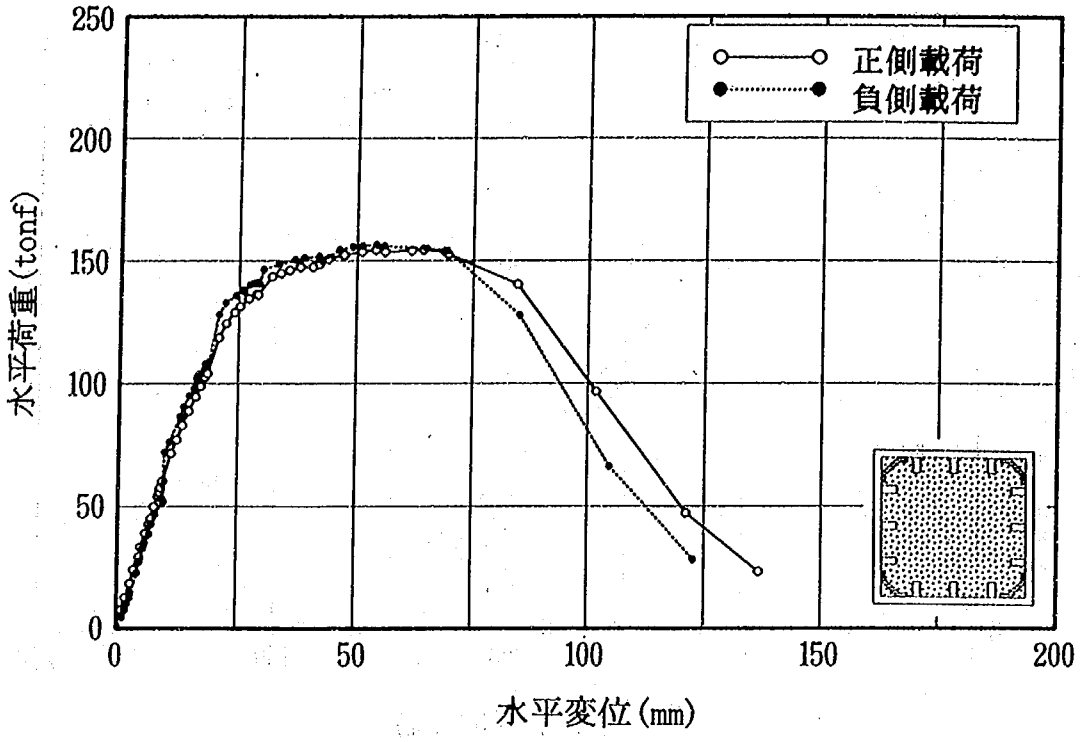


図-3.1.3(9)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.14）

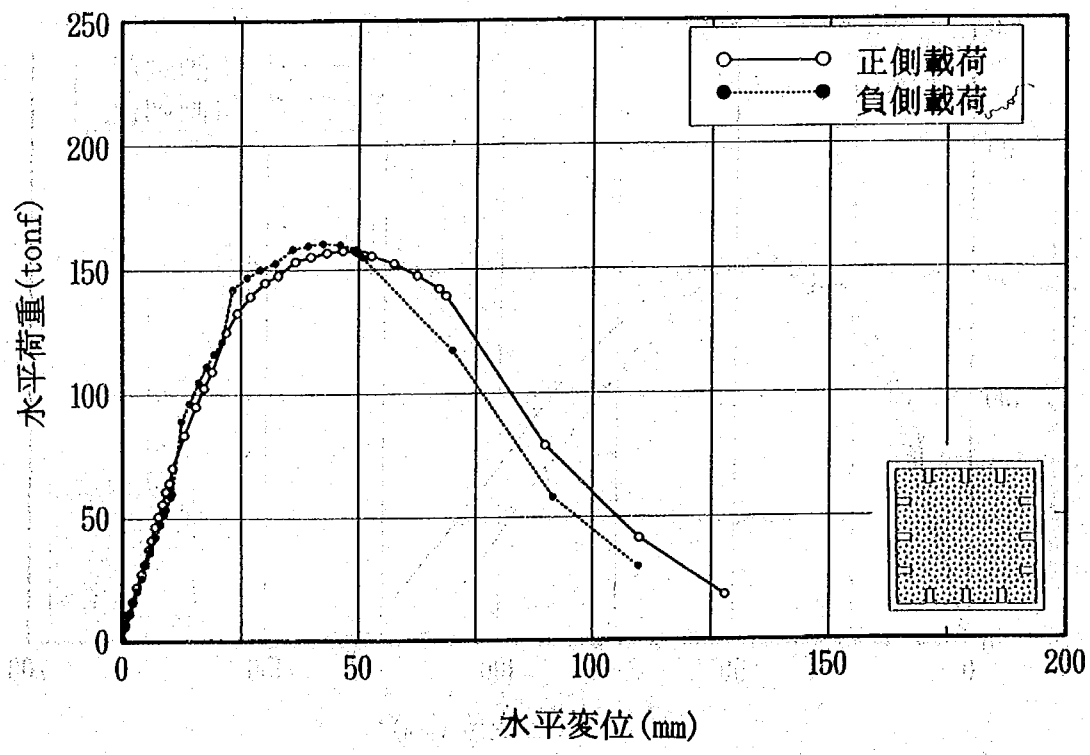


図-3.1.3(10)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.17）

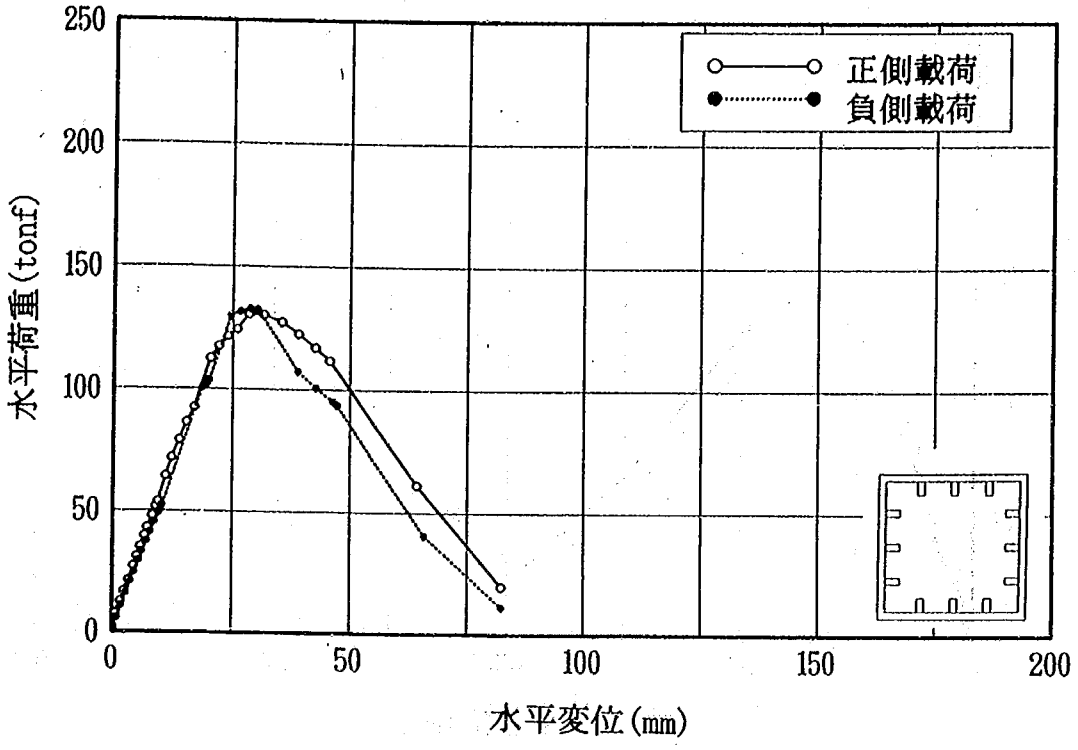


図-3.1.3(11)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.18）

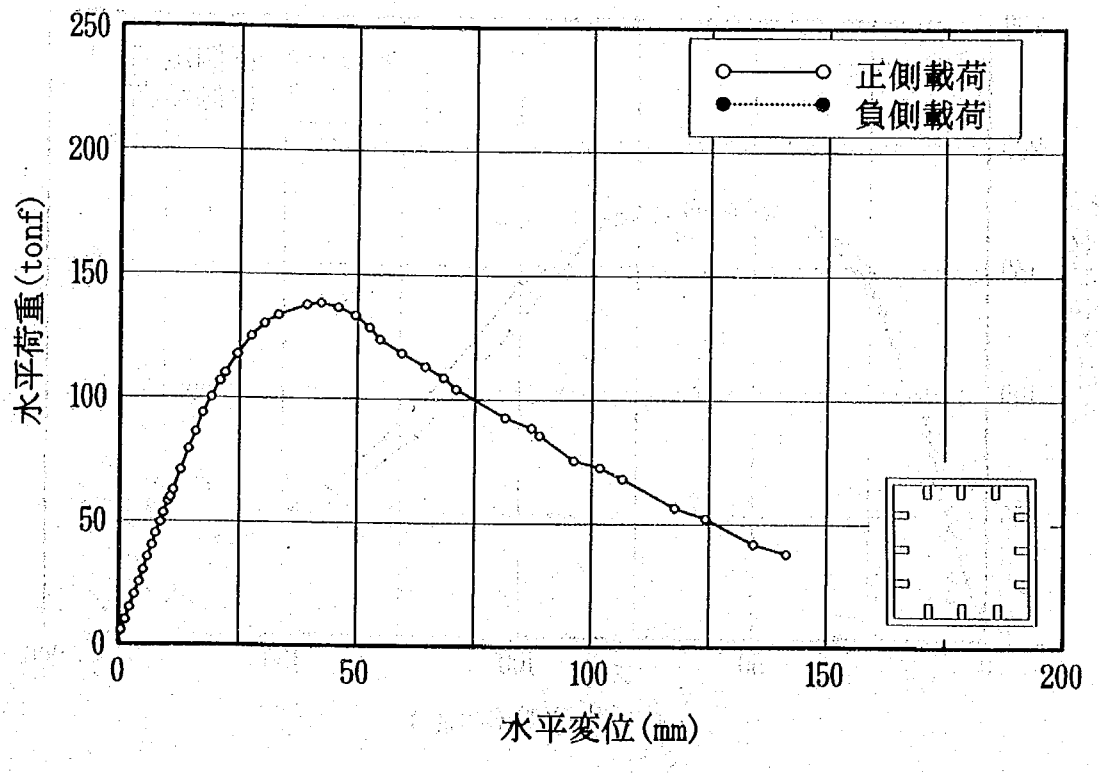


図-3.1.3(12)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.19）

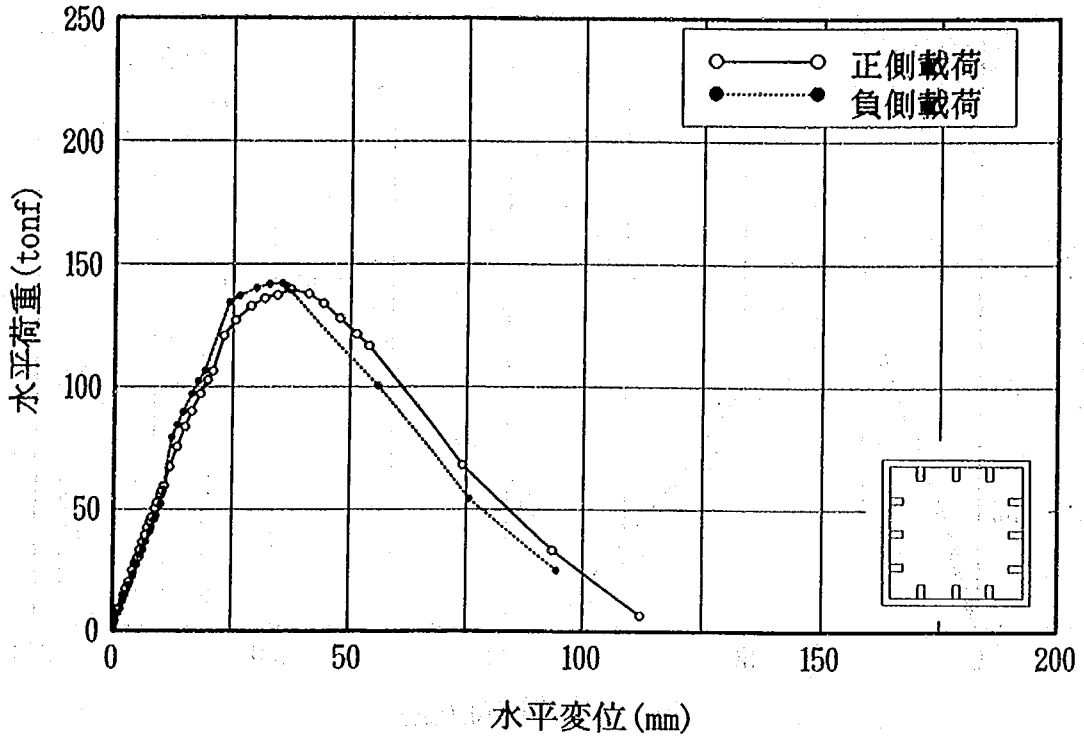


図-3.1.3(13)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.20）

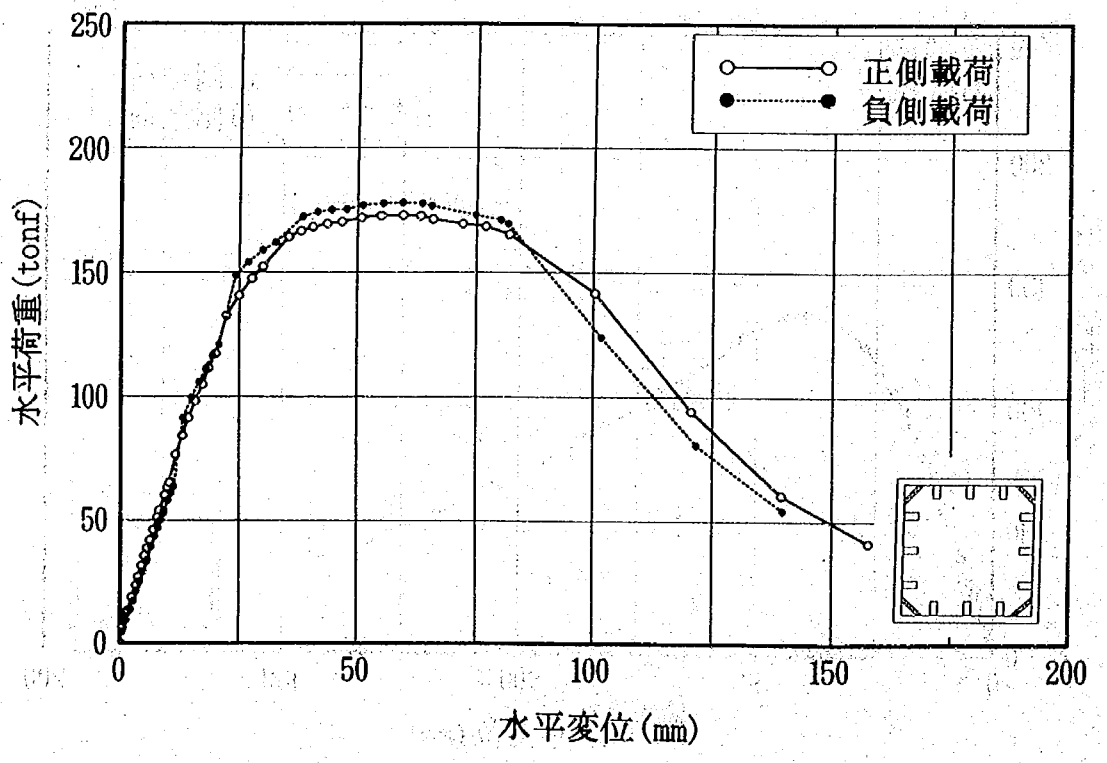


図-3.1.3(14)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.22）

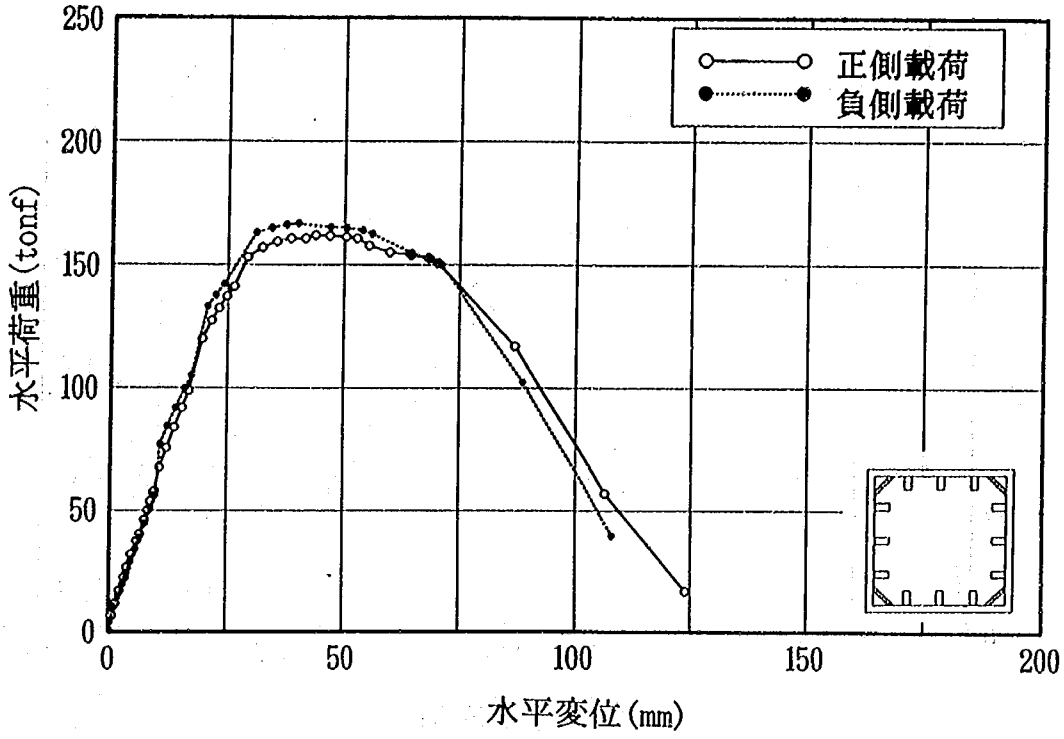


図-3.1.3(15)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.23）

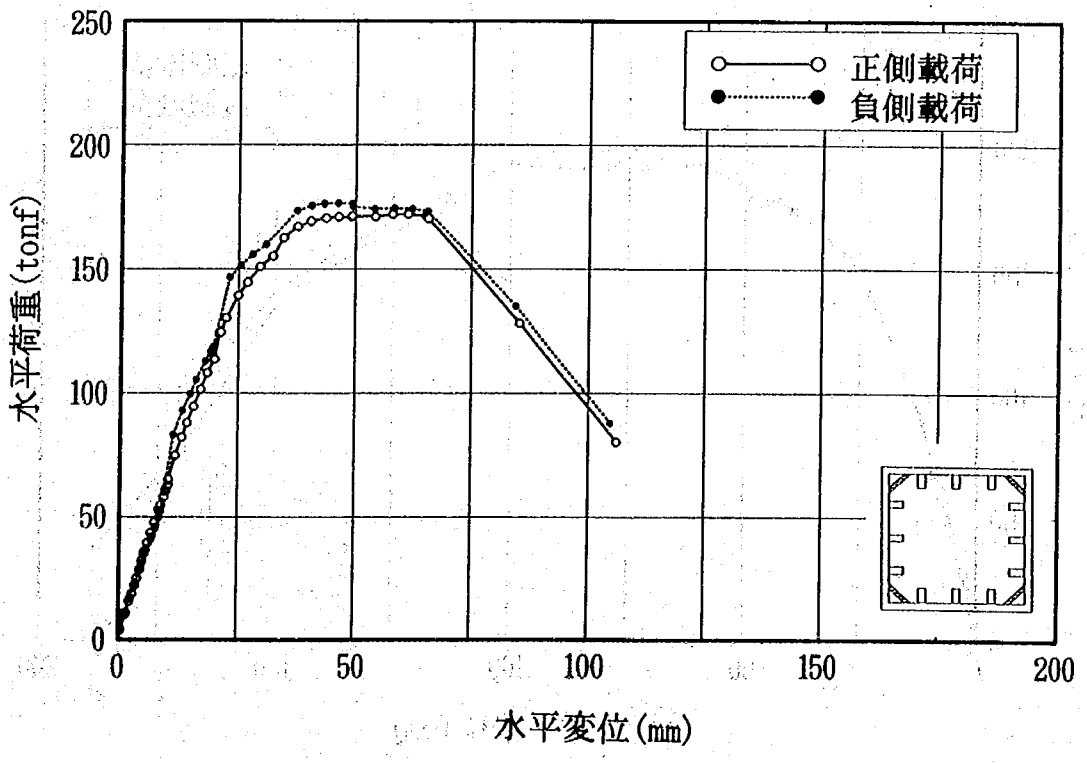


図-3.1.3(16)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.24）

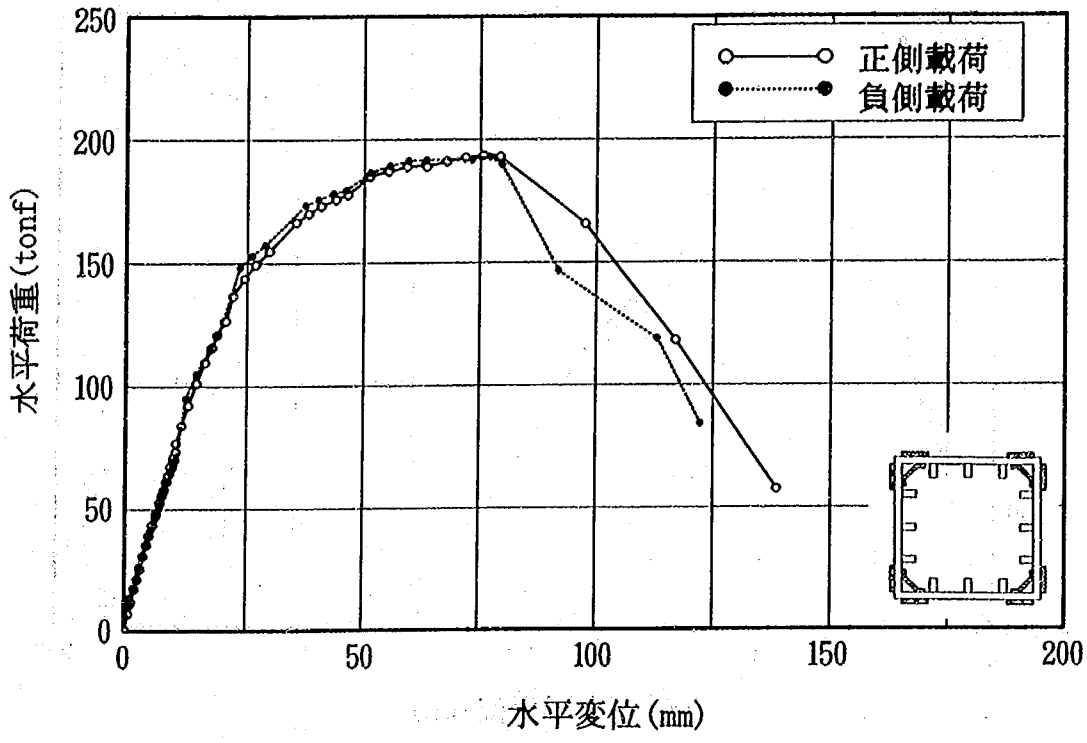


図-3.1.3(17)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.25）

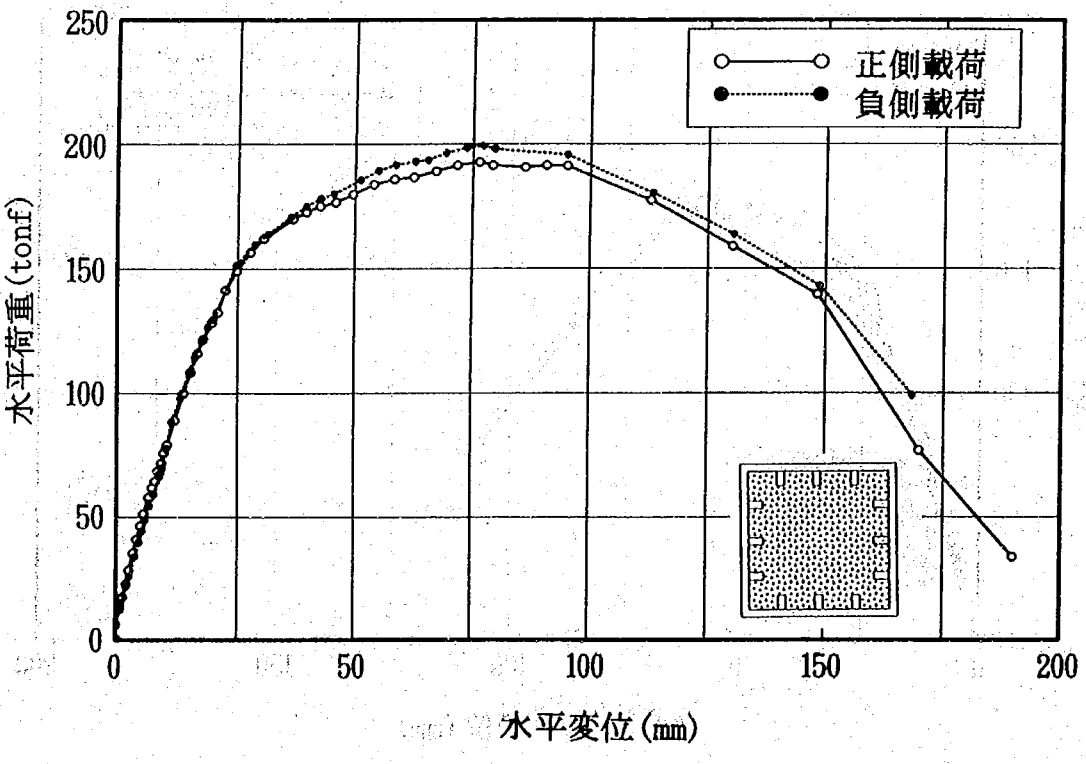


図-3.1.3(18)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.26）

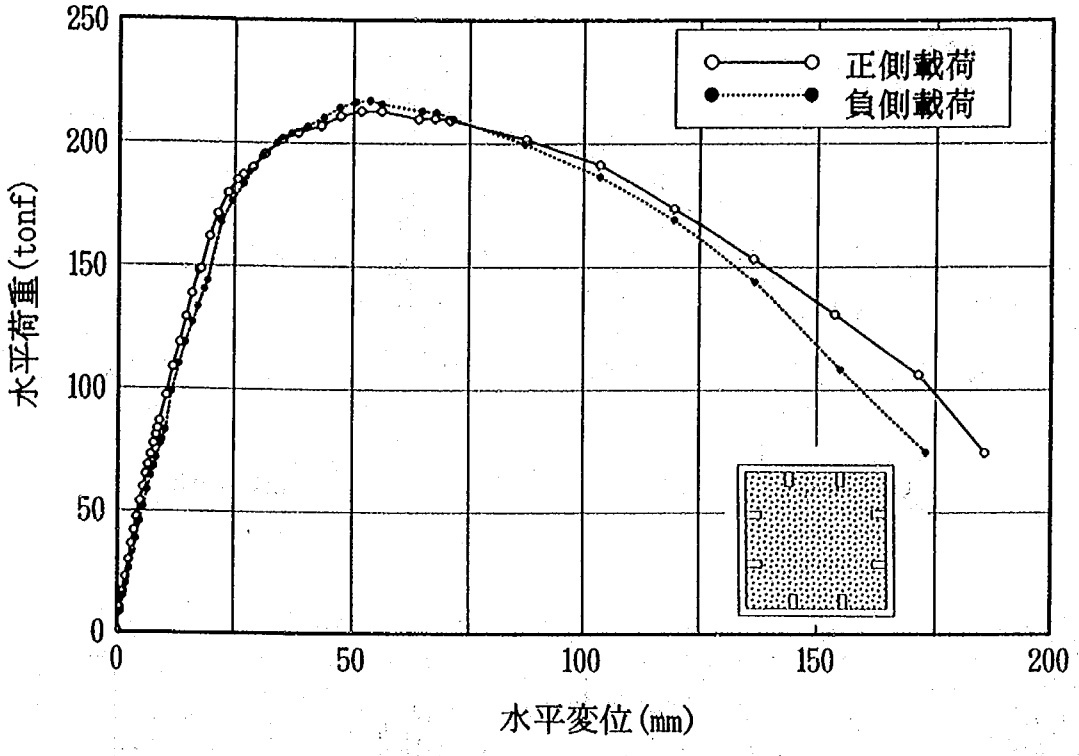


図-3.1.3(19)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.27）

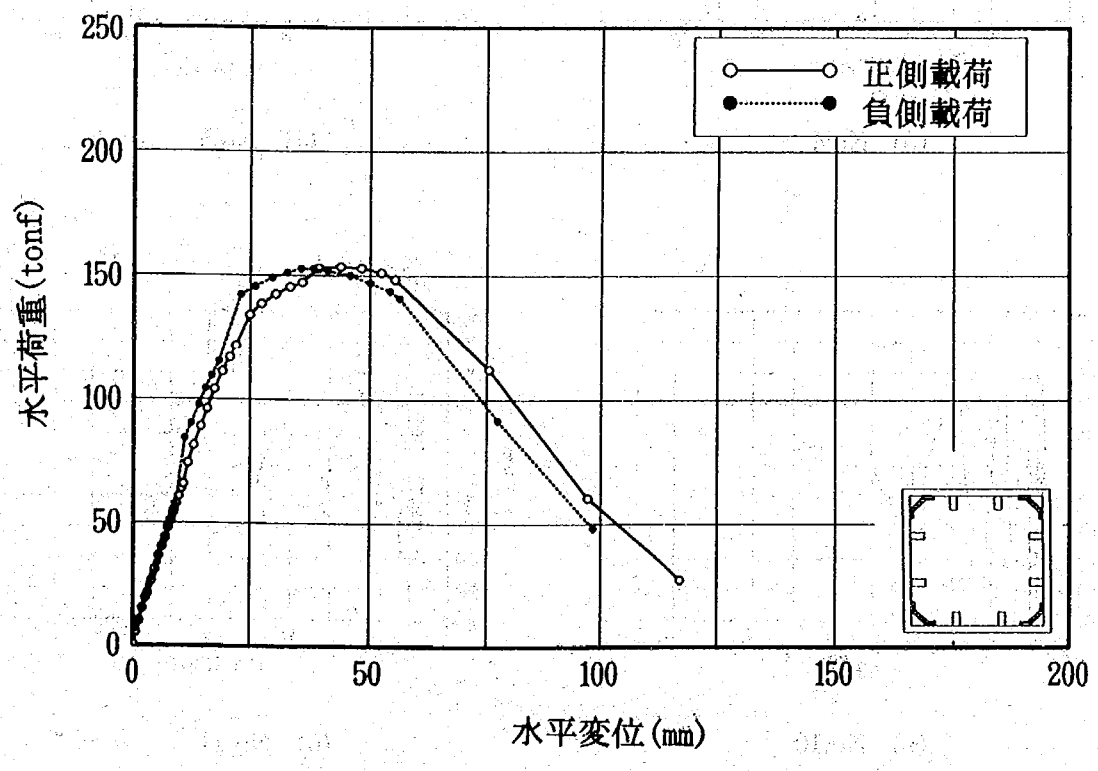
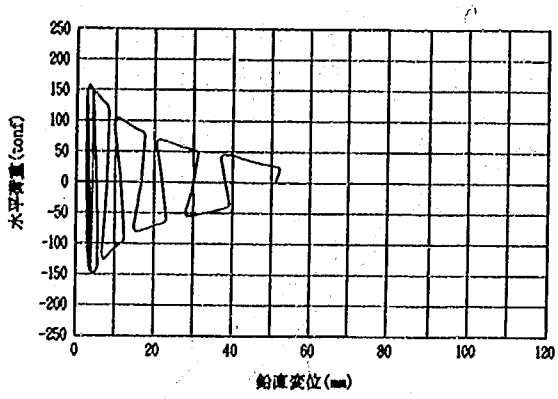
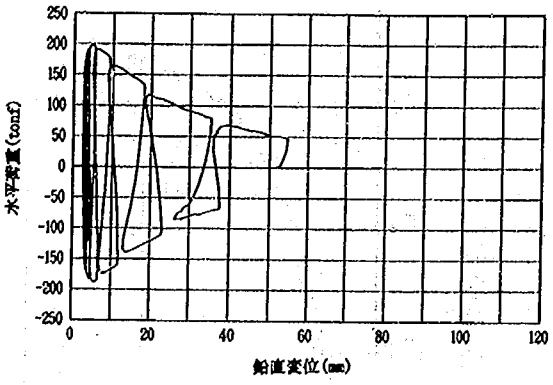


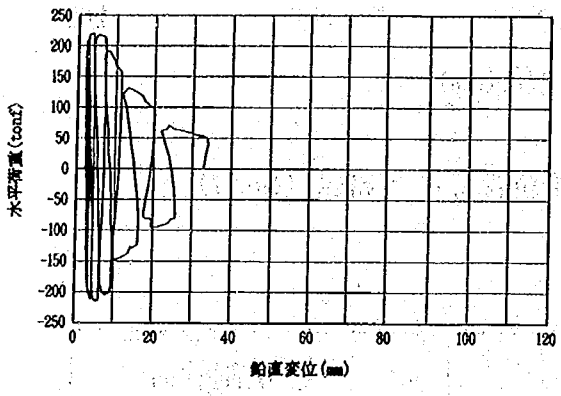
図-3.1.3(20)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.28）



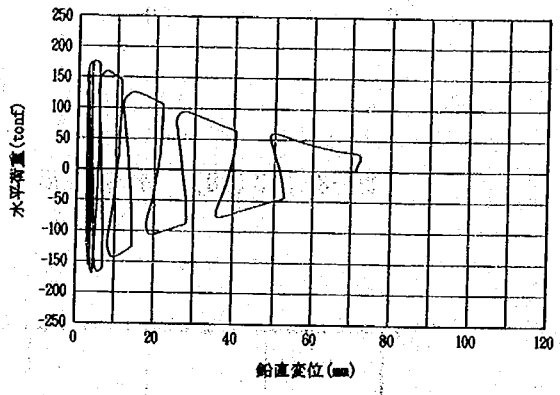
(1) No.2



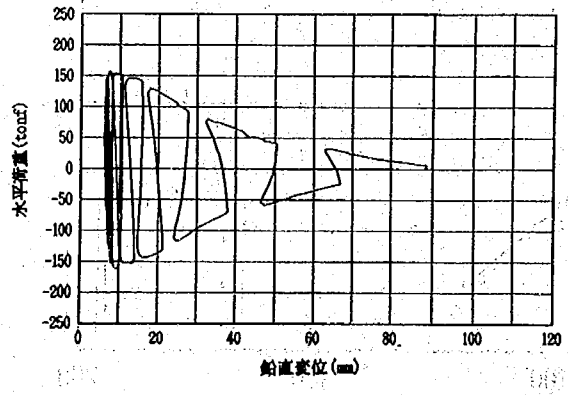
(2) No.3



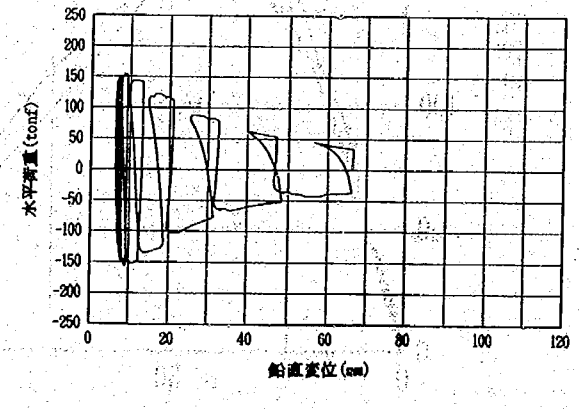
(3) No.4



(4) No.5

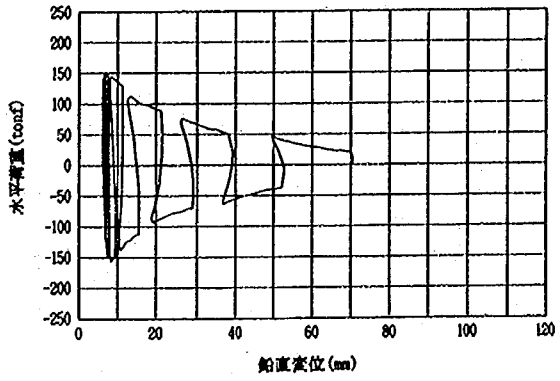


(5) No.10

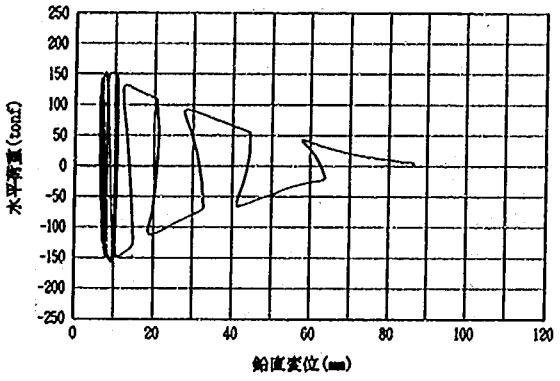


(6) No.11

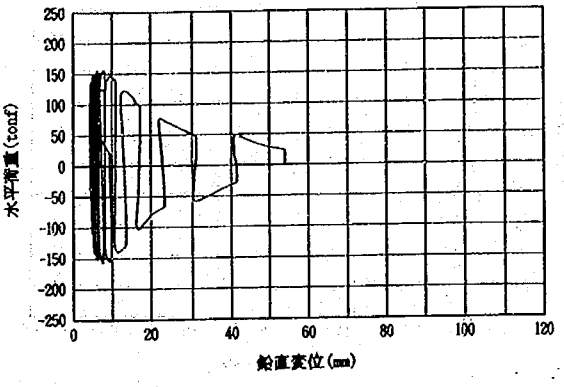
図-3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係



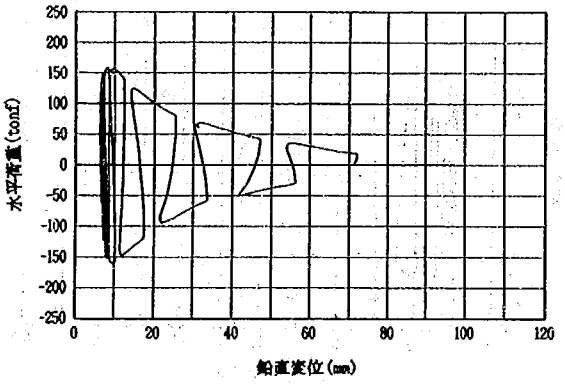
(7) No.12



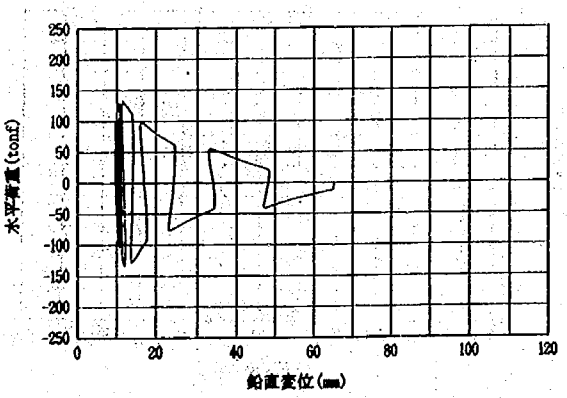
(8) No.13



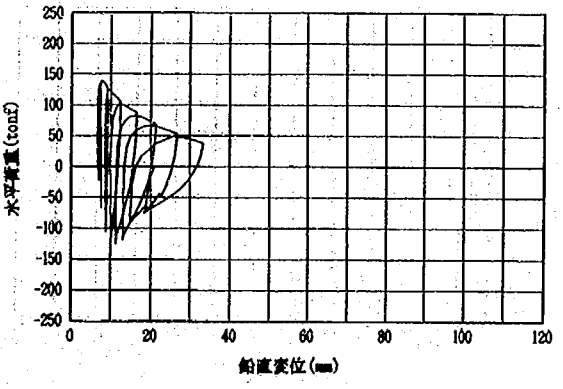
(9) No.14



(10) No.17

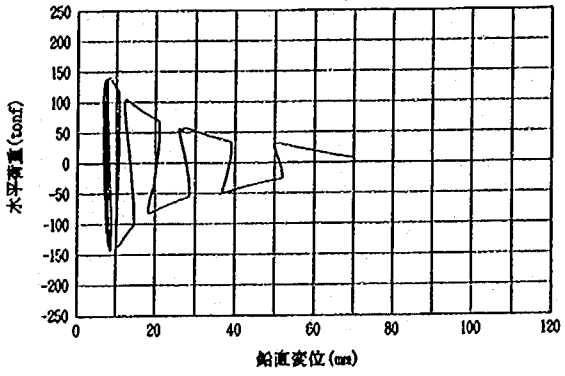


(11) No.18

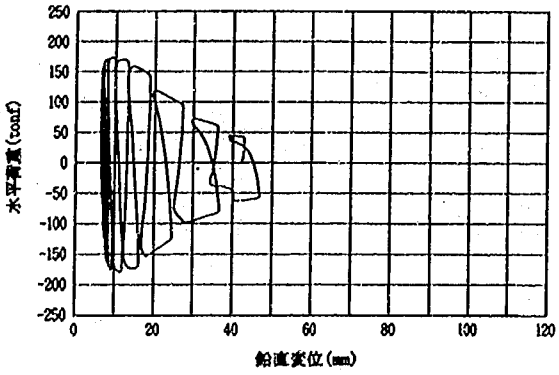


(12) No.19

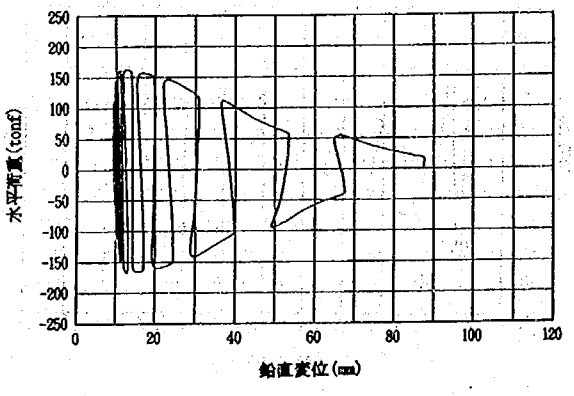
図-3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係



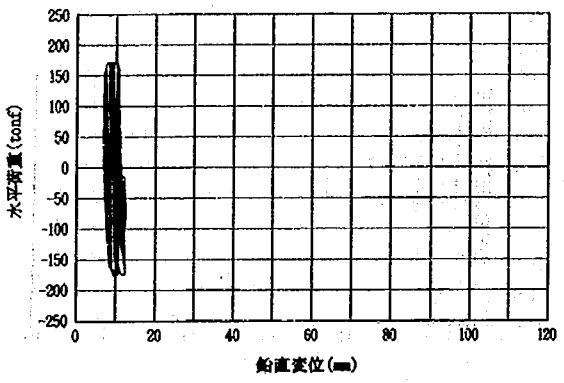
(13) No.20



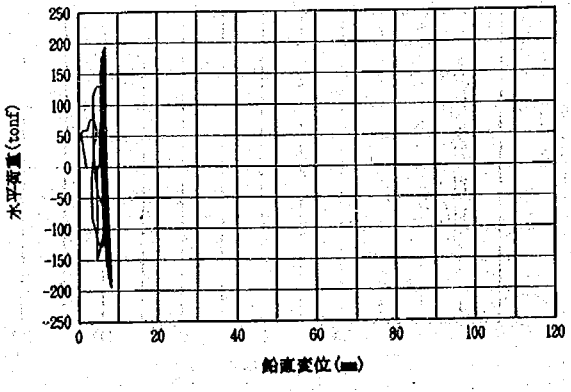
(14) No.22



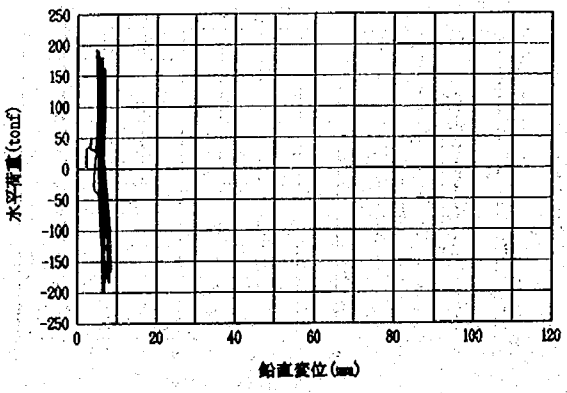
(15) No.23



(16) No.24

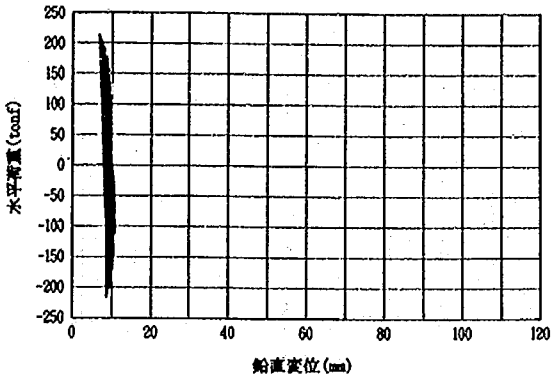


(17) No.25

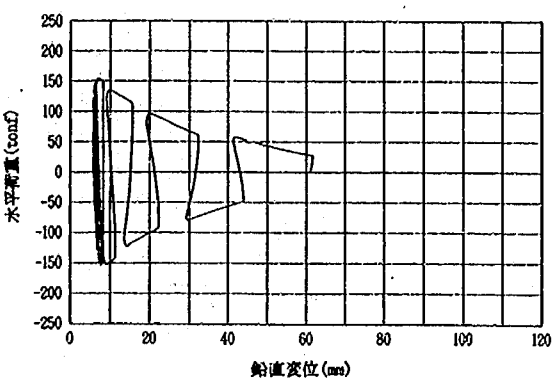


(18) No.26

図-3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係

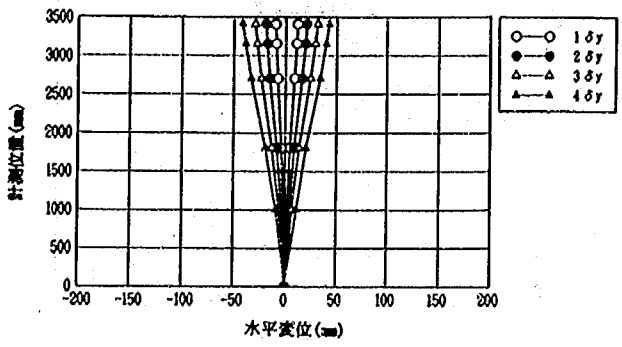


(19) No.27

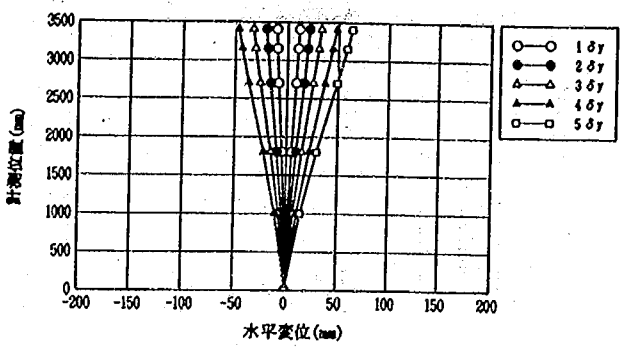


(20) No.28

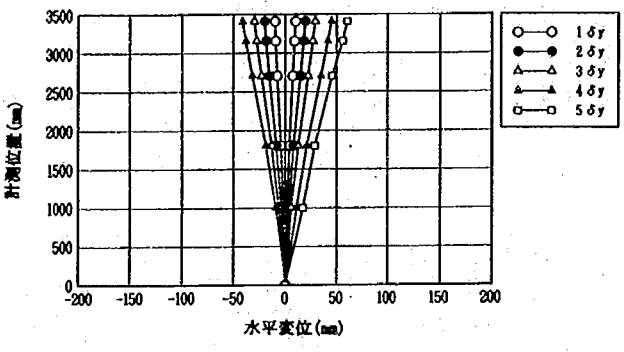
図-3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係



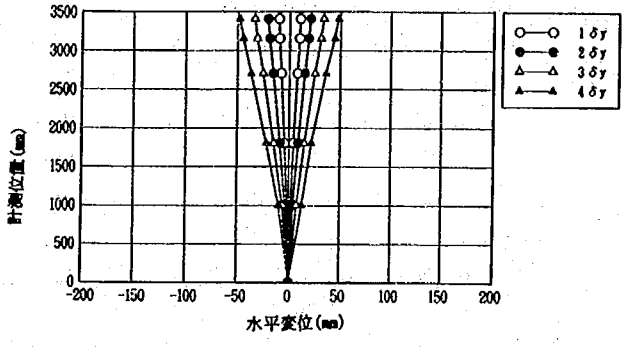
(1) No.2



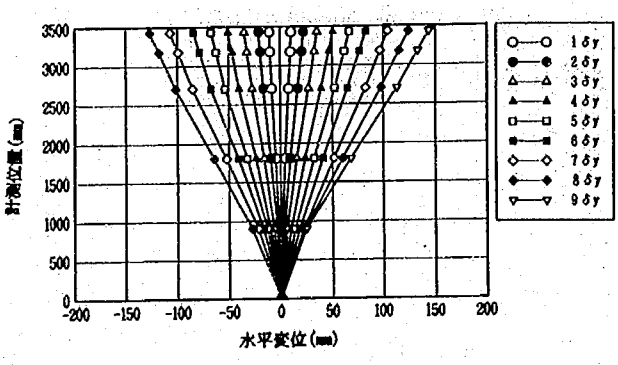
(2) No.3



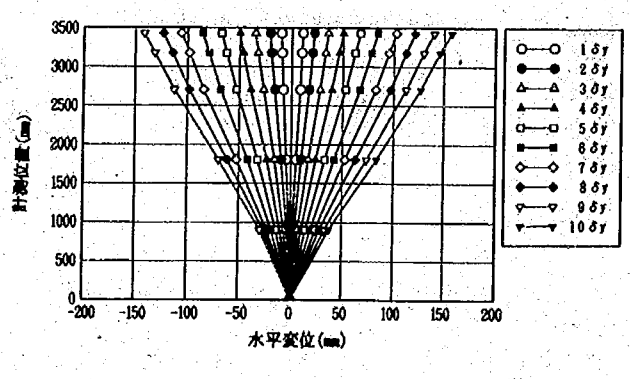
(3) No.4



(4) No.5

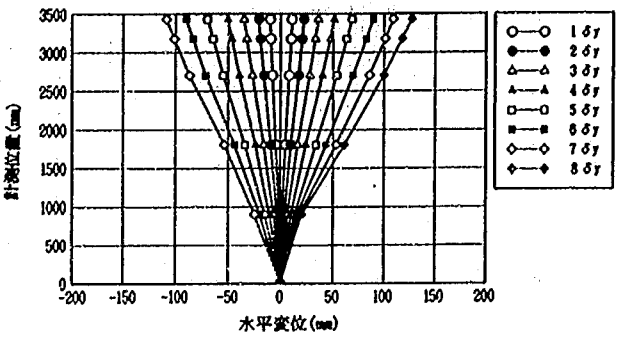


(5) No.10

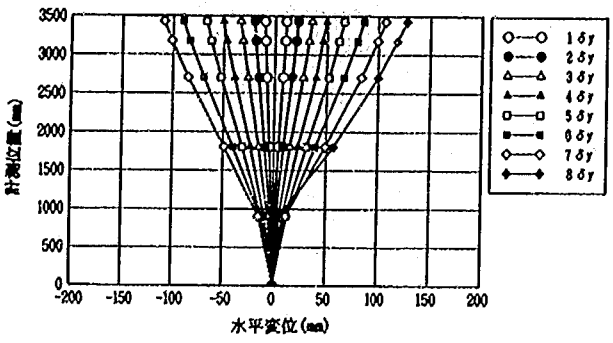


(6) No.11

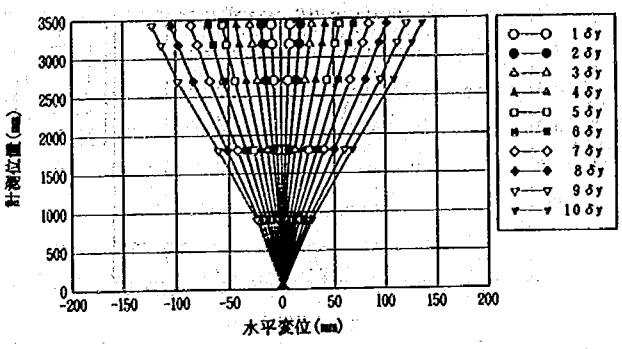
図-3.1.5 水平荷重の鉛直方向分布



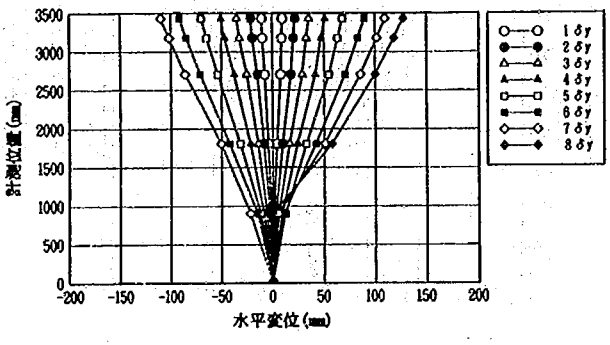
(7) No.12



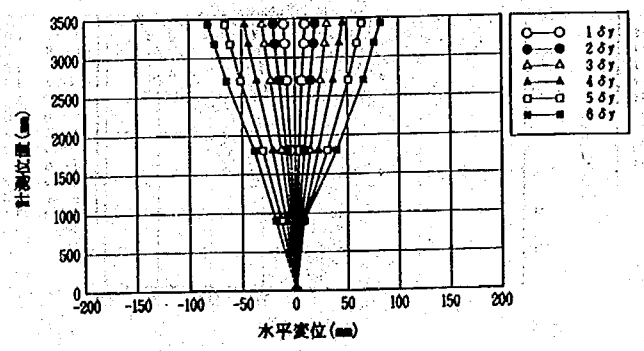
(8) No.13



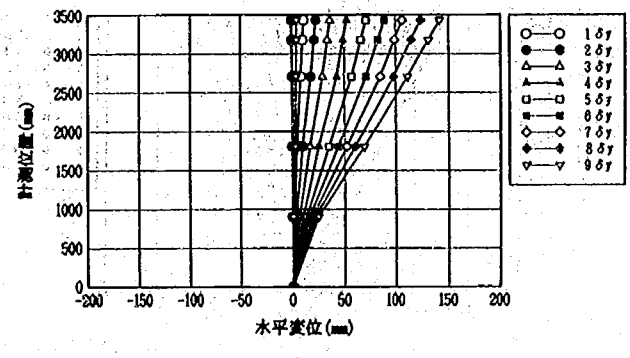
(9) No.14



(10) No.17

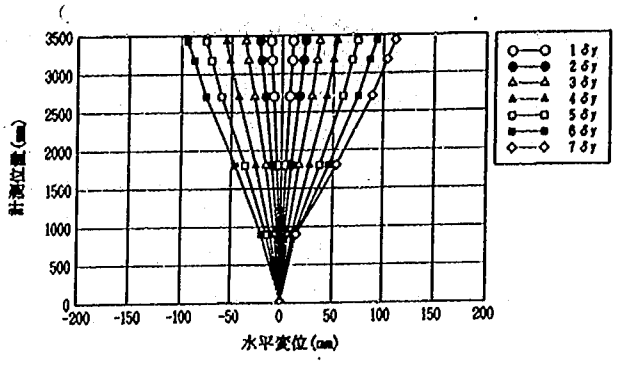


(11) No.18

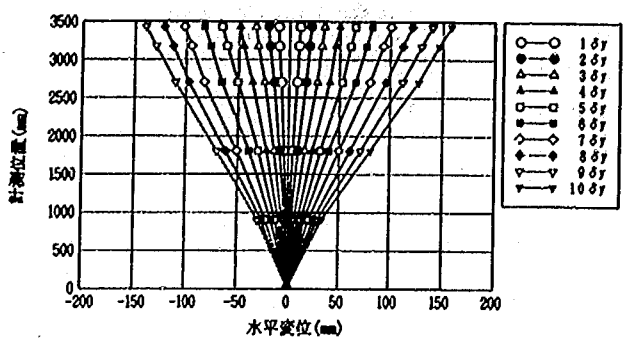


(12) No.19

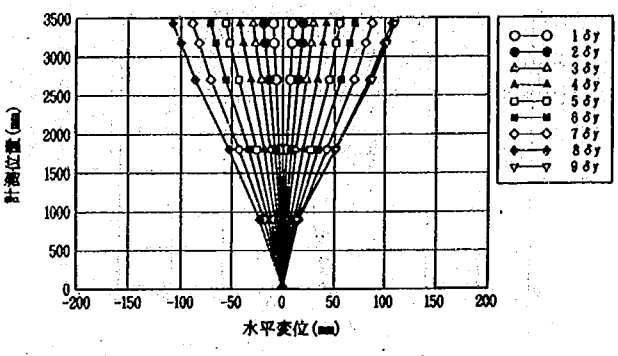
図-3.1.5 水平荷重の鉛直方向分布



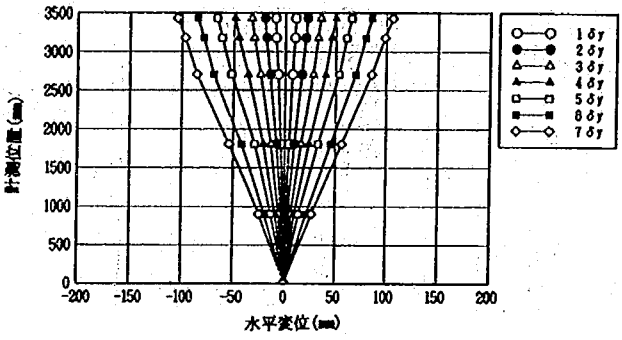
(13) No.20



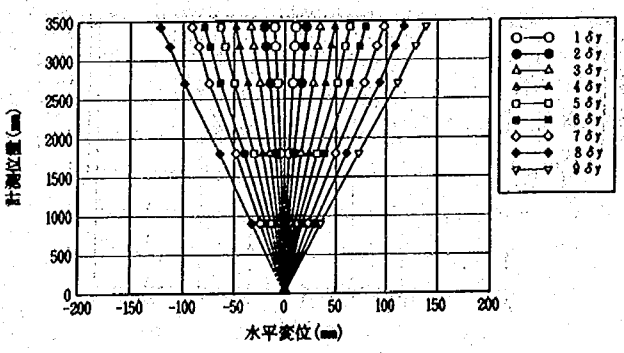
(14) No.22



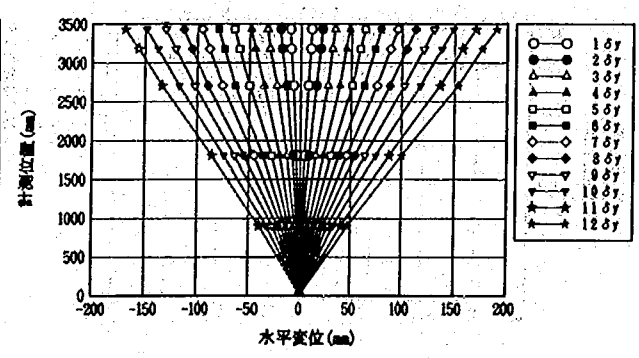
(15) No.23



(16) No.24

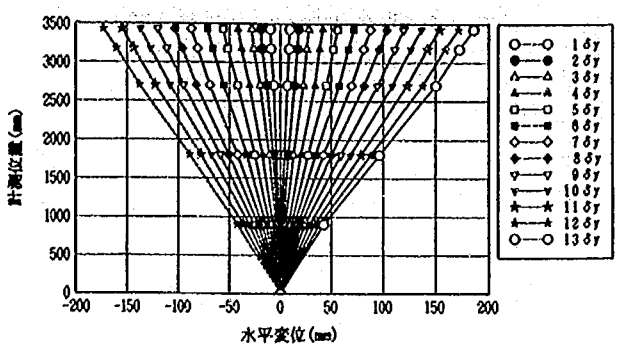


(17) No.25

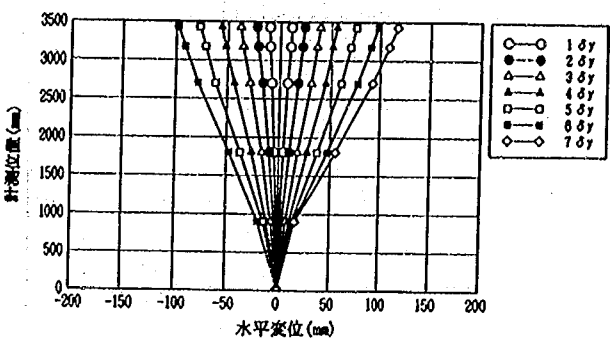


(18) No.26

図-3.1.5 水平荷重の鉛直方向分布

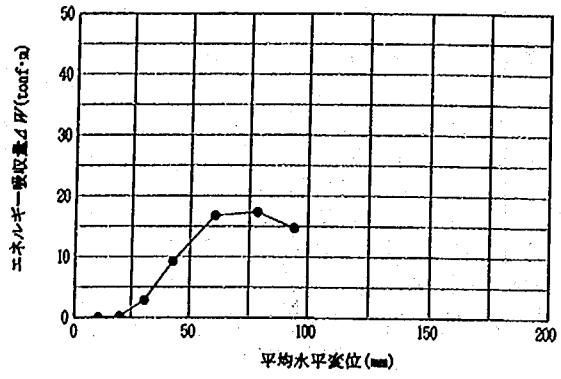


(19) No.27

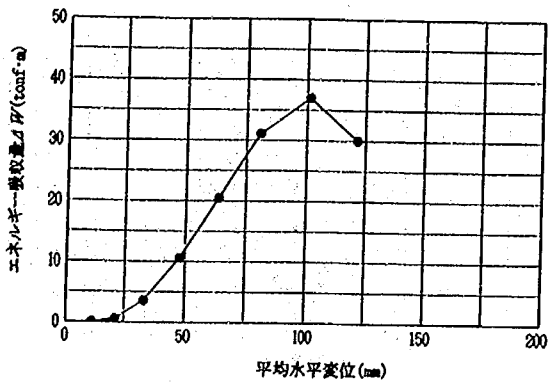


(20) No.28

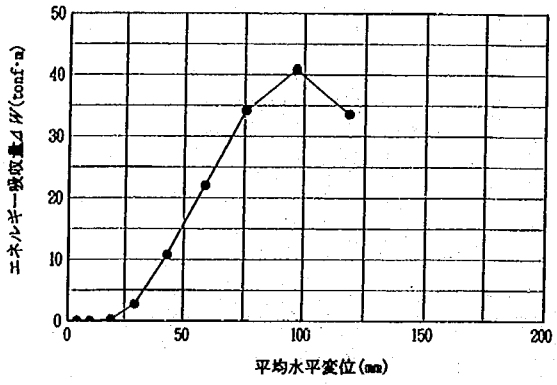
図-3.1.5 水平荷重の鉛直方向分布



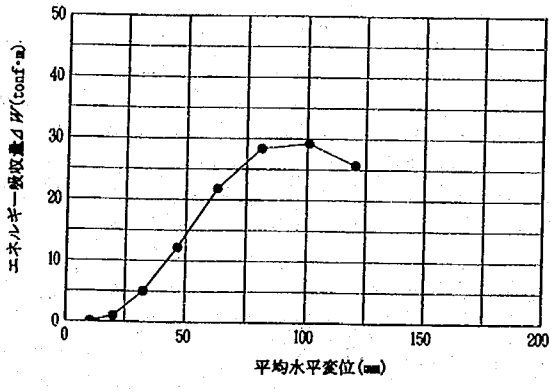
(1) No.2



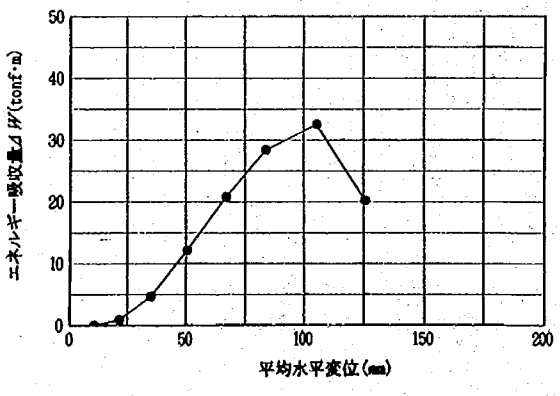
(2) No.3



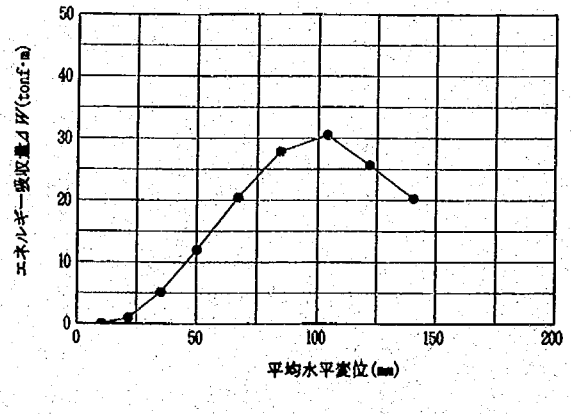
(3) No.4



(4) No.5

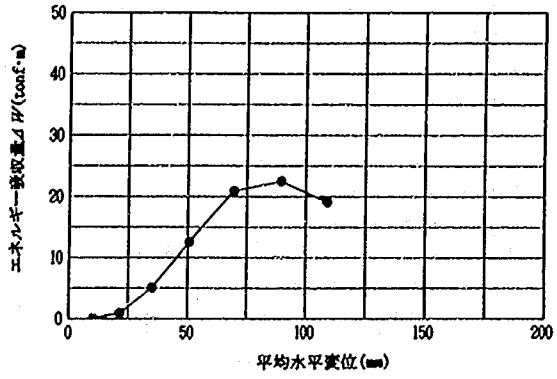


(5) No.10

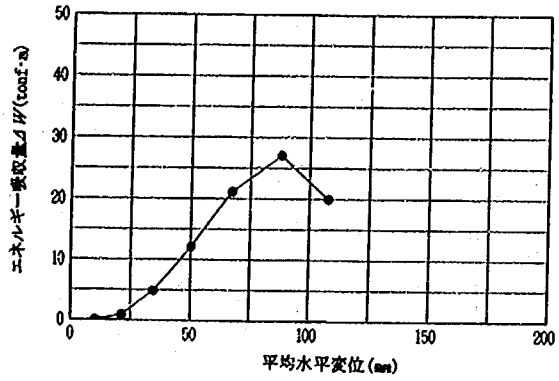


(6) No.11

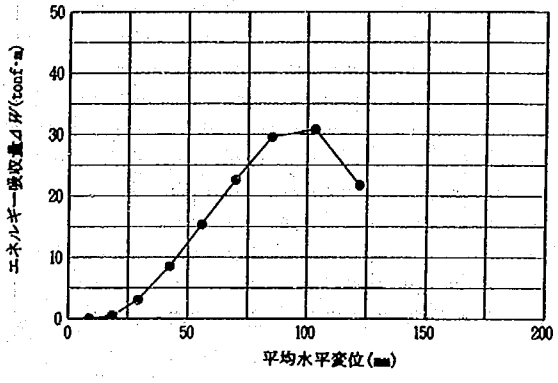
図-3.1.6 エネルギー吸収量



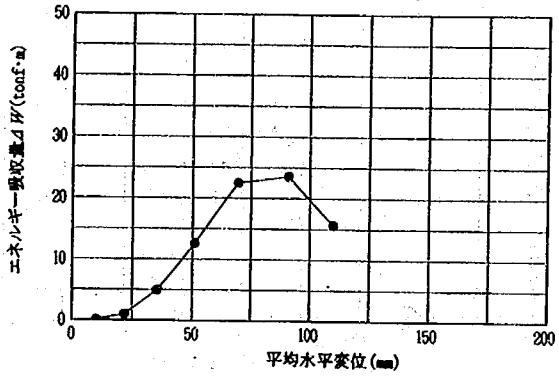
(7) No.12



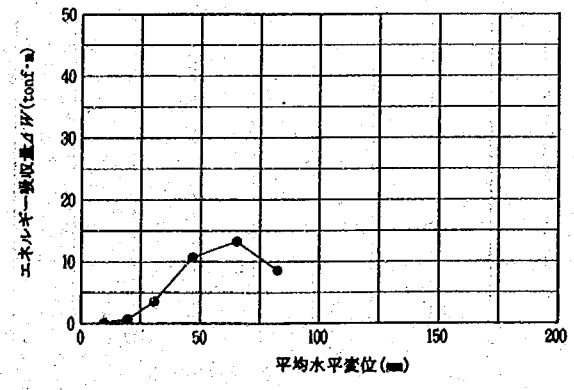
(8) No.13



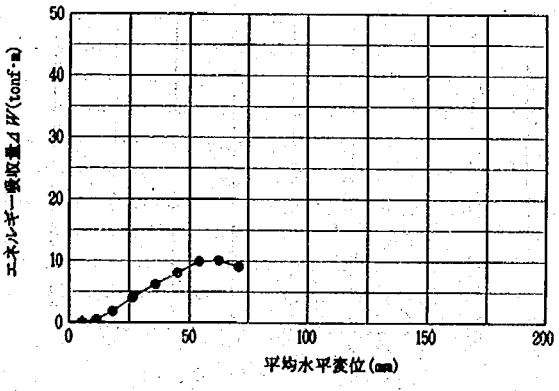
(9) No.14



(10) No.17

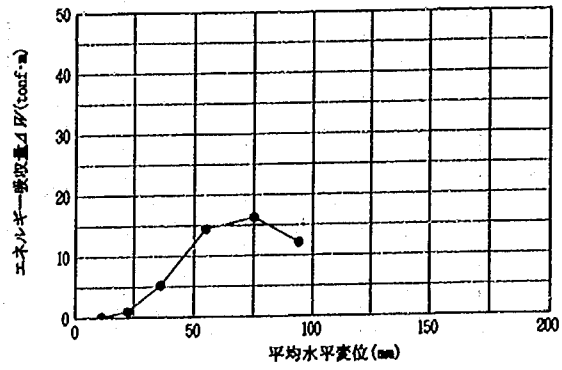


(11) No.18

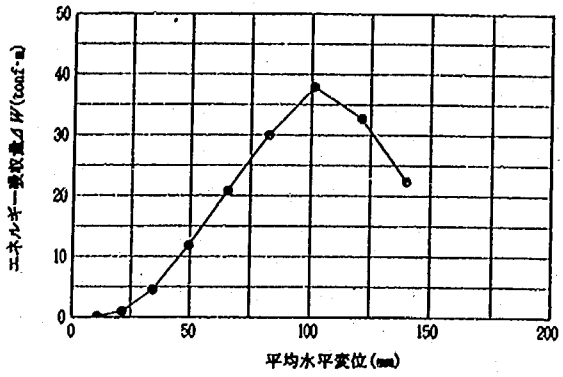


(12) No.19

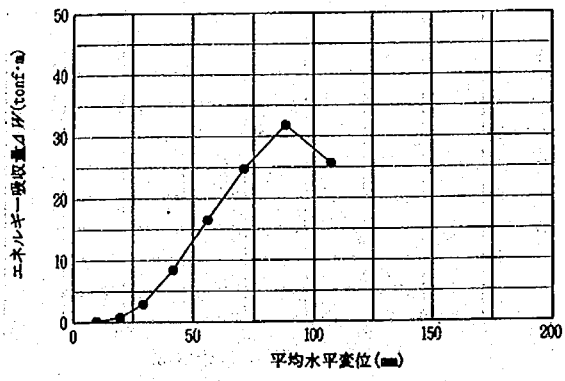
図-3.1.6 エネルギー吸収量



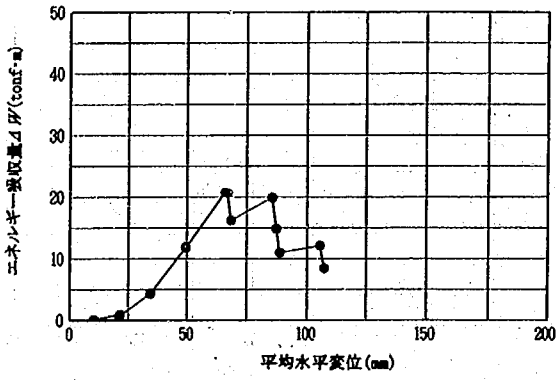
(13) No.20



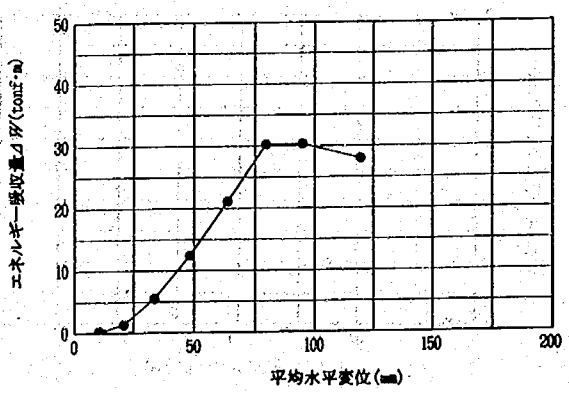
(14) No.22



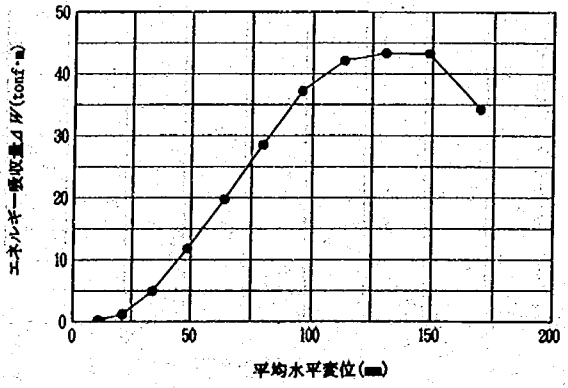
(15) No.23



(16) No.24

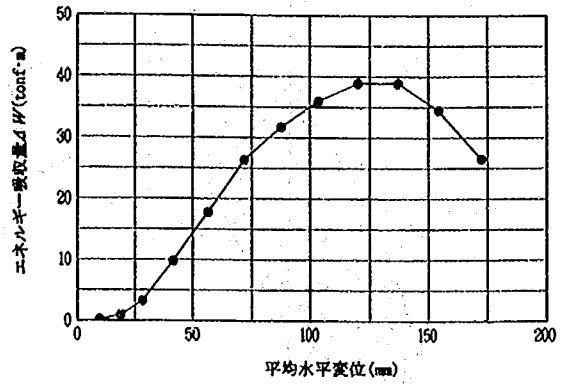


(17) No.25

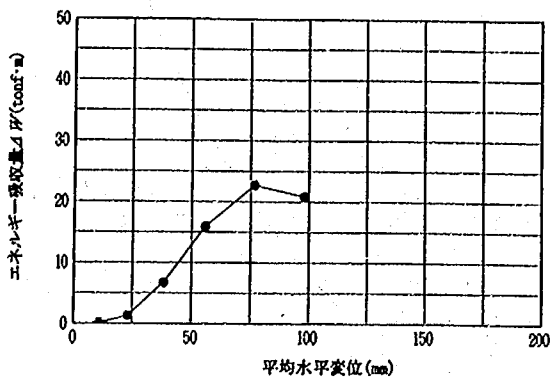


(18) No.26

図-3.1.6 エネルギー吸収量

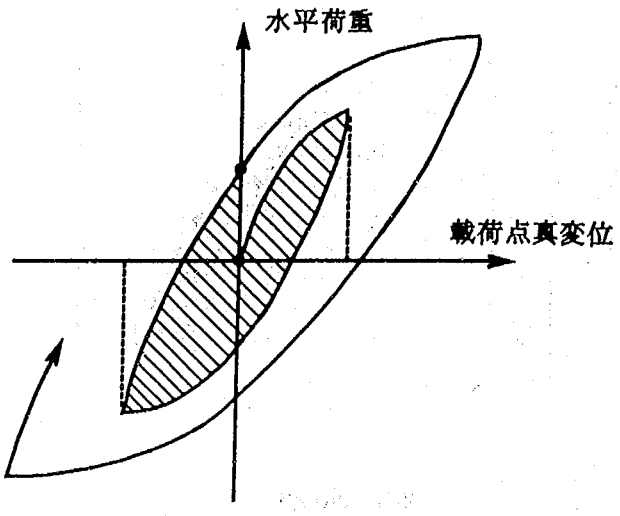


(19) No.27

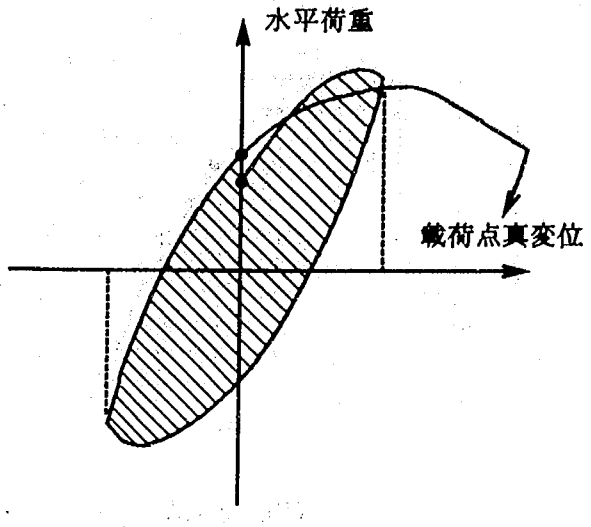


(20) No.28

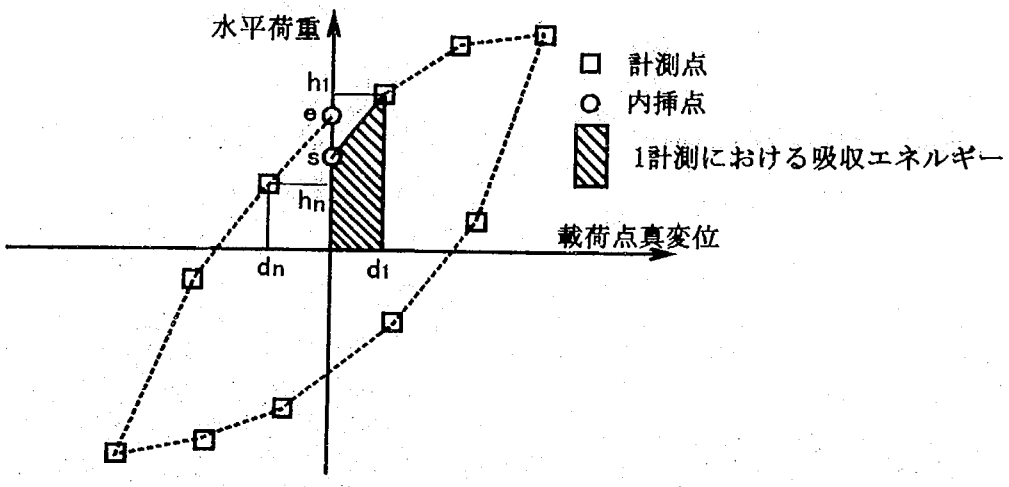
図-3.1.6 エネルギー吸収量



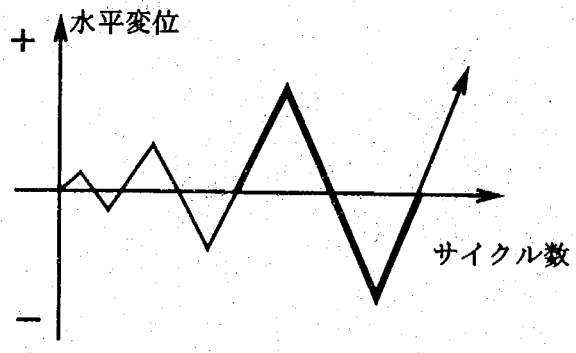
(a) 初期の場合の
吸収エネルギーの定義



(b) 強度低下を起こした場合の
吸収エネルギーの定義

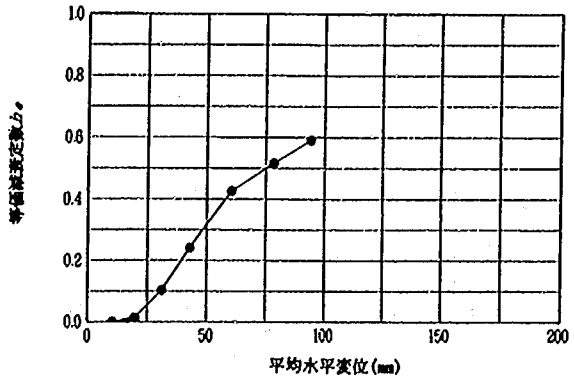


(c) 吸収エネルギーの計算方法

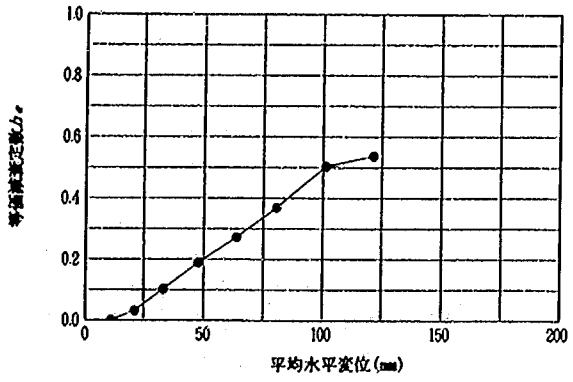


(d) 1サイクルの定義

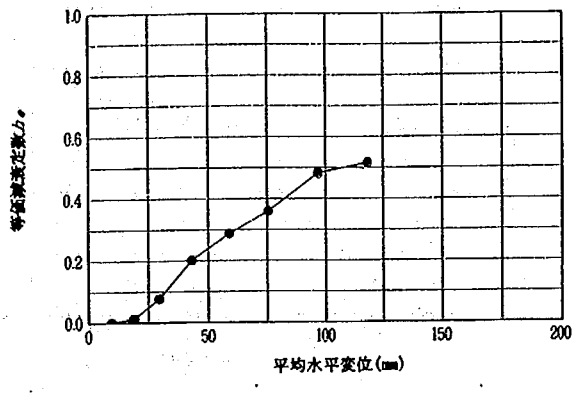
図-3.1.7 エネルギー吸収量の算出方法



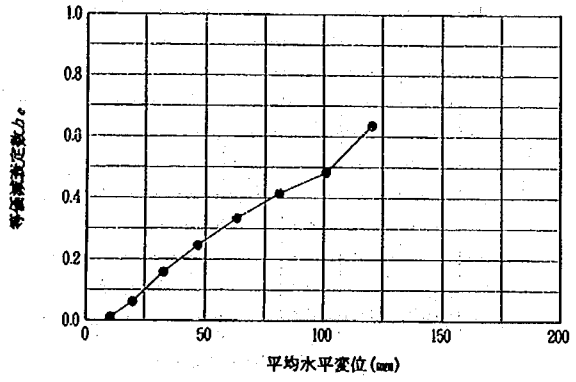
(1) No.2



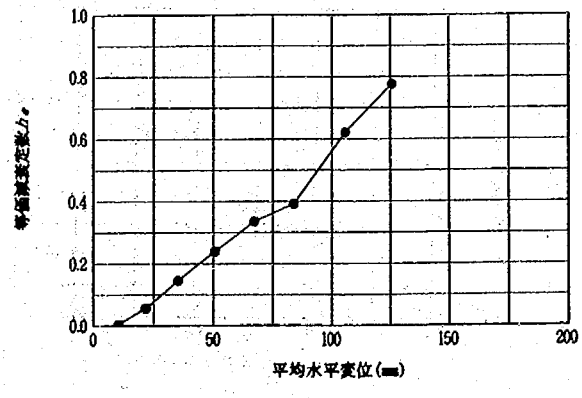
(2) No.3



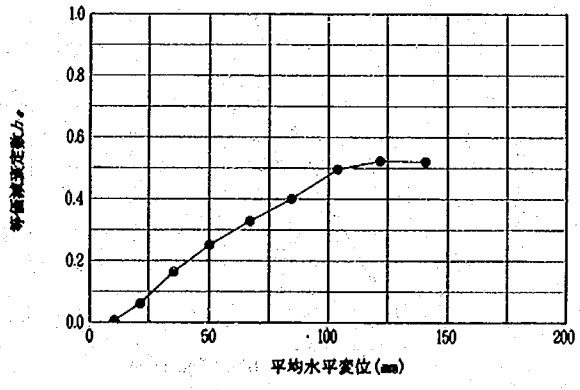
(3) No.4



(4) No.5

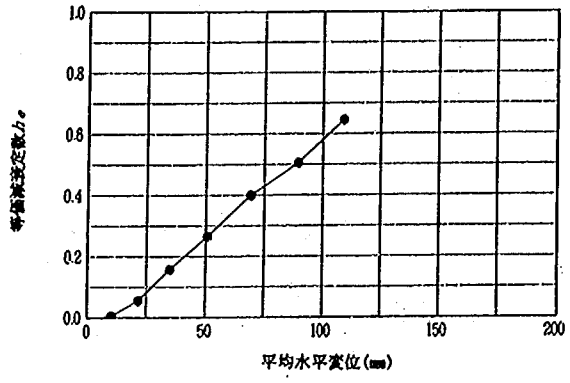


(5) No.10

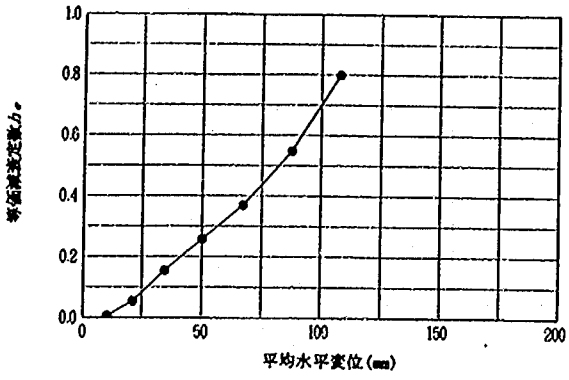


(6) No.11

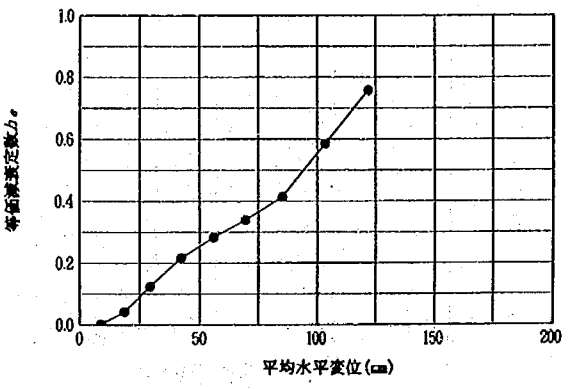
図-3.1.8 等価減衰定数



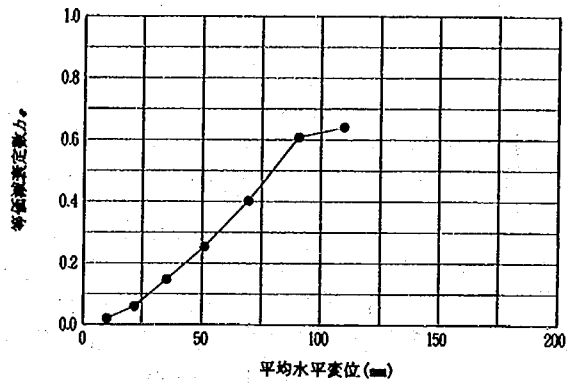
(7) No.12



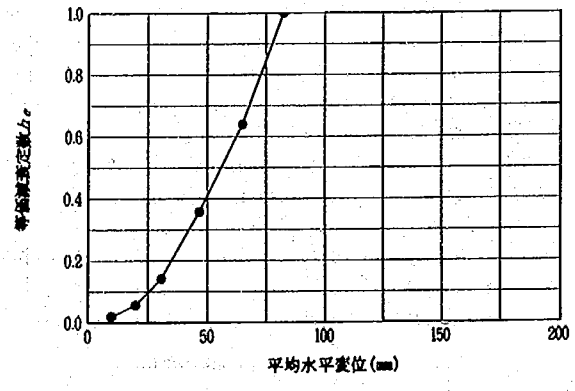
(8) No.13



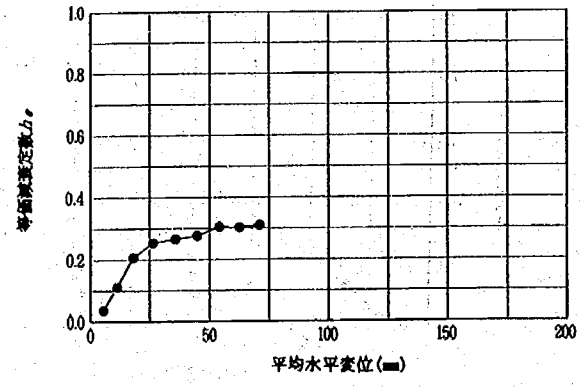
(9) No.14



(10) No.17

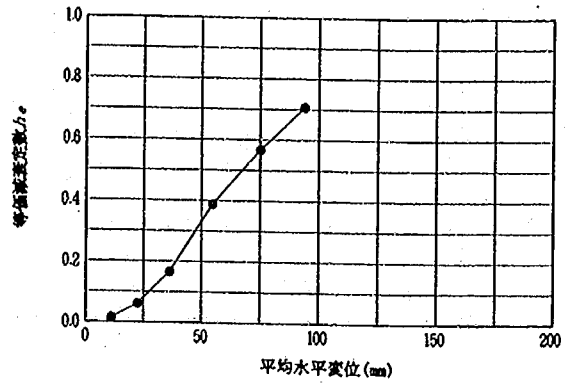


(11) No.18

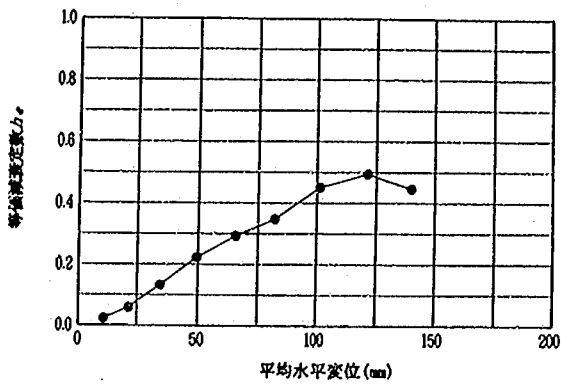


(12) No.19

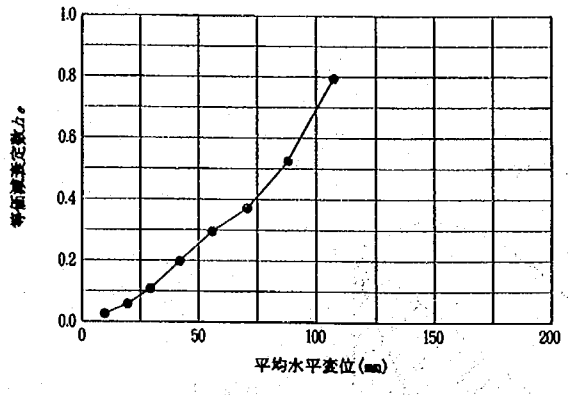
図-3.1.8 等価減衰定数



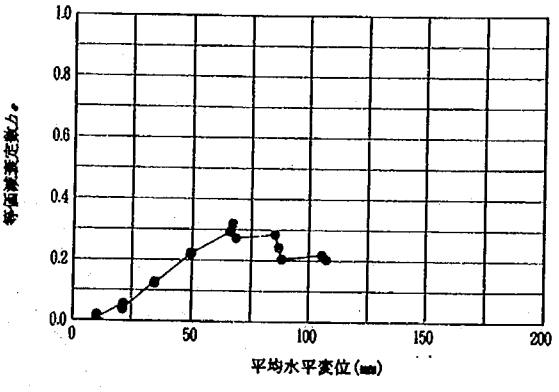
(13) No.20



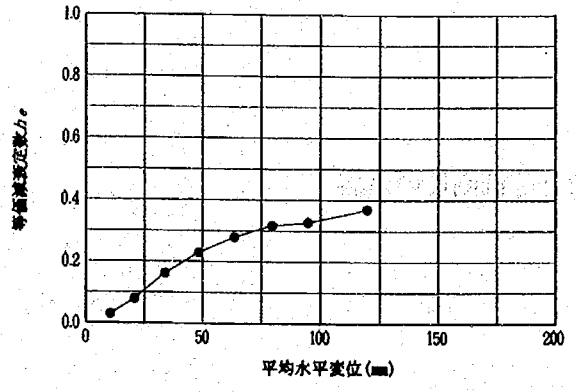
(14) No.22



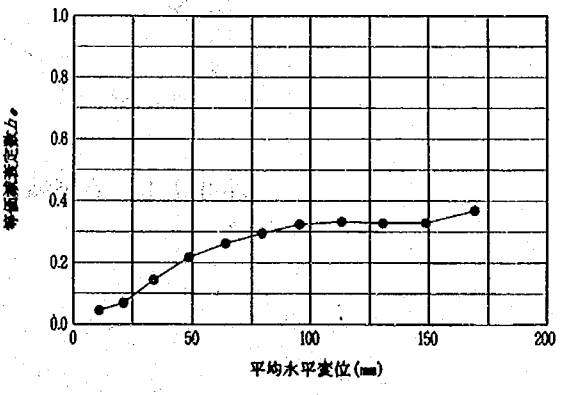
(15) No.23



(16) No.24

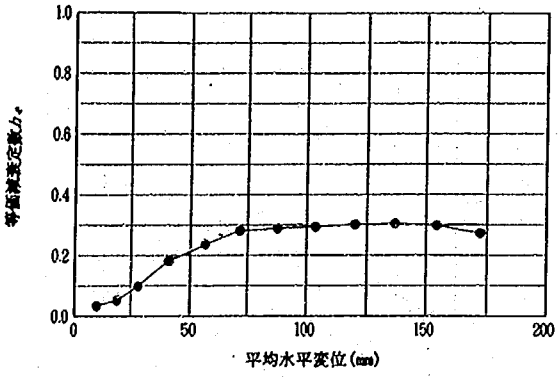


(17) No.25

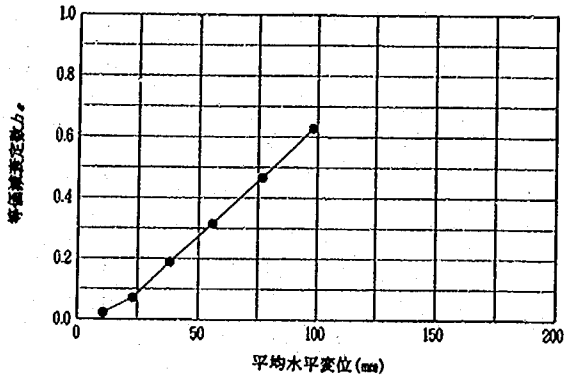


(18) No.26

図-3.1.8 等価減衰定数



(19) No.27



(20) No.28

図-3.1.8 等価減衰定数

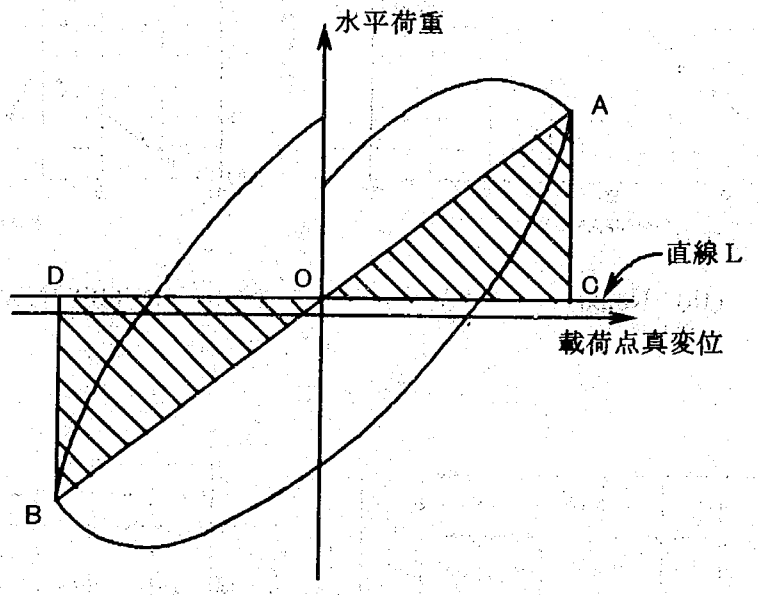
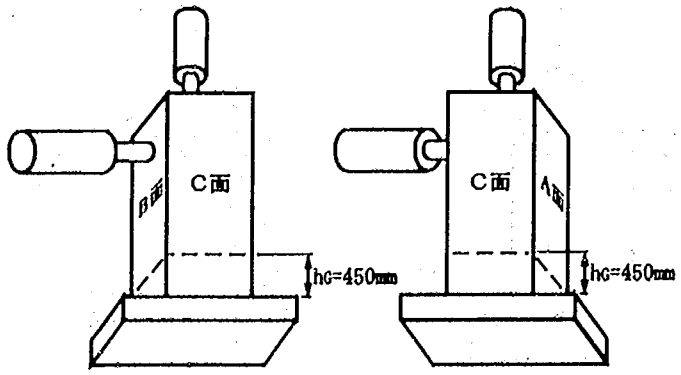
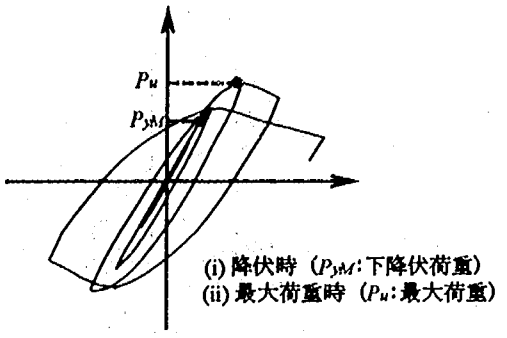
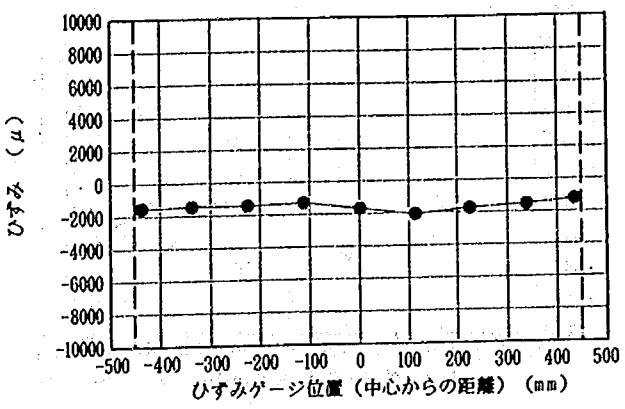


図-3.1.9 等価減衰定数と等価剛性の定義

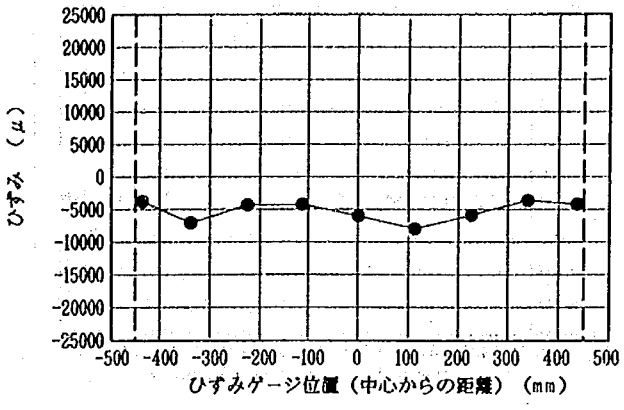




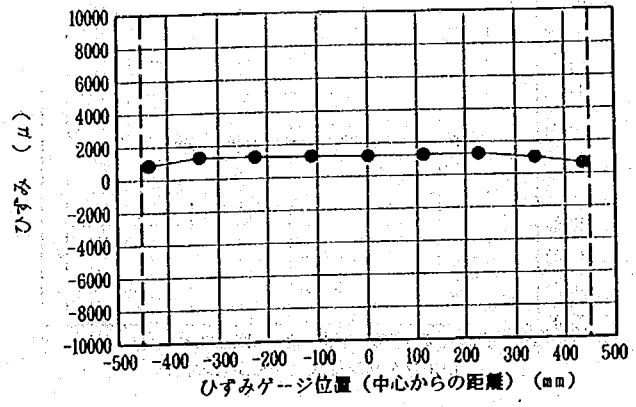
(i) 降伏時（P_{yM}：下降伏荷重）
(ii) 最大荷重時（P_u：最大荷重）



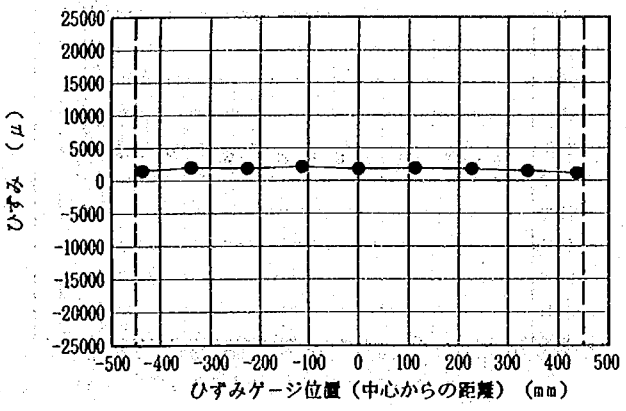
(a) フランジ（A面）



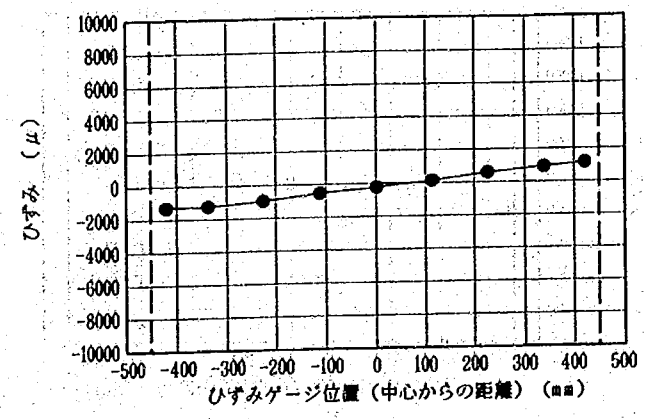
(a) フランジ（A面）



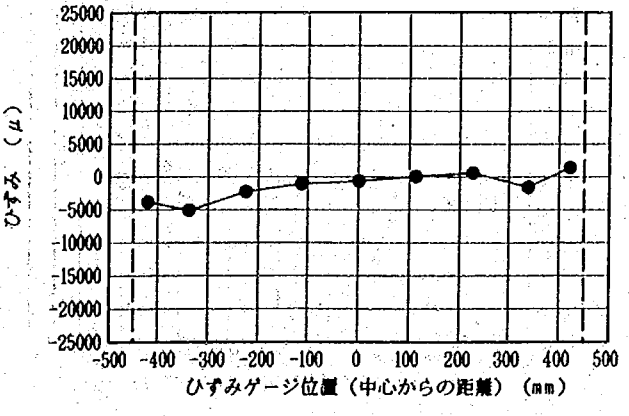
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

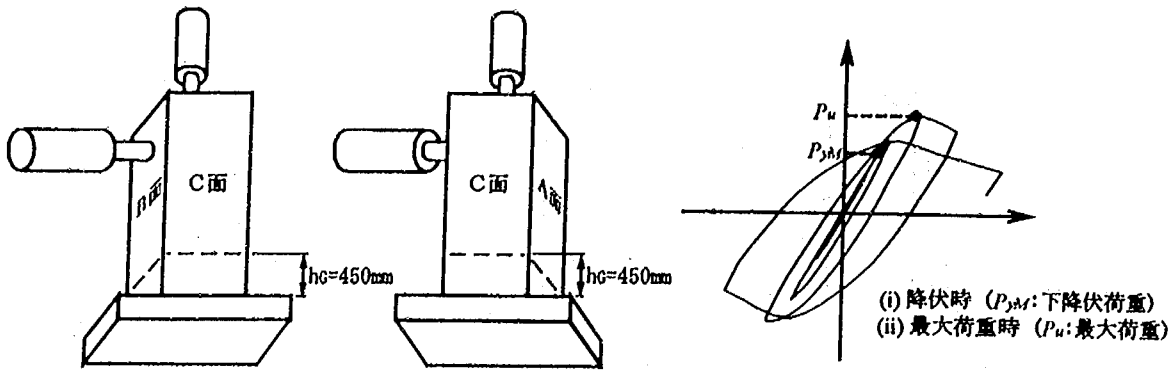


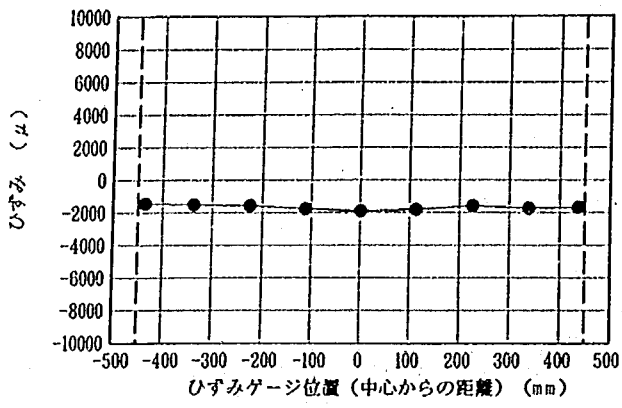
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時



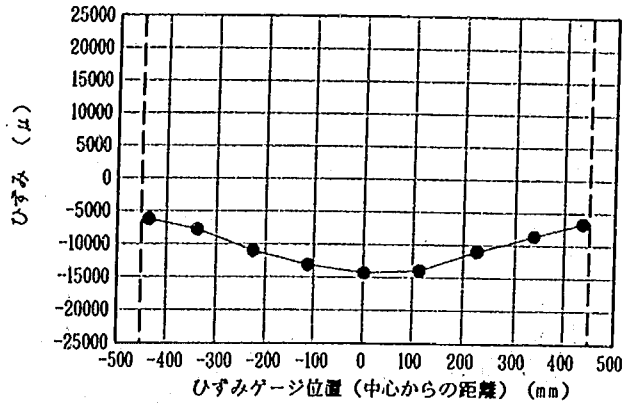
(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(1) ひずみ分布(No.2)（hc=450mm）
（ひずみゲージ貼付高さhc）

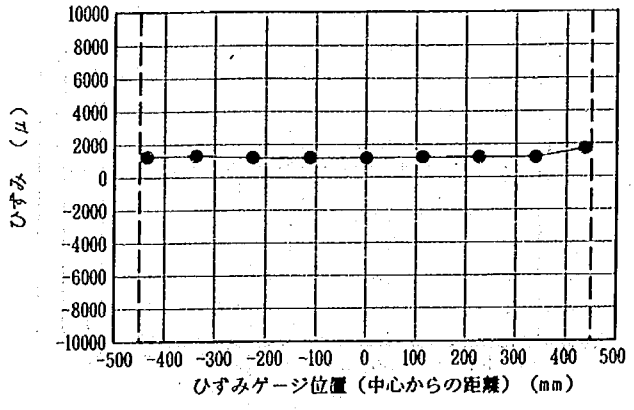




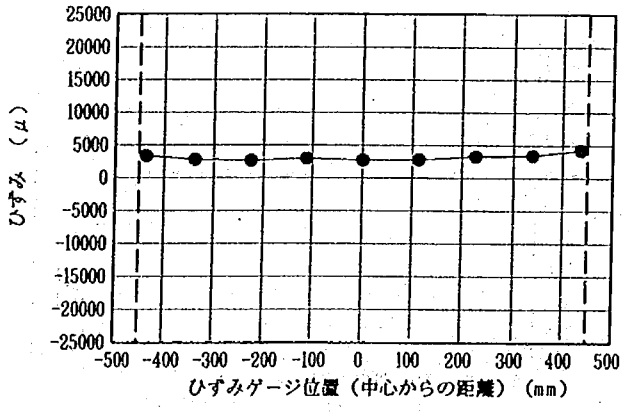
(a) フランジ（A面）



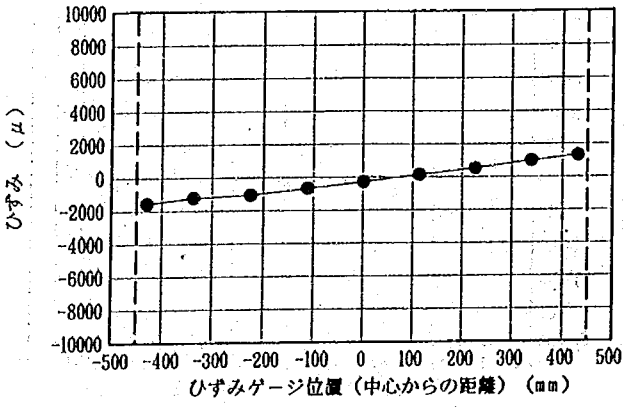
(a) フランジ（A面）



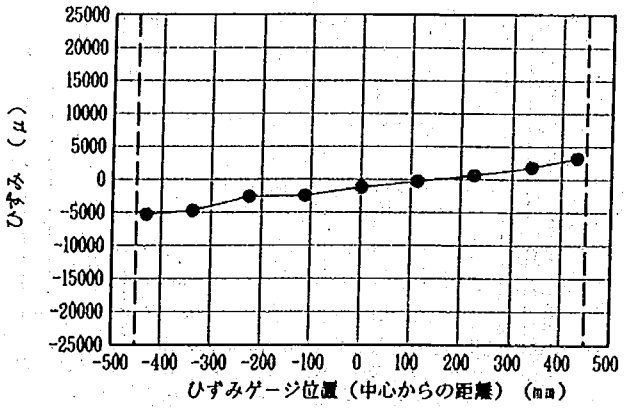
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

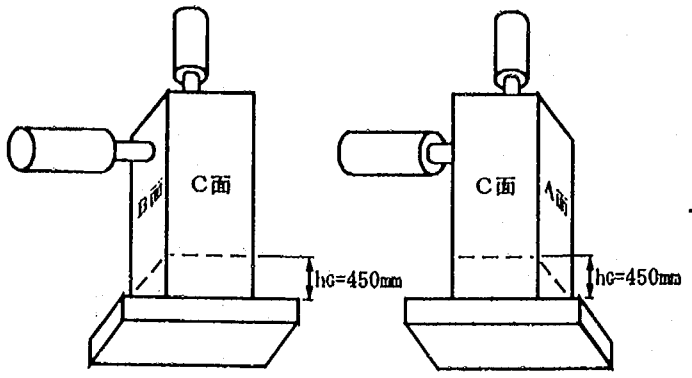


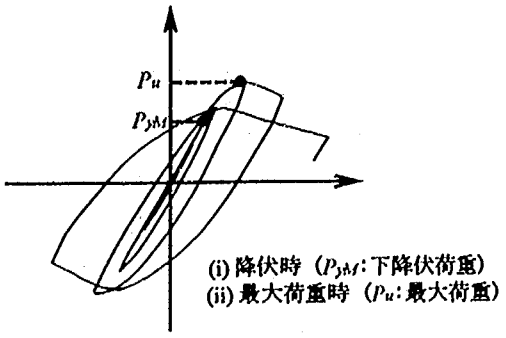
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

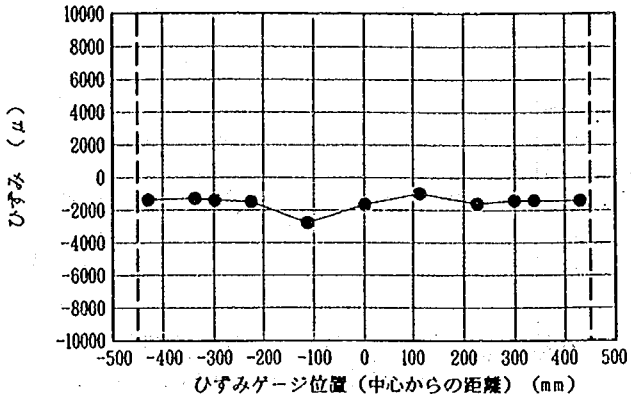


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

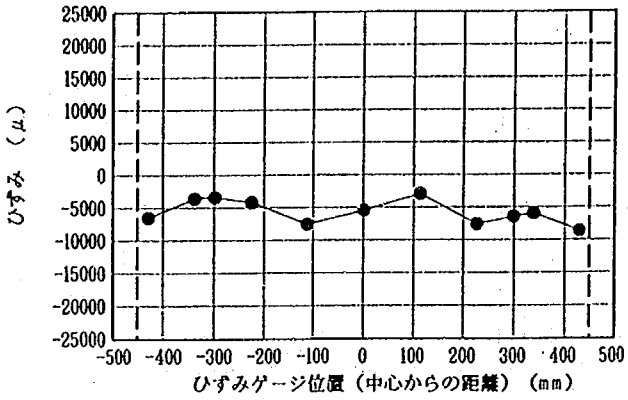
図-3.1.10(2) ひずみ分布(No.3) (h_c=450mm)



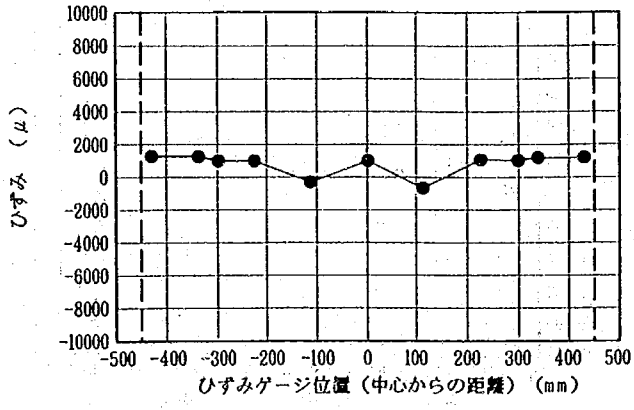




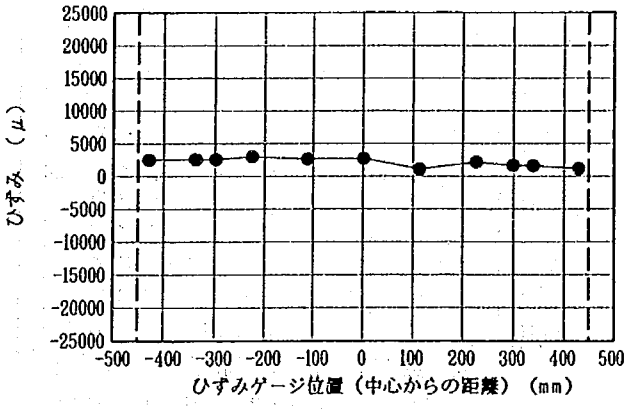
(a) フランジ（A面）



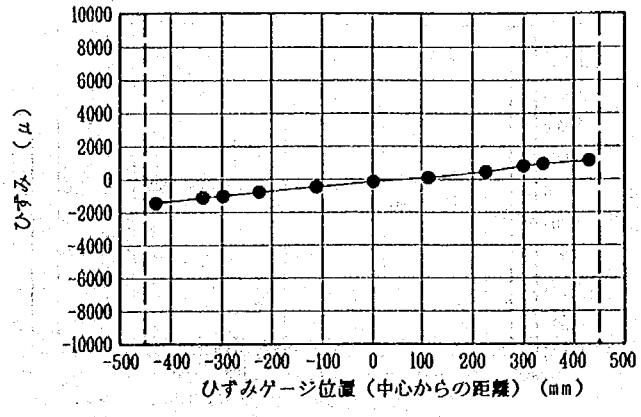
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

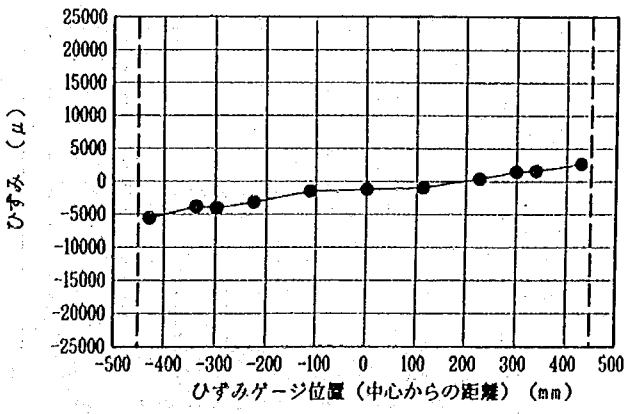


(b) フランジ（B面）



(c) ウ ェ ブ（C面）

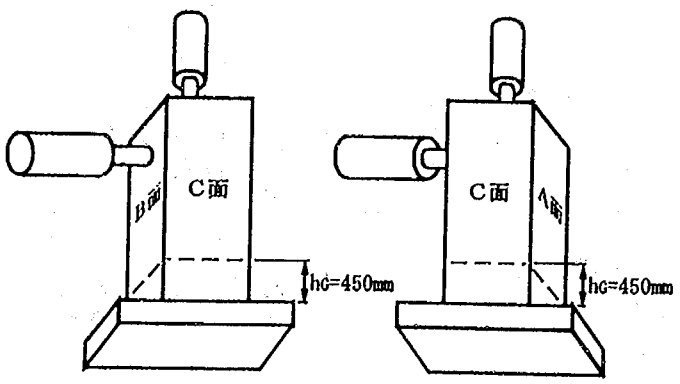
(i) 降　伏　時

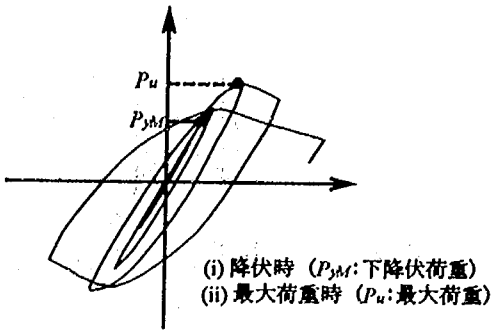


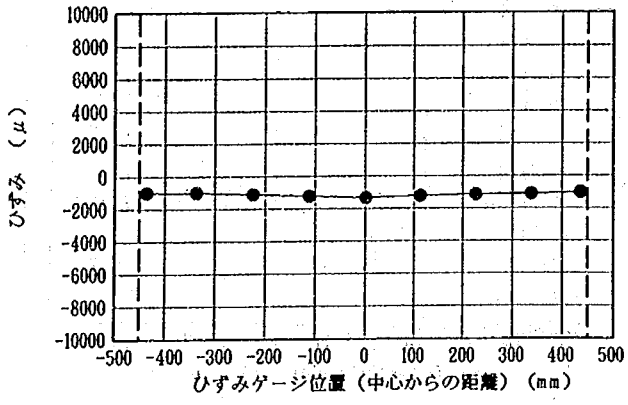
(c) ウ ェ ブ（C面）

(ii) 最大荷重時

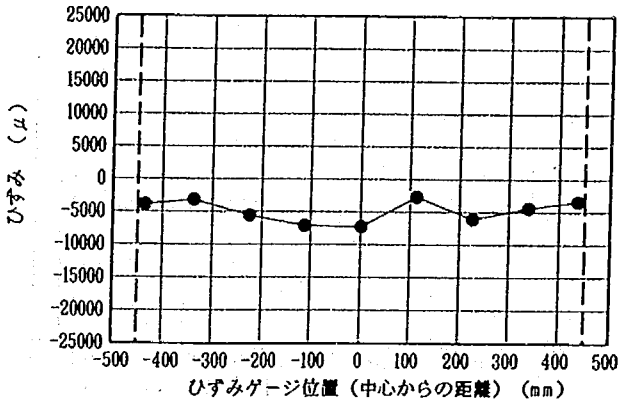
図-3.1.10(3) ひずみ分布(No.4) (h_c=450mm)



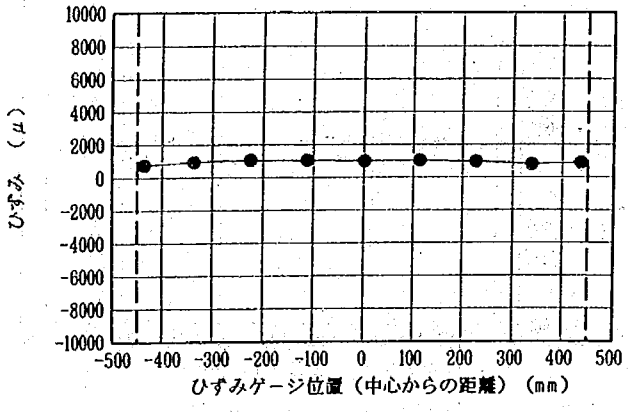




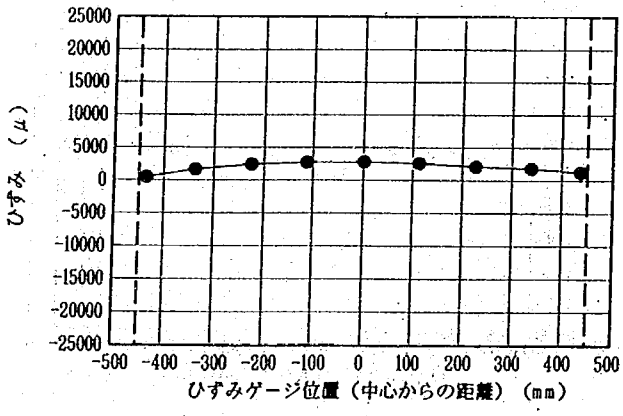
(a) フランジ（A面）



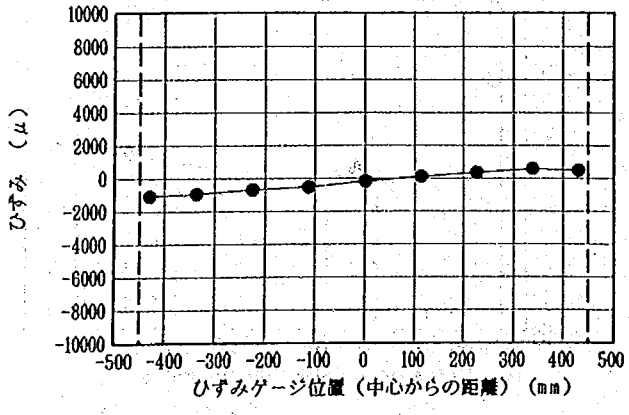
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

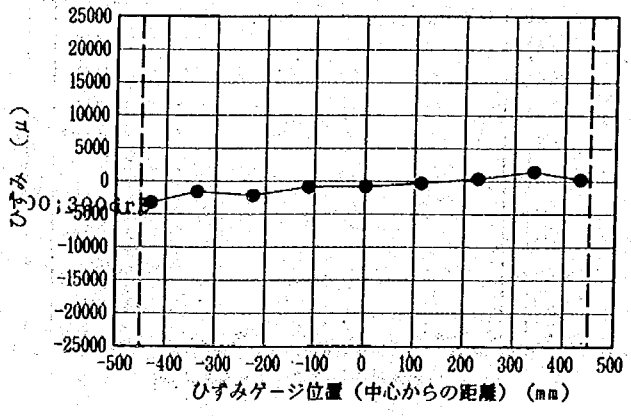


(b) フランジ（B面）



(c) ウェブ（C面）

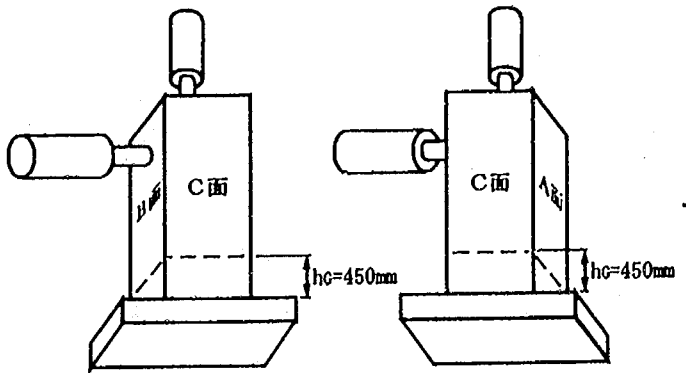
(i) 降伏時

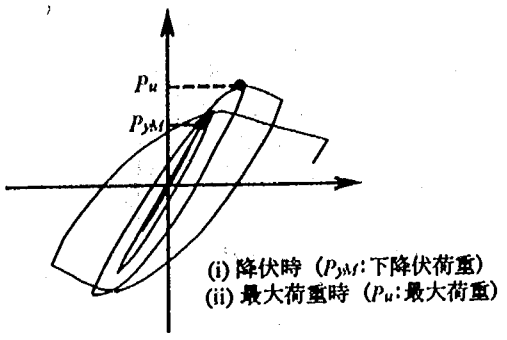


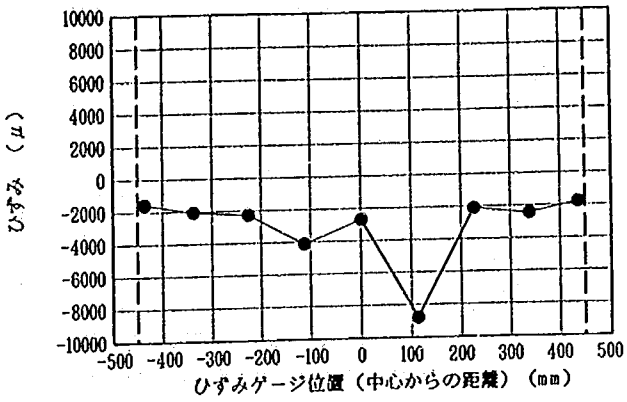
(c) ウェブ（C面）

(ii) 最大荷重時

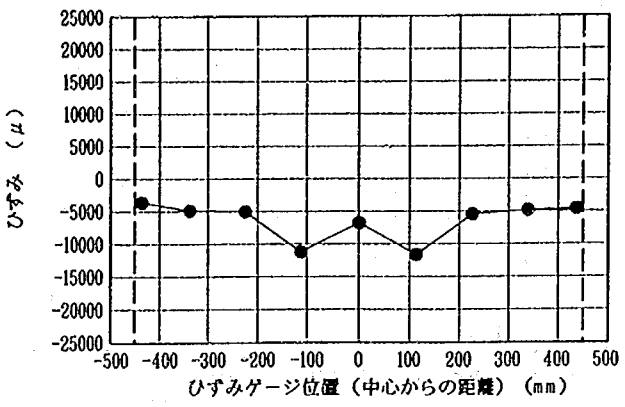
図-3.1.10(4) ひずみ分布(No.5) (hG=450mm)



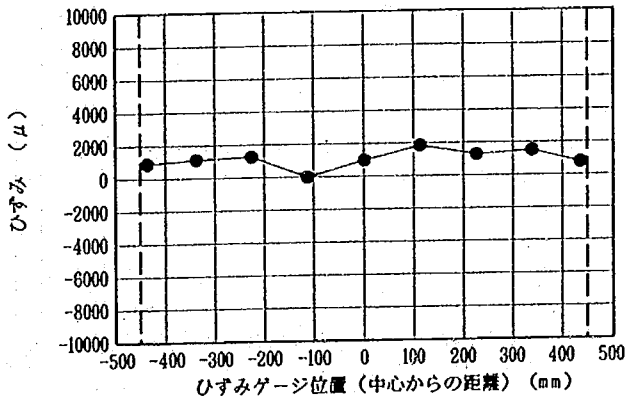




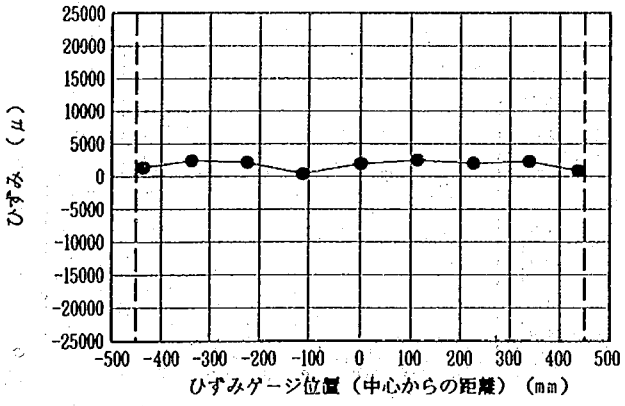
(a) フランジ（A面）



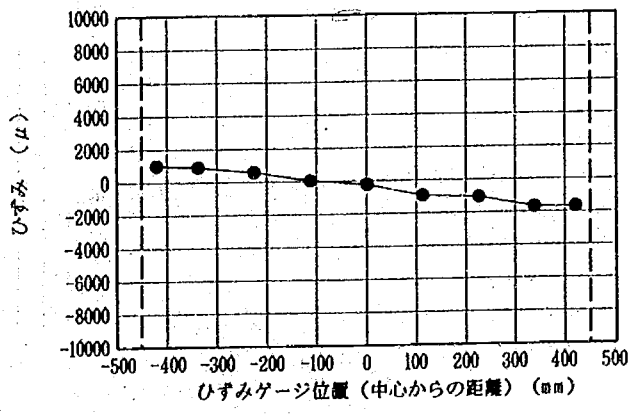
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

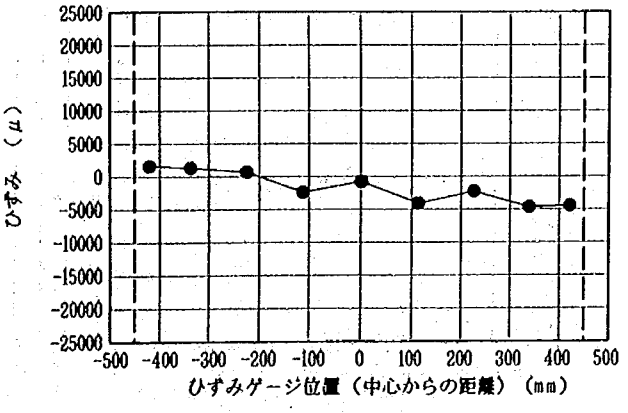


(b) フランジ（B面）



(c) ウェブ（C面）

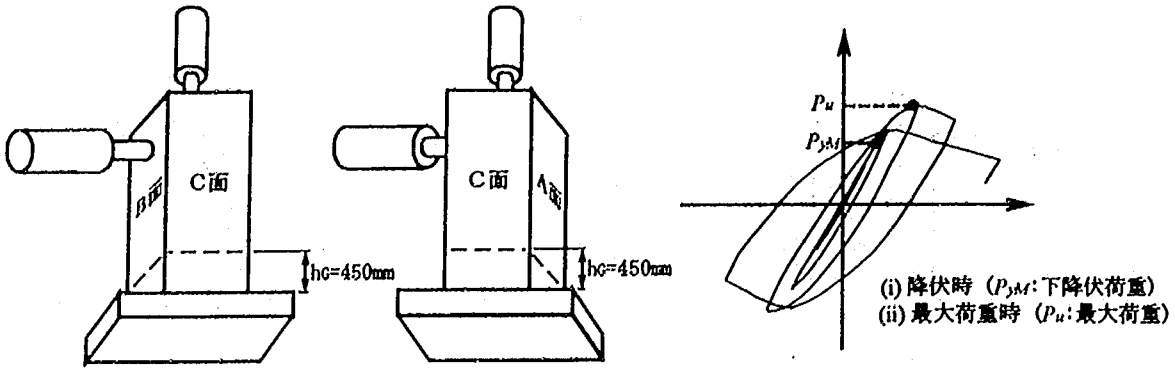
(i) 降伏時

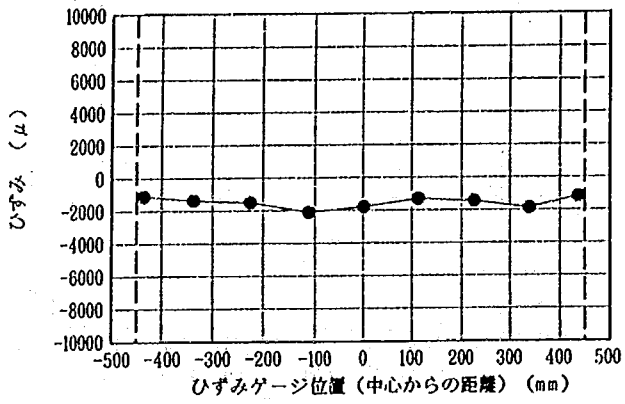


(c) ウェブ（C面）

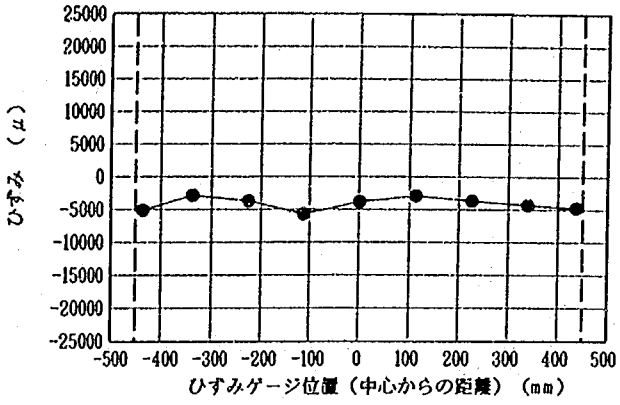
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(5) ひずみ分布(No.10) (hc=450mm)

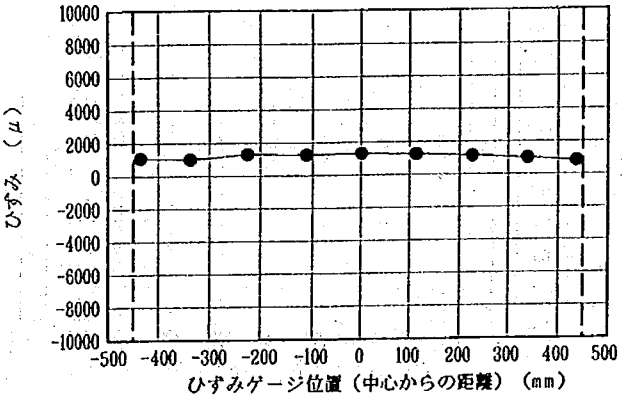




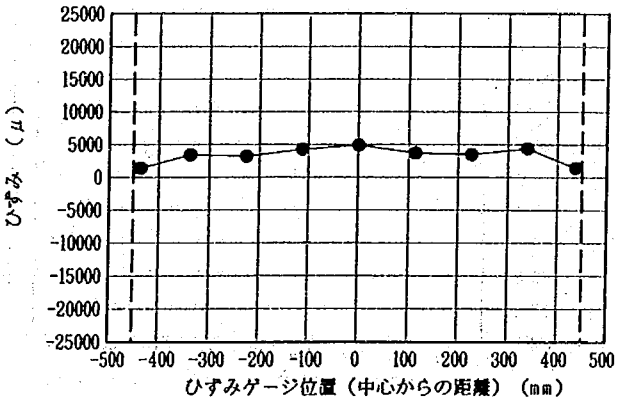
(a) フランジ（A面）



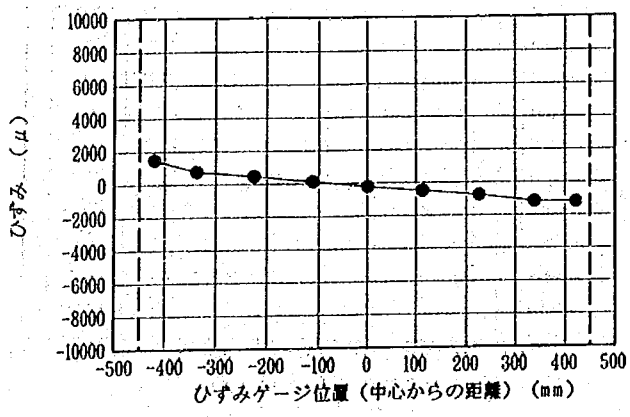
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

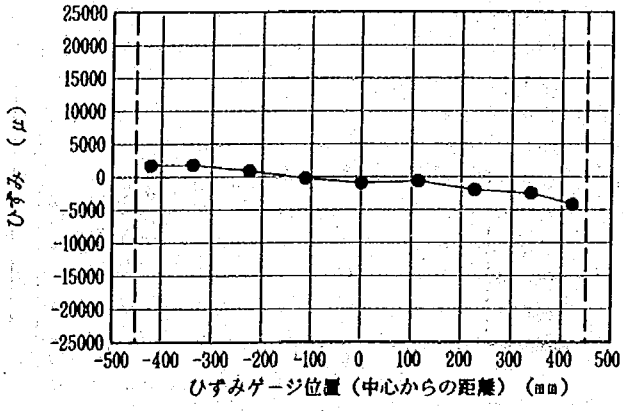


(b) フランジ（B面）



(c) ウェブ（C面）

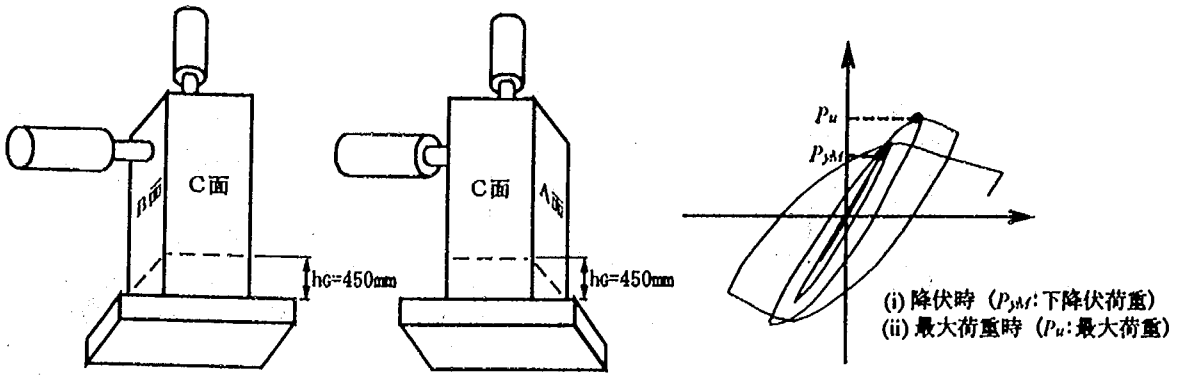
(i) 降伏時

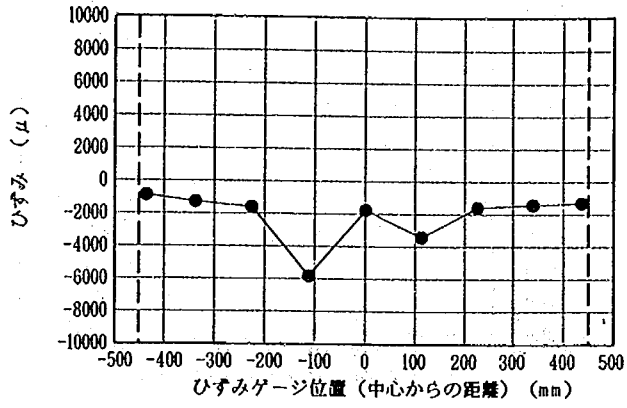


(c) ウェブ（C面）

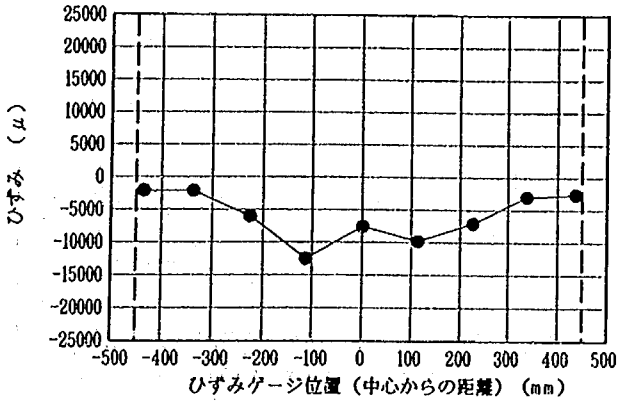
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(6) ひずみ分布(No.11) (h_c=450mm)

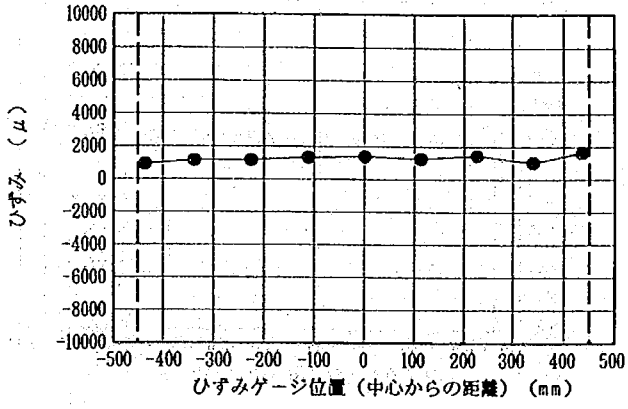




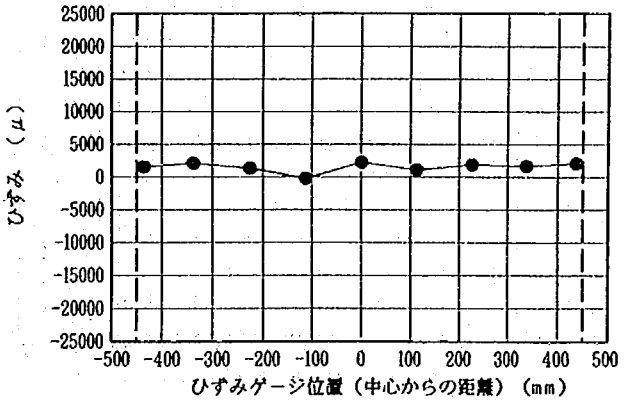
(a) フランジ (A面)



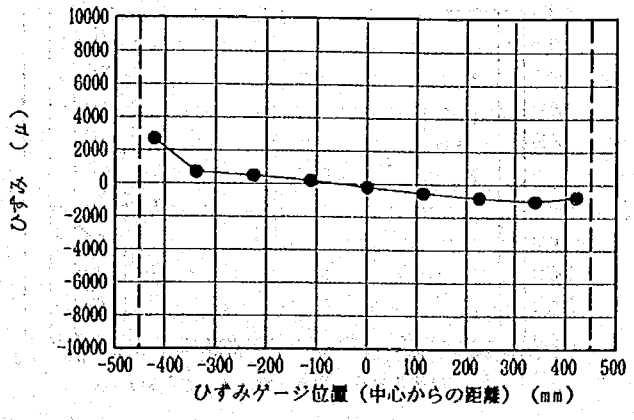
(a) フランジ (A面)



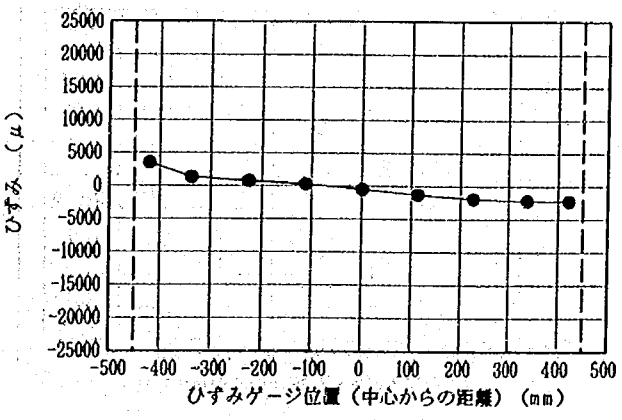
(b) フランジ (B面)



(b) フランジ (B面)

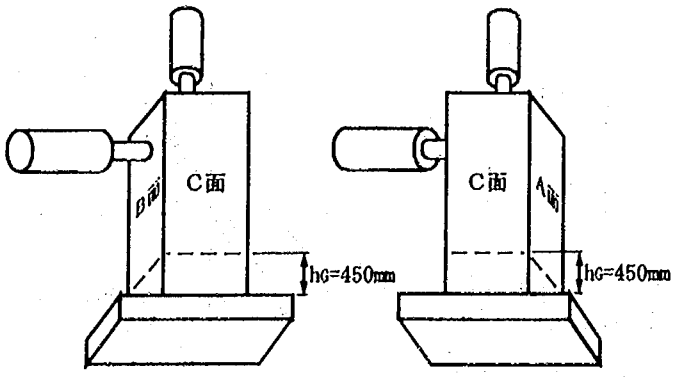


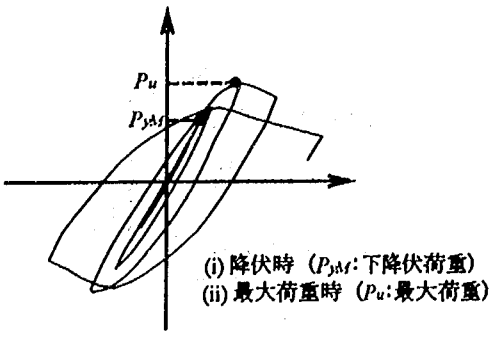
(c) ウェブ (C面)
(i) 降伏時



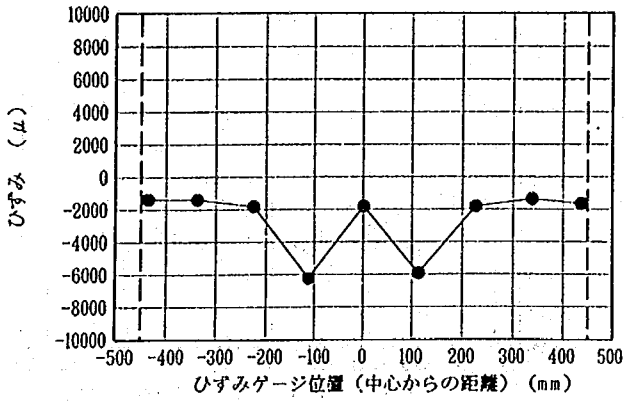
(c) ウェブ (C面)
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(7) ひずみ分布 (No. 12) (h_c=450mm)

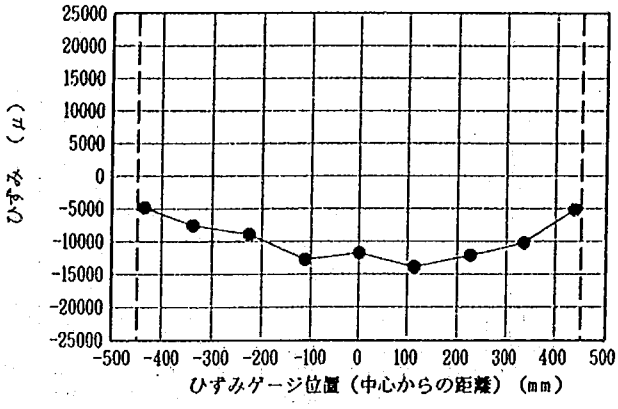




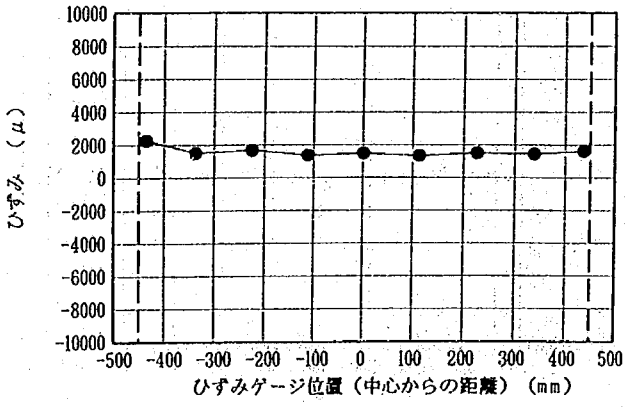
(i) 降伏時 (P_{yAf}:下降伏荷重)
(ii) 最大荷重時 (P_u:最大荷重)



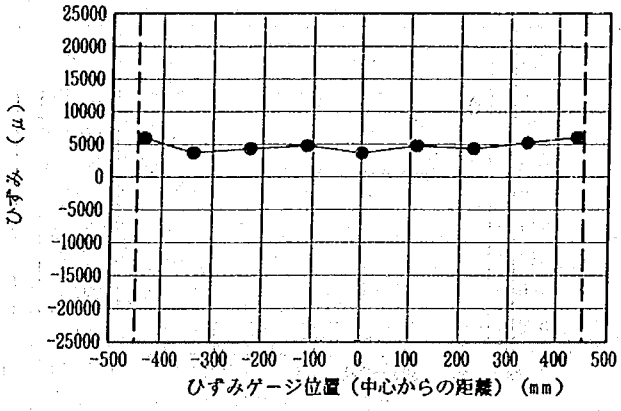
(a) フランジ（A面）



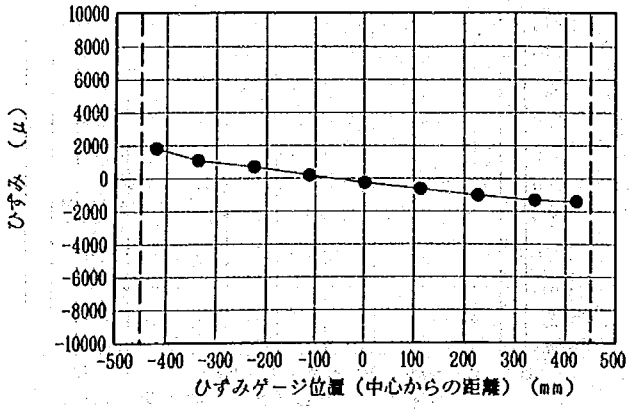
(a) フランジ（A面）



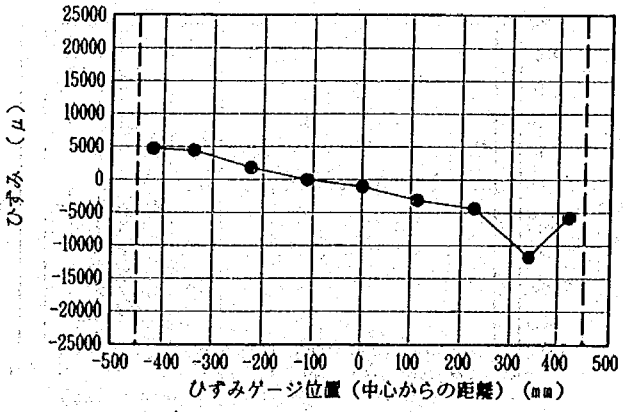
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

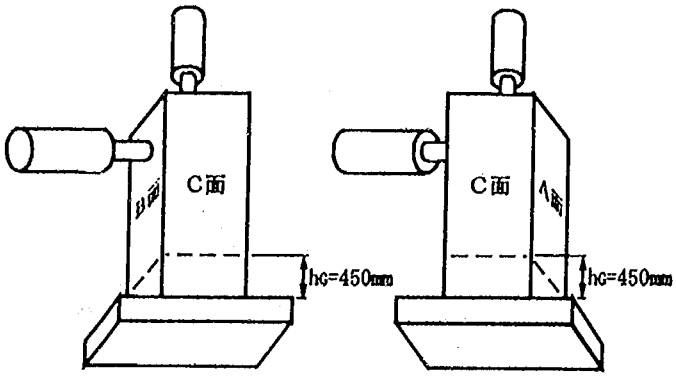


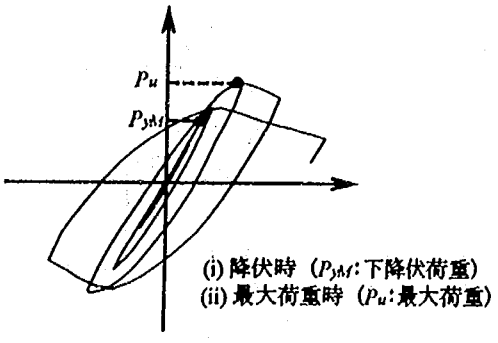
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

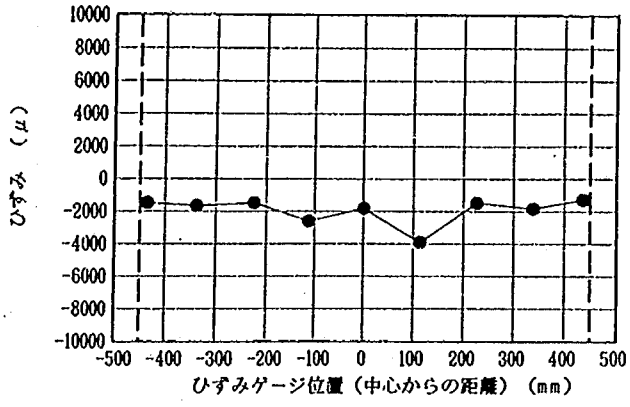


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

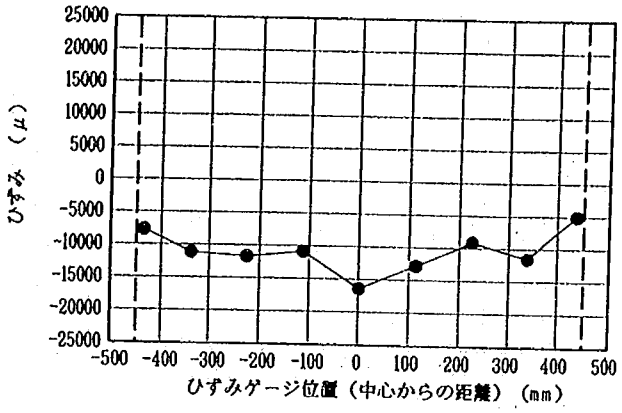
図-3.1.10(8) ひずみ分布(No.13) (h_G=450mm)



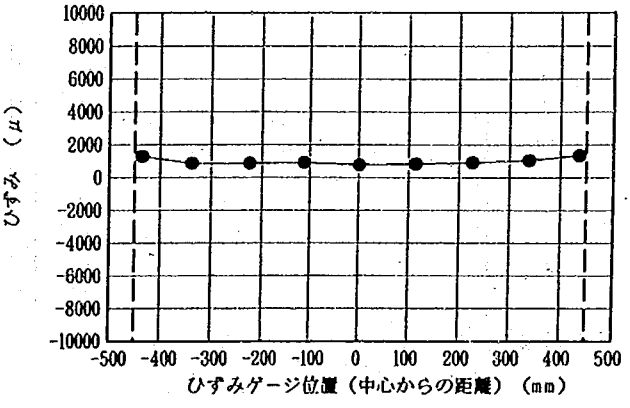




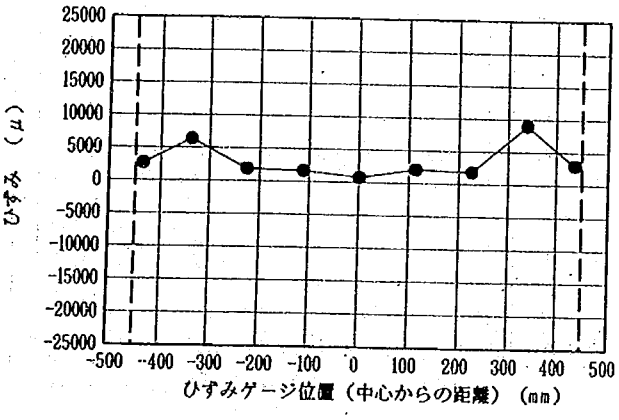
(a) フランジ（A面）



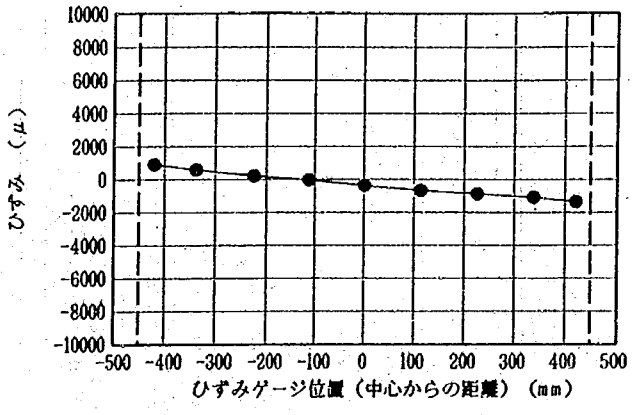
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

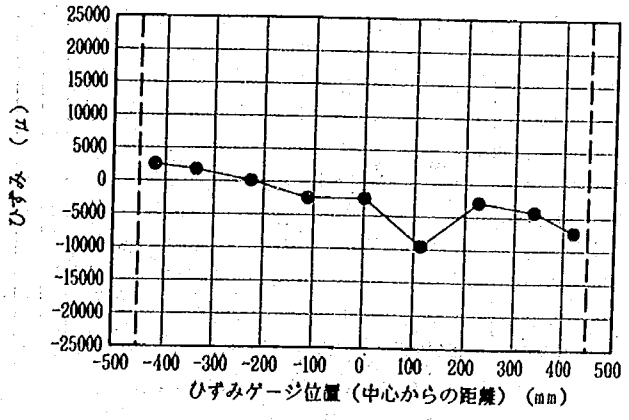


(b) フランジ（B面）



(c) ウェブ（C面）

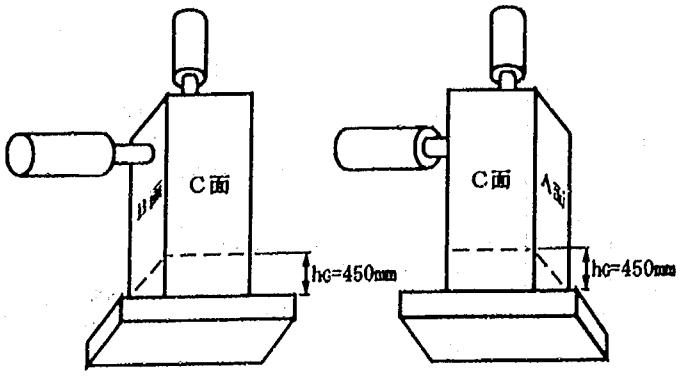
(i) 降　伏　時

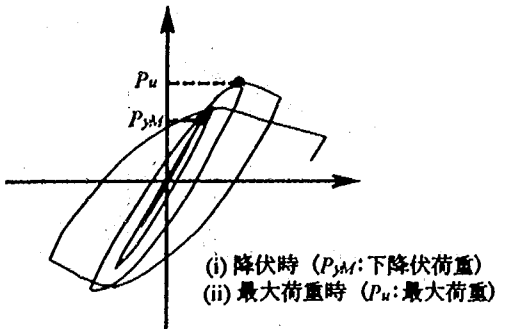


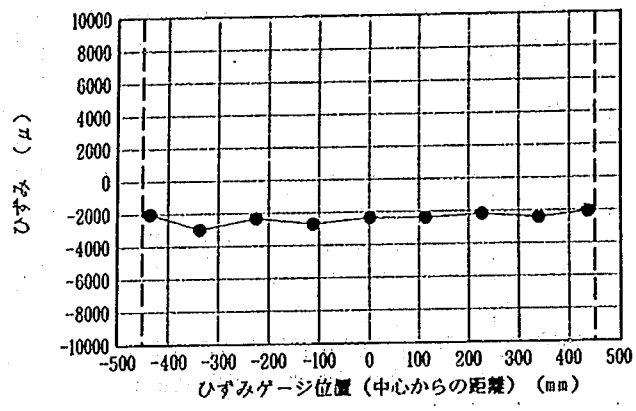
(c) ウェブ（C面）

(ii) 最大荷重時

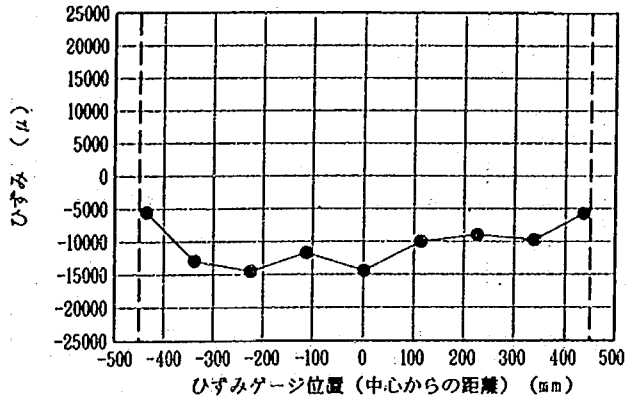
図-3.1.10(9) ひずみ分布(No. 14) (hc=450mm)



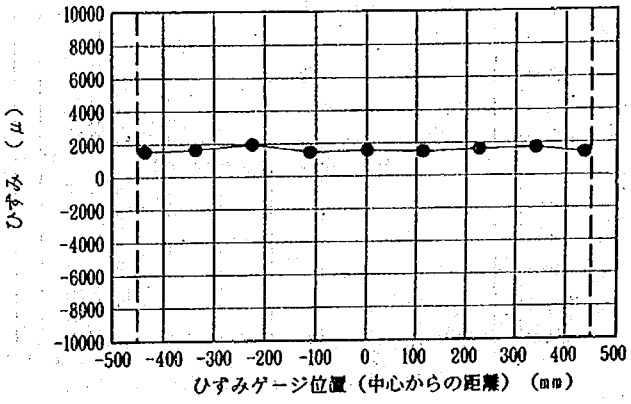




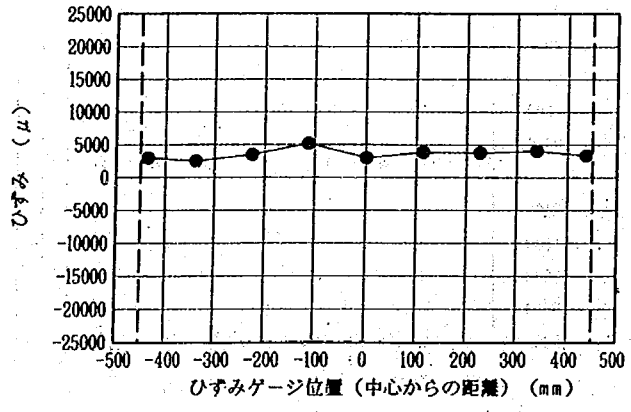
(a) フランジ（A面）



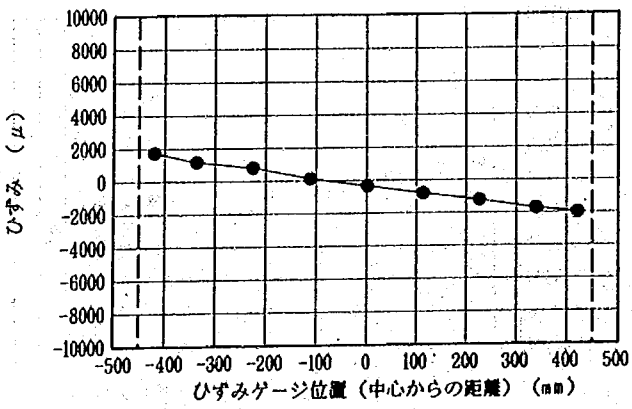
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

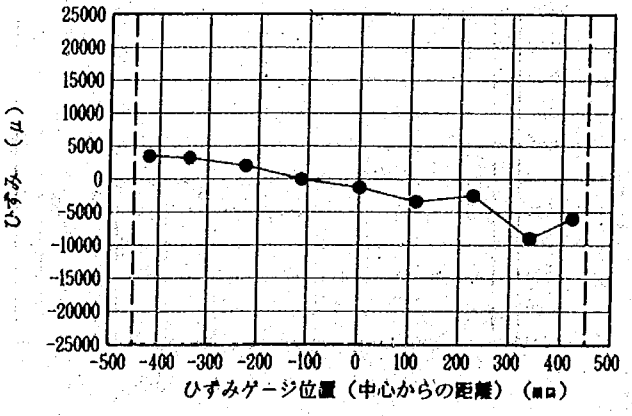


(b) フランジ（B面）



(c) ウェブ（C面）

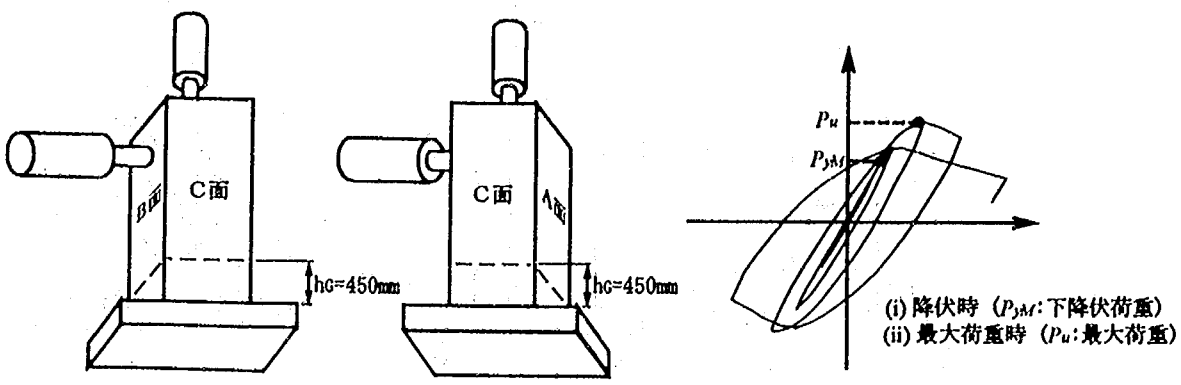
(i) 降　伏　時

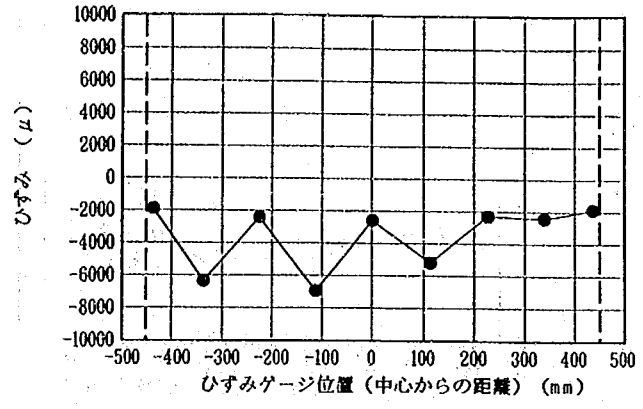


(c) ウェブ（C面）

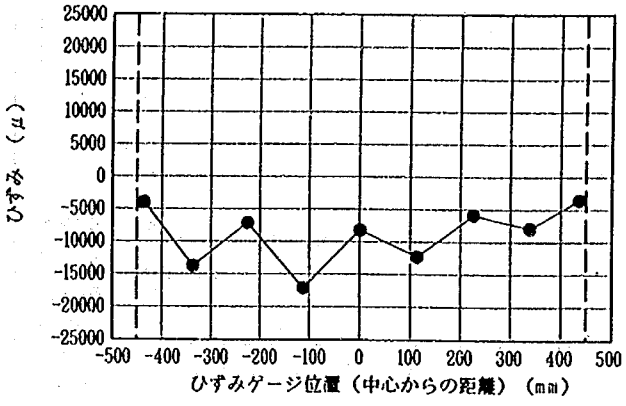
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(10) ひずみ分布(No.17) (hc=450mm)

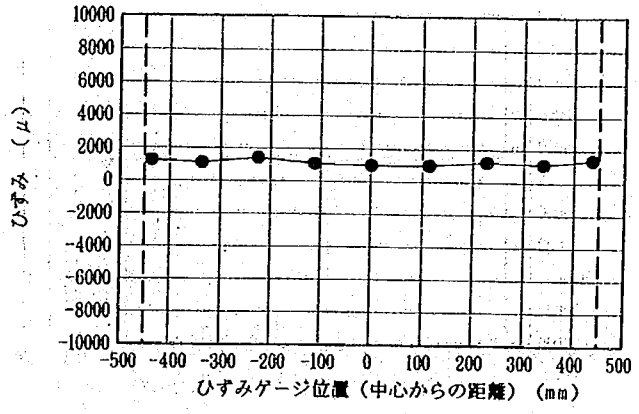




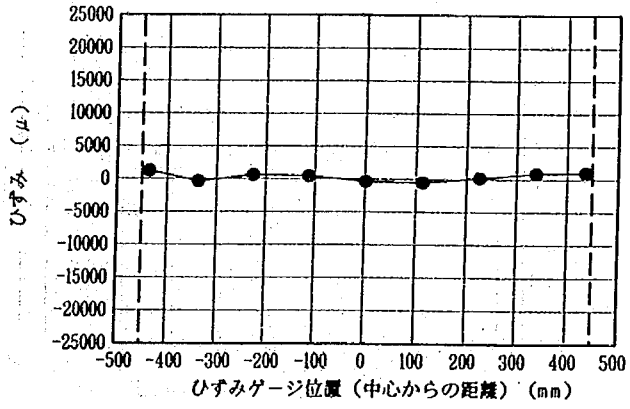
(a) フランジ（A面）



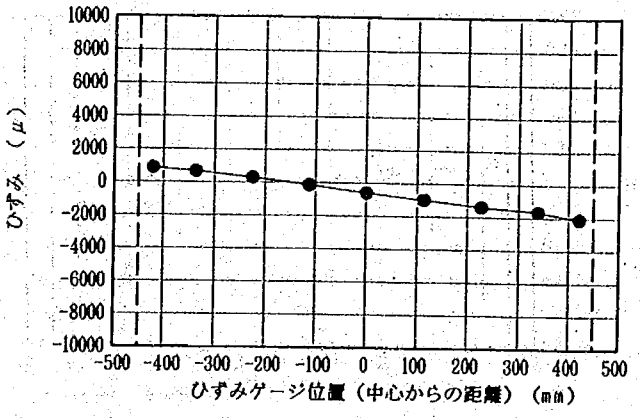
(a) フランジ（A面）



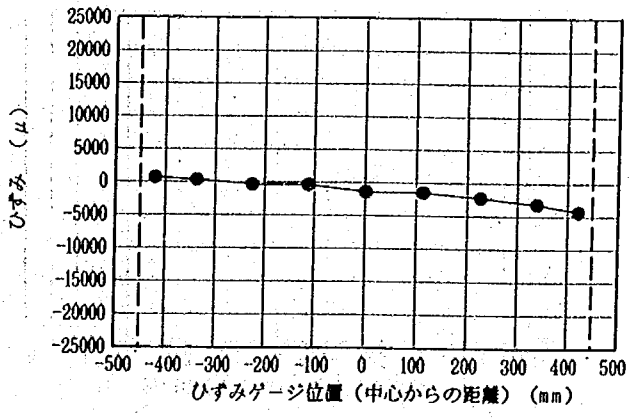
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

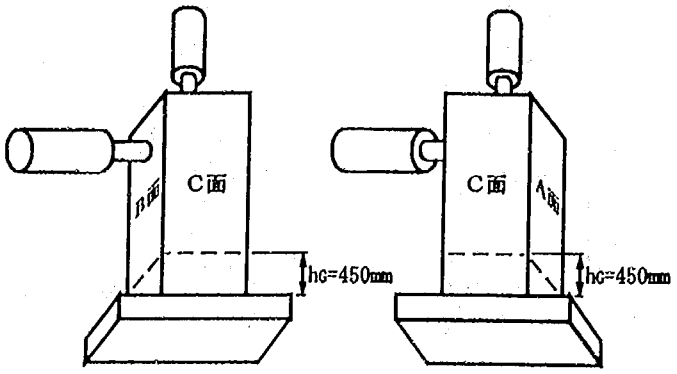


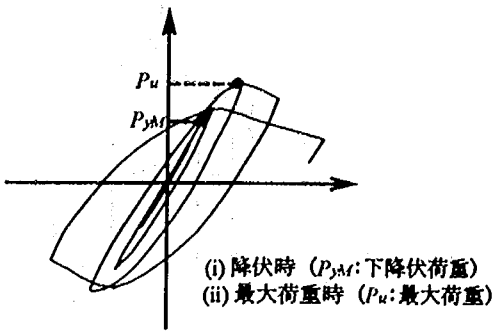
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

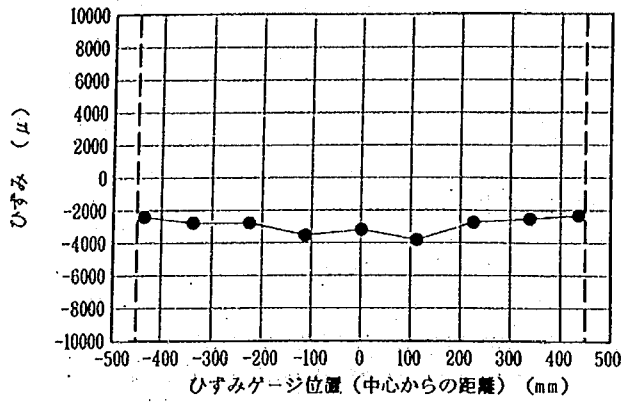


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

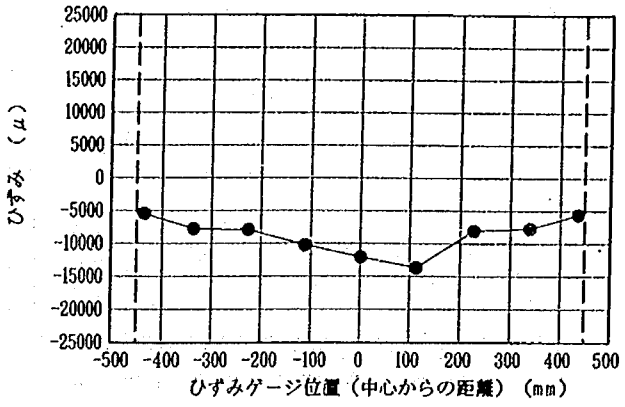
図-3.1.10(11) ひずみ分布(No.18) (h_c=450mm)



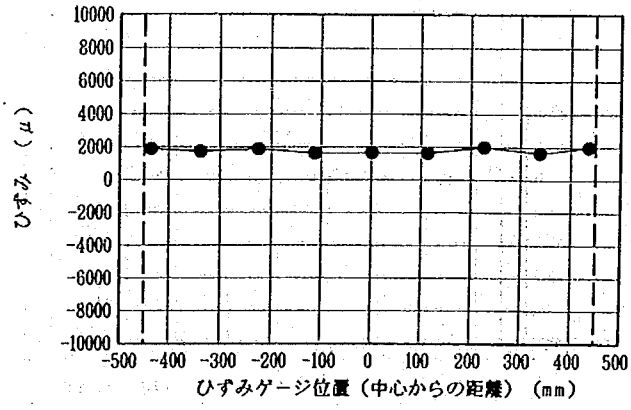




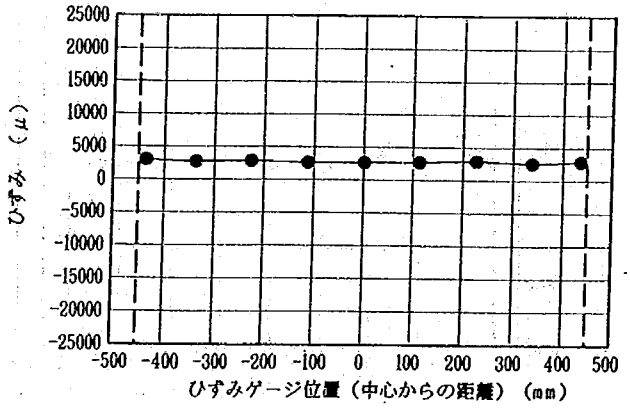
(a) フランジ（A面）



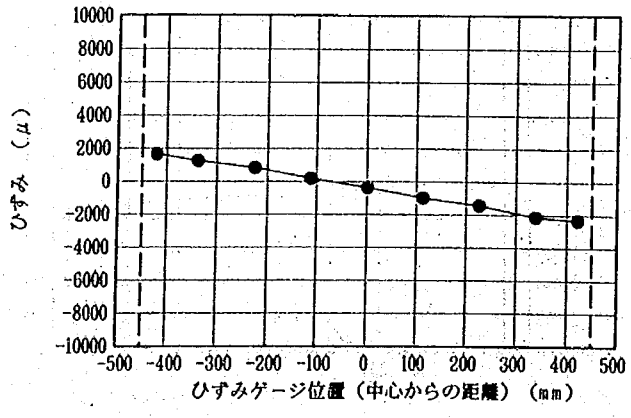
(a) フランジ（A面）



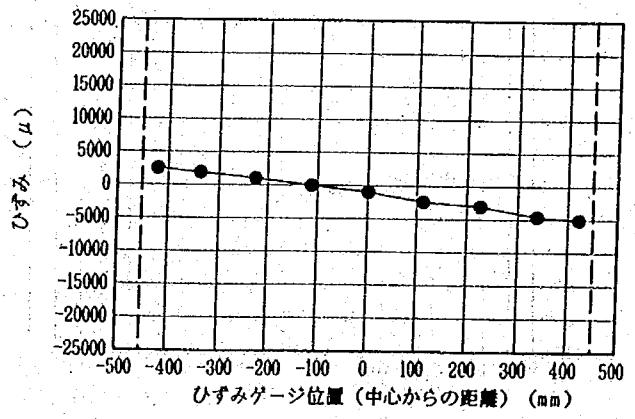
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

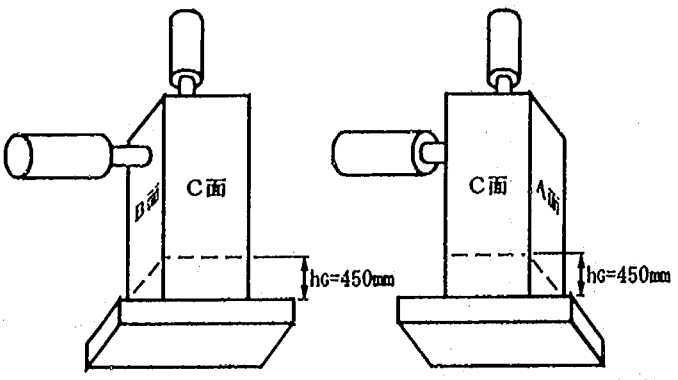


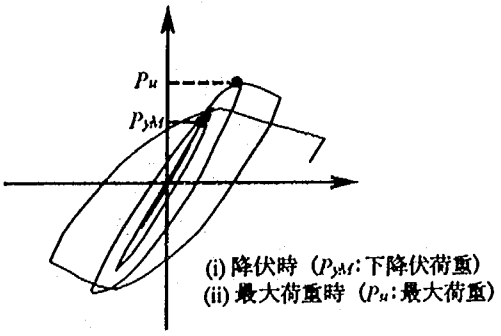
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

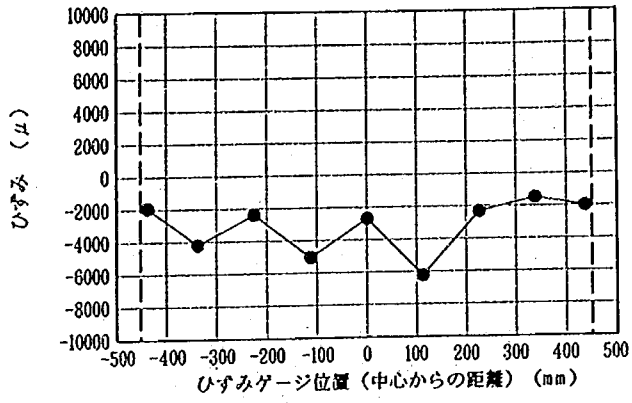


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

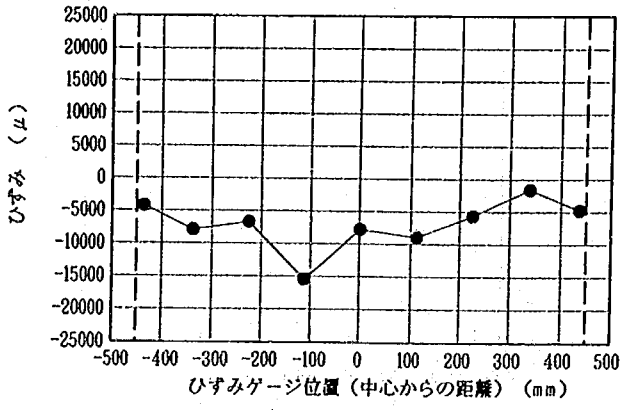
図-3.1.10(12) ひずみ分布(No.19) (hc=450mm)



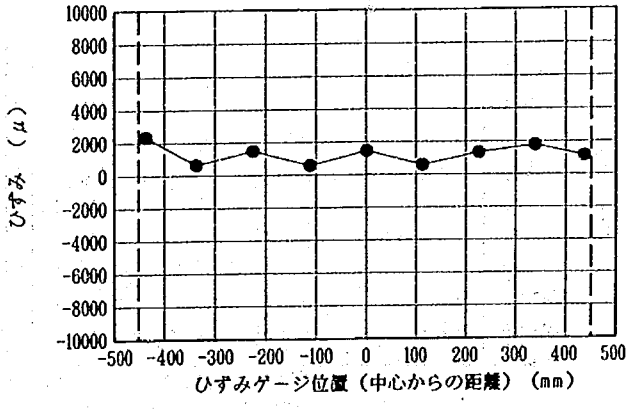




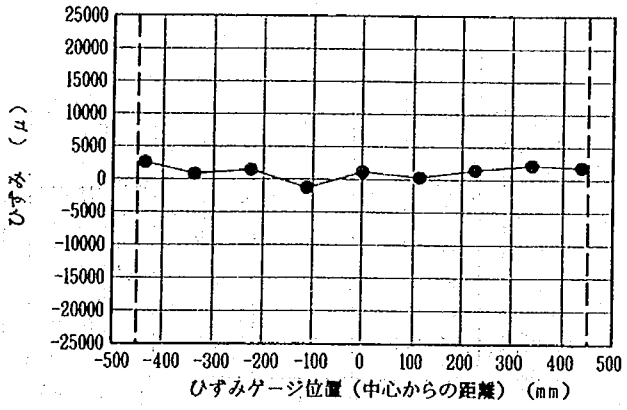
(a) フランジ（A面）



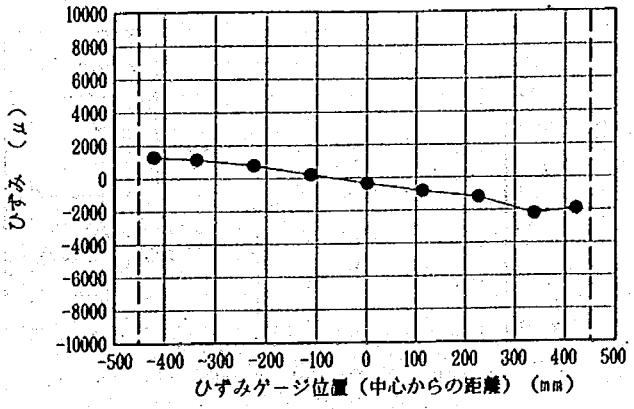
(a) フランジ（A面）



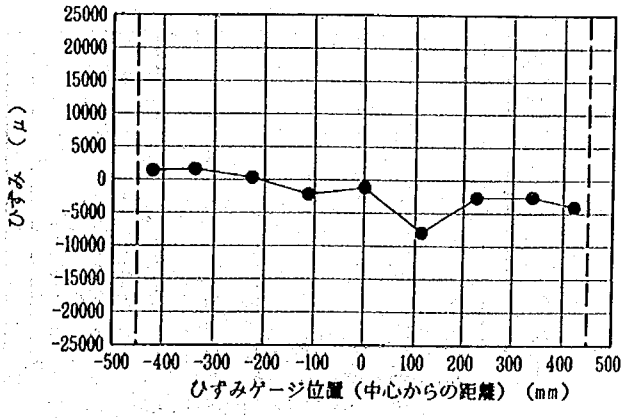
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

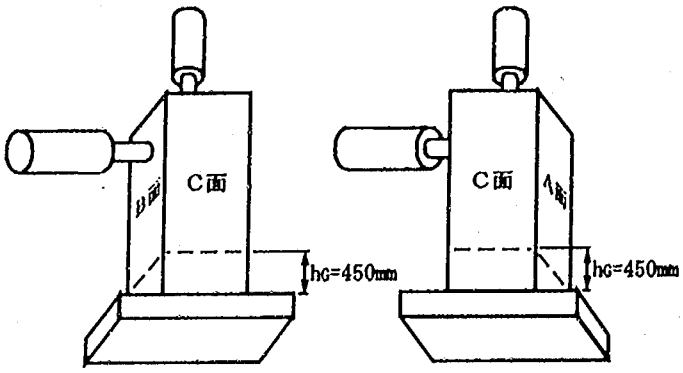


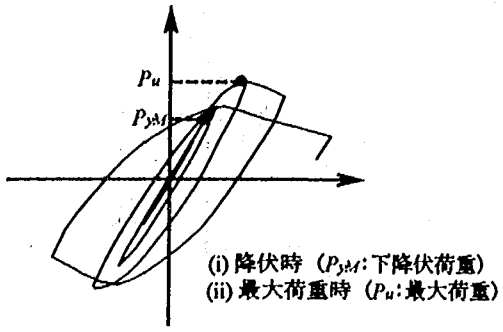
(c) ウ ェ ブ（C面）
(i) 降　伏　時



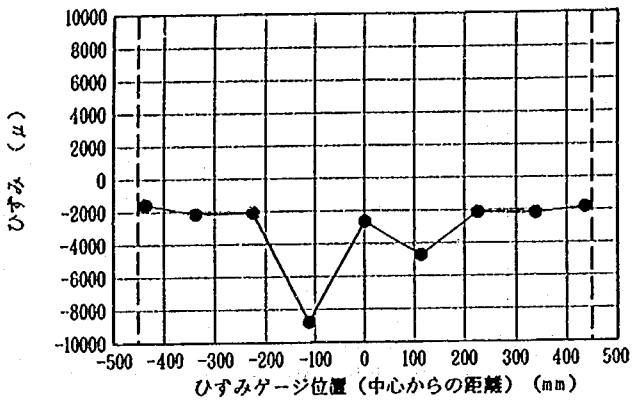
(c) ウ ェ ブ（C面）
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(13) ひずみ分布(No.20) (hc=450mm)

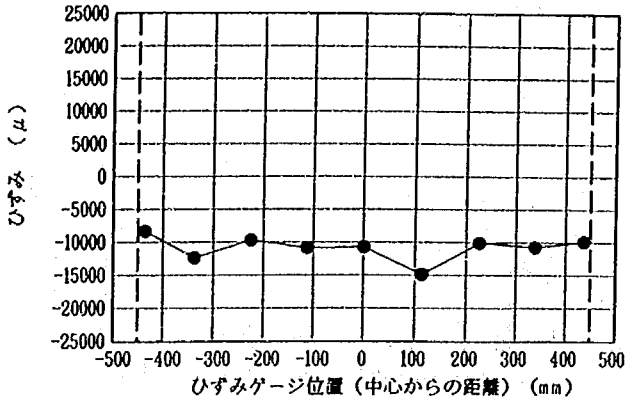




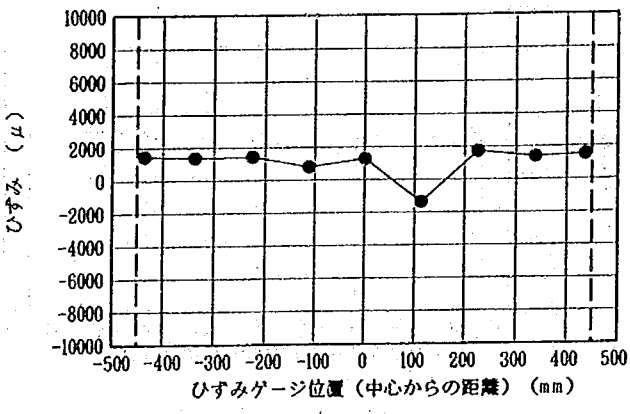
(i) 降伏時 ($P_{y,M}$:下降伏荷重)
(ii) 最大荷重時 (P_u:最大荷重)



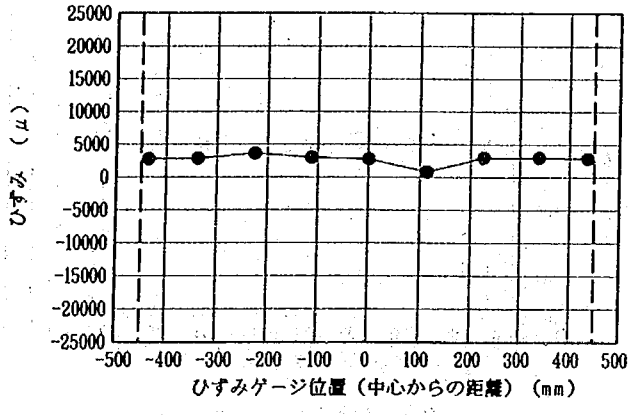
(a) フランジ（A面）



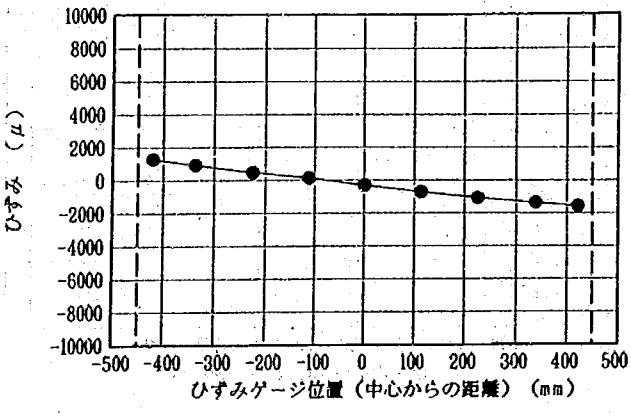
(a) フランジ（A面）



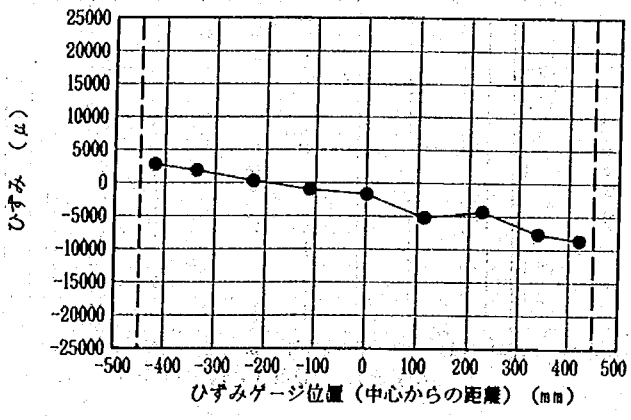
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

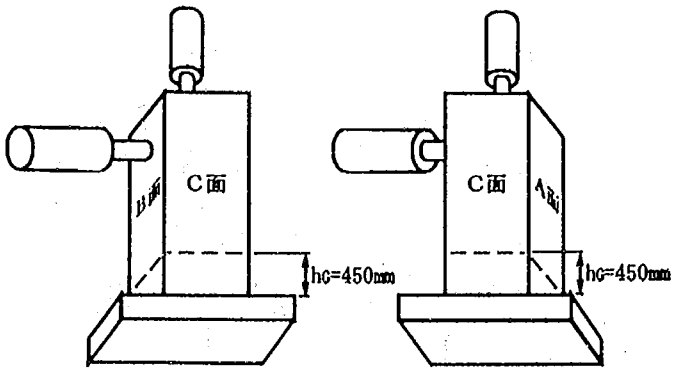


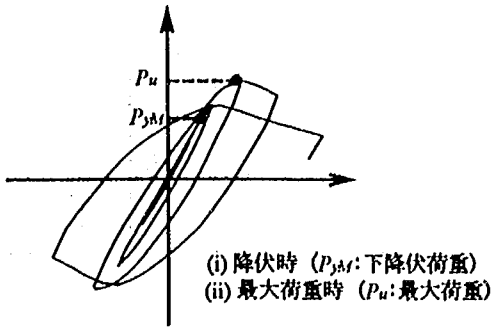
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時



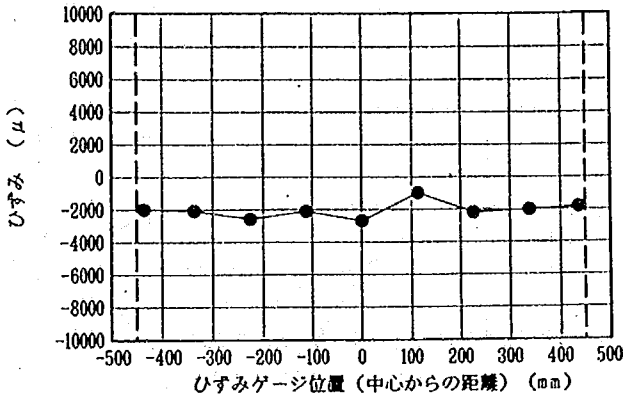
(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(14) ひずみ分布(No. 22) (h_c=450mm)

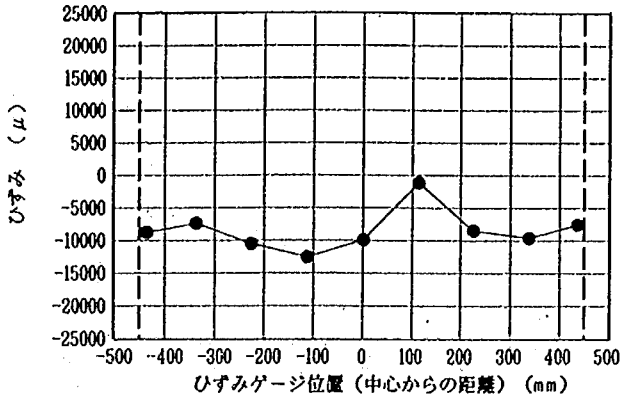




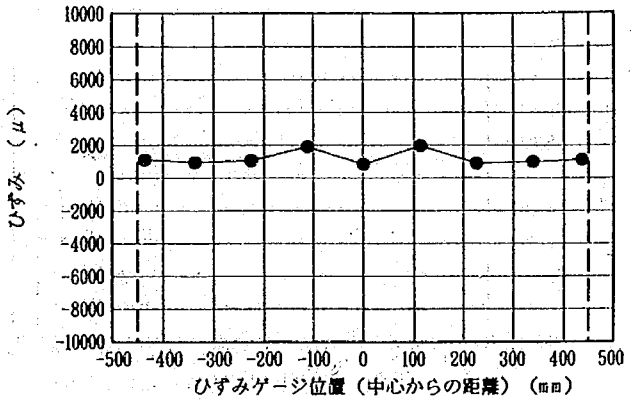
(i) 降伏時 (P_{yAf}: 下降伏荷重)
(ii) 最大荷重時 (P_u: 最大荷重)



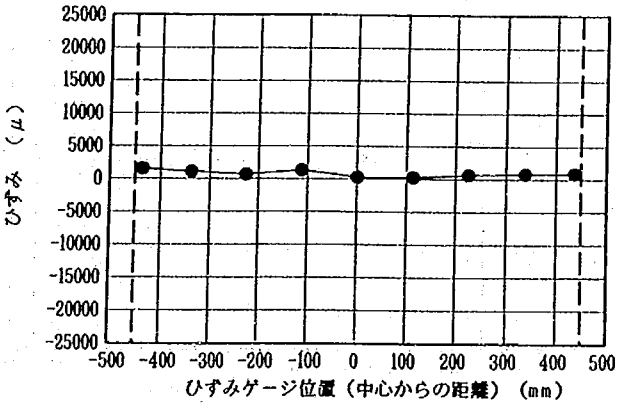
(a) フランジ（A面）



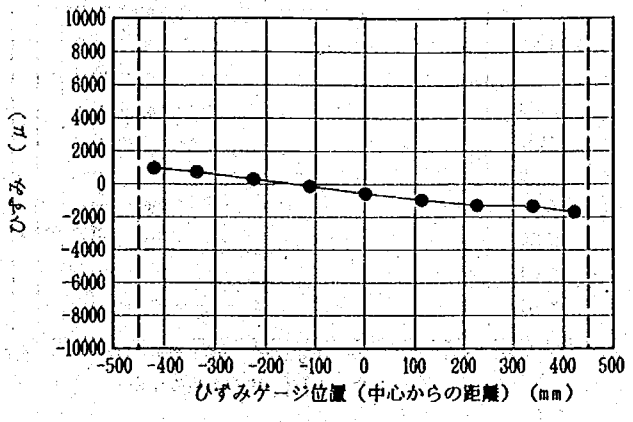
(a) フランジ（A面）



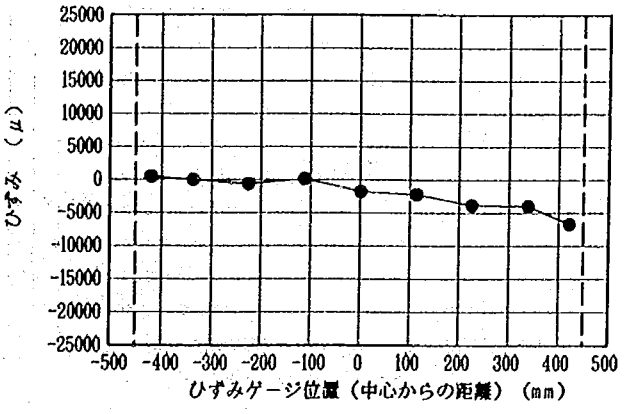
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

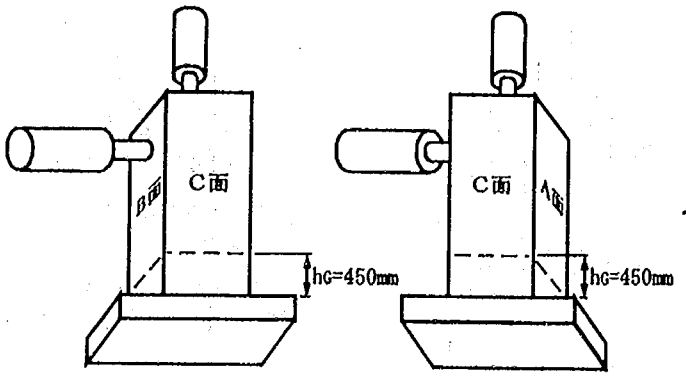


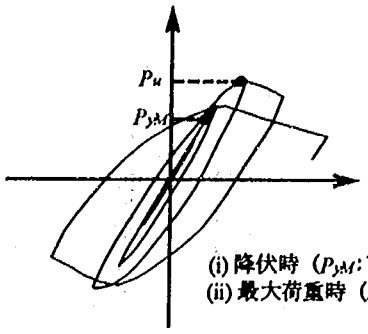
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

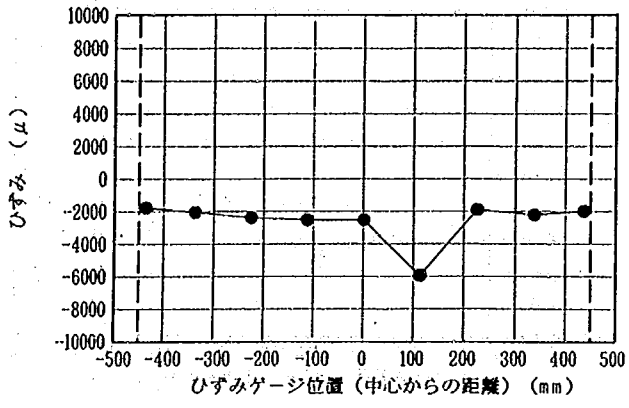


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

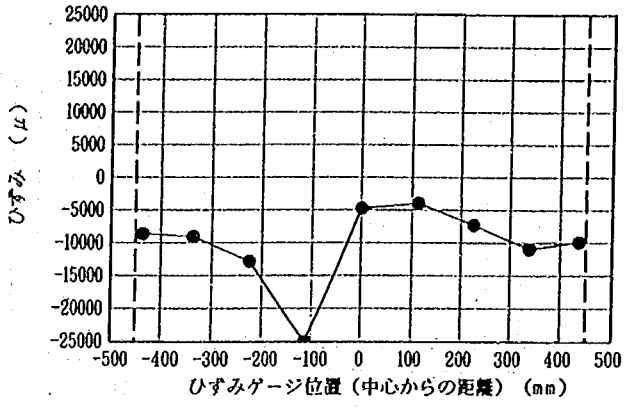
図-3.1.10(15) ひずみ分布(No.23) (h_c=450mm)



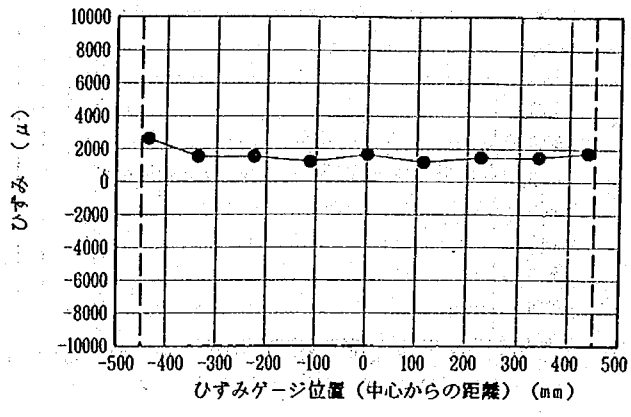




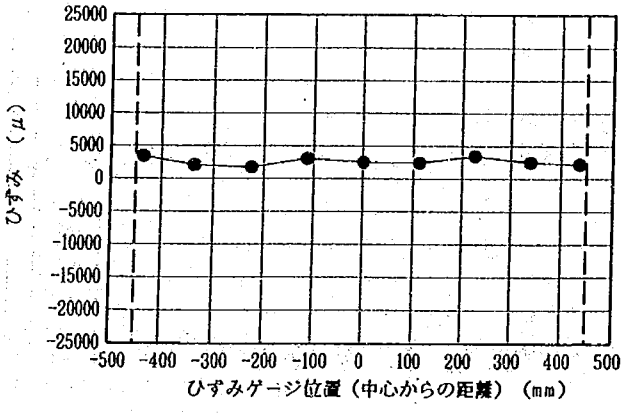
(a) フランジ（A面）



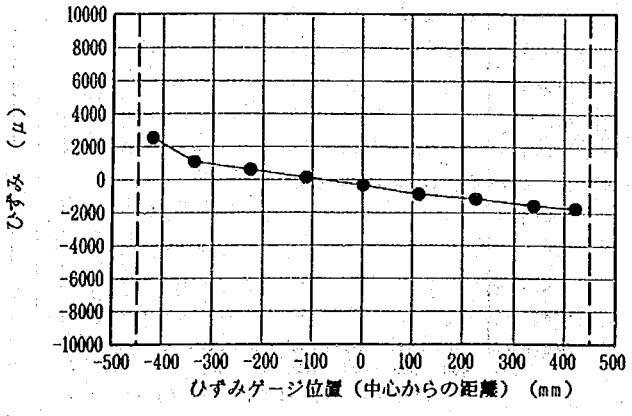
(a) フランジ（A面）



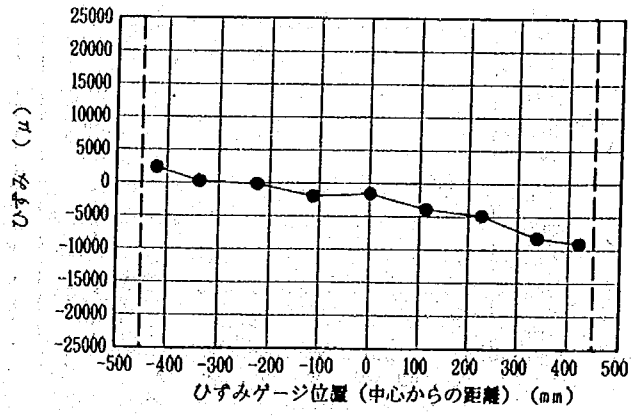
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

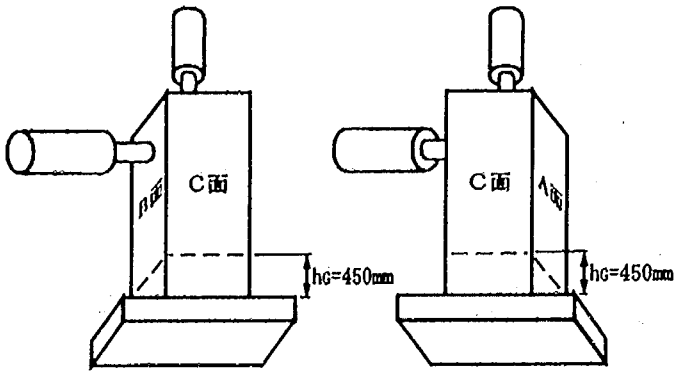


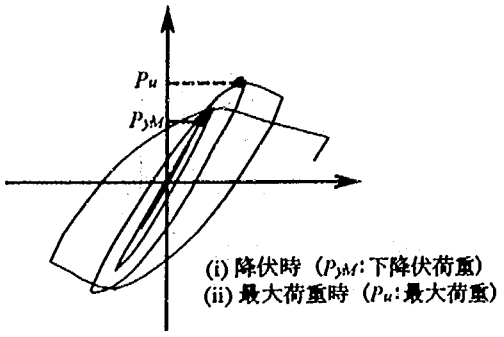
(c) ウ ェ ブ（C面）
(i) 降　伏　時

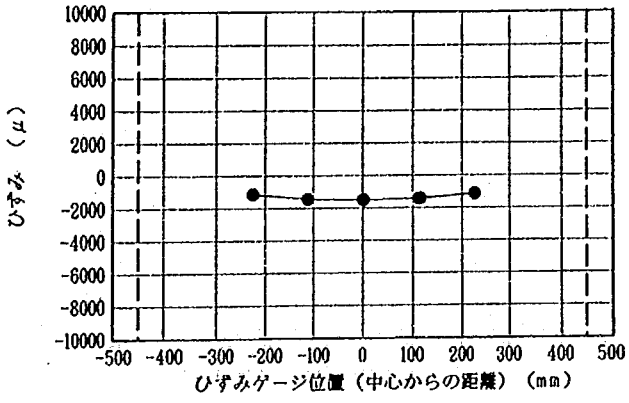


(c) ウ ェ ブ（C面）
(ii) 最大荷重時

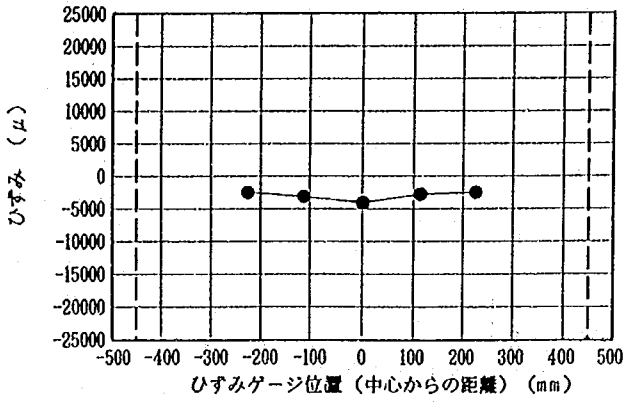
図-3.1.10(16) ひずみ分布(No. 24) (hG=450mm)



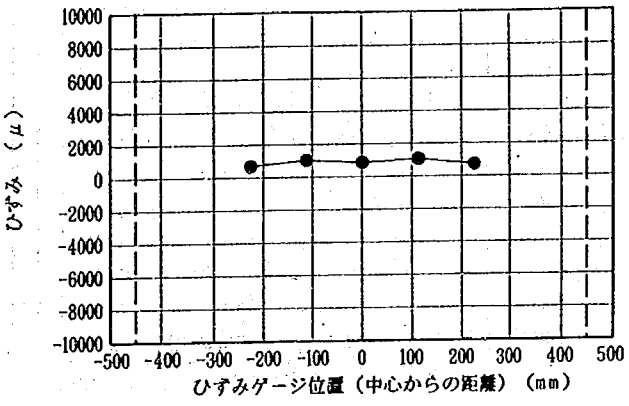




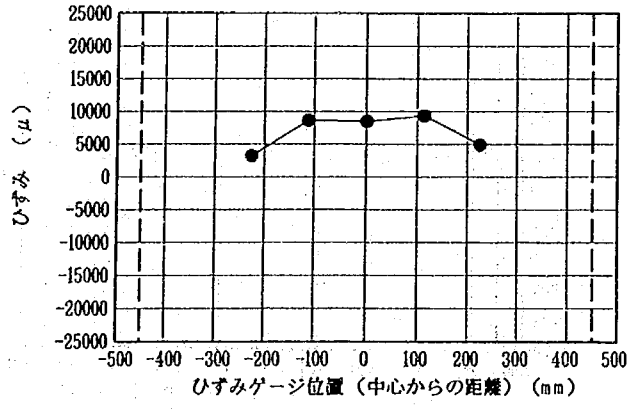
(a) フランジ（A面）



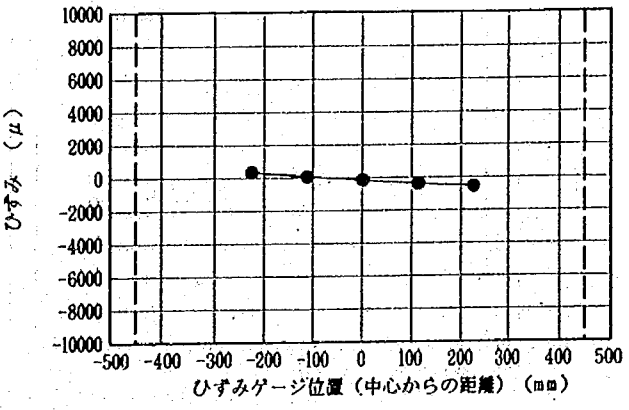
(a) フランジ（A面）



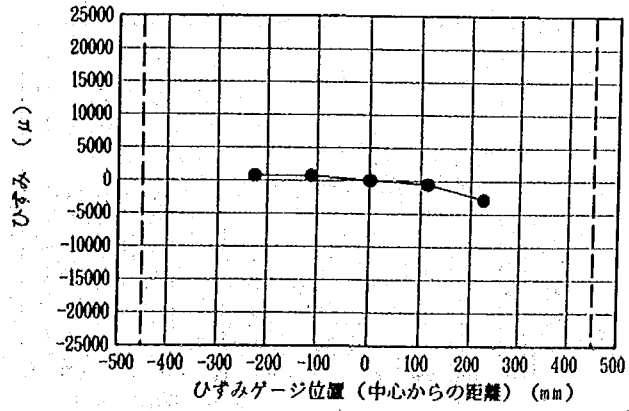
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

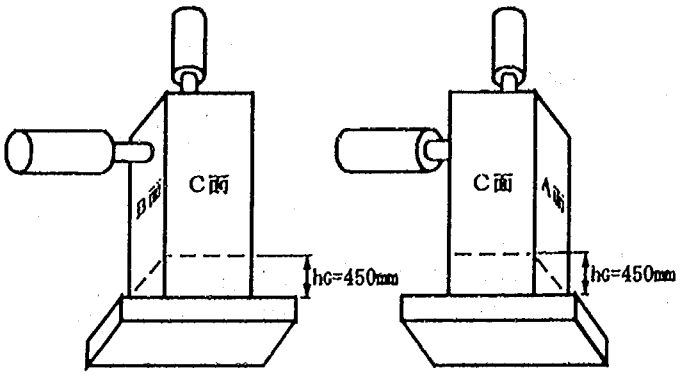


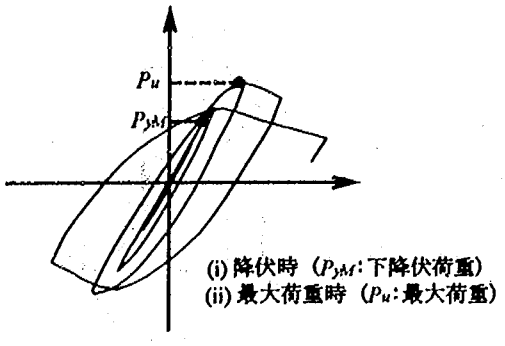
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

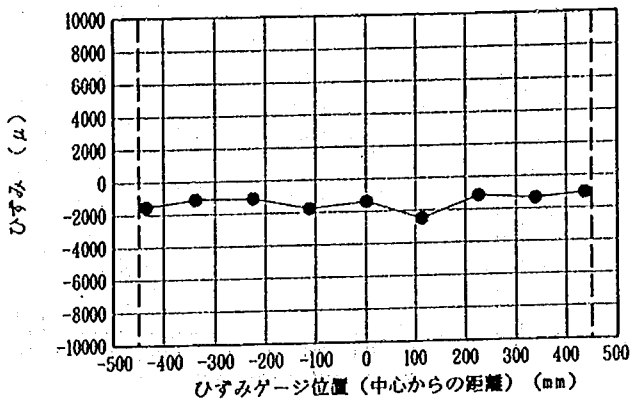


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

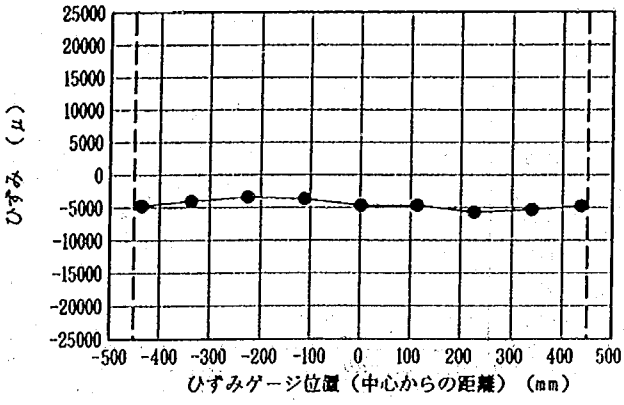
図-3.1.10(17) ひずみ分布(No.25) (h_c=450mm)



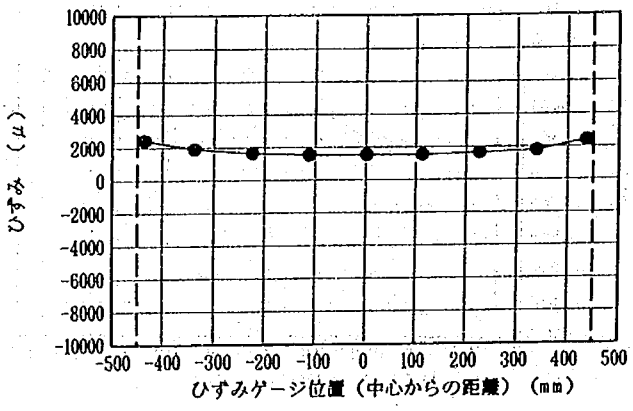




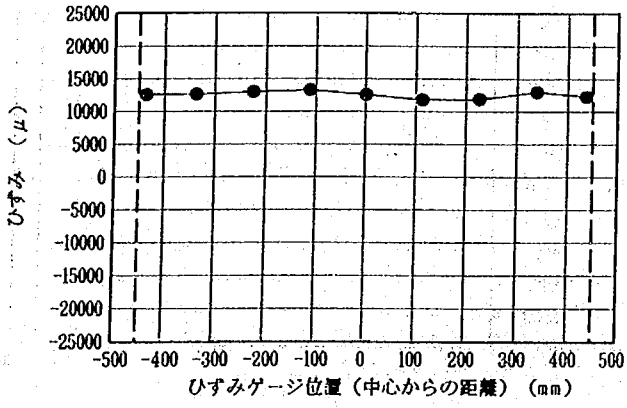
(a) フランジ（A面）



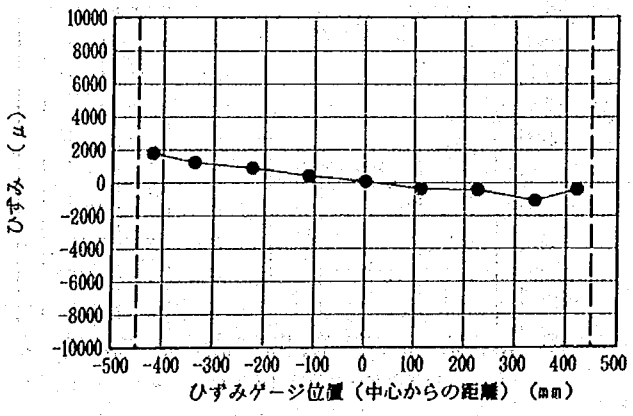
(a) フランジ（A面）



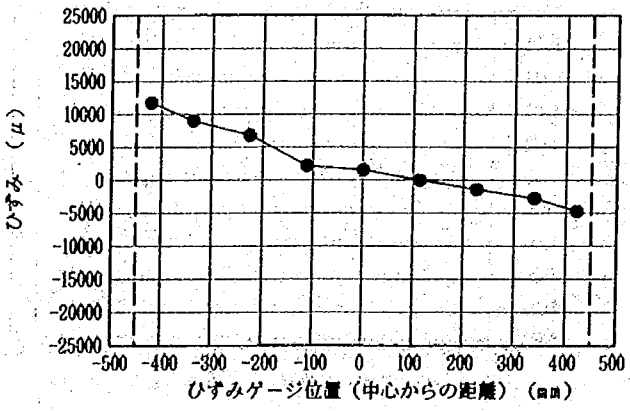
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

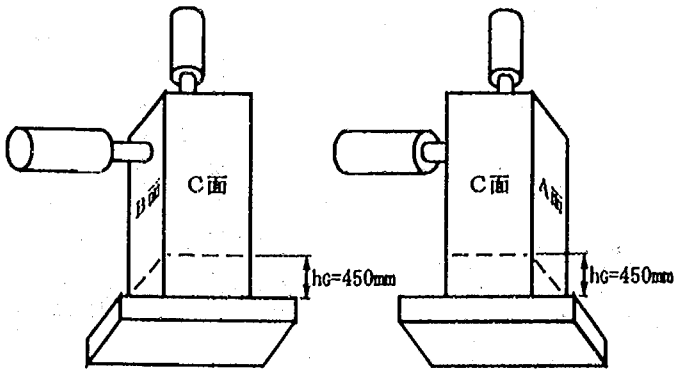


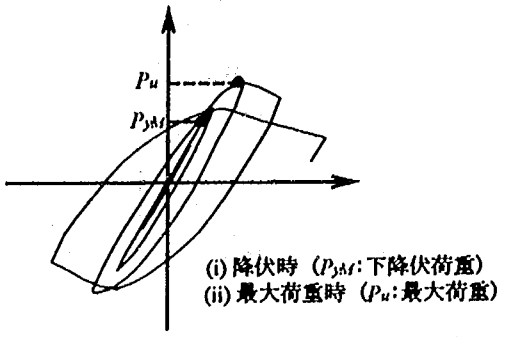
(c) ウェブ（C面）
(i) 降伏時

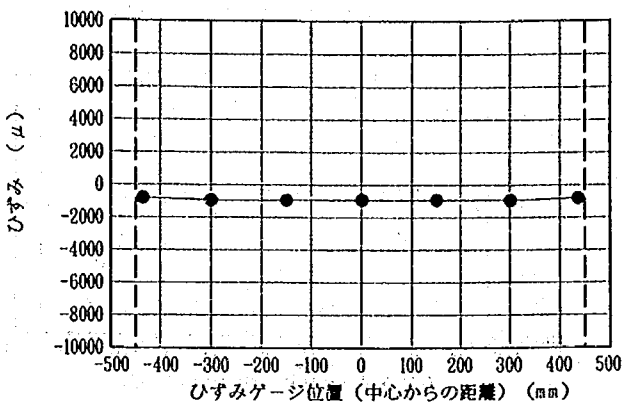


(c) ウェブ（C面）
(ii) 最大荷重時

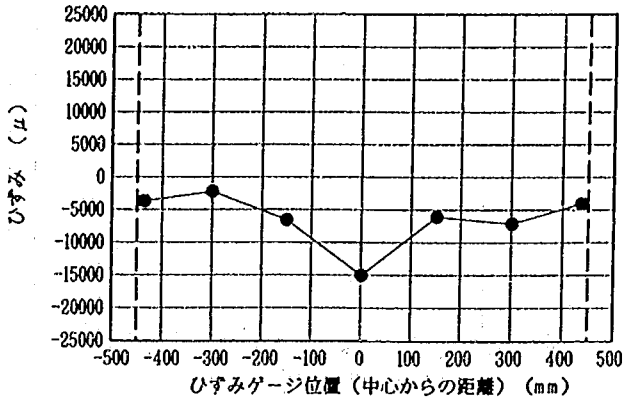
図-3.1.10(18) ひずみ分布(No.26)（hc=450mm）



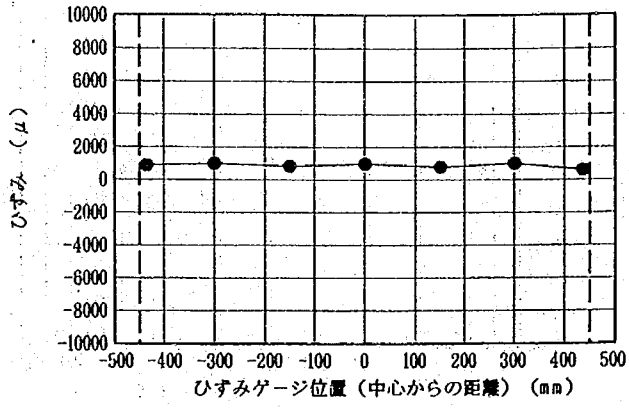




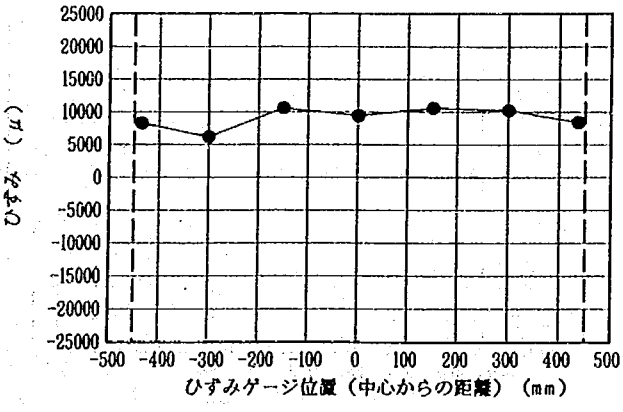
(a) フランジ（A面）



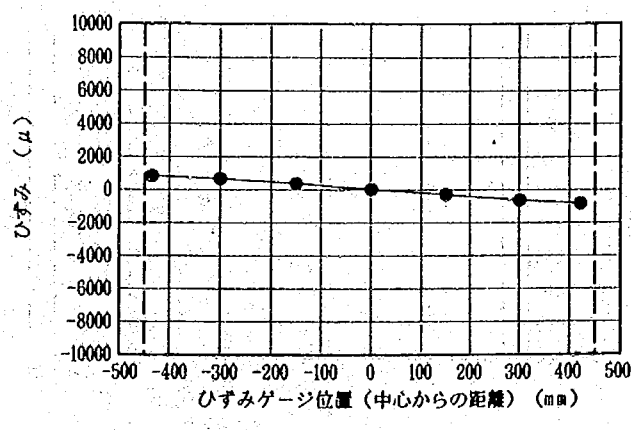
(a) フランジ（A面）



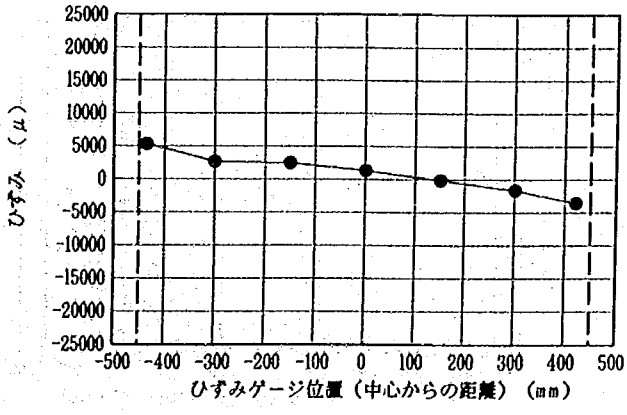
(b) フランジ（B面）



(b) フランジ（B面）

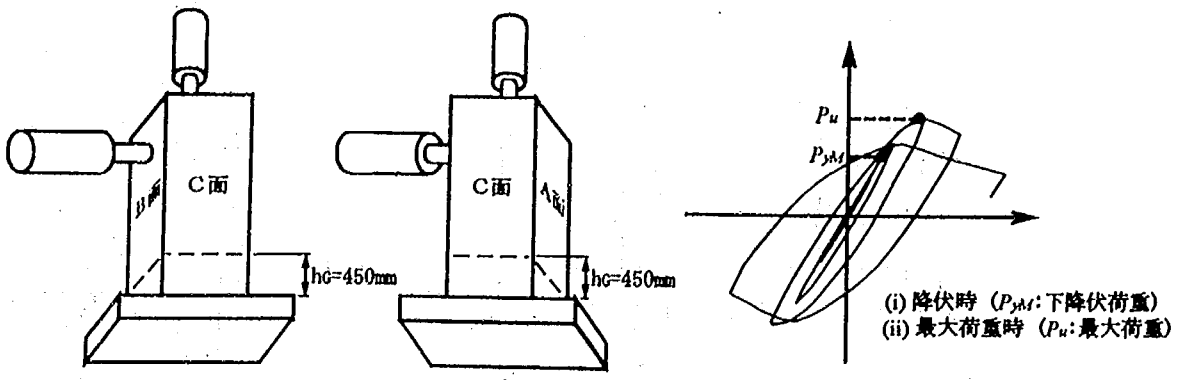


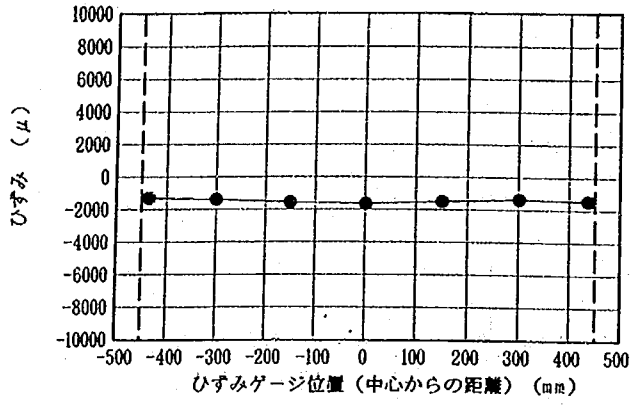
(c) ウ ェ ブ（C面）
(i) 降 伏 時



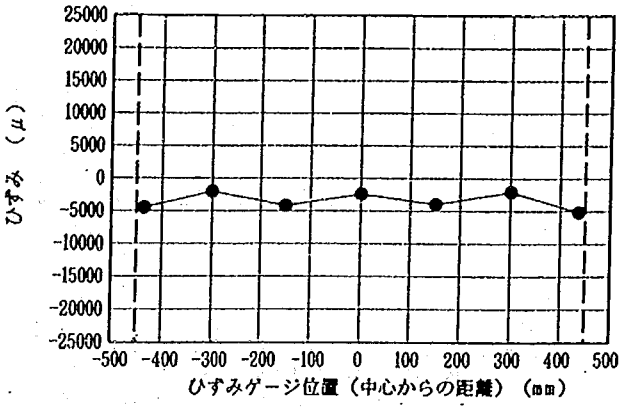
(c) ウ ェ ブ（C面）
(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(19) ひずみ分布(No.27) (h_c=450mm)

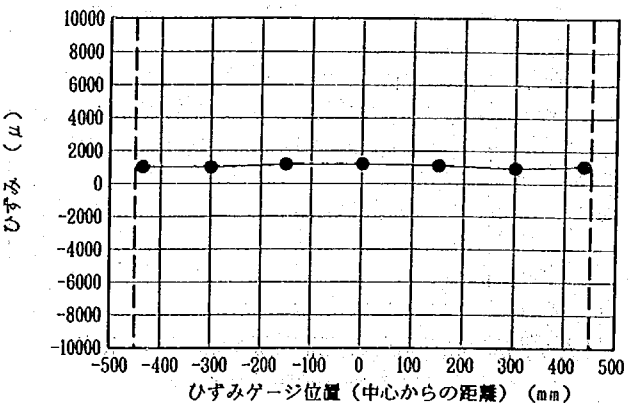




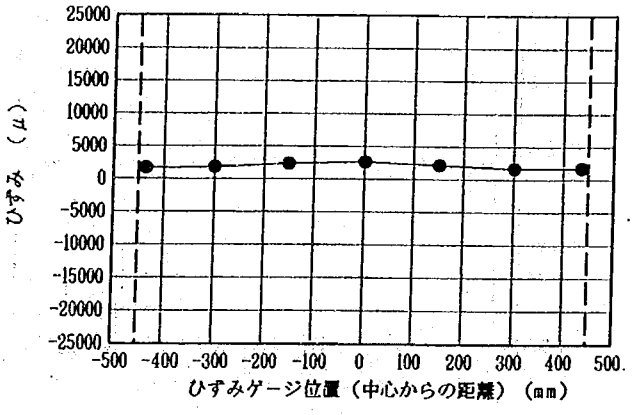
(a) フランジ（A面）



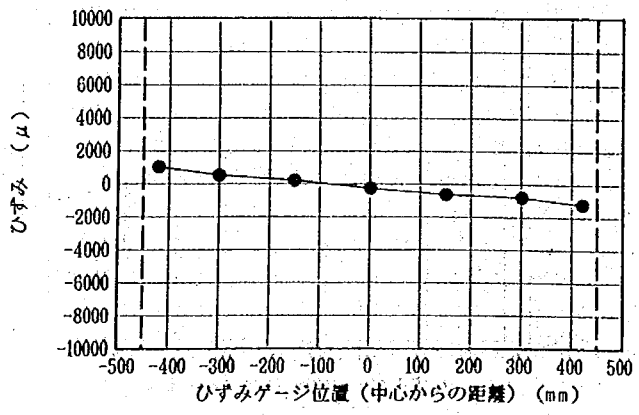
(a) フランジ（A面）



(b) フランジ（B面）

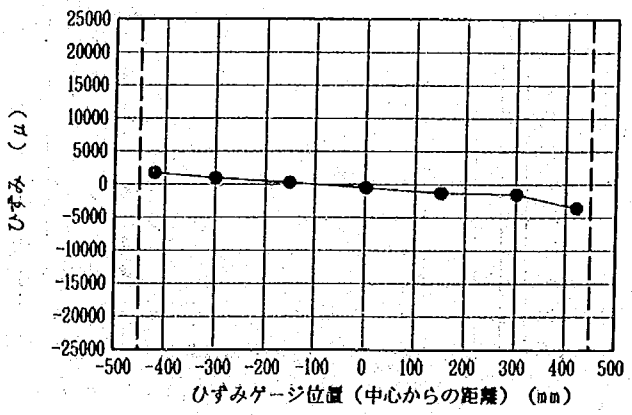


(b) フランジ（B面）



(c) ウ ェ ブ（C面）

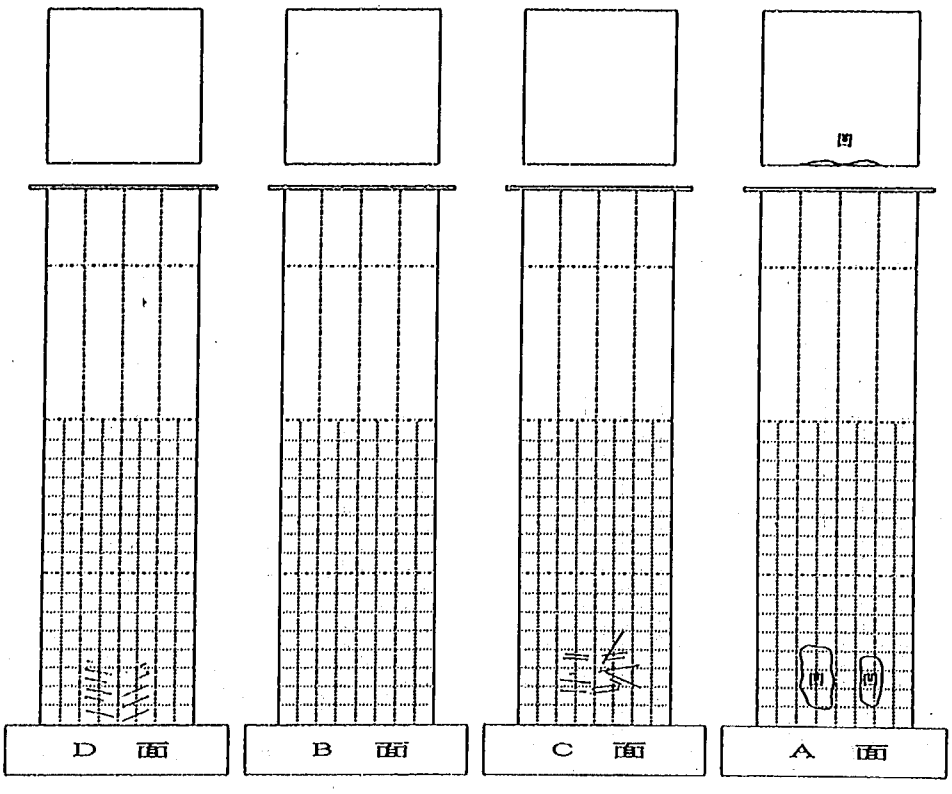
(i) 降　伏　時



(c) ウ ェ ブ（C面）

(ii) 最大荷重時

図-3.1.10(20)　ひずみ分布(No.28)　(hc=450mm)



(a) 外面

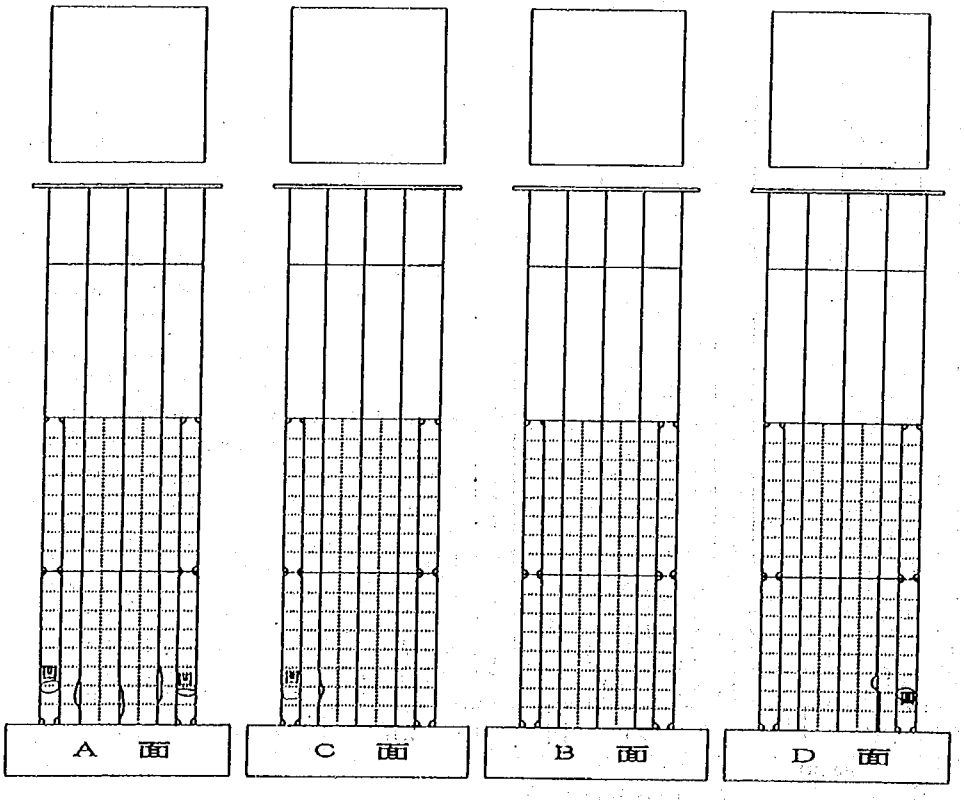
4 δ y

目標変位　60.00mm
水平荷重　152.6ton

A面側の垂直補剛材間のパネルが内面に凹んできたのが視認できるようになりその部分の黒皮が一層浮き上がってきた。

B面は－3 δ y時と目視では大差なく垂直補剛材間の黒皮が浮き上がっている程度である。

C，D面では黒皮のひび割れが僅かに傾きを見せてきたと同時に剥離の度合いが大きくなってきた。



(b) 内面

4 δ y

目標変位　60.00mm
水平荷重　152.6ton

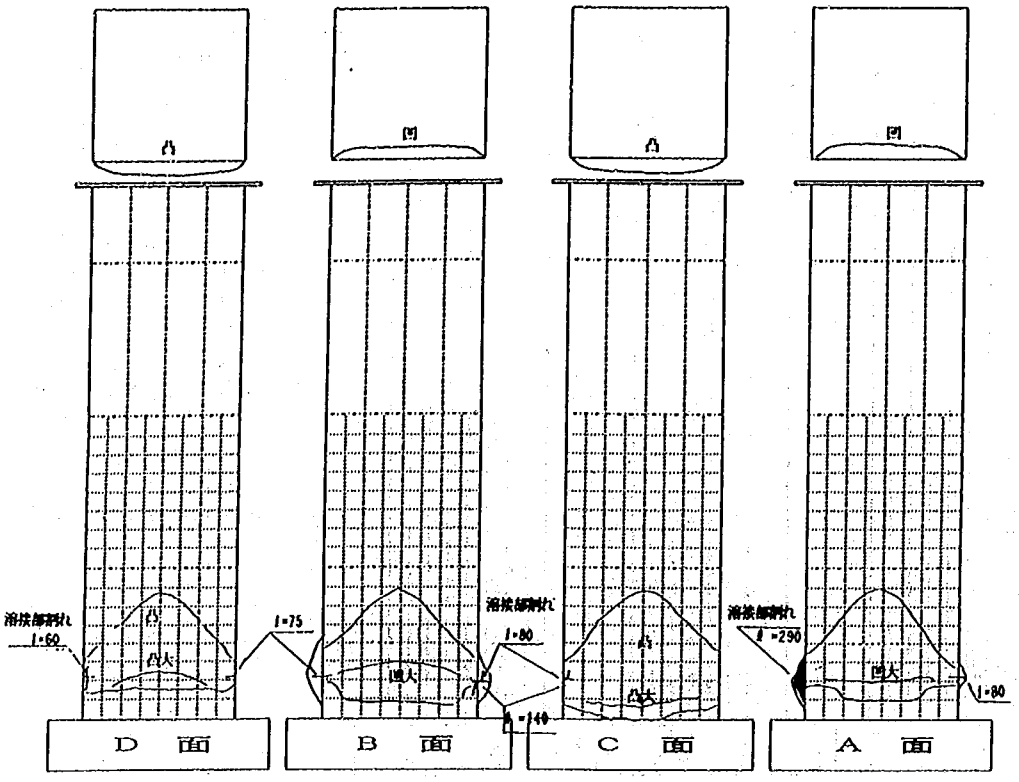
A面が圧縮されてコーナー補強材の基部から20～25cmの部分で凹みが発現した。

さらに垂直補剛材の基部寄り10～25cm間で3本ともコバ面が曲がってきたのが明瞭に視認された。

C面およびD面のA面寄りの垂直補剛材のコバ面も同様に曲がってきた。

(i) 最大荷重を超えた点（＋4 δ_y）

図-3.1.11(1) 供試体の変形（No. 10）



9δy

目標変位	135.00mm
水平荷重	6.1ton

各面、各部とも極めて大きな変形と損傷を受ける。

A面ではC面との角部の溶接部割れは290mm にもおよんだ。

D面寄りの亀裂は全長80mmに進展した。

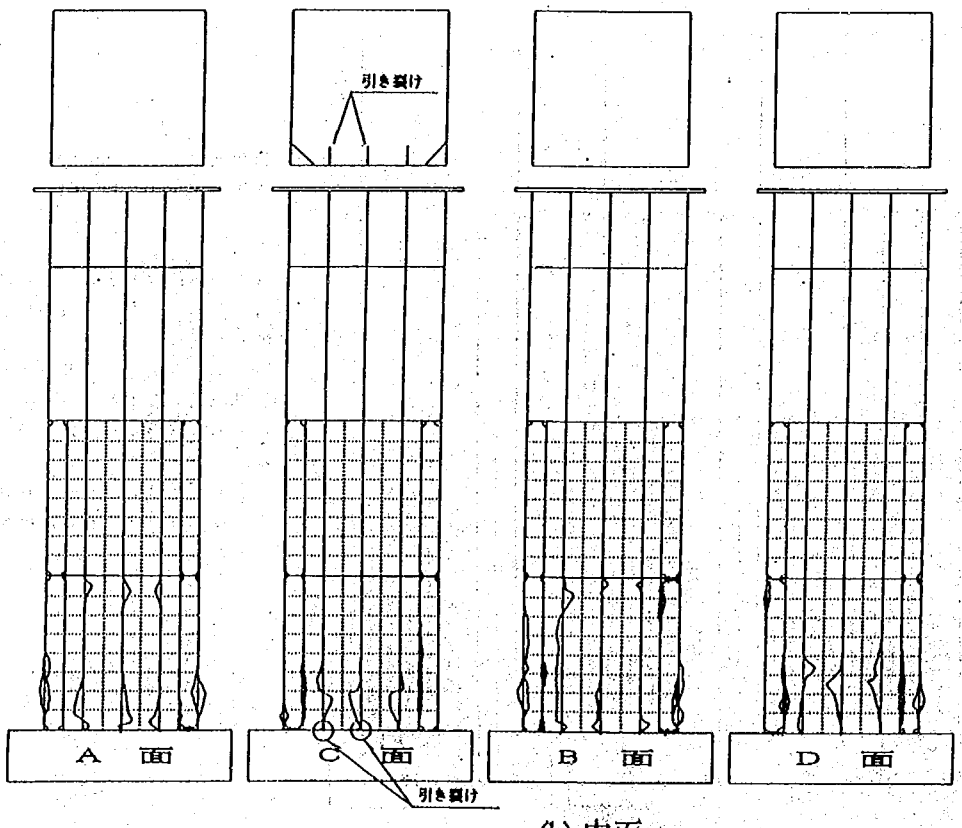
凹みは12cmを最大に基部から23cm付近で大きく曲げられている。

B面もA面同様極端な変形をしていてC面寄り亀裂は全長140mm、D面寄り亀裂は全長75mmとなった。

C面では基部から10cmをピークに紙を折り曲げたように鋭角的な変形をしている。

D面では30cmあたりをピークに同様な変形をしている。

(a) 外面



9δy

目標変位	135.00mm
水平荷重	6.1ton

A面では垂直補剛材がパネルと平行になるほど曲がっている。

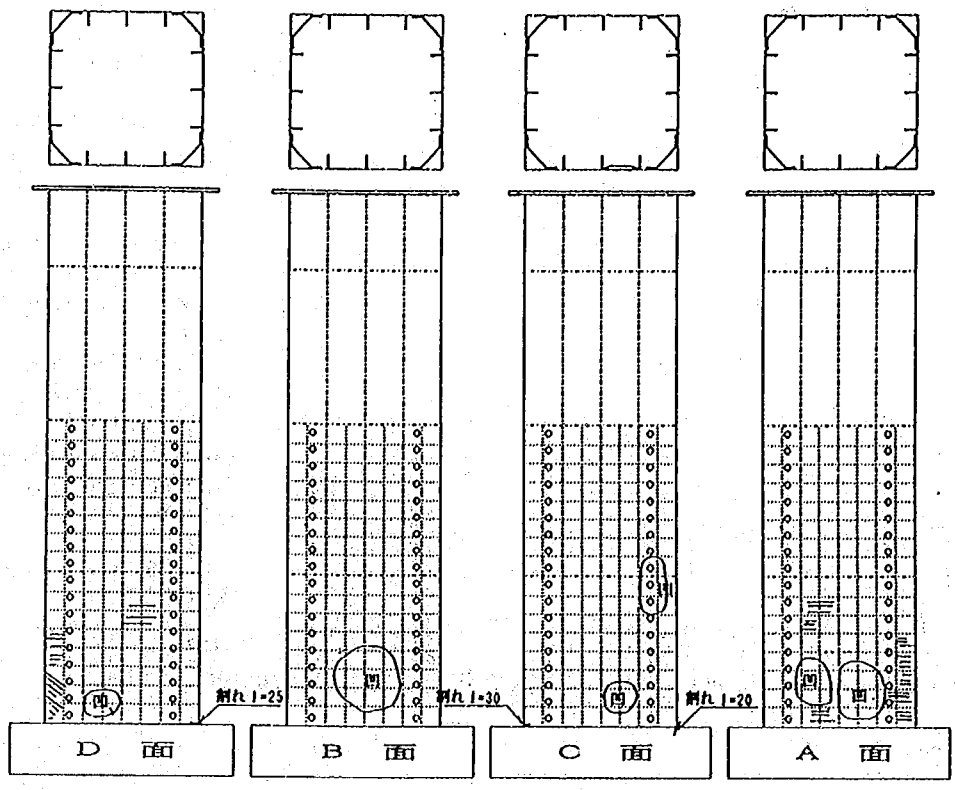
C面の垂直補剛材が基部プレートとの交差部でスカーラップに阻まれて横倒れができずにコバ面側から1/3 幅程裂けている。

他の面でも変形が著しくパネルの大変形部では補剛材も局部的に45° くらいに傾いている。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近 (+9 δ_y)

図-3.1.11(1) 供試体の変形 (No. 10)

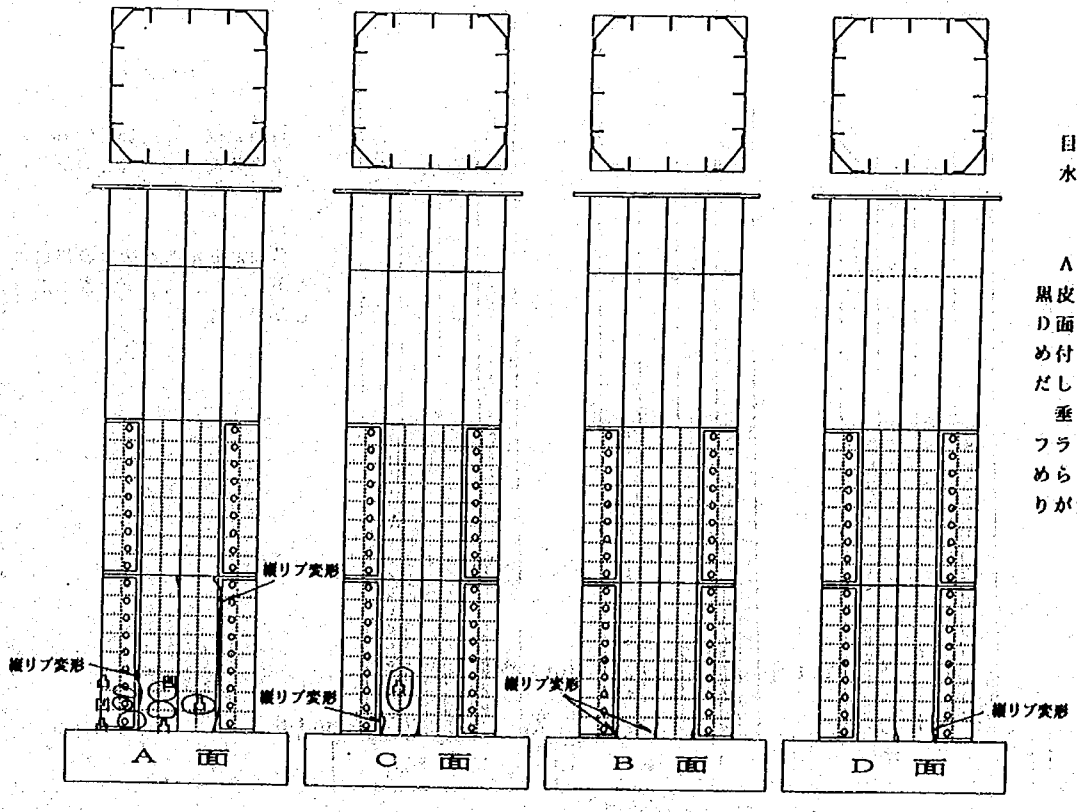


5 δ y

目標変位　75.00mm
水平荷重　151.3ton

A面が基部から45cmの範囲で凹み、凹みの基部寄り部分は黒皮が剥落して黒い地肌が現れた。
B面はコーナー補強材部分以外のパネル45cmまでの範囲でごく僅かに凹みが残っている。
C面、D面のA面寄りの部分で少し凹んできた。
また、C面のA面寄り1段目ダイアフラムを挟んで上下のコーナー補強材締め付けボルト付近が少し凹んできたほか、A－C面角部の付根付近でビード横割れが発生した。

(a) 外面



5 δ y

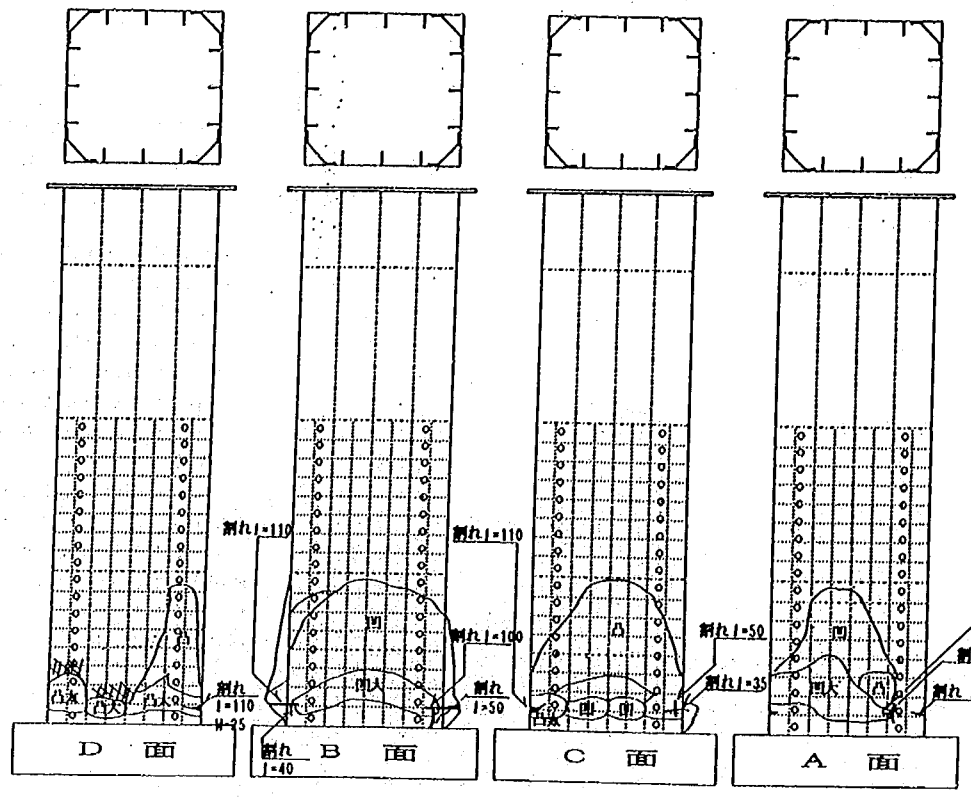
目標変位　75.00mm
水平荷重　151.3ton

A面が圧縮されて基部付近の黒皮が剥落しだした。
D面寄りのコーナー補強材の締め付けボルト周辺が若干波打ちだした。
垂直補剛材が1段目のダイアフラムとの交差部でも曲りが認められ特にC面側の補剛材の曲りが大きい。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点（＋5 δ y）

図-3.1.11(2)　供試体の変形（No. 11）



１０δｙ

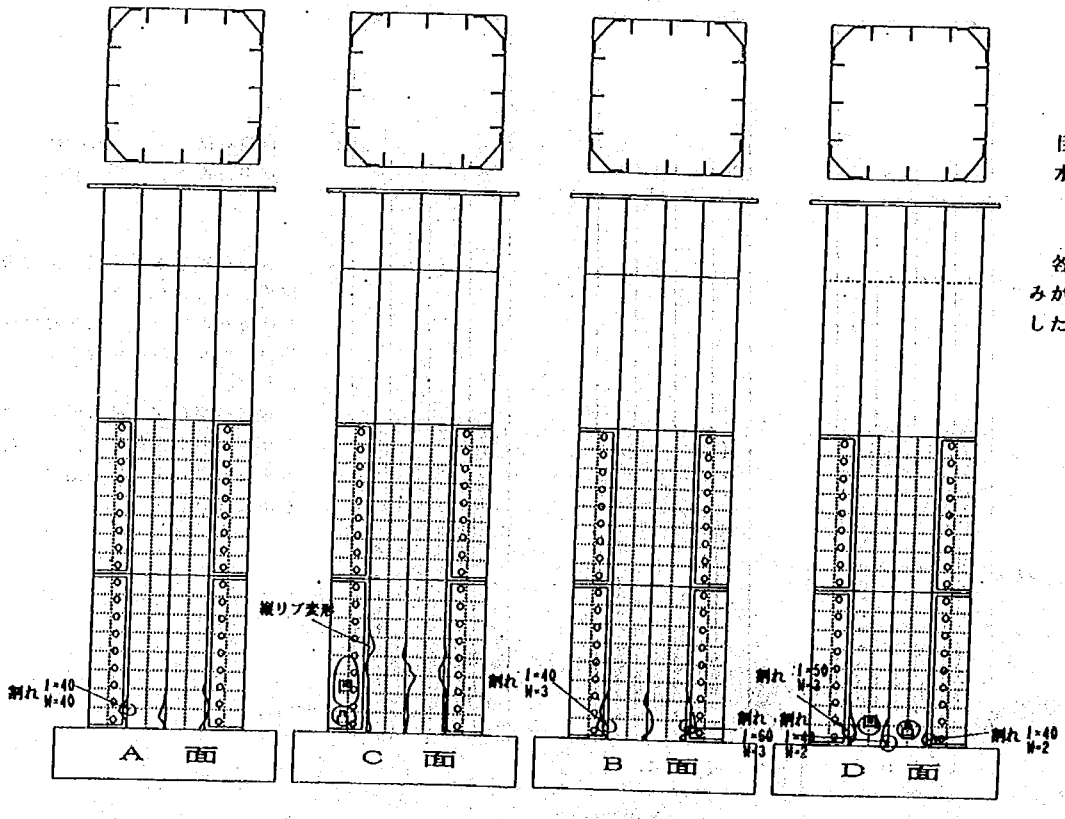
目標変位　150.00mm
水平荷重　33.6ton

Ａ面は－９δｙで発生したパネルの軸方向亀裂が25mmに進展し付根の座屈部の起伏が極端になった。

Ｂ面は左右対称で25cm付近をピークに大きく凹んでいる。

Ｃ，Ｄ面は付根部から10～15cmの角部の膨らみが極端でその部分の亀裂が20～25mmもの開口をしている。

(a) 外面



１０δｙ

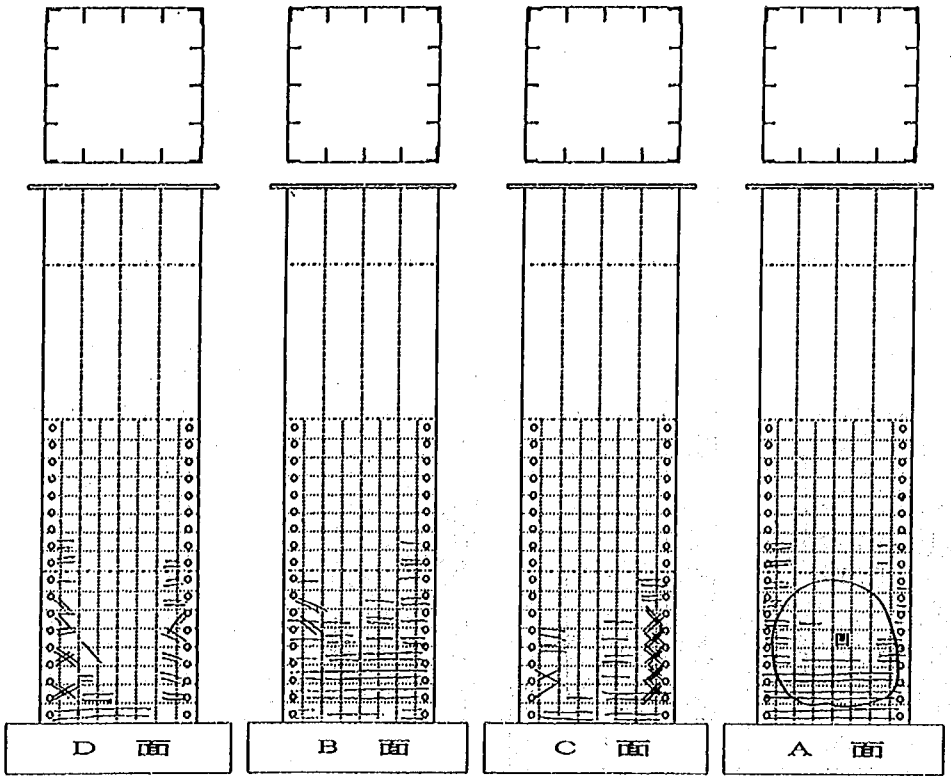
目標変位　150.00mm
水平荷重　33.6ton

各面とも基部近傍での損傷のみが拡大し、亀裂が大きく進展した。

(b) 内面

(ii)　実験終了時付近（＋10δｙ）

図-3.1.11(2)　供試体の変形（No. 11）



4 δ y

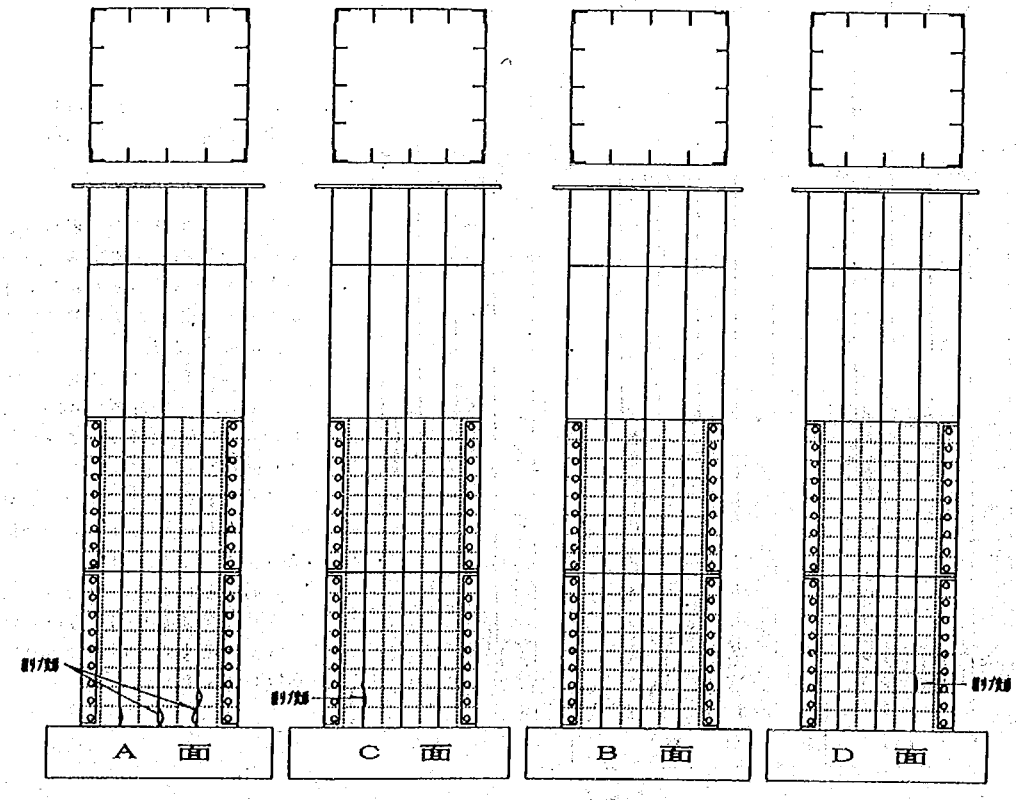
目標変位　60.00㎜
水平荷重　147.7ton

A面垂直補剛材間のパネルに目で確認できる程の凹みが現れた。黒皮のひび割れは第1パネル全体に広がった。

B面は第1パネル全体に黒皮のひび割れが広がった。

C D面は共に基部付近とボルト付近に黒皮のひび割れが出てきた。ボルト付近では斜め方向にひび割れが出ている。

(a) 外面



4 δ y

目標変位　60.00㎜
水平荷重　147.7ton

A面が圧縮されて全体的に内面にせり出してきた。

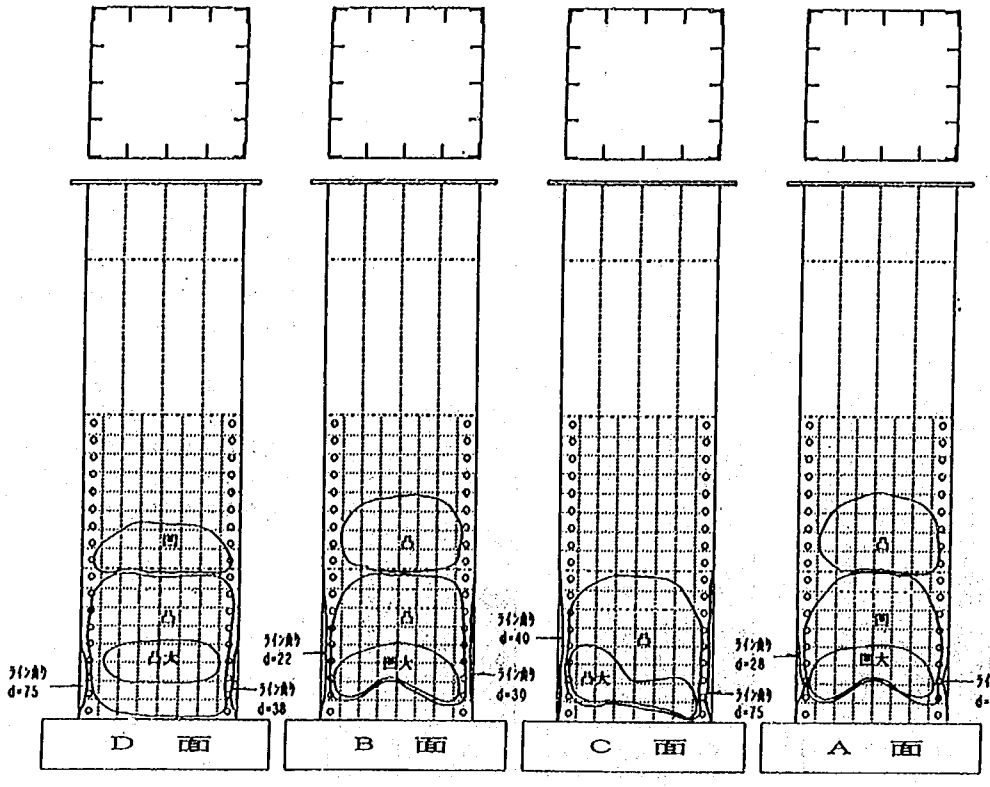
垂直補剛材が3本とも10～20㎝の間でS字またはくの字形に曲がってきた。

C面とD面のA面寄り垂直補剛材も15～25㎝と比較的基部から離れた部分で曲り始めた。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点 (+ 4 δ_y)

図-3.1.11(3) 供試体の変形 (No. 12)

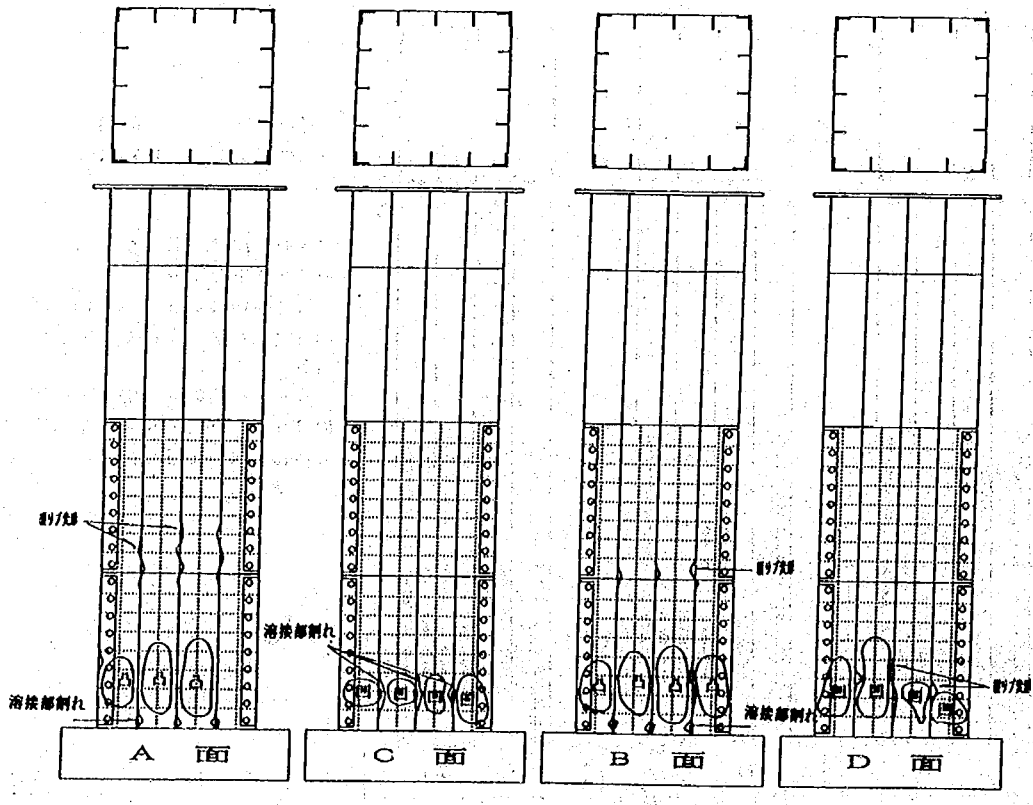


8δy

目標変位　120.00mm
水平荷重　19.6ton

A面は第2パネル下部から中央付近まで僅かに膨らんだ。
B面もA面同様の変形をしている。
CD面第1パネルの変形は少し進んだ程度である。
D面の第2パネル下部は少し凹み、D－A，D－B面角部もパネル中央付近まで変形している。

(a) 外面



8δy

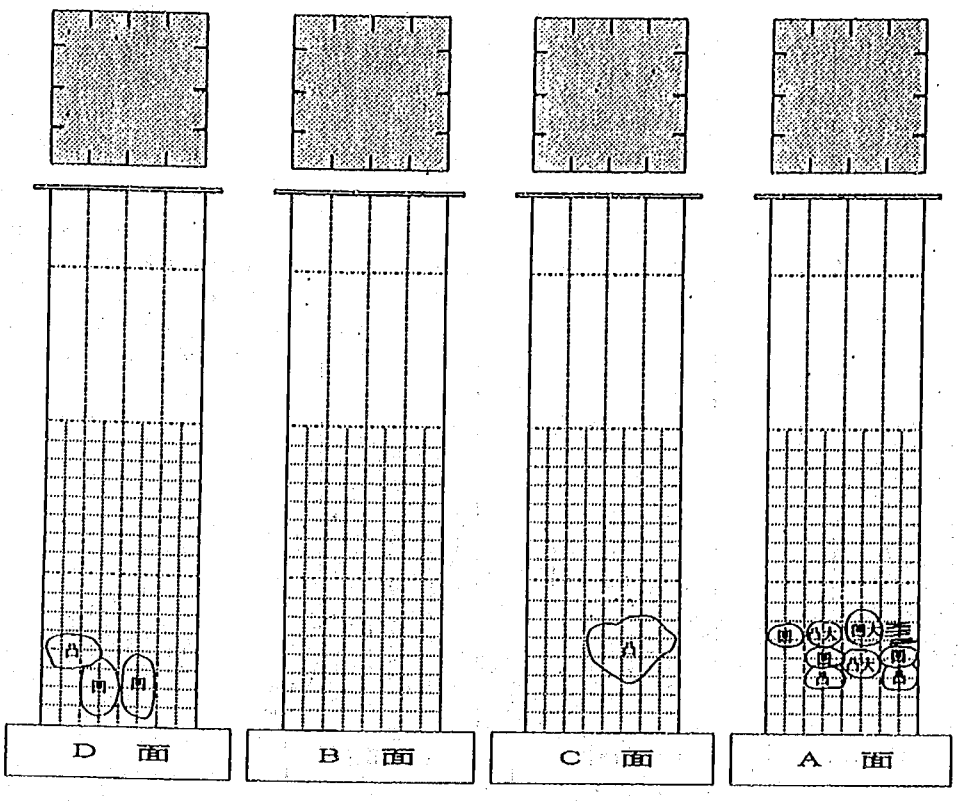
目標変位　120.00mm
水平荷重　77.1ton

A面の基部近くの変形が著しくなりD面側の垂直補剛材の基部直近で変形に追従しきれず3本ともパネルとの溶接部分に長さ30mmの亀裂が生じた。
B面も同様に垂直補剛材3本とパネルの溶接部が長さ30mmにわたって引き千切られてコバ面はC面側へ倒れてきた。
C面では基部から23cm辺でやはり変形に追従できずに30mm長の亀裂が発生している。
D面は基部から25～35cmの辺できわめて大きな曲り方を強いられているものの亀裂にまでは進展していない。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋8 δ_y）

図-3.1.11(3) 供試体の変形 (No. 12)

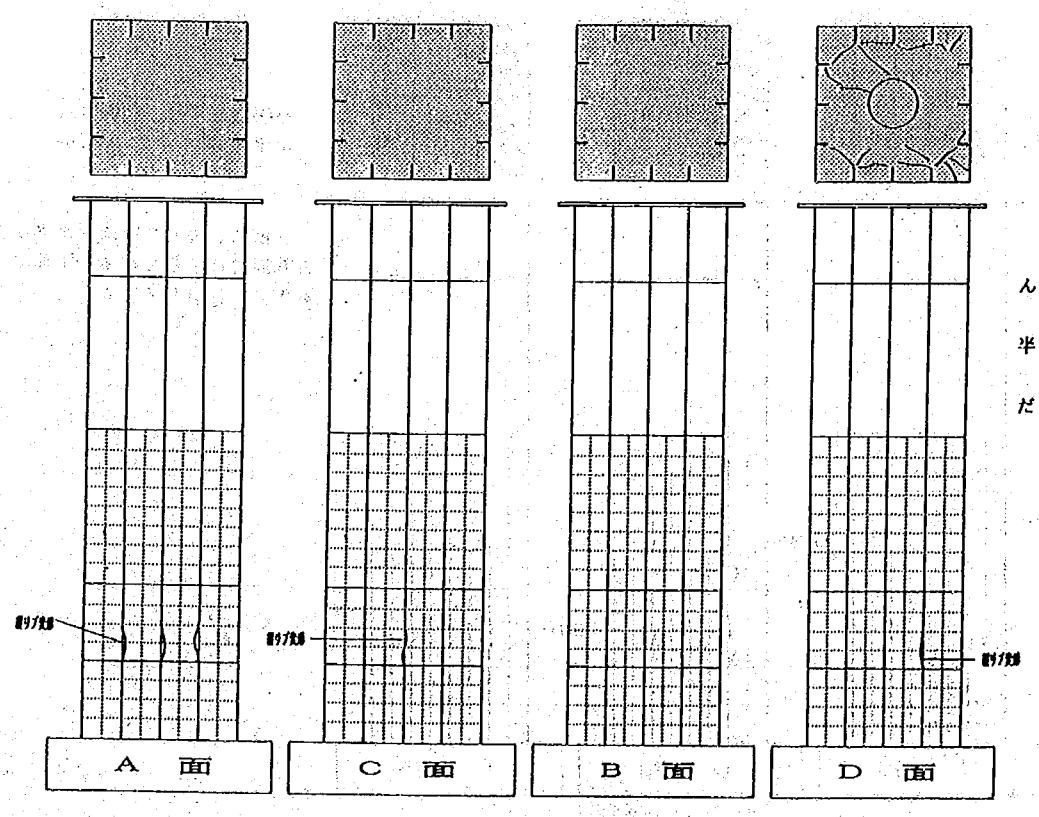


5 δ y

目標変位　75.00mm
水平荷重　144.3ton

A面第1パネル中央付近で凹凸が増えてきた。
B面の凹凸は確認できない。
C面第1パネル中央付近で僅かに膨らみが確認できるようになった。
D面では第1パネルのコンクリートが充填されている部分で縦リブを挟んで僅かに凹みが見られる。

(a) 外面



5 δ y

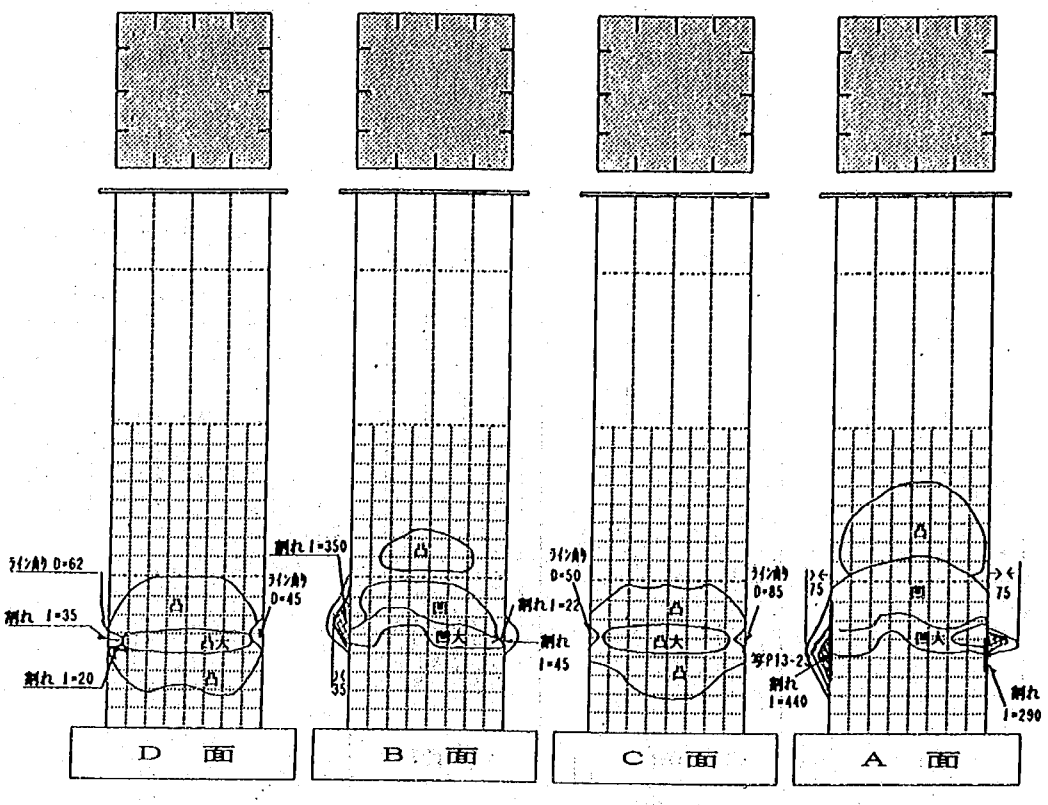
目標変位　75.00mm
水平荷重　144.3ton

コンクリート上面の割れは進んでいる。
A面第1パネルの縦リブは大半が変形している。
CD面も縦リブの変形が進んだが、A面程ではない。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点 (+5 δ_y)

図-3.1.11(4) 供試体の変形 (No. 13)

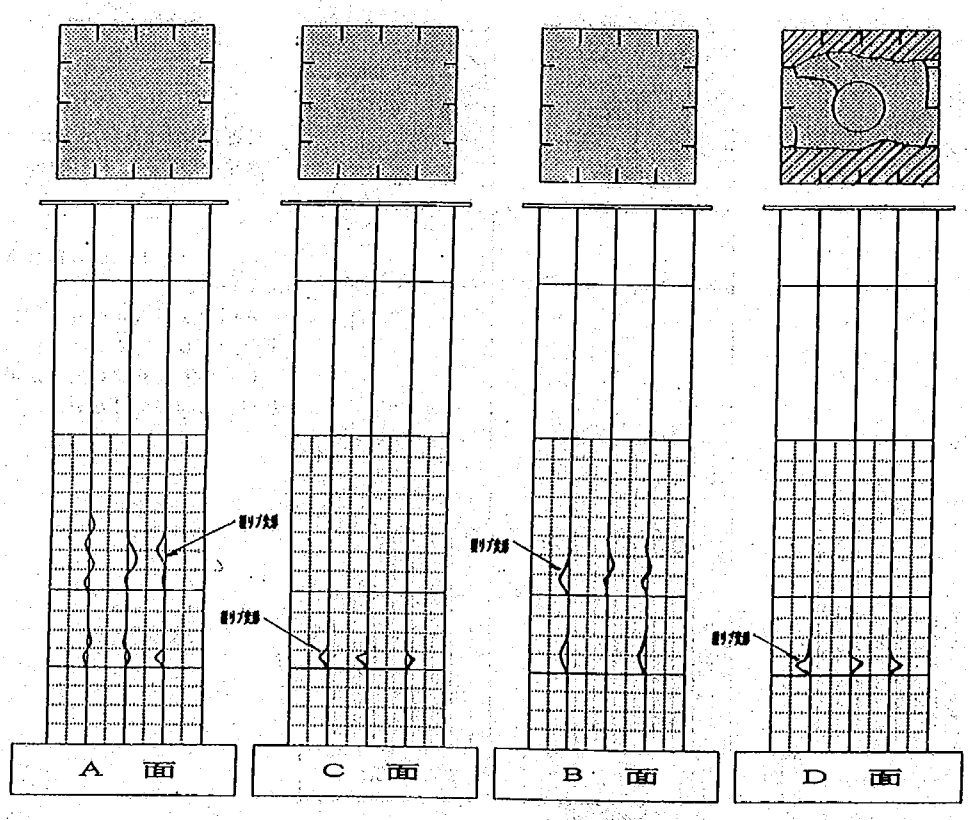


8δy

目標変位　120.00mm
水平荷重　5.2ton

A－C面角部の割れは長さ440mmまで広がり、第2パネルの膨らみも大きくなった。
C面は第1パネル中段付近両端の割れが広がった。

(a) 外面



8δy

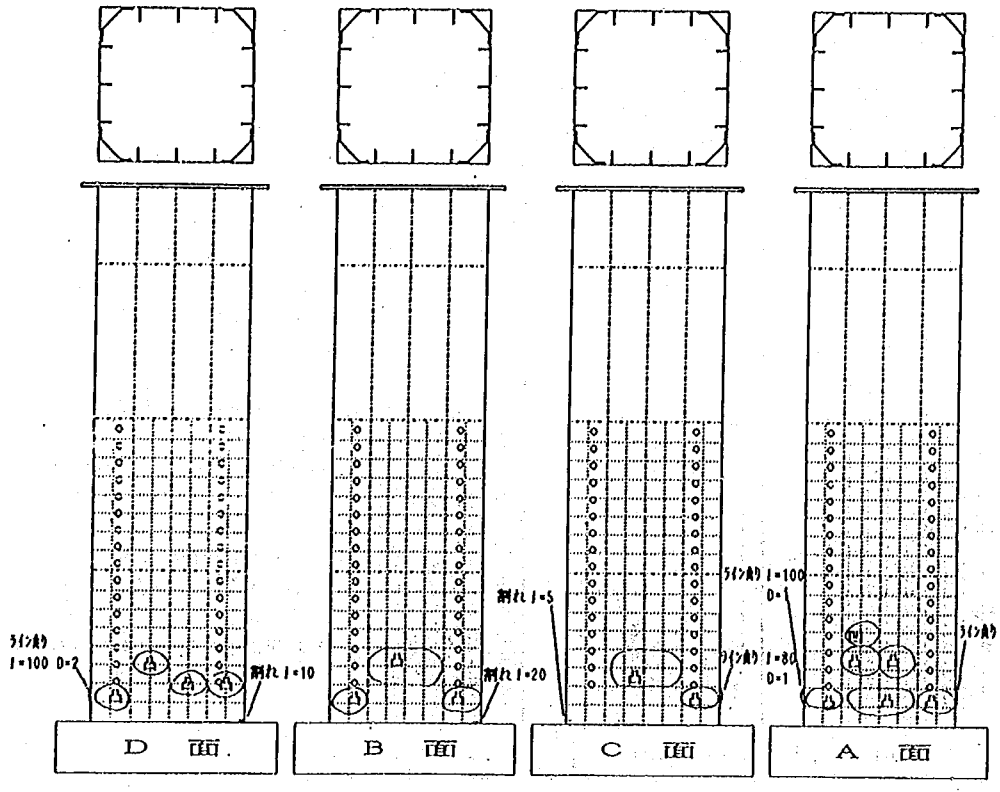
目標変位　120.00mm
水平荷重　5.2ton

4面共、縦リブの変形が進み、AB面では、第2パネル下部でも大きく変形している。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近 (+8δy)

図-3.1.11(4) 供試体の変形 (No. 13)



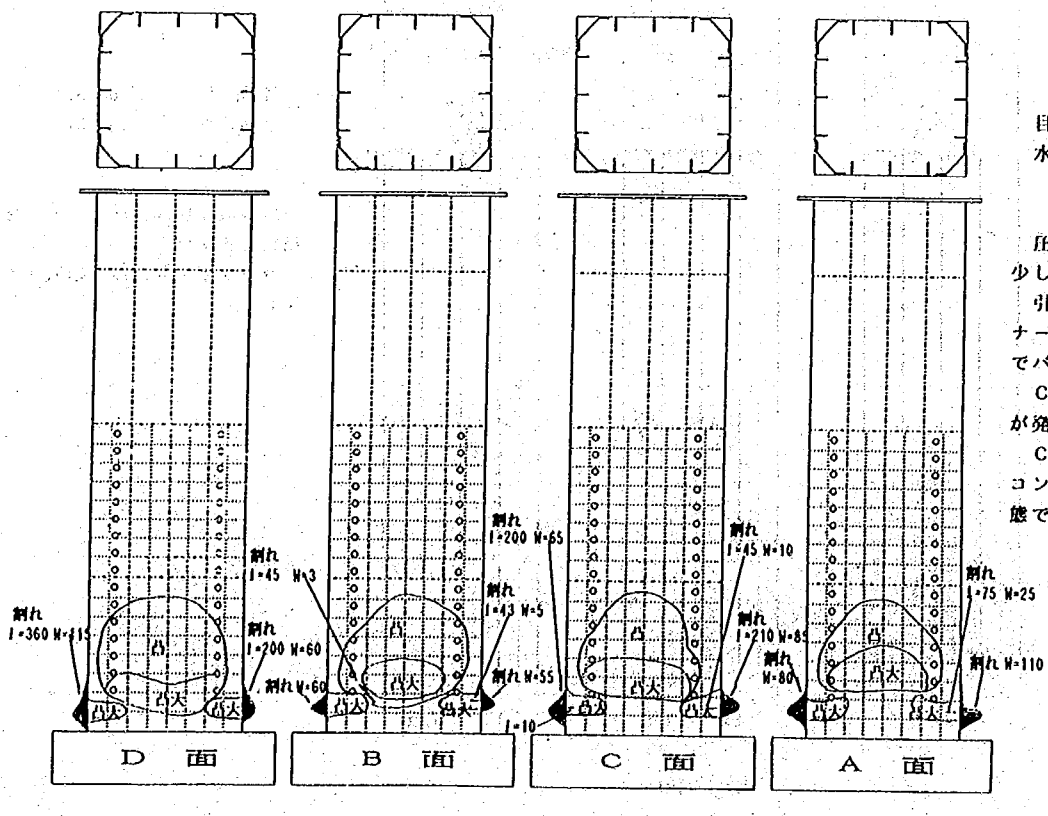
6 δ y

目標変位　78.00mm
水平荷重　152.3ton

圧縮側A面ではパネルの変形に伴い、基部付近の両角部ではラインの変形がはっきりしてきた。

引張側B面基部付近とD面の引張側基部付近の割れは僅かに伸びている。

(i) 最大荷重を超えた点（＋6 δ$_y$）



10 δ y

目標変位　130.00mm
水平荷重　23.1ton

圧縮側A面の周方向の割れは少し伸びた。

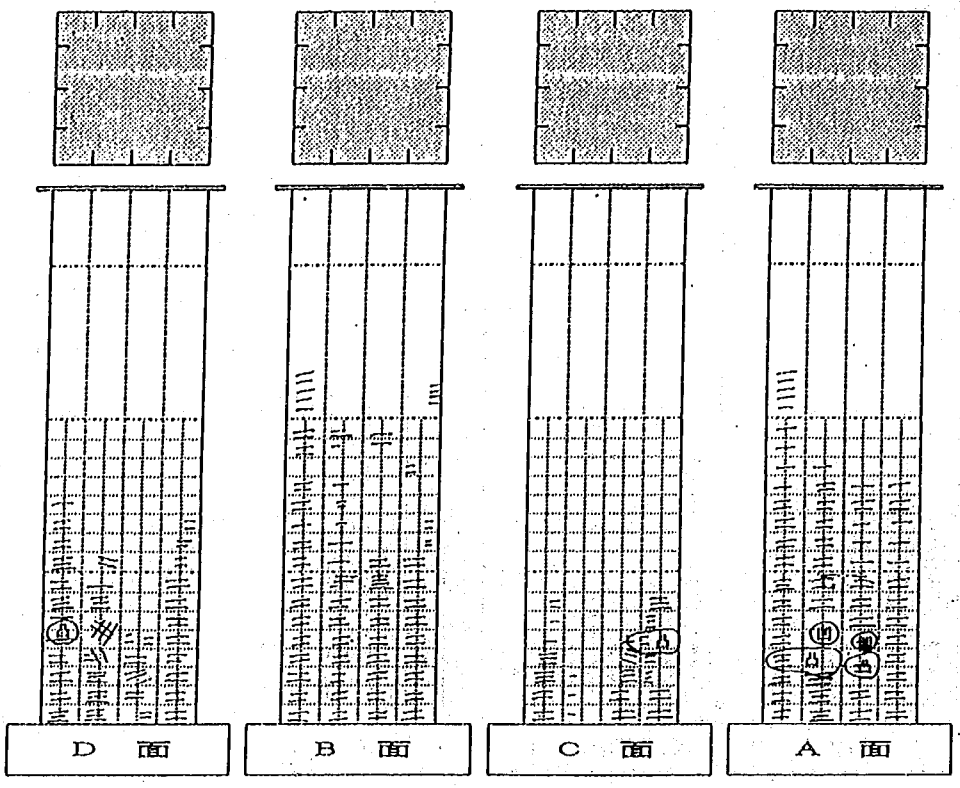
引張側B面ではD面側のコーナー補強材取り付けボルト付近でパネルに割れが発生した。

C面の両端でも周方向の割れが発生した。

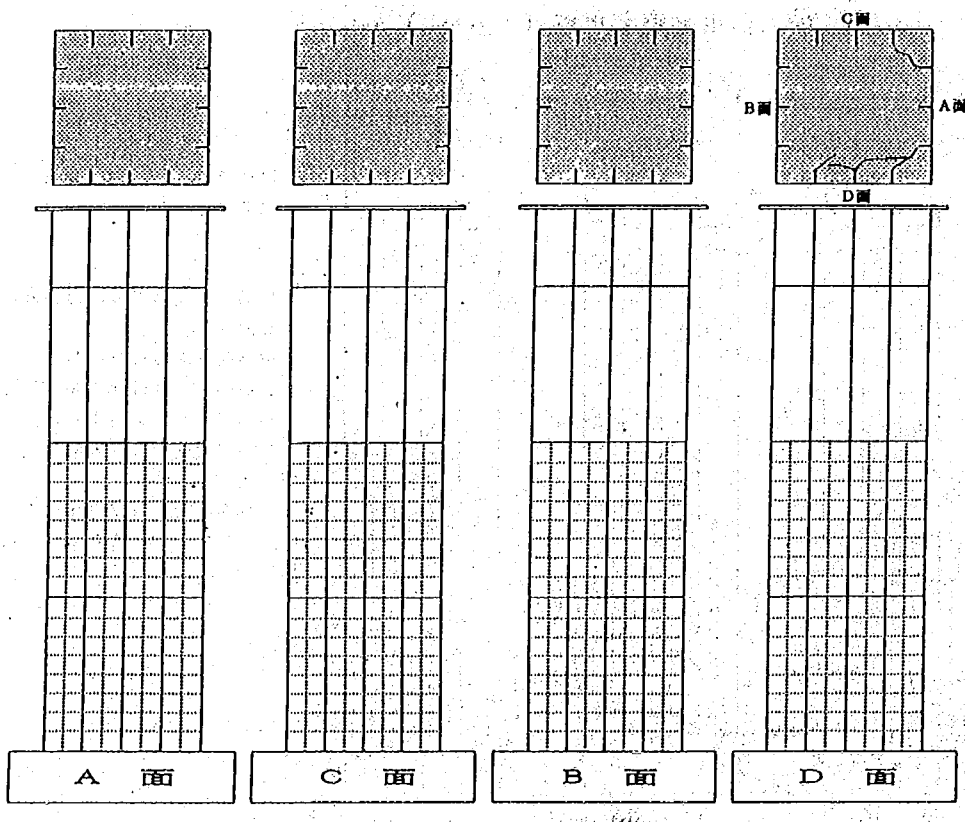
CD面の割れの開口部は広く、コンクリート片が落ちてくる状態である。

(ii) 実験終了時付近（＋10 δ$_y$）

図-3.1.11(5)　供試体の変形（No. 14）（外面）



(a) 外面



(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点（＋４δｙ）

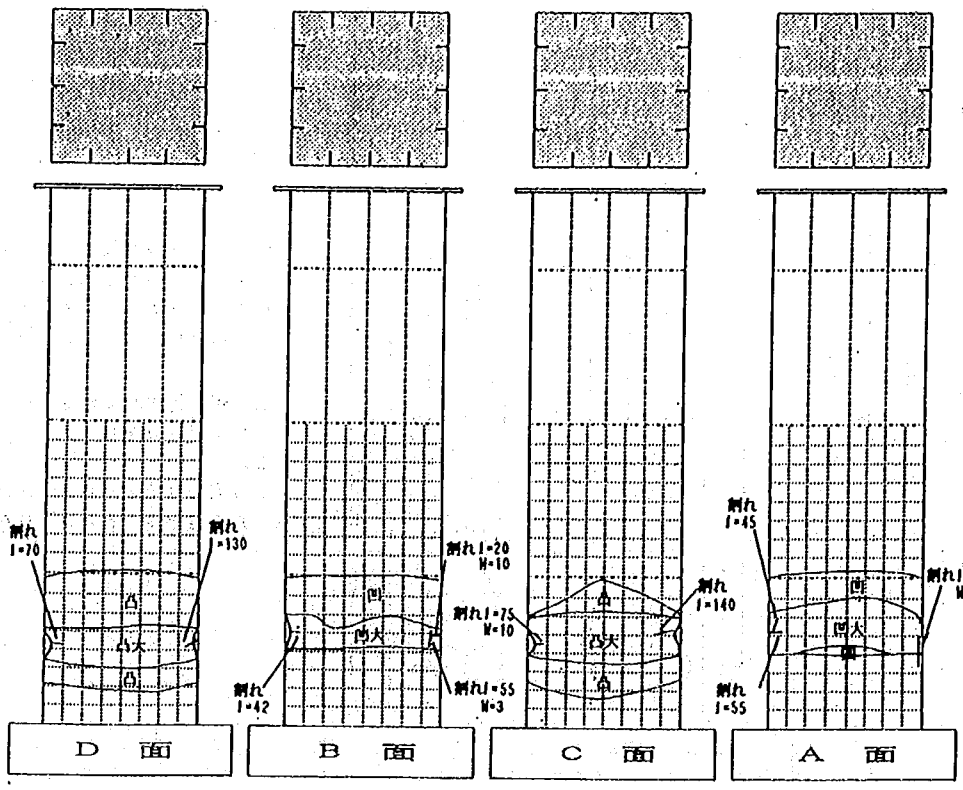
	４δｙ
目標変位	60.50mm
水平荷重	155.6ton

圧縮側Ａ面ではコンクリートの打設面を境に凹凸が見られる。
黒皮のひび割れは第３パネル（２枚目のダイアフラムから38cm）まで広がった。
引張側Ｂ面のパネルの膨みは元に戻った。また、黒皮のひび割れは第３パネル（２枚目のダイアフラムから35cm）まで広がった。
ＣＤ面の圧縮側でもコンクリート打設面の上方でパネルの膨らみが見られる。また、一部斜めに黒皮のひび割れが見られる。

	４δｙ
目標変位	60.50mm
水平荷重	155.6ton

黒皮のひび割れはモニターで識別できない。
コンクリートのひび割れが発生した。

図-3.1.11(6)　供試体の変形（No.17）



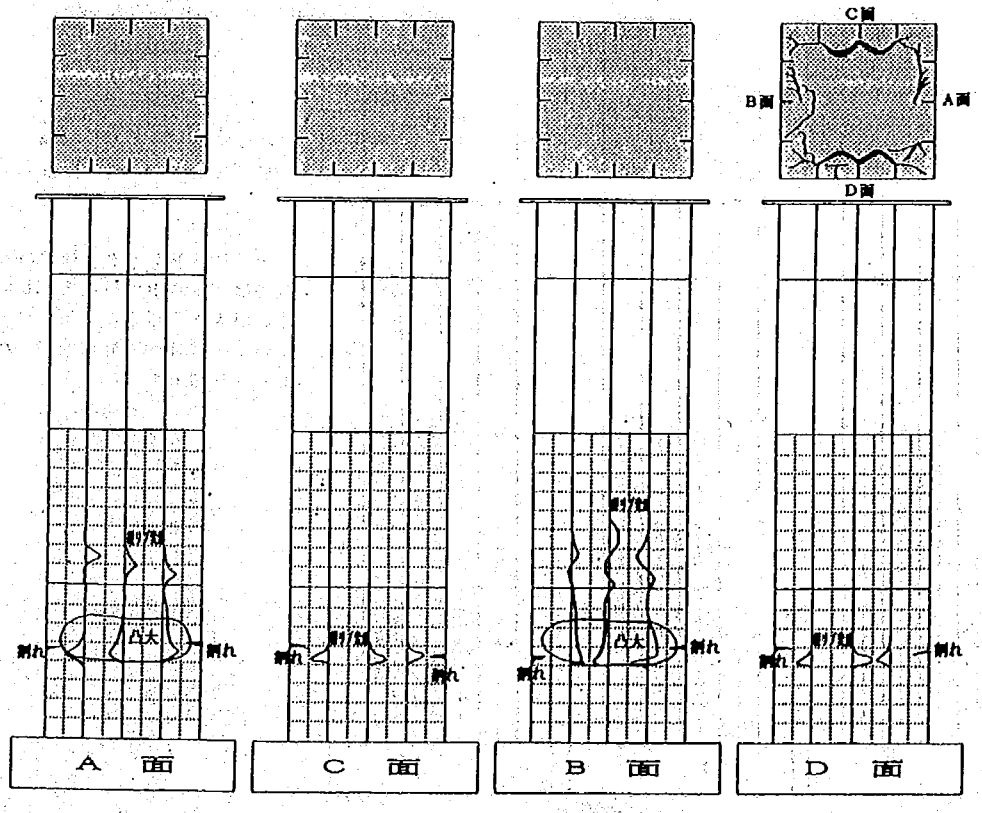
8 δ y

目標変位　120.50mm
水平荷重　18.0ton

圧縮側A面の両端で軸方向に割れが発生し、D面側は穴状に割れて中のコンクリートが見える。

引張側B－C面角部で割れが発生し、引張側ではそれぞれ割れが伸びている。

(a) 外面



8 δ y

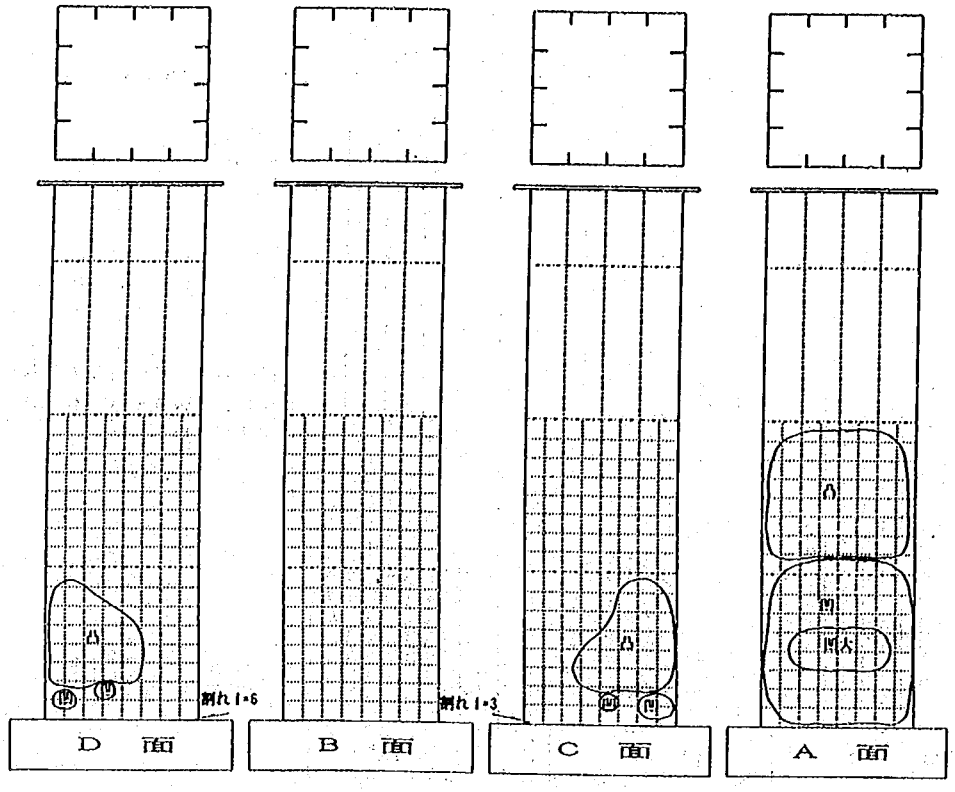
目標変位　120.50mm
水平荷重　18.0ton

4面共、コンクリート打設面付近での繰リブ変形が大きく、AB面ではパネルの膨らみも大きい。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋8 δ$_y$）

図-3.1.11(6)　供試体の変形（No.17）



(a) 外面

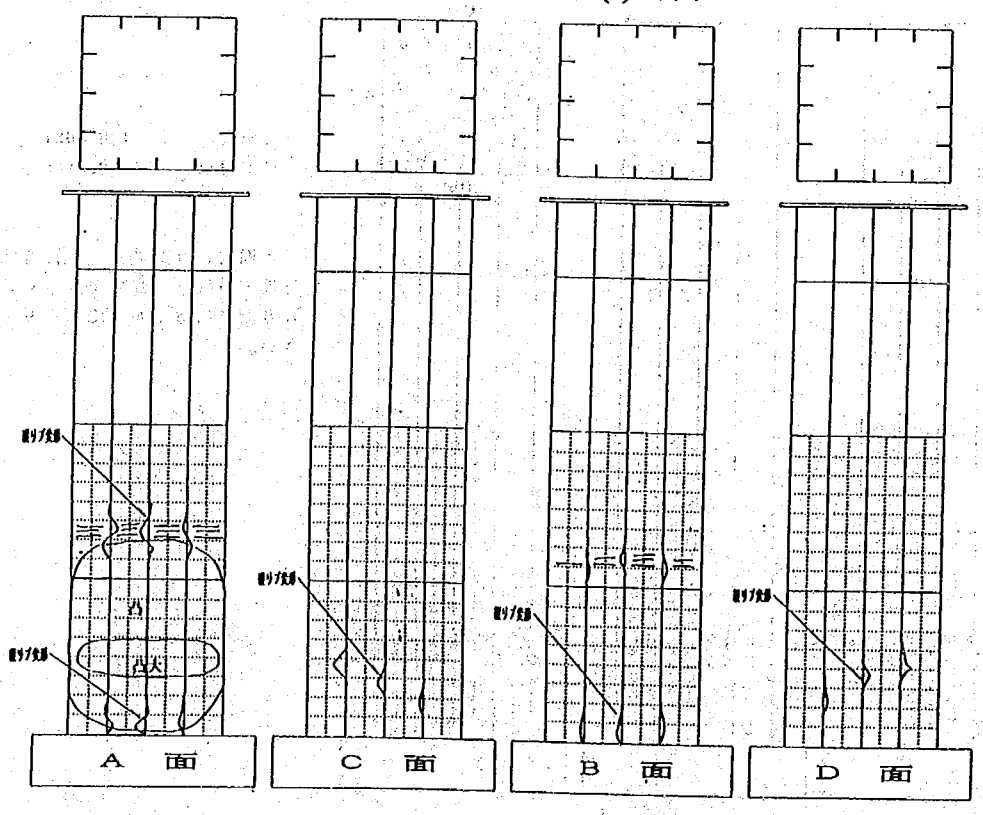
4δy

目標変位　52.50mm
水平荷重　111.5ton

圧縮側A面の変形は進み、第1パネルは基部から45cmの位置を最大に大きく凹み、第2パネルも全体的に大きく膨らみ始めた。

引張側B面の変形は大半が戻り、目視では分からない程度である。

CD面では第1パネルの圧縮側で膨らみが見られるようになった。



(b) 内面

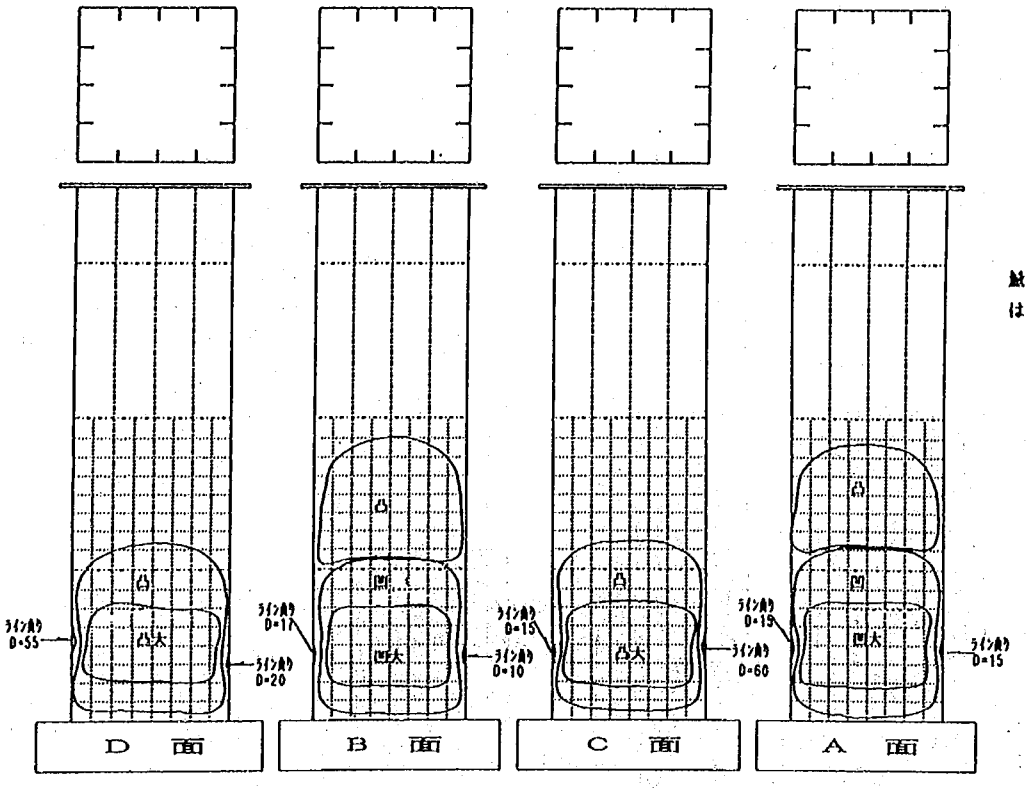
4δy

目標変位　52.50mm
水平荷重　111.5ton

一挙に変形が進み、圧縮側A面ではパネル中央を最大として全体が大きく膨らみ、第2パネルの1／3付近で折れ曲がったような状態である。

(i) 最大荷重を超えた点（＋4δy）

図-3.1.11(7)　供試体の変形（No. 18）

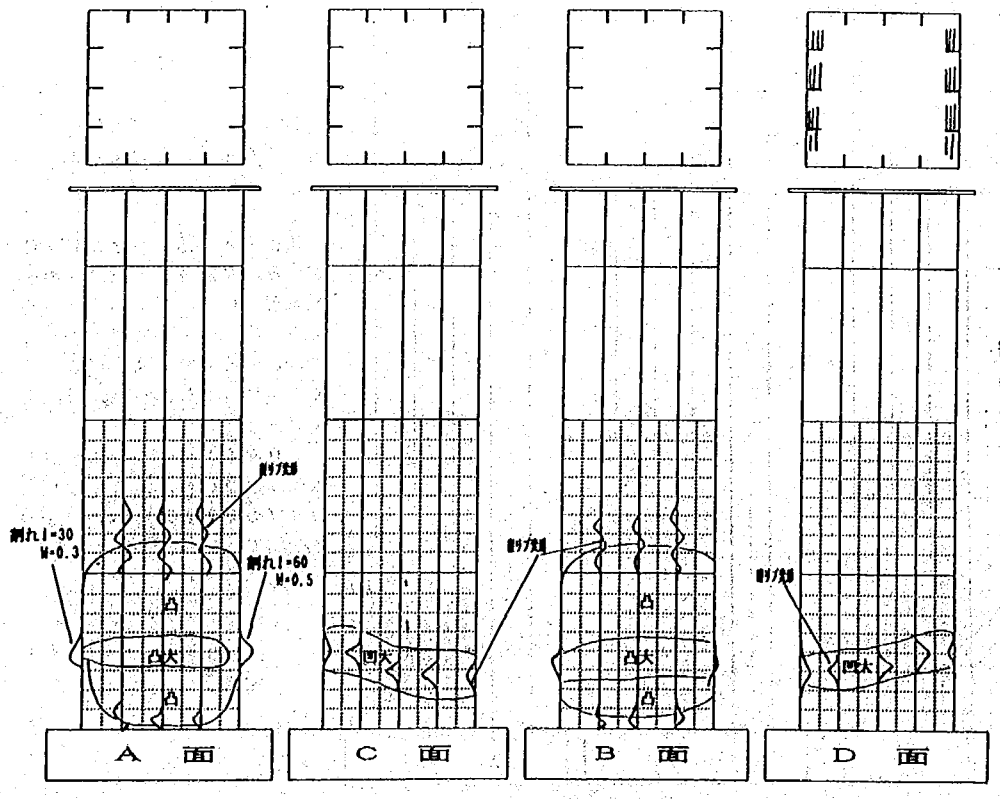


6 δ y

目標変位　78.50mm
水平荷重　19.7ton

4面共、パネルの変形は変形量が増えているだけで特に変化はない。

(a) 外面



6 δ y

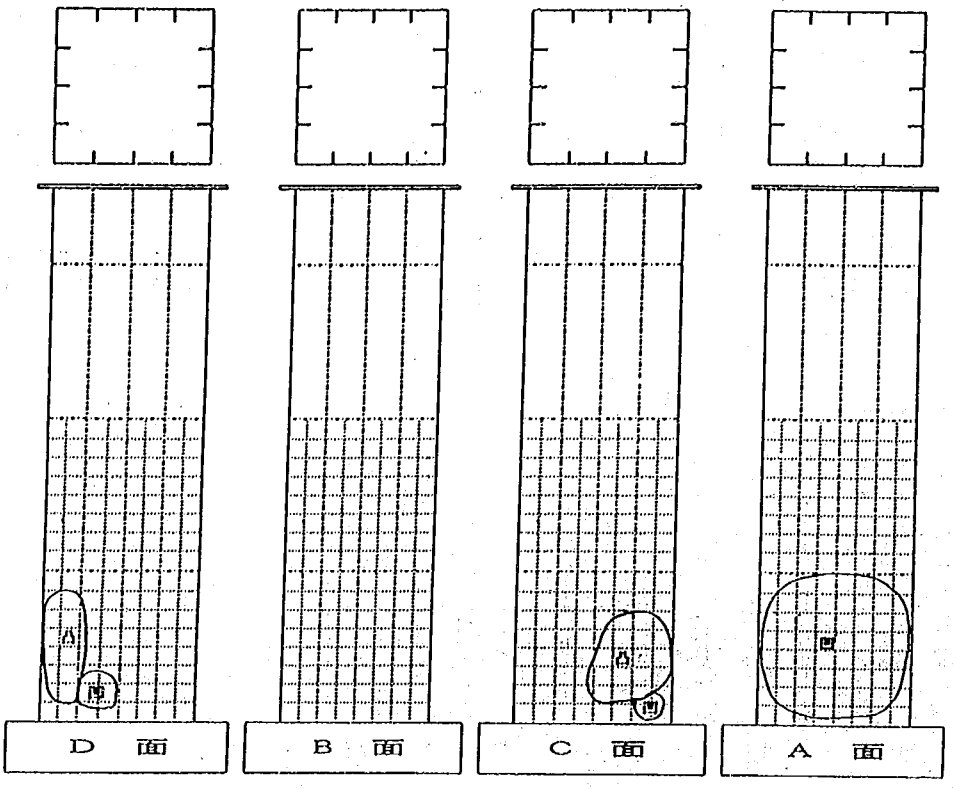
目標変位　78.50mm
水平荷重　19.7ton

圧縮側A－C面角部で溶接ビードの両脇に割れが発生した。
ダイアフラムにも黒皮のひび割れが発生し、4面共、第2パネルでも大きな変形が見られるようになった。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋6 δ_y）

図-3.1.11(7)　供試体の変形（No. 18）

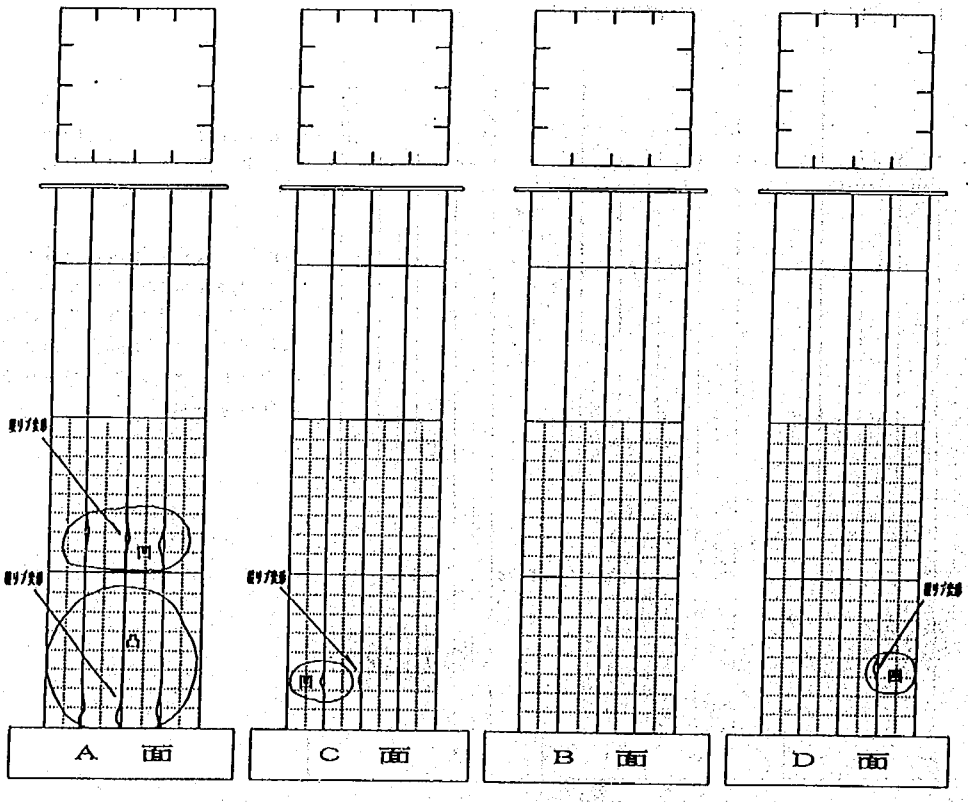


4 δ y

目標変位	60.00mm
水平荷重	128.4ton

圧縮側A面第1パネルは全体が凹み、CD面第1パネルの圧縮側も広い範囲で膨らんでいる。
B面のパネル変形は見られない。

(a) 外面



4 δ y

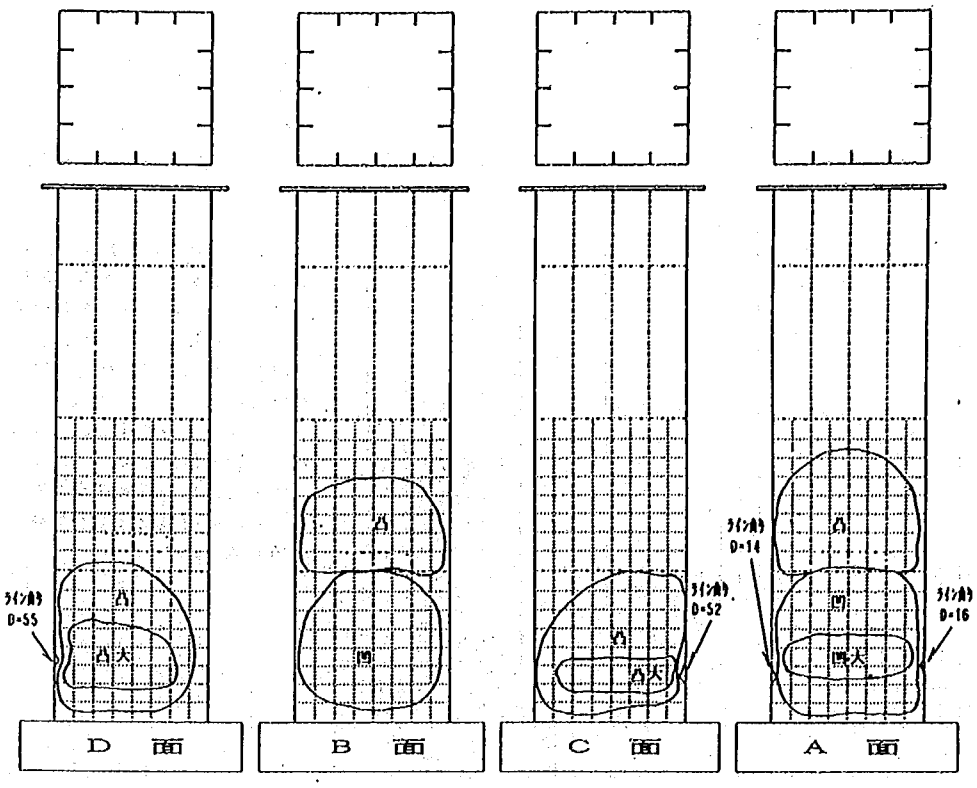
目標変位	60.00mm
水平荷重	128.4ton

圧縮側A面第1パネルは全体が凹み、基部付近の縦リブの変形も著しい。また、第2パネルでも1枚目のダイアフラムから20cm程の位置で縦リブが3本共くの字に変形し、パネルは凹んでいる。
CD面第1パネルの圧縮側でも凹みが見られるようになり、縦リブの変形も著しい。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点 (+4 δ_y)

図-3.1.11(8) 供試体の変形 (No.19)

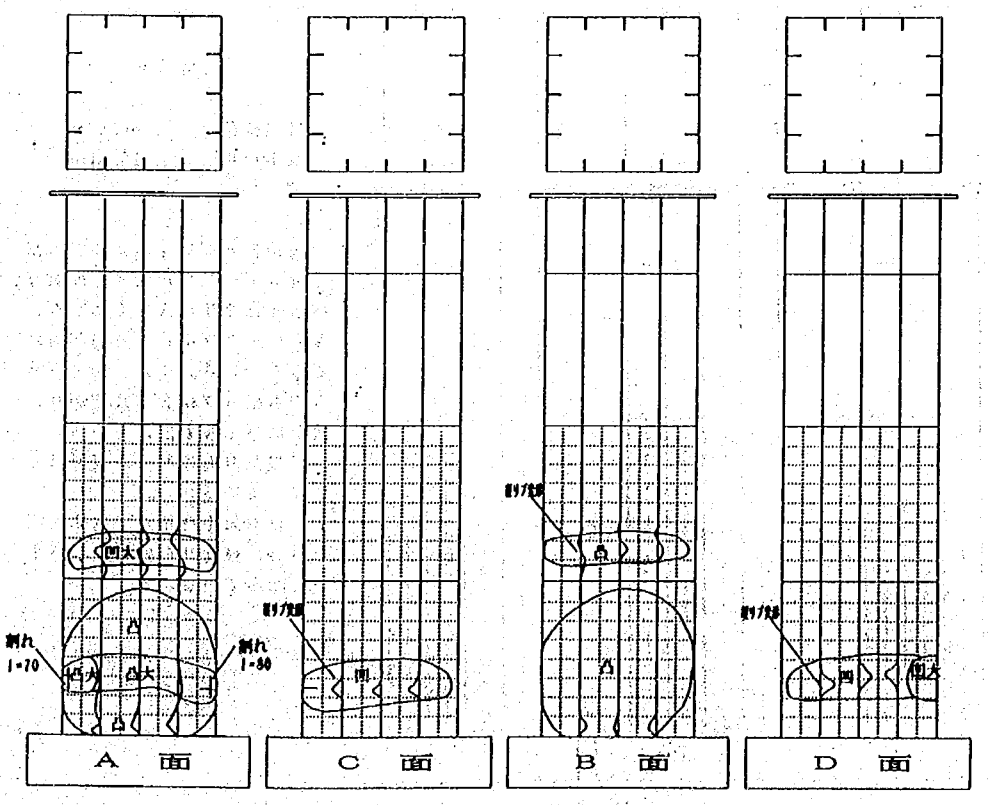


9δy

目標変位　135.00mm
水平荷重　37.7ton

全体に8δy同様の変形である。
圧縮側A－C面角部とA－D面角部では先に発生した割れは閉じ、パネルは大きく波れて曲がっている。

(a) 外面



9δy

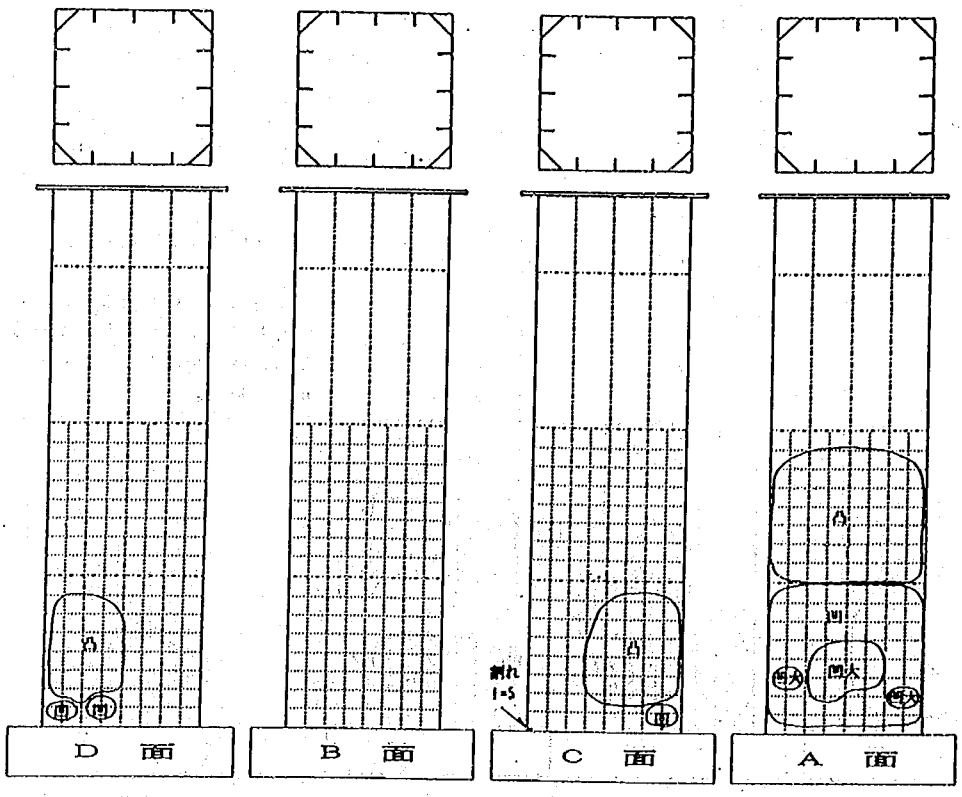
目標変位　135.00mm
水平荷重　37.7ton

全体に8δy同様の変形である。
圧縮側A面では先に発生した割れは圧縮され閉じているが、それと直交する溶接線の溶着金属と母材との境界で割れが発生した。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋9δy）

図-3.1.11(8)　供試体の変形（No. 19）



(a) 外面

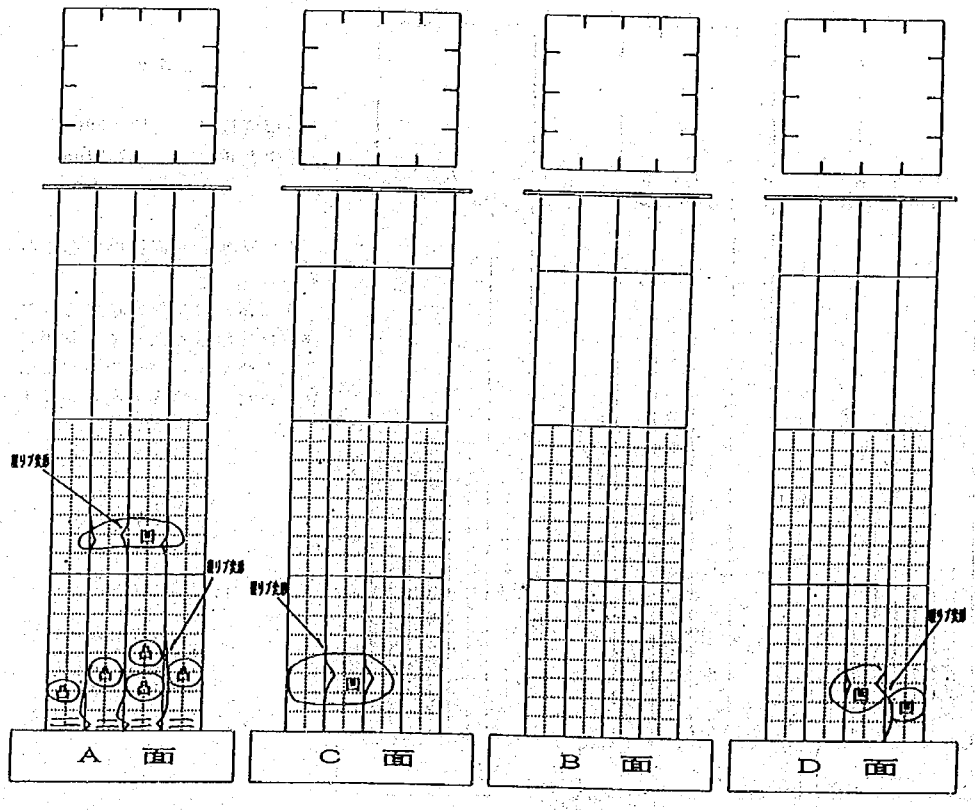
4 δ y

目標変位	60.50mm
水平荷重	116.6ton

一気にパネルの変形が進んだ。圧縮側A面第1パネルは中央部を最大に全体が凹み、第2パネルは全体が膨らんでいる。

引張側B面の変形は元に戻っている。

CD面引張側の変形は元に戻り、圧縮側は基部で凹み、その上方では広い範囲で膨らんでいる。C面の引張側基部で割れが認められる。



(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点 (+4 δ y)

4 δ y

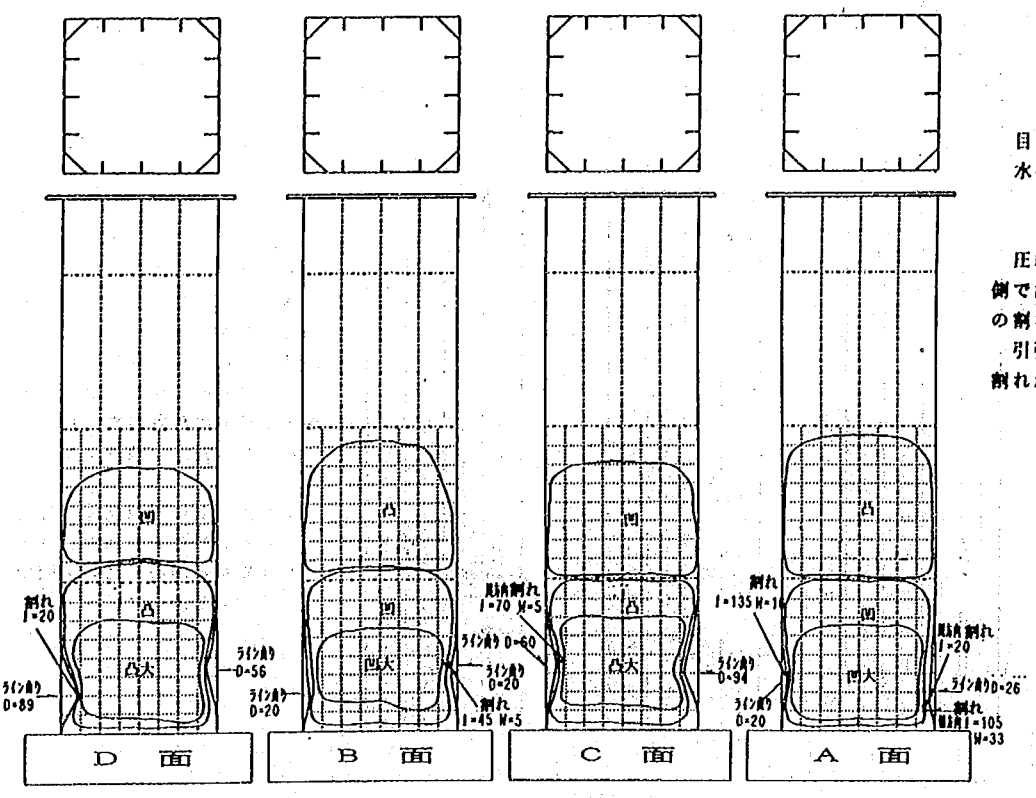
目標変位	60.50mm
水平荷重	116.6ton

圧縮側A面第1パネルでは基部付近で縦リブが大きく曲がり、パネルは全体に大きく膨らみ、さらに縦リブを挟んで局部的に膨らんでいる。また、第2パネルでも縦リブは3本共曲がり、僅かにパネルも凹んでいる。

引張側B面のパネル変形は元に戻っている。

CD面第1パネルでは圧縮側を中心に縦リブが曲がり、パネルも凹んでいる。

図-3.1.11(9) 供試体の変形 (No. 20)

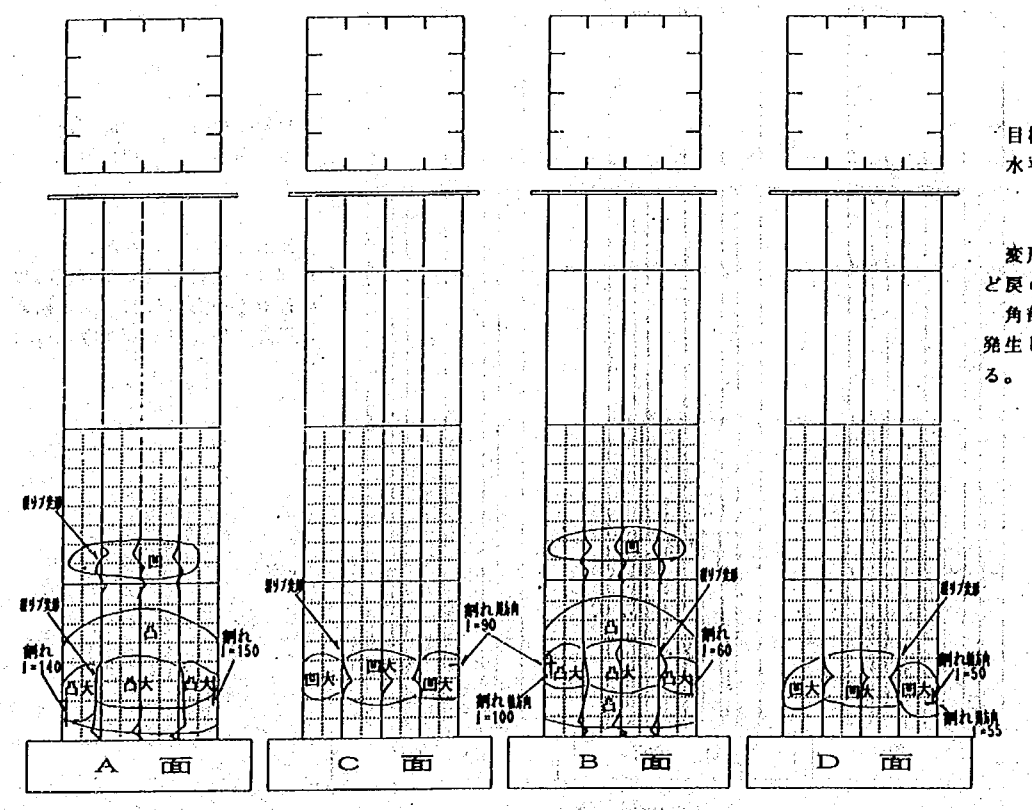


7δy

目標変位　105.50mm
水平荷重　6.4ton

圧縮側A面第1パネルのC面側で溶接線に沿うように軸方向の割れが発生した。
引張側B面でもB－C角部の割れが伸びた。

(a) 外面



7δy

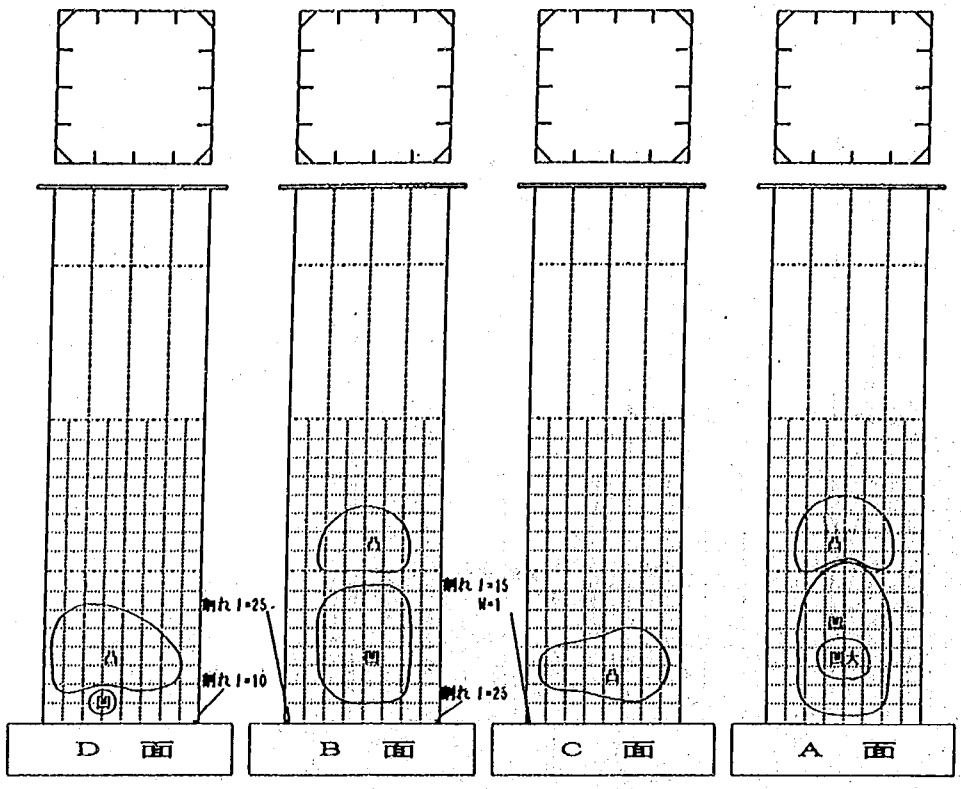
目標変位　105.50mm
水平荷重　6.4ton

変形が甚だしく、引張側も殆ど戻らずに座屈が進んでいる。
角部では溶接線で境界割れが発生したり、進展したりしている。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋7δy）

図-3.1.11(9) 供試体の変形（No. 20）



5 δ y

目標変位　75.50mm
水平荷重　171.0ton

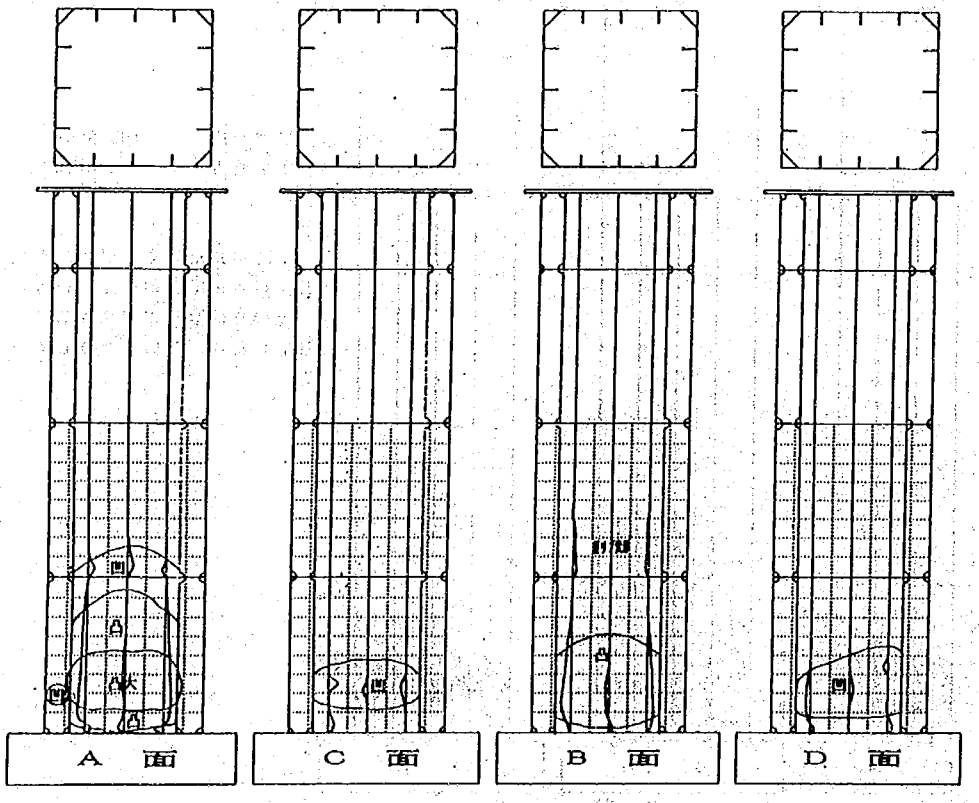
圧縮側A面第1パネルでは中央部を最大に大きく凹み、第2パネル下部の膨らみも大きくなってきたが、角の補強部付近の凹凸はまだ認められない。

引張側B面では基部の両端角部で溶接線に割れが発生した。

パネルの変形は残るようになった。

CD面でも引張側基部で母材の割れが発生した。また、パネルは圧縮側を中心に広い範囲で膨らんでいる。

(a) 外面



5 δ y

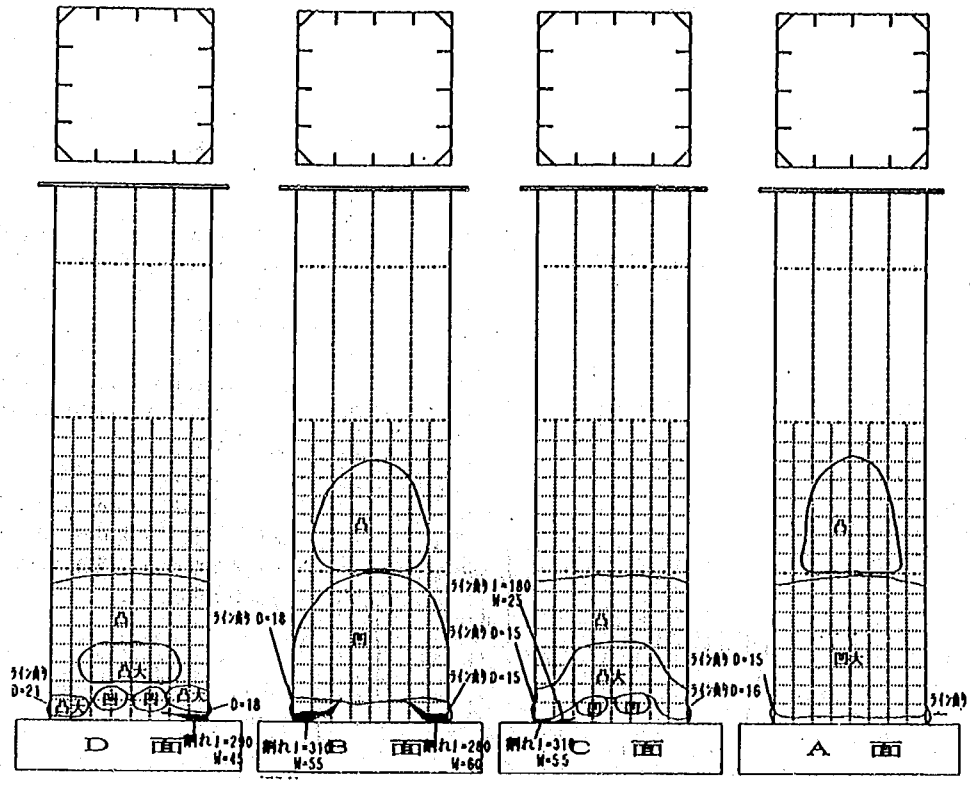
目標変位　75.50mm
水平荷重　171.0ton

変形は進んでいるが、A－D角部の補強材が基部から22cm程の位置を中心に外側へ凹み始めた以外に特に目立った変化はない。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点（＋5 δ$_y$）

図-3.1.11(10) 供試体の変形（No. 22）

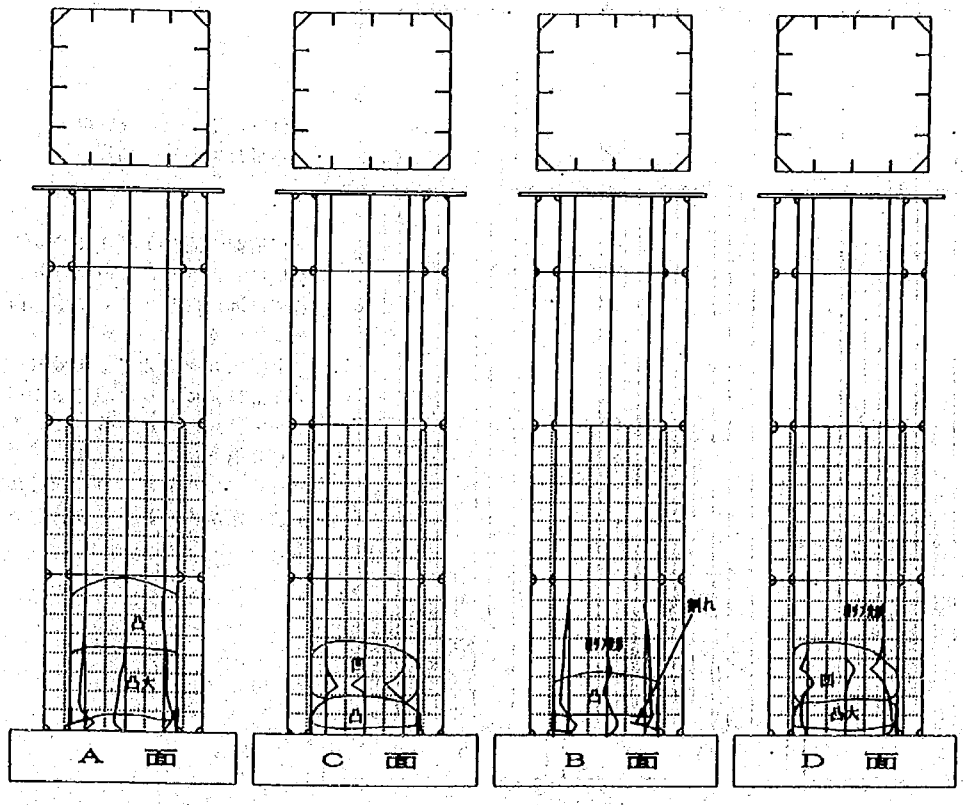


10δy

目標変位　150.50mm
水平荷重　40.8ton

圧縮側A面第1パネルは全体が大きく凹み、第2パネルは膨らんでいる。
引張側B面では基部両端の割れが広がり、中が見える程である。
CD面は第1パネル中央を最大に大きく膨らんでいる。また、引張側基部の割れも広がっている。

(a) 外面



10δy

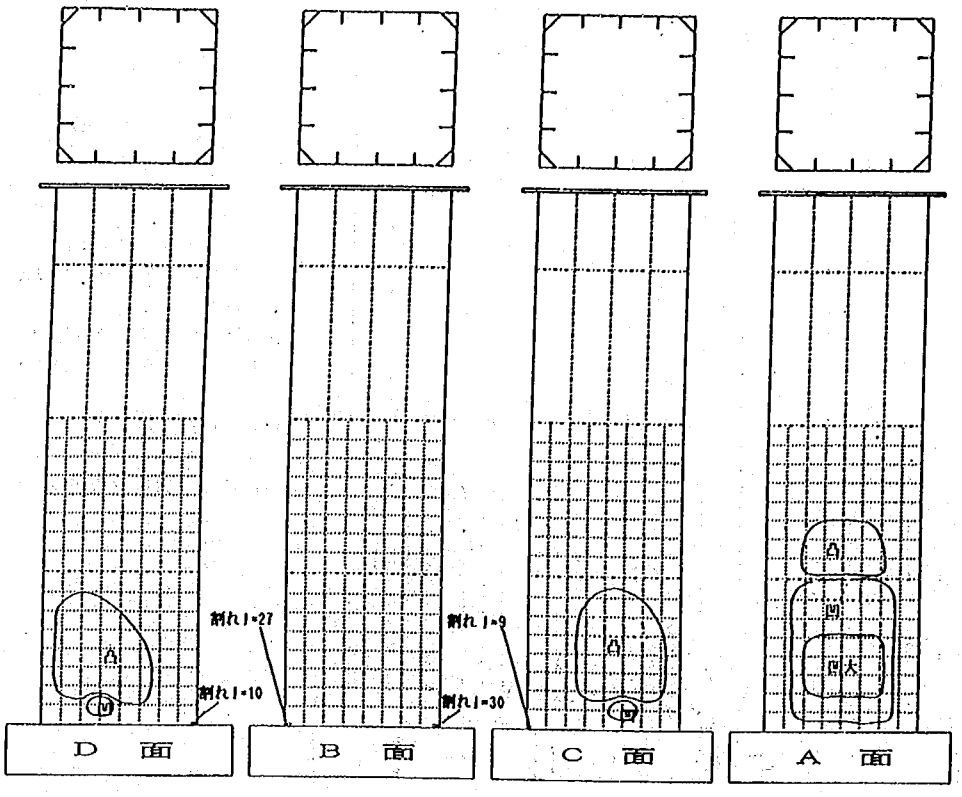
目標変位　150.50mm
水平荷重　40.8ton

圧縮側基部の割れは潰されて閉じているが、パネルは大きくうねるように変形している。
引張側基部は基部両端の割れが広がり、中が見える程である。
4面共、基部付近の損傷が大きく、パネルと縦リブは基部から30cm程の位置を中心に大きく変形し、1枚目のダイアフラムの変形も認められる。また、第2パネルではダイアフラムから10cm程の位置でAB面の縦リブが大きく変形している。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近 (+ 10 δ_y)

図-3.1.11(10) 供試体の変形 (No.22)



(a) 外面

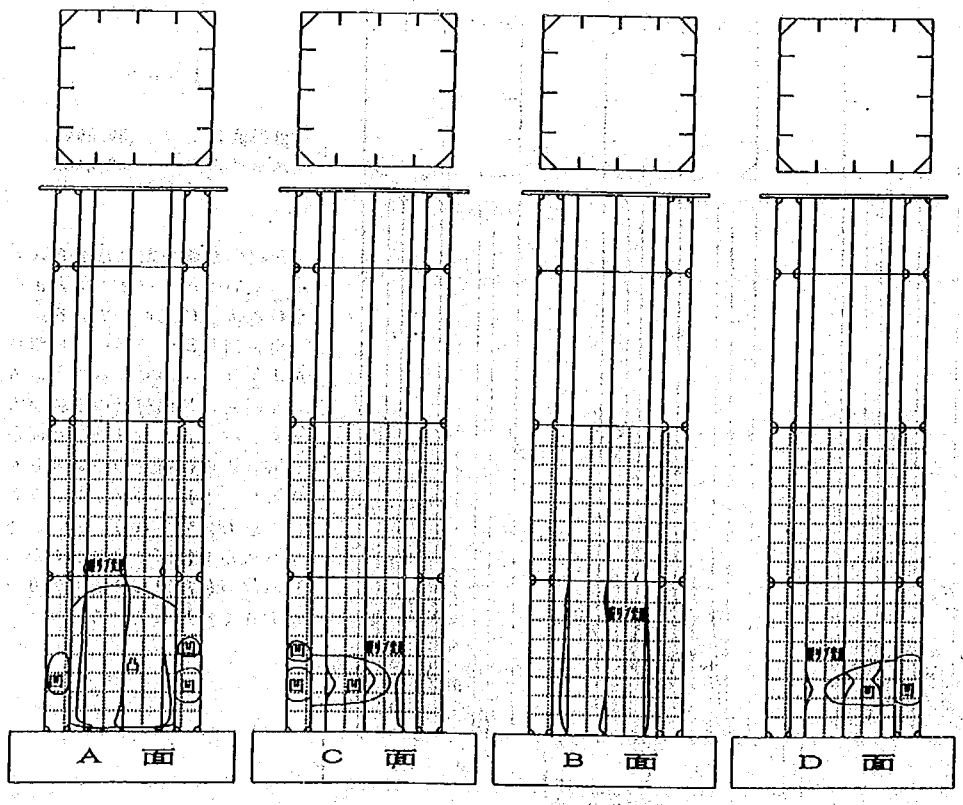
5 δ y

目標変位	65.50mm
水平荷重	157.6ton

圧縮側A面第1パネルでは中央部を最大に大きく凹み、第2パネル下部では膨らみが認められるようになった。

引張側B面では基部の両端角部で溶接線に細い割れが発生した。また、パネルの変形は元に戻っている。

CD面共に、第1パネルは圧縮側を中心に全体が膨らみ、基部付近の縦リブ間で凹みが認められる。また、引張側基部の角で割れが発生した。



(b) 内面

5 δ y

目標変位	65.50mm
水平荷重	157.6ton

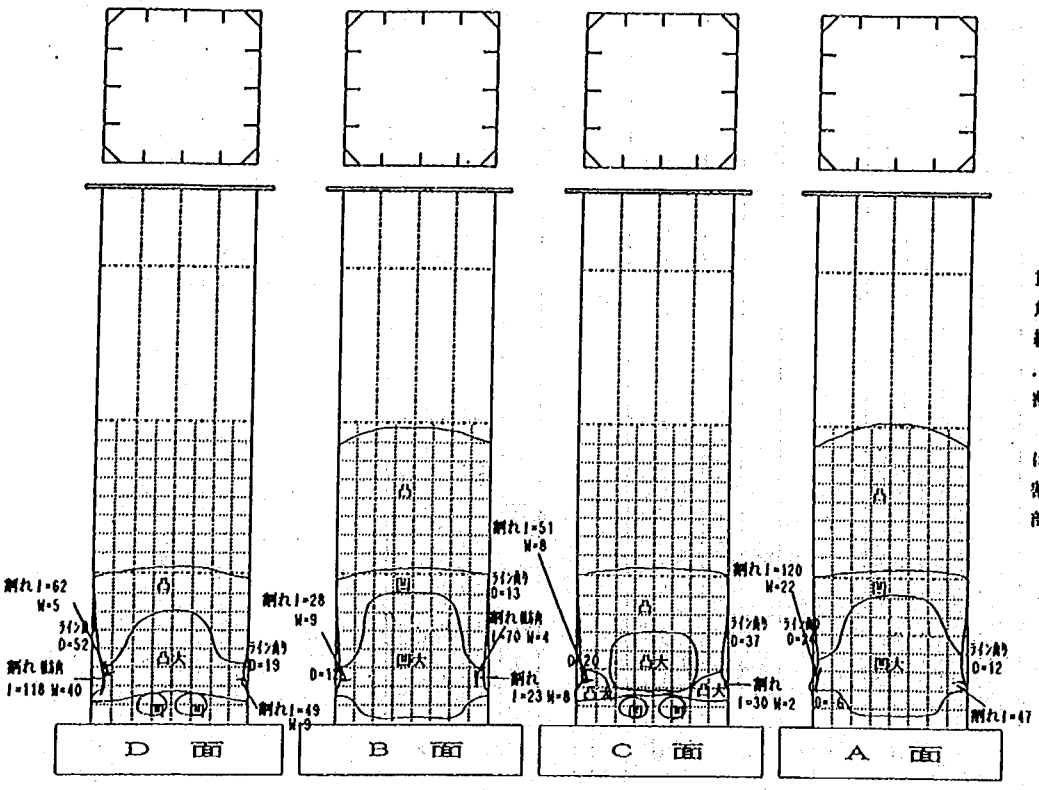
圧縮側A面第1パネルの膨らみははっきりしたものになり、基部付近の縦リブはくの字に曲がっている。

引張側B面第2パネルの縦リブ変形は元に戻ったが、第1パネルでは変形を多く残している。

CD面では第1パネルの圧縮側を中心にパネル、角補強材共に凹みが認められるようになった。

(i) 最大荷重を超えた点 (+5 δ_y)

図-3.1.11(11) 供試体の変形 (No. 23)



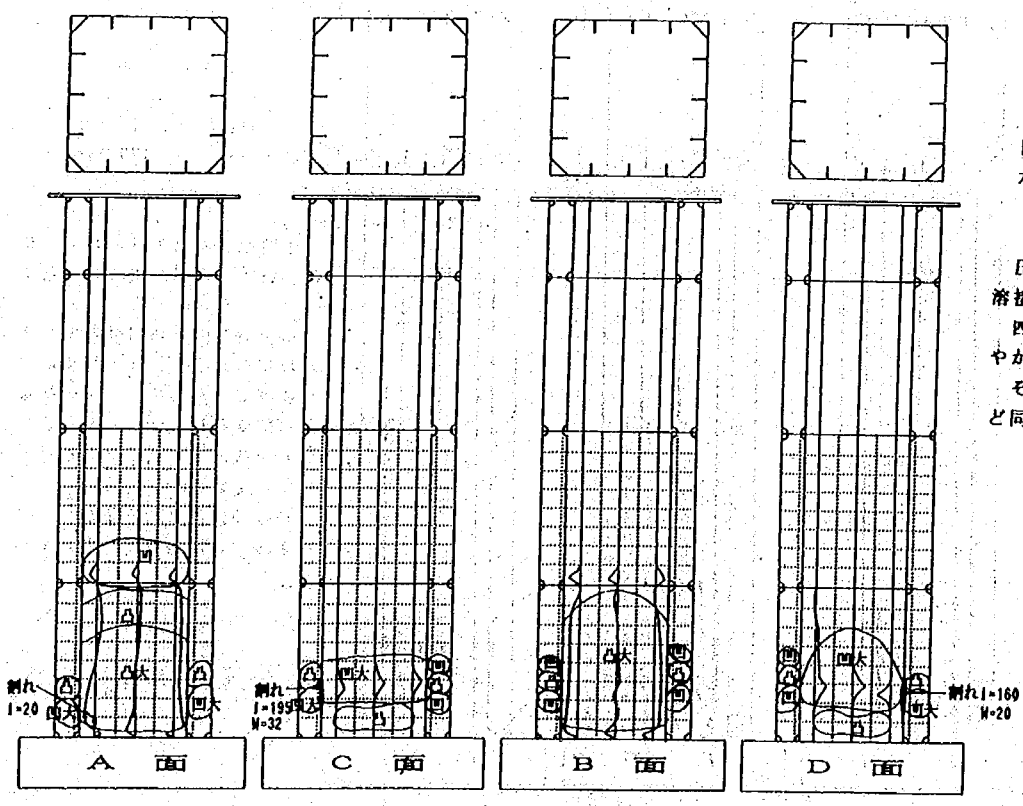
9δy

目標変位　117.50mm
水平荷重　16.7ton

載荷途上（変位-86.3mm、荷重0.0t）で音を発してB－D面角部に周方向の割れが発生し、続いて（変位-78.1mm、荷重13.2t）B－C面角部に周方向の割れが発生した。

圧縮側A－C、A－D角部では先に割れた部分から軸方向の割れが伸びている。また、この部分ではパネルの変形も激しい。

(a) 外面



9δy

目標変位　117.50mm
水平荷重　16.7ton

圧縮側A面基部付近の縦リブ溶接部で割れが発生した。

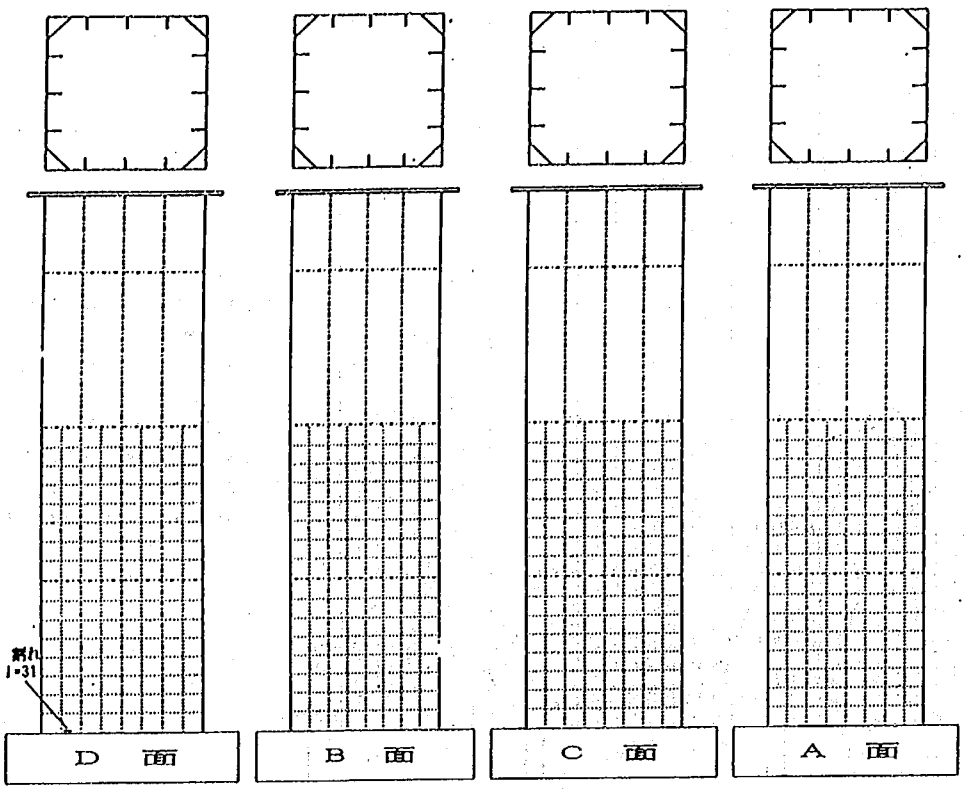
四隅共、角補強材の変形は緩やかなものとなった。

その他は8δy時の変形と殆ど同じである。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋9δy）

図-3.1.11(11)　供試体の変形（No.23）

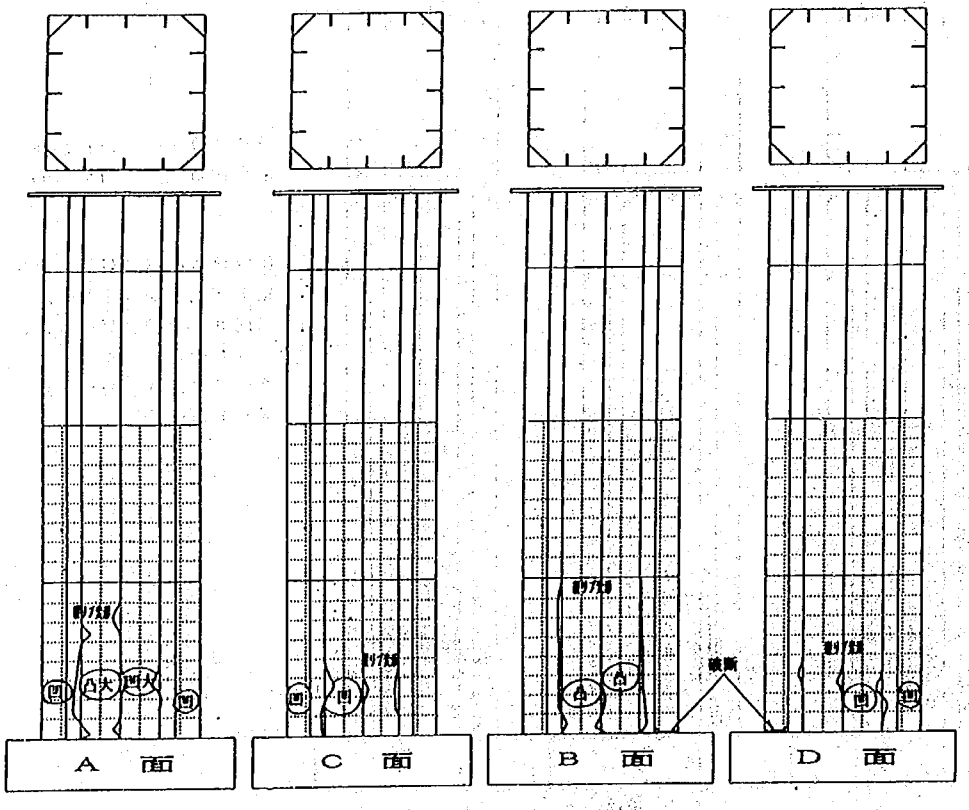


5δy（1回目）

目標変位　75.50mm
水平荷重　170.1ton

D面圧縮側基部の角補強材溶接部付近で割れが発生した。

(a) 外面



5δy（1回目）

目標変位　75.50mm
水平荷重　170.1ton

圧縮側A面第1パネルでは角補強材でも変形が認められるようになった。

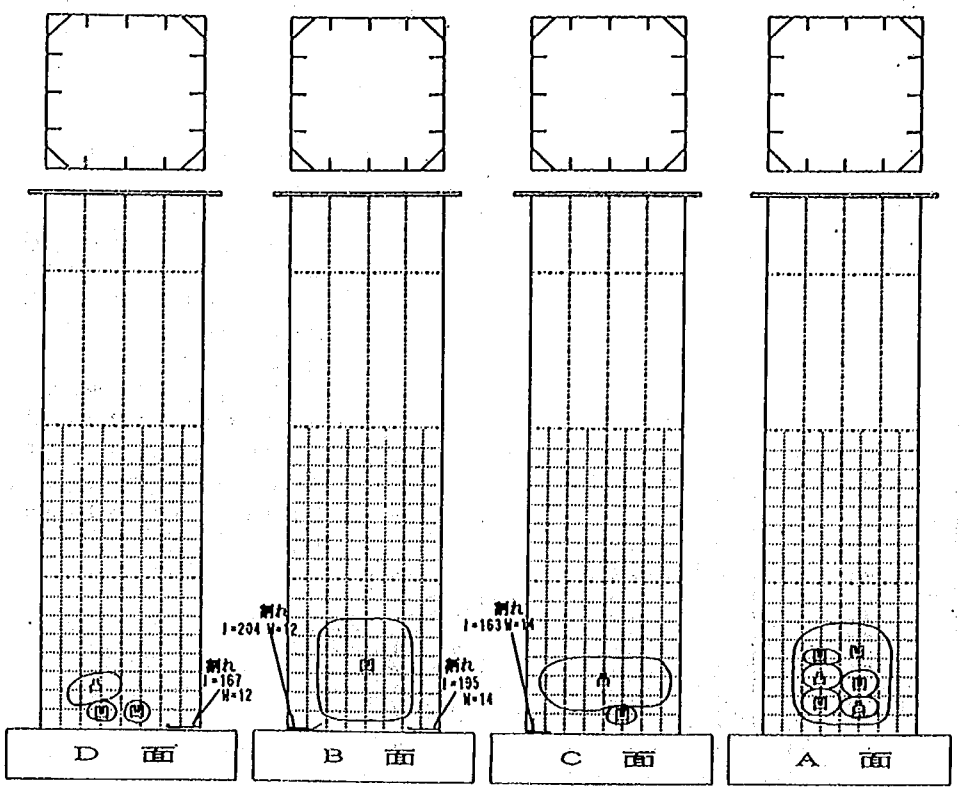
引張側B面は基部付近でパネルの変形が残り、B－D角部の角補強材と基部プレートの溶接部が破断した。また、ダイアフラムを挟んでの縦リブ変形は元に戻っている。

CD面基部付近の圧縮側ではパネル、角補強材共に凹んでいる。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点（＋5δy；1回目）

図-3.1.11(12)　供試体の変形（No.24）



(a) 外面

5δy（3回目）

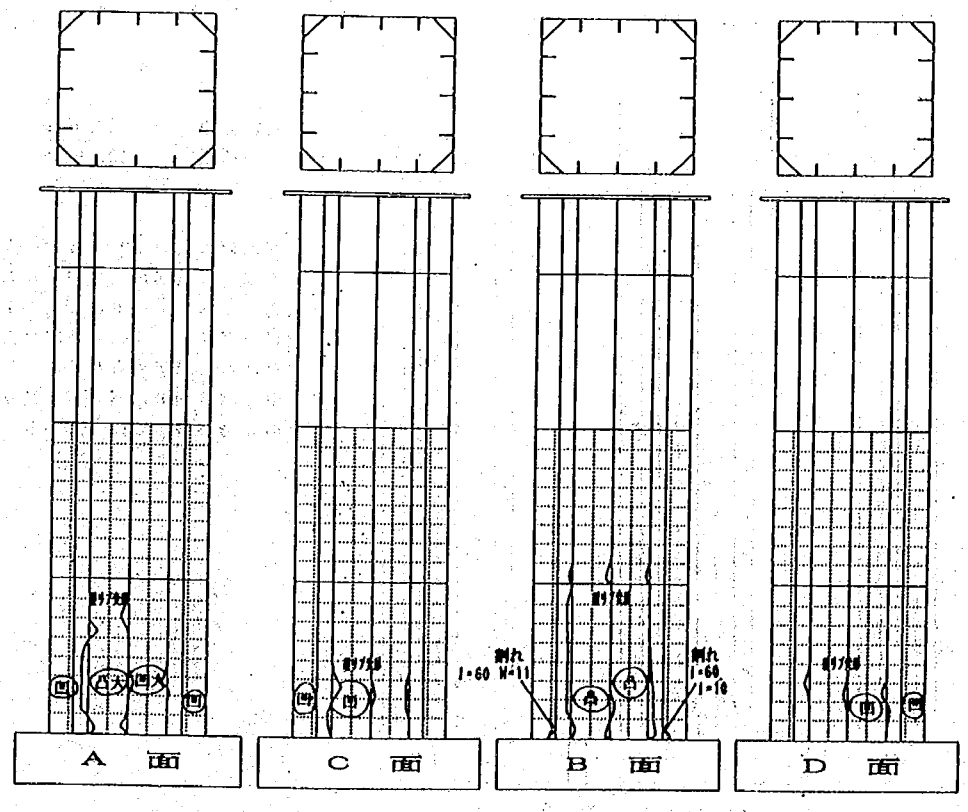
目標変位　75.50mm
水平荷重　137.6ton

圧縮側A面第1パネルは全体が凹み、さらにその中で細かく変形し、黒皮は剥落している。

引張側B－D角部の割れは5δy（2回目）で発生した割れと繋がり、B－C角部の割れも伸び、割れ幅も広がっている。

C面第1パネルは左右に別れていた変形が一つになり、広い範囲で膨らんできた。

D面では圧縮側を中心に変形量は少ないがC面と同じような変形が始まった。



(b) 内面

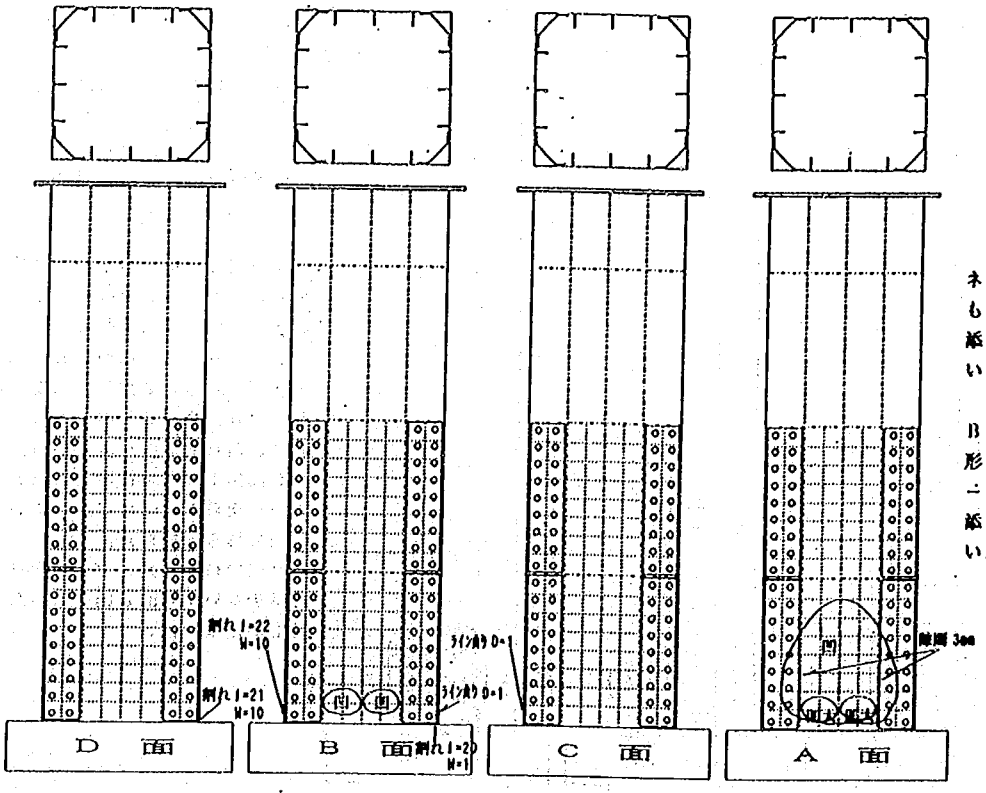
5δy（3回目）

目標変位　75.50mm
水平荷重　137.6ton

割れが若干伸びているが、パネルの変形等は5δy（2回目）と殆ど同じである。

(ii) 実験終了時付近（＋5δy；3回目）

図-3.1.11(12) 供試体の変形 (No. 24)



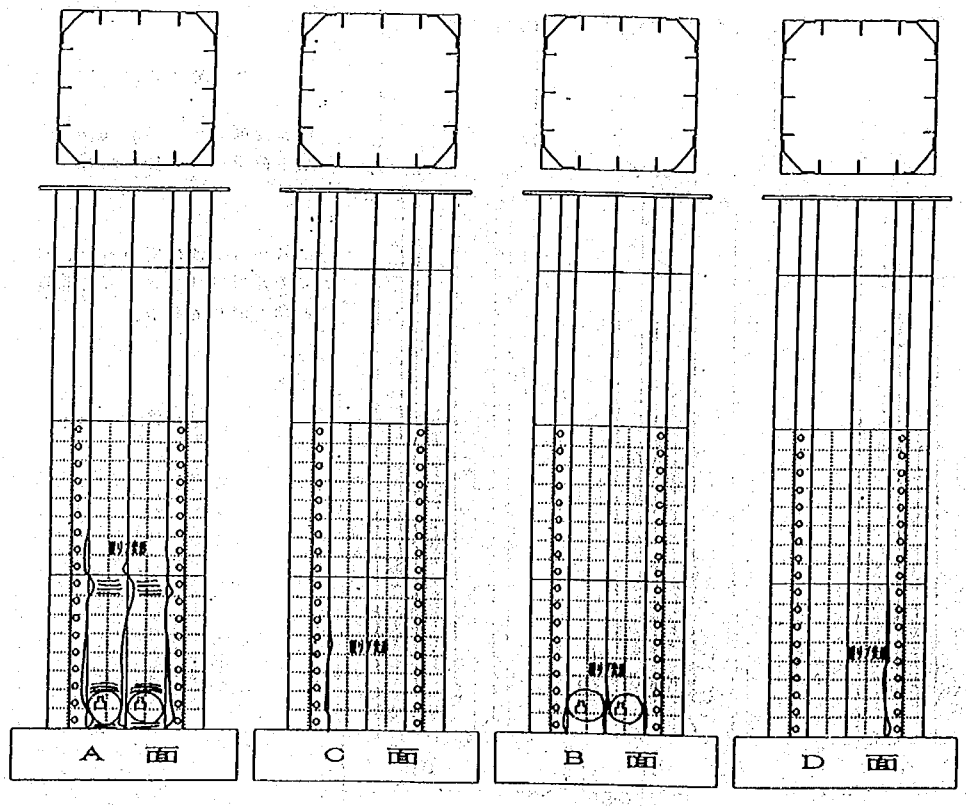
(a) 外面

6δy

目標変位　90.00mm
水平荷重　192.9ton

圧縮側A面第1パネルではパネル全体の凹みに伴い、添接板も中央寄りに傾き始めた。また、添接板と母材の隙間も広がっている。

引張側B面の変形は少し残り、B－C面角のラインは僅かに変形している。また、B－C、B－D角部の割れも伸びているが、添接板で隠れる為、確認できない。



(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点（＋6 δ_y）

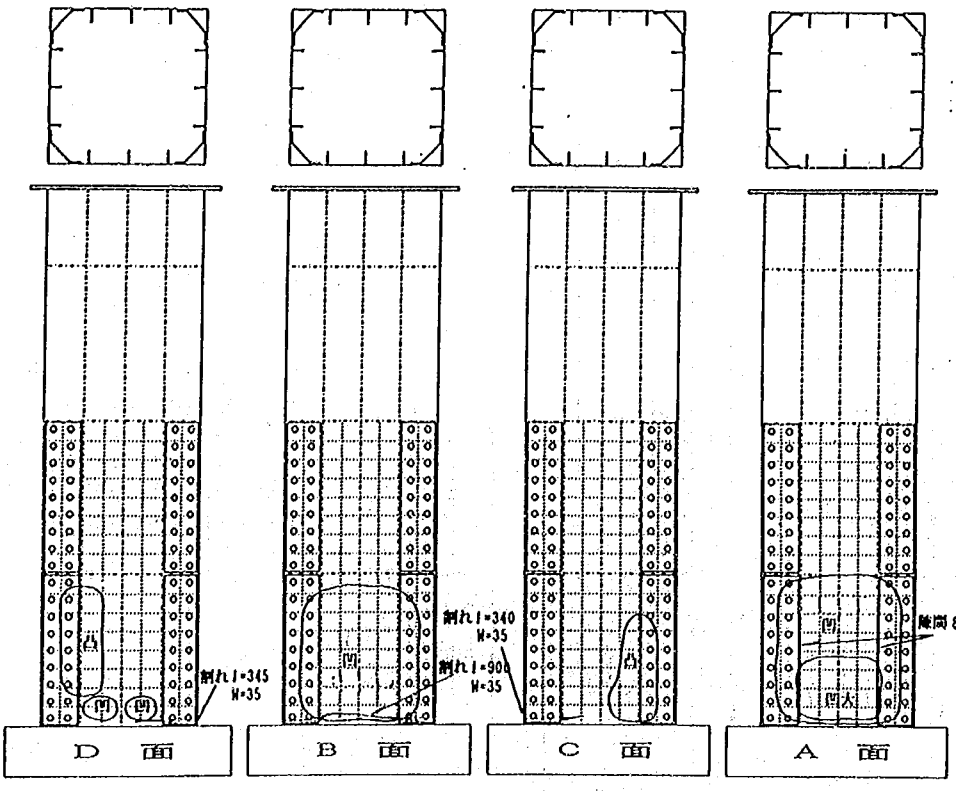
6δy

目標変位　90.00mm
水平荷重　192.9ton

圧縮側A面の縦リブ変形は大きくなり、基部付近のパネルも大きく膨らんでいる。また、1枚目のダイアフラムの下で黒皮のひび割れが認められる。

引張側B面ではパネルと縦リブの変形が僅かに残っている。

図-3.1.11(13)　供試体の変形（No.25）



(a) 外面

9 δ y

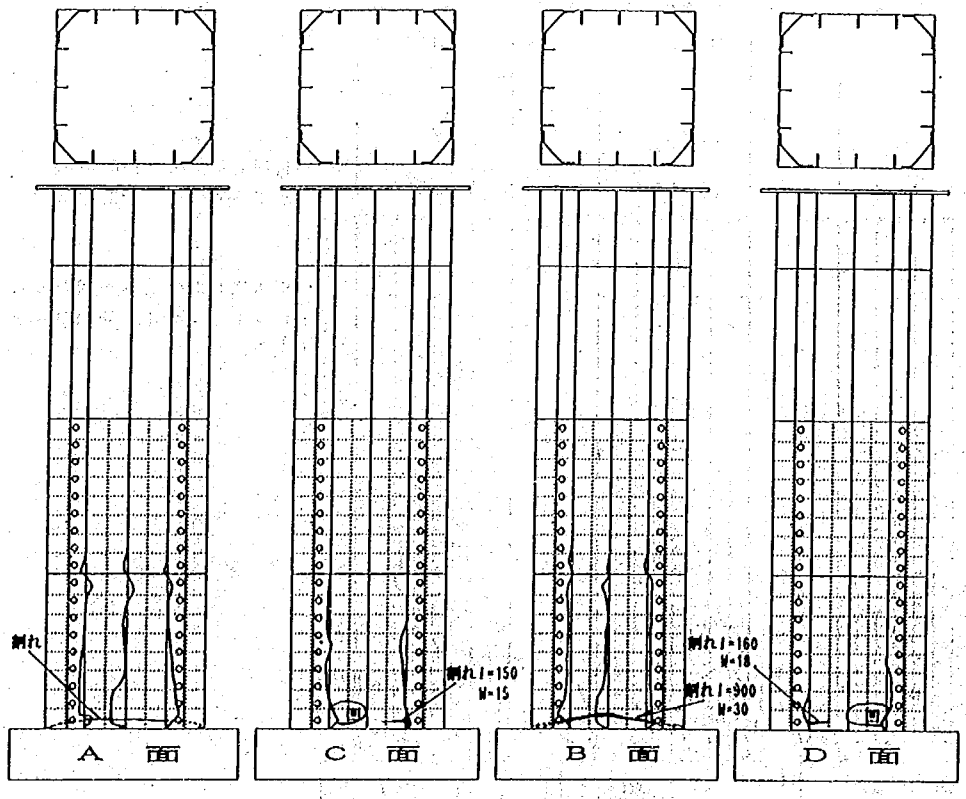
目標変位　135.00mm
水平荷重　57.1ton

4面共、パネルの変形量が増えて、引張側B面基部の両角から発生した割れは繋がり、中央の縦リブだけを残している。

圧縮側A面の基部では添接板が基部プレートに接触している。

CD面の圧縮側でもA面同様の基部プレートと添接板の接触が認められる。

写真P25-33 ～36参照



(b) 内面

9 δ y

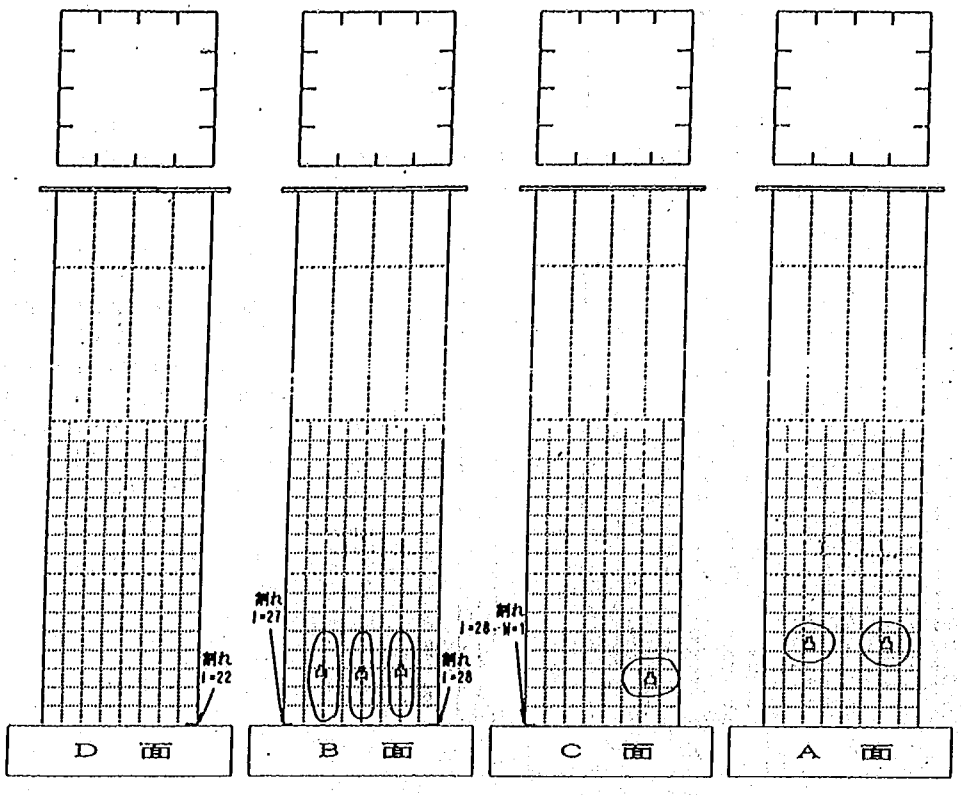
目標変位　135.00mm
水平荷重　57.1ton

引張側B面では基部両端から発生した割れが伸びて、1本に繋がった。開口幅も広く、両側の縦リブは破断し、中央の1本を残すのみとなった。

CD面引張側基部付近でも角部で発生した割れが伸び、引張側の縦リブは破断した。

(ii) 実験終了時付近（≒9 δ_y）

図-3.1.11(13) 供試体の変形 (No.25)



6 δ y

目標変位　90.00mm
水平荷重　191.3ton

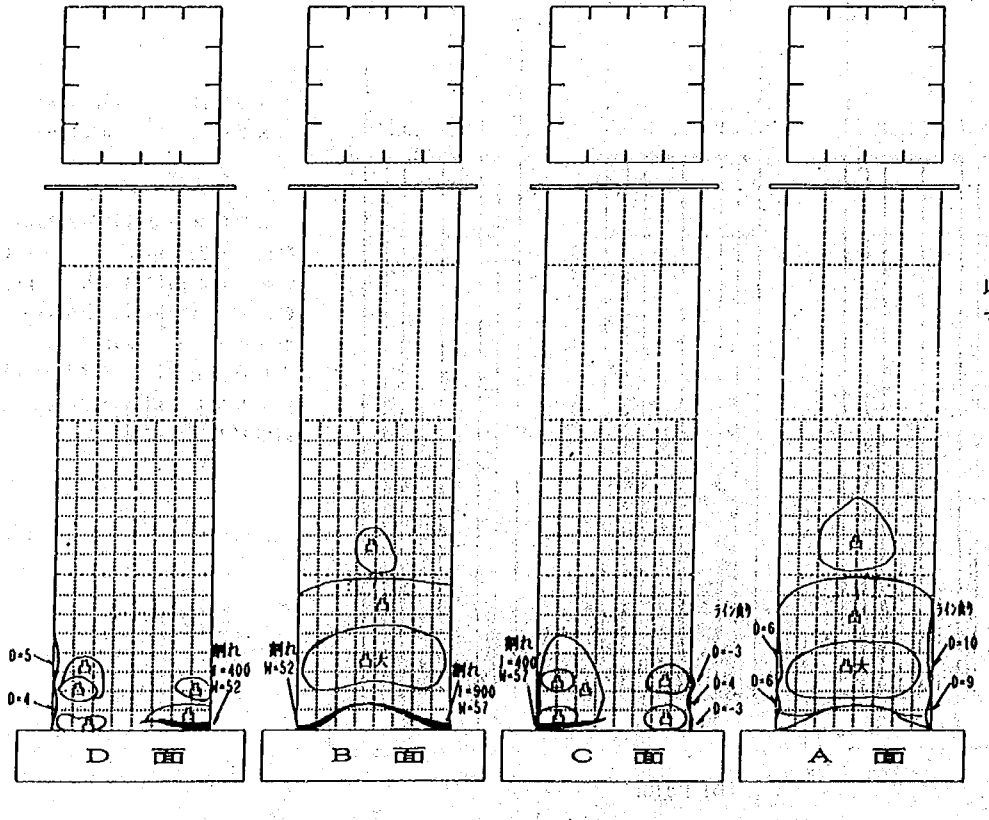
圧縮側A面第1パネル中央付近の縦リブ位置で僅かに膨らみが認められる。

引張側B面第1パネルでも基部から中段付近で縦リブ位置が僅かに膨らんでいる。

C面第1パネル圧縮側でも僅かに膨らみが認められる。

引張側基部付近の両角部の割れは僅かに伸びている。

(i) 最大荷重を超えた点（＋6 δ y）



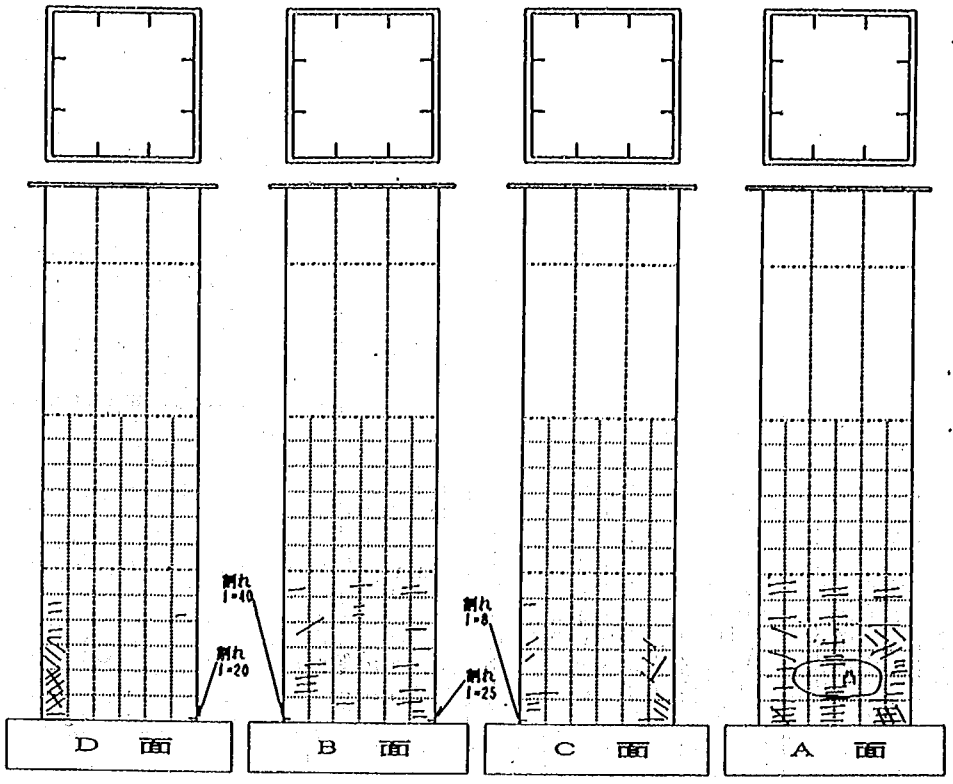
12 δ y

目標変位　180.00mm
水平荷重　33.6ton

引張側B面の割れが広がった以外は11 δ y時と同様の変形である。

(ii) 実験終了時付近（＋12 δ y）

図-3.1.11(14)　供試体の変形（No.26）（外面）



5 δ y

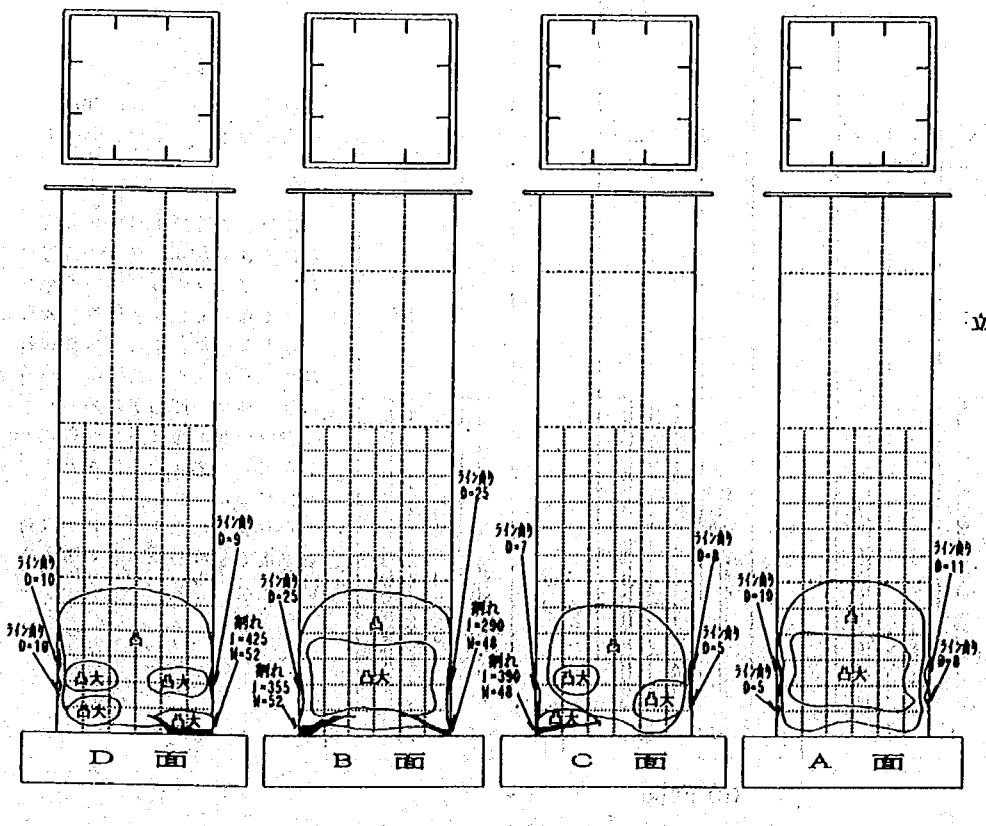
目標変位　70.00mm
水平荷重　211.7ton

圧縮側A面第1パネルの黒皮のひび割れは基部付近で密になり、パネル中央付近で膨らみが認められる。

引張側B面の変形は戻ったが、基部の両端角部で割れが発生した。

CD面引張側基部で割れが発生した。

(i)　最大荷重を超えた点（＋5 δ y）



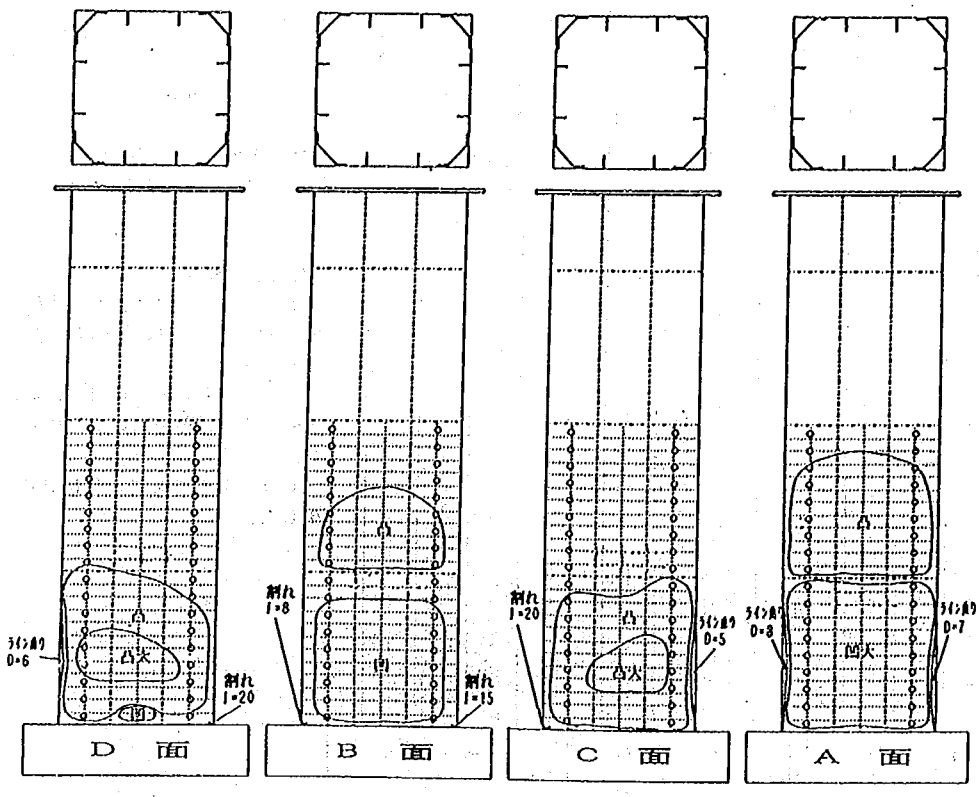
1 3 δ y

目標変位　182.00mm
水平荷重　74.3ton

変形量が増えているが特に目立った変化はない。

(ii)　実験終了時付近（＋13 δ y）

図-3.1.11(15)　供試体の変形（No.27）（外面）

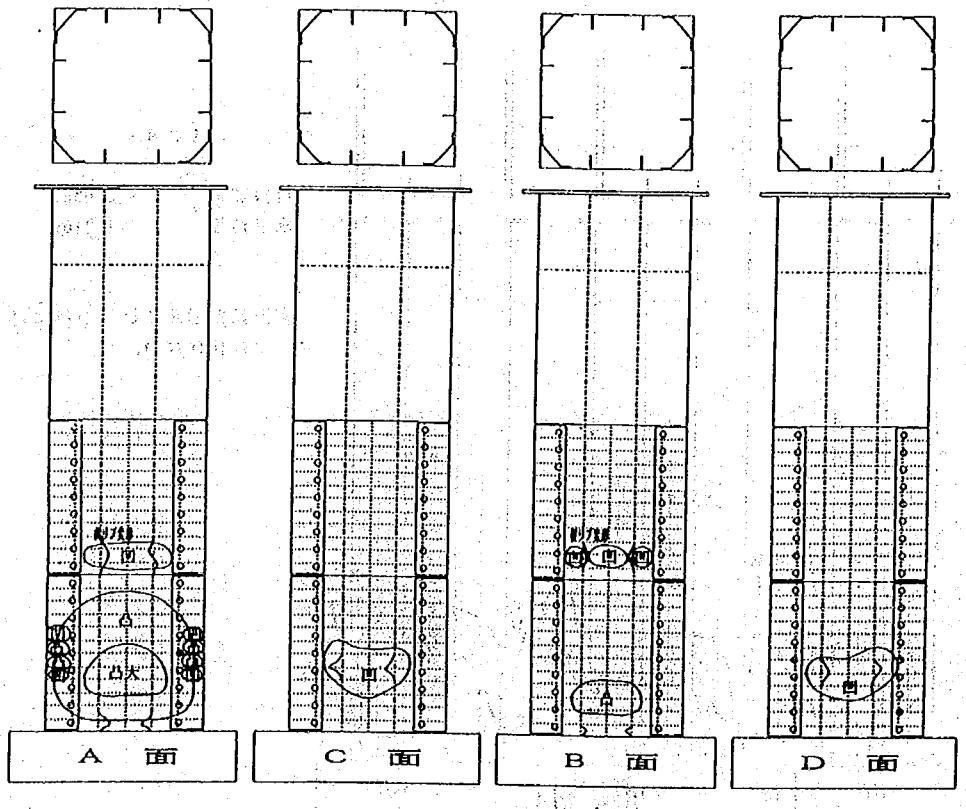


5 δ y

目標変位　80.00mm
水平荷重　112.0ton

圧縮側A面第1パネルではパネルの変形に伴って角部のラインも曲り始めた。
引張側B面では第2パネルの変形を広く残している。
引張側基部両端の割れは伸びていない。

(a) 外面



5 δ y

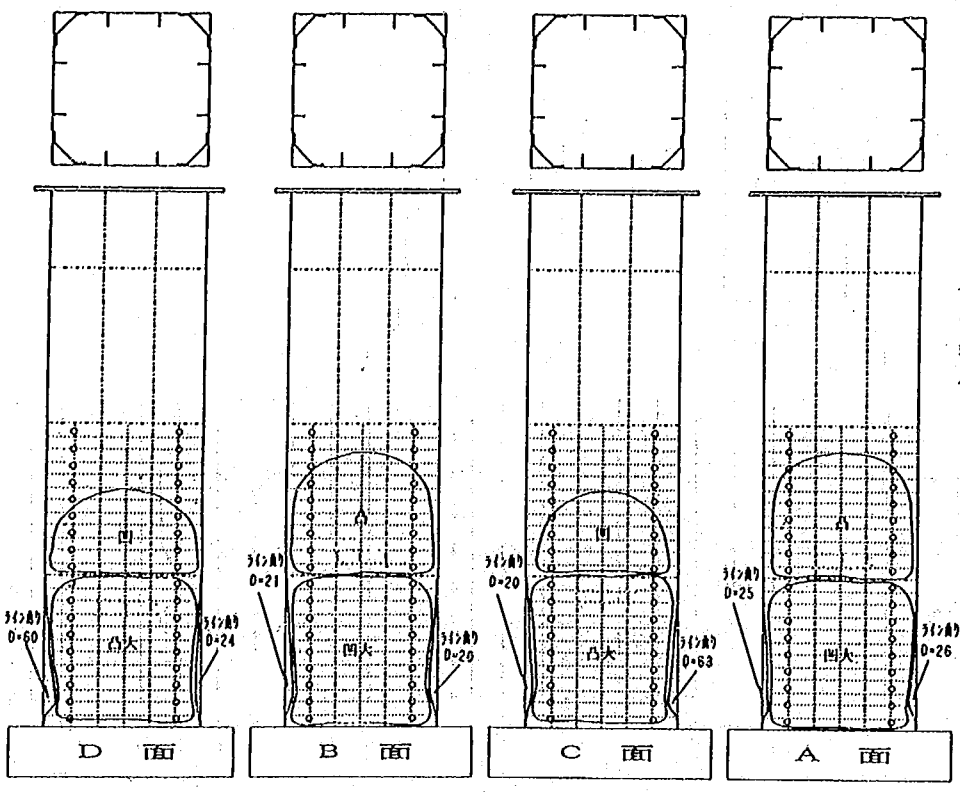
目標変位　80.00mm
水平荷重　112.0ton

圧縮側A面第1パネルの膨らみは大きくなり、パネル変形に伴い、縦リブの外側への曲がりがなくなって、基部付近の変形のみとなった。また、角補強材はパネルが大きく変形している辺りで細かい凹凸が認められる。
引張側B面第2パネルの縦リブ変形とパネルの変形が残るようになった。
CD面では第1パネル中段付近で広く凹みが認められるようになった。

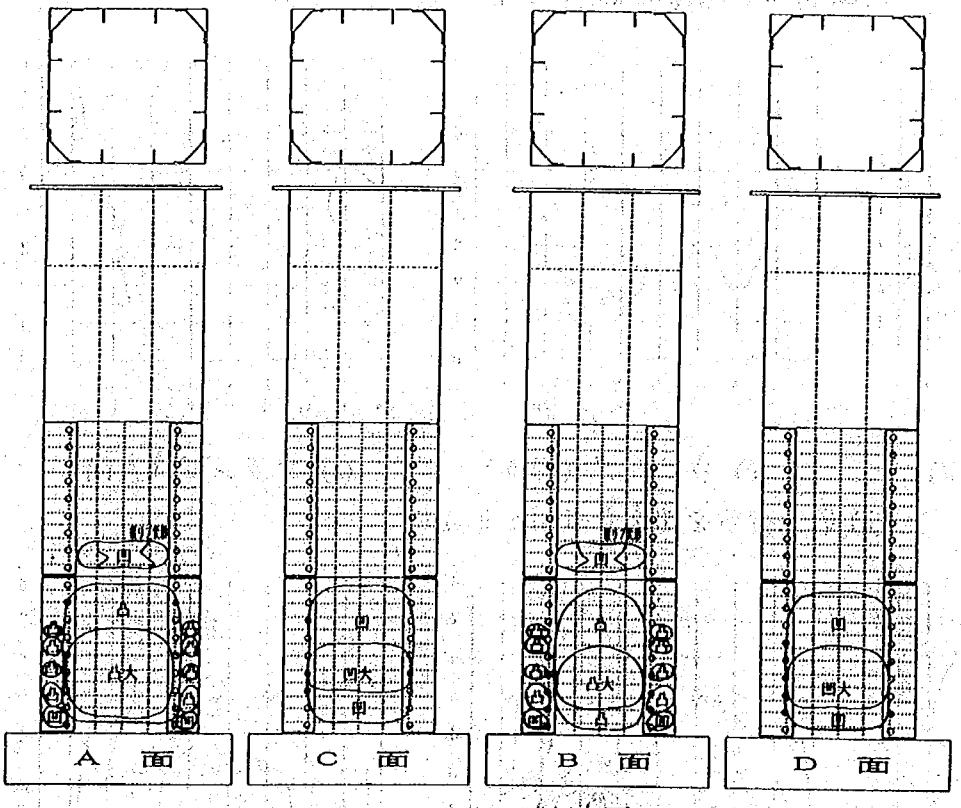
(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点 (＋5 δ_y)

図-3.1.11(16) 供試体の変形 (No.28)



(a) 外面



(b) 内面

(ii) 実験終了時付近 (+7 δ_y)

7 δ_y

目標変位　112.00mm
水平荷重　26.9ton

圧縮側A面はパネル変形と、それに伴うラインの変形が大きく、CD面圧縮側でも角部が大きく絞り込まれている状態である。

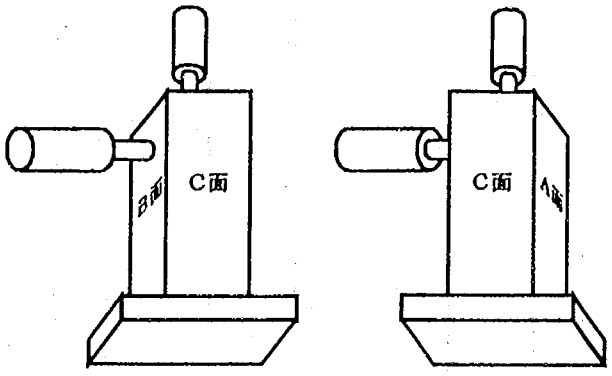
7 δ_y

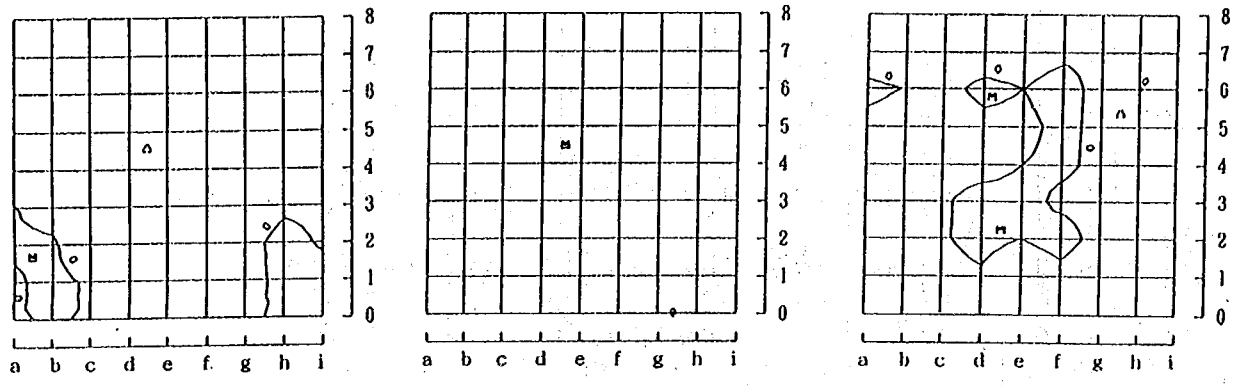
目標変位　112.00mm
水平荷重　26.9ton

全体には同じような変形を繰り返しているが、圧縮、引張側共に角補強材はパネルと同じように大きく膨らんでいる。

CD面では基部から3段目のボルト穴が圧縮側を中心に周方向に引き伸ばされている。

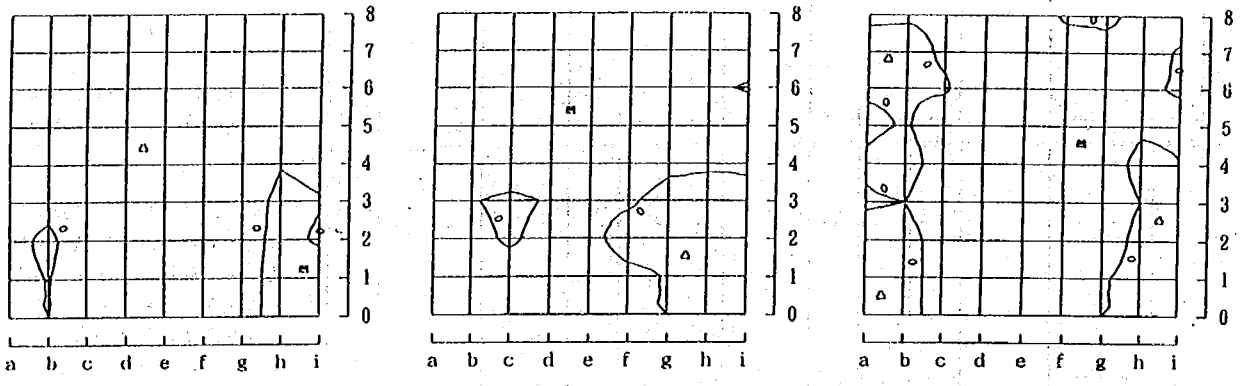
図-3.1.11(16)　供試体の変形 (No. 28)





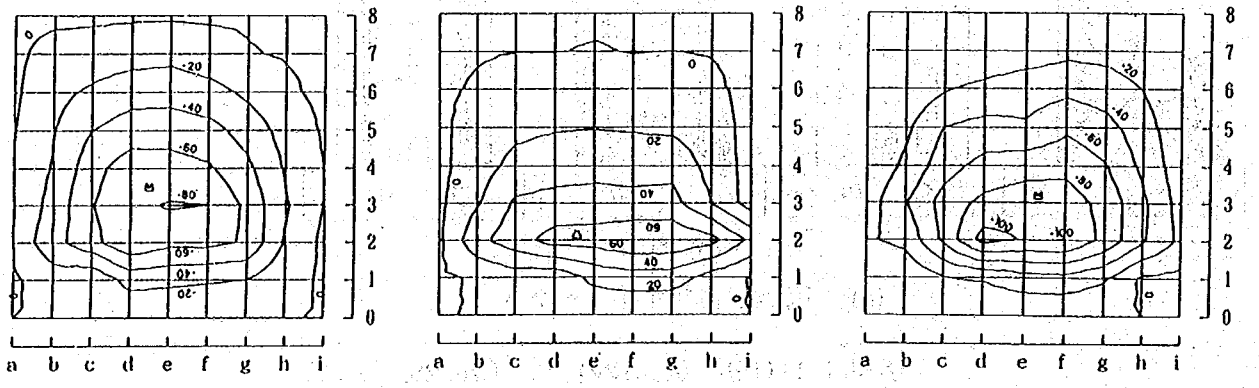
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

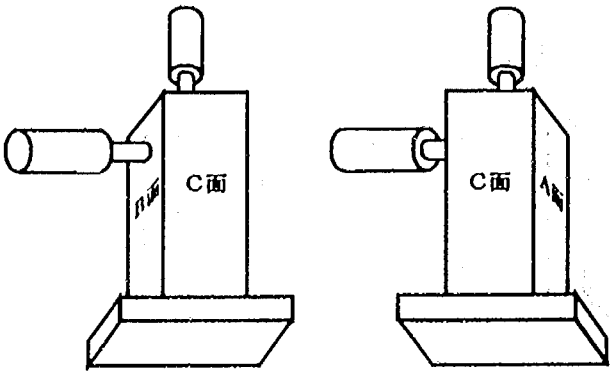
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ_y)

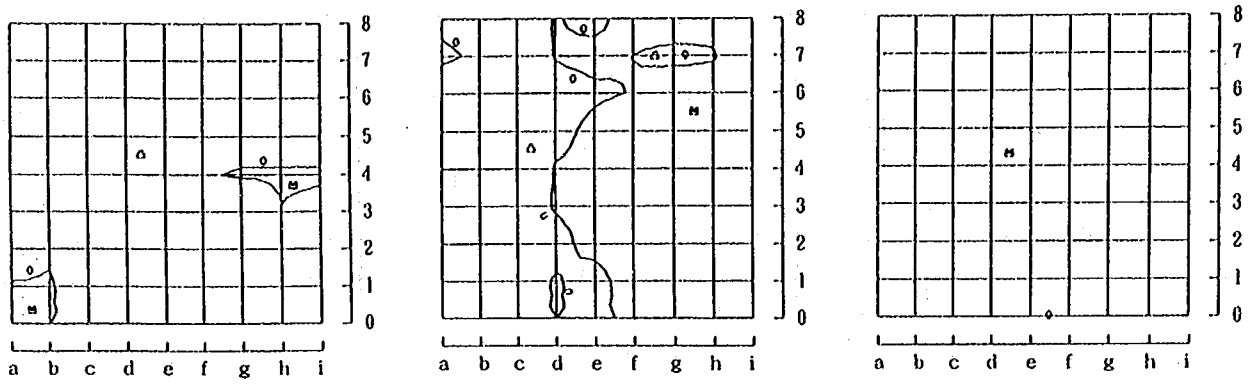


(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+8 δ_y)

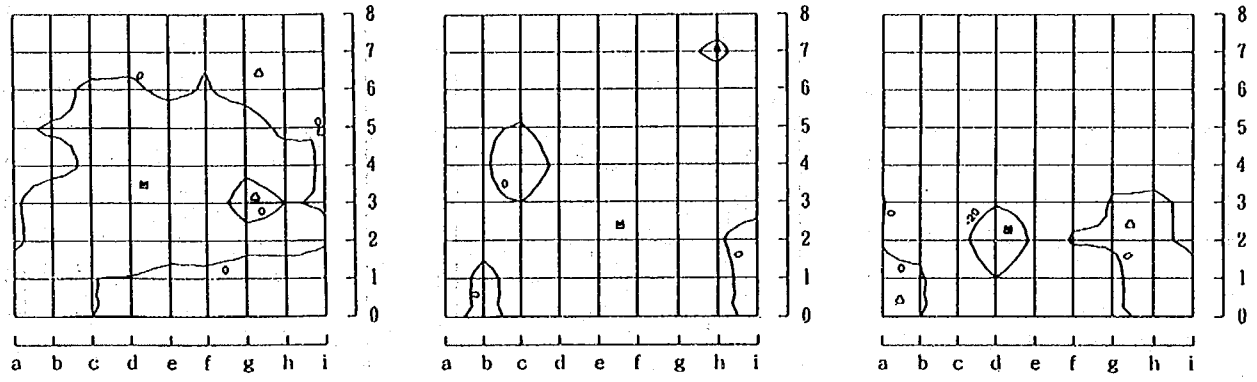
図-3.1.12(1)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.10）





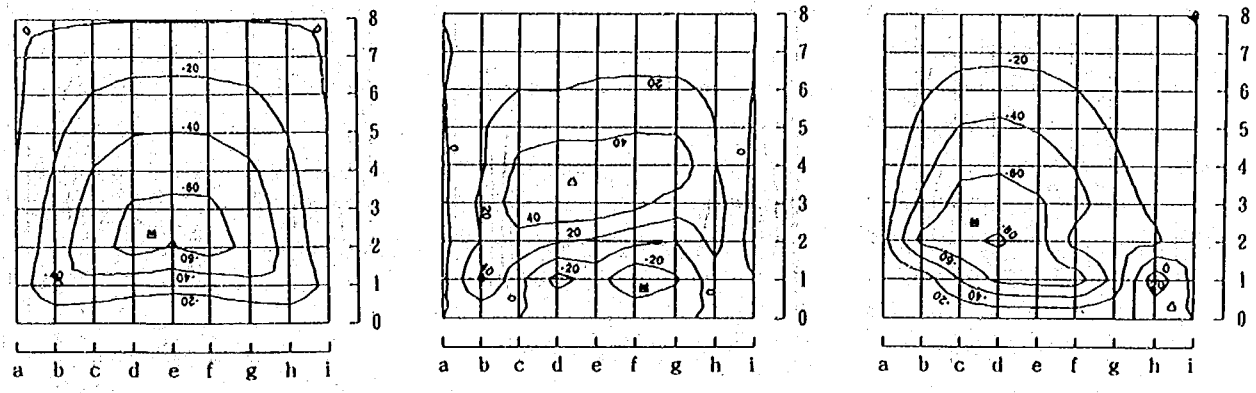
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

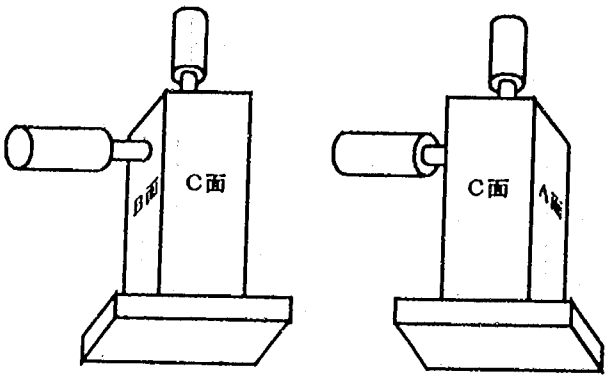
(ii) 最大荷重を超えた点(+5 δ y)

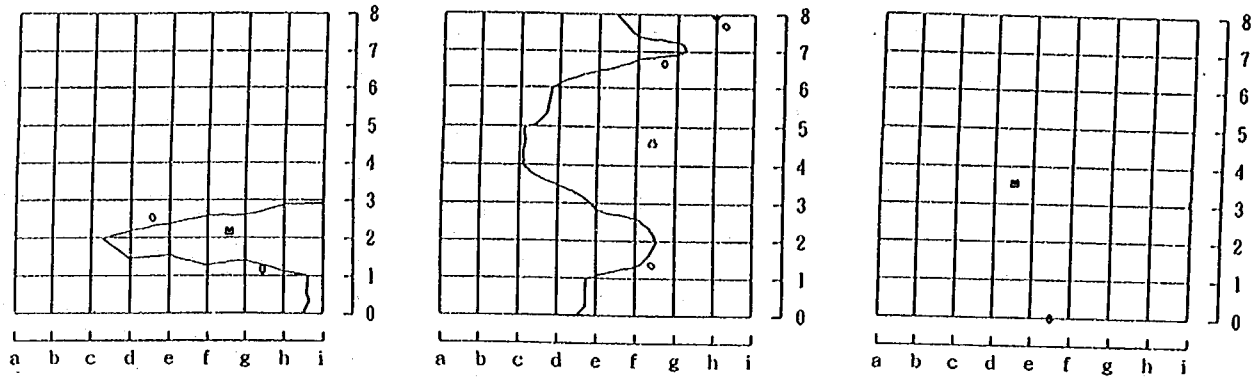


(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+9 δ y)

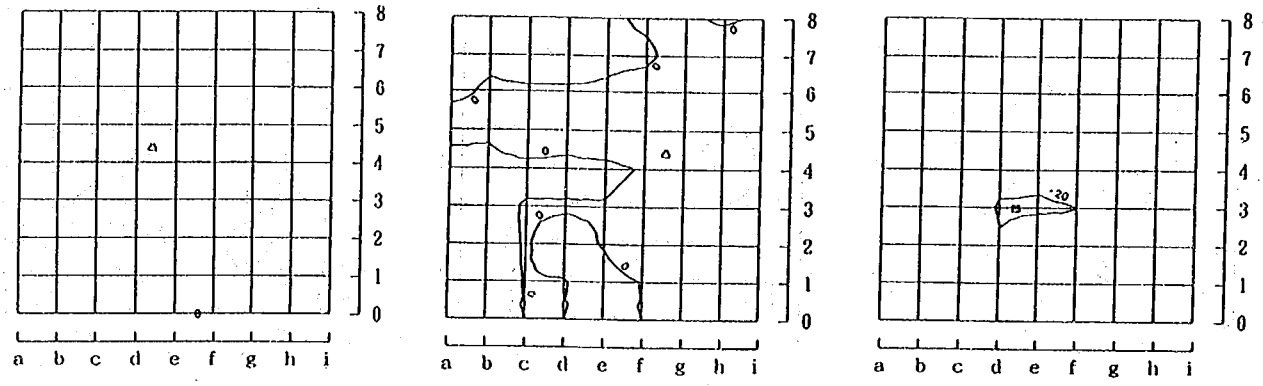
図-3.1.12(2)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.11）





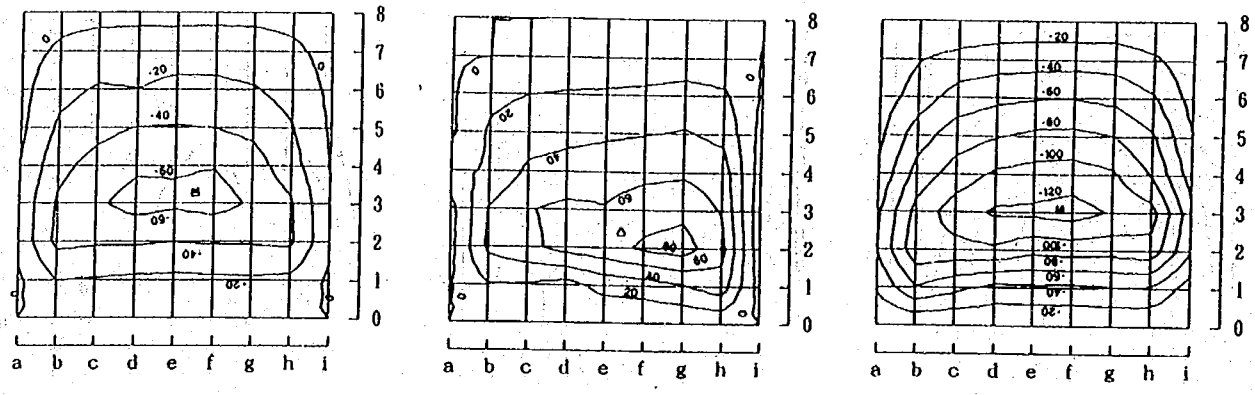
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

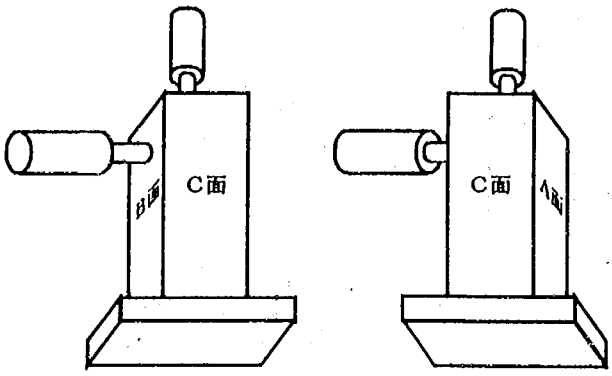
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ y)

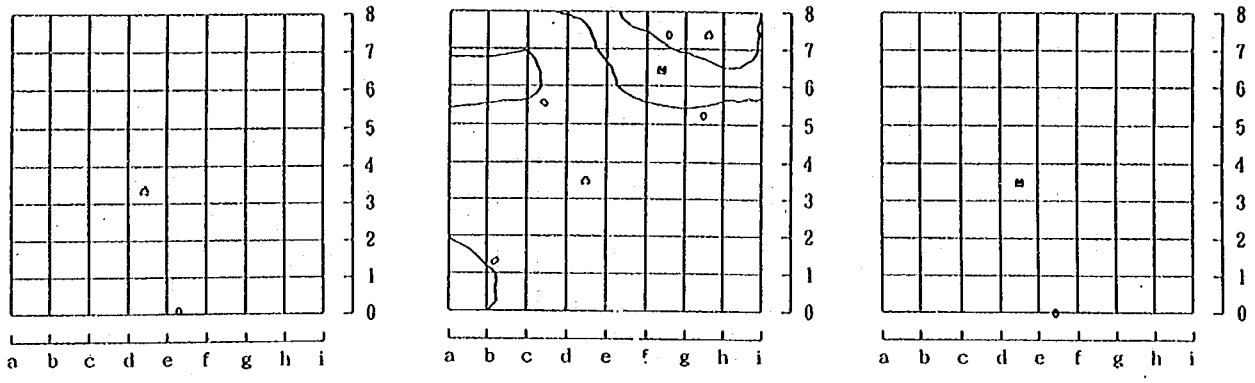


(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+7 δ y)

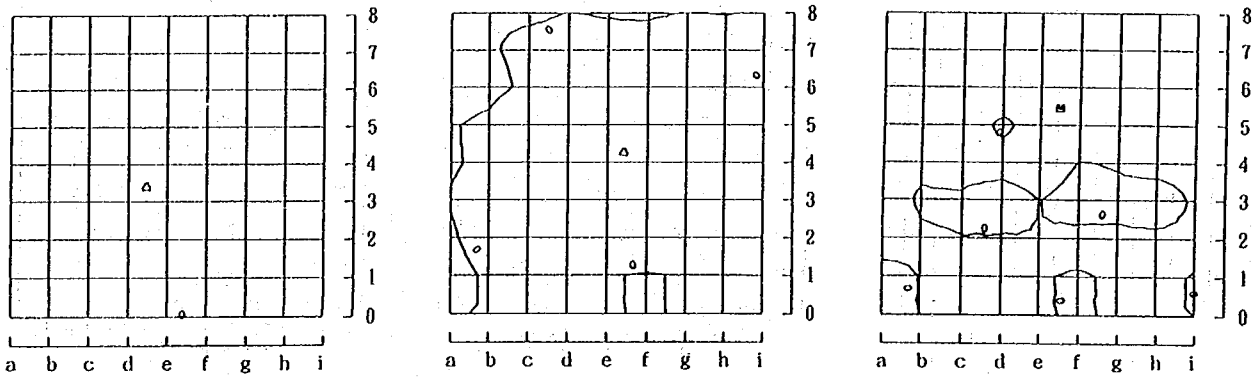
図-3.1.12(3)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.12）





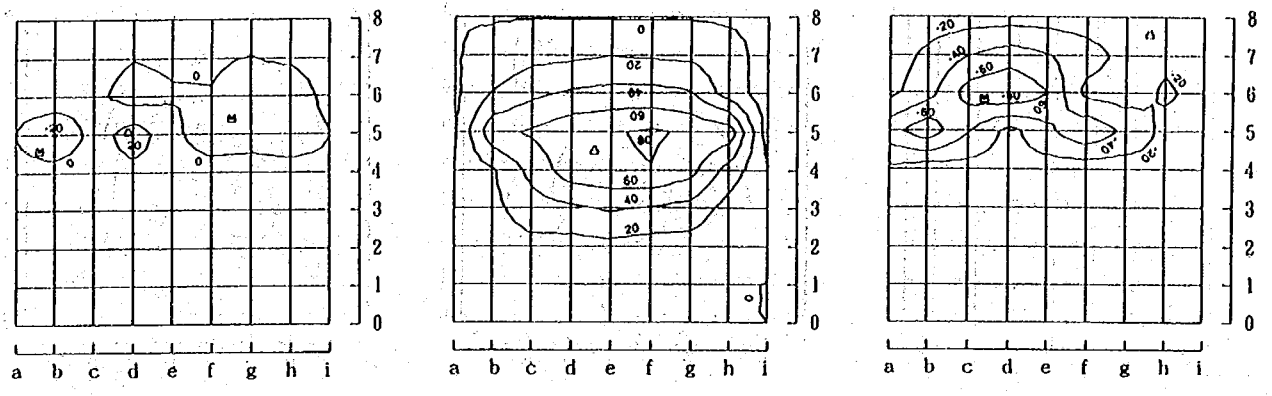
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

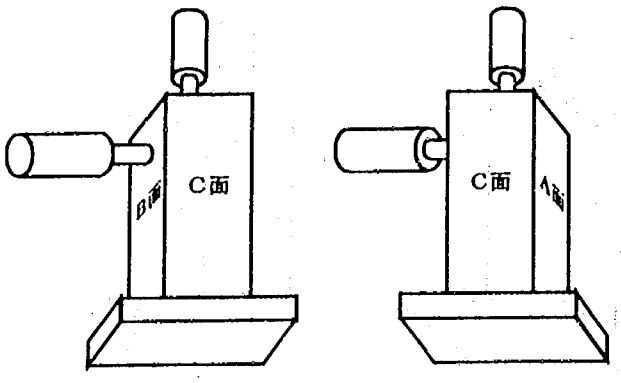
(ii) 最大荷重を超えた点(+5 δ_y)

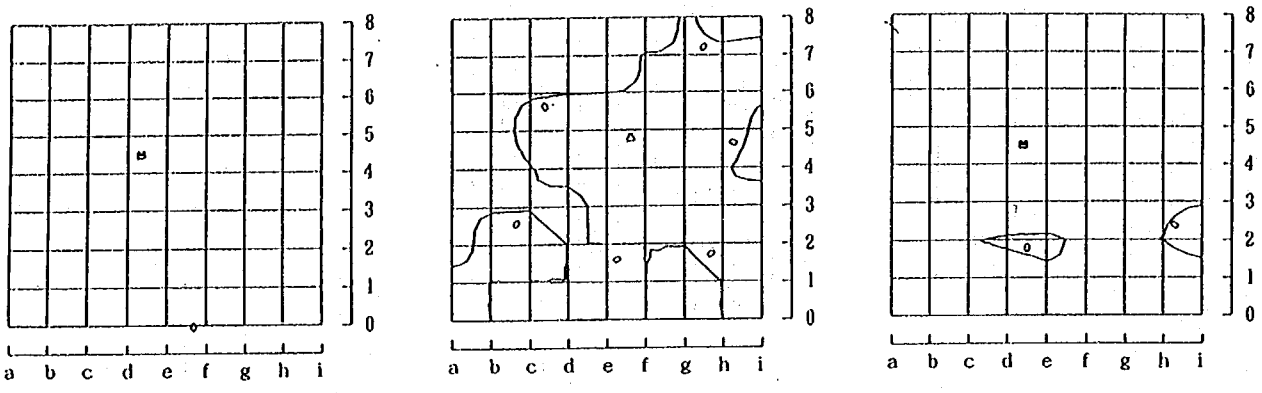


(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+7 δ_y)

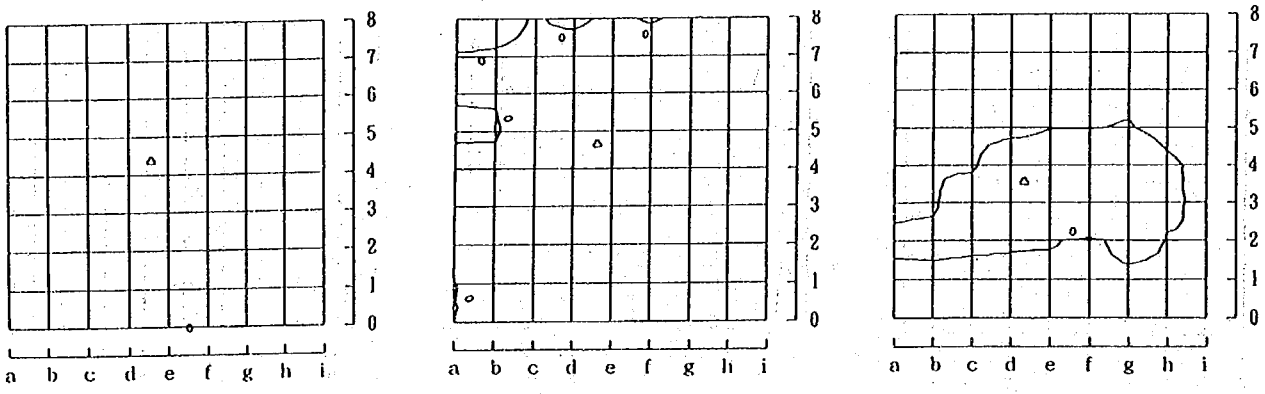
図-3.1.12(4)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.13）





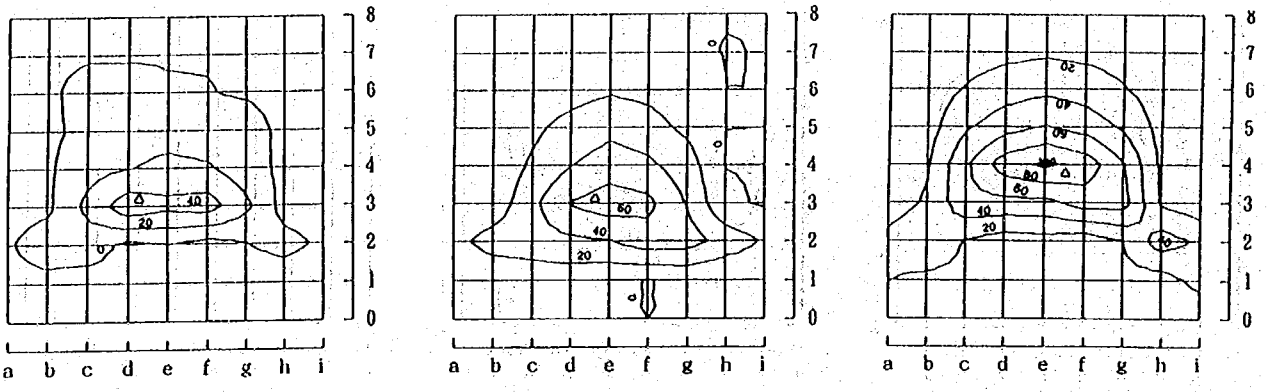
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

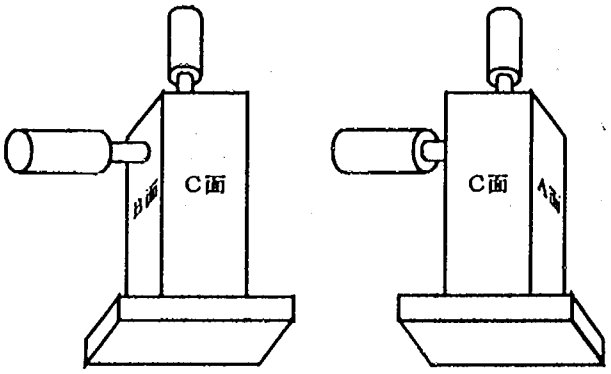
(ii) 最大荷重を超えた点(+6 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+9 δ_y)

図-3.1.12(5)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.14）



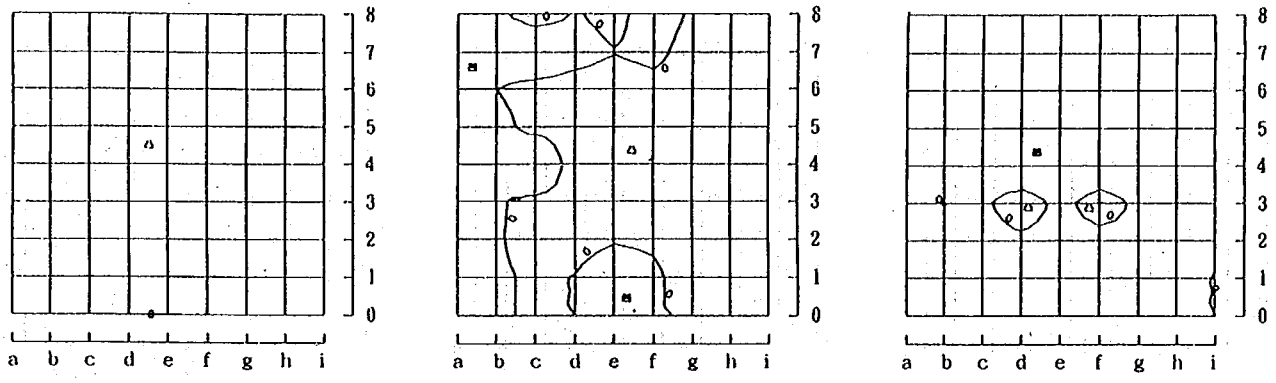
変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

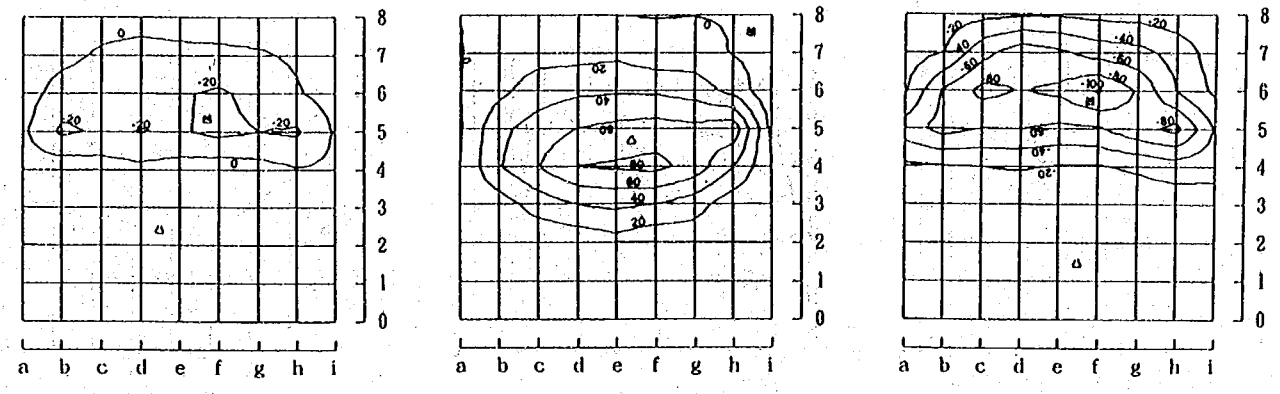
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

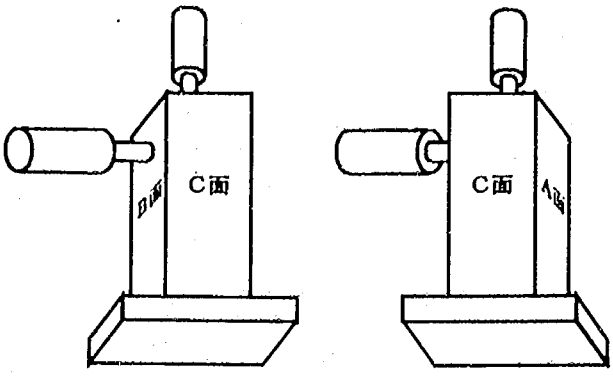
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ y)

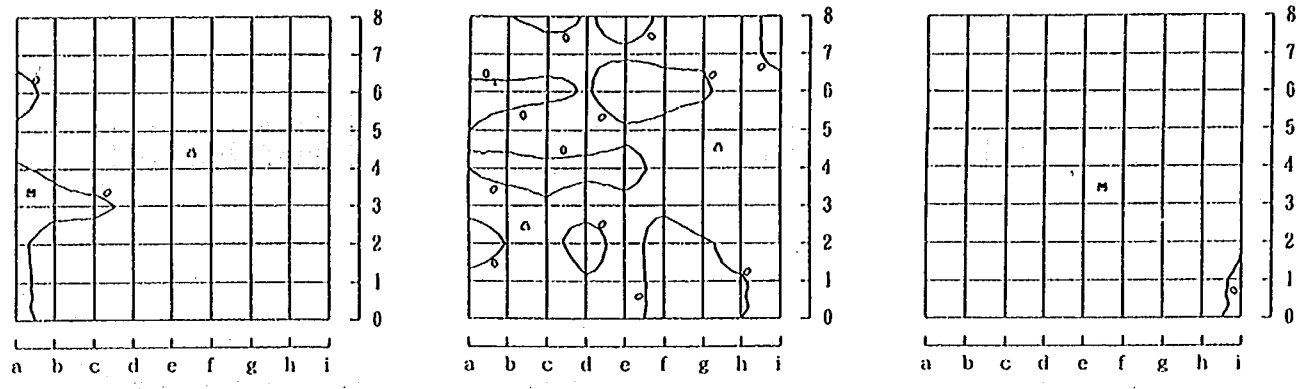


(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+7 δ y)

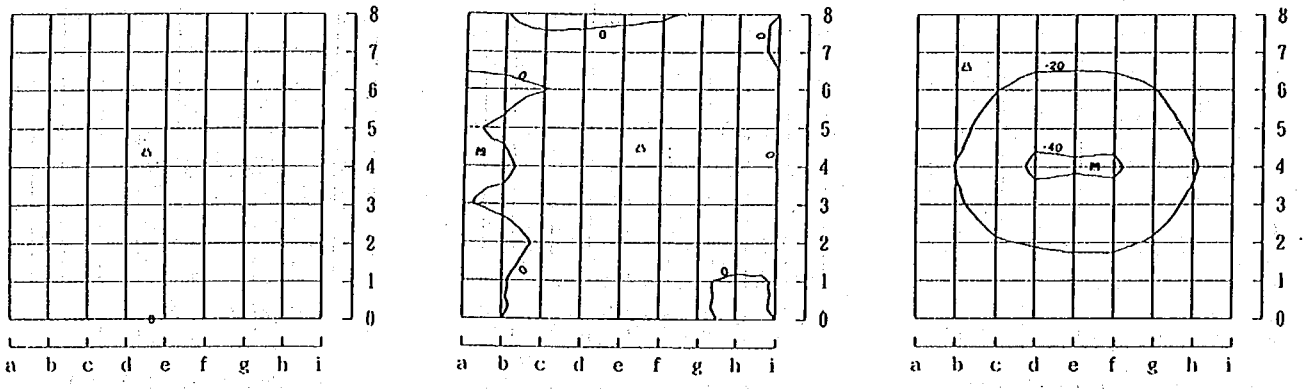
図-3.1.12(6)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.17）





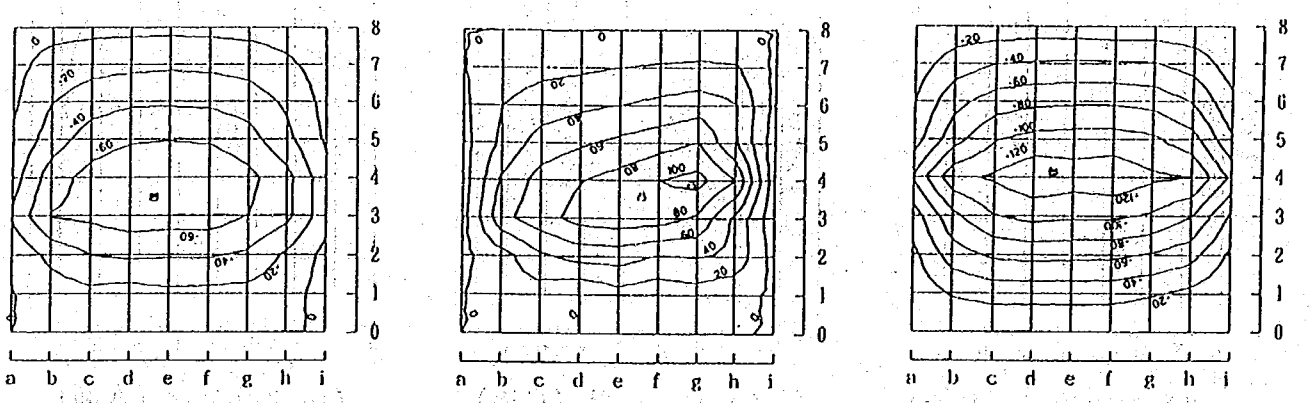
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

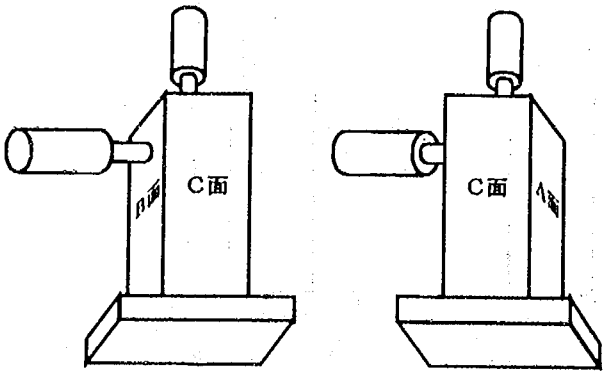
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+6 δ_y)

図-3.1.12(7)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.18）



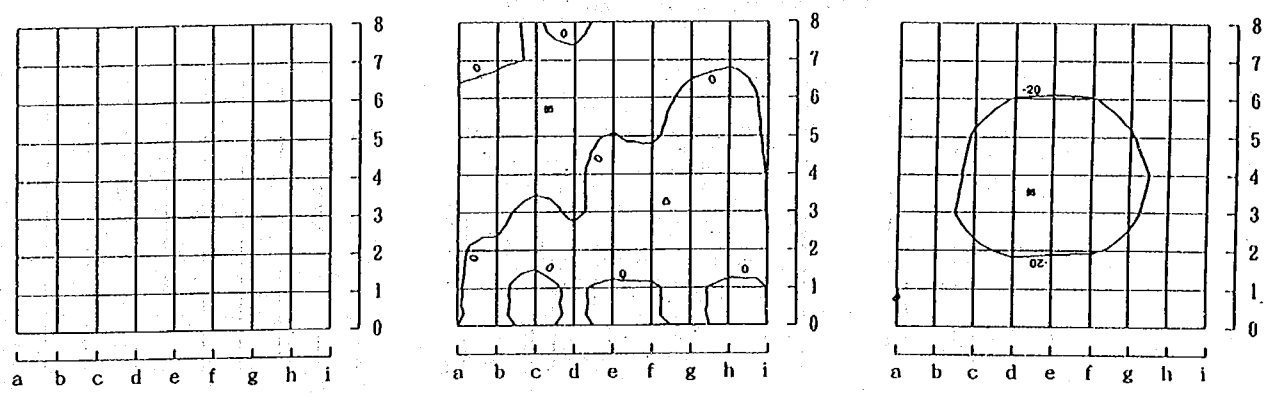
変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

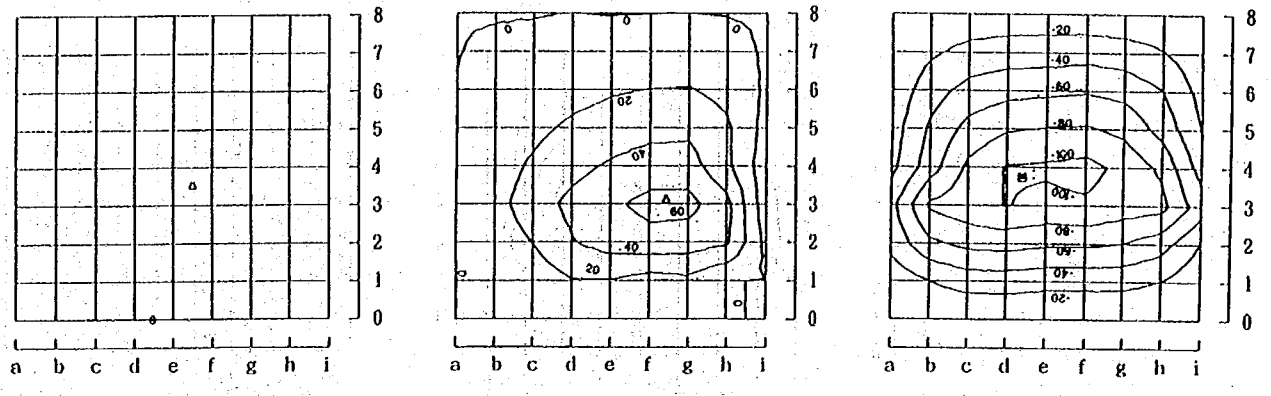
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

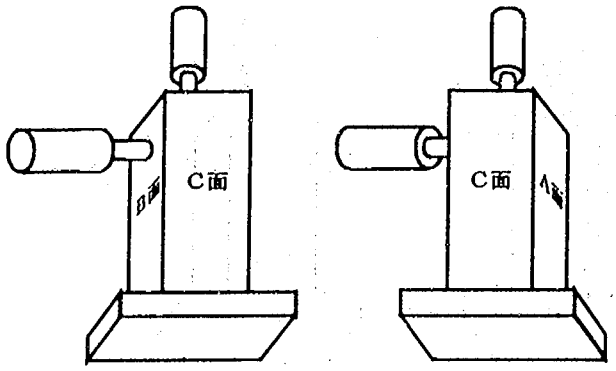
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ_y)

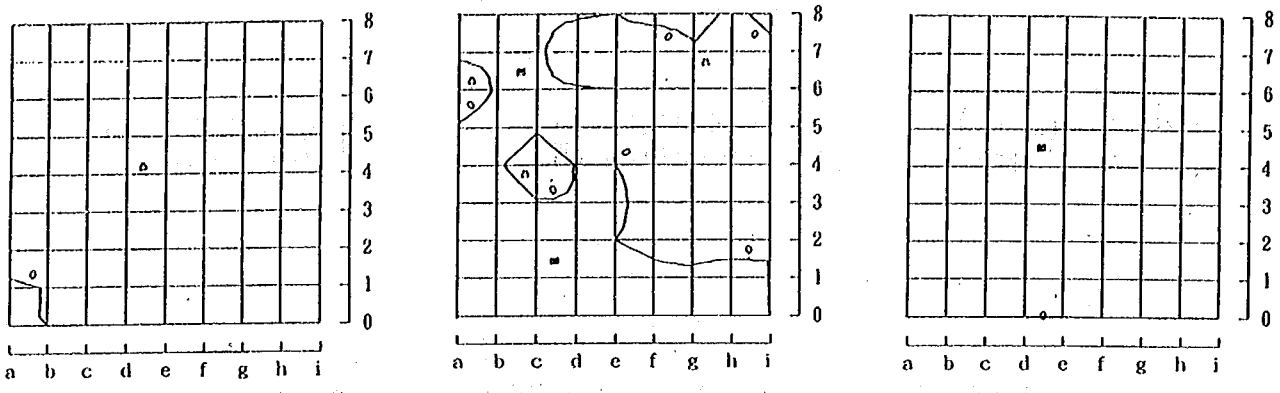


(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+8 δ_y)

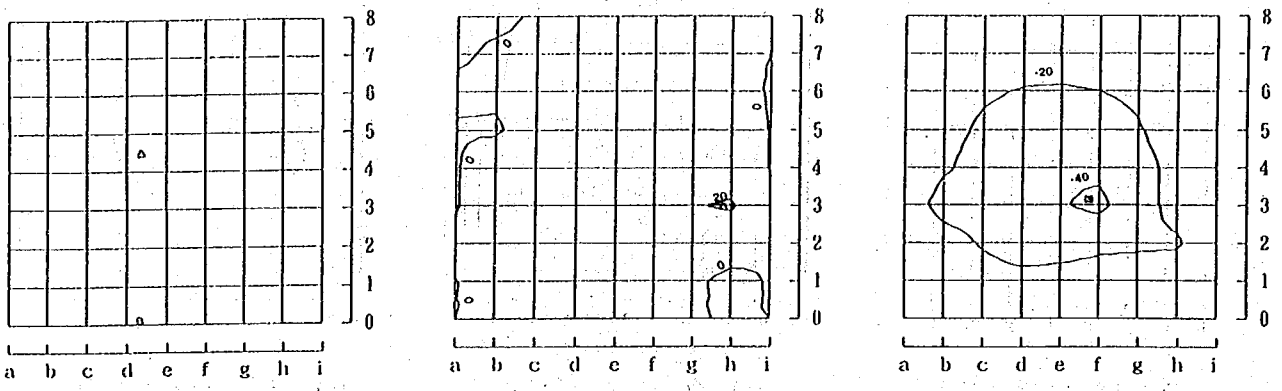
図-3.1.12(8)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.19）





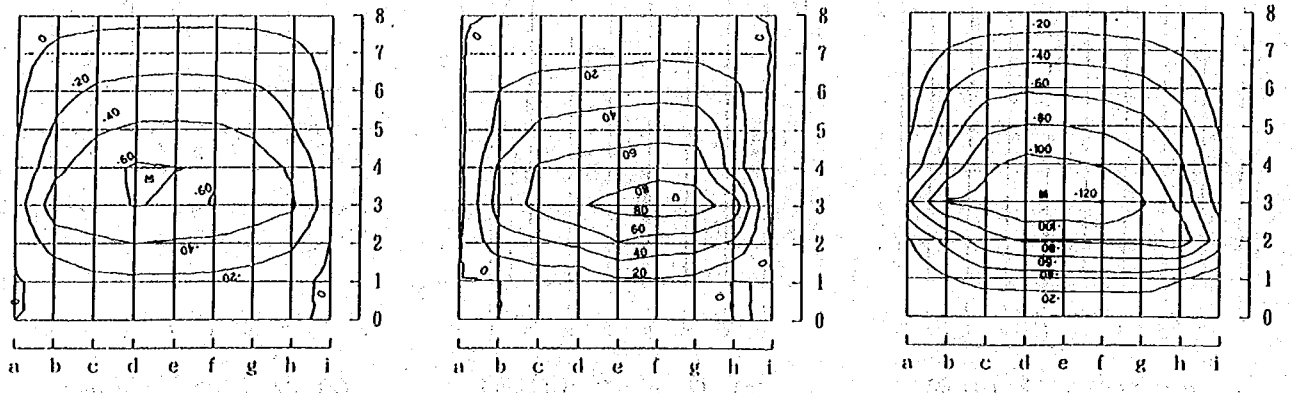
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

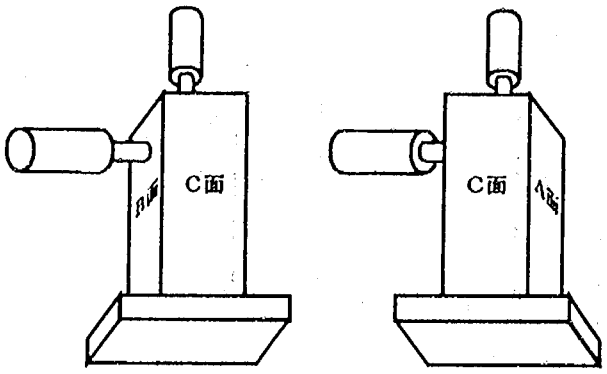
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ_y)

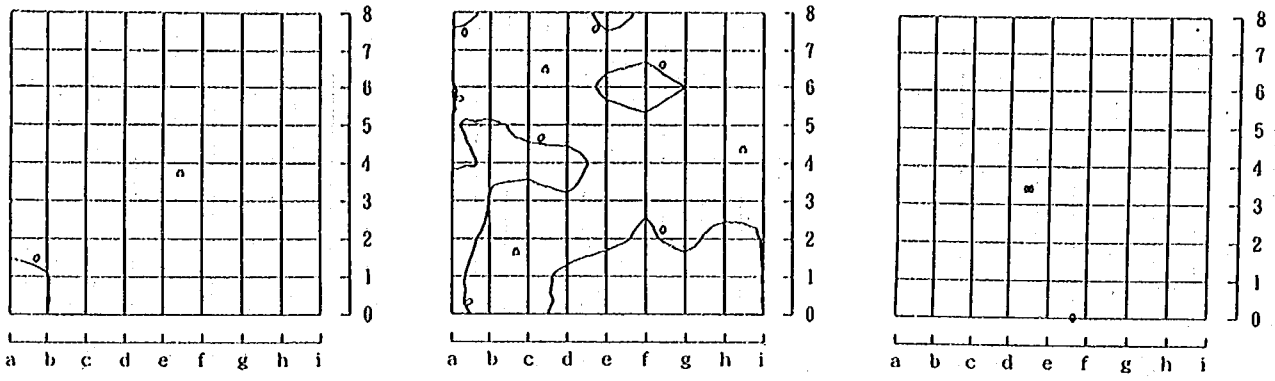


(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+6 δ_y)

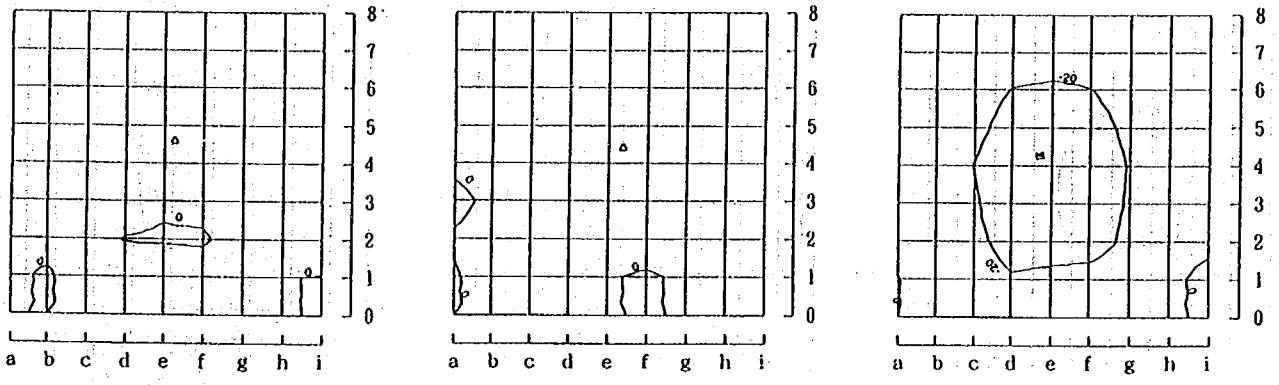
図-3.1.12(9)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.20）





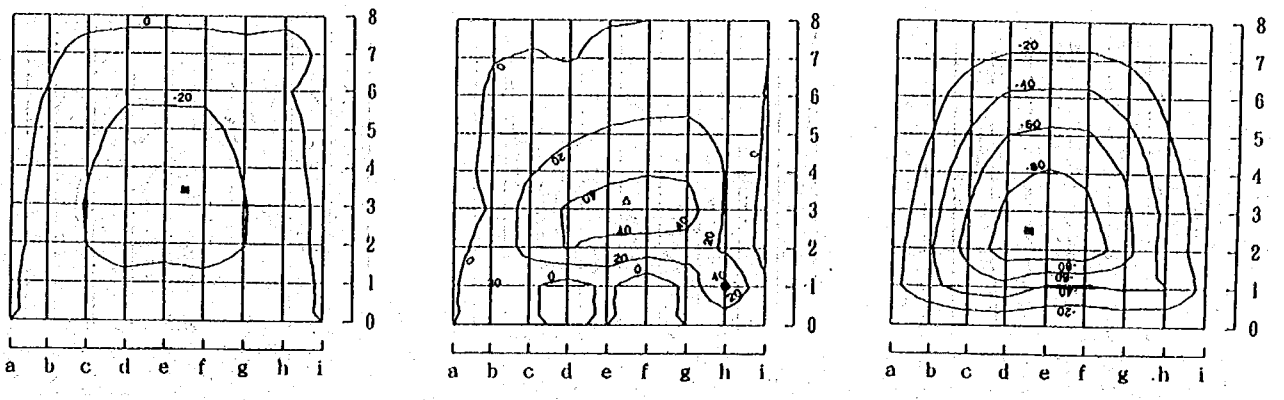
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

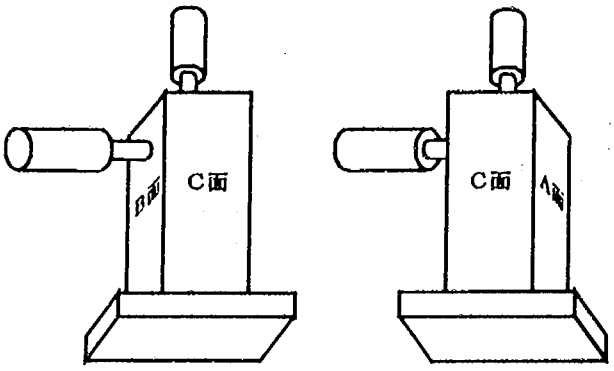
(ii) 最大荷重を超えた点(+5 δ_y)

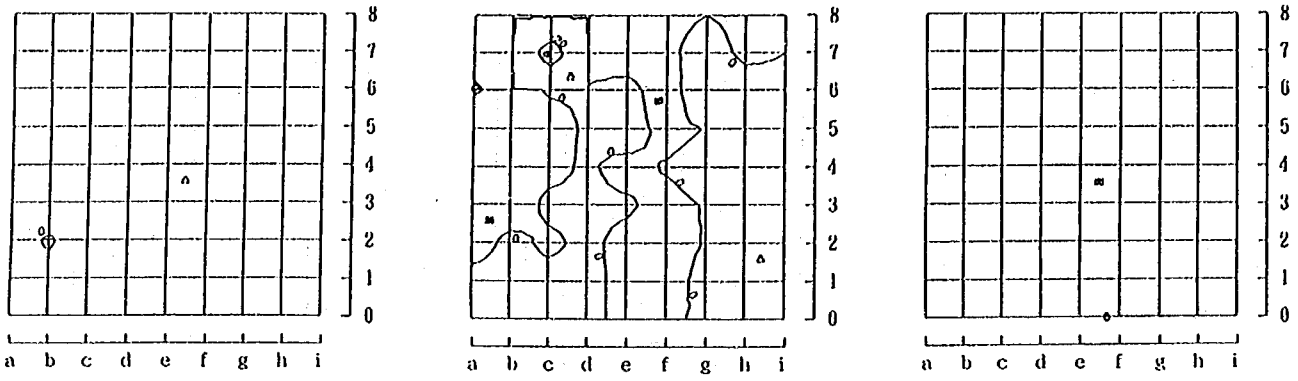


(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+9 δ_y)

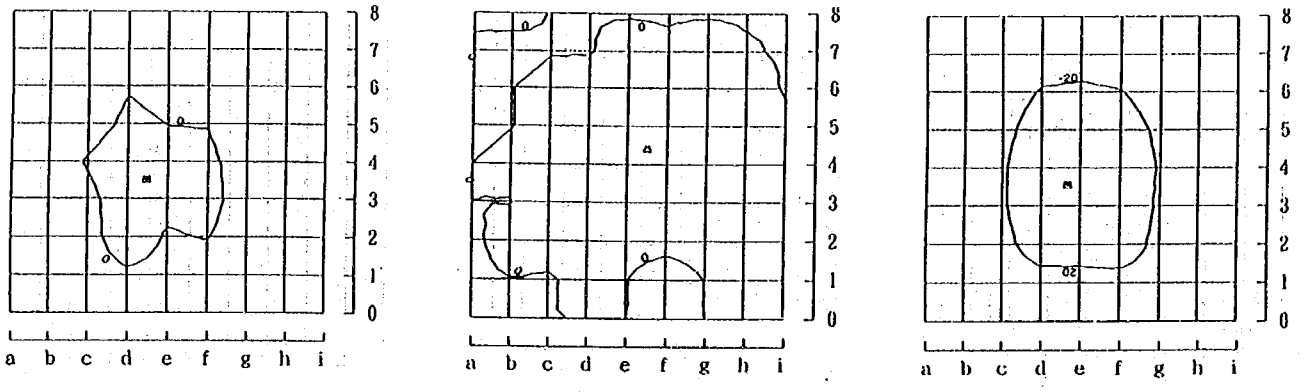
図-3.1.12(10)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.22）





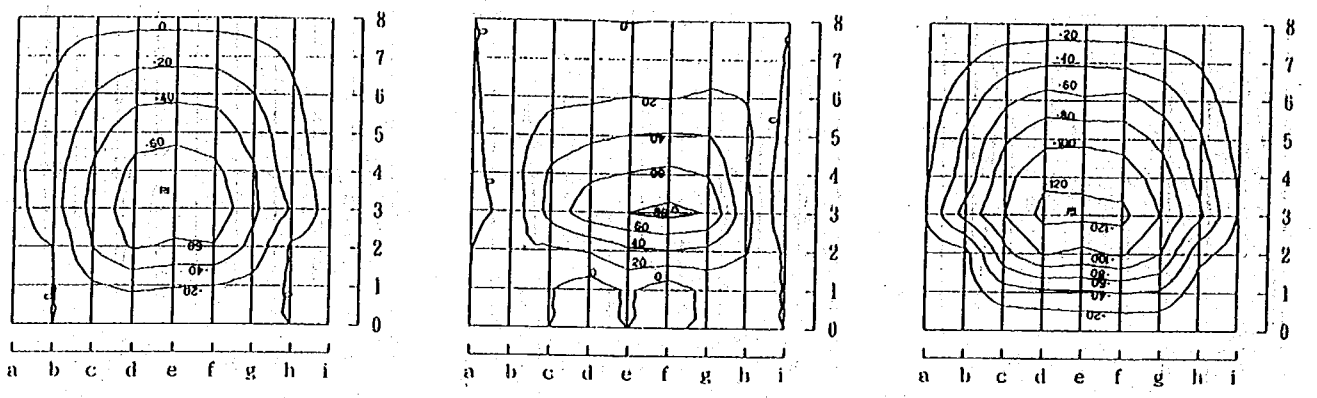
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

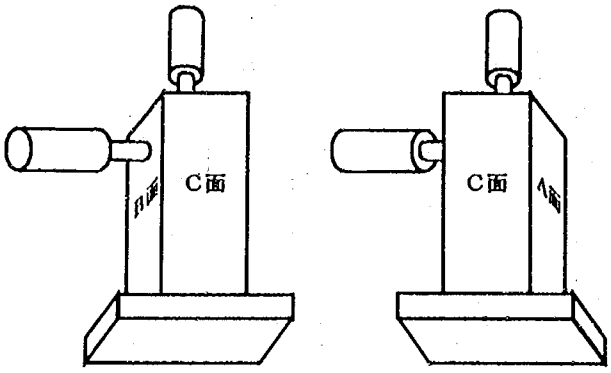
(ii) 最大荷重を超えた点(+5 δ_y)

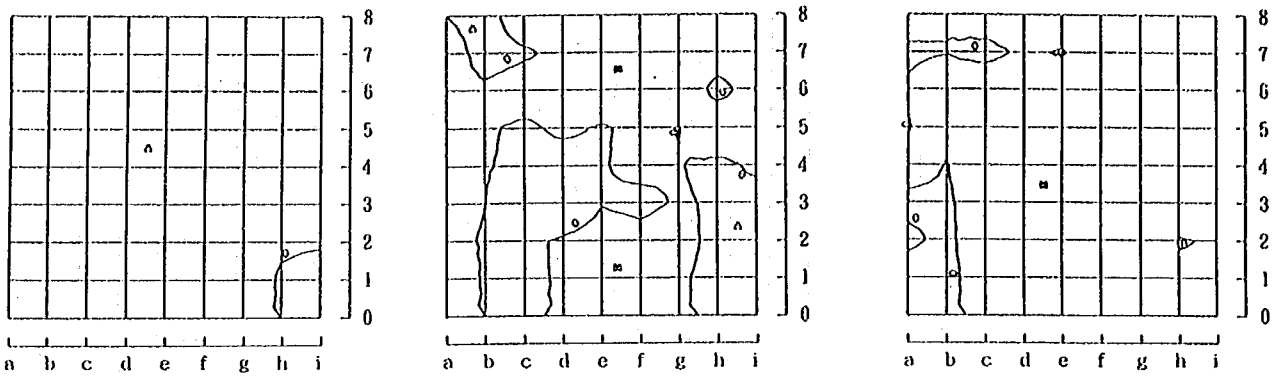


(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+8 δ_y)

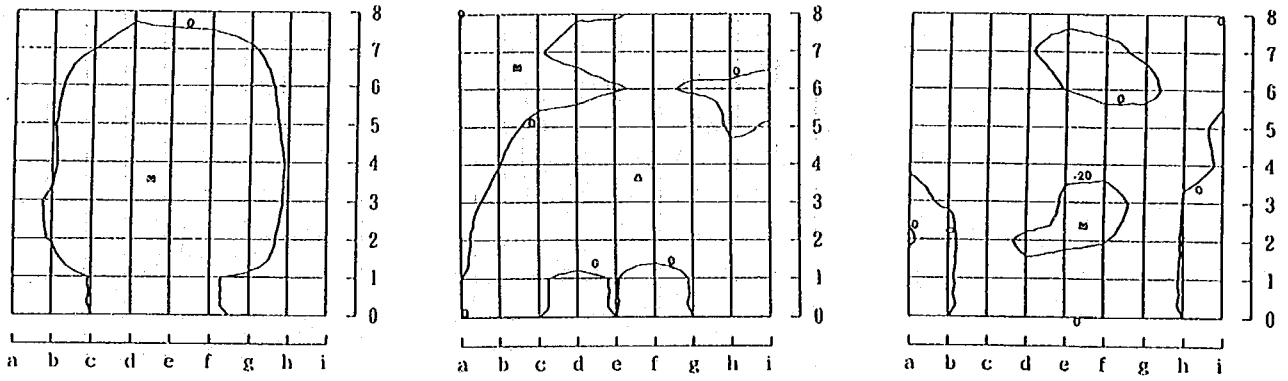
図-3.1.12(11)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.23）





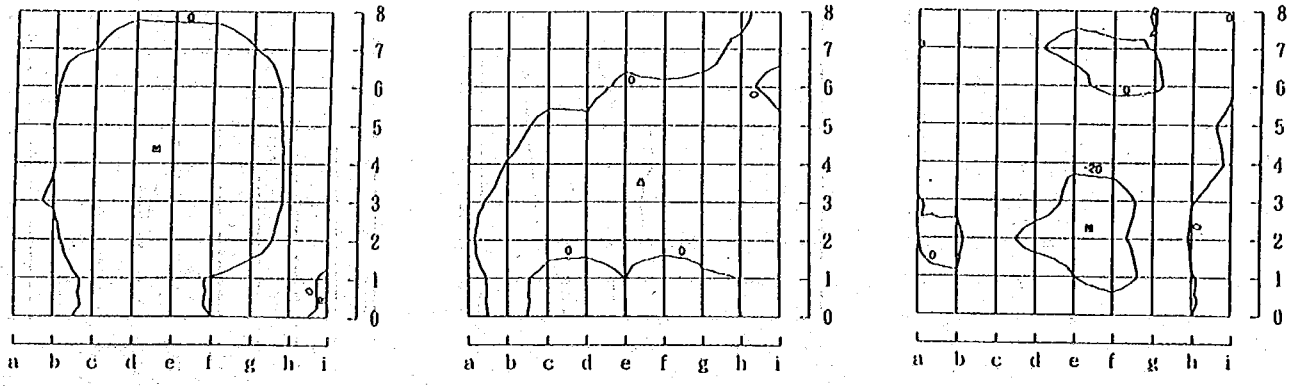
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

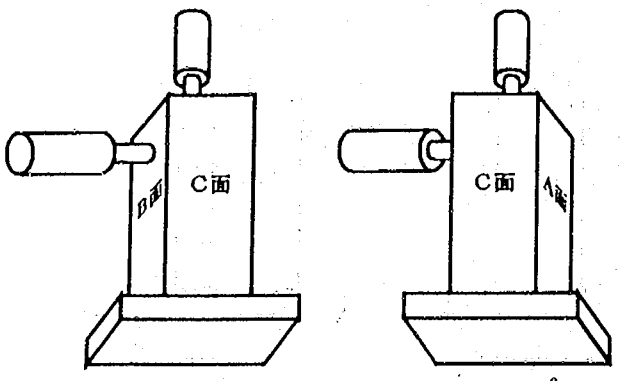
(ii) 最大荷重を超えた点(+5 δ_y)

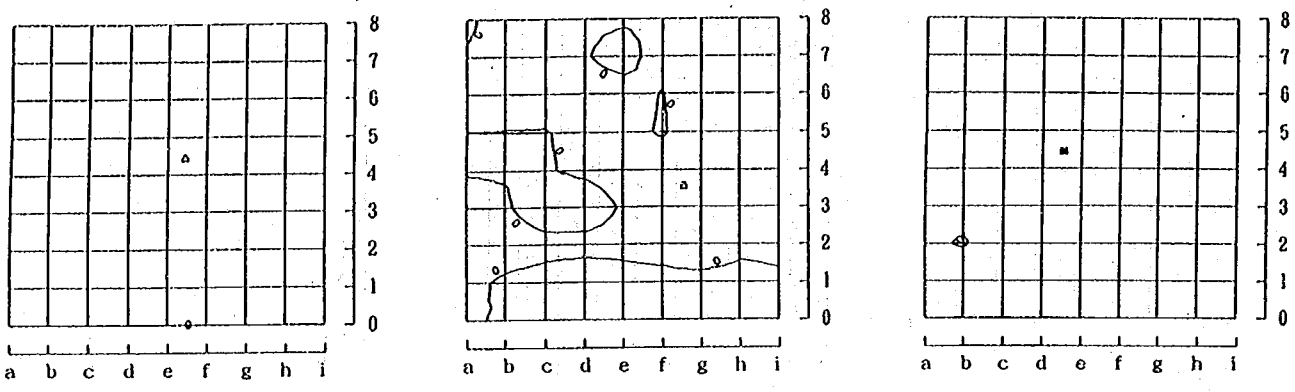


(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+6 δ_y)

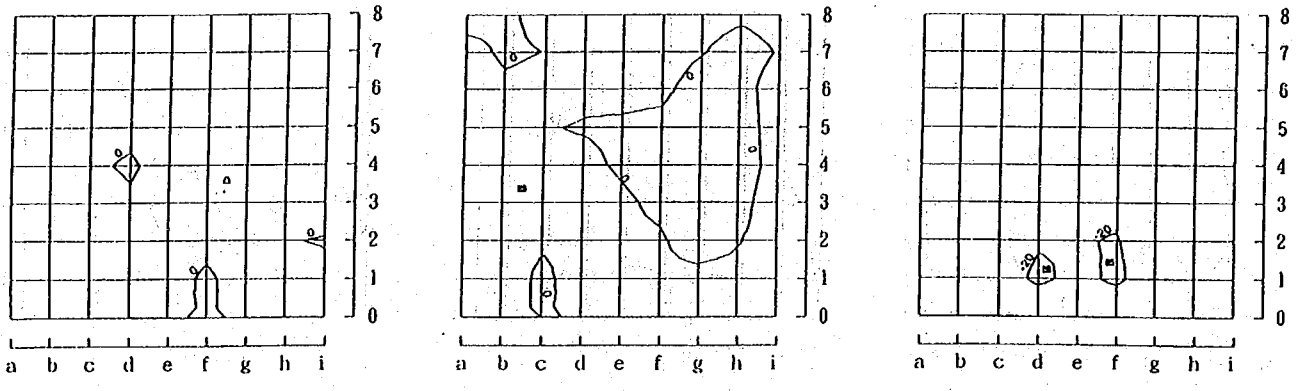
図-3.1.12(12)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.24）





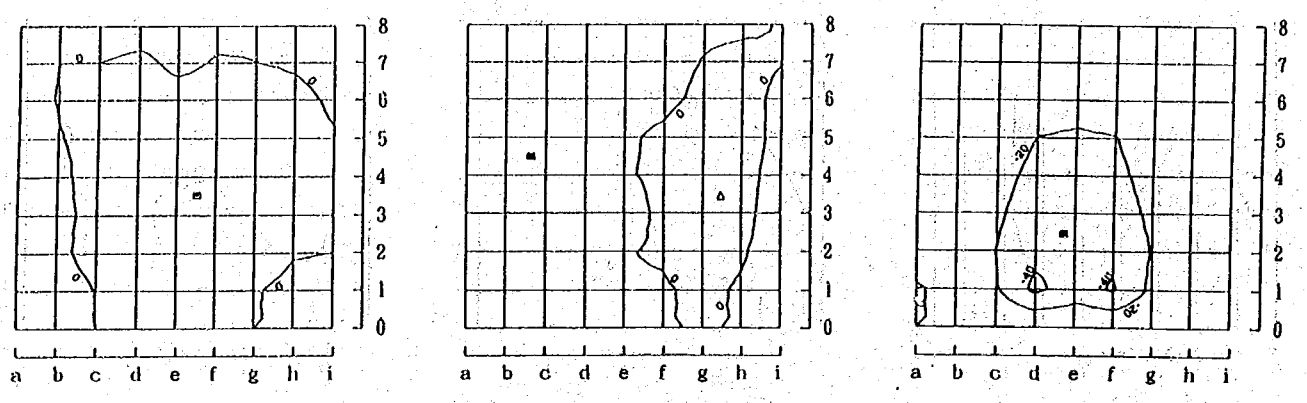
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

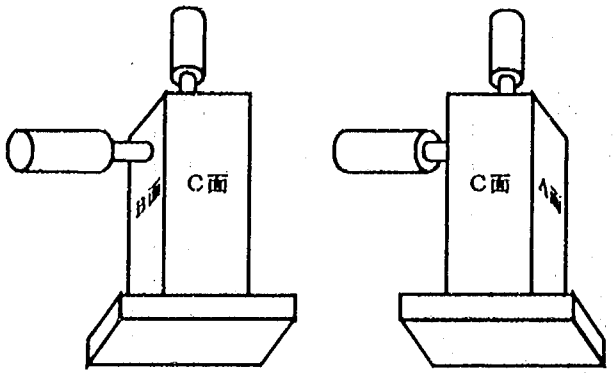
(ii) 最大荷重を超えた点(+6 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+8 δ_y)

図-3.1.12(13)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.25）



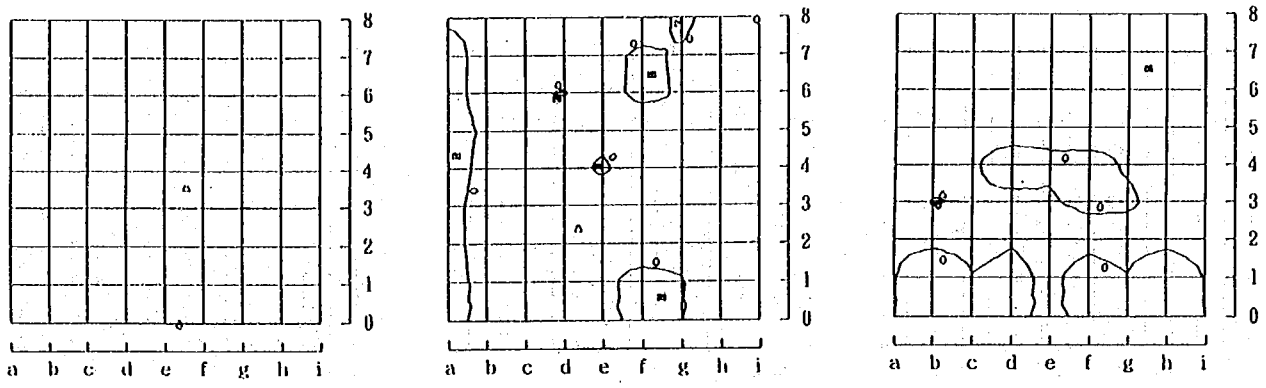
変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

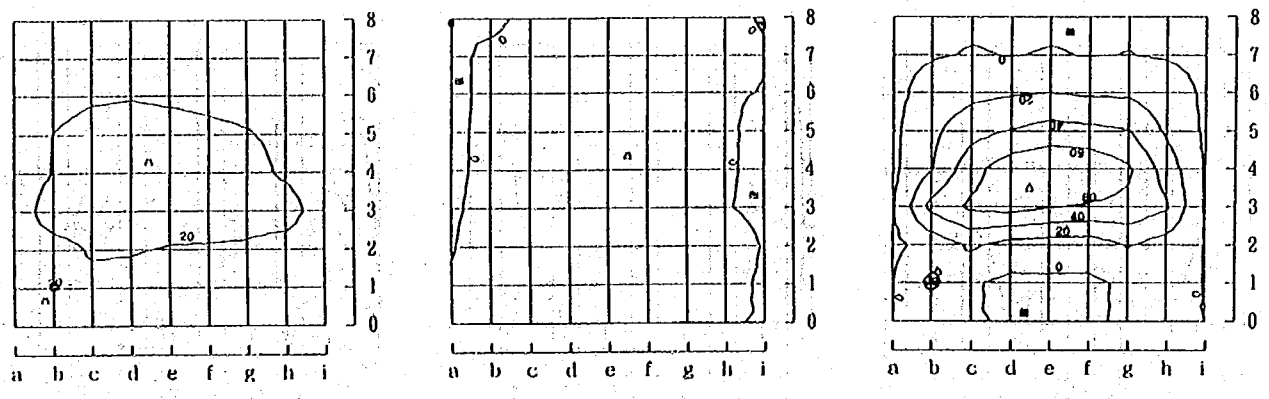
(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

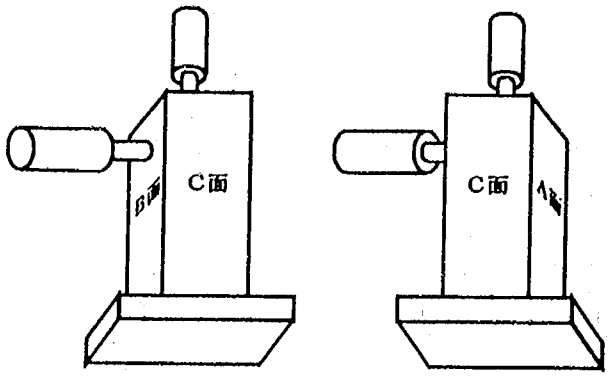
(ii) 最大荷重を超えた点(+6 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウェブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+11 δ_y)

図-3.1.12(14)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.26）



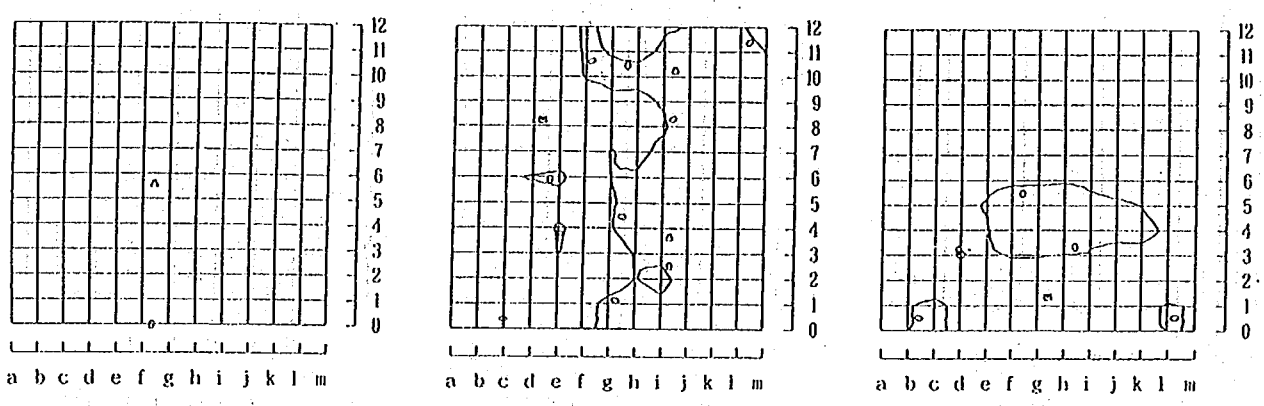
変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

変位が生じていないため未計測

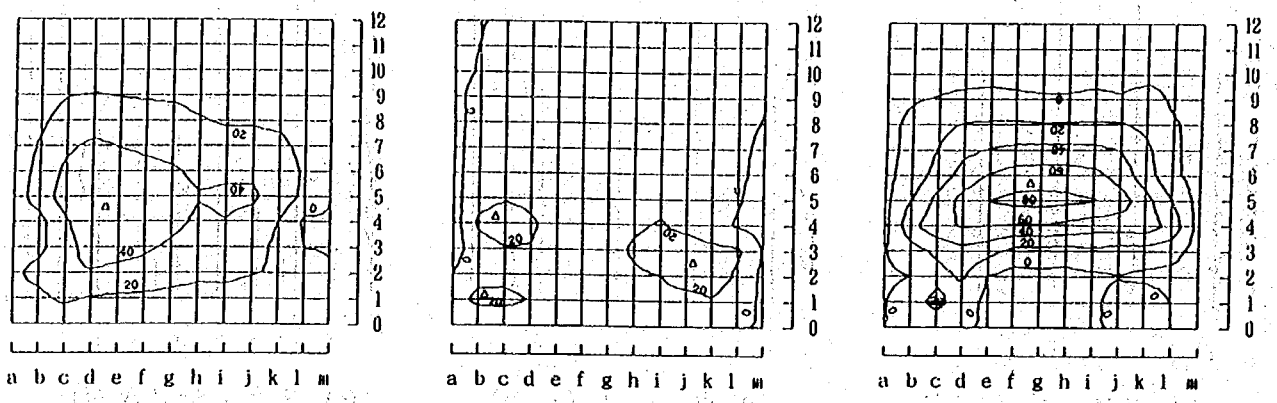
(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(i) 降伏時を超えた点(+3 δ_y)



(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

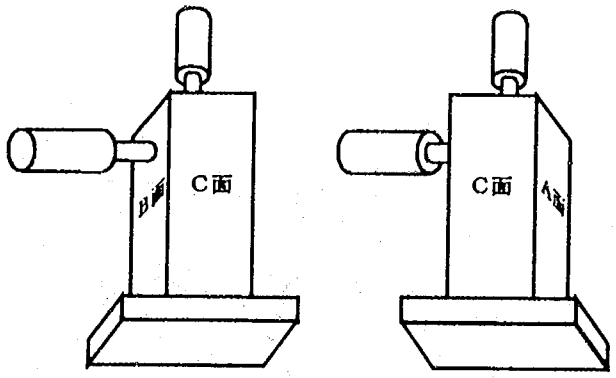
(ii) 最大荷重を超えた点(+5 δ_y)

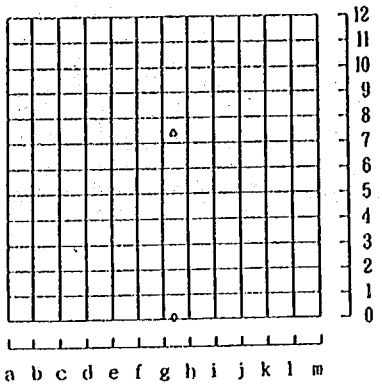


(b) フランジ（B面）　(c) ウ ェ ブ（C面）　(a) フランジ（A面）

(iii) 実験終了時付近(+12 δ_y)

図-3.1.12(15)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.27）

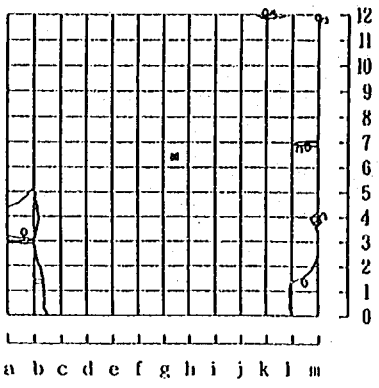




(b) フランジ（B面）

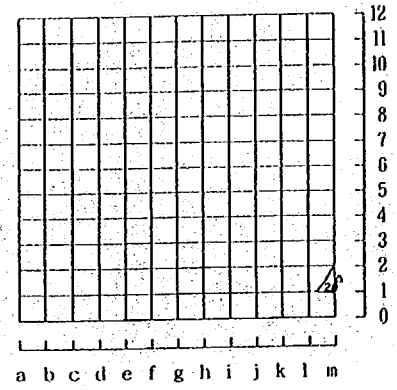
変位が生じていないため未計測

(c) ウ ェ ブ（C面）

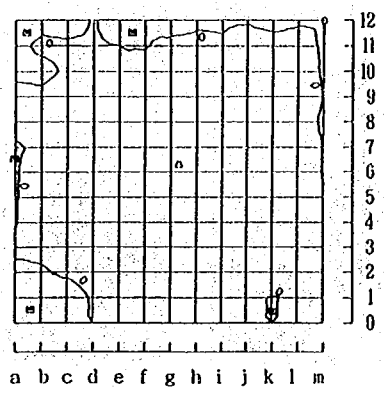


(a) フランジ（A面）

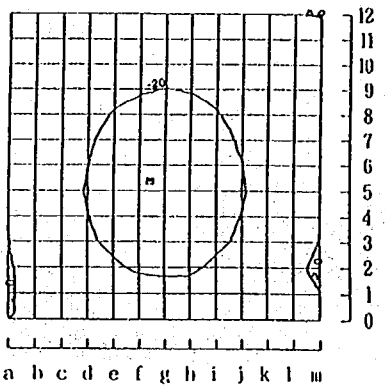
(i) 降伏時を超えた点(+3 δ y)



(b) フランジ（B面）

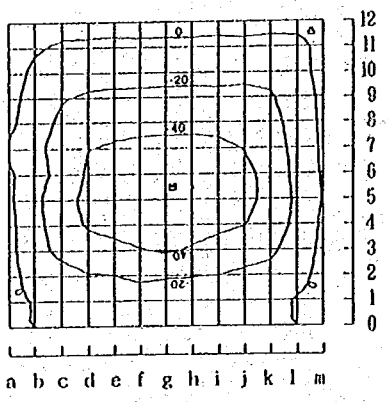


(c) ウ ェ ブ（C面）

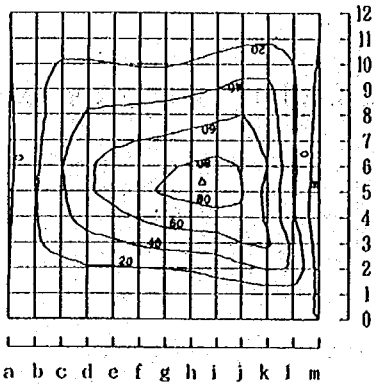


(a) フランジ（A面）

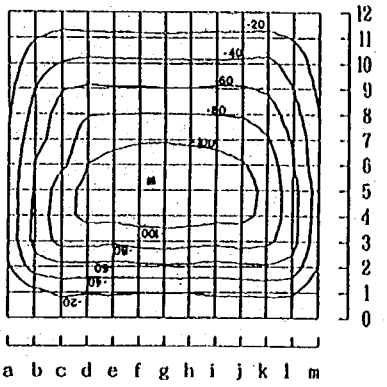
(ii) 最大荷重を超えた点(+4 δ y)



(b) フランジ（B面）



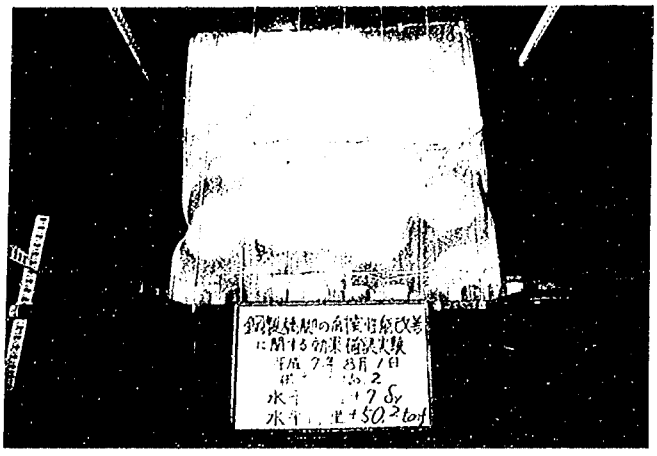
(c) ウ ェ ブ（C面）

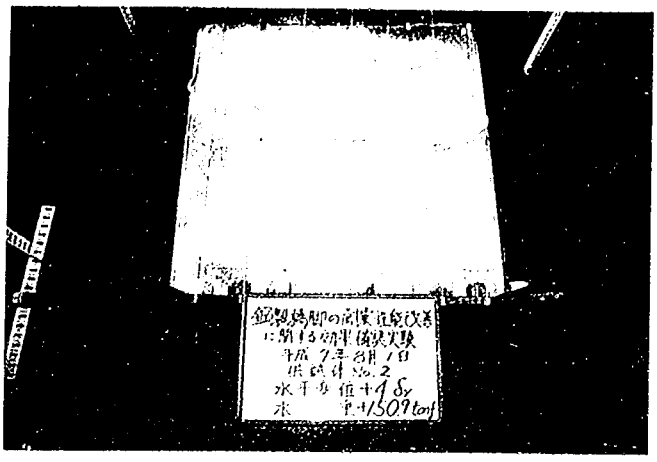


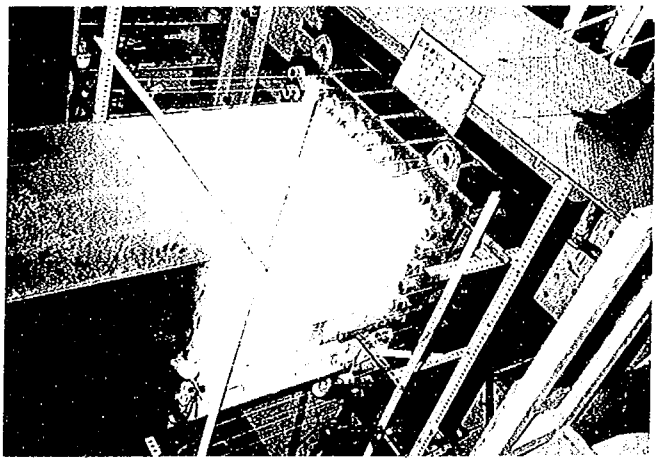
(a) フランジ（A面）

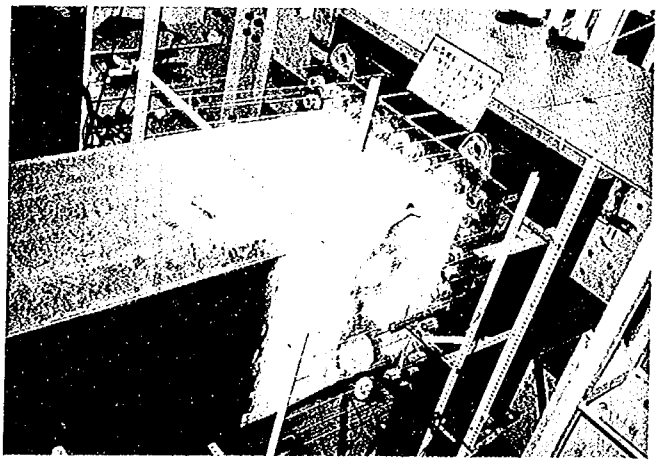
(iii) 実験終了時付近(+6 δ y)

図-3.1.12(16)　フランジおよびウェブの面外変位等高線図（No.28）



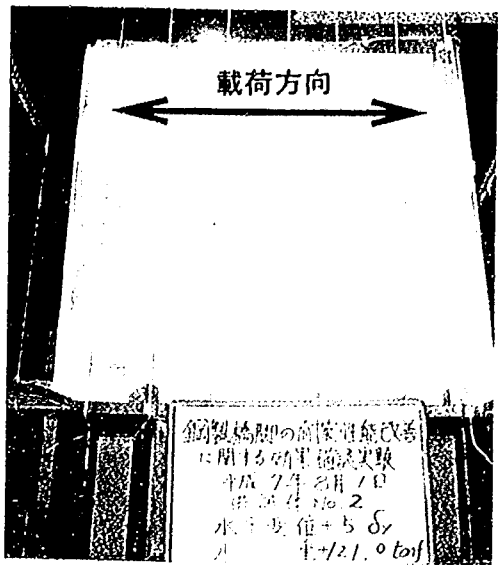




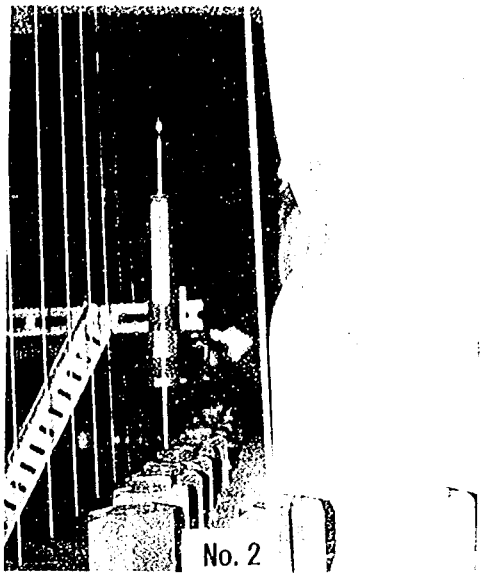


(i) 最大荷重を超えた点（+4 δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（+ 7 δ_y）

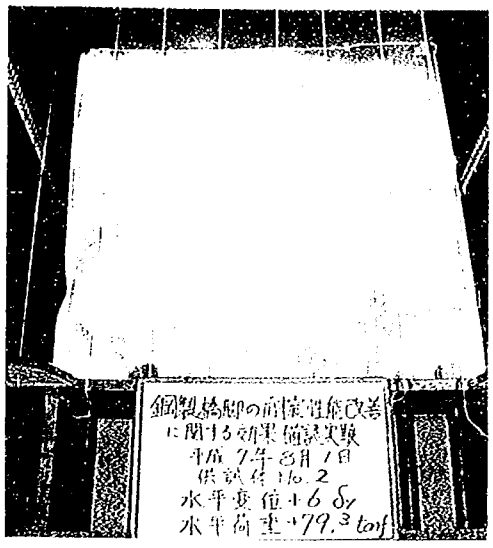
写真-3.1.1(1)　変形の状況（No. 2）



＋５δy



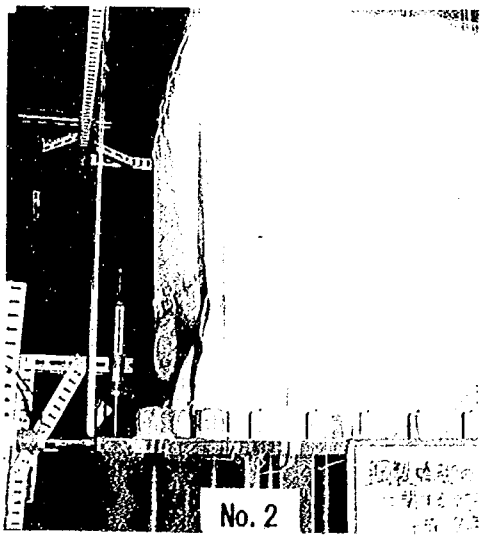
＋７δy(ｴﾈﾙｷﾞｰ吸収最大)



＋６δy(角部の直線性損失)



－７δyへの途中(割れ進展)



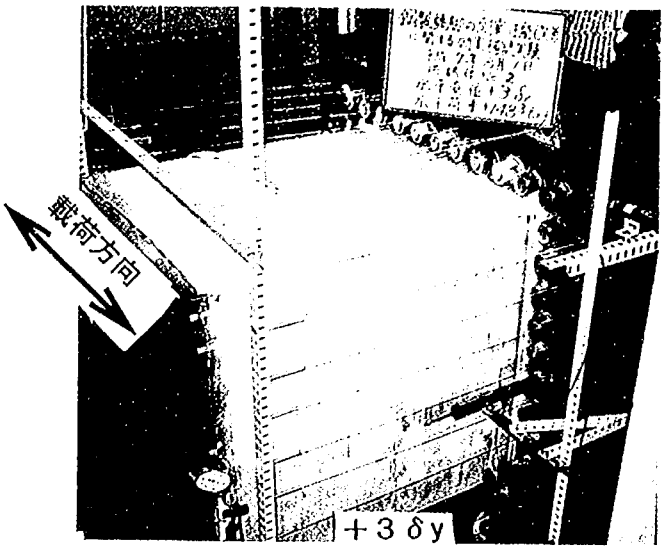
＋６δy(－６δyへの途中，角割れ)

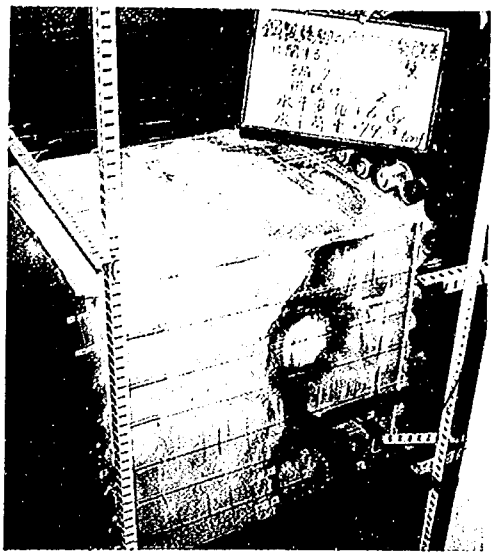


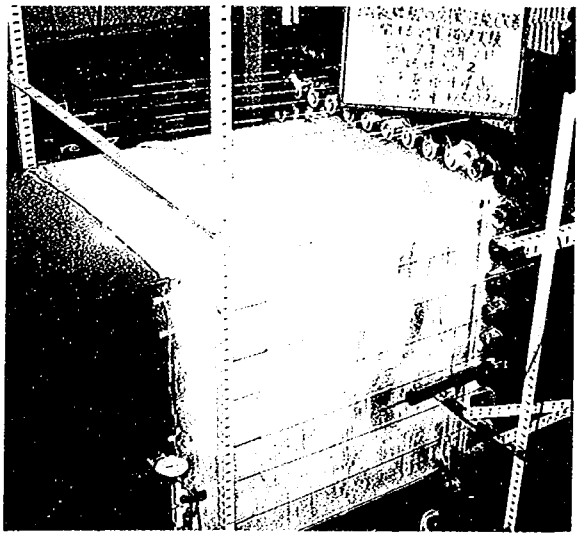
実験終了時

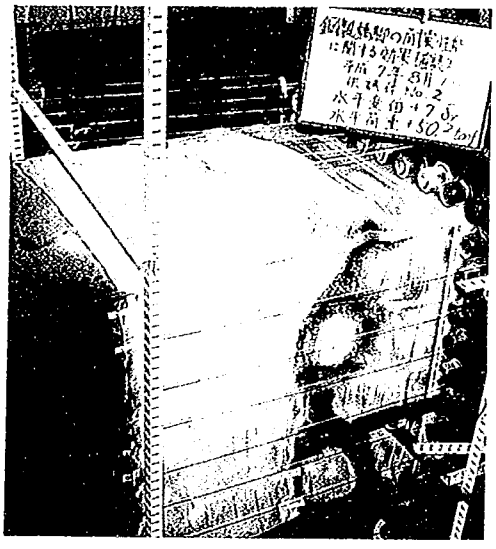
(iv) 変形の進展

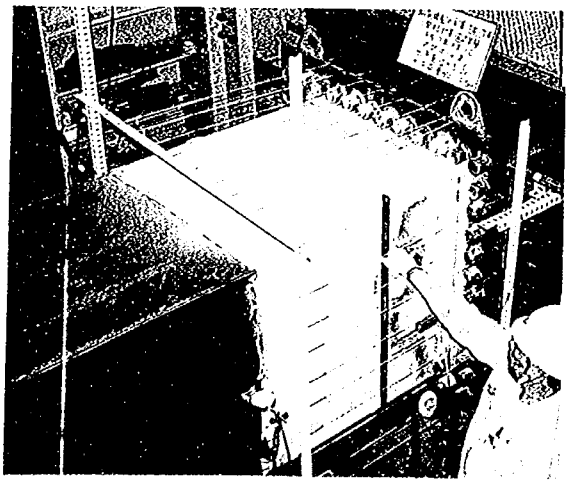
写真-3.1.1(1) 変形の状況 (No. 2)




＋６δy(ｴﾈﾙｷﾞｰ吸収最大)

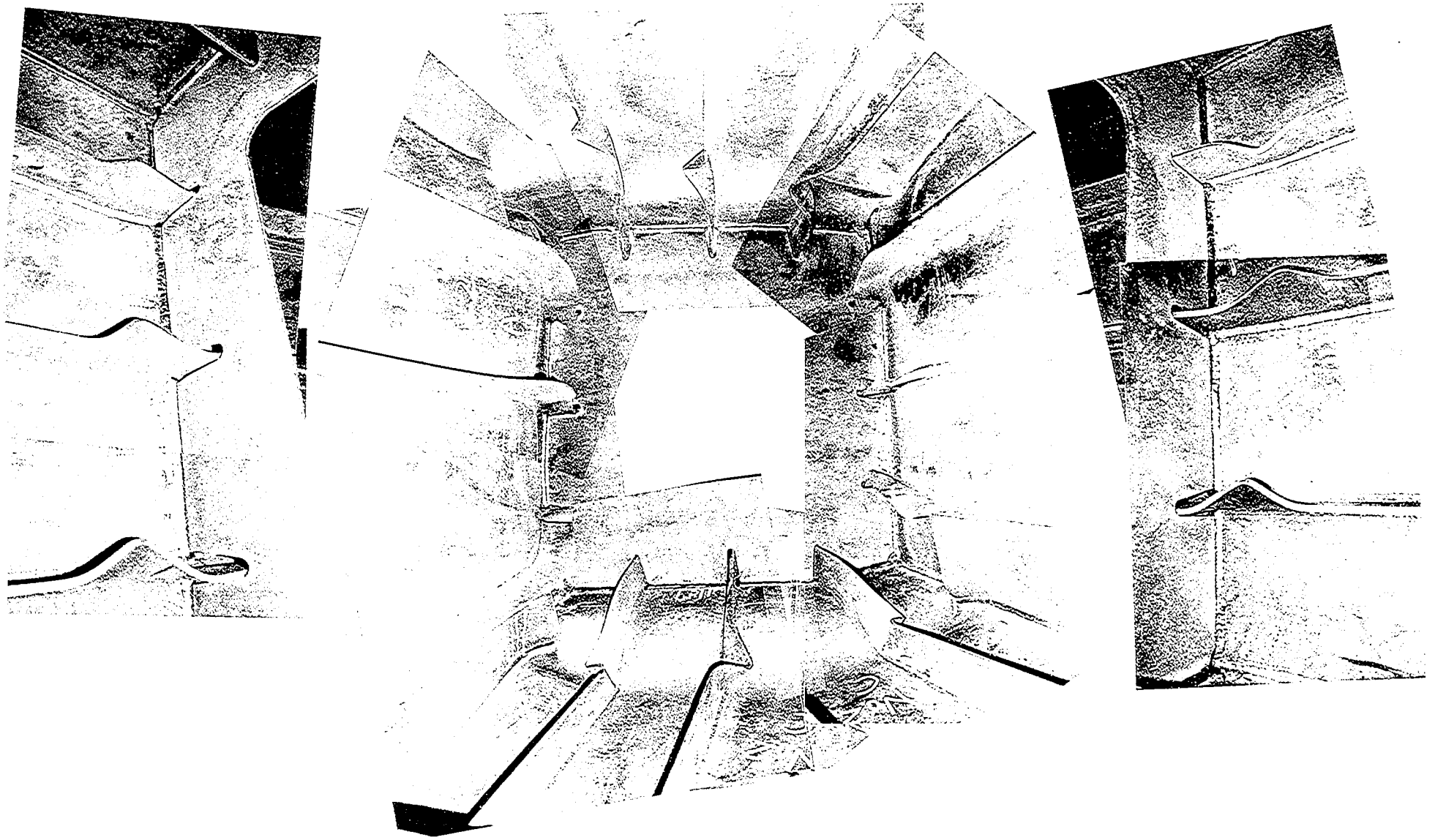

＋４δy(最大耐力を超えた点)


＋７δy


＋５δy(角部の直線性の限界)

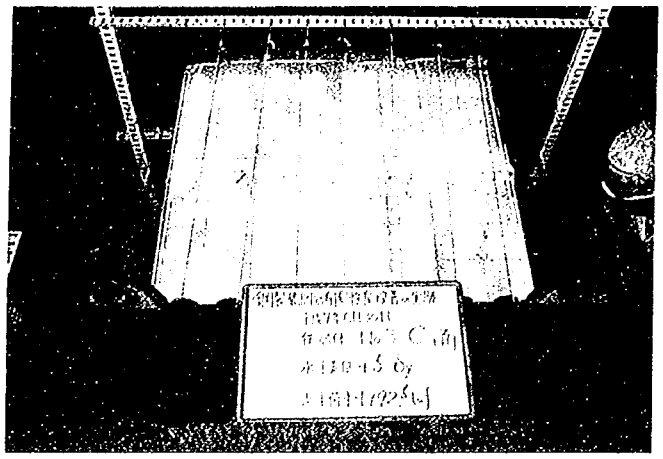
(iii) 変形の進展

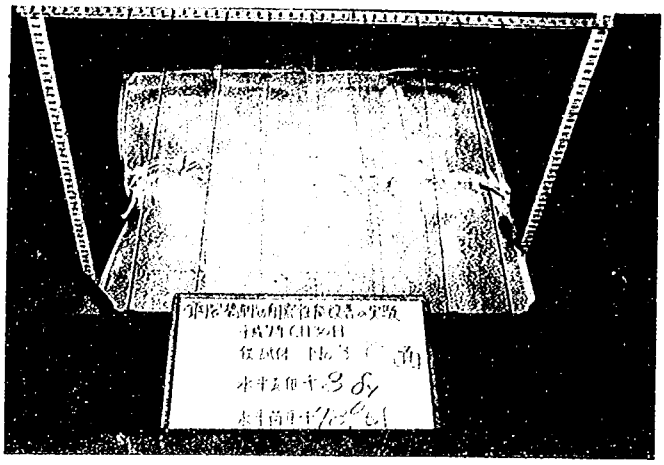
写真-3.1.1(1) 変形の状況 (No. 2)

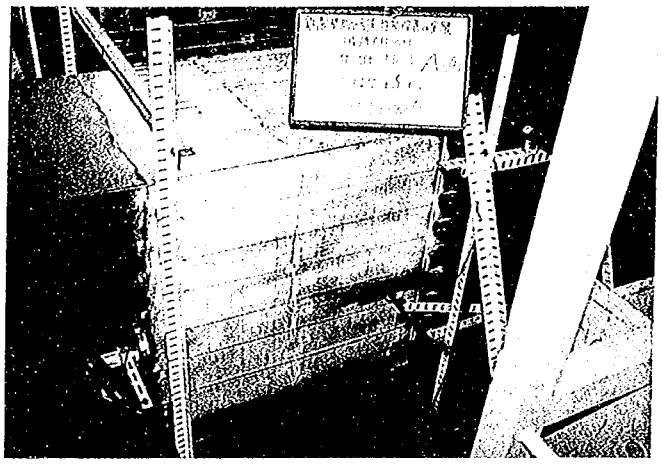


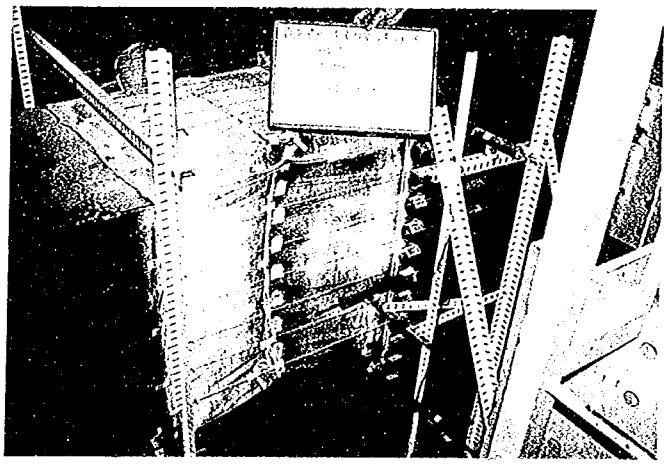
(v) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(1)　変形の状況（No.2）



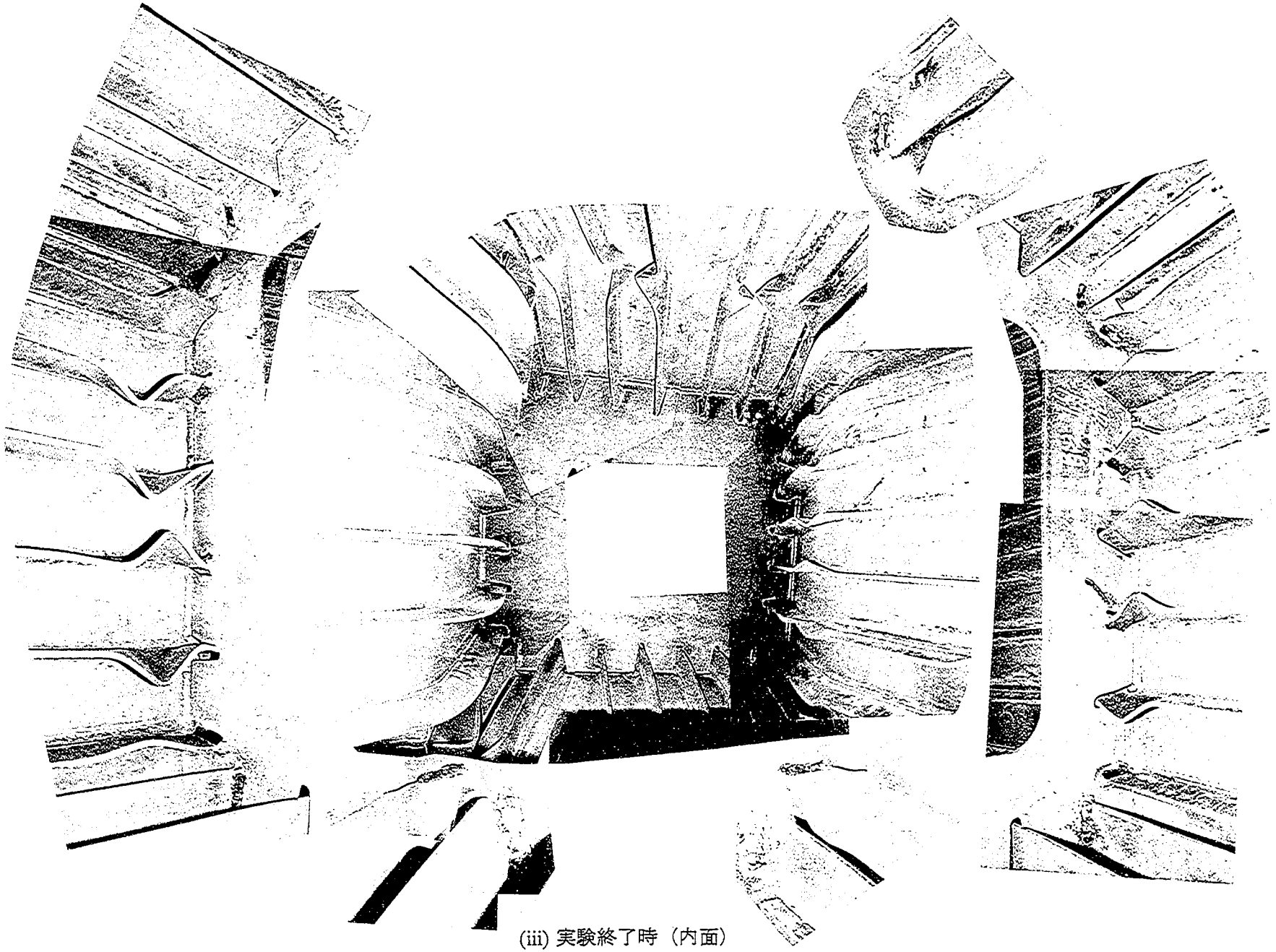






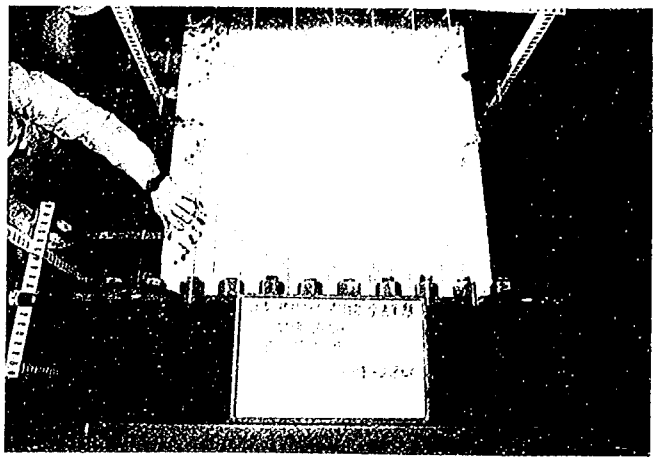
(i) 最大荷重を超えた点（＋５ δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋８ δ_y）

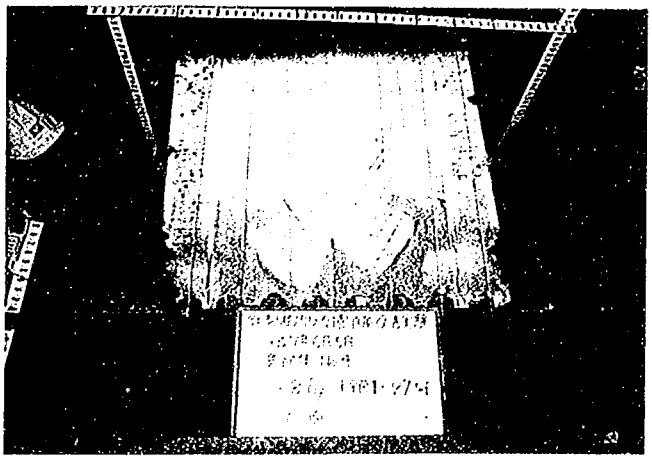
写真-3.1.1(2)　変形の状況（No. 3）

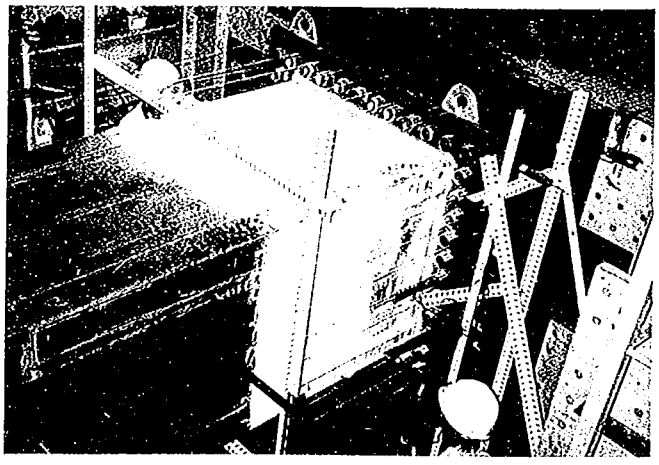


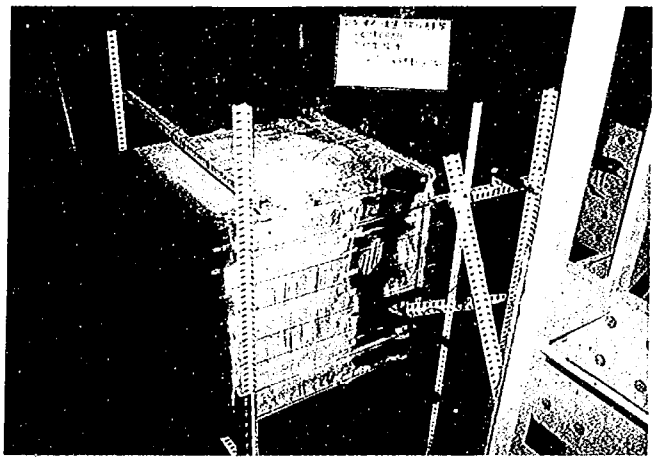
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(2)　変形の状況（No.3）



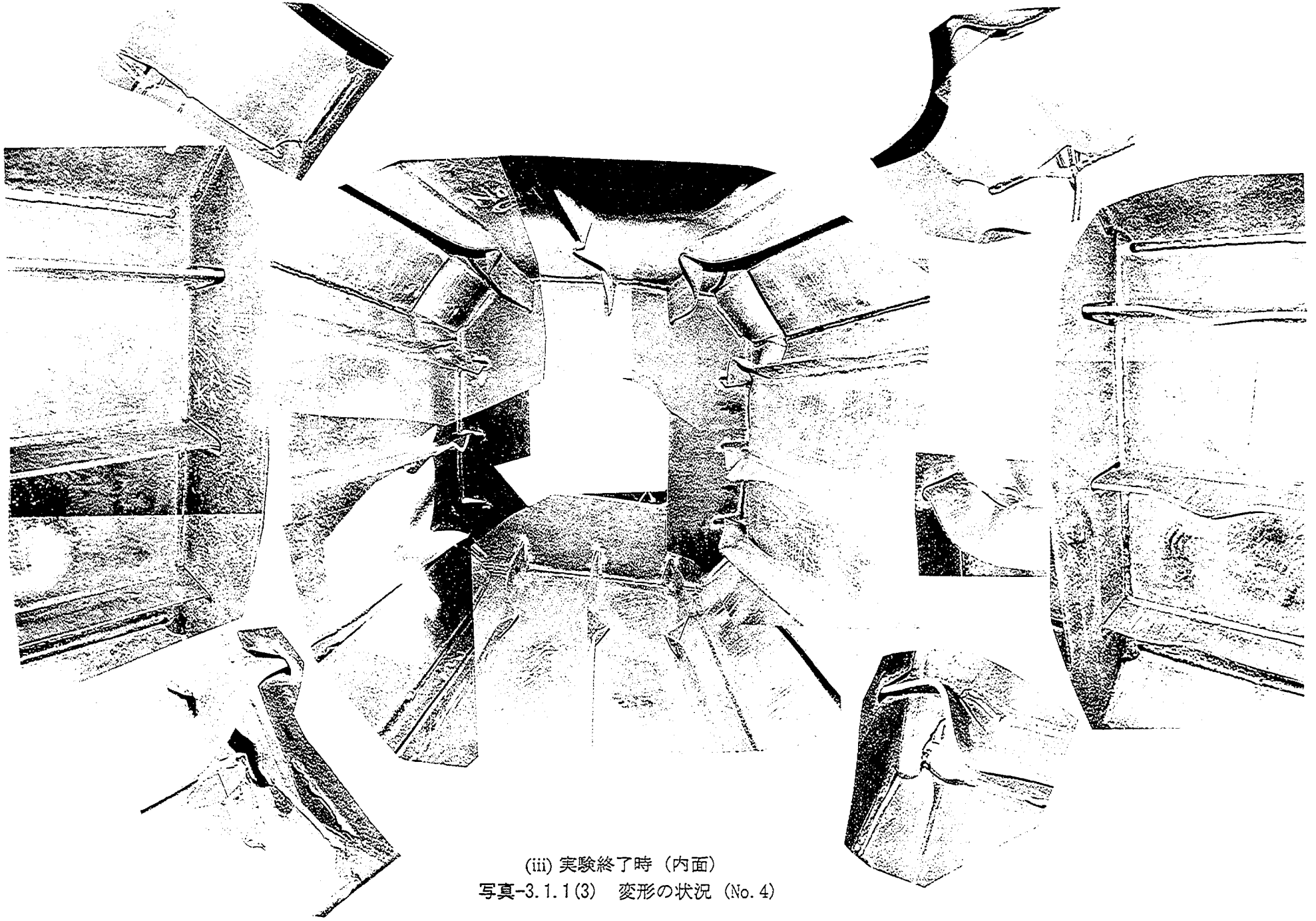






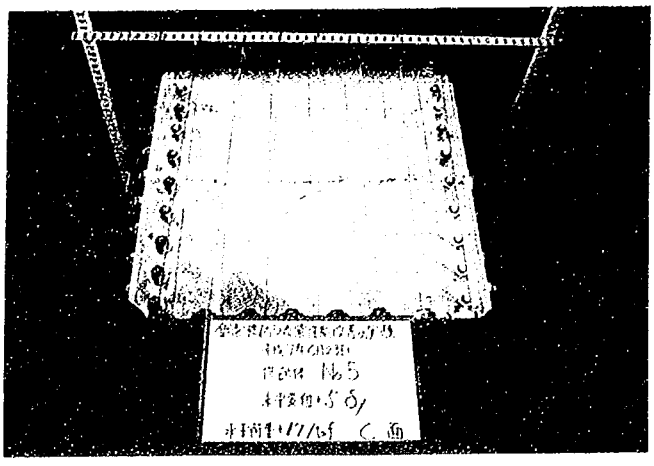
(i) 最大荷重を超えた点（＋５δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋８δ_y）

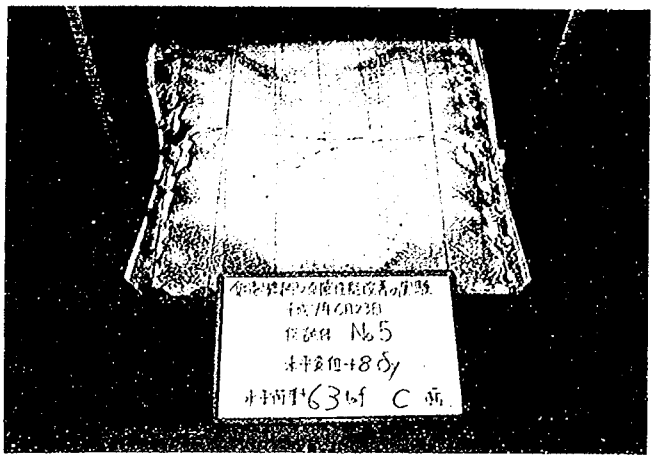
写真-3.1.1(3)　変形の状況（No. 4）

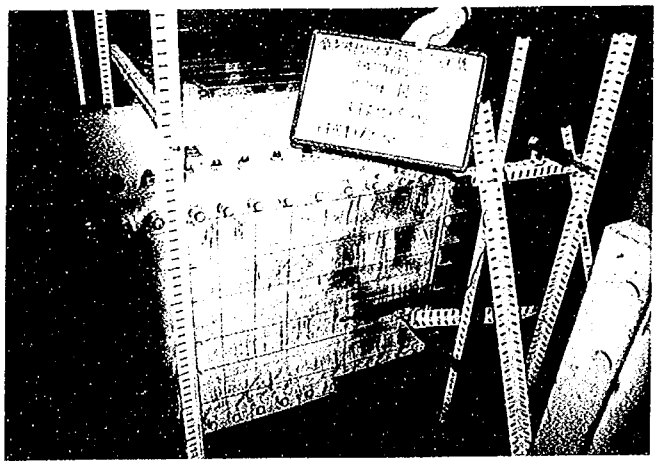


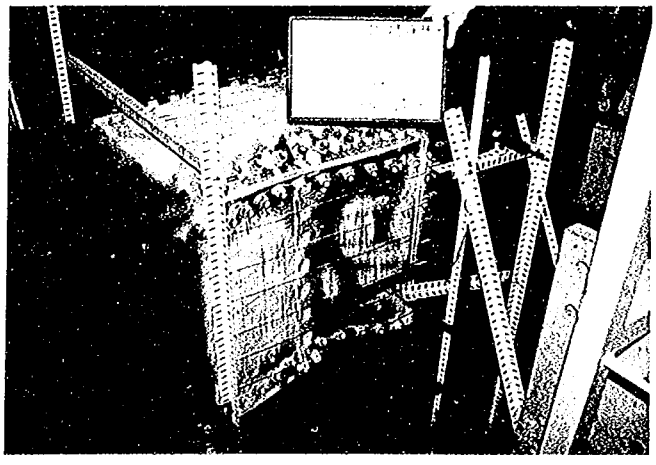
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(3)　変形の状況（No.4）



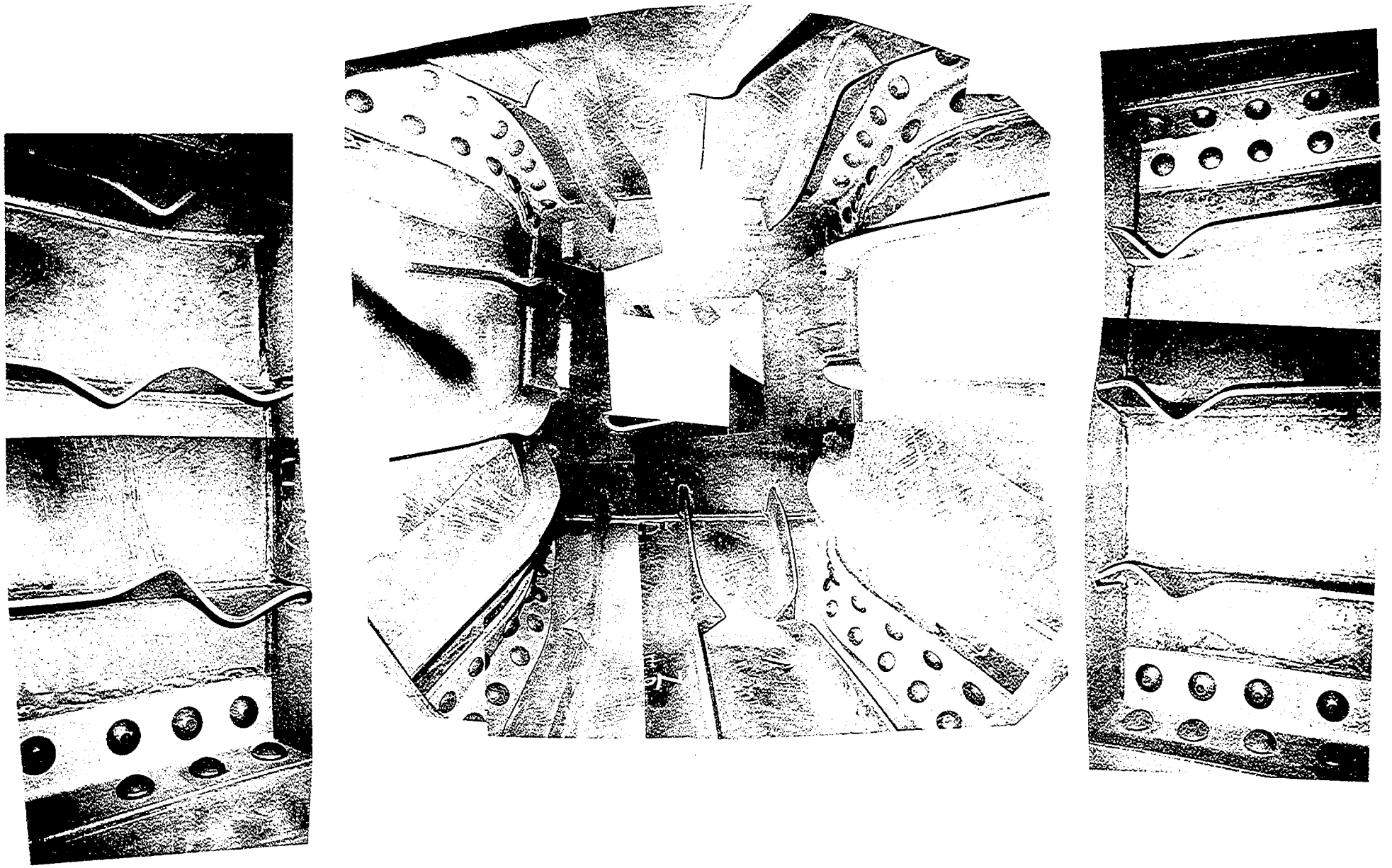






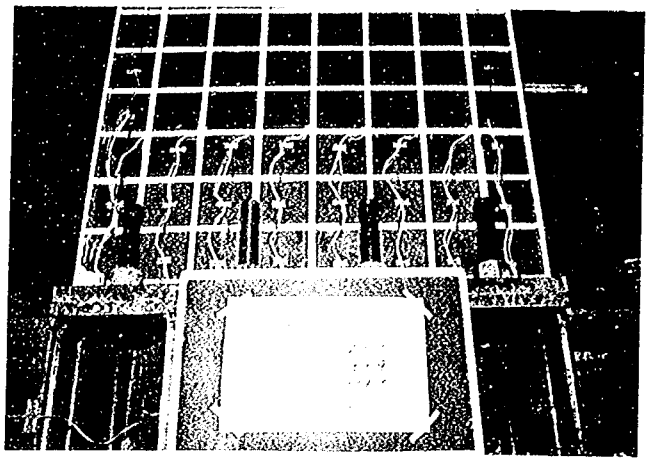
(i) 最大荷重を超えた点（＋５ δ$_y$）　　(ii) 実験終了時付近（＋８ δ$_y$）

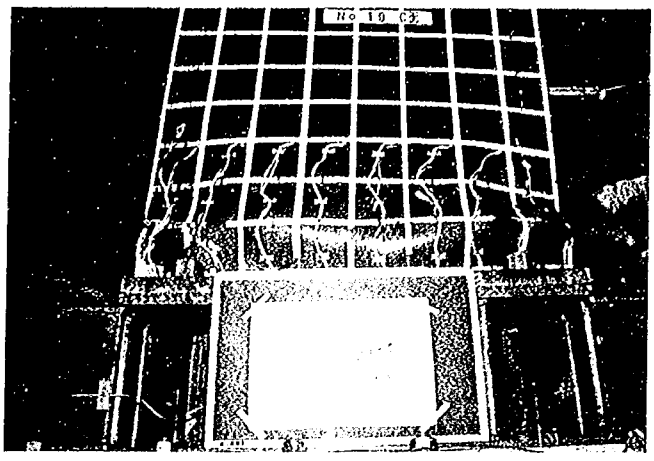
写真-3.1.1(4)　変形の状況（No. 5）



(iii) 実験終了時（内面）

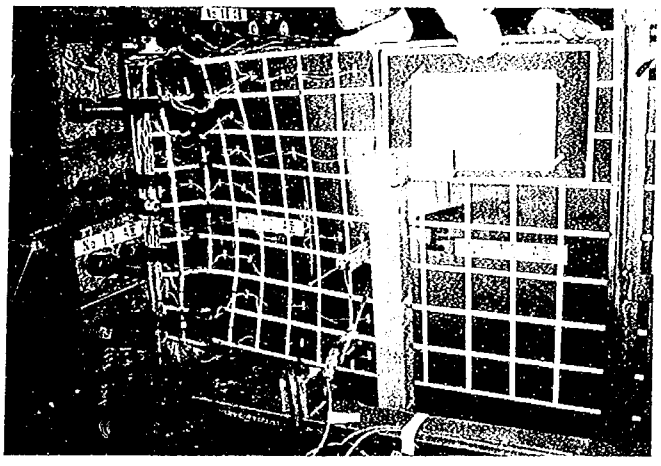
写真-3.1.1(4)　変形の状況（No. 5）





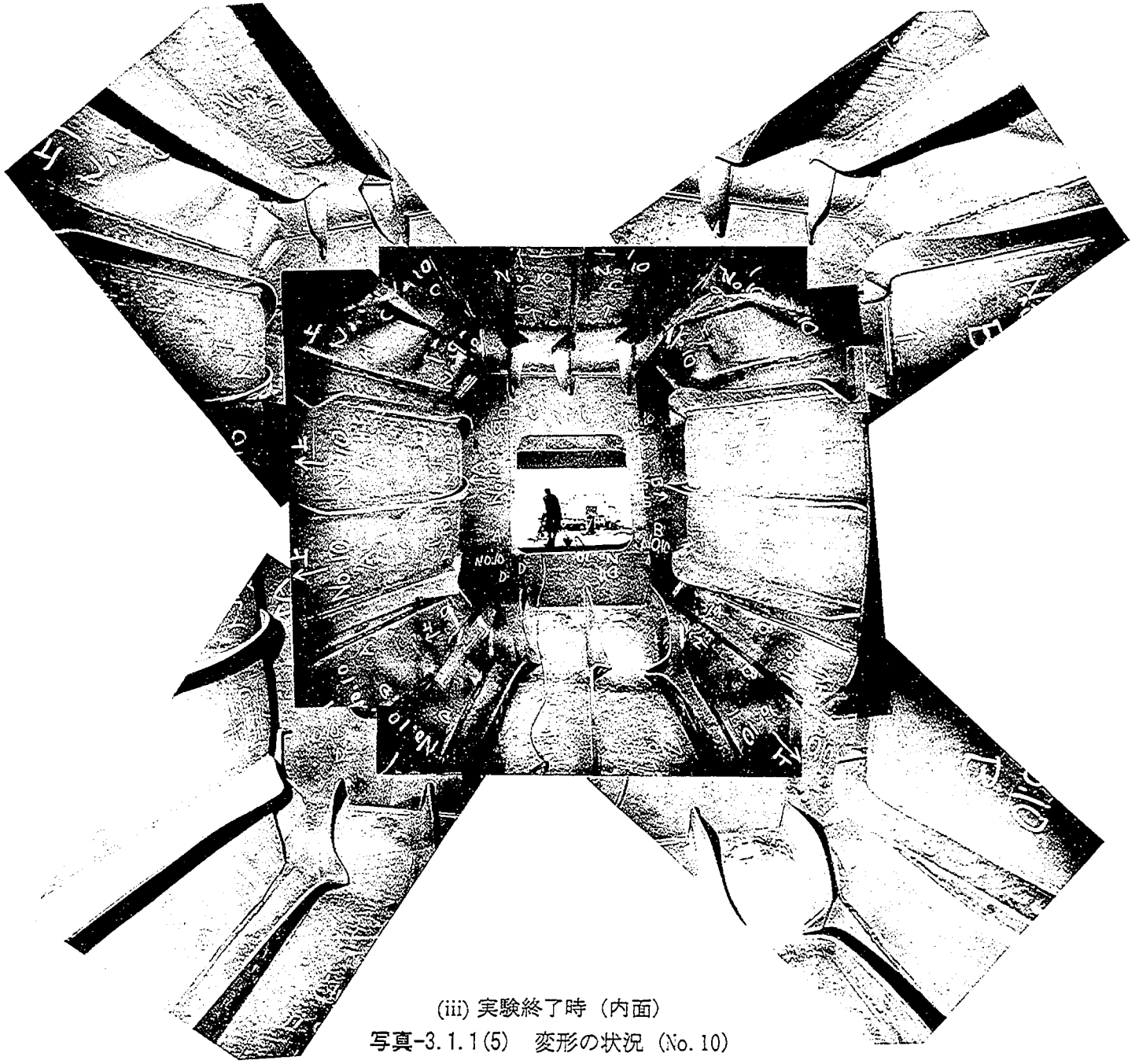
(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ_y）





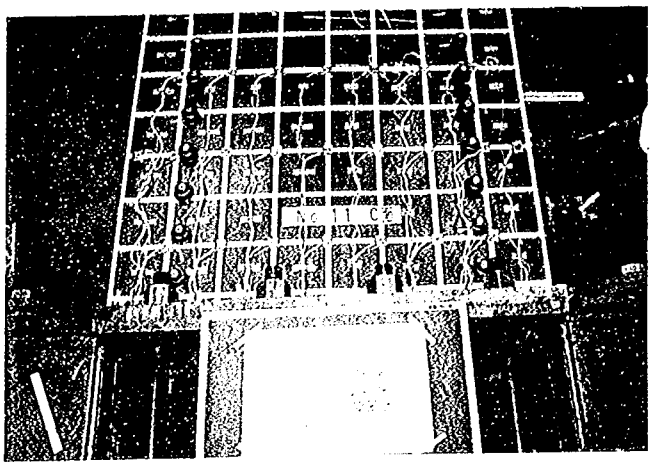
(ii) 実験終了時付近（＋８ δ_y）

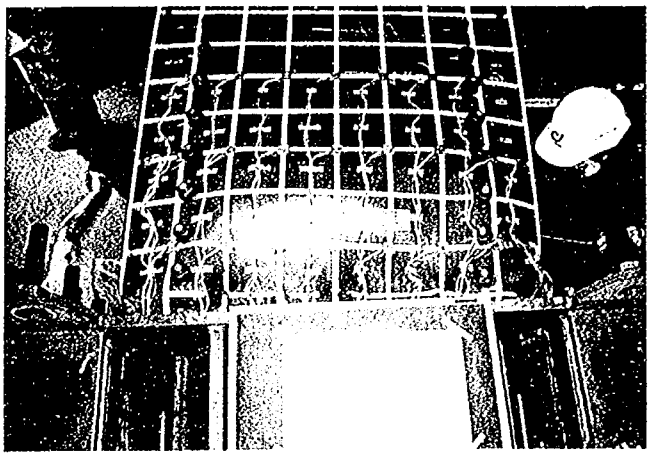
写真-3.1.1(5)　変形の状況（No. 10）

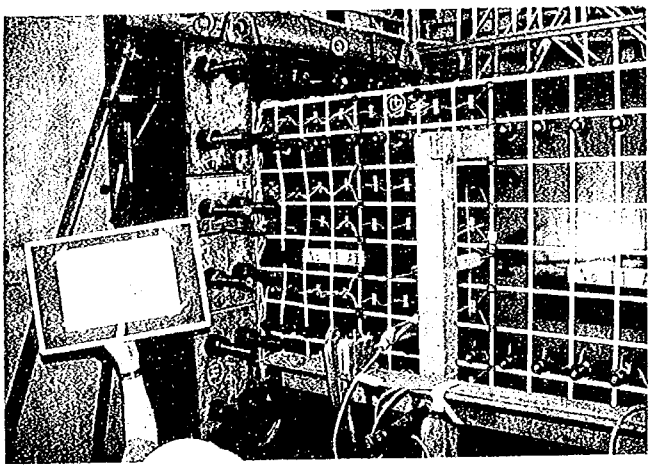


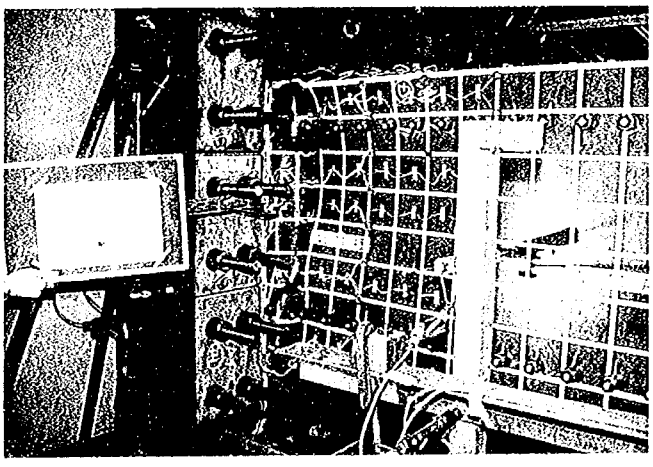
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(5)　変形の状況（No.10）





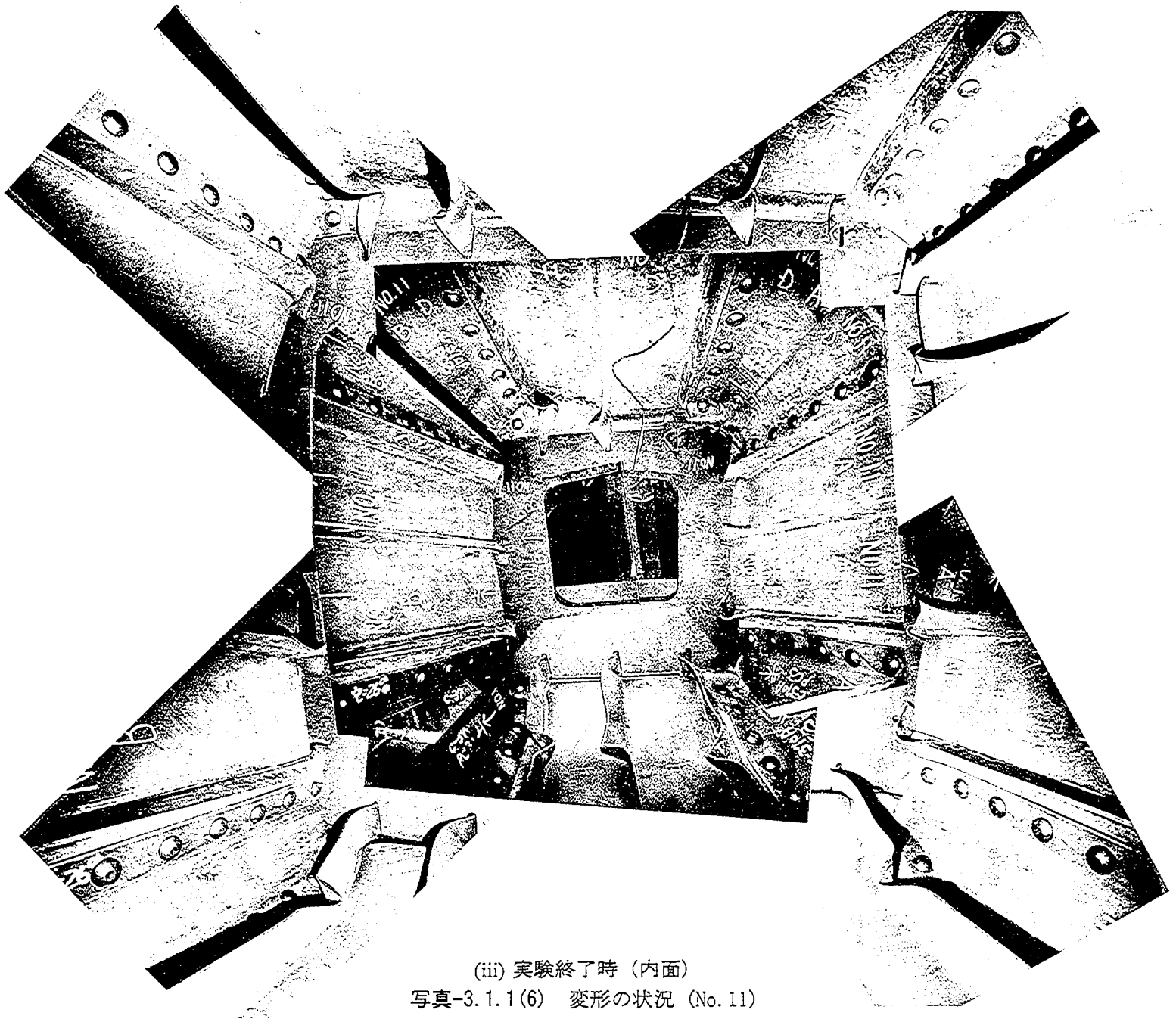




(i) 最大荷重を超えた点 （＋５ δ_y）

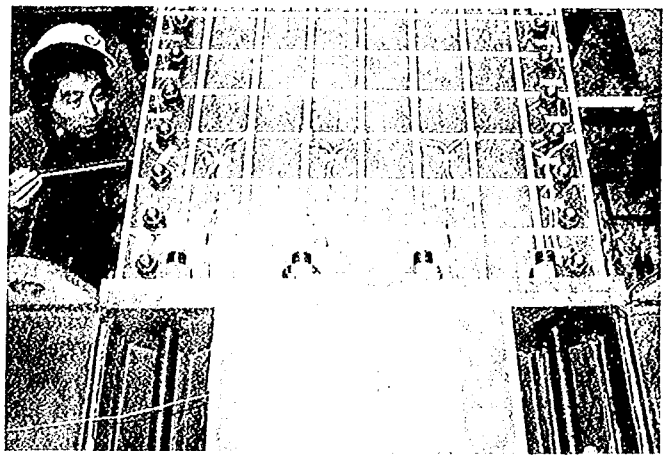
(ii) 実験終了時付近 （＋９ δ_y）

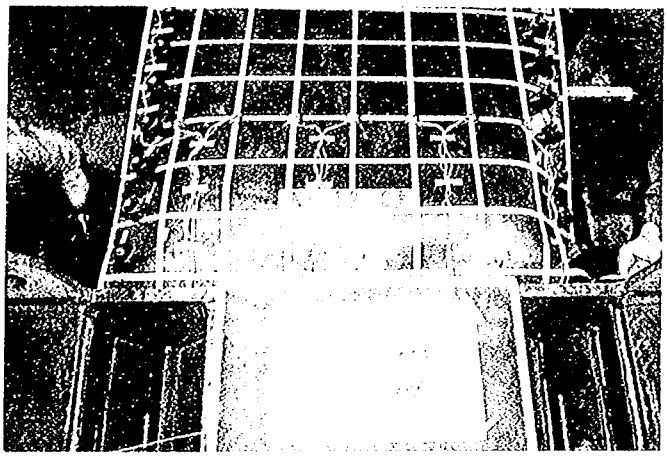
写真-3.1.1(6)　変形の状況 （No. 11）

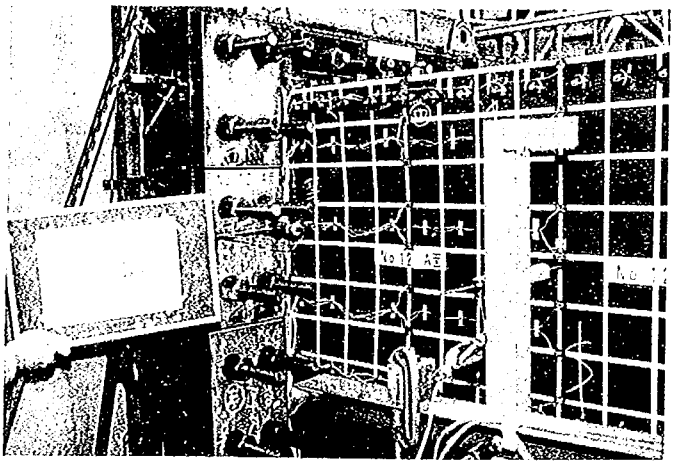


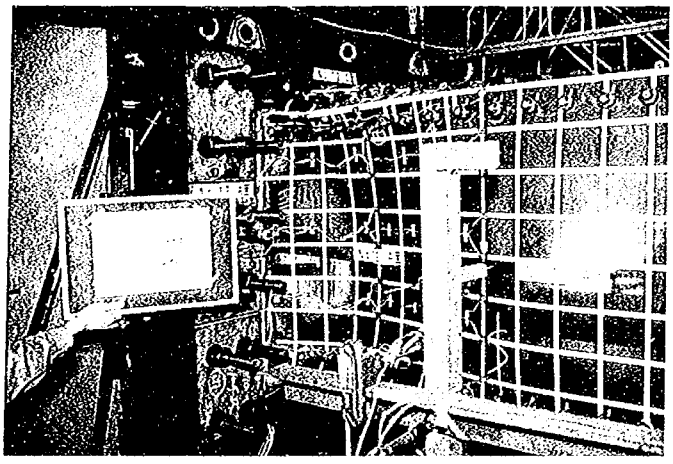
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(6)　変形の状況（No. 11）



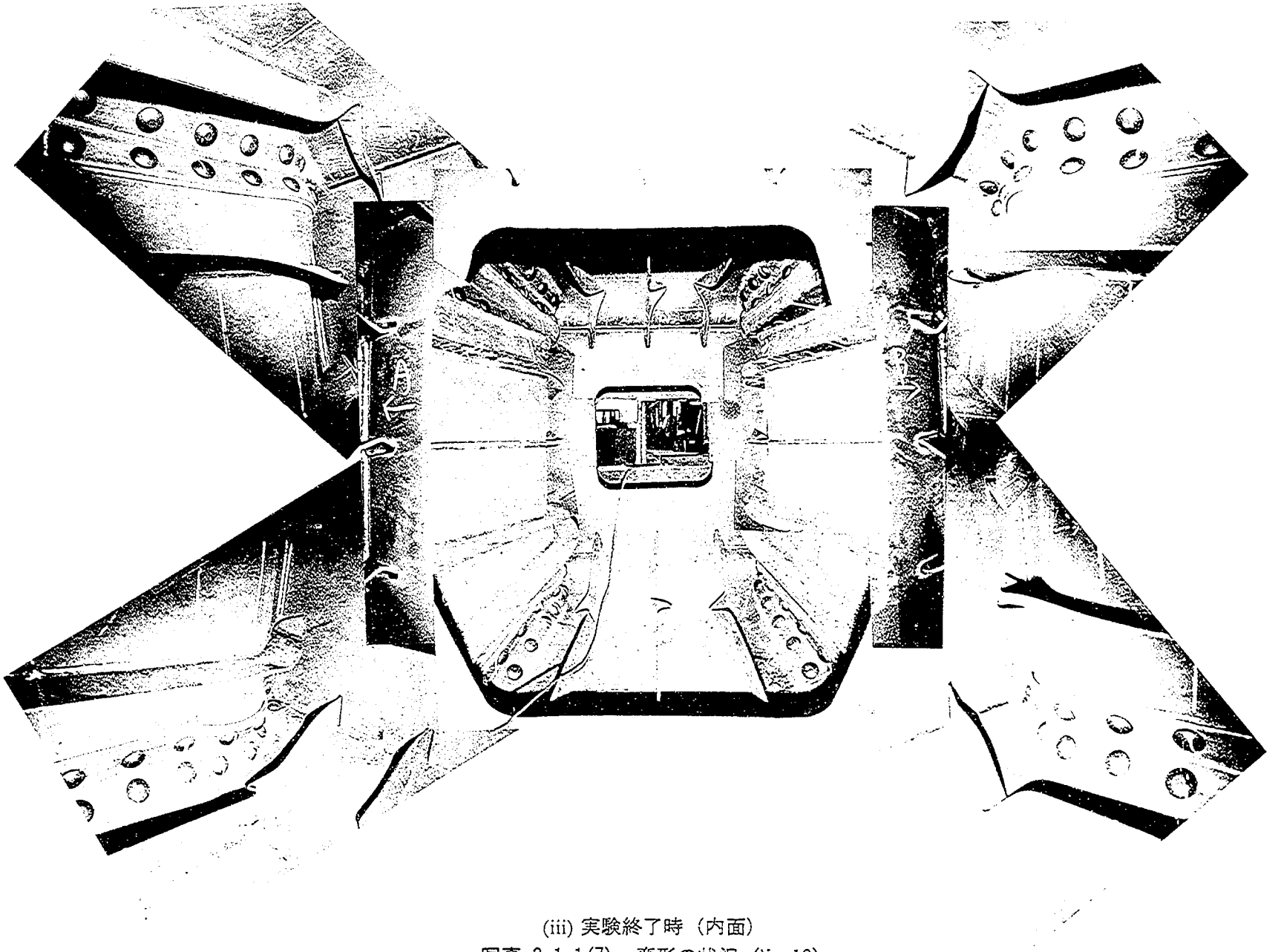






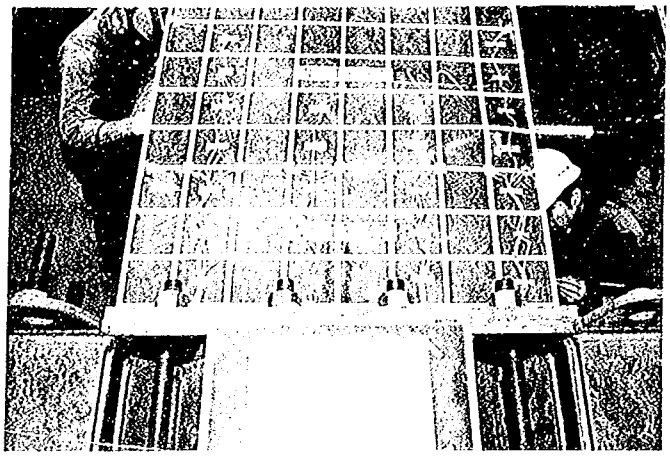
(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋７ δ_y）

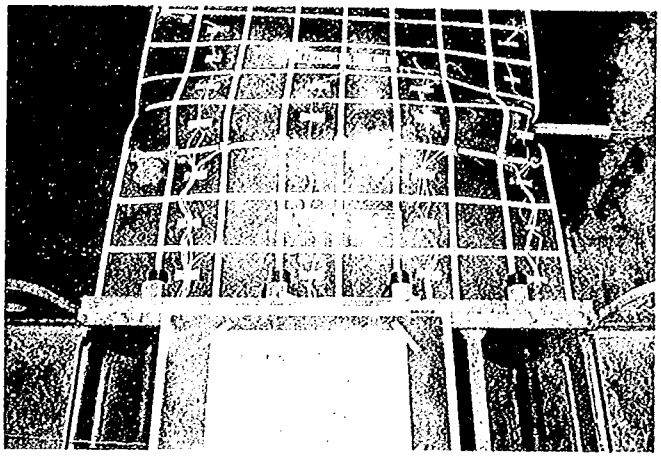
写真-3.1.1(7)　変形の状況（No. 12）



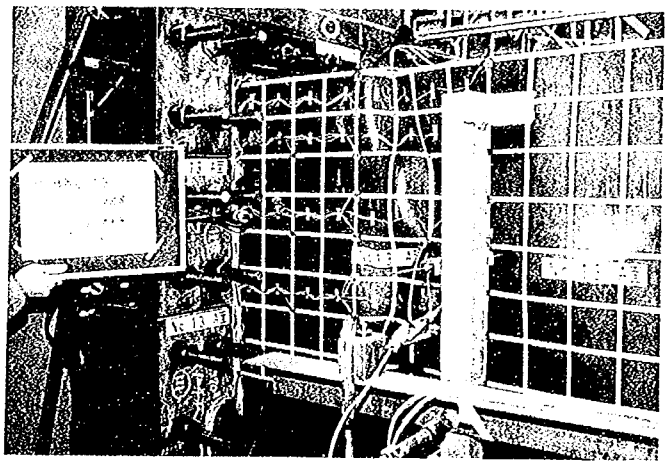
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(7)　変形の状況（No. 12）



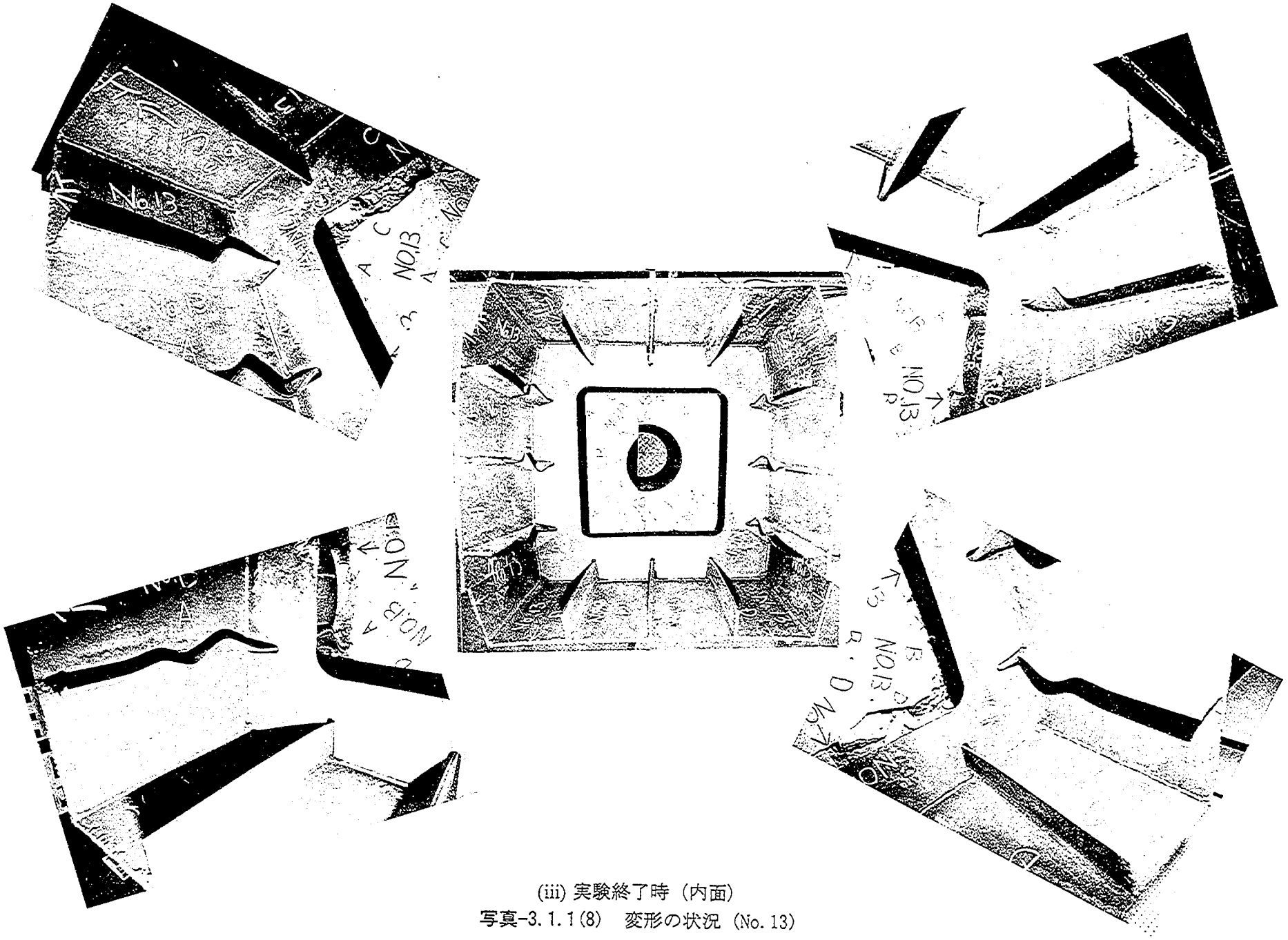






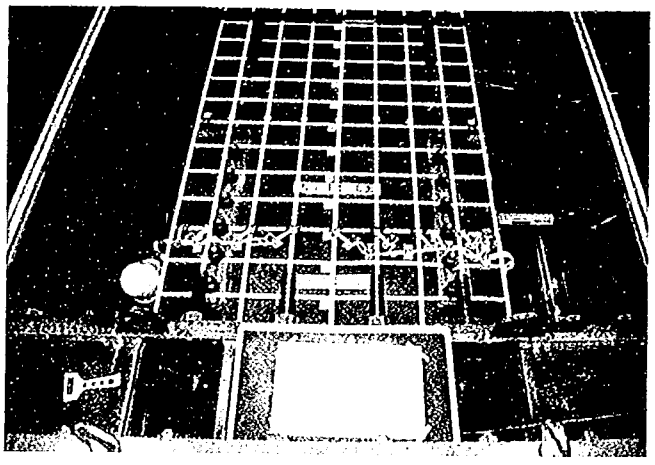
(i) 最大荷重を超えた点（＋５ δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋７ δ_y）

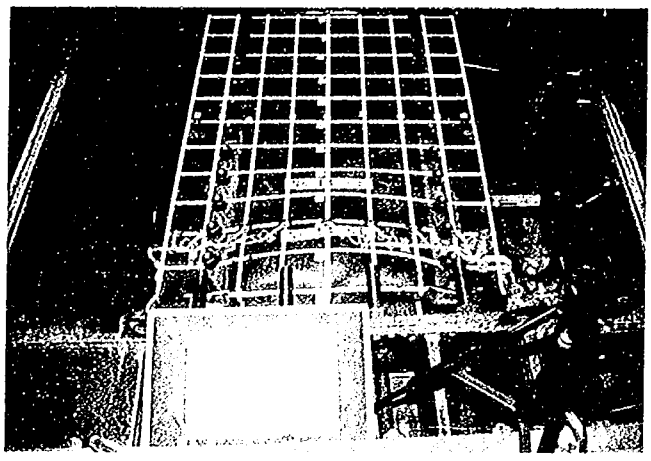
写真-3.1.1(8)　変形の状況（No. 13）

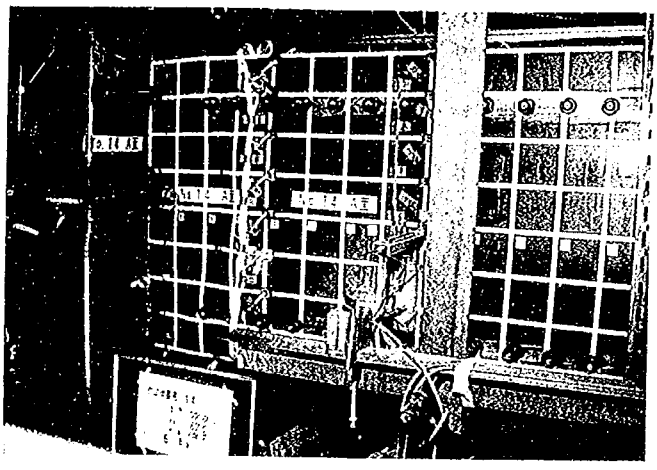


(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(8)　変形の状況（No. 13）



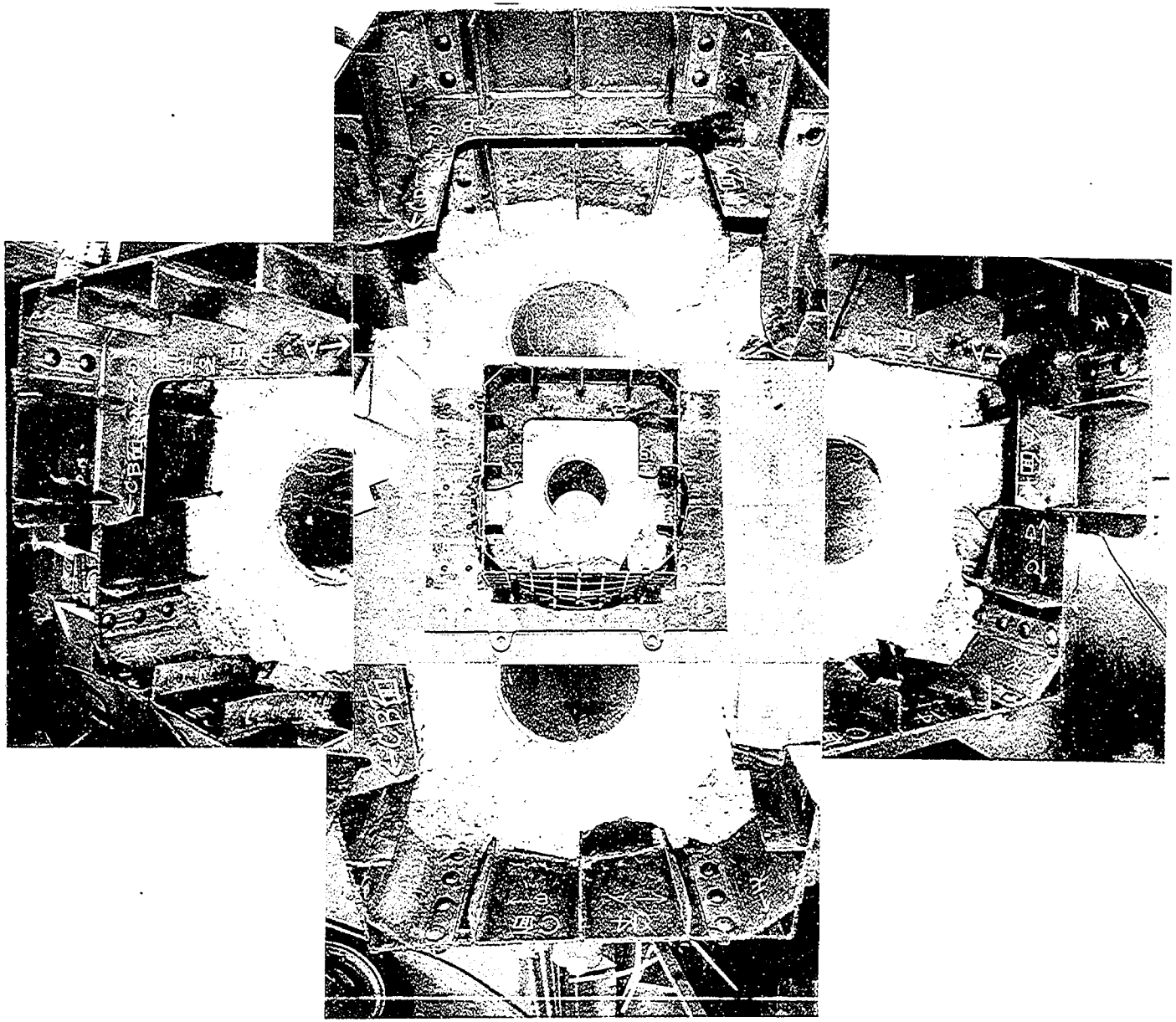






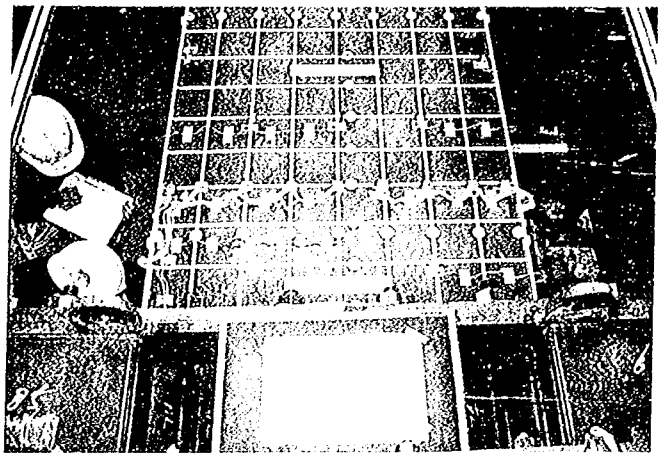
(i) 最大荷重を超えた点（＋６δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋９δ_y）

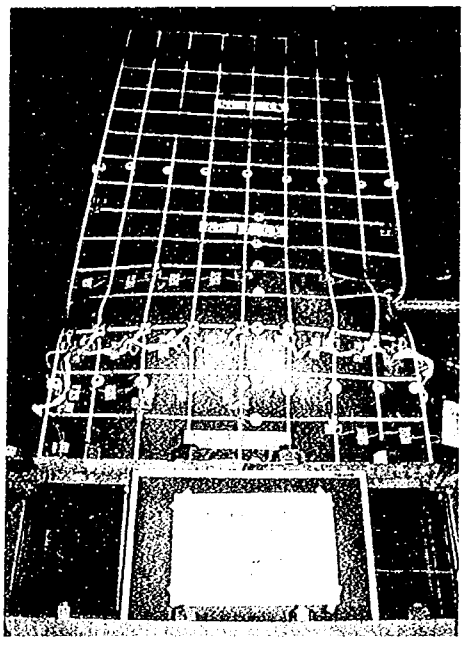
写真-3.1.1(9)　変形の状況（No. 14）

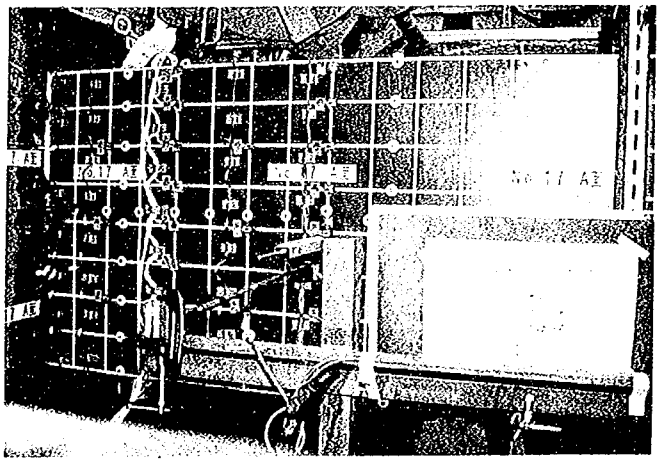


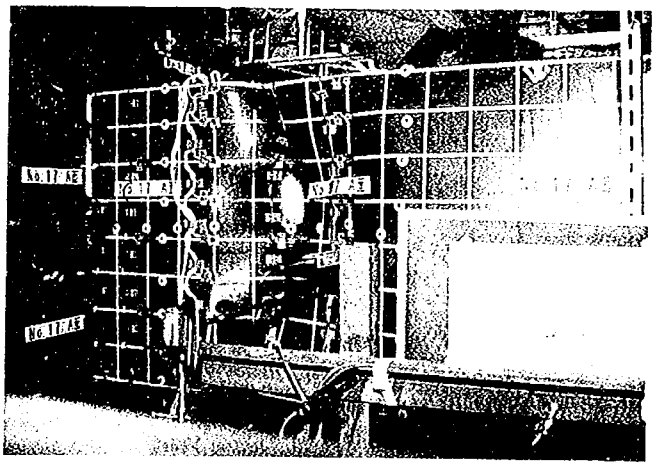
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(9)　変形の状況（No. 14）





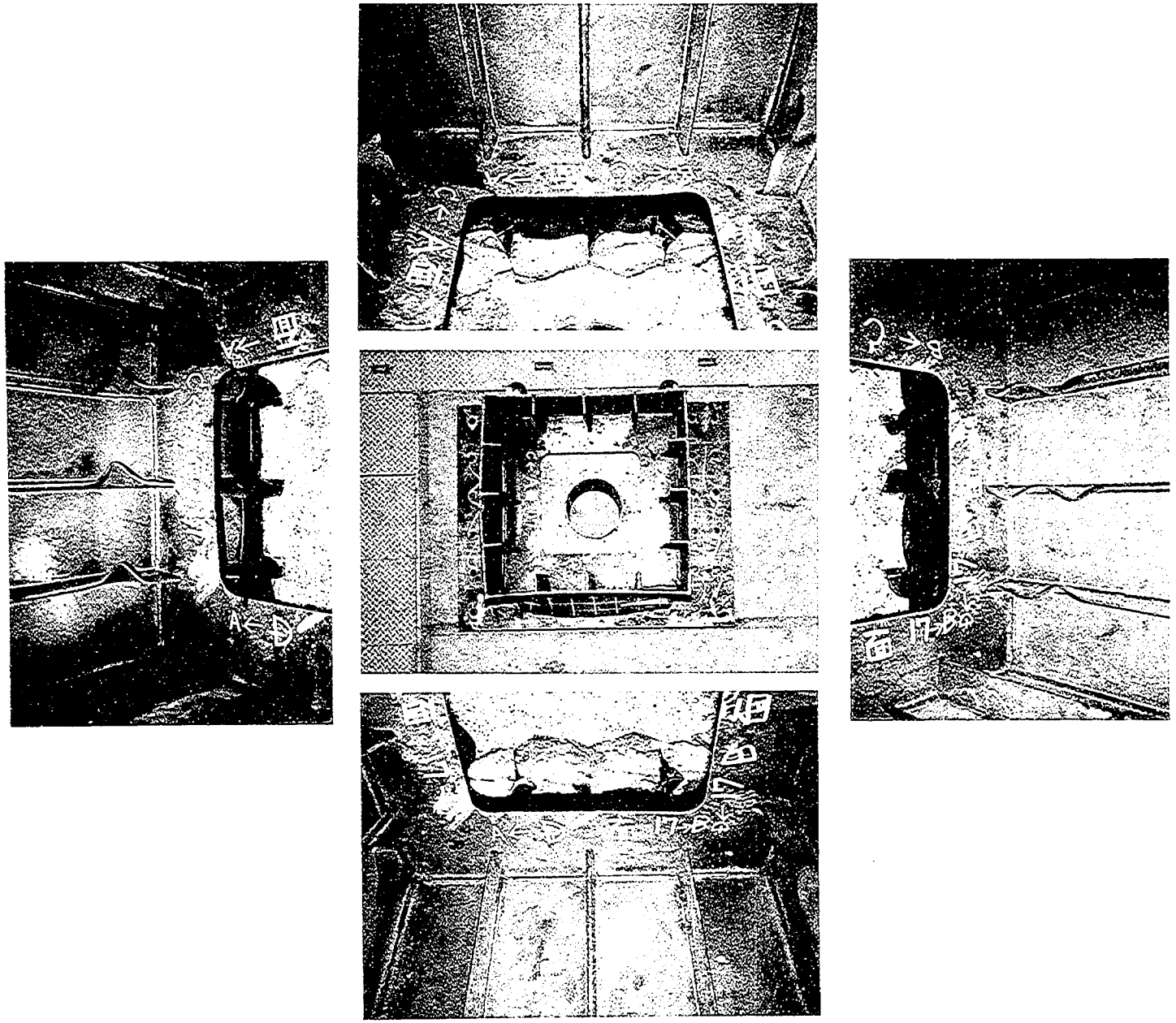




(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ_y）

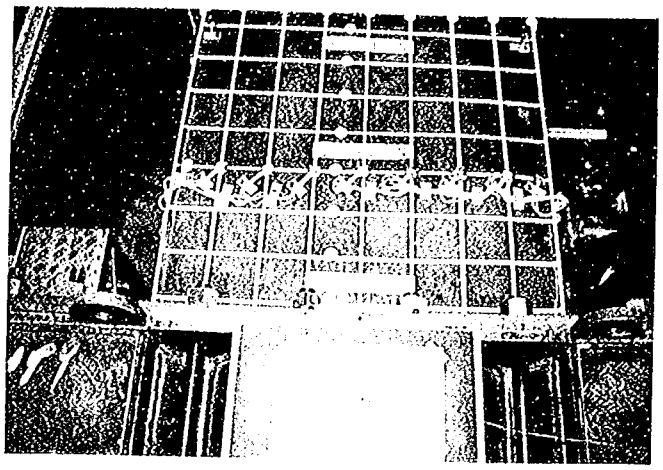
(ii) 実験終了時付近（＋７ δ_y）

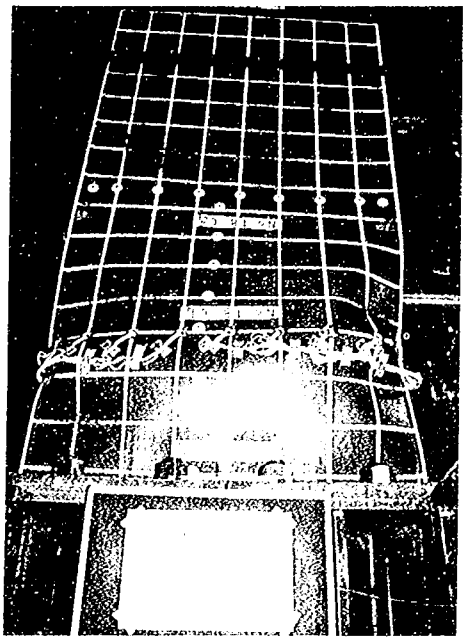
写真-3.1.1(10)　変形の状況（No. 17）

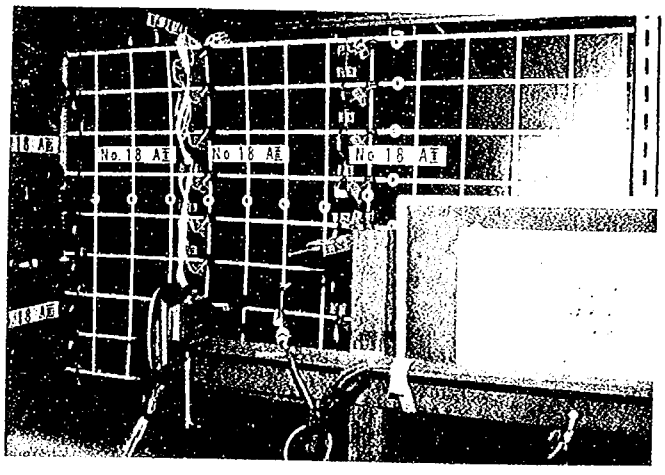


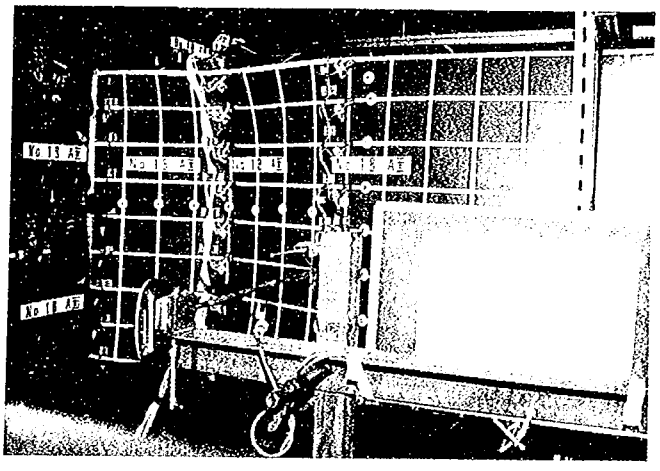
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(10)　変形の状況（No.17）



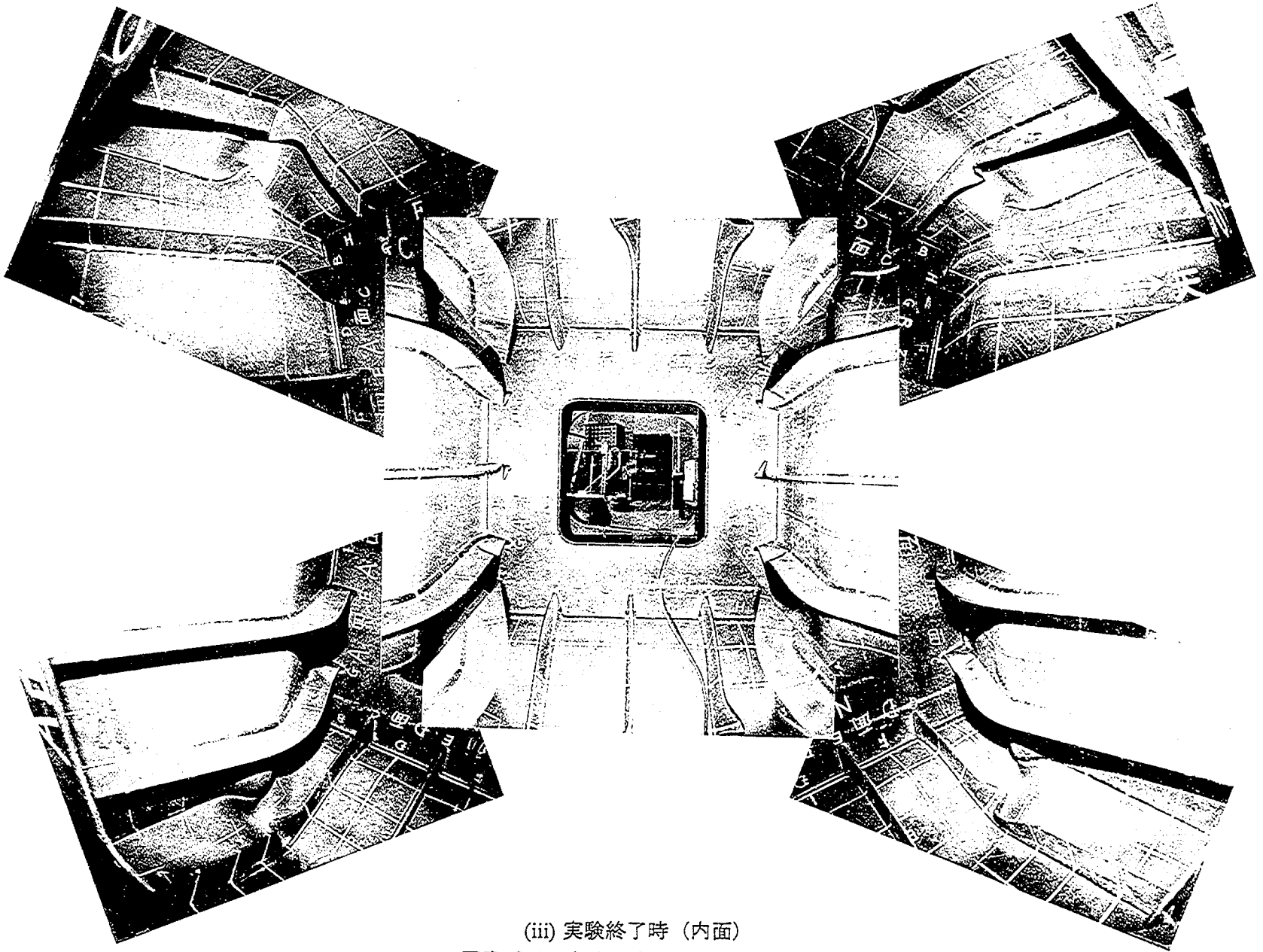






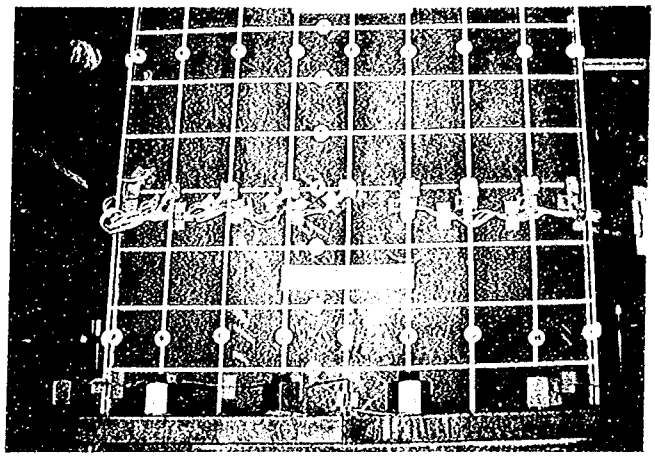
(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋６ δ_y）

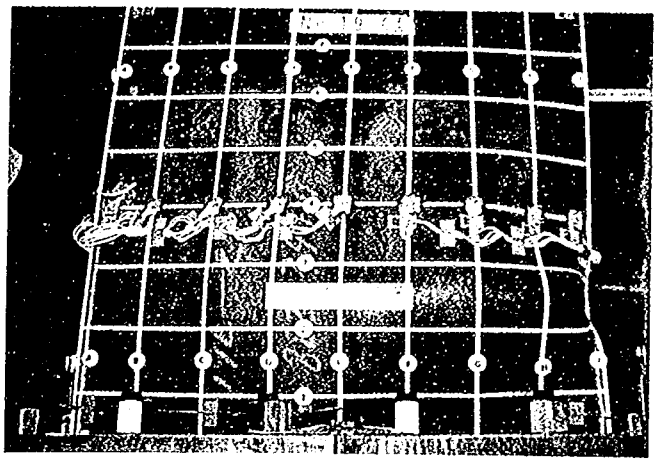
写真-3.1.1(11)　変形の状況（No. 18）



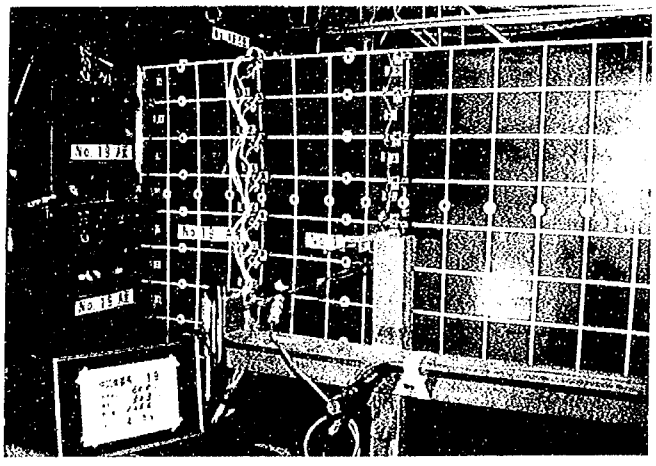
(iii) 実験終了時（内面）

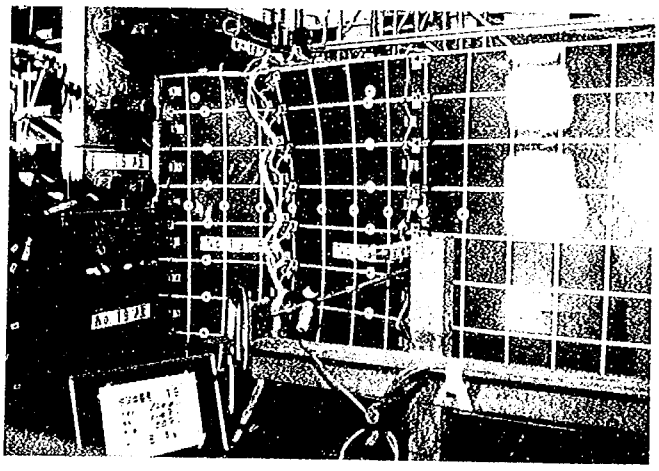
写真-3.1.1(11)　変形の状況（No. 18）





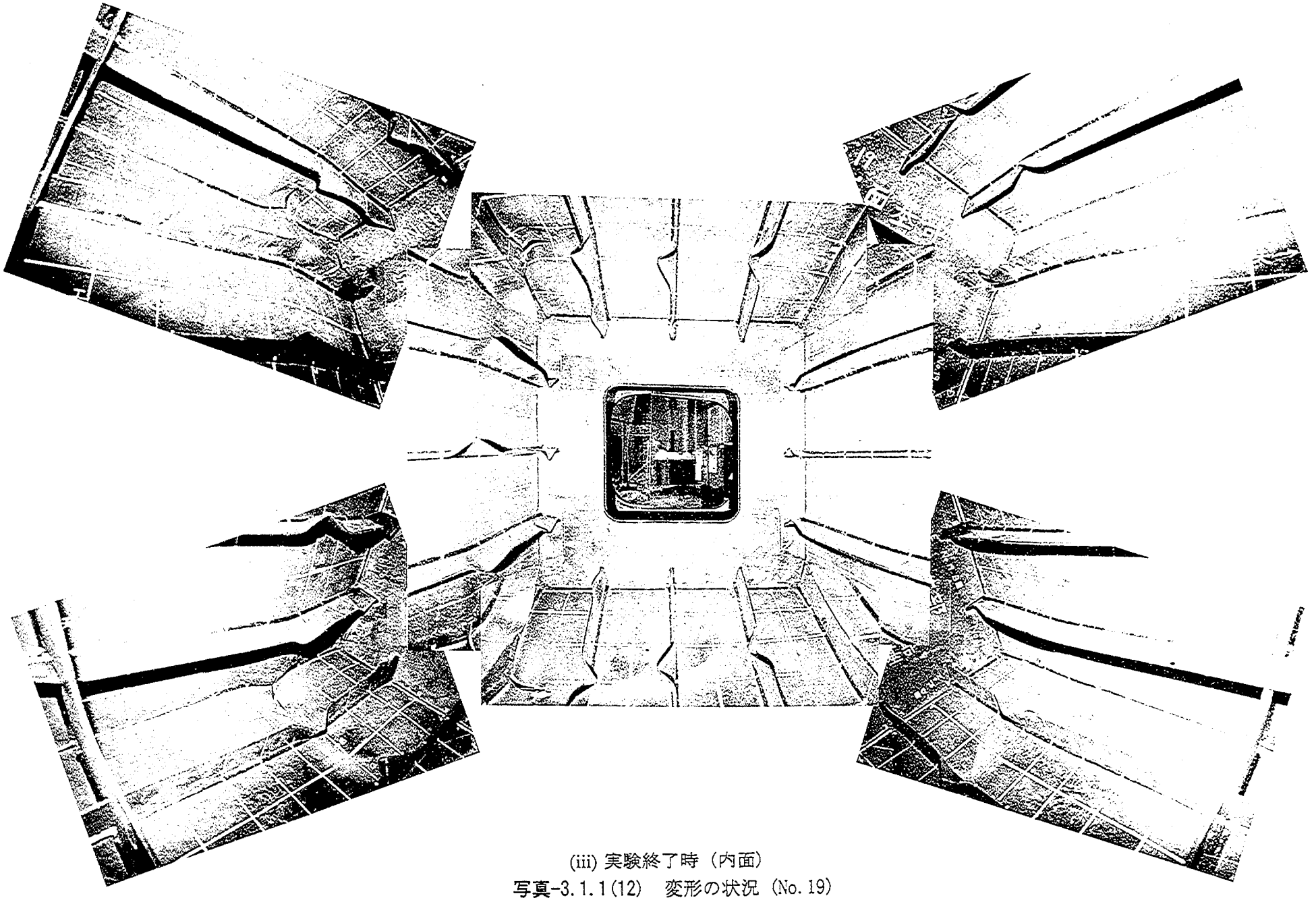
(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ$_y$）





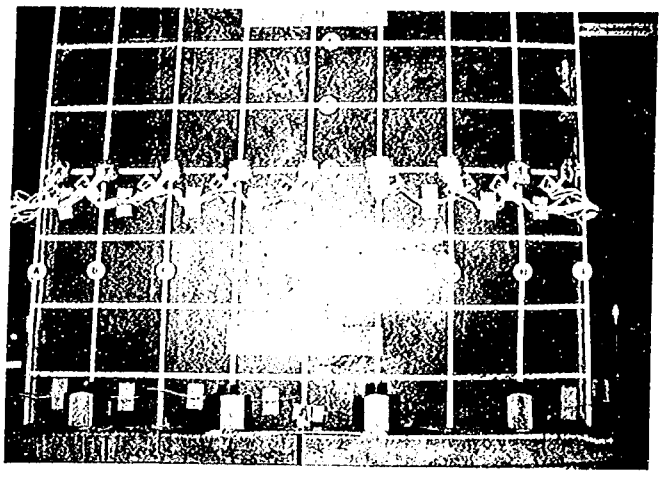
(ii) 実験終了時付近（＋８ δ$_y$）

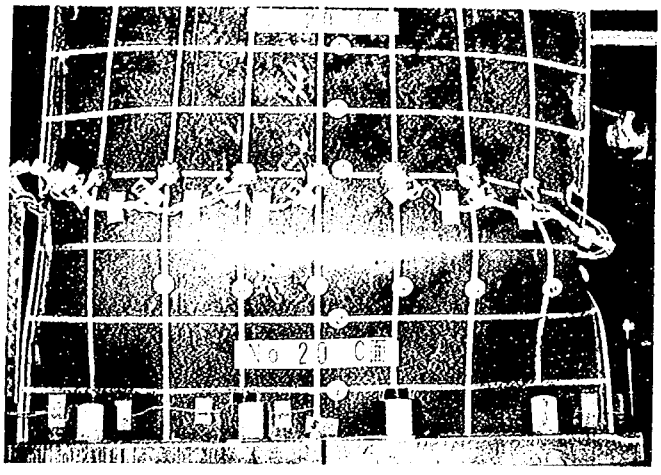
写真-3.1.1(12)　変形の状況（No. 19）



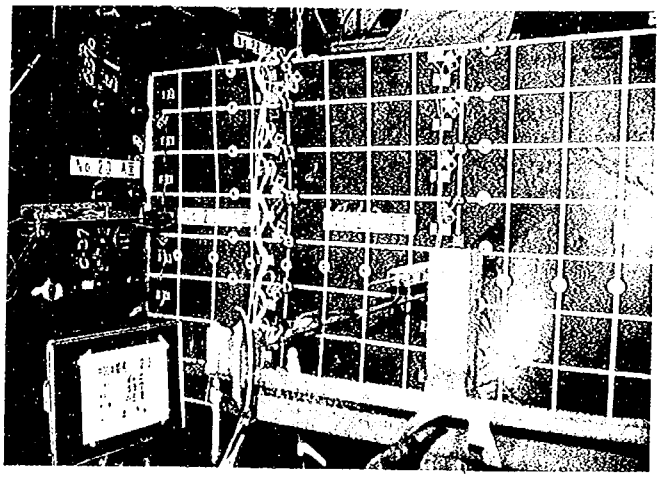
(iii) 実験終了時（内面）

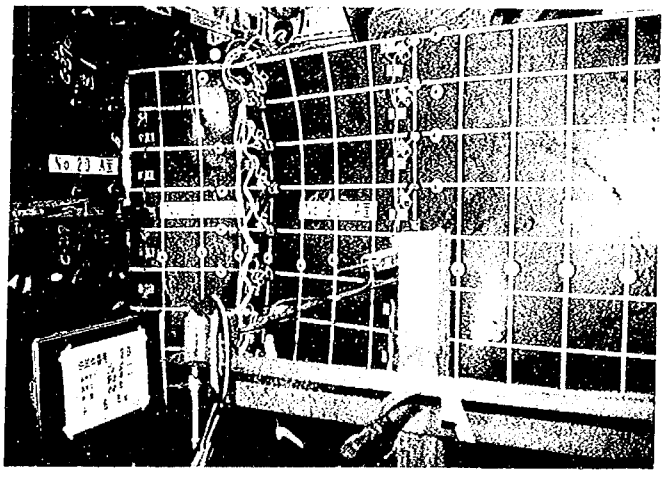
写真-3.1.1(12)　変形の状況（No. 19）





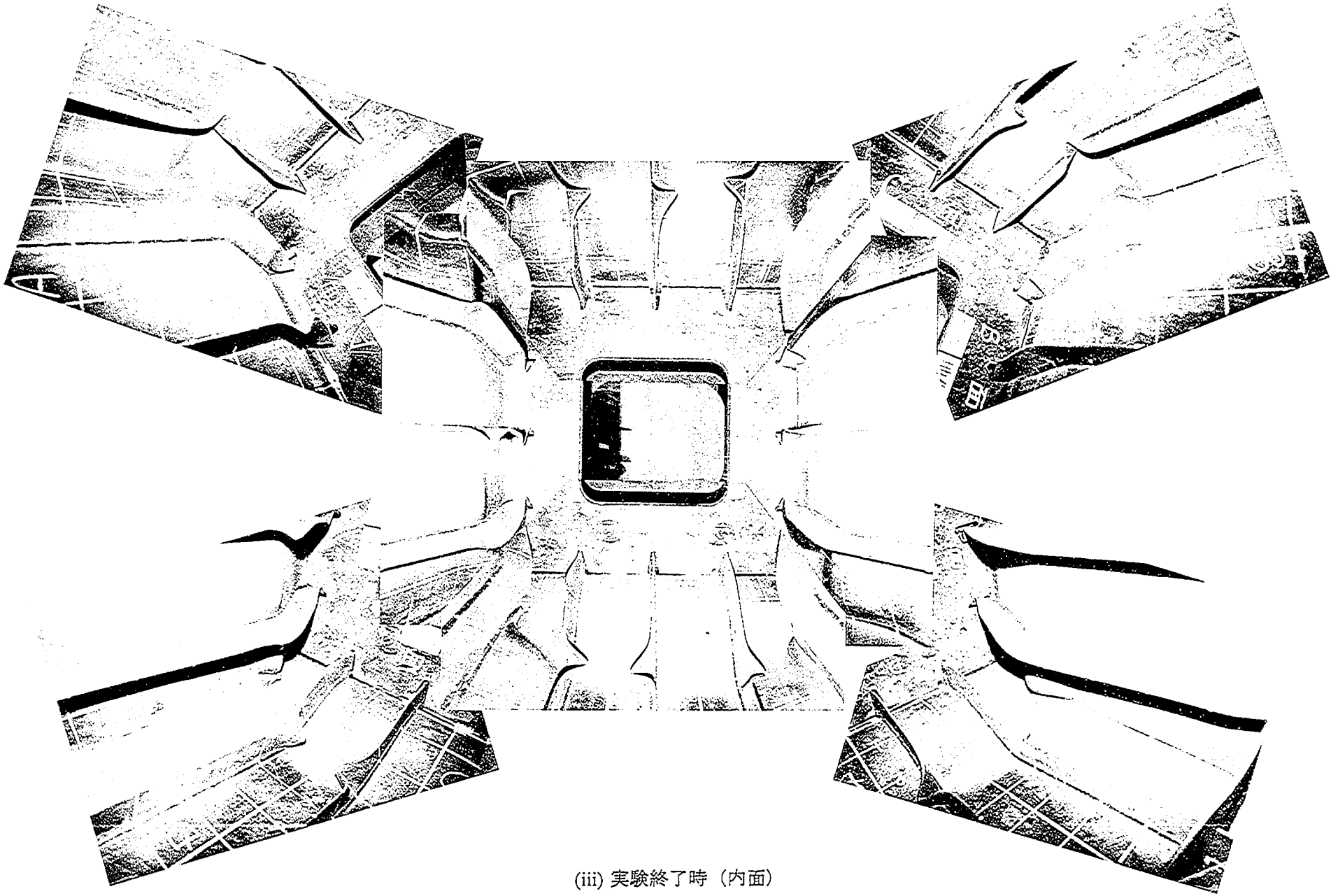
(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ_y）





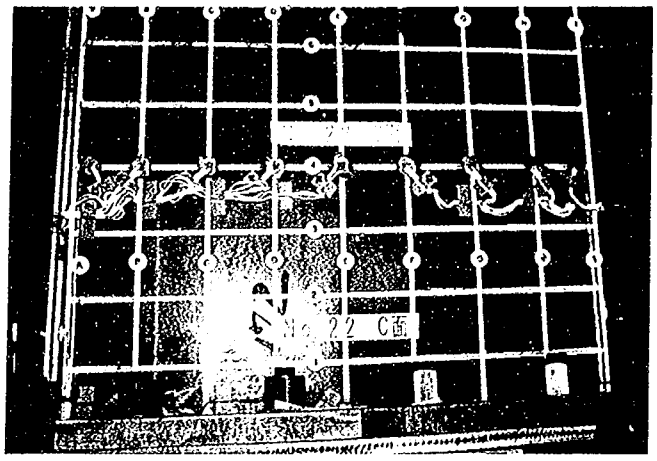
(ii) 実験終了時付近（＋６ δ_y）

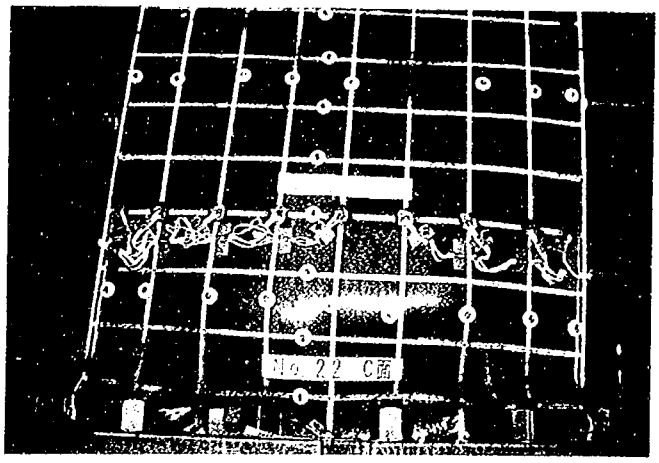
写真-3.1.1(13)　変形の状況（No. 20）

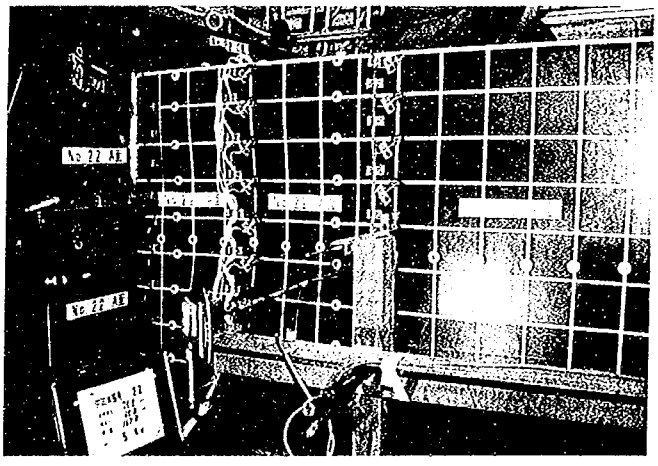


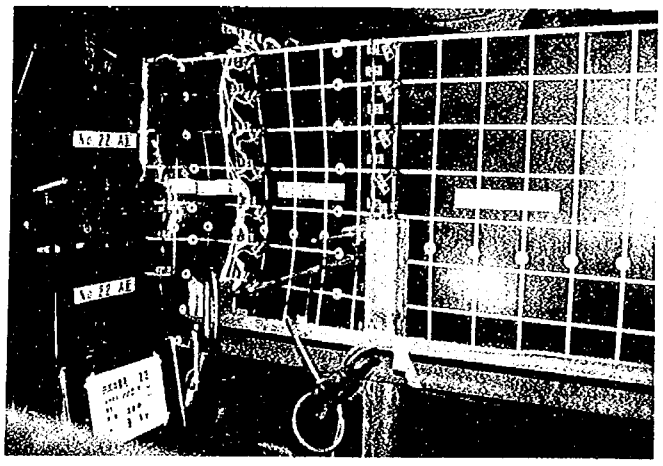
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(13)　変形の状況（No.20）



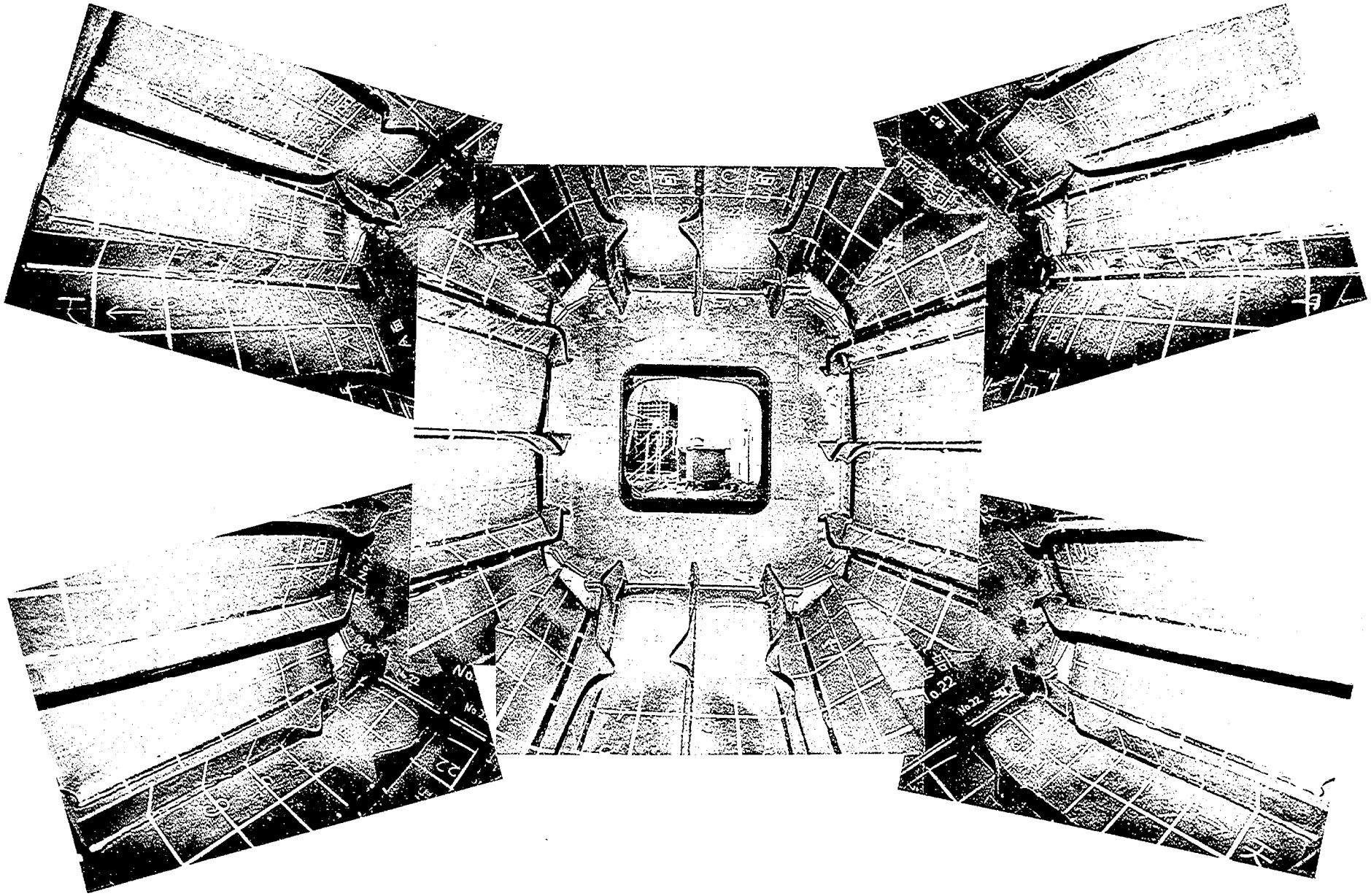






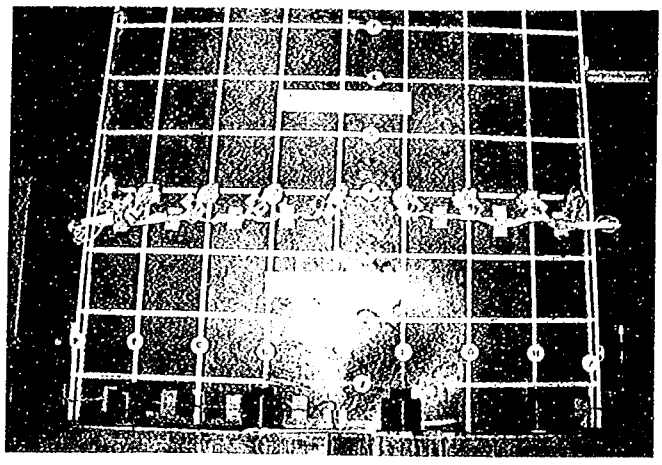
(i) 最大荷重を超えた点（＋５δy）　　(ii) 実験終了時付近（＋９δy）

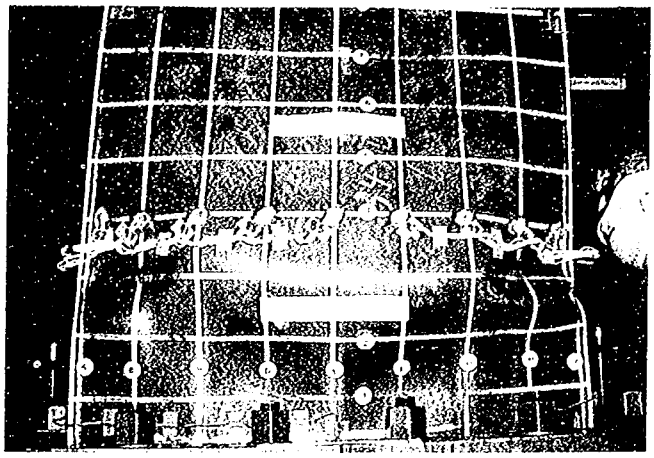
写真-3.1.1(14)　変形の状況（No. 22）

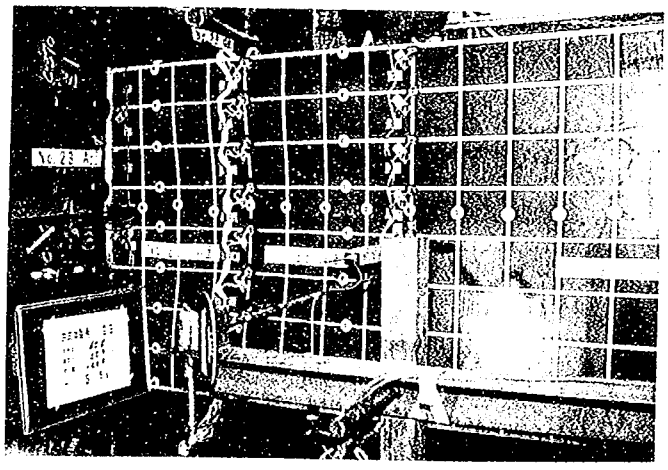


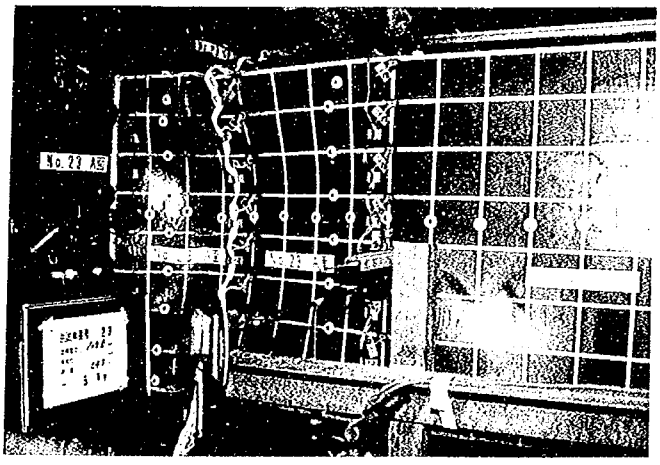
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(14)　変形の状況（No. 22）





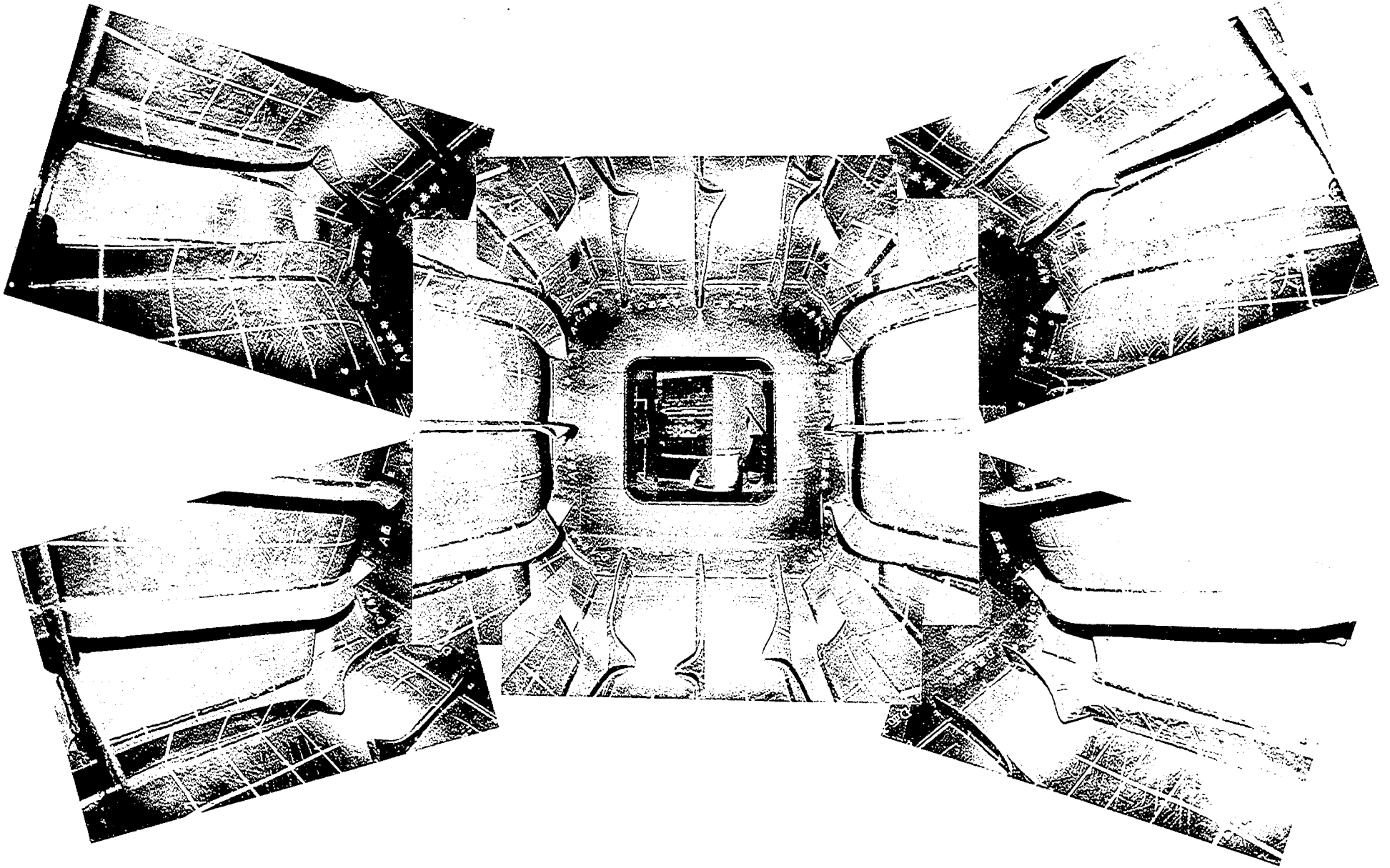




(i) 最大荷重を超えた点（＋５ δ_y）

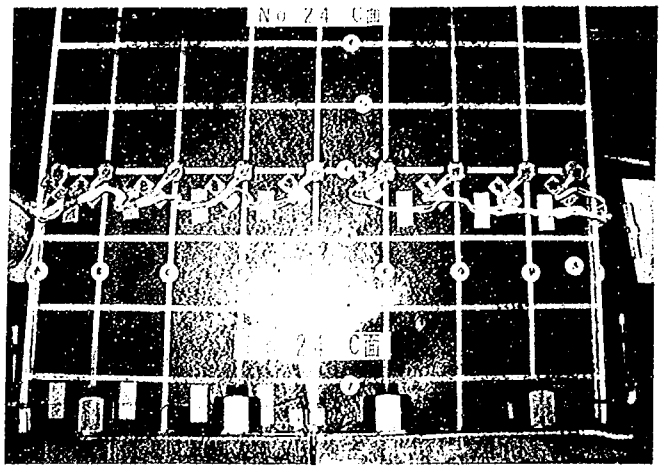
(ii) 実験終了時付近（＋８ δ_y）

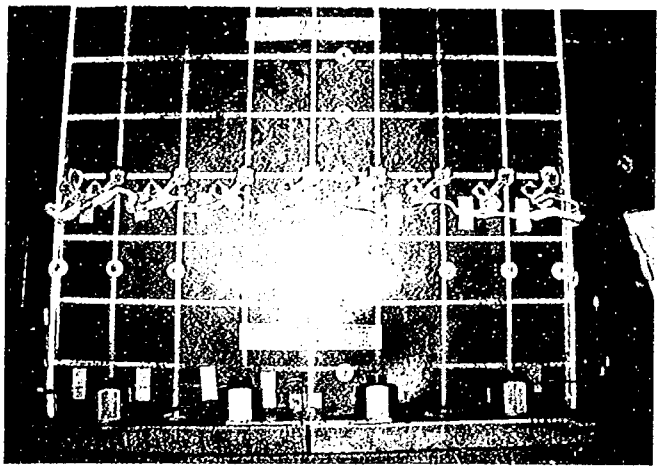
写真-3.1.1(15)　変形の状況（No. 23）

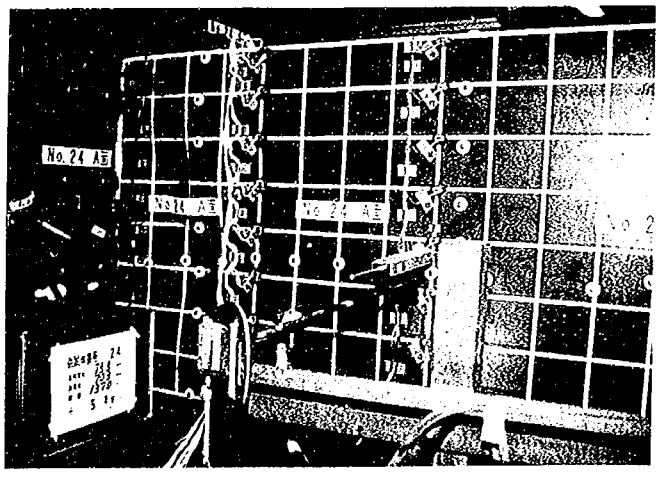


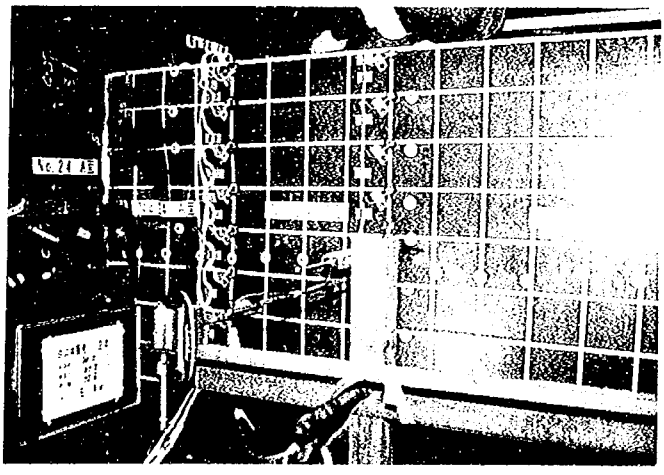
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(15)　変形の状況（No. 23）



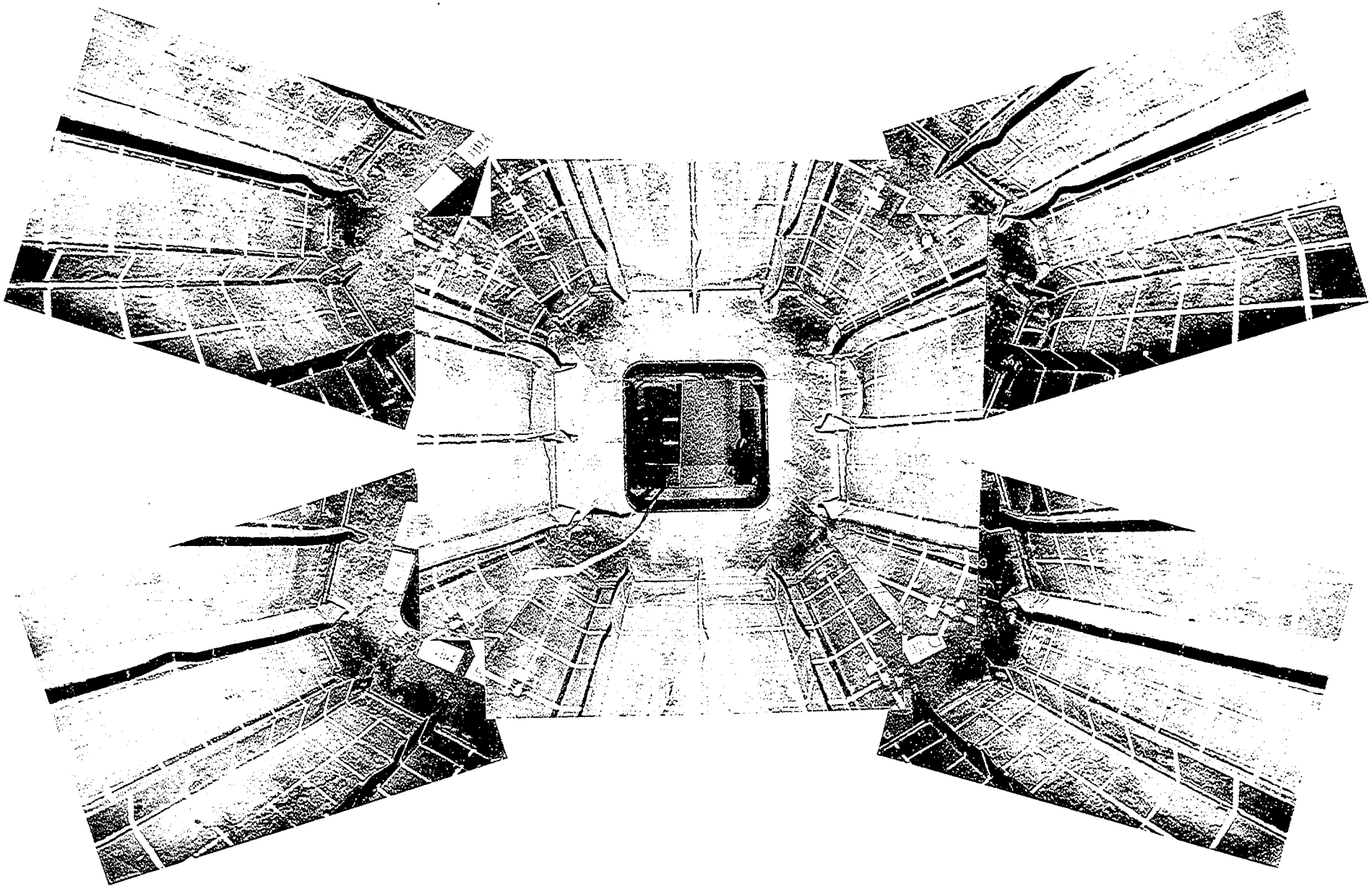






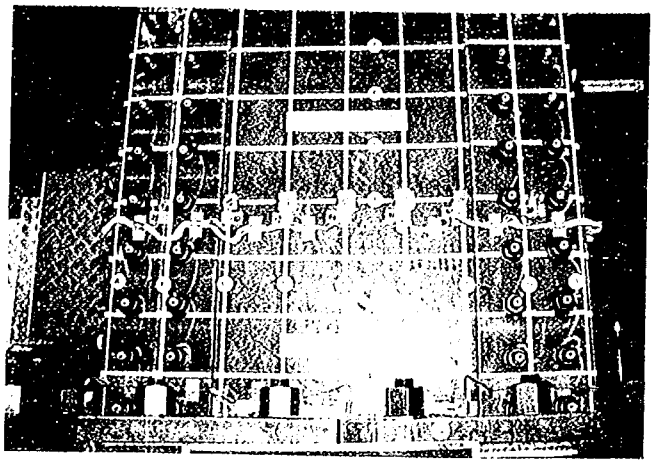
(i) 最大荷重を超えた点（＋５ δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋６ δ_y）

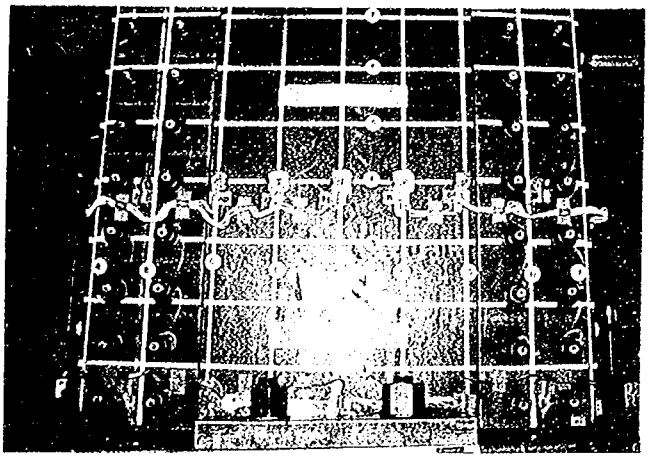
写真-3.1.1(16)　変形の状況（No. 24）

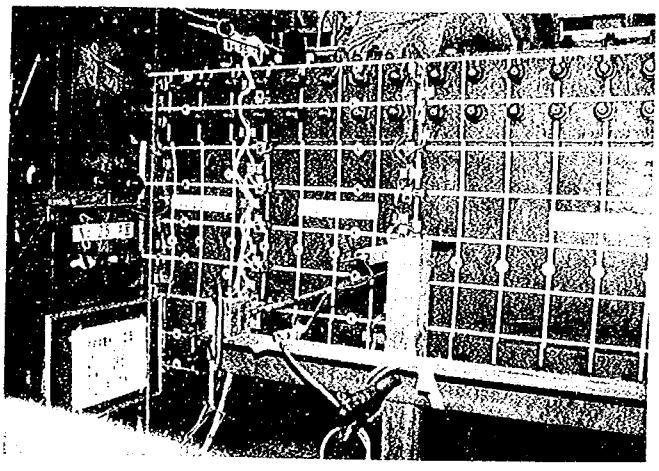


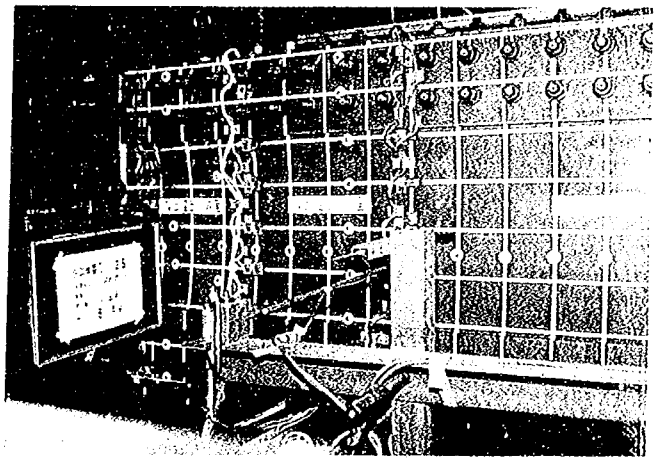
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(16)　変形の状況（No. 24）





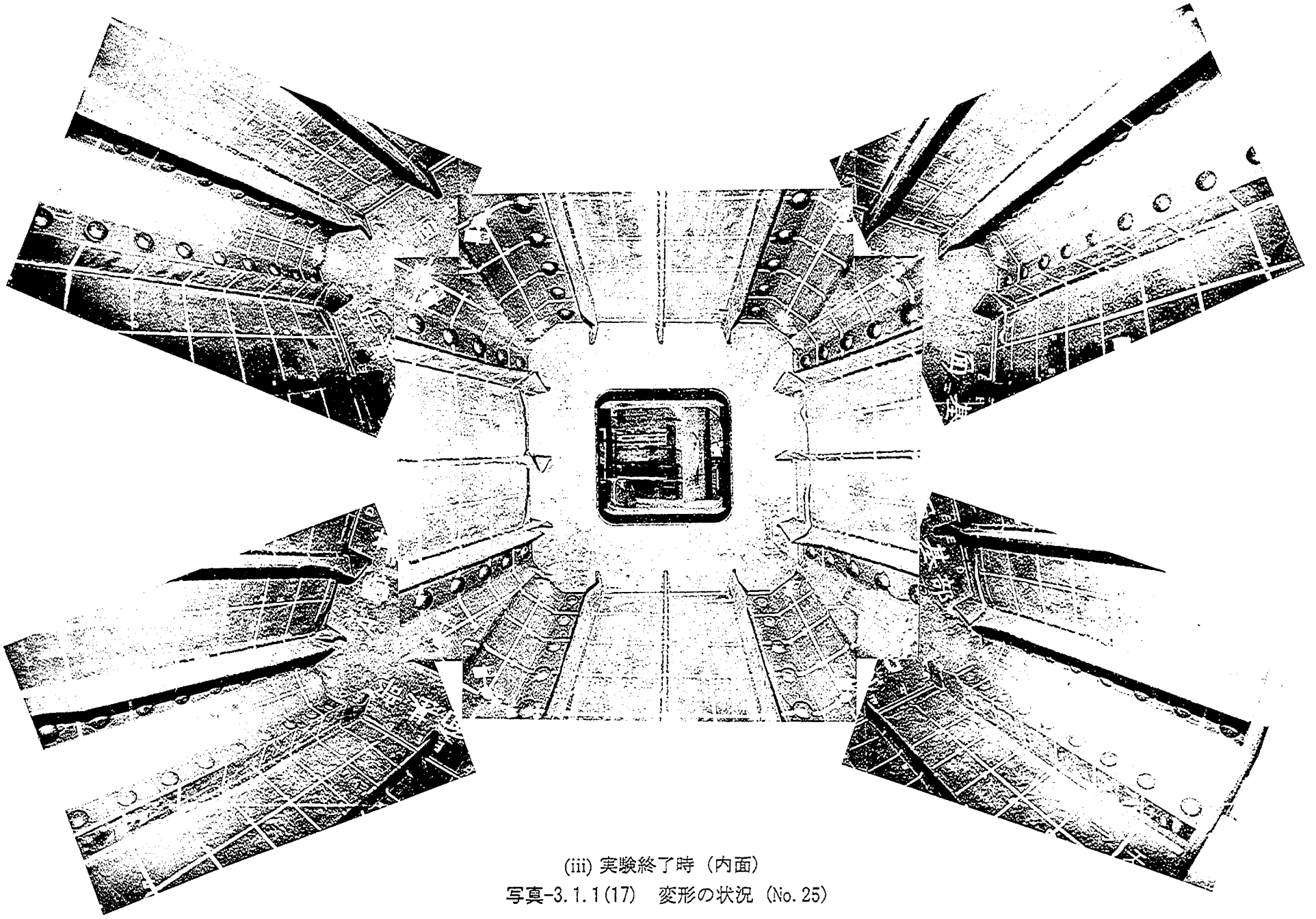




(i) 最大荷重を超えた点 (＋6 δ_y)

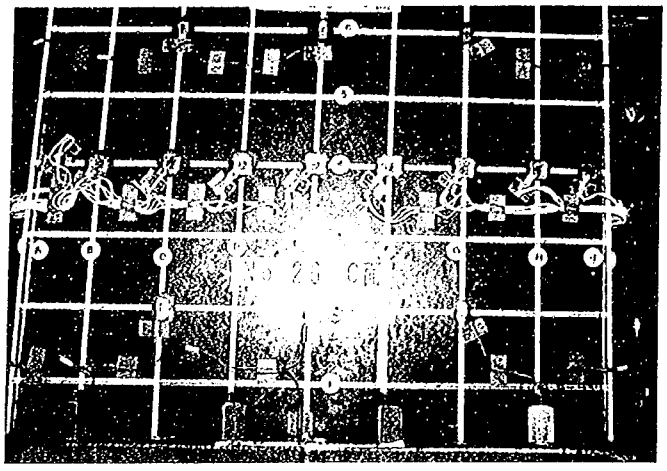
(ii) 実験終了時付近 (＋8 δ_y)

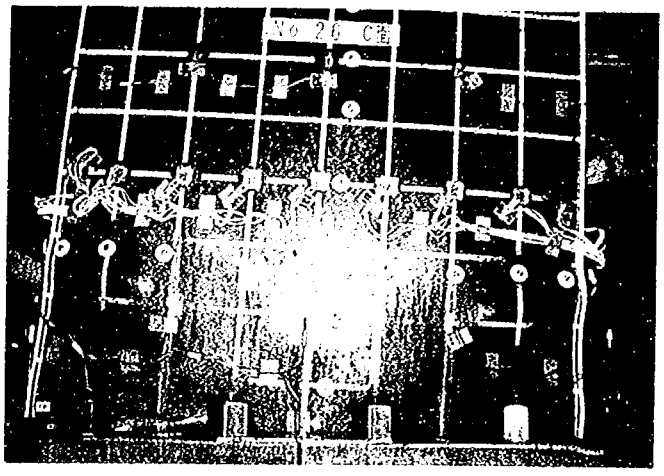
写真-3.1.1(17)　変形の状況 (No. 25)

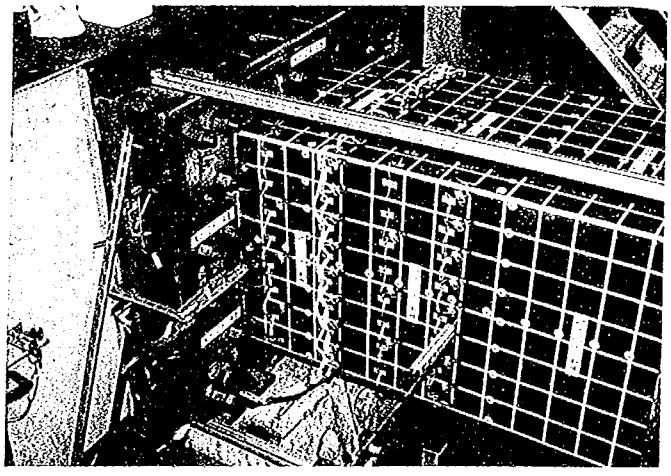


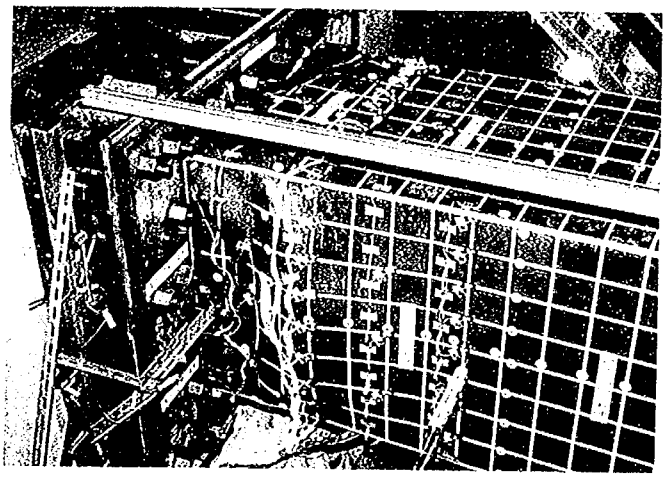
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(17)　変形の状況（No. 25）



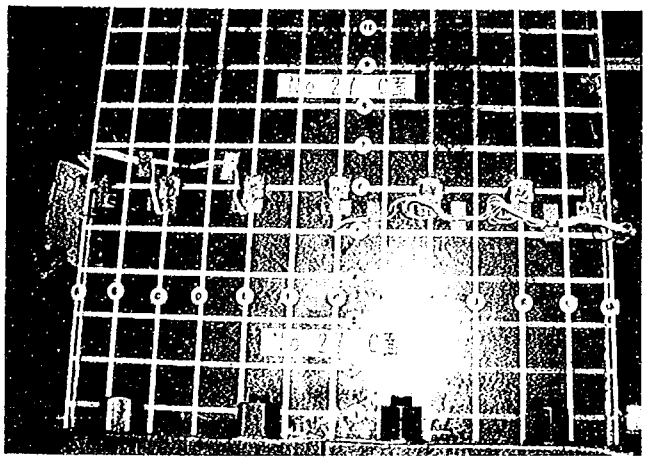


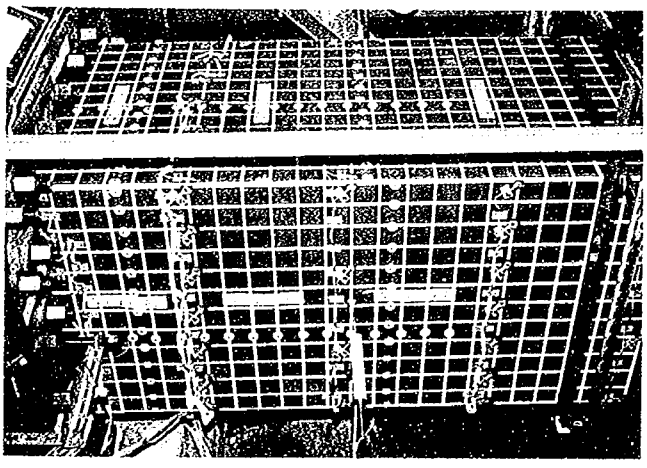




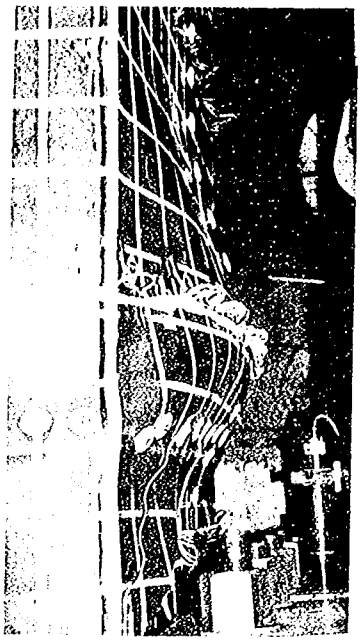
(i) 最大荷重を超えた点（＋ 6 δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋ 11 δ_y）

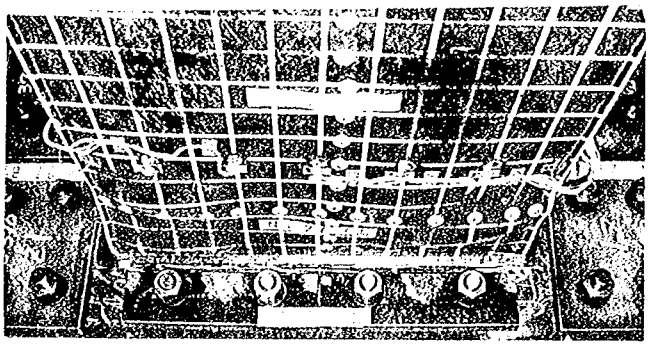
写真-3. 1. 1(18)　変形の状況（No. 26）

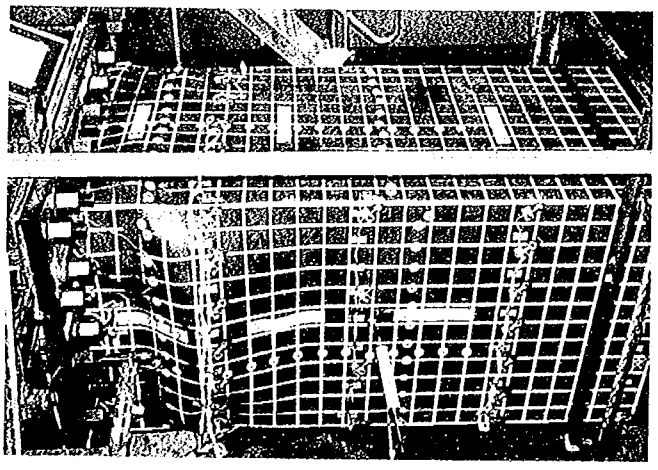




(i) 最大荷重を超えた点（＋ 5 δ_y）

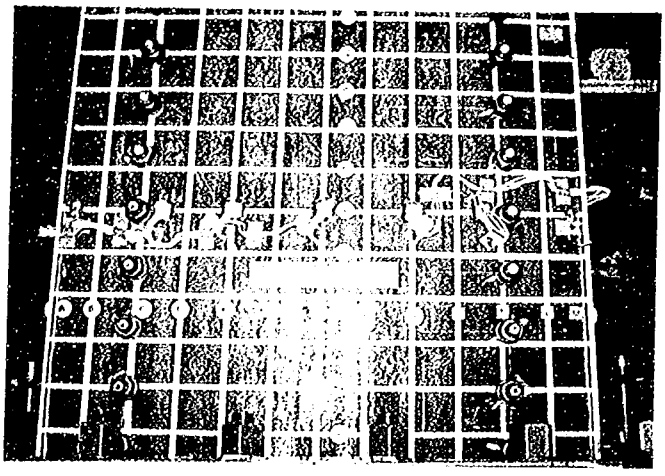


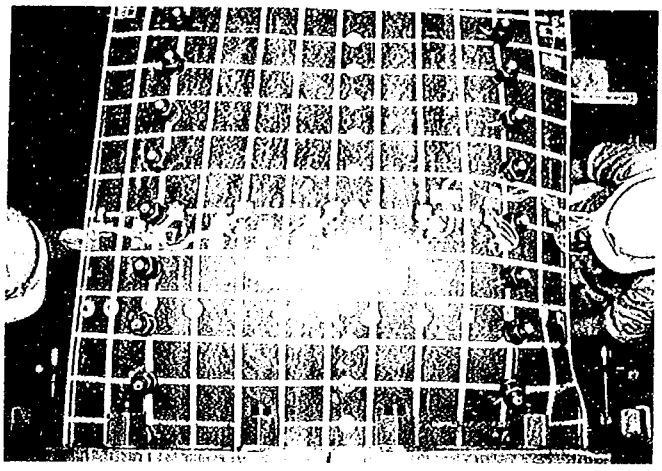


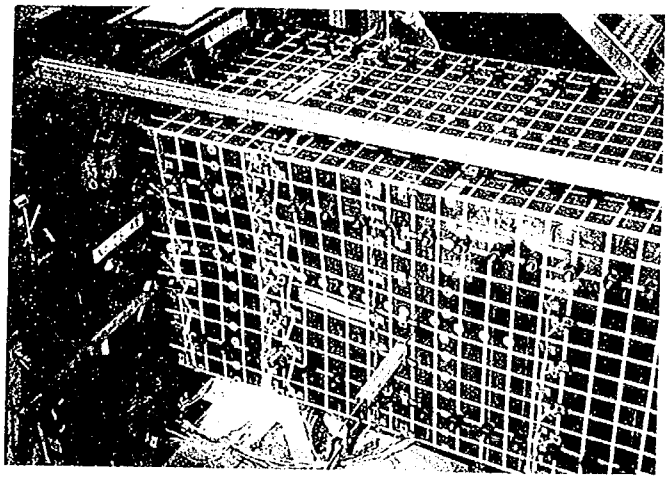


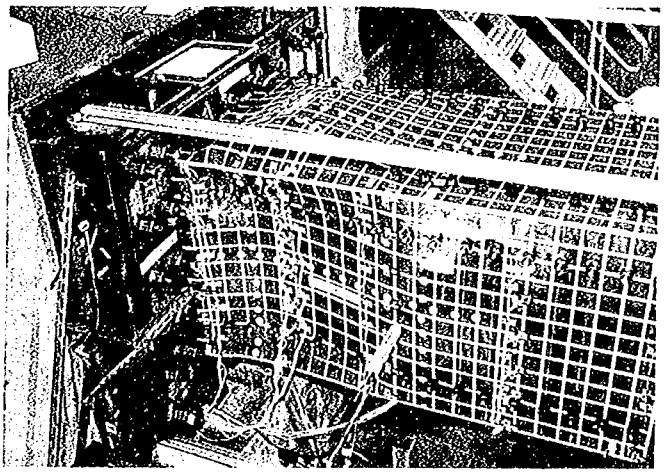
(ii) 実験終了時付近（＋ 12 δ_y）

写真-3.1.1(19)　変形の状況（No. 27）





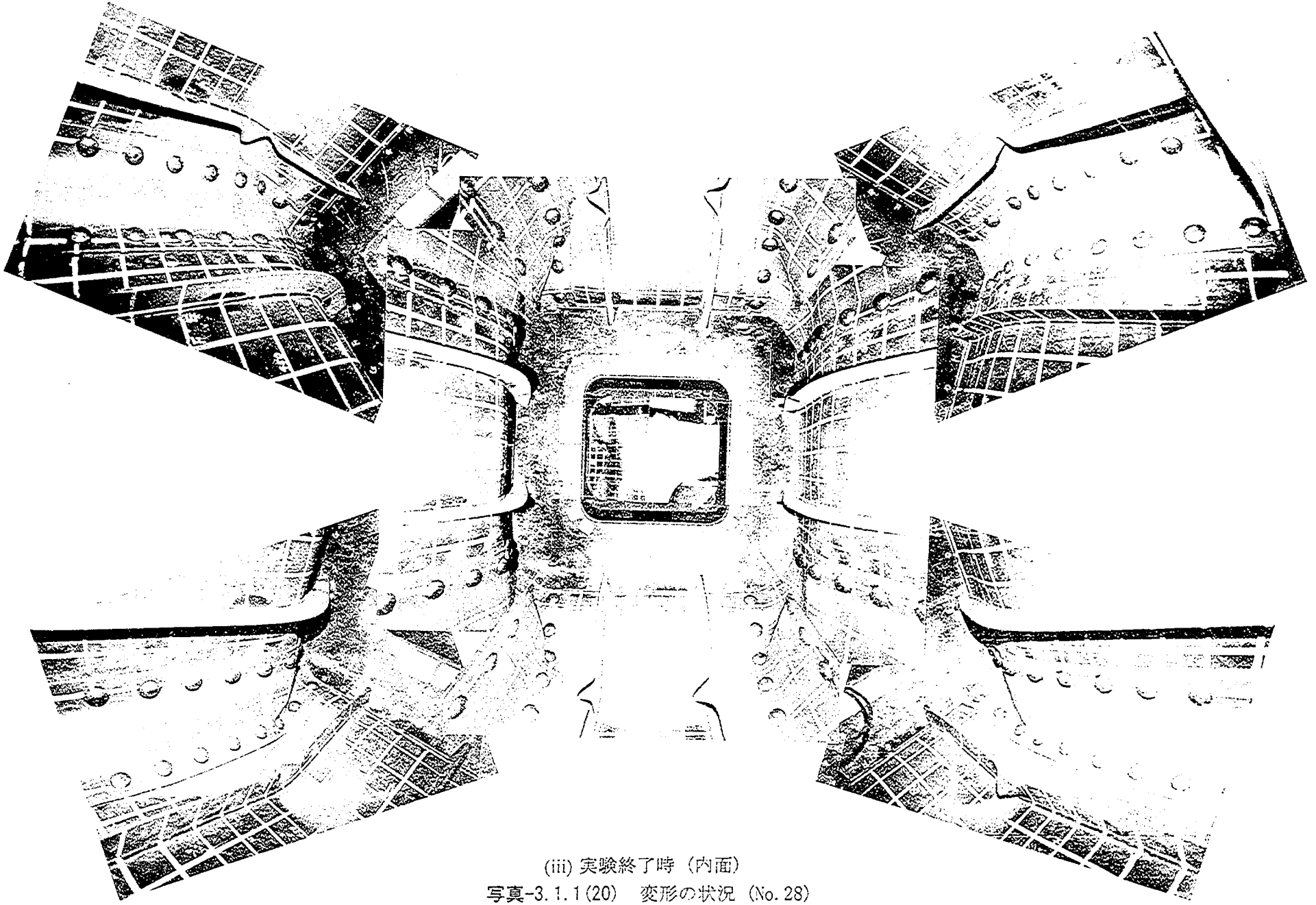




(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ_y）

(ii) 実験終了時付近（＋６ δ_y）

写真-3.1.1(20)　変形の状況（No. 28）



(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.1.1(20)　変形の状況（No. 28）

3.2 円 形 断 面

表-3.2.1 実験結果一覧

円形断面 供試体		外形寸法 $2R$ (mm)	板厚 t (mm)	横リブ間隔 a (mm)	鋼種	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm²)	断面積 A (cm²)	断面2次モーメント I (cm⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 $l(=2h)$ (cm)	細長比 λ	径厚比 R/t	径厚比パラメータ R_t	軸力 N (tf)	軸力比 N/N_{yN}	軸力比 N/N_{yM}	供試体
No. 6	基本	900	16	–	SM490	3,510	444.3	434,200	31.3	680.6	0.283	28.1	0.076	213	0.150	0.137	No. 6
No. 8	基本	900	9	900	SS400	2,960	251.9	250,000	31.5	680.6	0.258	50.0	0.115	90.7	0.150	0.122	No. 8
No. 29	基本 No. 8軸力増	900	9	900	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	158	0.261	0.199	No. 29
No. 7	No. 6巻立て隙間10mm	900	16	–	SM490	3,540	444.3	434,200	31.3	680.6	0.285	28.1	0.077	213	0.150	0.136	No. 7
No. 9	No. 8巻立て隙間10mm	900	9	900	SS400	2,850	251.9	250,000	31.5	680.6	0.253	50.0	0.111	90.7	0.150	0.126	No. 9
No. 15	No. 8巻立て隙間 5mm	900	9	900	SS400	3,130	251.9	250,000	31.5	684.6	0.267	50.0	0.122	90.7	0.150	0.115	No. 15
No. 31	No. 29巻立て間隔 5mm(No. 15軸力増)	900	9	900	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	158	0.261	0.199	No. 31
No. 16	No. 8コンクリート充填	900	9	900	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	90.7	0.150	0.114	No. 16
No. 30	No. 8コンクリート充填 軸力増	900	9	900	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	158	0.261	0.199	No. 30

円形断面 供試体		実験場所	P_{yN} (tf)	P_{yM} (tf)	Pu (tf)	$\frac{Pu}{P_{yM}}$	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_{lim} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{97}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{lim}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEN}}$	供試体
No. 6	基本	A社	77.1	85.9	157	1.83	11.1	12.4	14.2	15.8	51	72	78	77	120	3.6	5.1	5.5	5.4	8.5	No. 6
No. 8	基本	A社	33.3	42.4	60.7	1.43	8.3	10.6	10.1	12.9	26	32	35	34	50	2.6	3.2	3.5	3.4	5.0	No. 8
No. 29	基本 No. 8軸力増	土研	28.8	40.9	53.7	1.31	7.3	10.4	8.5	12.1	24	28	29	27	37	2.8	3.3	3.4	3.2	4.4	No. 29
No. 7	No. 6巻立て隙間10mm	A社	77.1	86.8	161	1.86	11.1	12.5	15.5	17.4	59	82	98	97	159	3.8	5.3	6.3	6.3	10.3	No. 7
No. 9	No. 8巻立て隙間10mm	A社	33.3	40.7	61.4	1.51	8.3	10.2	10.7	13.1	26	33	35	–	69	2.4	3.1	3.3	–	6.4	No. 9
No. 15	No. 8巻立て隙間 5mm	土研	33.1	45.0	66.1	1.47	8.4	11.4	10.2	13.9	36	44	48	51	75	3.5	4.3	4.7	5.0	7.4	No. 15
No. 31	No. 29巻立て間隔 5mm(No. 15軸力増)	土研	28.8	40.9	55.3	1.35	7.3	10.4	8.5	12.1	34	38	40	37	53	4.0	4.5	4.7	4.4	6.2	No. 31
No. 16	No. 8コンクリート充填	土研	33.1	45.3	95.1	2.10	8.4	11.5	10.0	13.7	78	119	128	–	167	7.8	11.9	12.8	–	16.7	No. 16
No. 30	No. 8コンクリート充填 軸力増	土研	28.8	40.9	87.9	2.15	7.3	10.4	7.4	10.5	63	97	113	–	171	8.5	13.1	15.3	–	23.1	No. 30

注) 記号の説明については、図-3.1.1を参照。

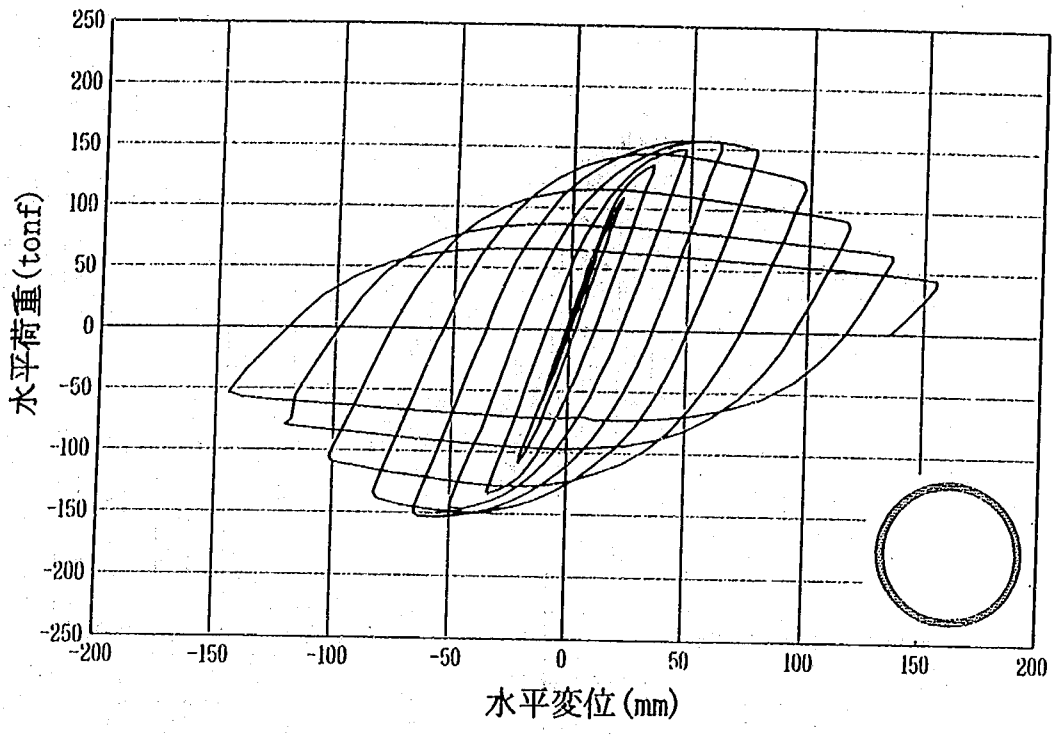


図-3.2.1(1)　水平荷重－水平変位関係（No. 6）

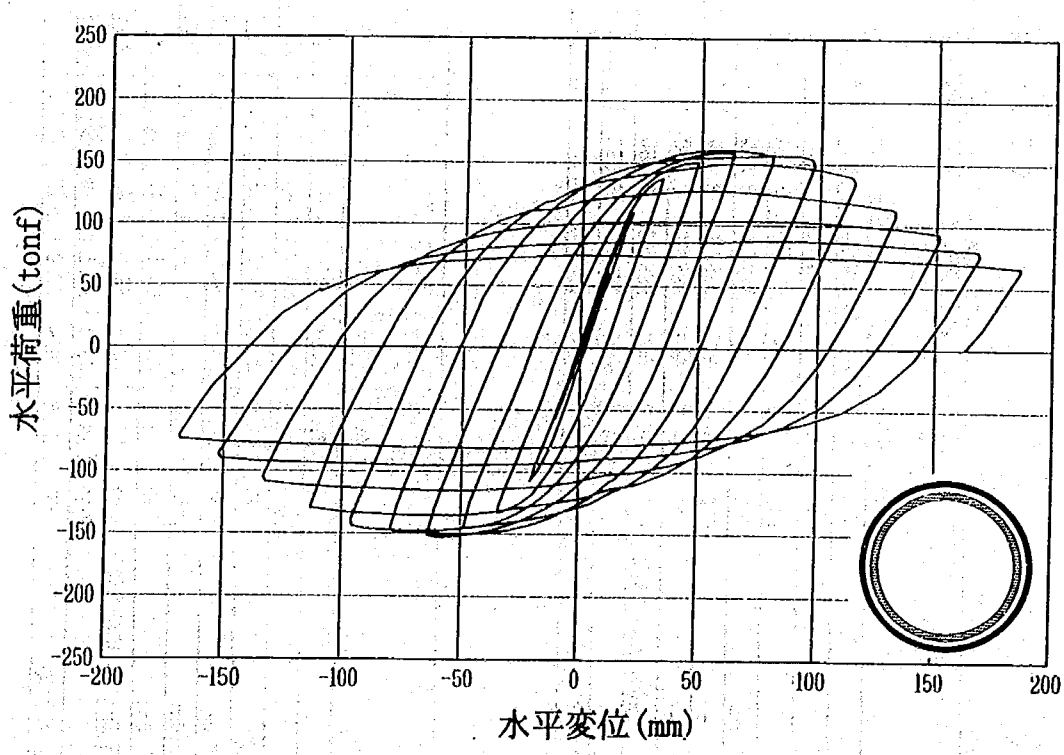


図-3.2.1(2)　水平荷重－水平変位関係（No. 7）

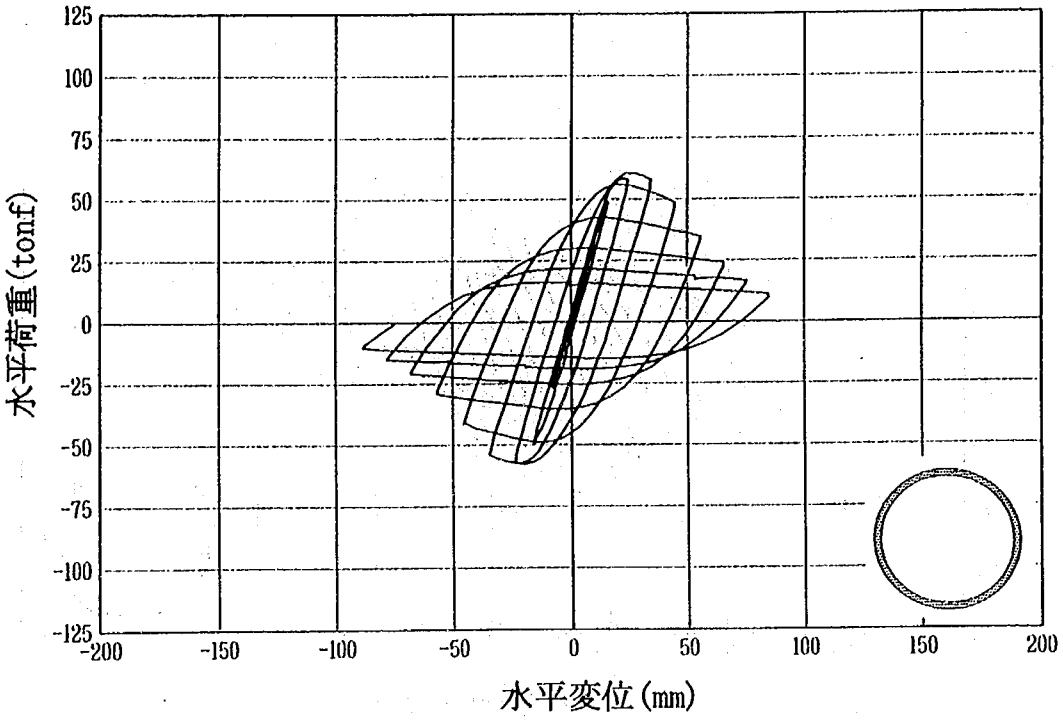


図-3.2.1(3)　水平荷重－水平変位関係（No. 8）

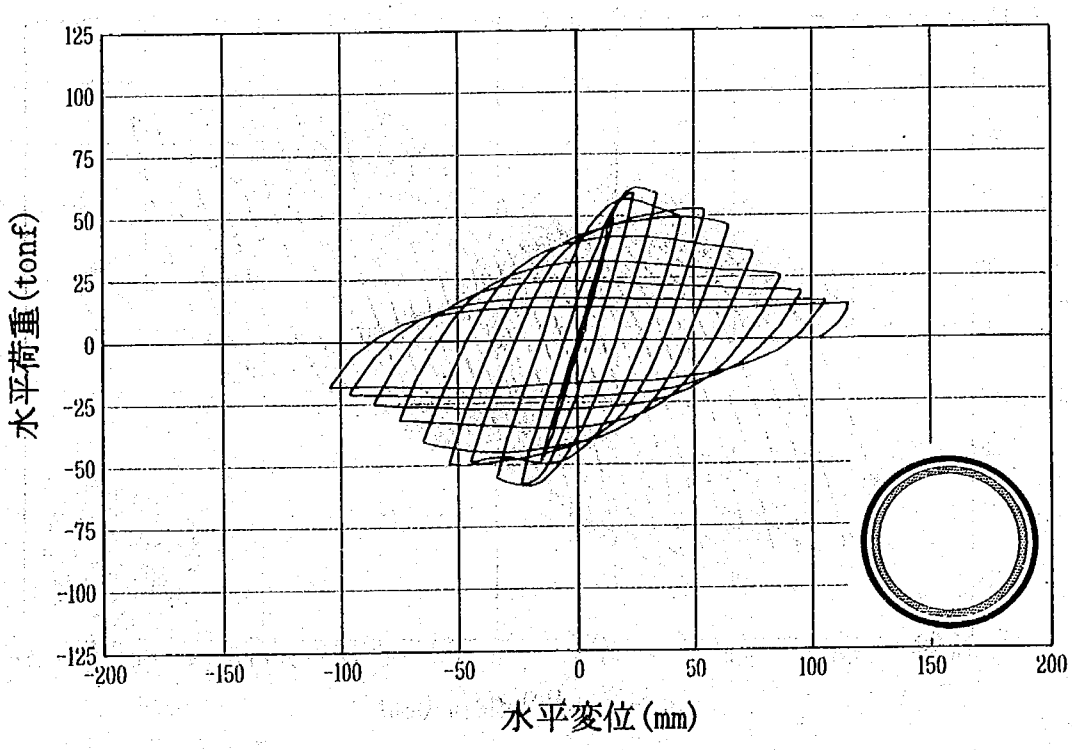


図-3.2.1(4)　水平荷重－水平変位関係（No. 9）

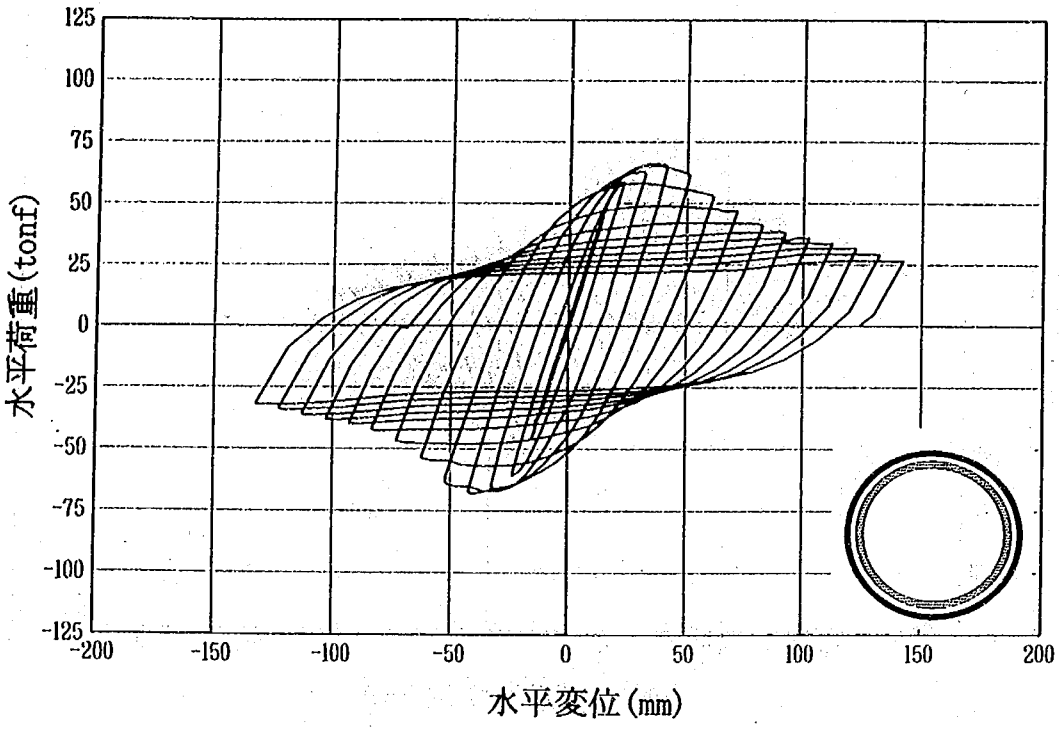


図-3.2.1(5)　水平荷重－水平変位関係（No. 15）

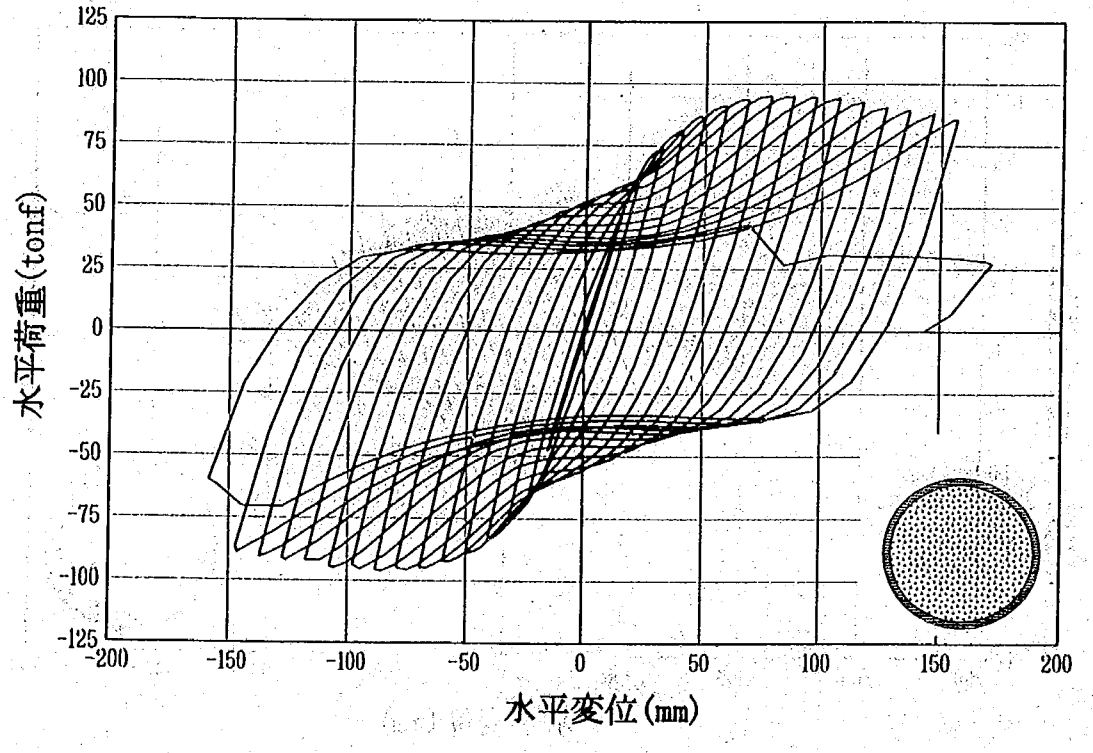


図-3.2.1(6)　水平荷重－水平変位関係（No. 16）

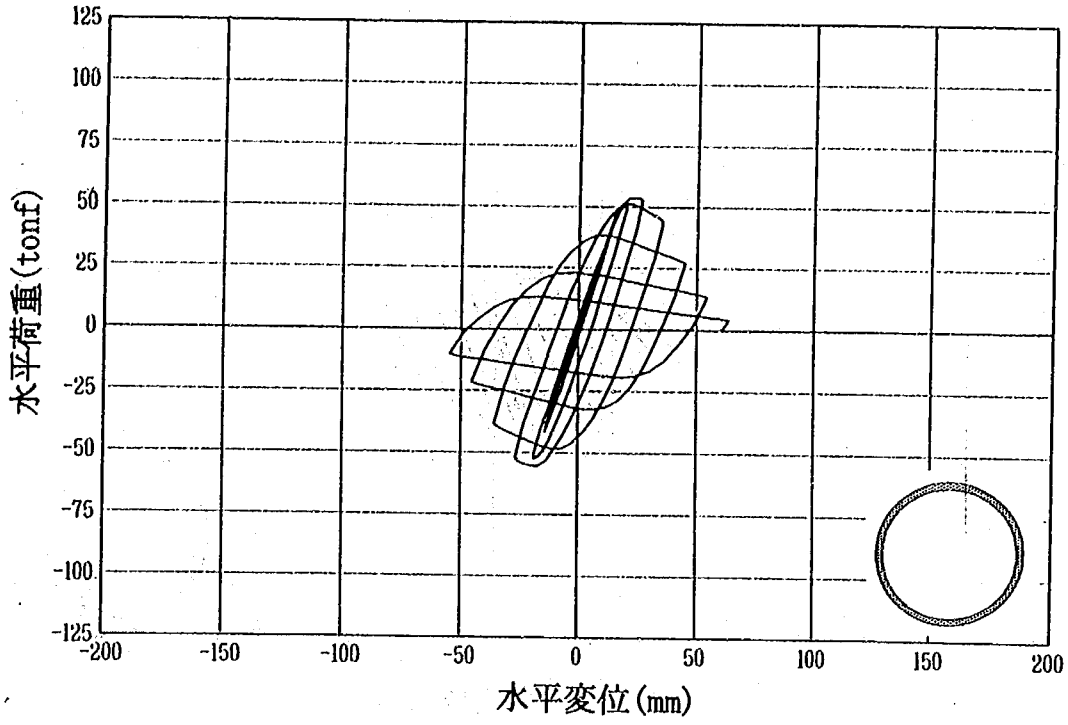


図-3.2.1(7)　水平荷重－水平変位関係（No. 29）

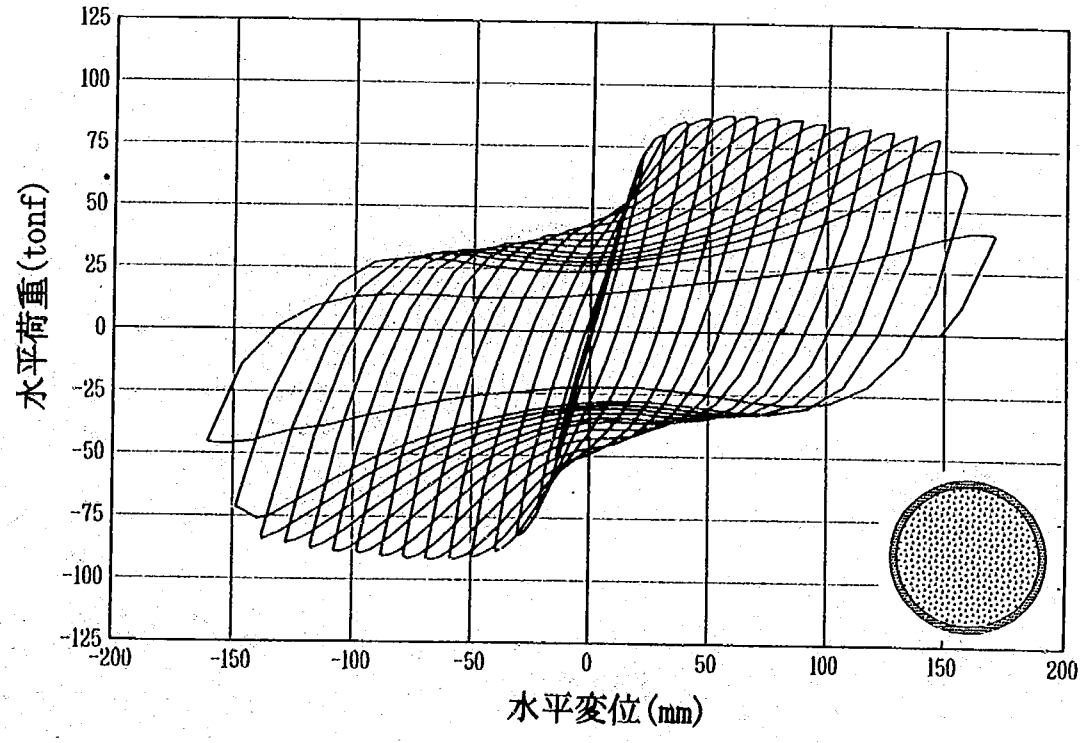


図-3.2.1(8)　水平荷重－水平変位関係（No. 30）

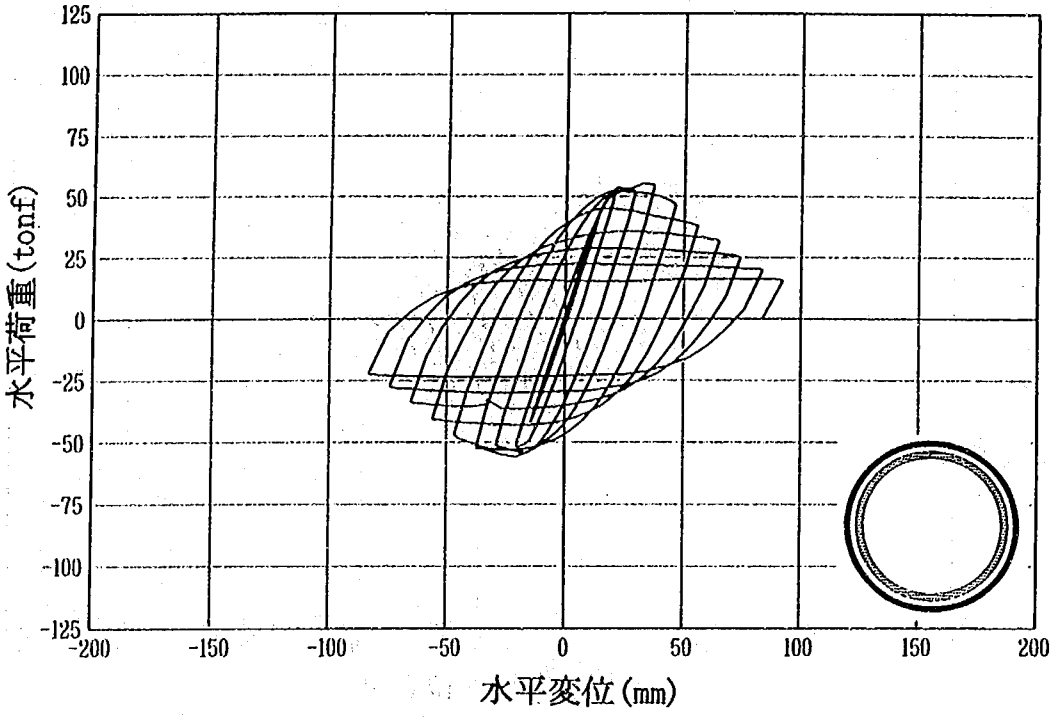


図-3.2.1(9)　水平荷重－水平変位関係（No. 31）

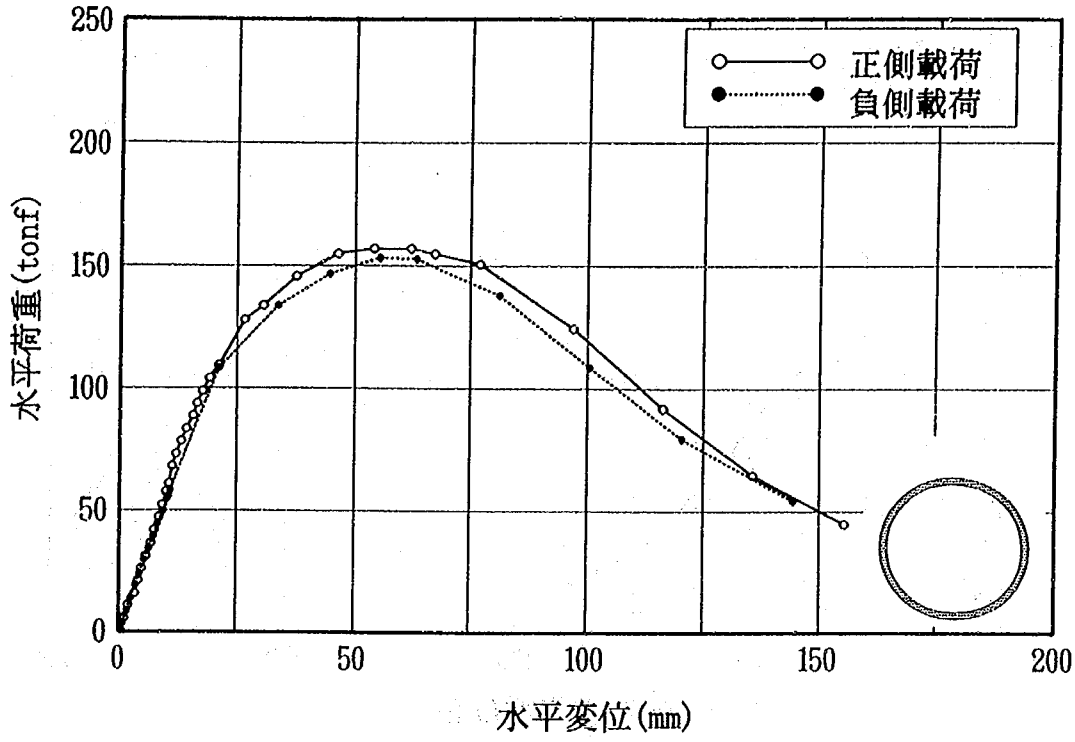


図-3.2.2(1)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 6）

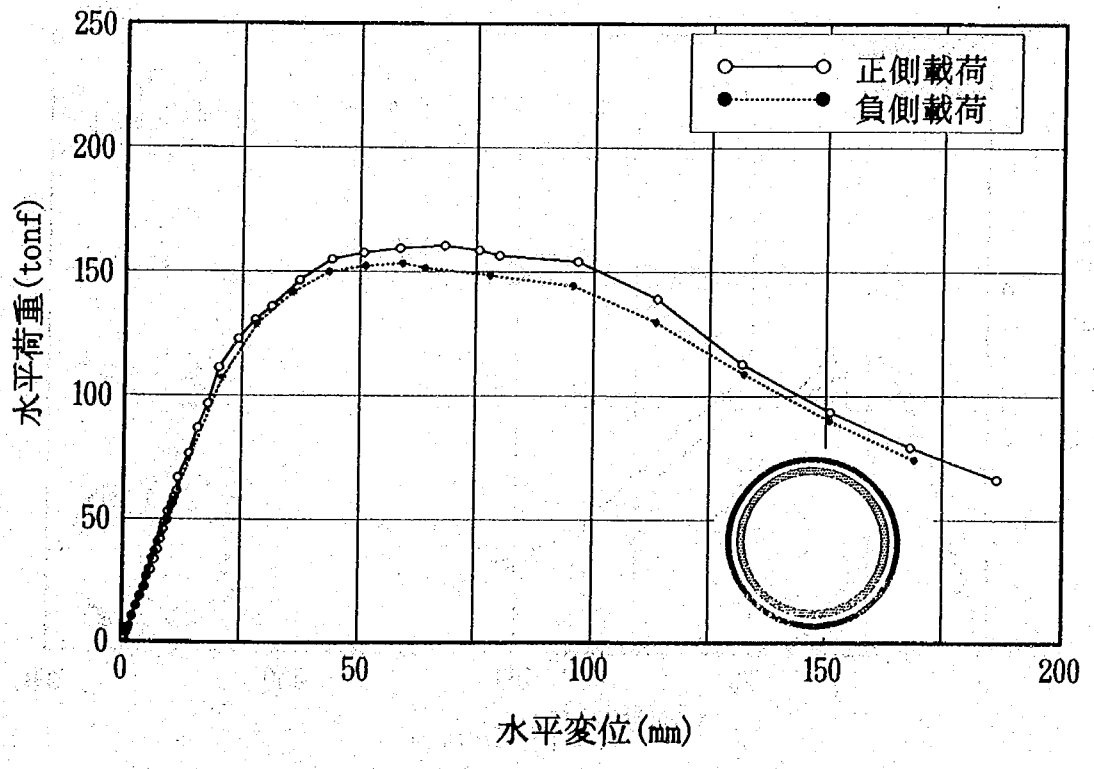


図-3.2.2(2)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 7）

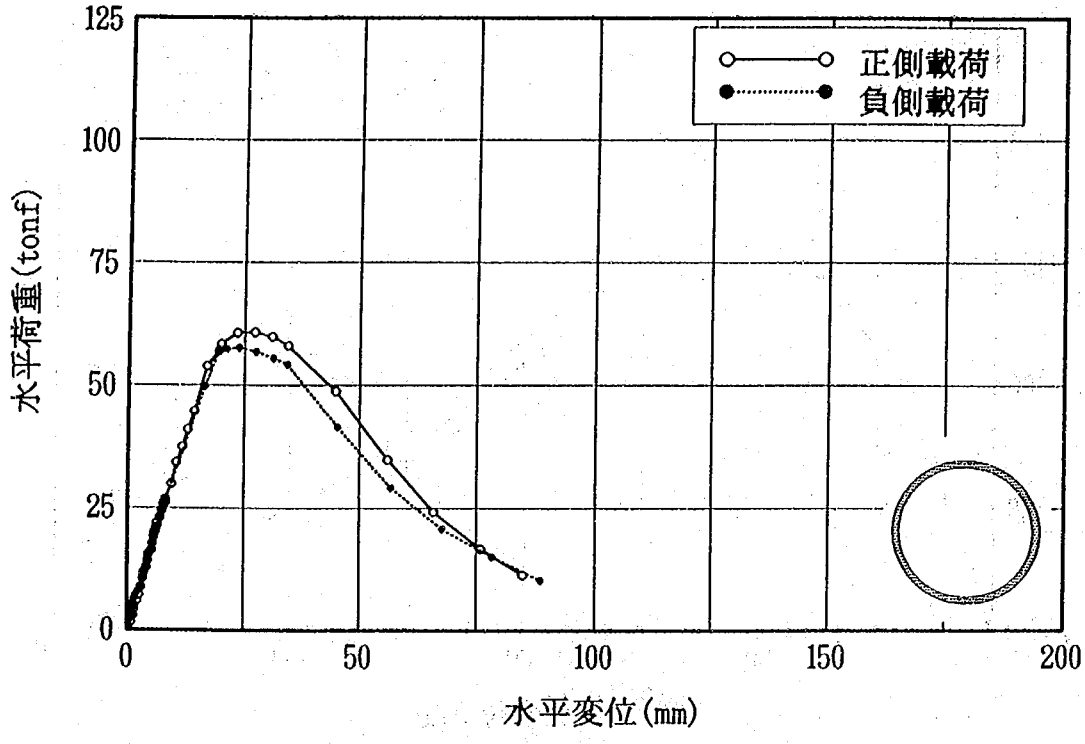


図-3.2.2(3)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.8）

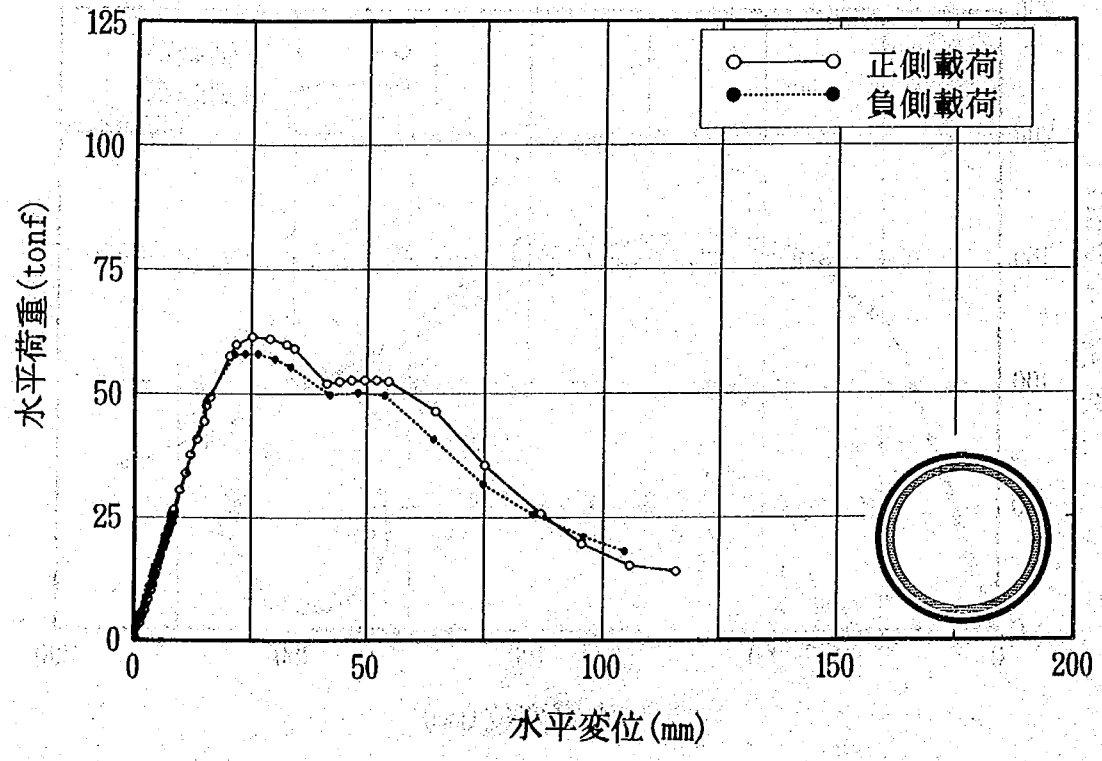


図-3.2.2(4)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No.9）

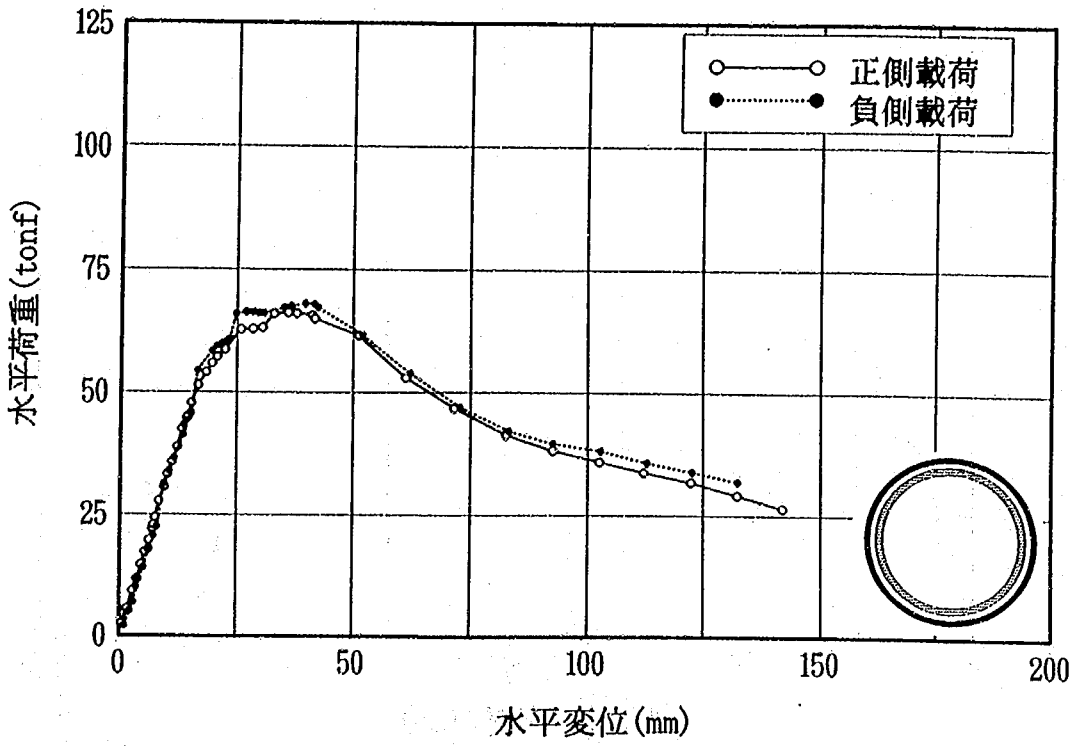


図-3.2.2(5)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 15）

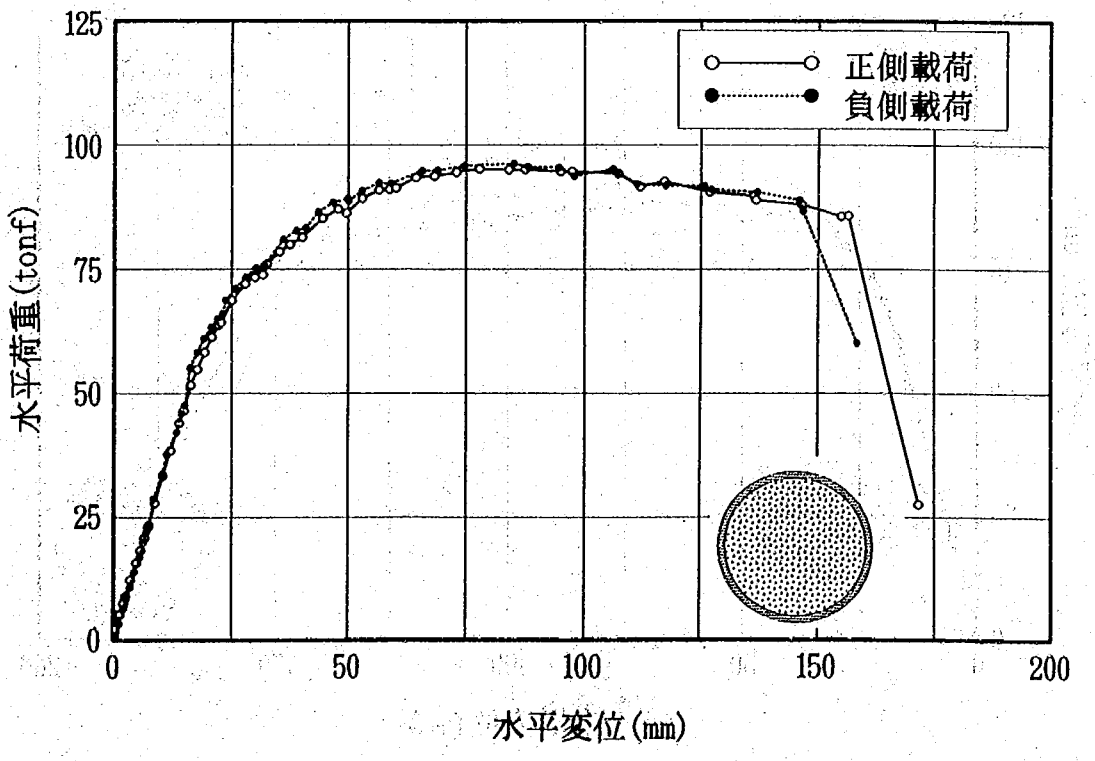


図-3.2.2(6)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 16）

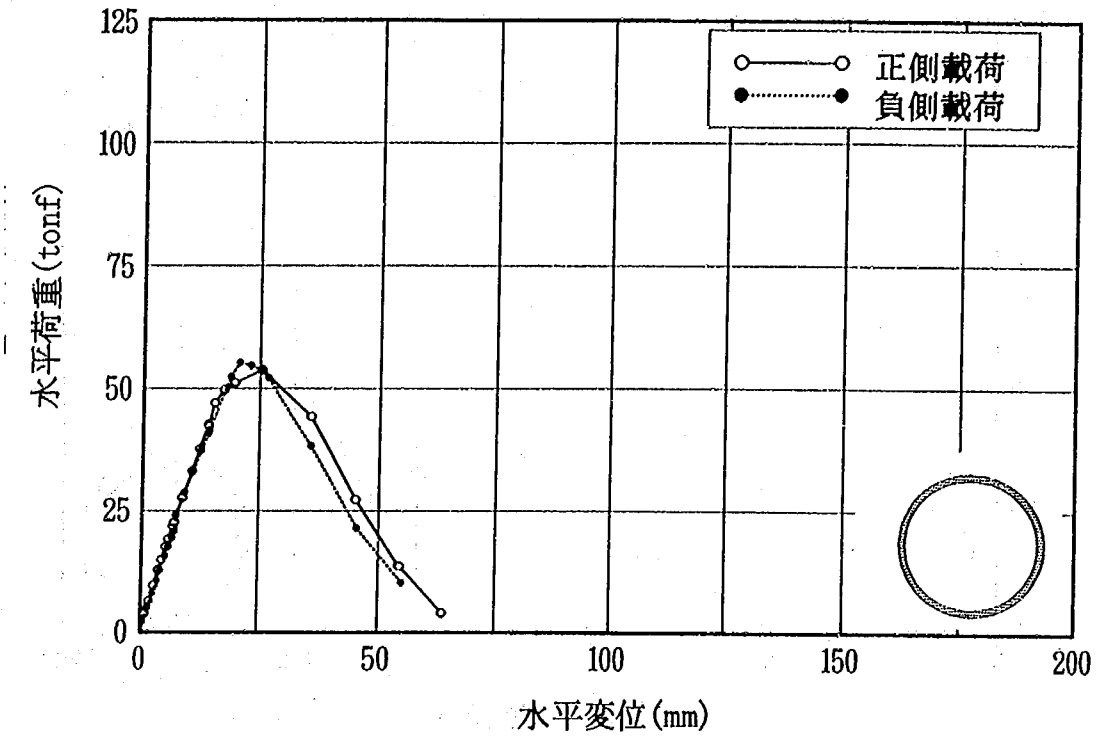


図-3.2.2(7)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 29）

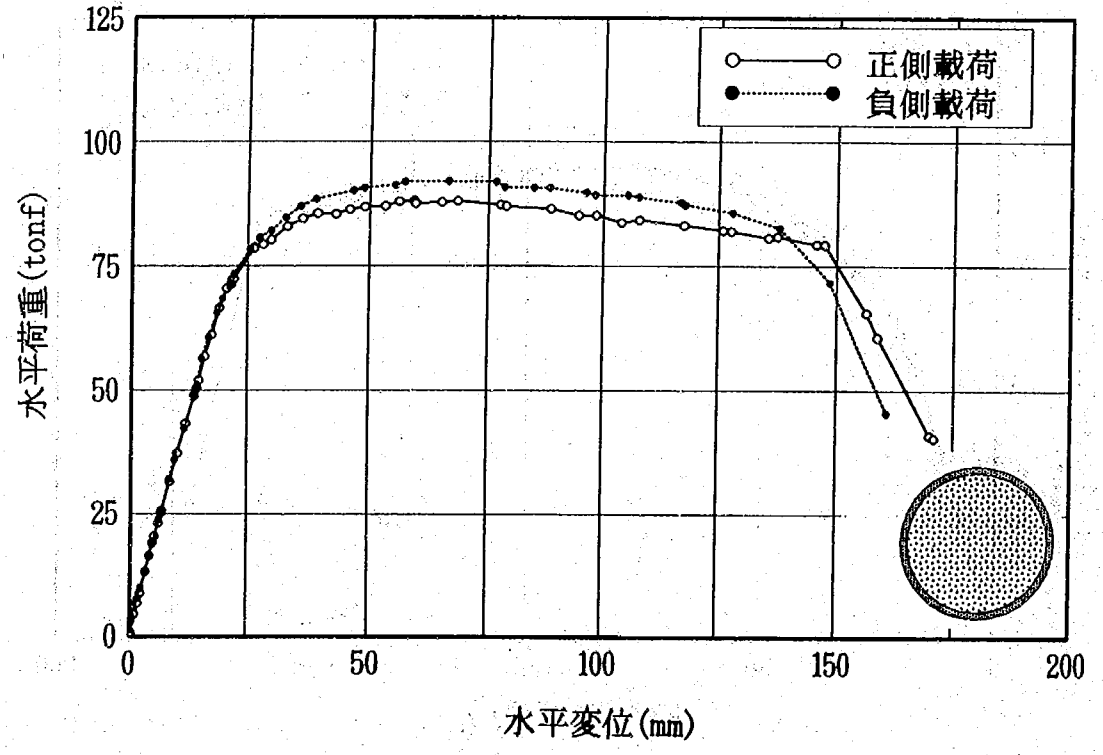


図-3.2.2(8)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 30）

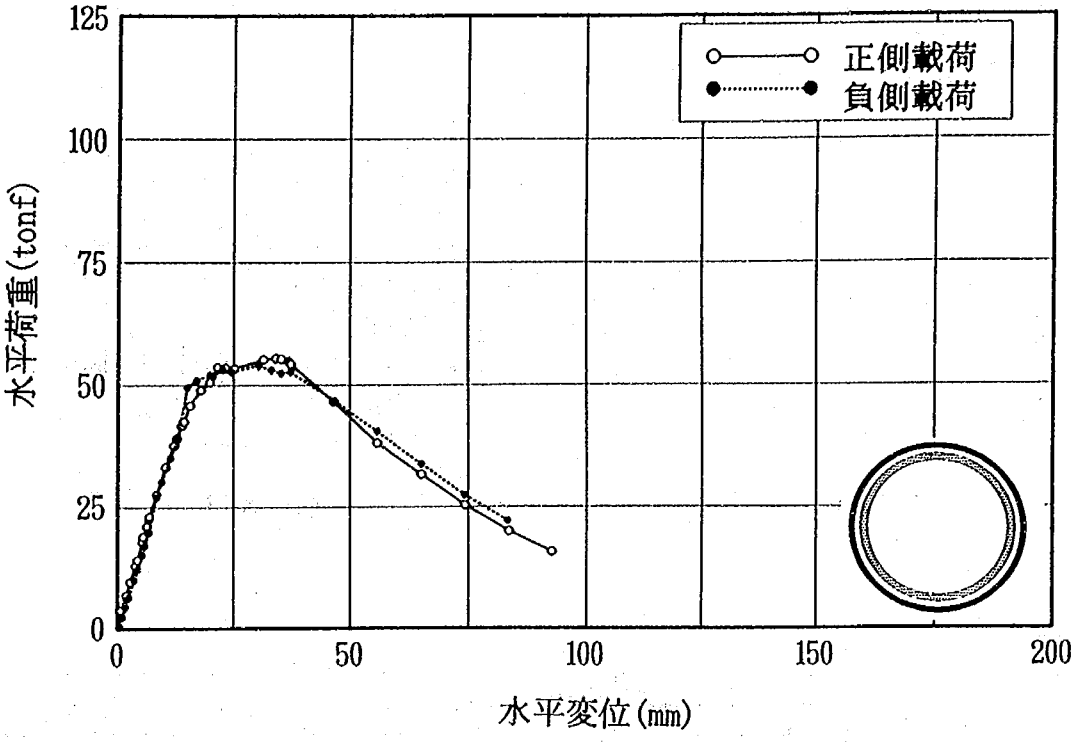
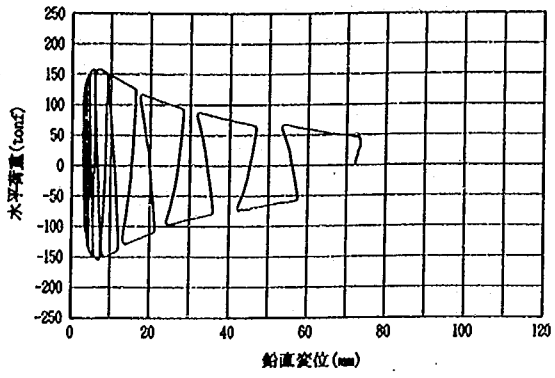
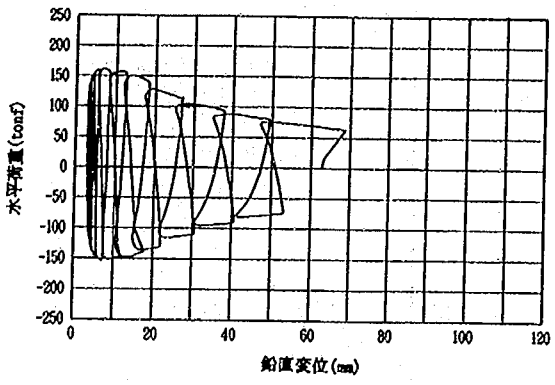


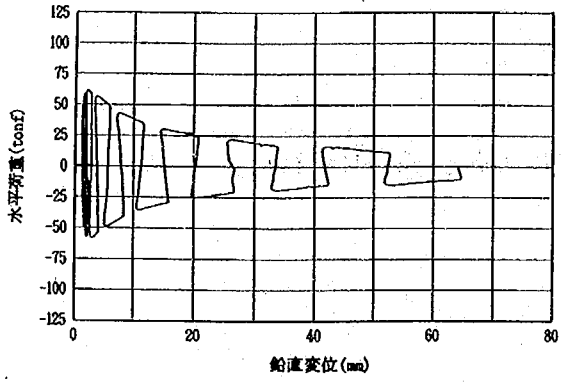
図-3.2.2(9)　水平荷重－水平変位関係の包絡線（No. 31）



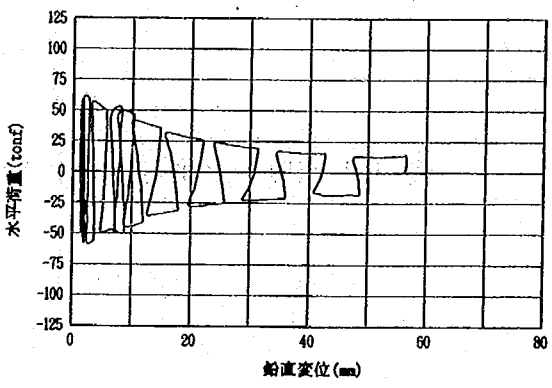
(1) No.6



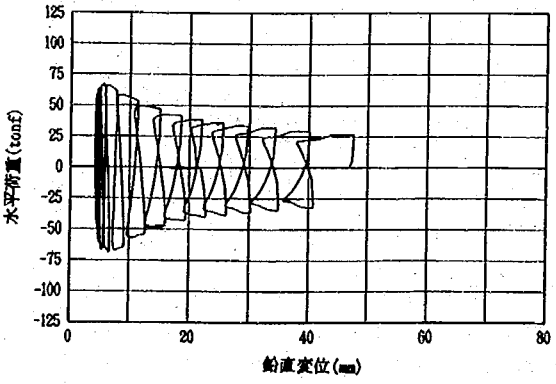
(2) No.7



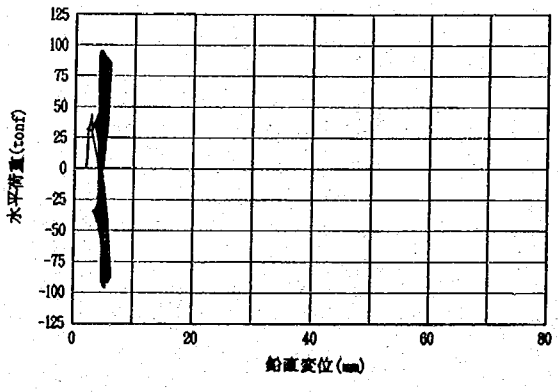
(3) No.8



(4) No.9

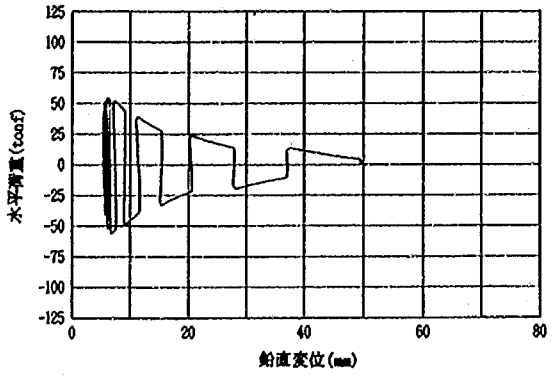


(5) No.15

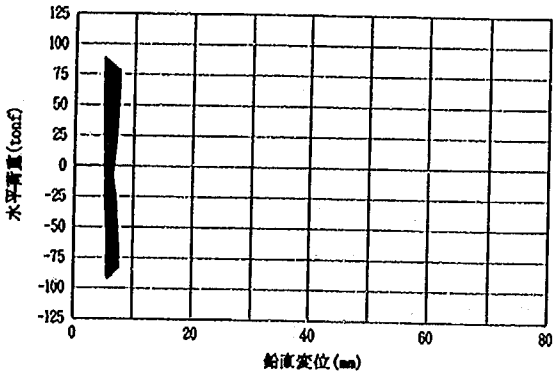


(6) No.16

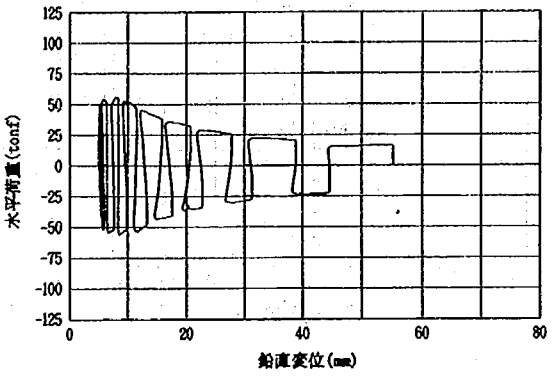
図-3.2.3 水平荷重－鉛直変位関係



(7) No.29

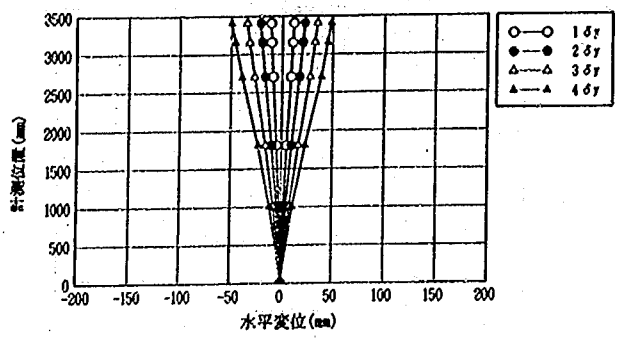


(8) No.30

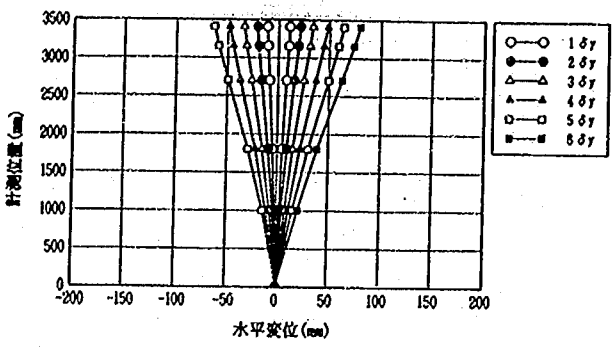


(9) No.31

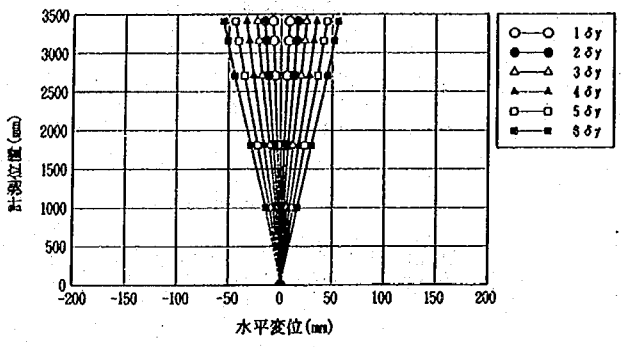
図-3.2.3 水平荷重－鉛直変位関係



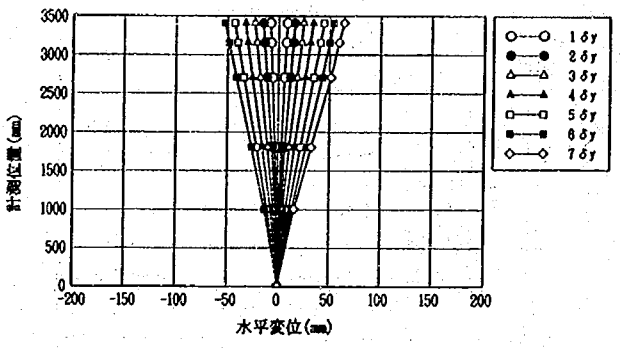
(1) No.6



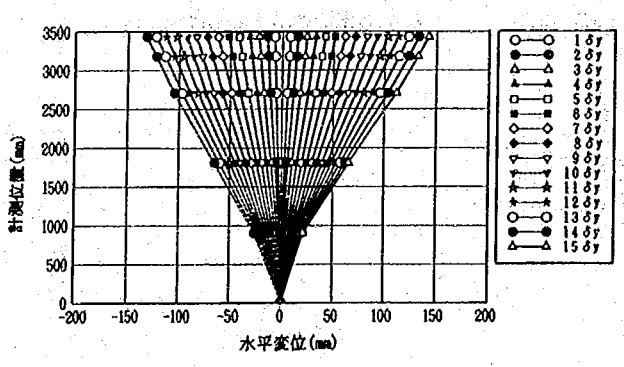
(2) No.7



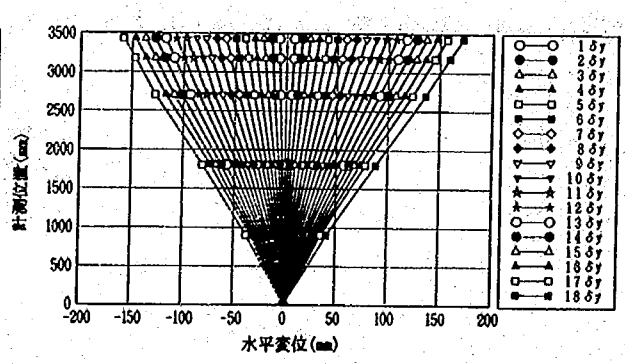
(3) No.8



(4) No.9

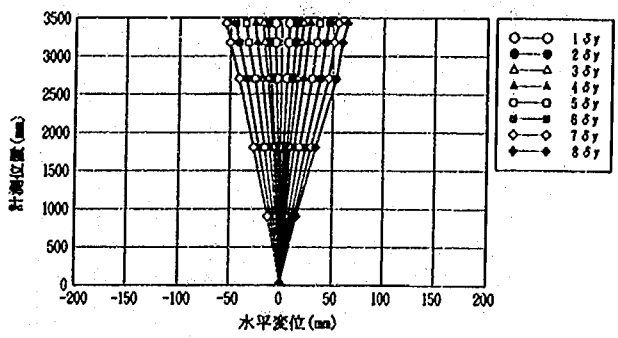


(5) No.15

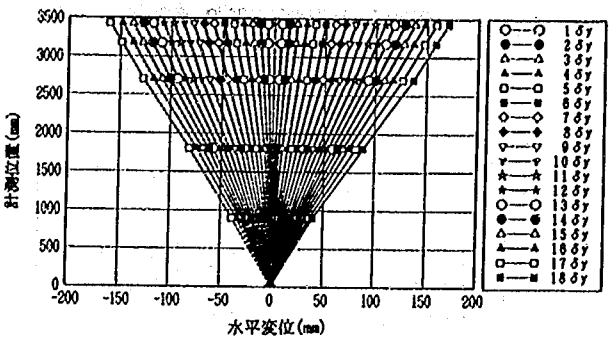


(6) No.16

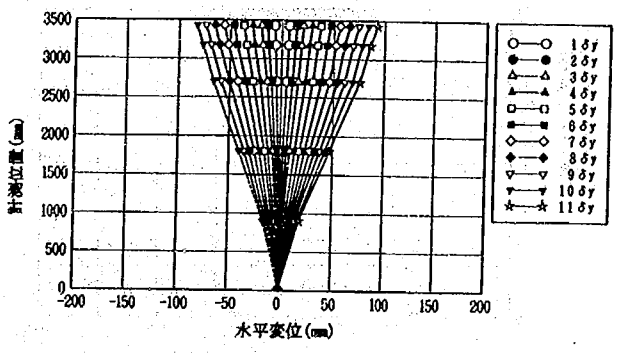
図-3.2.4 水平荷重の鉛直方向分布



(7) No.29

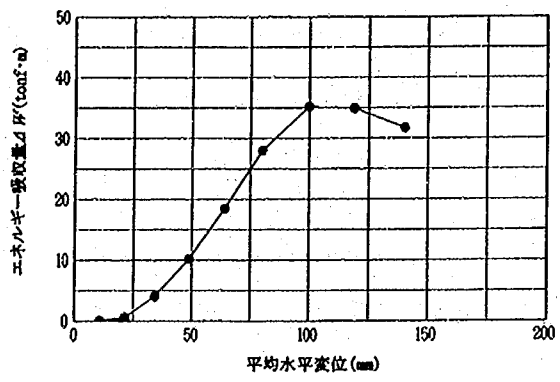


(8) No.30

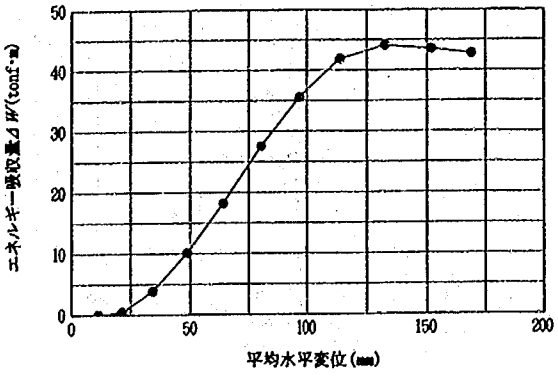


(9) No.31

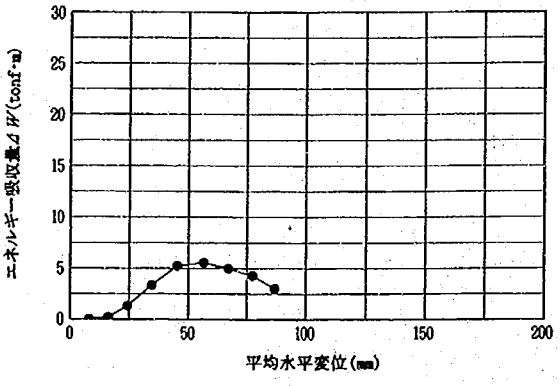
図-3.2.4 水平荷重の鉛直方向分布



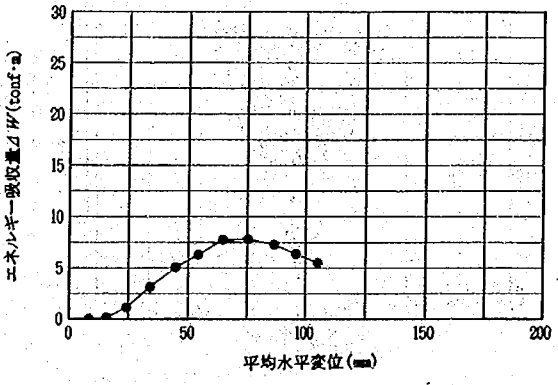
(1) No.6



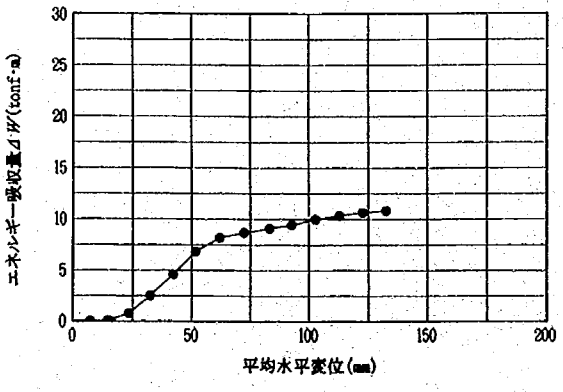
(2) No.7



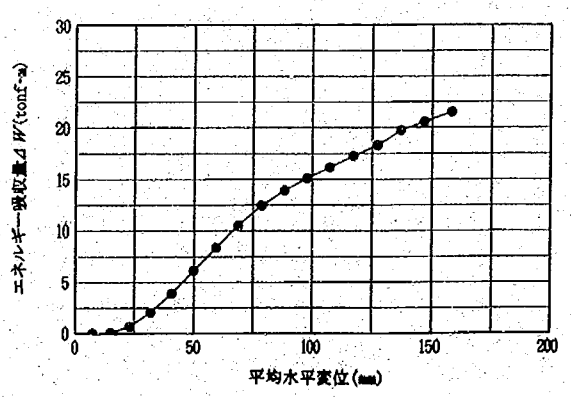
(3) No.8



(4) No.9

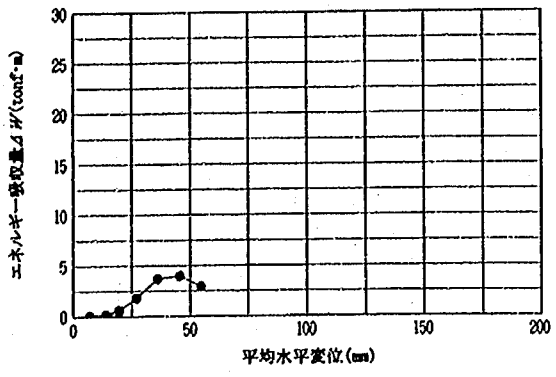


(5) No.15

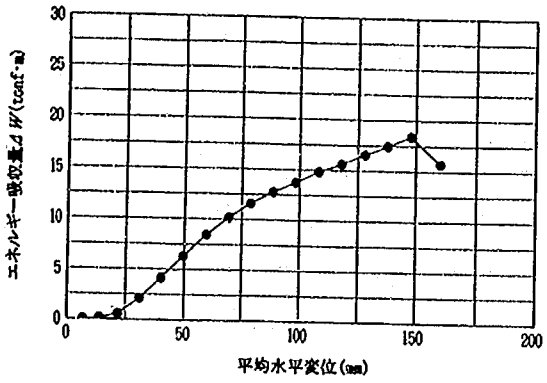


(6) No.16

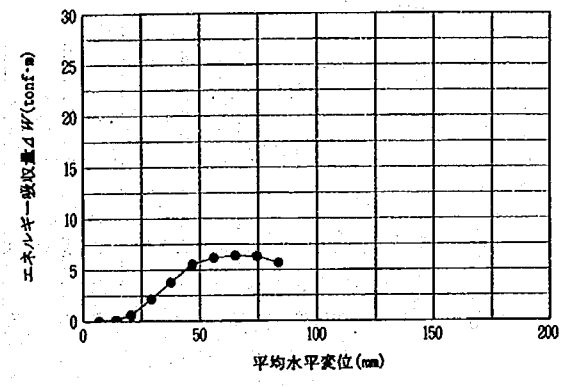
図-3.2.5 エネルギー吸収量



(7) No.29

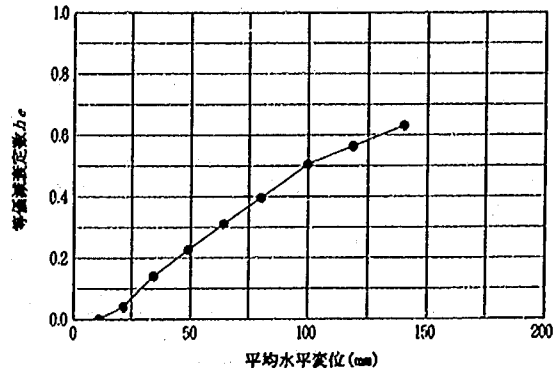


(8) No.30

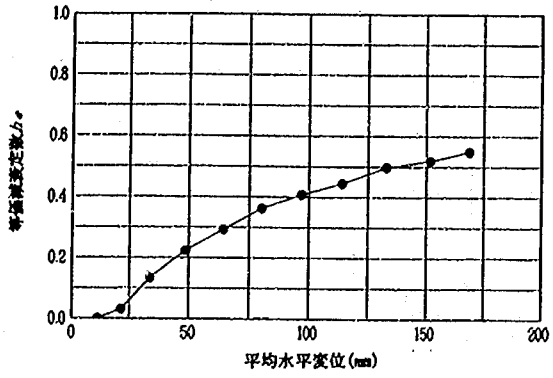


(9) No.31

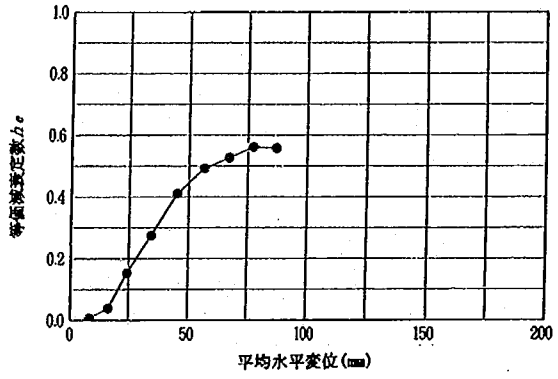
図-3.2.5 エネルギー吸収量



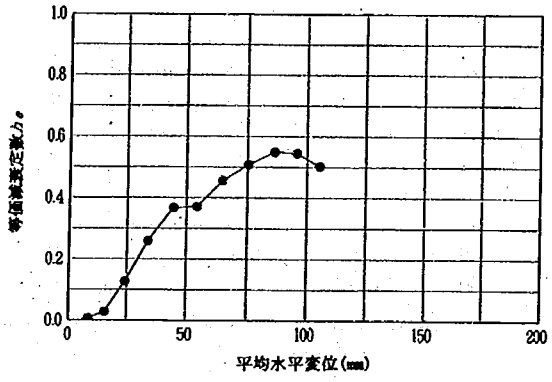
(1) No.6



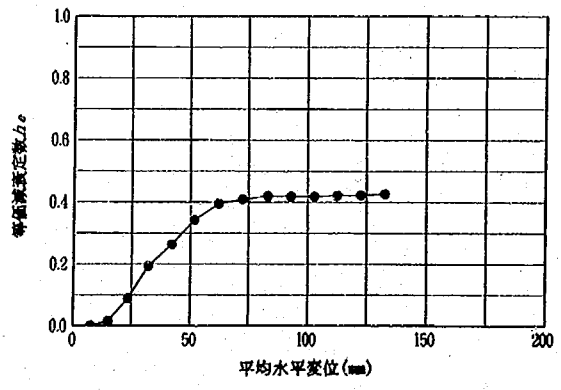
(2) No.7



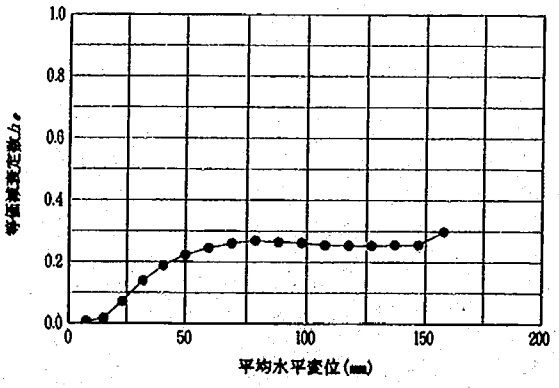
(3) No.8



(4) No.9

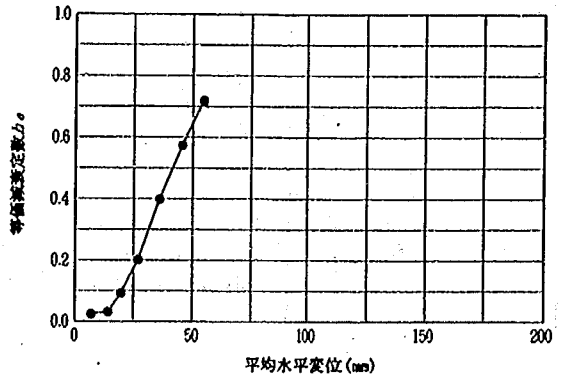


(5) No.15

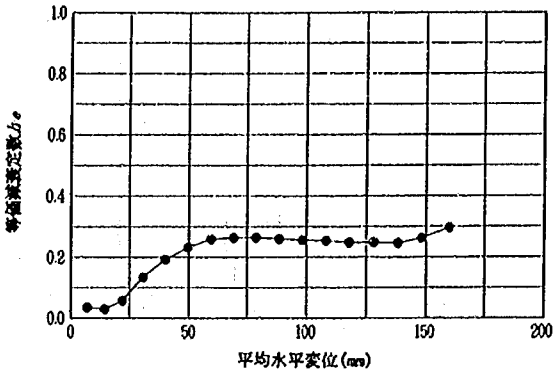


(6) No.16

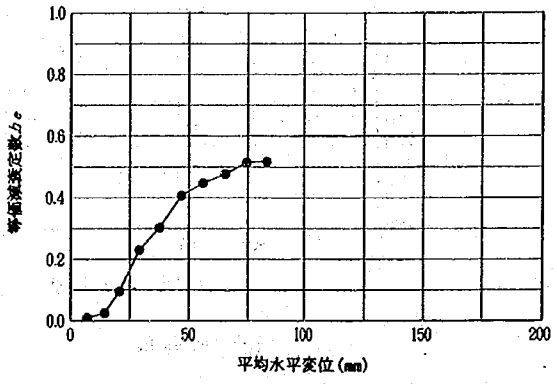
図-3.2.6 等価減衰定数



(7) No.29

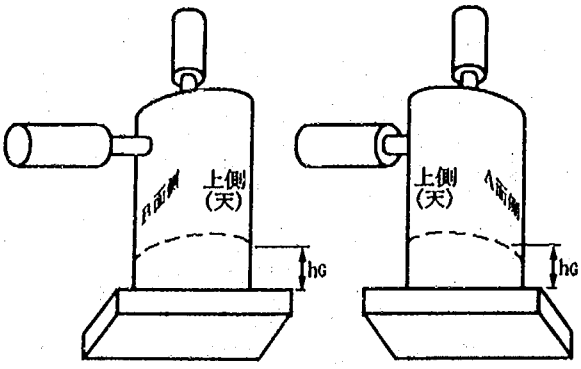


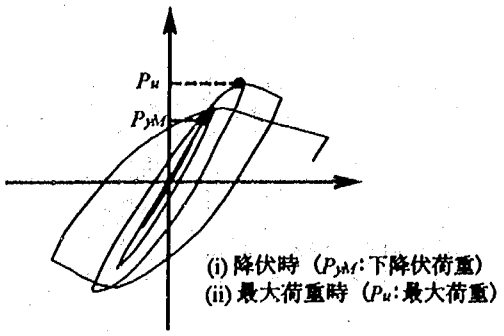
(8) No.30

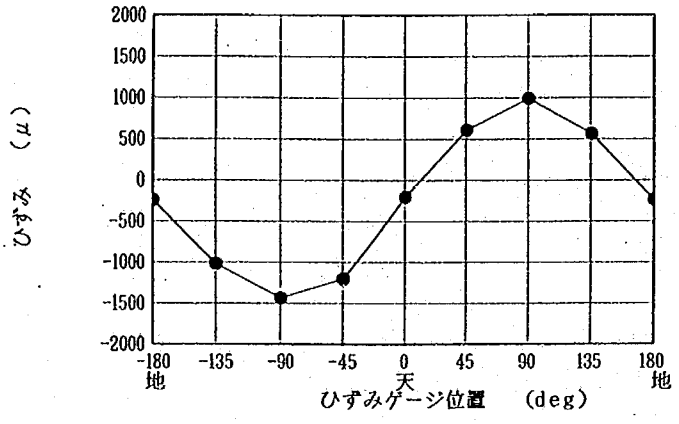


(9) No.31

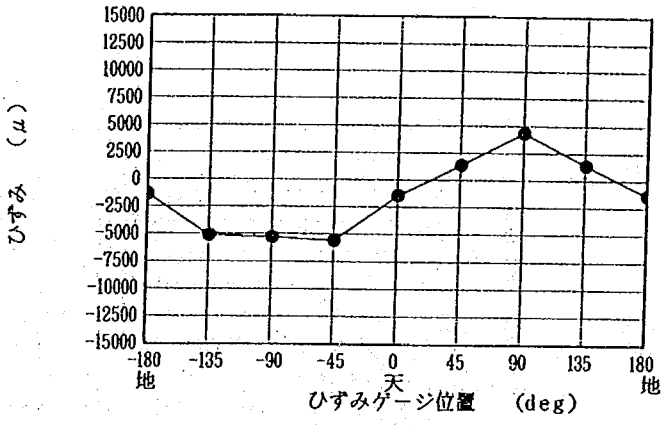
図-3.2.6 等価減衰定数



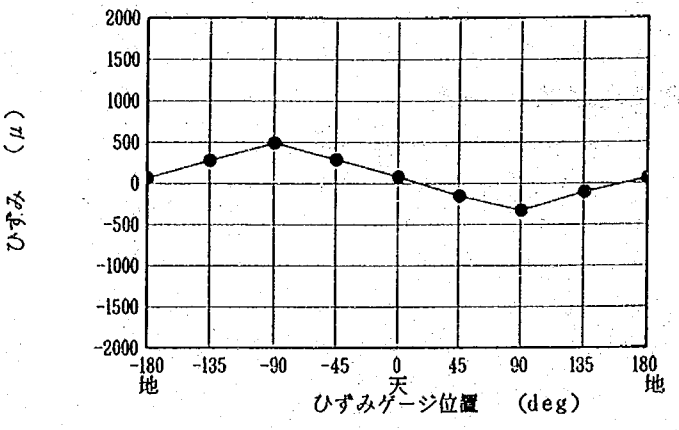




(a) 軸方向

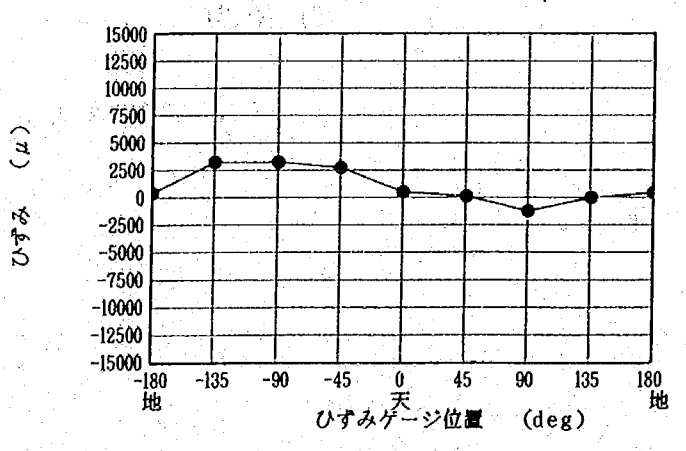


(a) 軸方向



(b) 周方向

(i) 降 伏 時

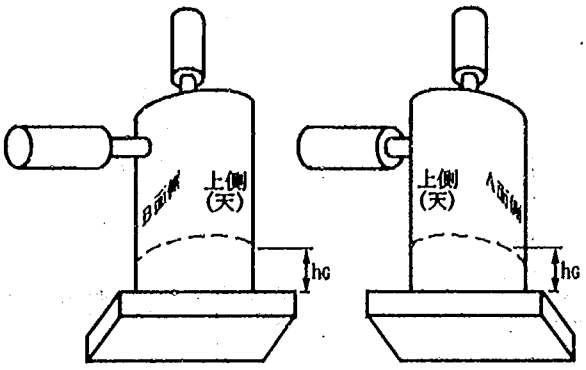


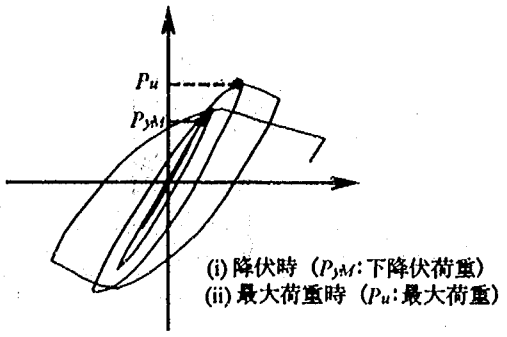
(b) 周方向

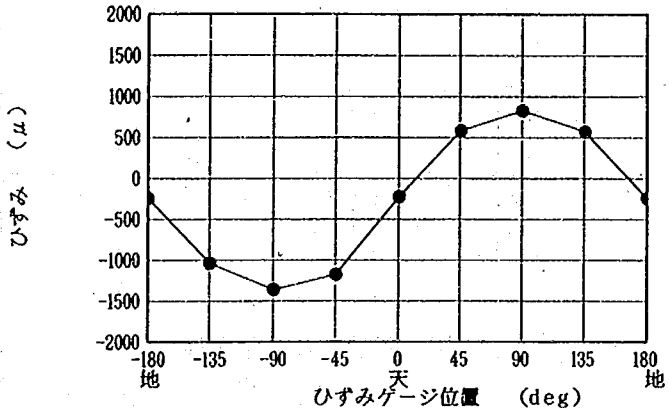
(ii) 最大荷重時

図-3.2.7(1) ひずみ分布(No.6) (h_G=450mm)

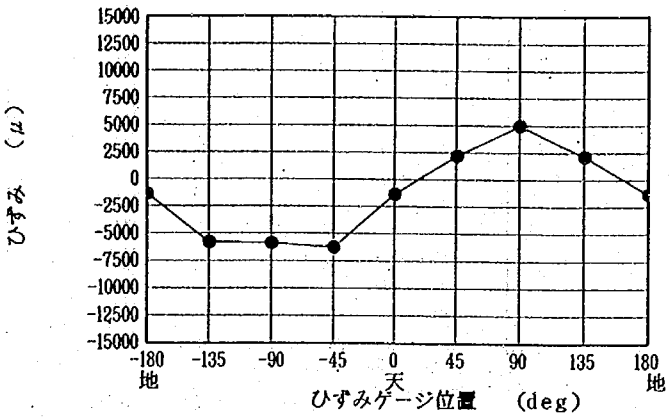
(h_G ひずみゲージ貼付高さ)



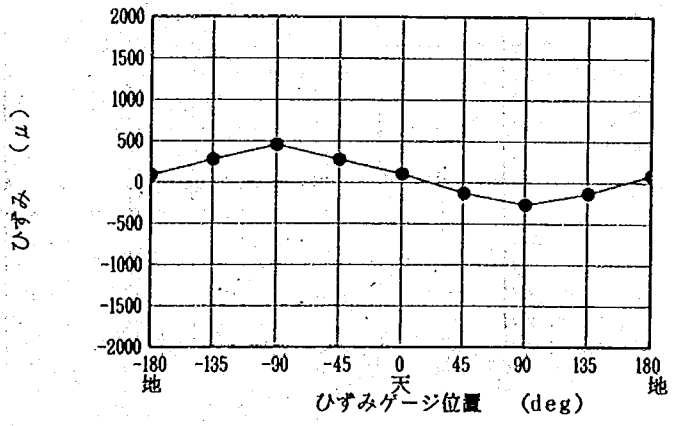




(a) 軸方向

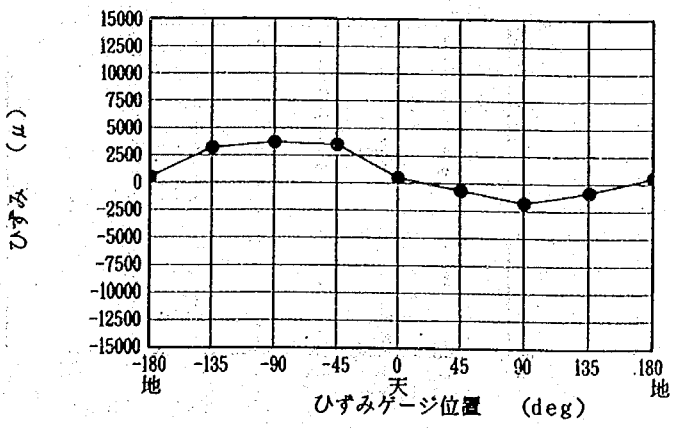


(a) 軸方向



(b) 周方向

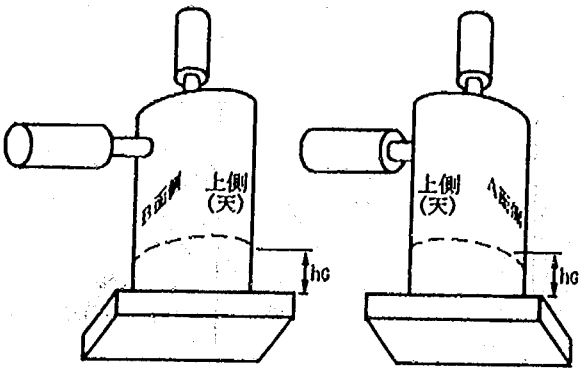
(i) 降　伏　時

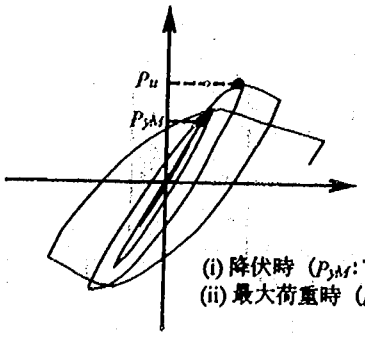


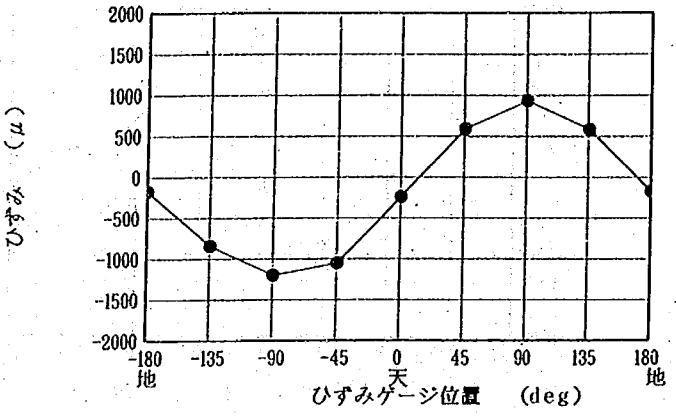
(b) 周方向

(ii) 最大荷重時

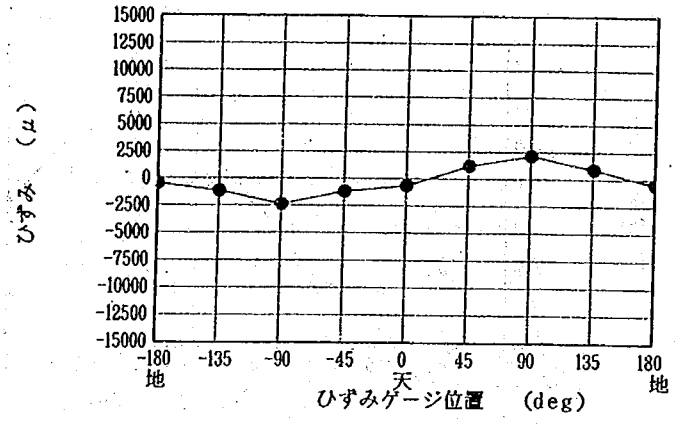
図-3.2.7(2) ひずみ分布(No. 7) (h_G=450mm)



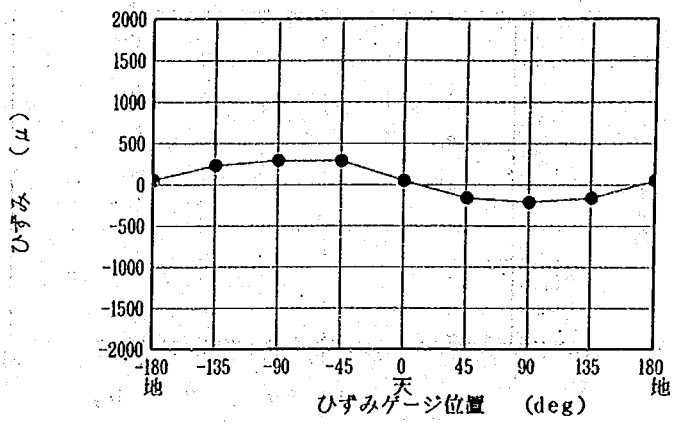




(a) 軸方向

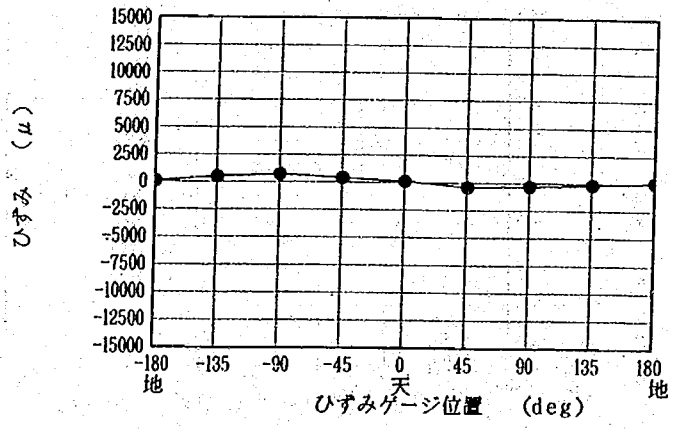


(a) 軸方向



(b) 周方向

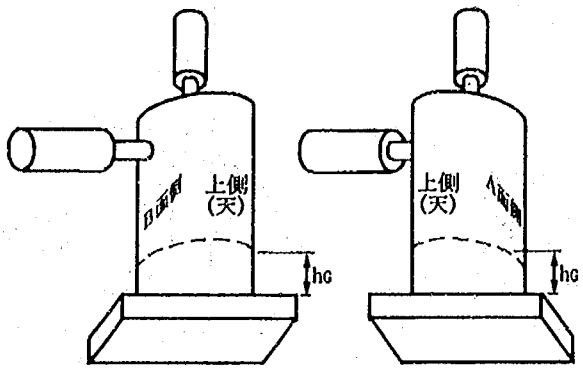
(i) 降　伏　時

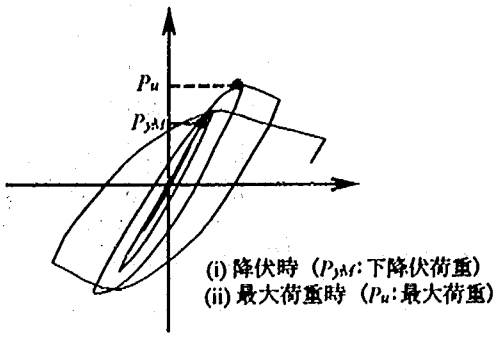


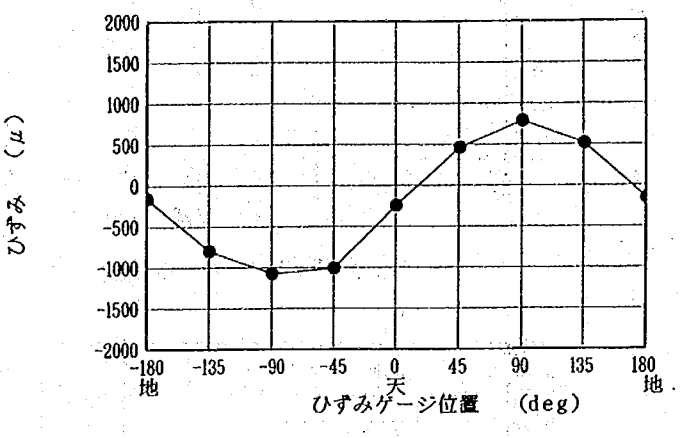
(b) 周方向

(ii) 最大荷重時

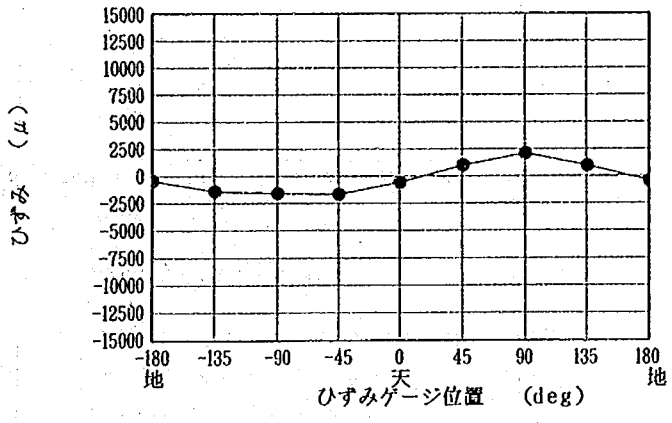
図-3.2.7(3) ひずみ分布(No. 8) (h_G=450mm)



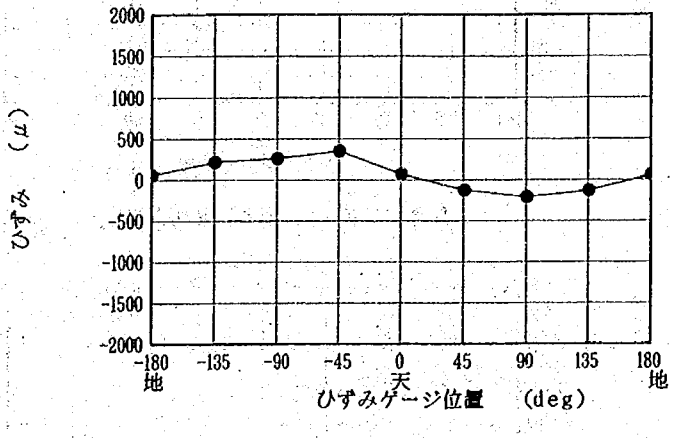




(a) 軸方向

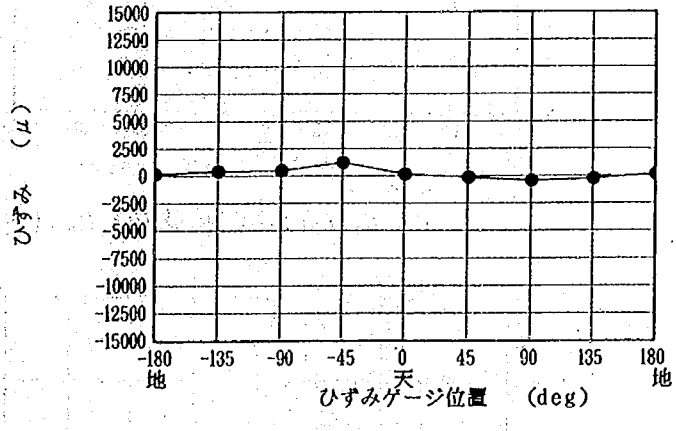


(a) 軸方向



(b) 周方向

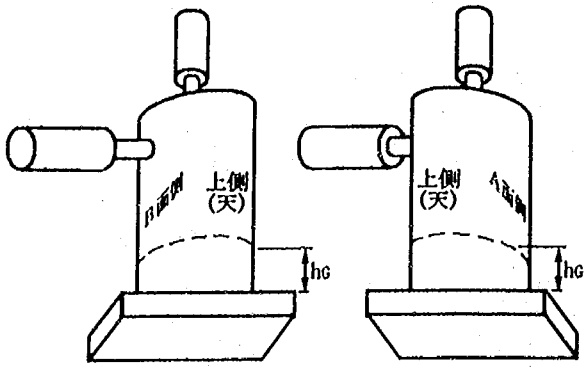
(i) 降　伏　時

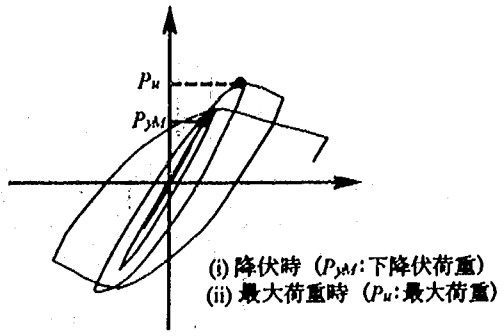


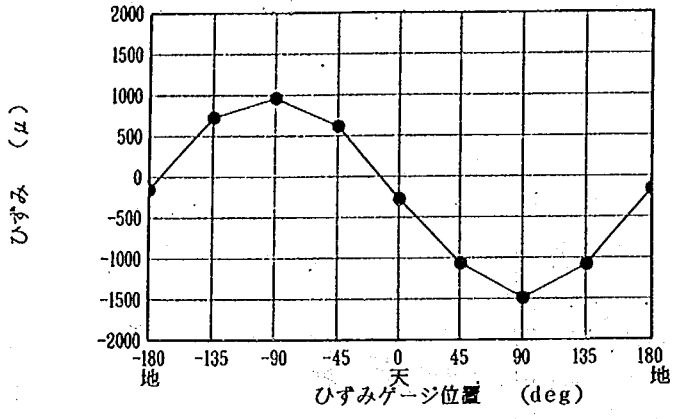
(b) 周方向

(ii) 最大荷重時

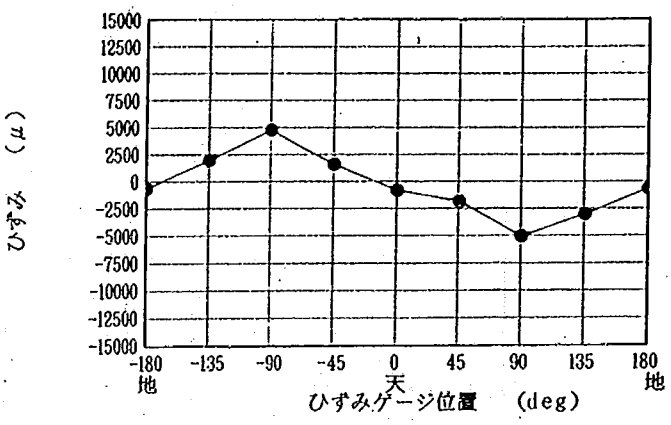
図-3.2.7(4)　ひずみ分布(No. 9)　(h_G=450mm)



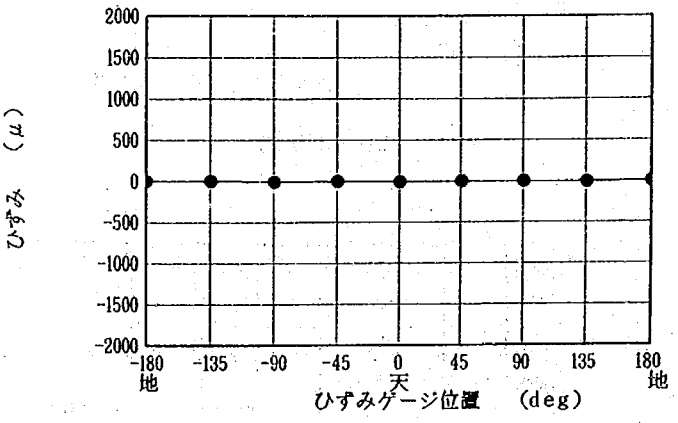




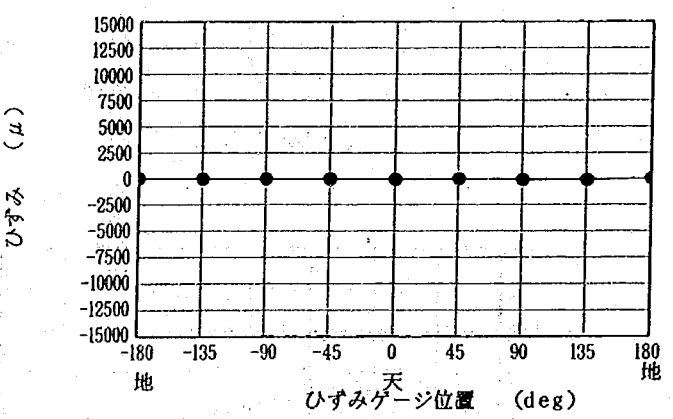
(a) 軸方向 (h_G=450mm)



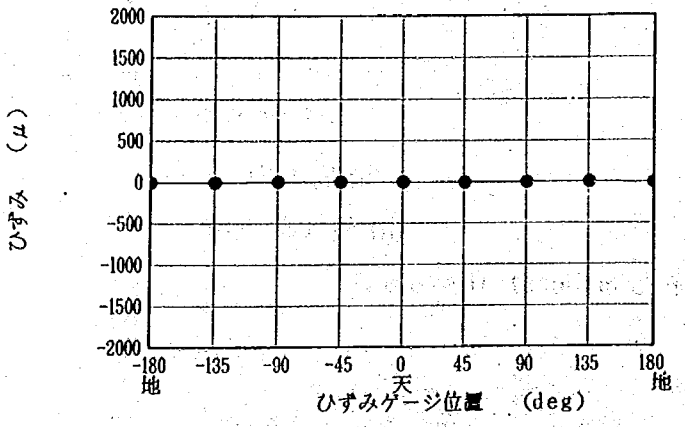
(a) 軸方向 (h_G=450mm)



(b) 軸方向(外側補強板) (h_G=125mm)

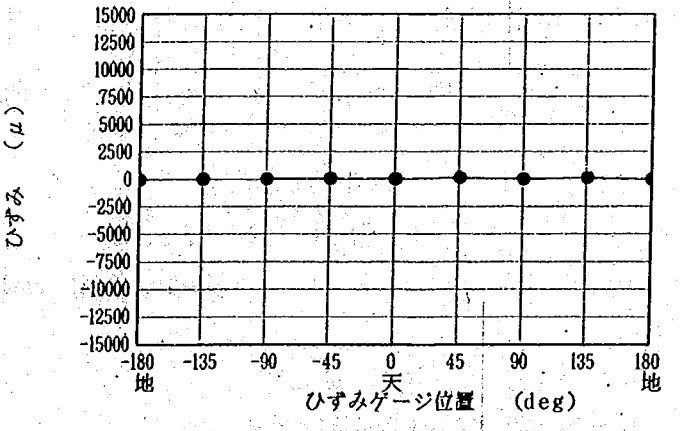


(b) 軸方向(外側補強板) (h_G=125mm)



(c) 周方向(外側補強板) (h_G=125mm)

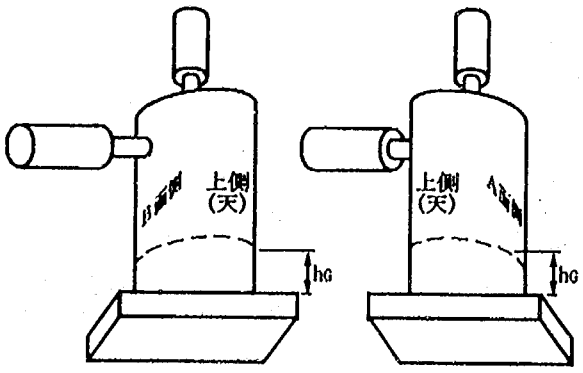
(i) 降　伏　時

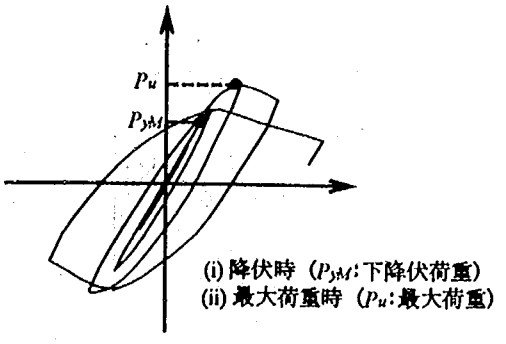


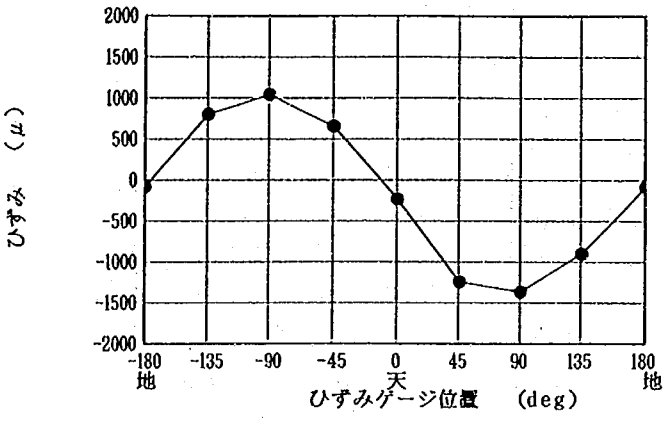
(c) 周方向(外側補強板) (h_G=125mm)

(ii) 最大荷重時

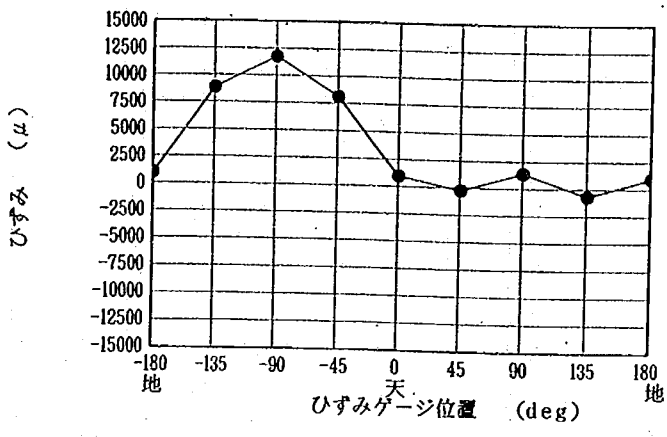
図-3.2.7(5) ひずみ分布(No. 15)



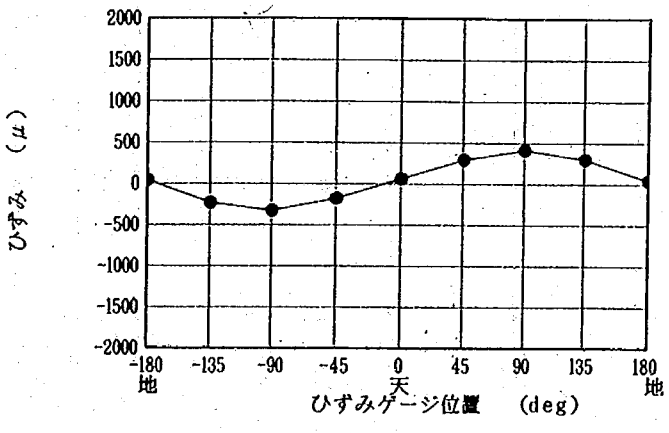




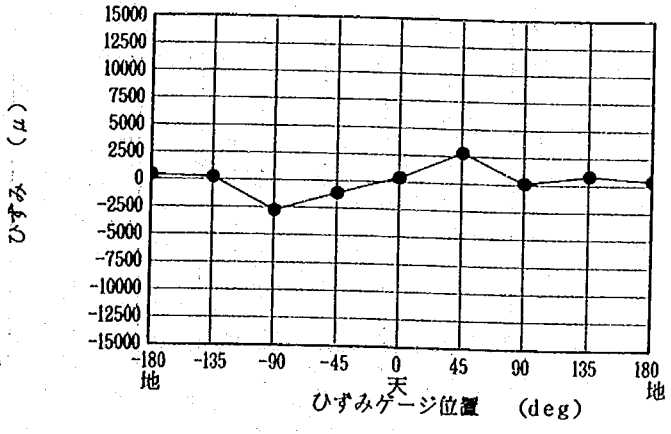
(a) 軸方向



(a) 軸方向

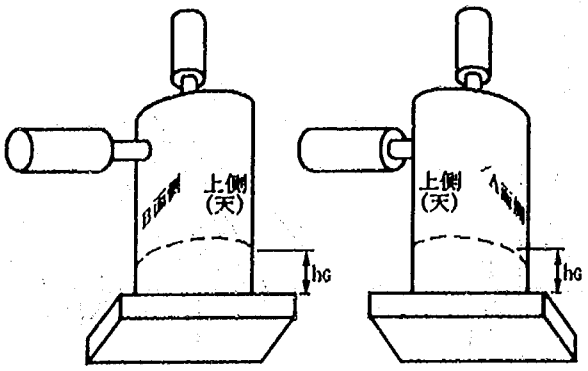


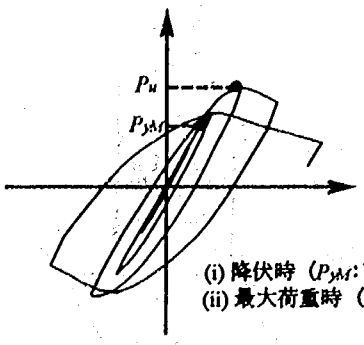
(b) 周方向
(i) 降 伏 時



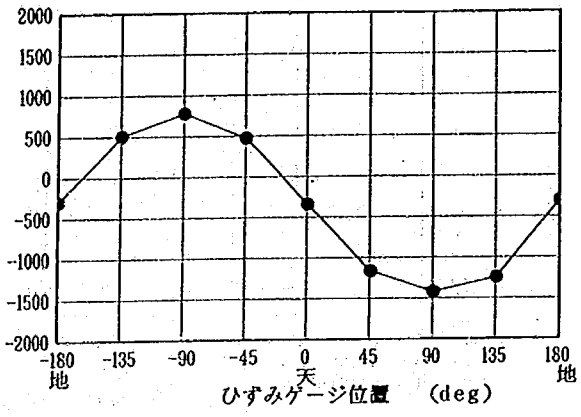
(b) 周方向
(ii) 最大荷重時

図-3.2.7(6) ひずみ分布(No. 16) (h_G=450mm)

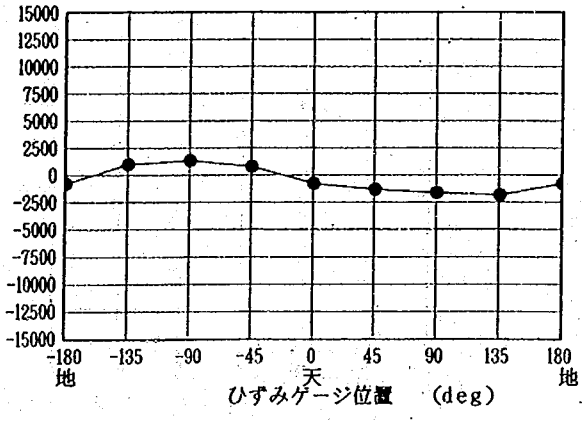




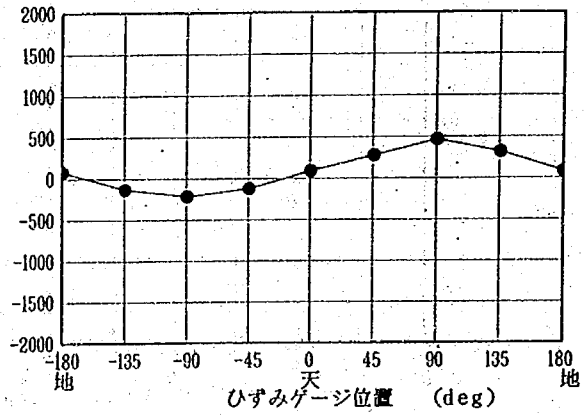
(i) 降伏時 (P_{yAf}: 下降伏荷重)
(ii) 最大荷重時 (P_u: 最大荷重)



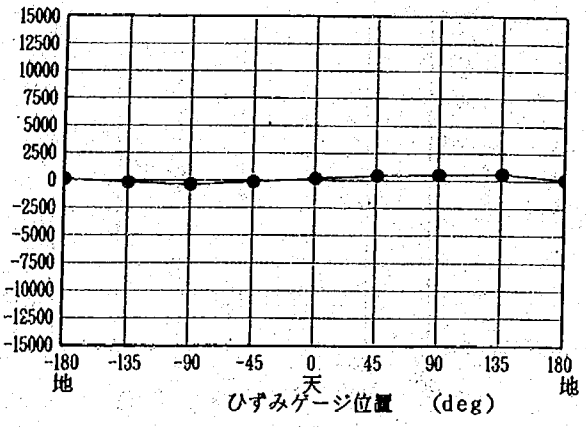
(a) 軸方向



(a) 軸方向

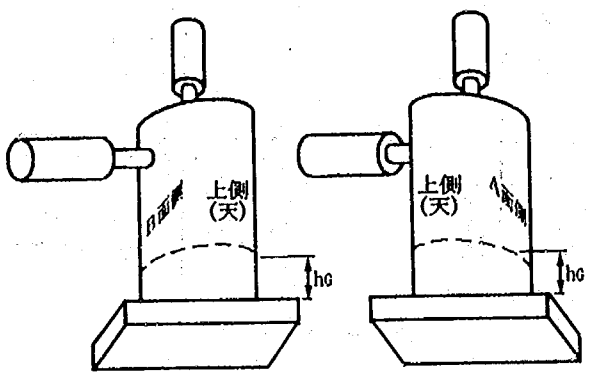


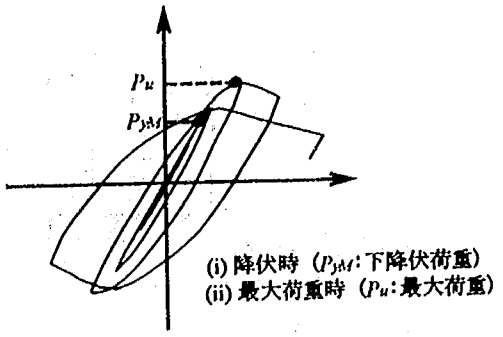
(b) 周方向
(i) 降 伏 時

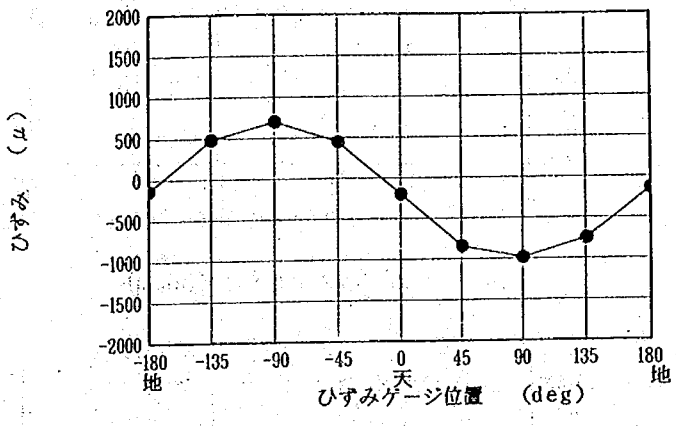


(b) 周方向
(ii) 最大荷重時

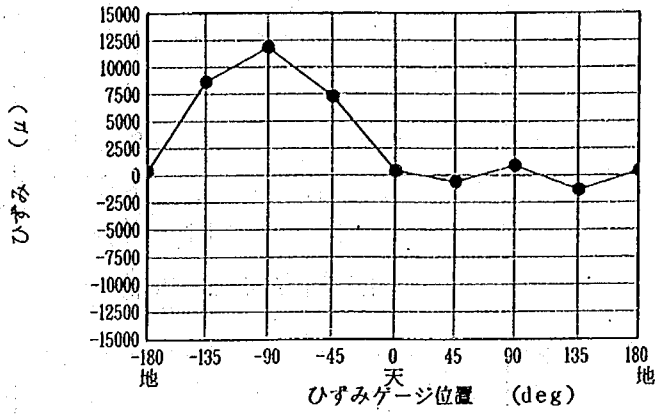
図-3.2.7(7) ひずみ分布(No. 29) (h_G=450mm)



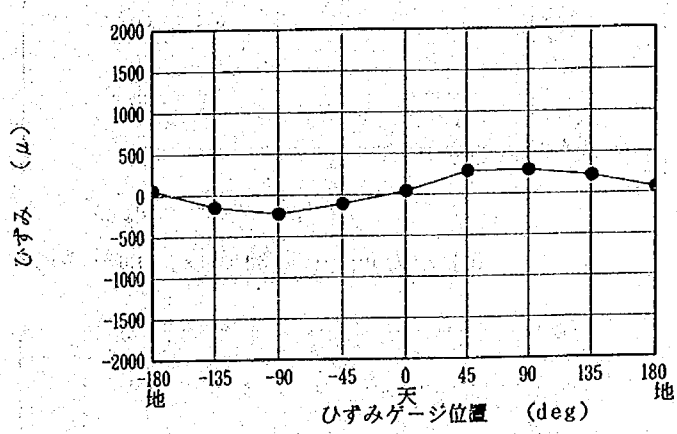




(a) 軸方向

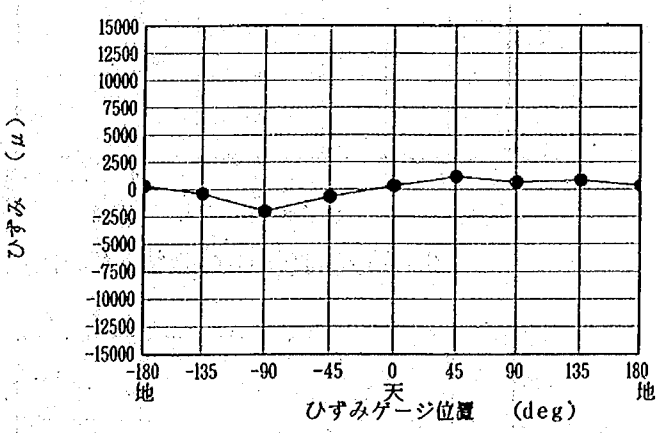


(a) 軸方向



(b) 周方向

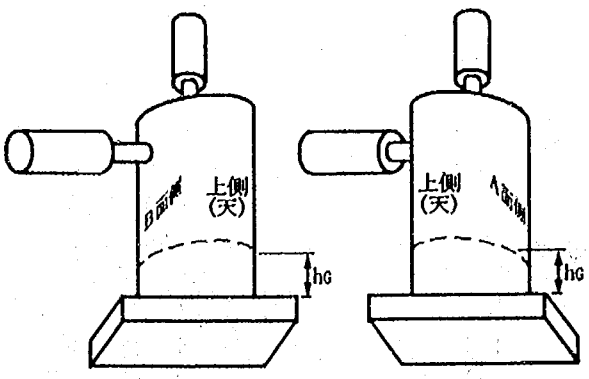
(i) 降 伏 時

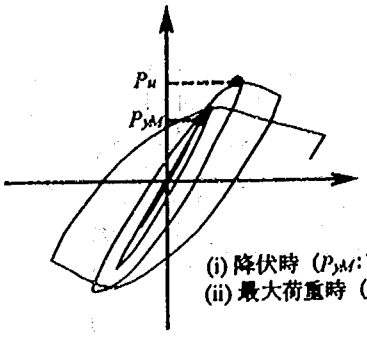


(b) 周方向

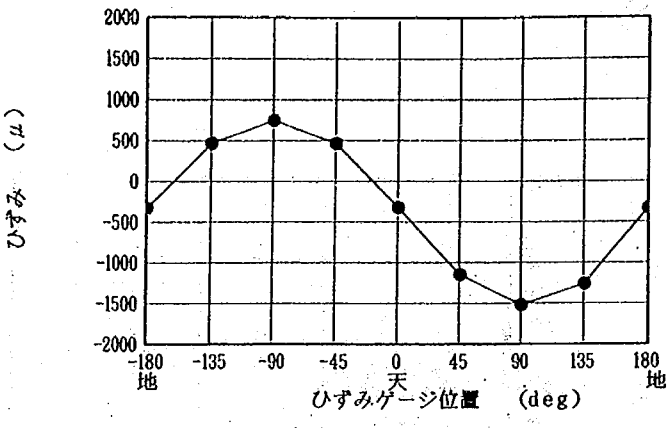
(ii) 最大荷重時

図-3.2.7(8) ひずみ分布(No. 30) (h_G=450mm)

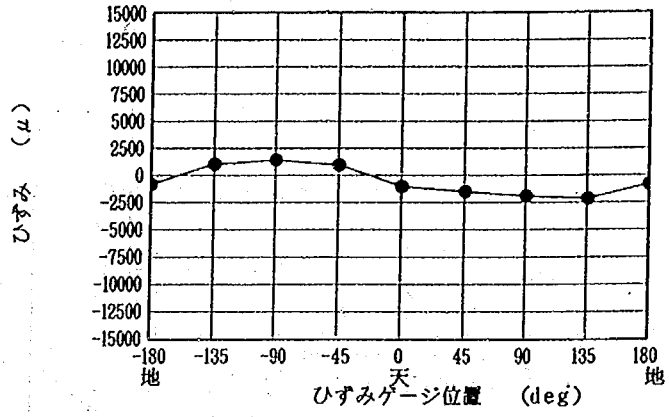




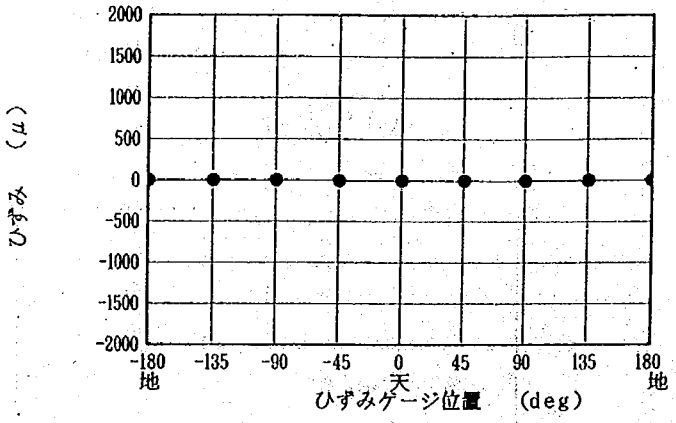
(i) 降伏時 (P_{yM}:下降伏荷重)
(ii) 最大荷重時 (P_u:最大荷重)



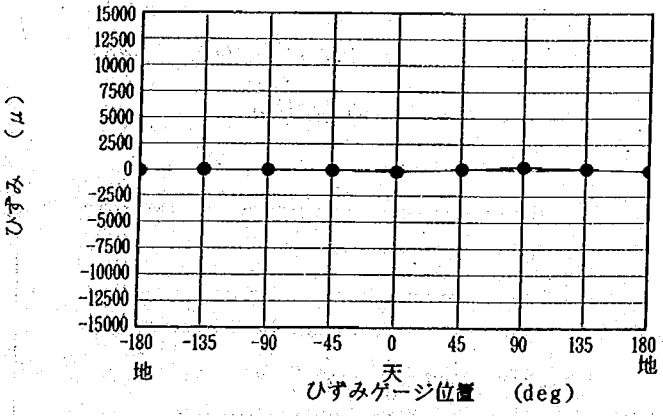
(a) 軸方向 (h_G=450mm)



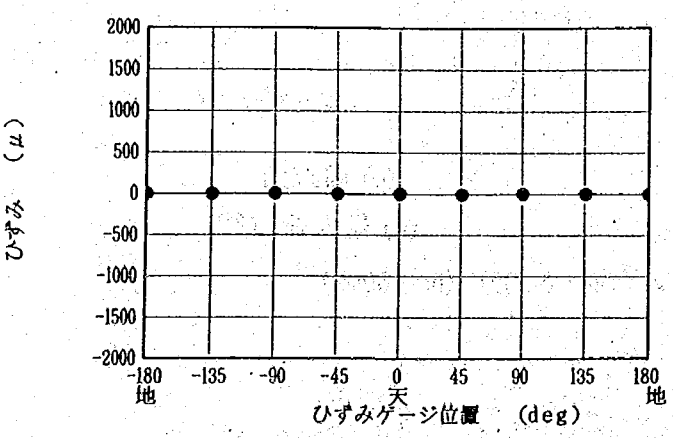
(a) 軸方向 (h_G=450mm)



(b) 軸方向(外側補強板) (h_G=125mm)

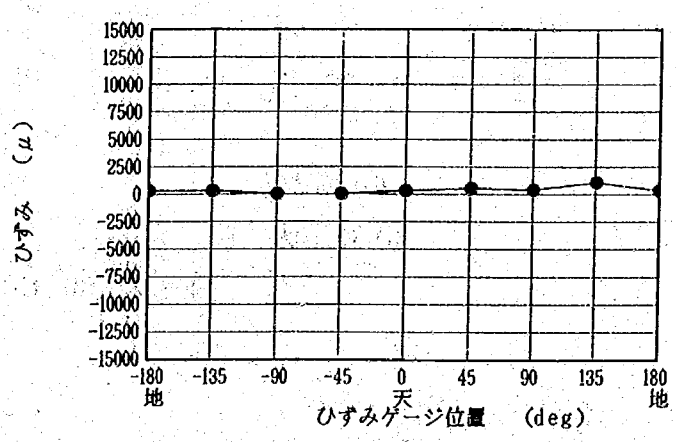


(b) 軸方向(外側補強板) (h_G=125mm)



(c) 周方向(外側補強板) (h_G=125mm)

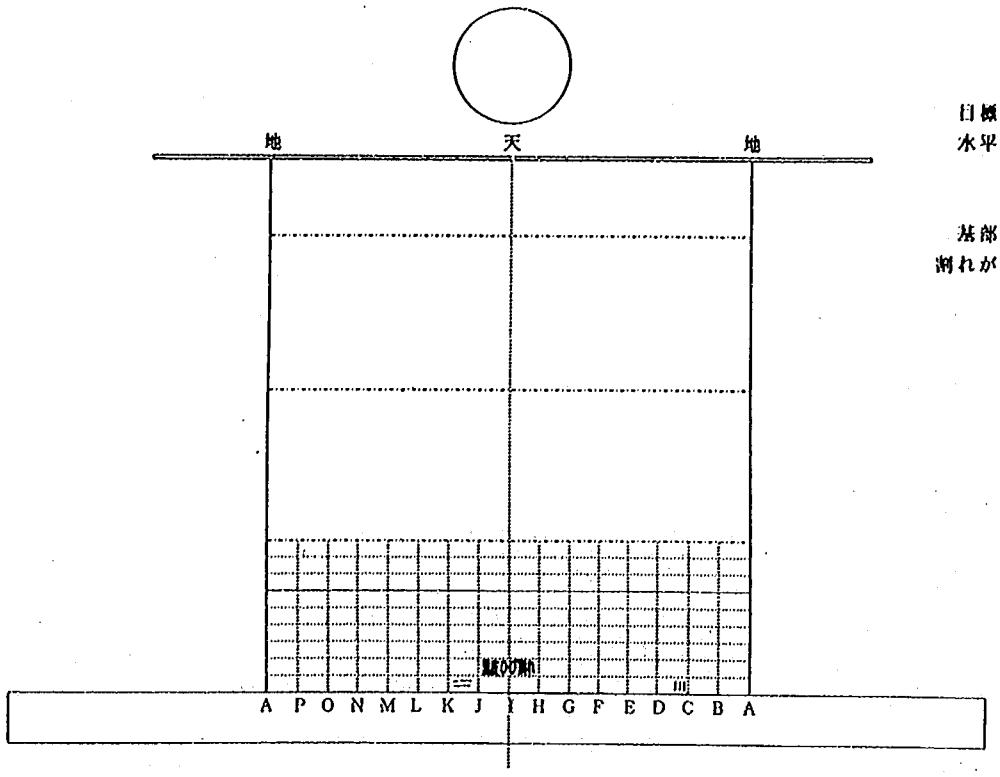
(i) 降　伏　時



(c) 周方向(外側補強板) (h_G=125mm)

(ii) 最大荷重時

図-3.2.7(9)　ひずみ分布(No. 31)

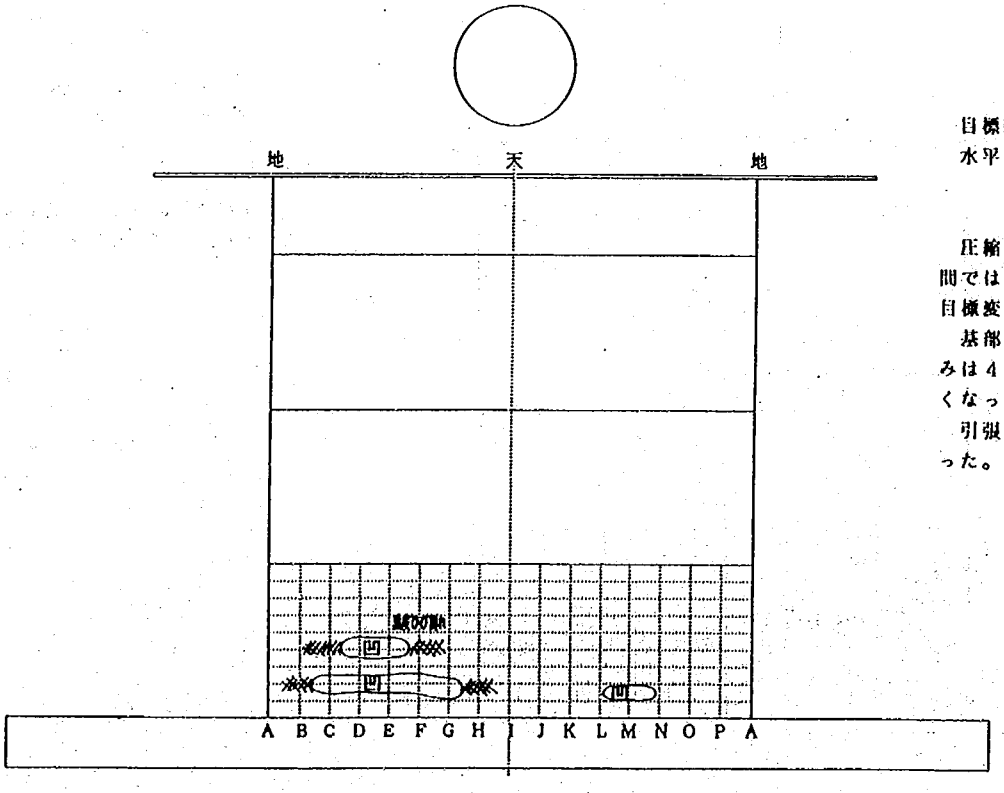


5 δ y

目標変位　45.00mm
水平荷重　64.9ton

基部付近で僅かに黒皮のひび割れが発生した。

(a) 外面



5 δ y

目標変位　45.00mm
水平荷重　64.9ton

圧縮側基部から40cm程のBG間では載荷途上で黒皮が剥落し、目標変位到達時には凹んだ。

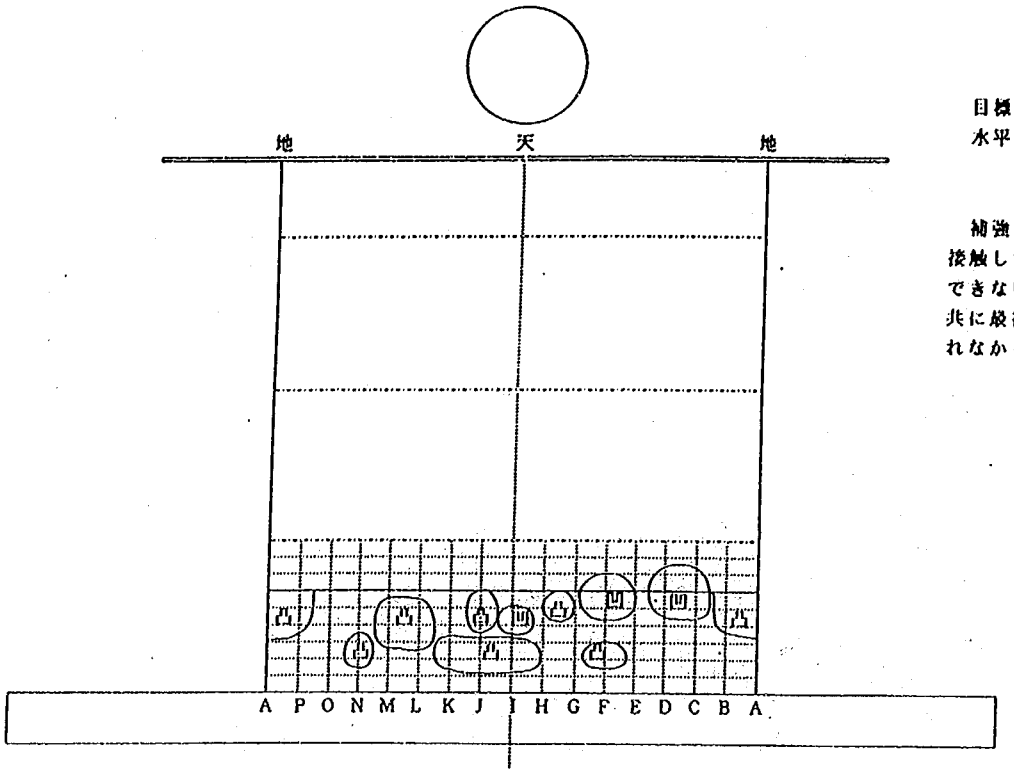
基部から20cm程のBG間の凹みは4δy時に比べかなり大きくなった。

引張側の凹凸も残るようになった。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点（+5δy）

図-3.2.8(1) 供試体の変形（No. 15）

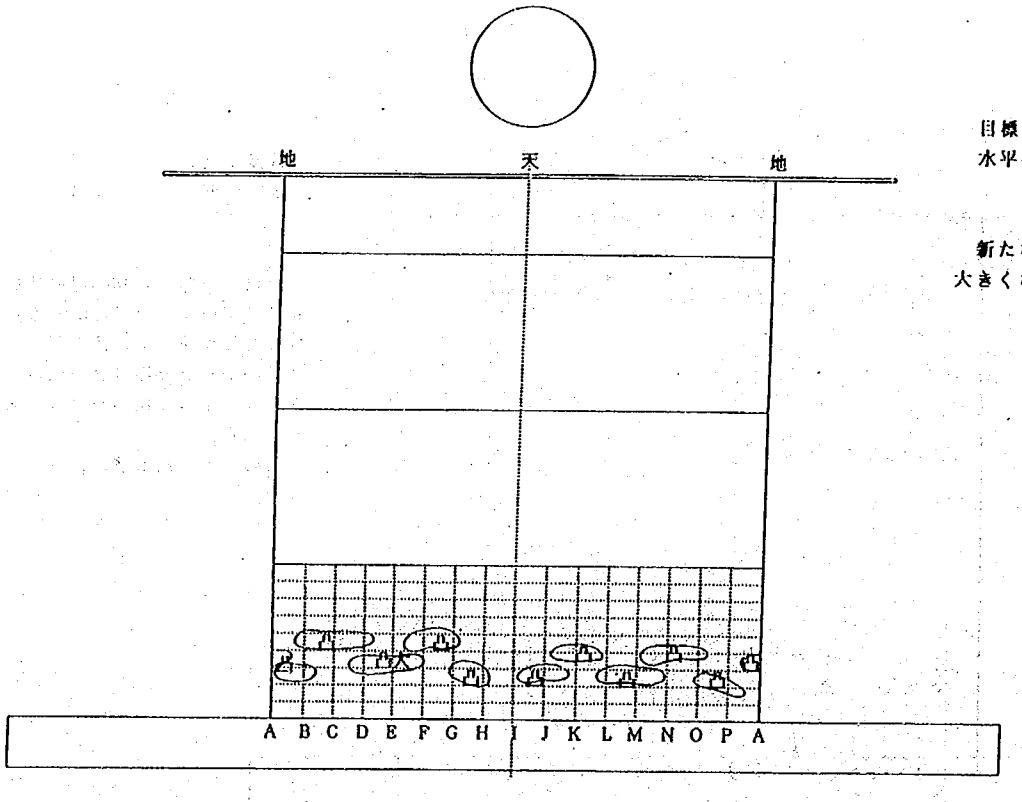


15δy

目標変位　135.00mm
水平荷重　26.3ton

補強リングが基部プレートに接触している為、割れの確認はできない。ウェブ、補強リング共に最後まで大きな変形は見られなかった。

(a) 外面



15δy

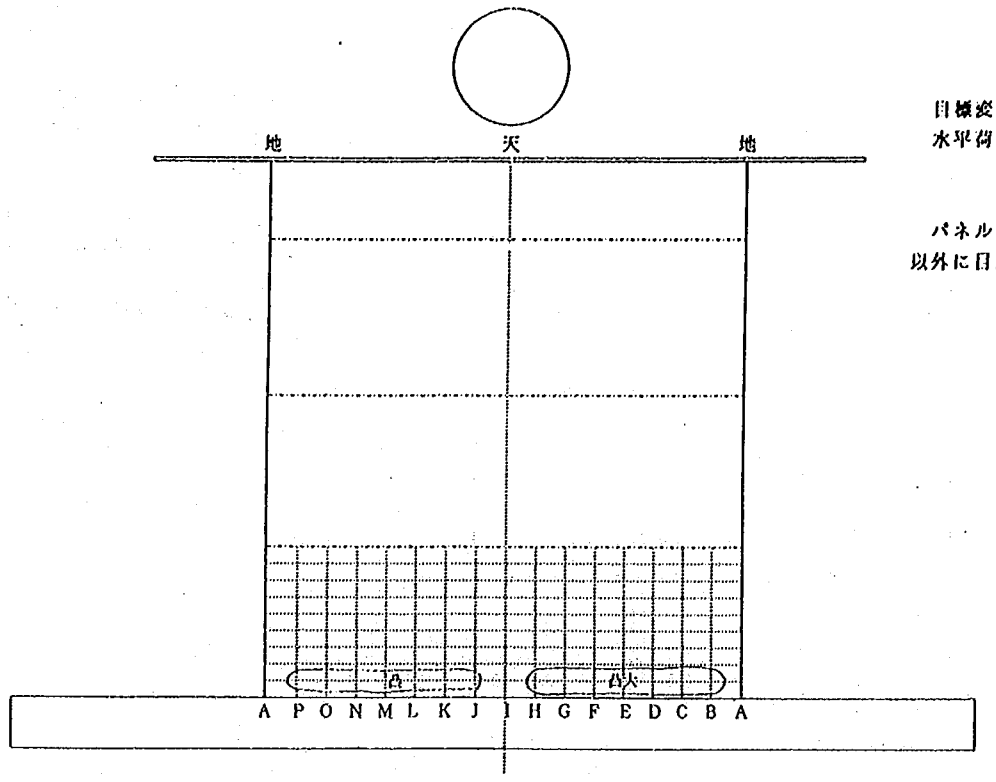
目標変位　135.00mm
水平荷重　26.3ton

新たな変形はなく、変形量が大きくなっているだけである。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋15 δ_y）

図-3.2.8(1) 供試体の変形（No. 15）

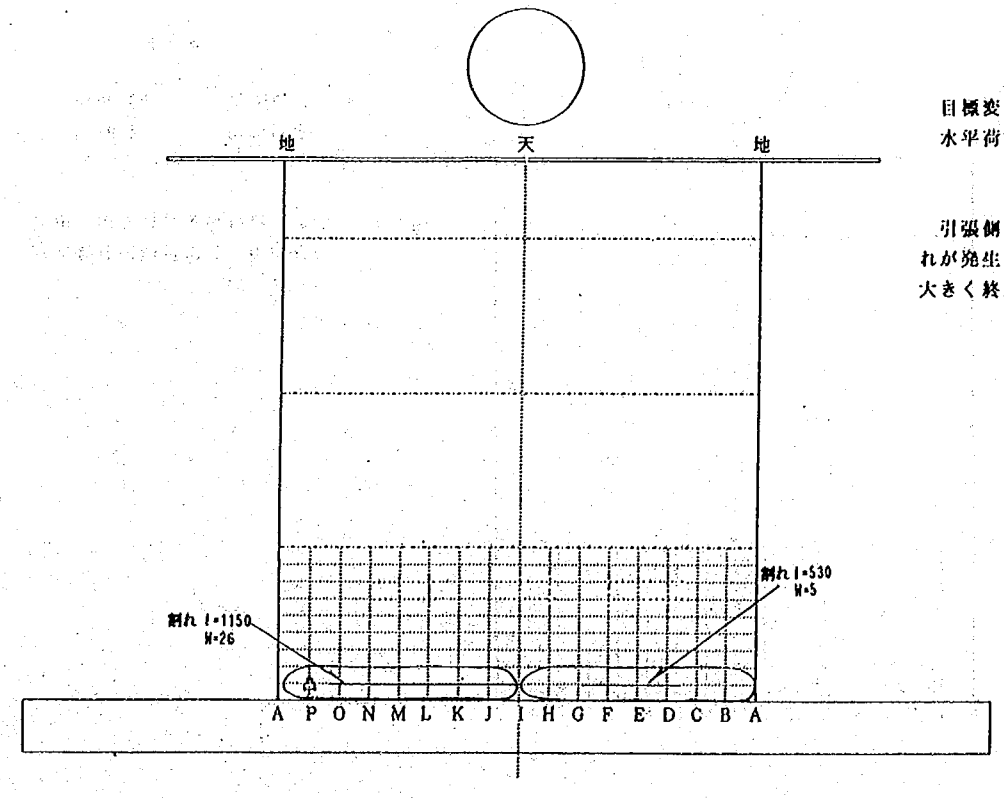


10 δy

目標変位　90.00mm
水平荷重　95.0ton

パネルの変形の範囲が広がる以外に目立った変化はない。

(i)　最大荷重を超えた点（＋10 δ_y）



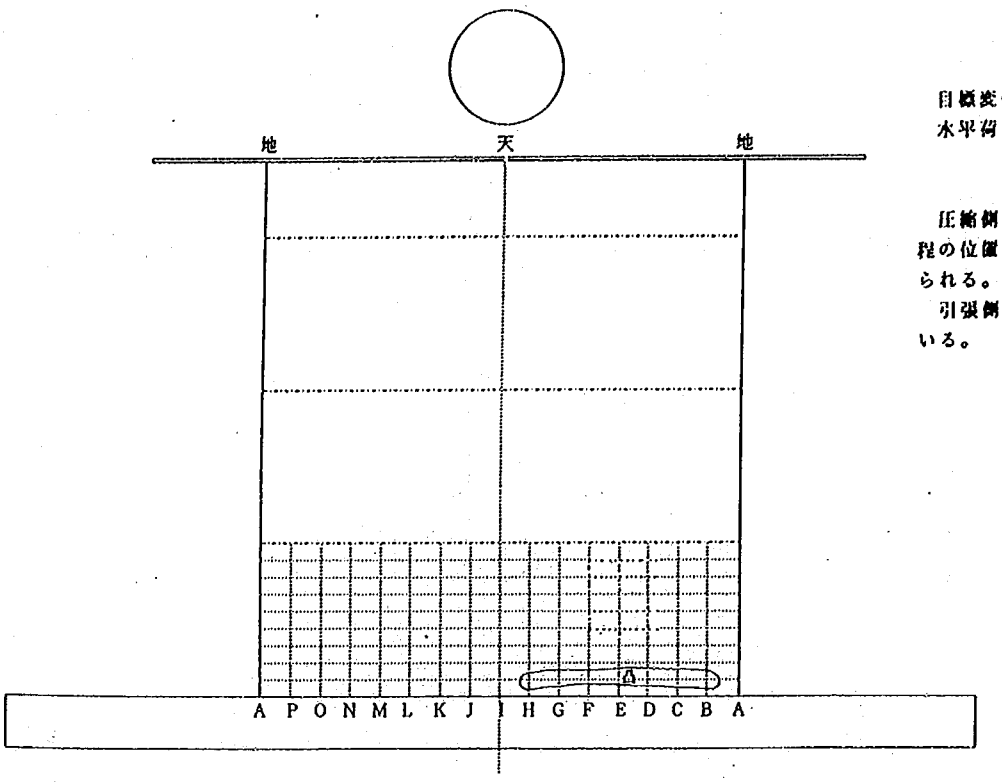
18 δy

目標変位　162.00mm
水平荷重　27.4ton

引張側I～Oにかけて長い割れが発生した。荷重の落ち方も大きく終局となった。

(ii)　実験終了時付近（＋18 δ_y）

図-3.2.8(2)　供試体の変形（No.16）（外面）

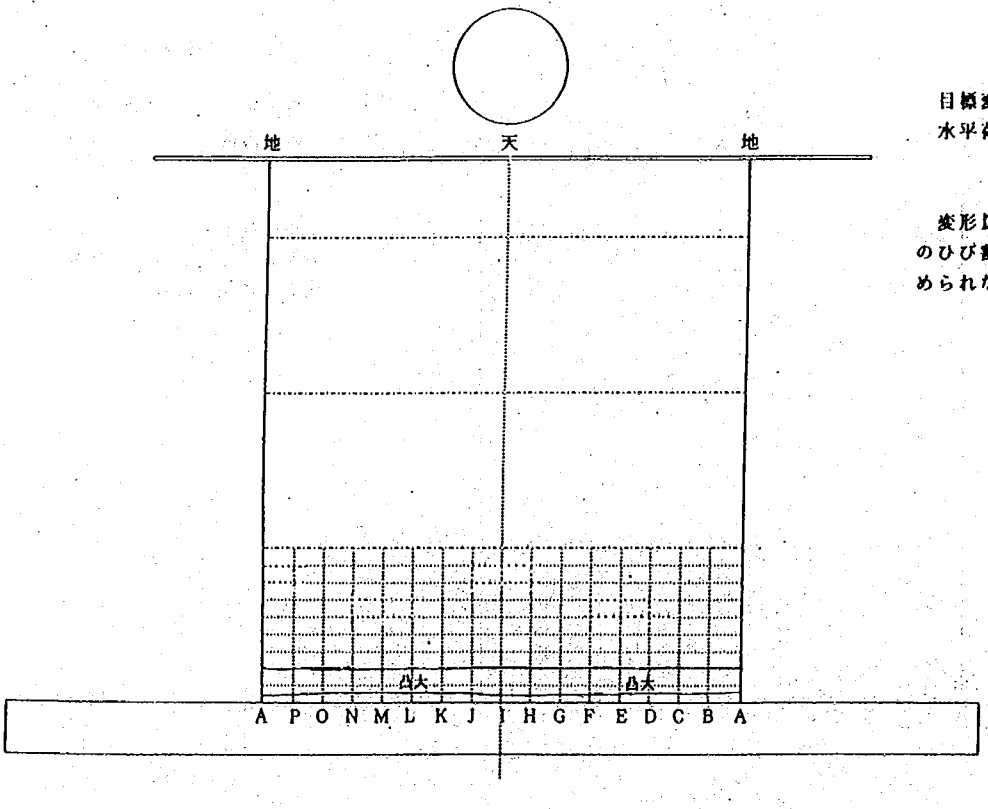


4 δ y

目標変位　30.00mm
水平荷重　52.8ton

圧縮側B～Hの基部から10cm程の位置で僅かに膨らみが認められる。
引張側の膨らみは元に戻っている。

(i)　最大荷重を超えた点（＋４δ$_y$）



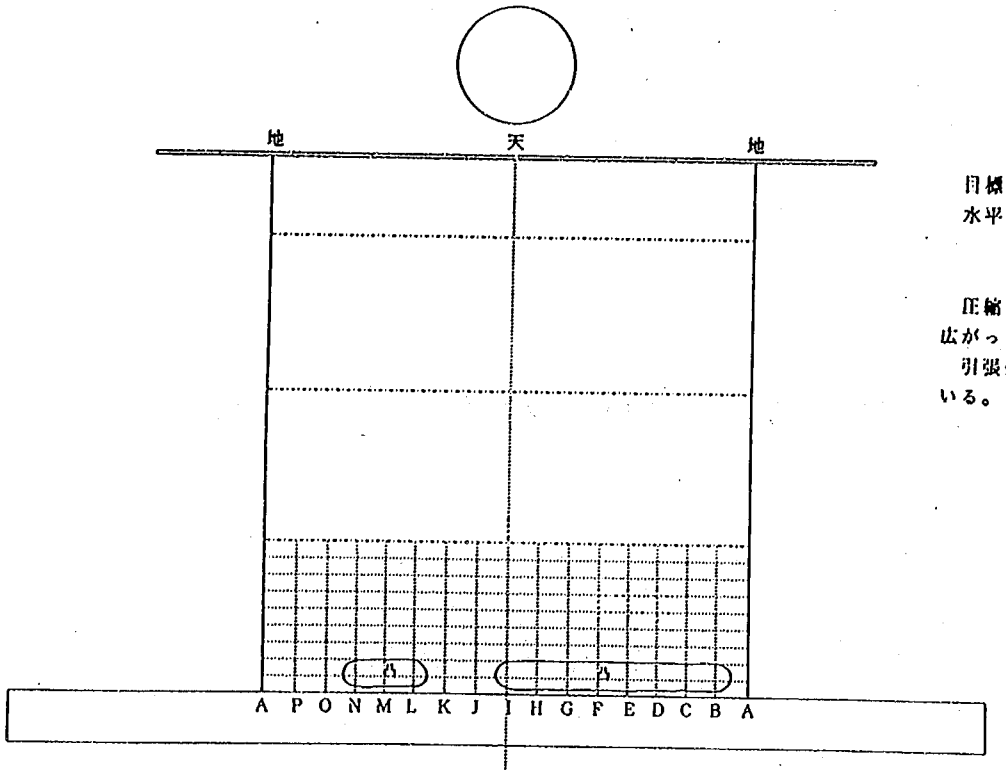
8 δ y

目標変位　60.00mm
水平荷重　4.0ton

変形量は増えているが、黒皮のひび割れ、母材の割れ等は認められない。

(ii)　実験終了時付近（＋８δ$_y$）

図-3.2.8(3)　供試体の変形（No. 29）（外面）

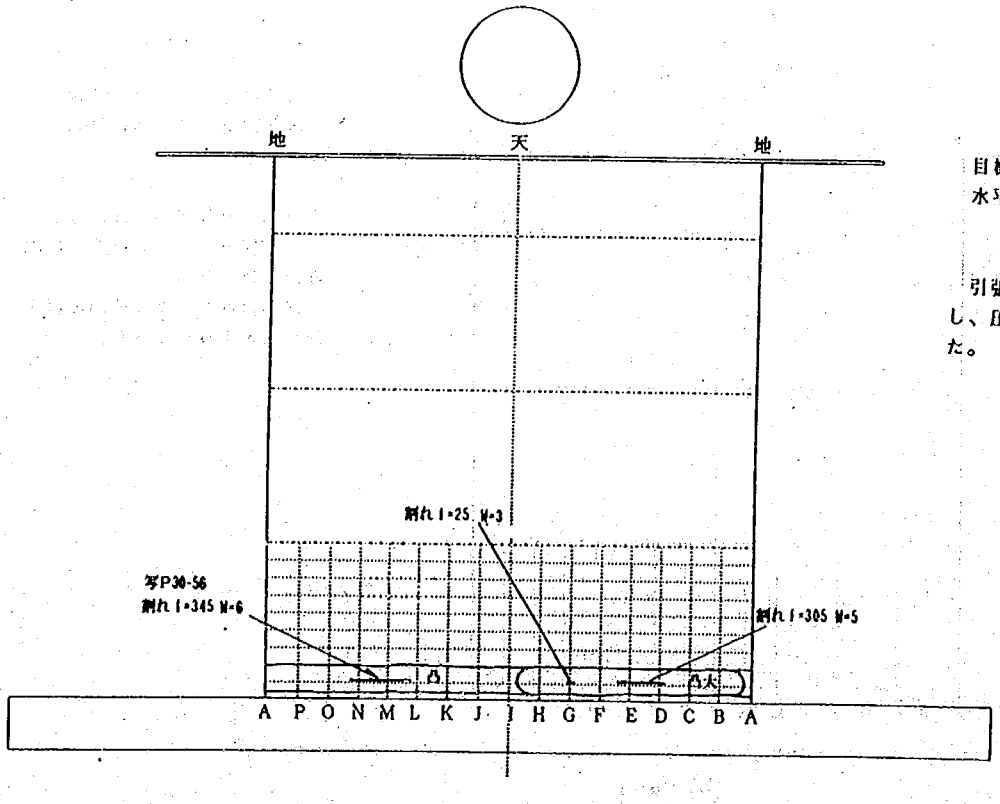


8 δ y

目標変位　72.00mm
水平荷重　87.1ton

圧縮側A～I間まで膨らみが広がっている。
引張側の残留変形量も増えている。

(i) 最大荷重を超えた点（＋8 δ_y）



17 δ y

目標変位　153.00mm
水平荷重　60.5ton

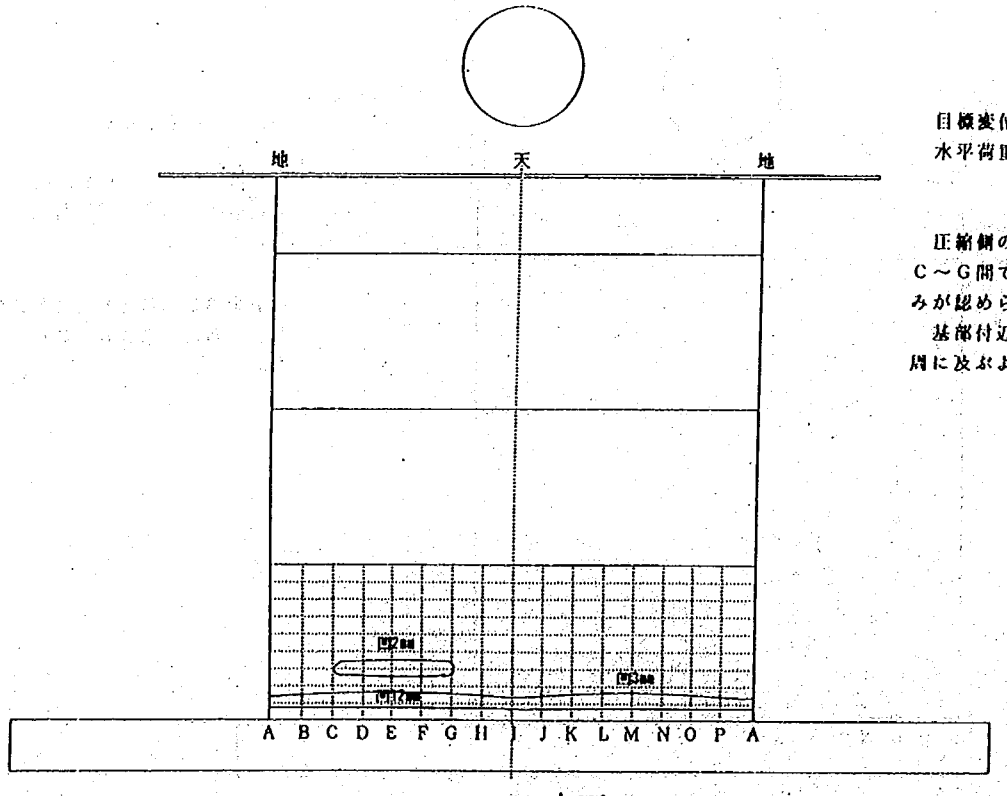
引張側L～N間で割れが発生し、圧縮側の割れもかなり伸びた。

(ii) 実験終了時付近（＋17 δ_y）

図-3.2.8(4)　供試体の変形（No.30）（外面）

(変位が生じていないため未観察)

(a) 外面



5 δ y

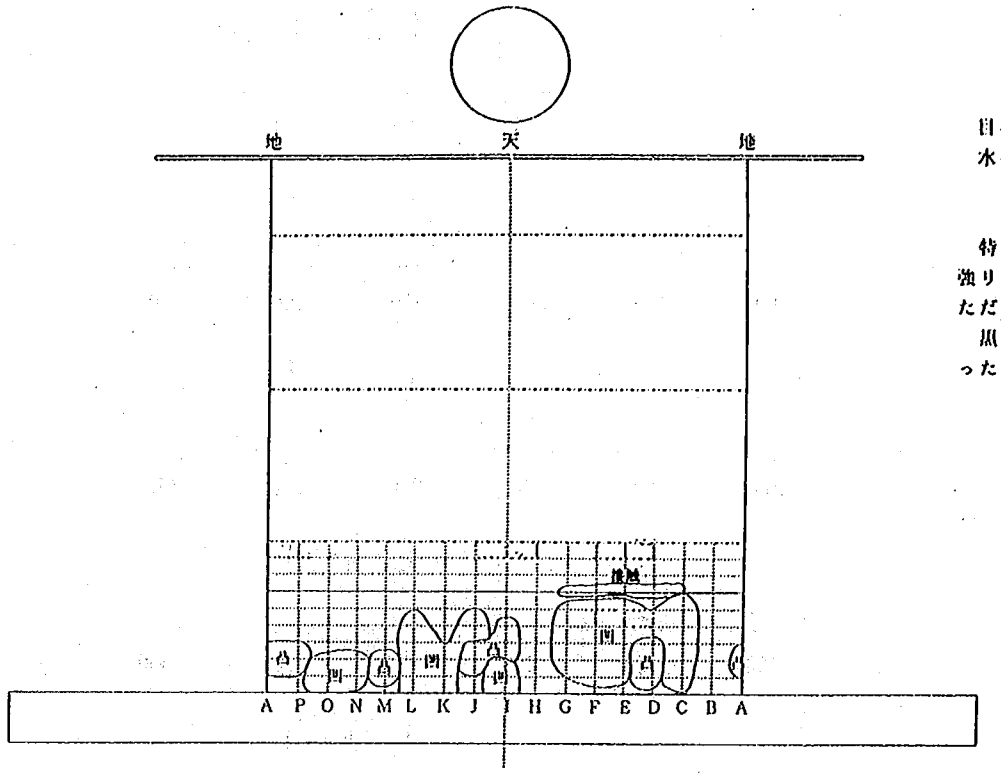
目標変位　40.00mm
水平荷重　54.2ton

圧縮側の基部から30cm付近のC～G間でEラインを最大に凹みが認められる。
基部付近のパネルの凹みは全周に及ぶようになった。

(b) 内面

(i) 最大荷重を超えた点 (+5 δ_y)

図-3.2.8(5) 供試体の変形 (No. 31)

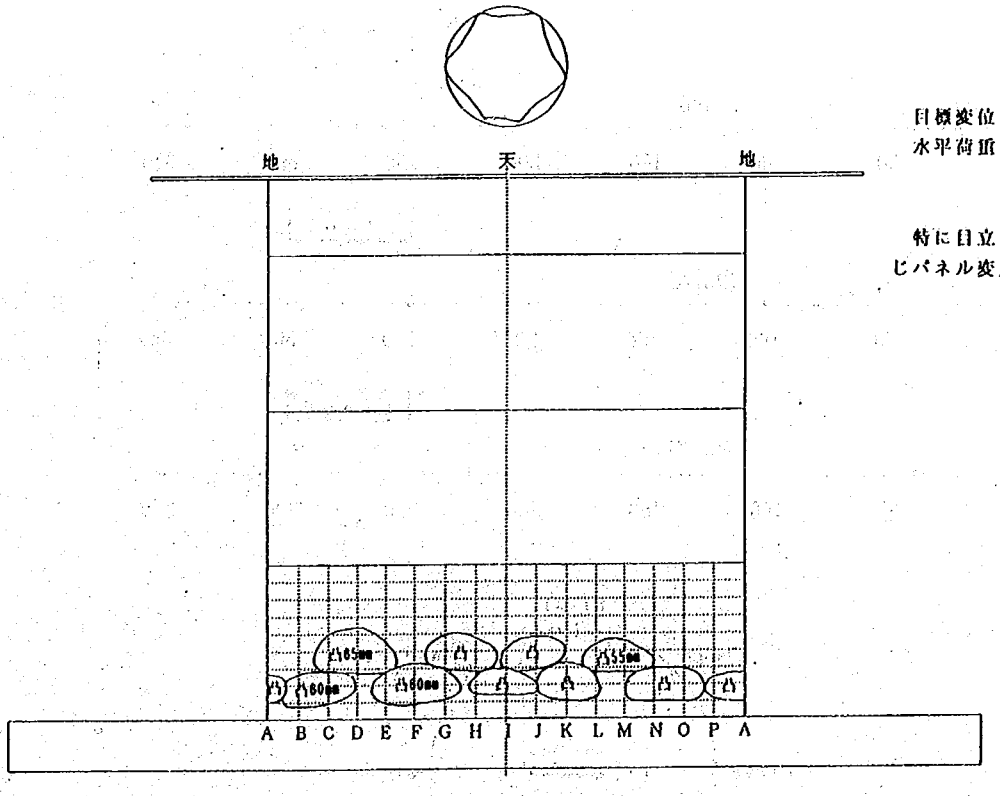


11δy

目標変位　88.00mm
水平荷重　15.7ton

特に目立った変化はなく、補強リングの変形量が僅かに増えただけである。
黒皮のひび割れも広がらなかった。

(a) 外面



11δy

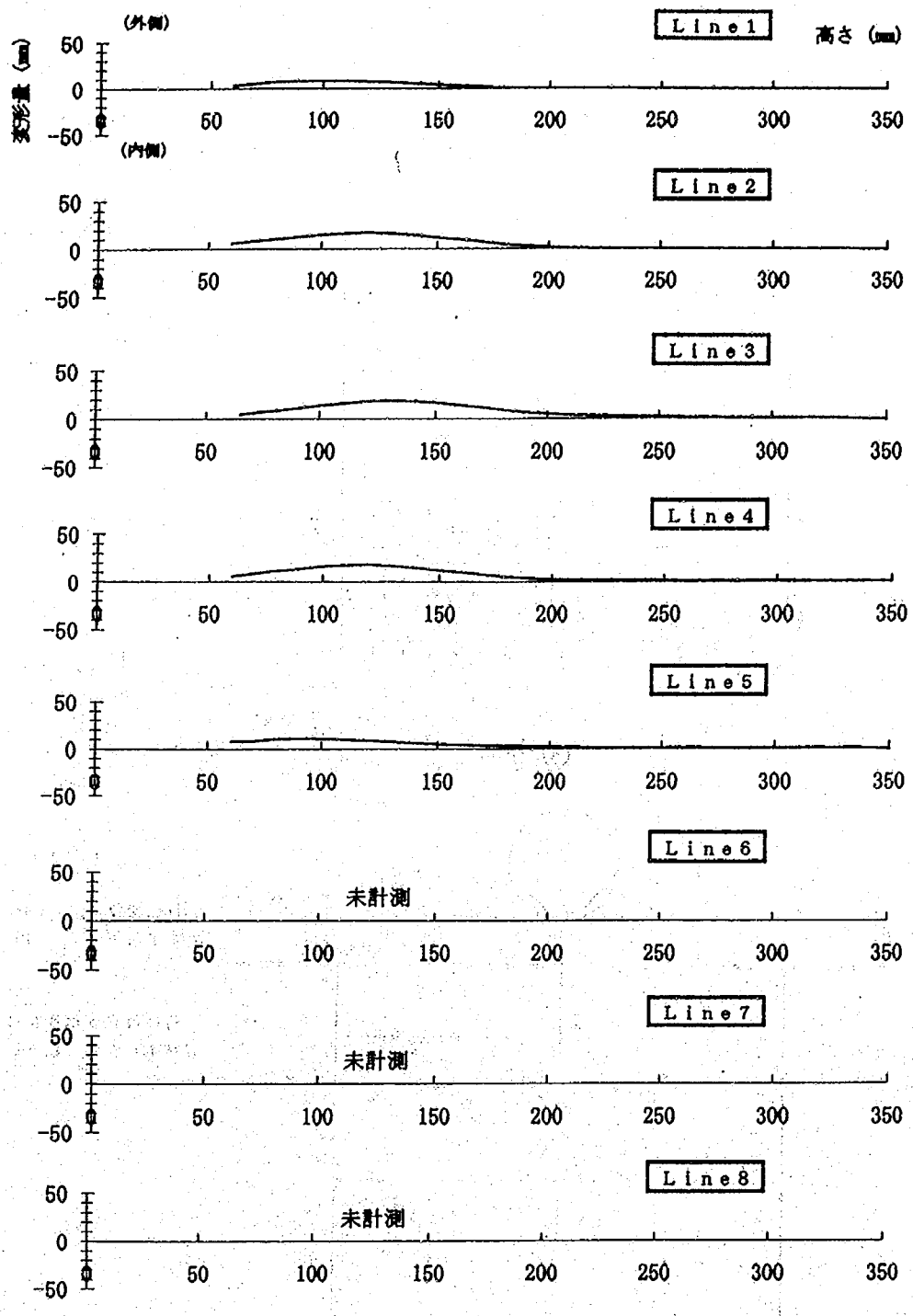
目標変位　88.00mm
水平荷重　15.7ton

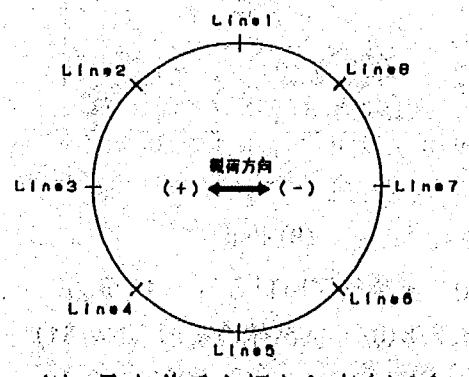
特に目立った変化はなく、同じパネル変形を繰り返している。

(b) 内面

(ii) 実験終了時付近（＋11δy）

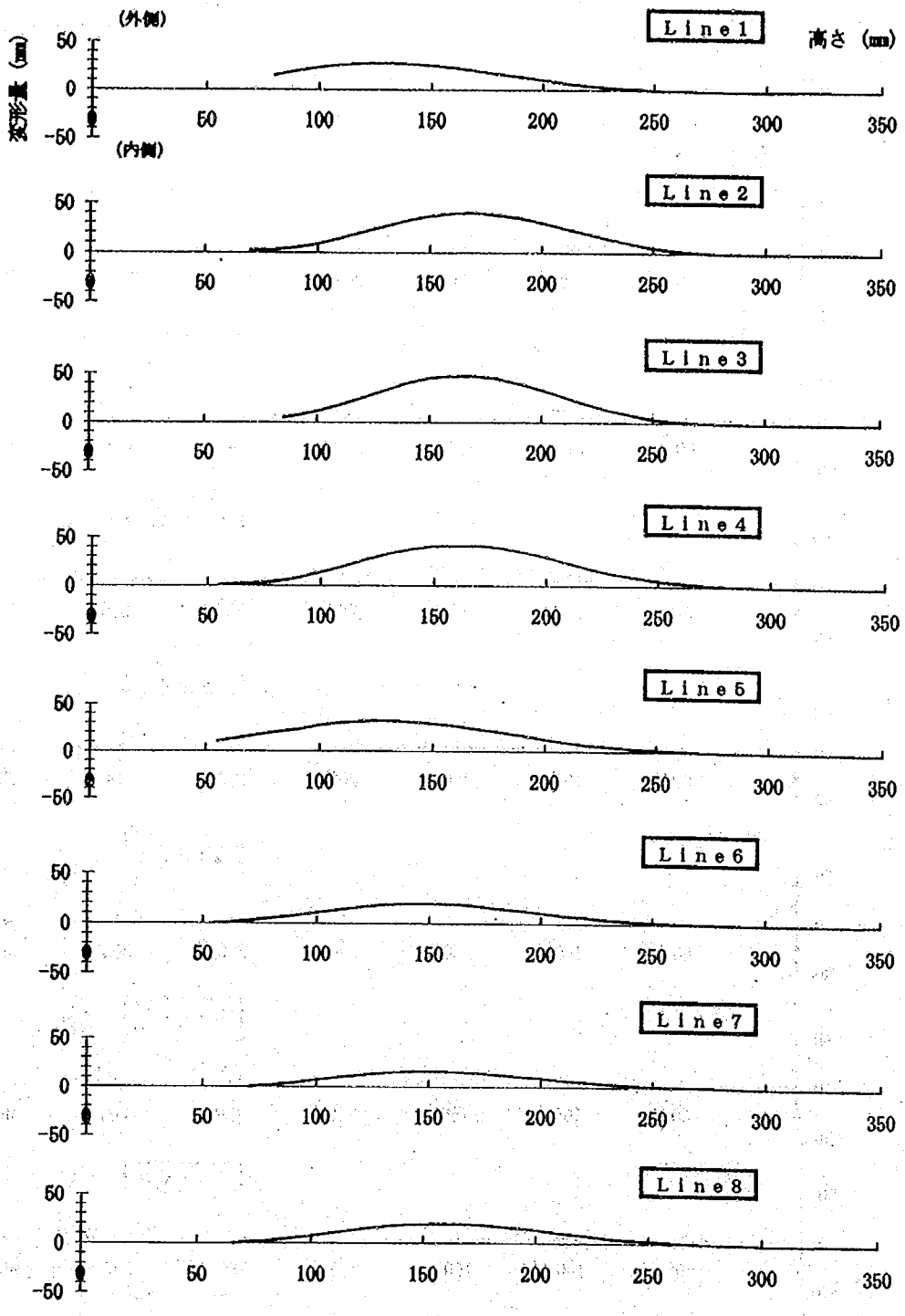
図-3.2.8(5)　供試体の変形（No. 31）

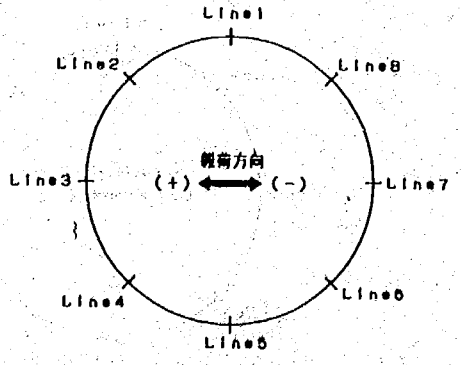




(i) 最大荷重を超えた点(+6δy)

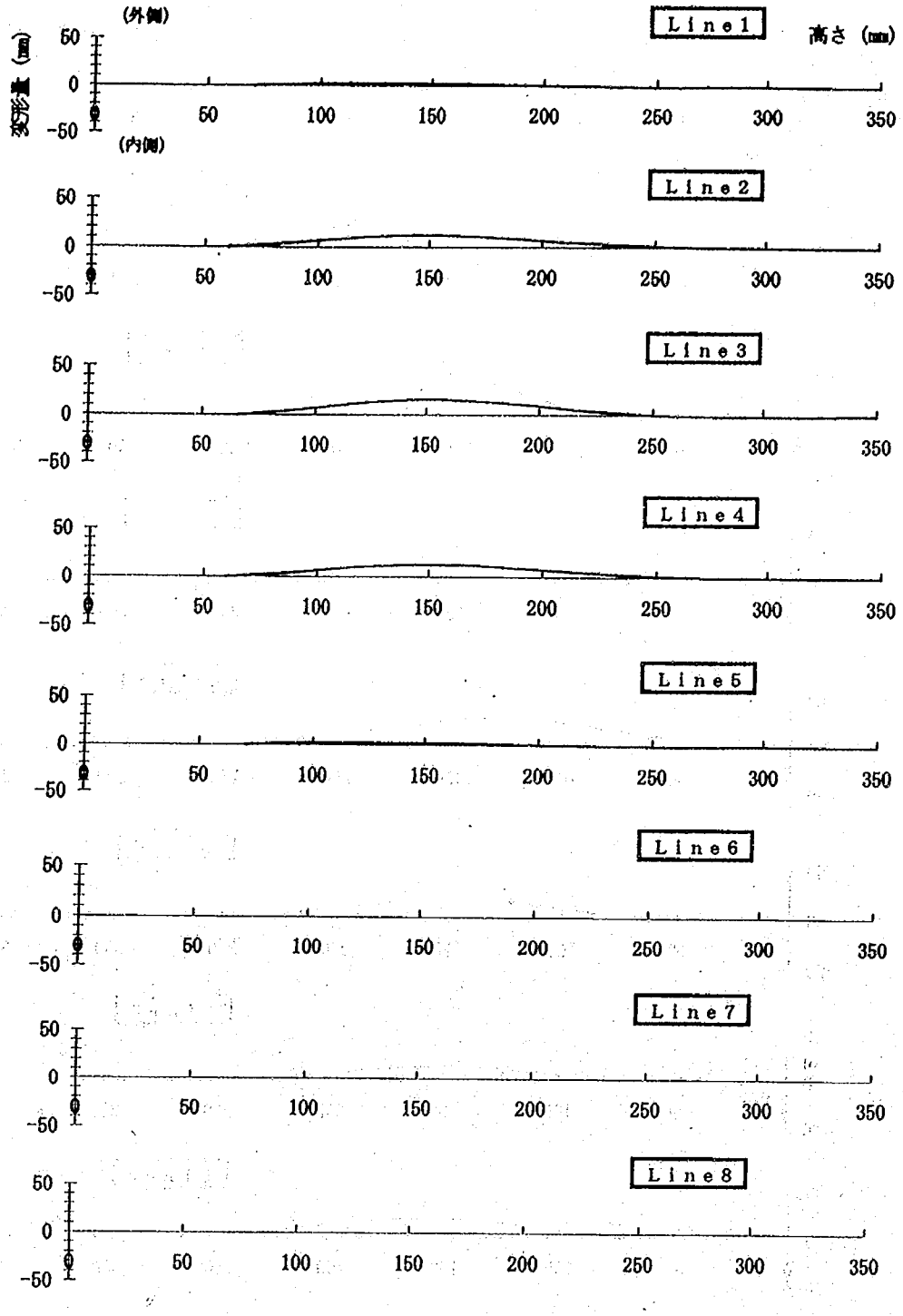
図-3.2.9(1) 面外変位測定結果(No.6)

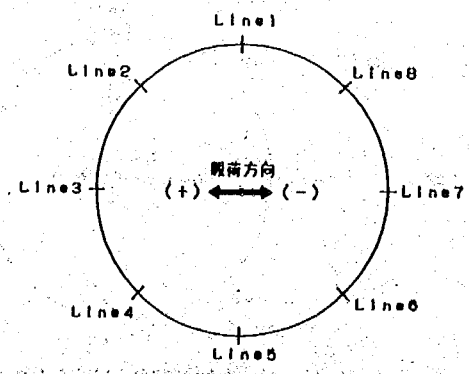




(ii) 実験終了時付近(+8δy)

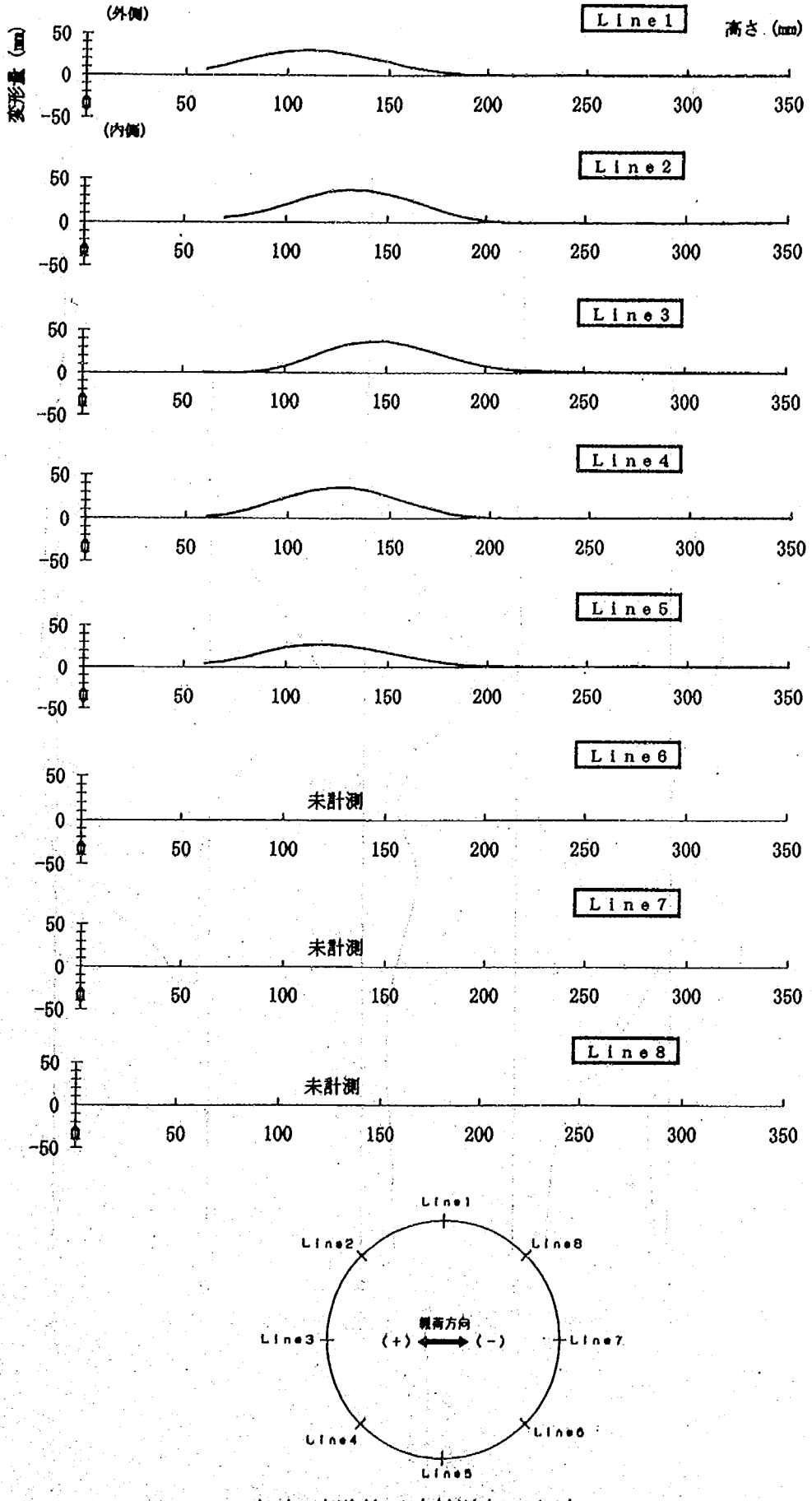
図-3.2.9(1) 面外変位測定結果(No.6)





(i) 最大荷重を超えた付近(+5δy)

図-3.2.9(2) 面外変位測定結果(No.8)



(ii) 実験終了時付近(+7δy)

図-3.2.9(2) 面外変位測定結果(No.8)

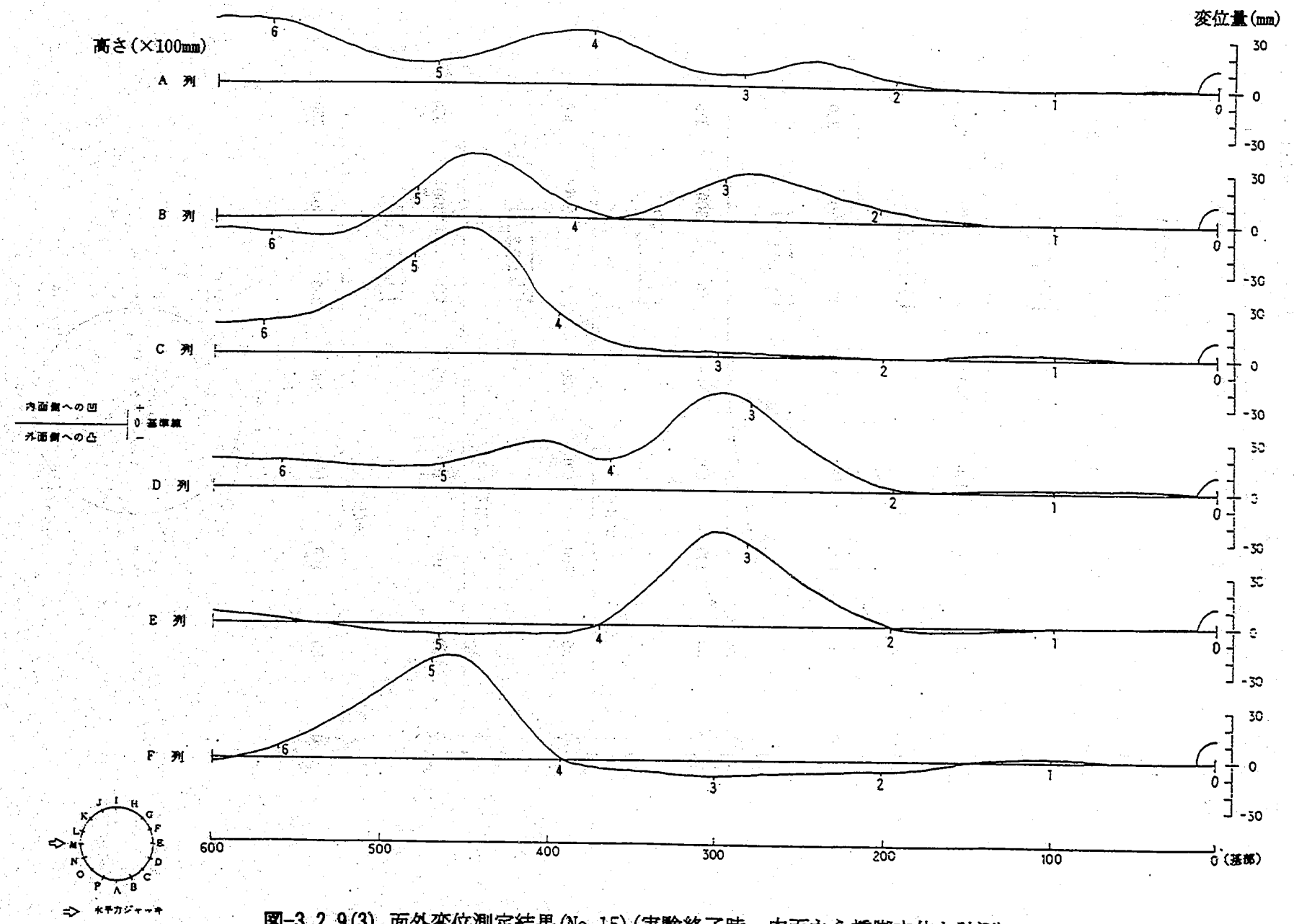


図-3.2.9(3) 面外変位測定結果(No. 15)(実験終了時、内面から橋脚本体を計測)

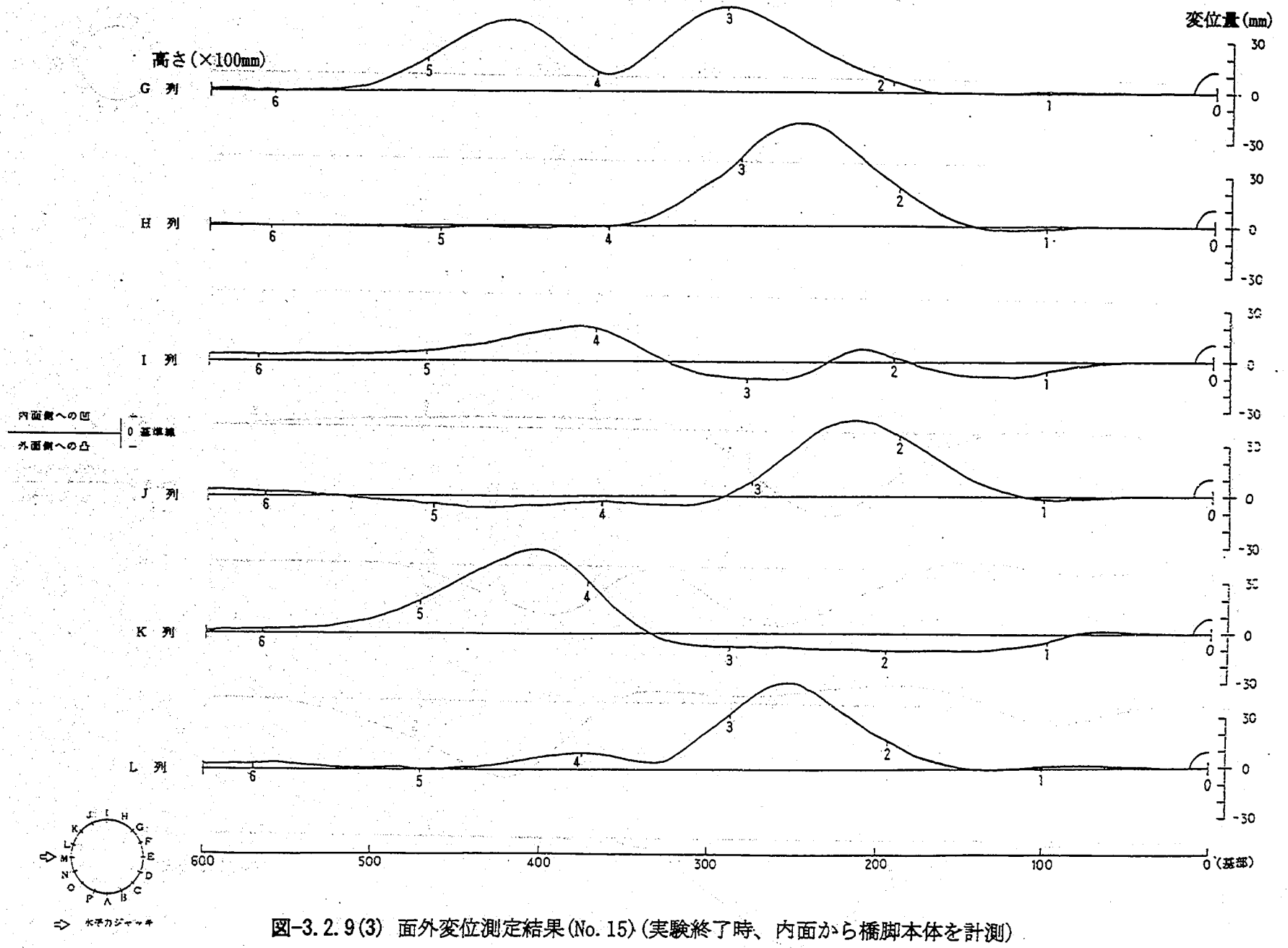


図-3.2.9(3) 面外変位測定結果(No. 15)(実験終了時、内面から橋脚本体を計測)

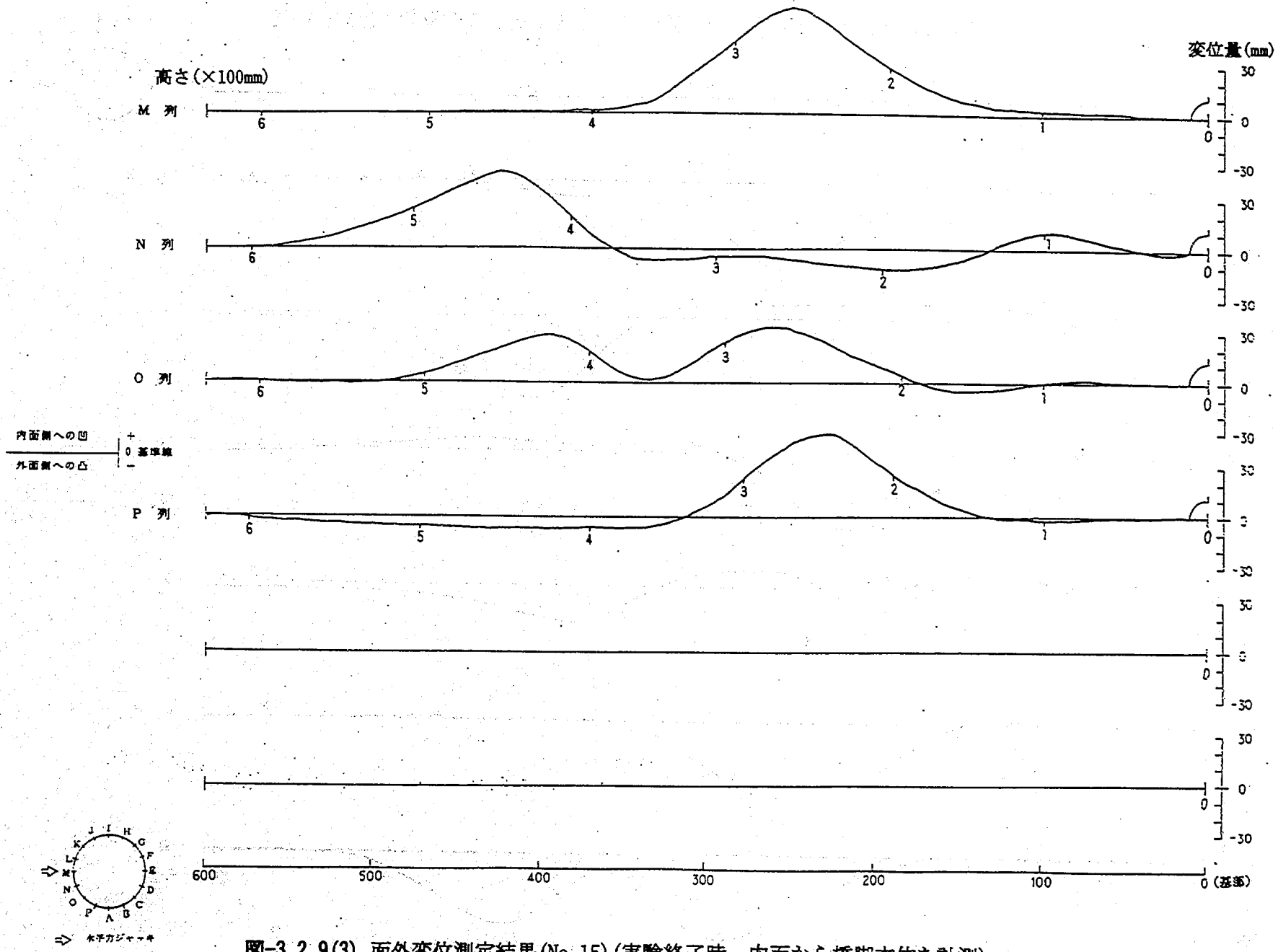
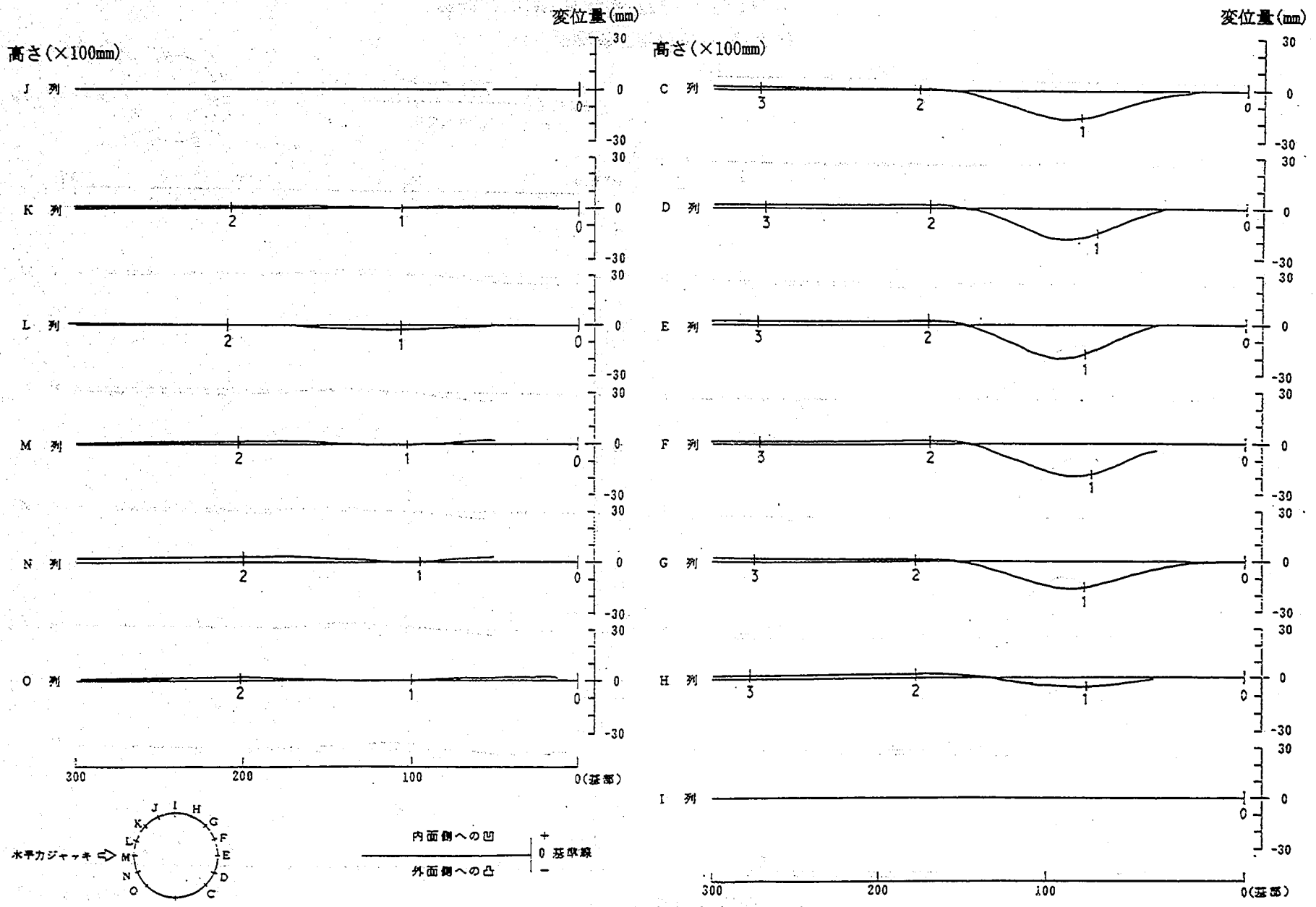
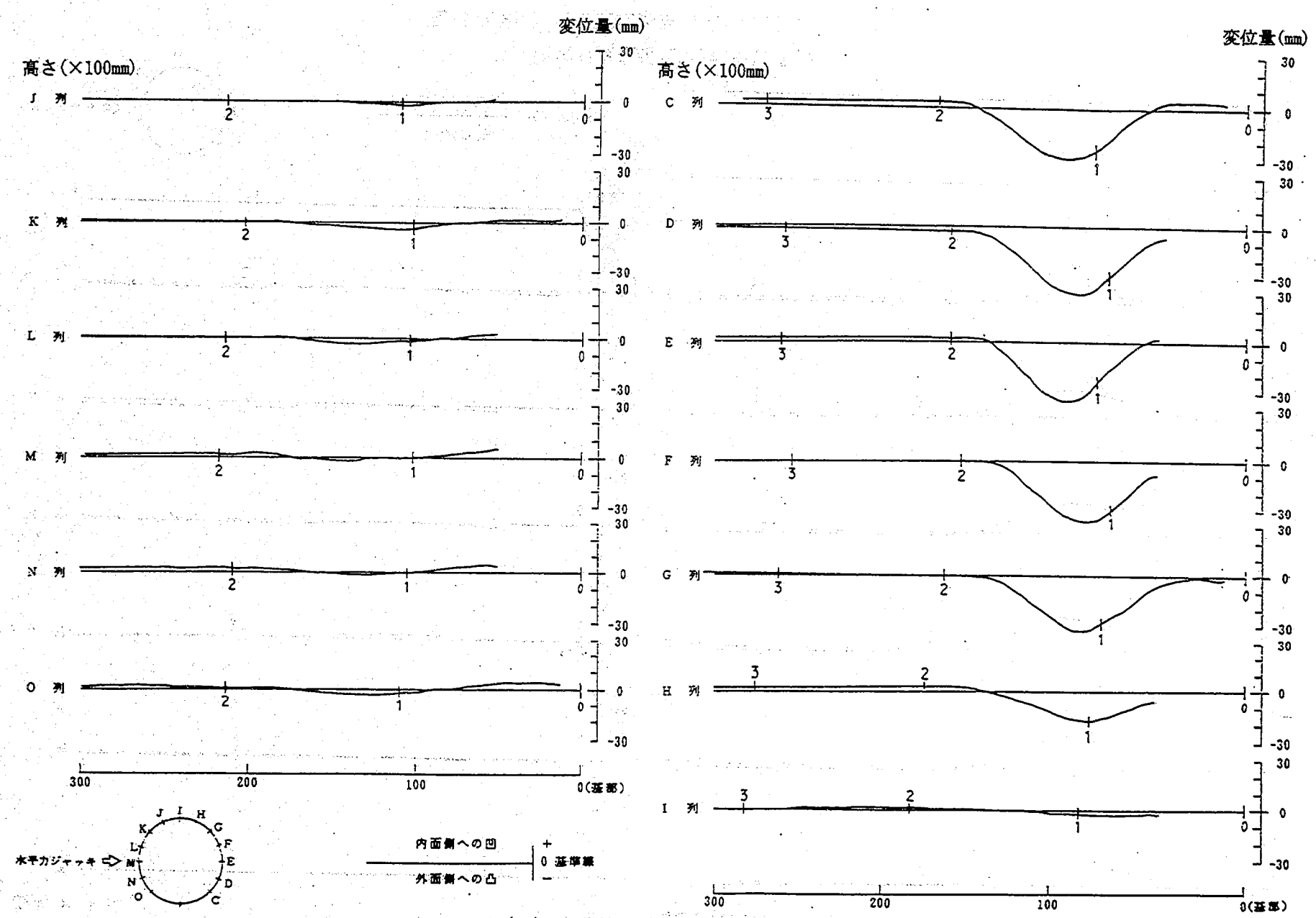


図-3.2.9(3) 面外変位測定結果(No. 15)(実験終了時、内面から橋脚本体を計測)



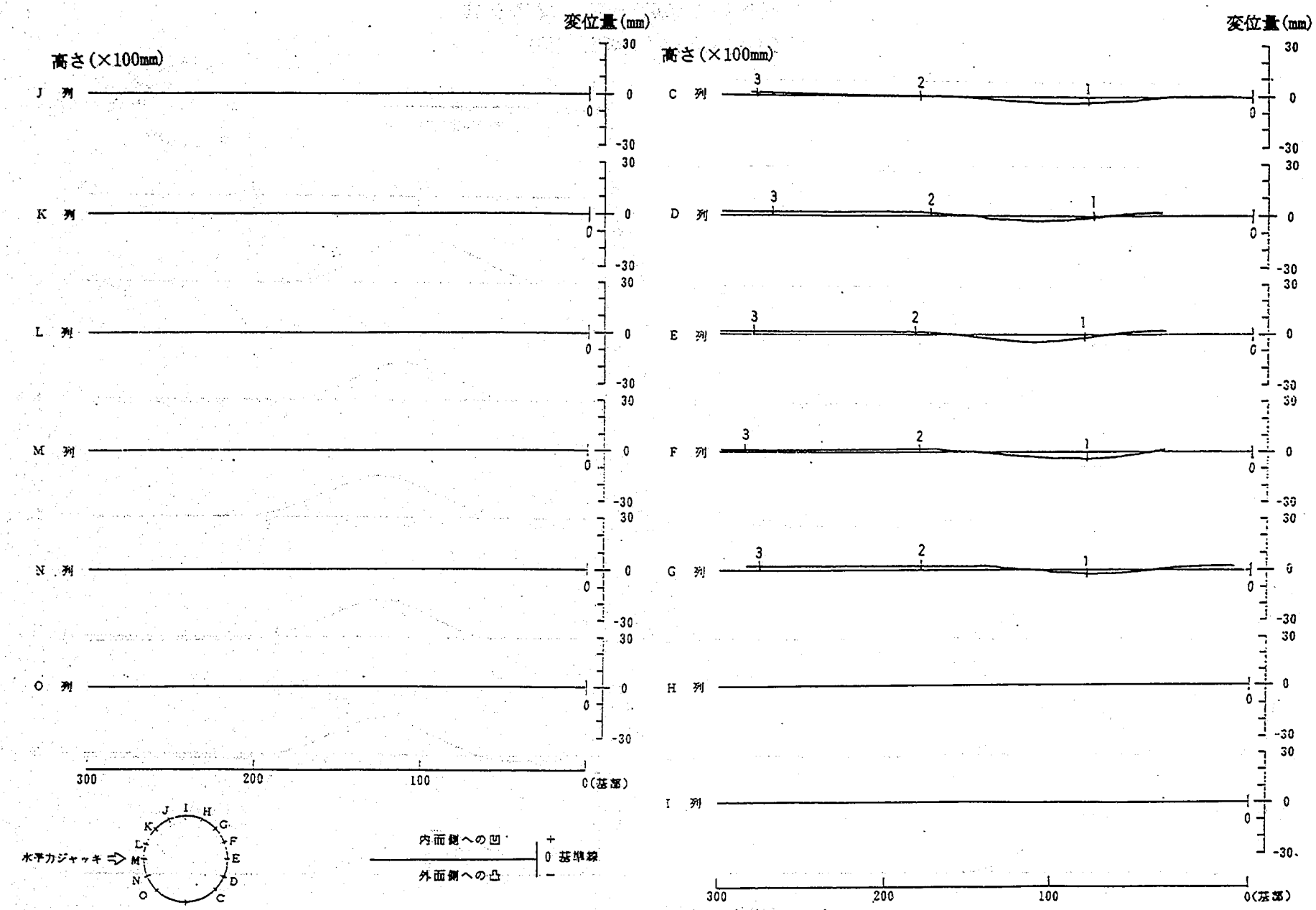
(i) 最大荷重を超えた点(+10 δ y)

図-3.2.9(4) 面外変位測定結果(No. 16)



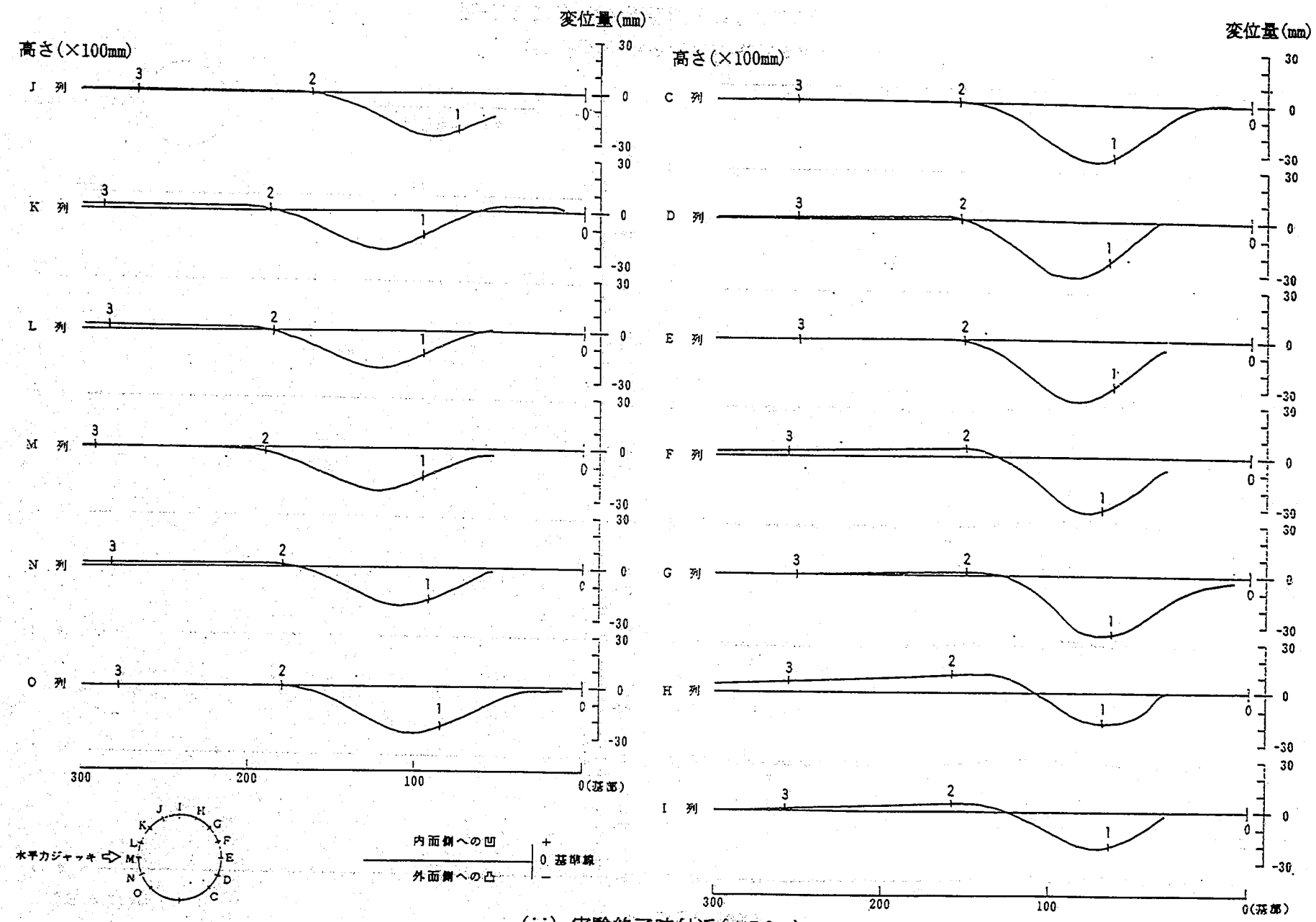
(ii) 実験終了時付近(+17δy)

図-3.2.9(4) 面外変位測定結果(No. 16)



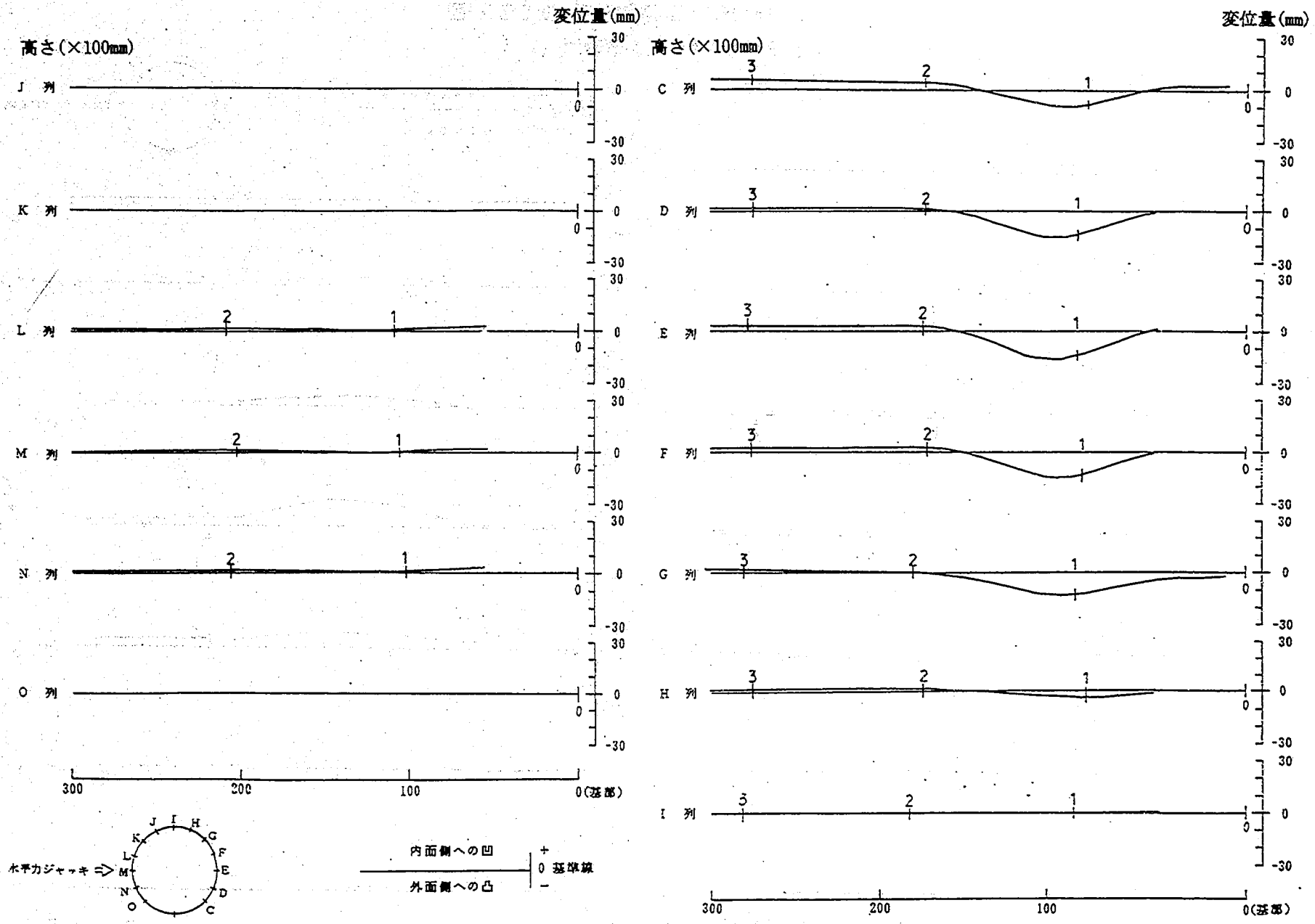
(i) 最大荷重を超えた点(+4δy)

図-3.2.9(5) 面外変位測定結果(No. 29)



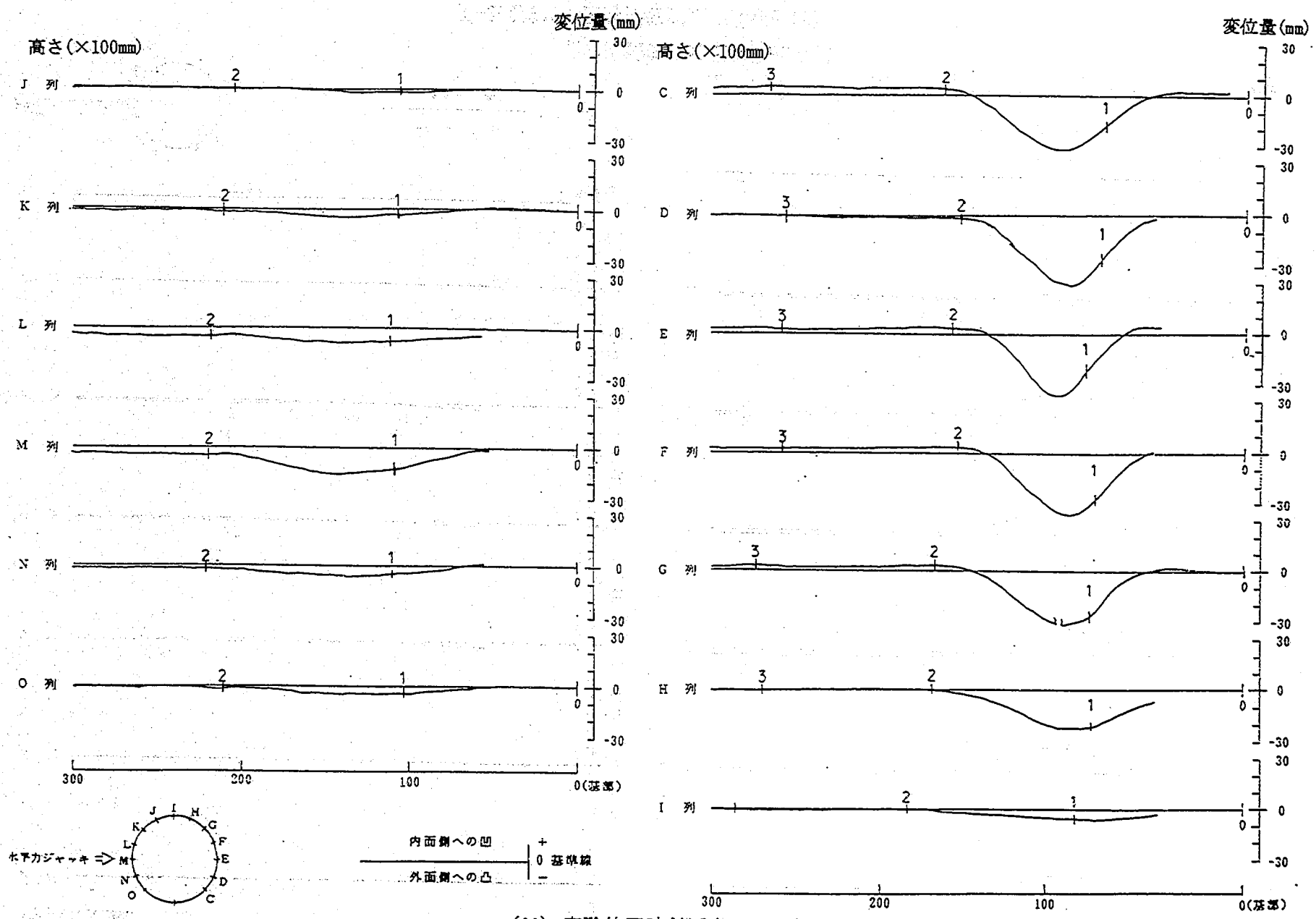
(ii) 実験終了時付近(+7δy)

図-3.2.9(5) 面外変位測定結果(No. 29)



(i) 最大荷重を超えた点(+8δy)

図-3.2.9(6) 面外変位測定結果(No.30)



(ii) 実験終了時付近(+17δy)

図-3.2.9(6) 面外変位測定結果(No. 30)

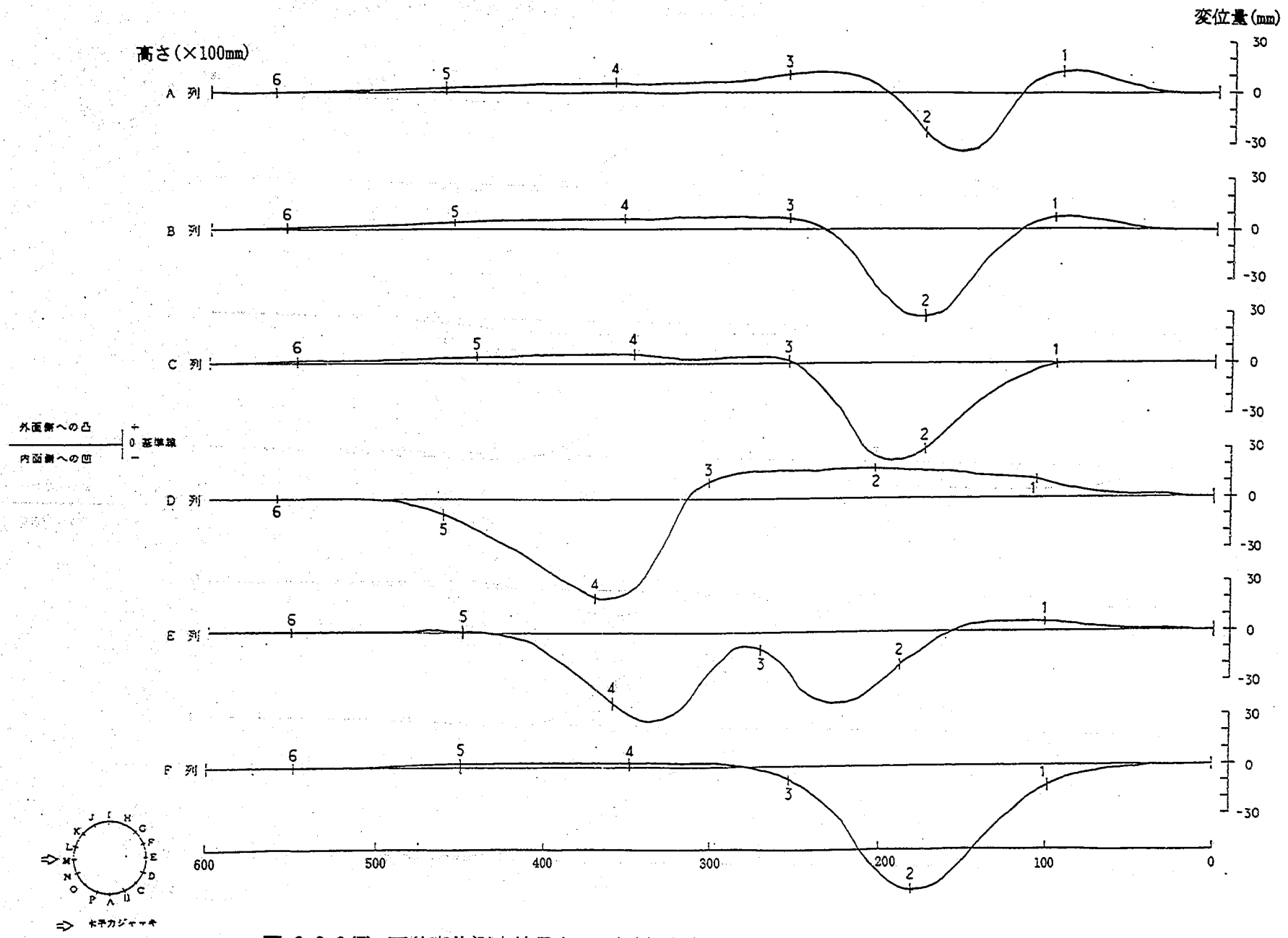


図-3.2.9(7) 面外変位測定結果(No. 31)(実験終了時、内面から橋脚本体を計測)

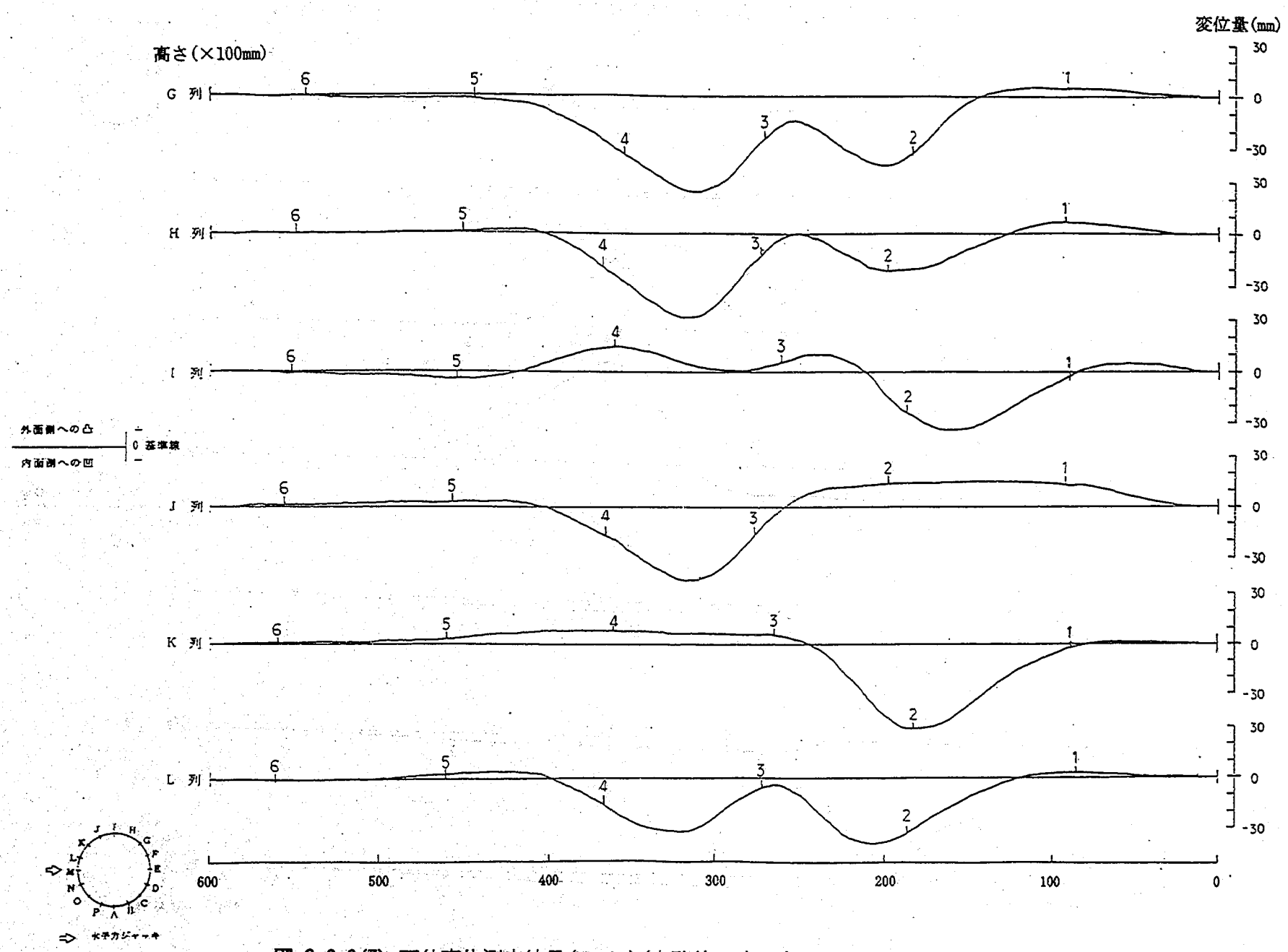


図-3.2.9(7) 面外変位測定結果(No. 31)(実験終了時、内面から橋脚本体を計測)

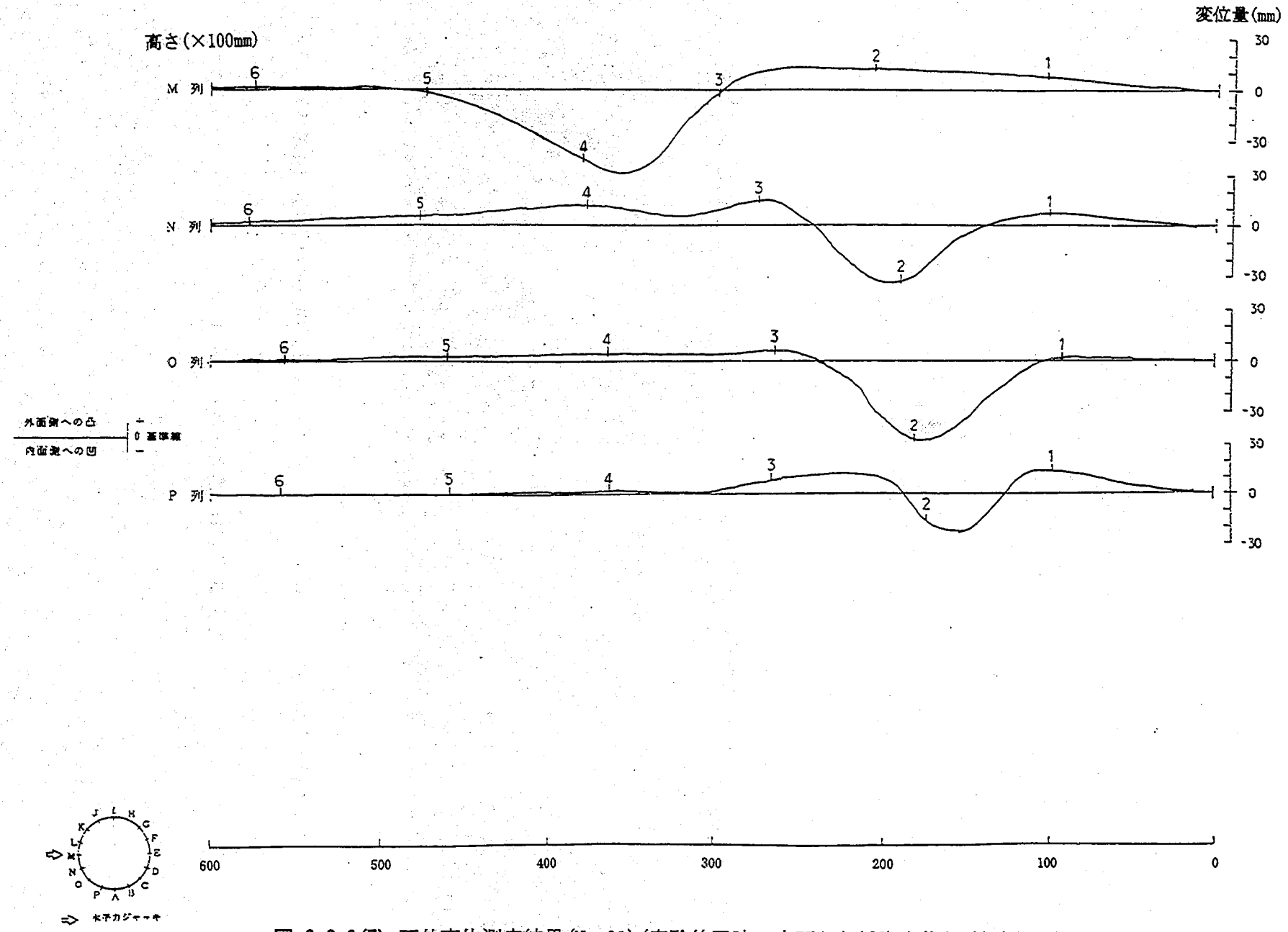
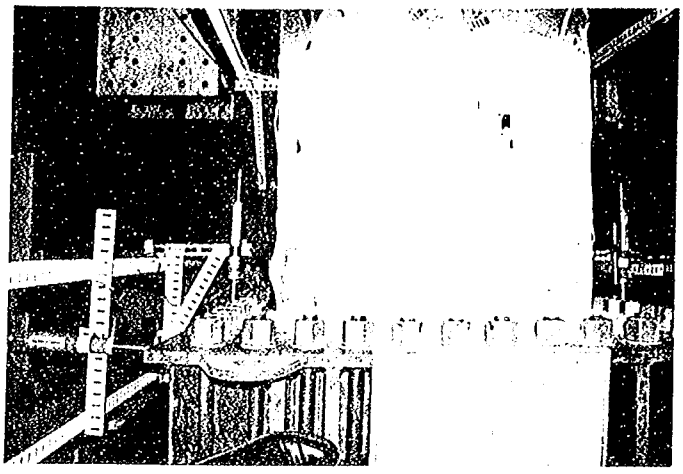
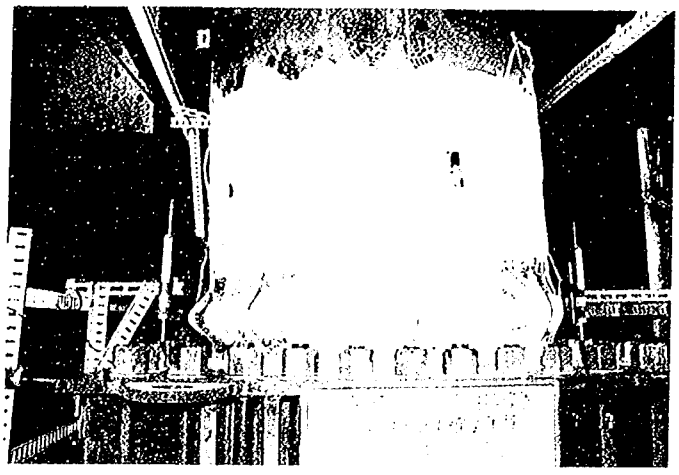
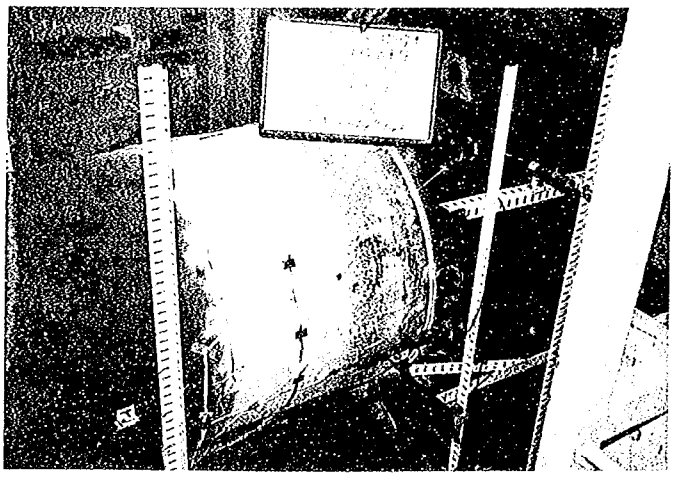
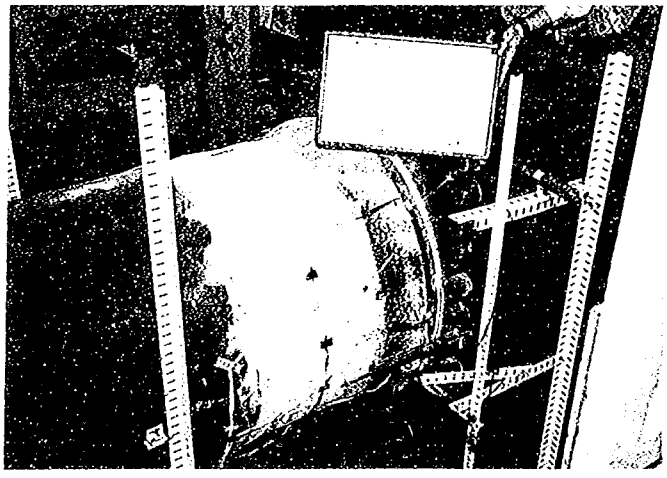


図-3.2.9(7) 面外変位測定結果(No. 31)(実験終了時、内面から橋脚本体を計測)



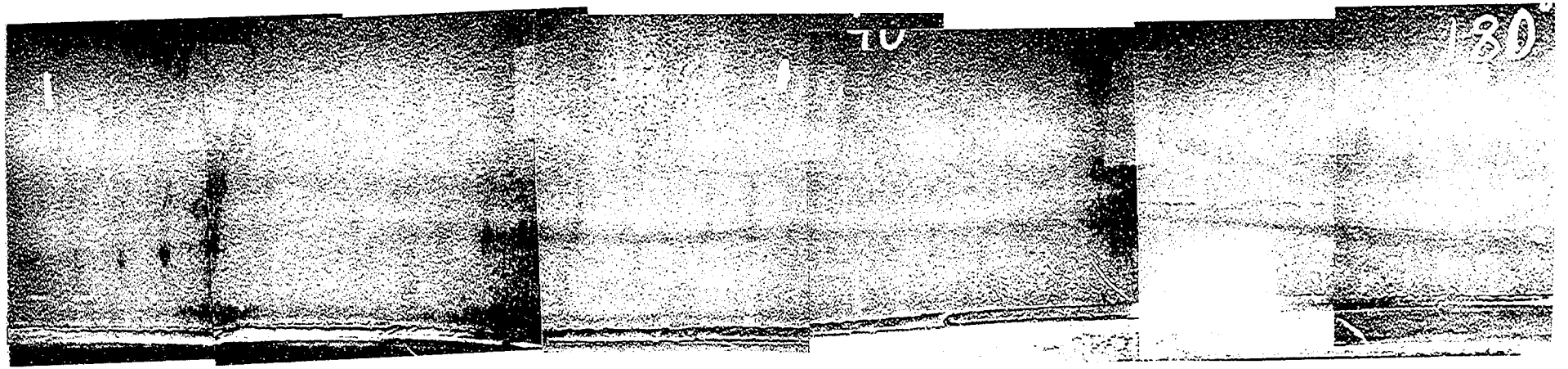


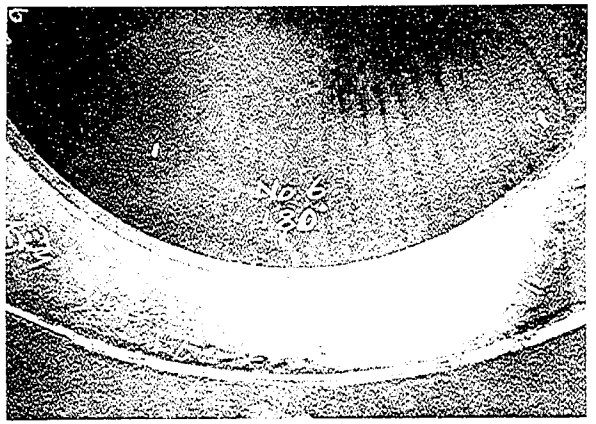




(i) 最大荷重を超えた点（＋６δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋９δ_y）

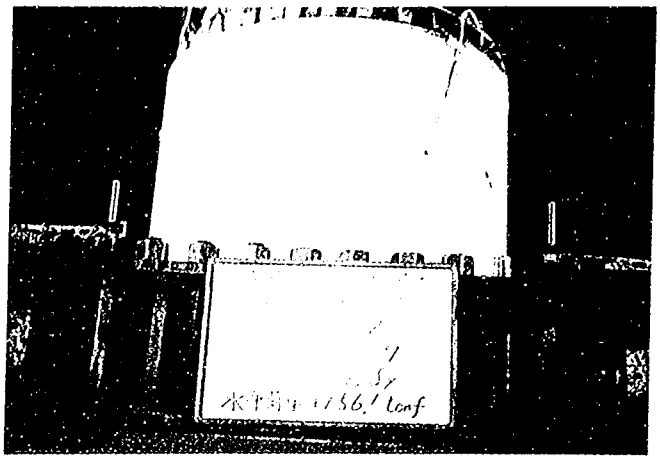
写真-3.2.1(1)　変形の状況（No. 6）

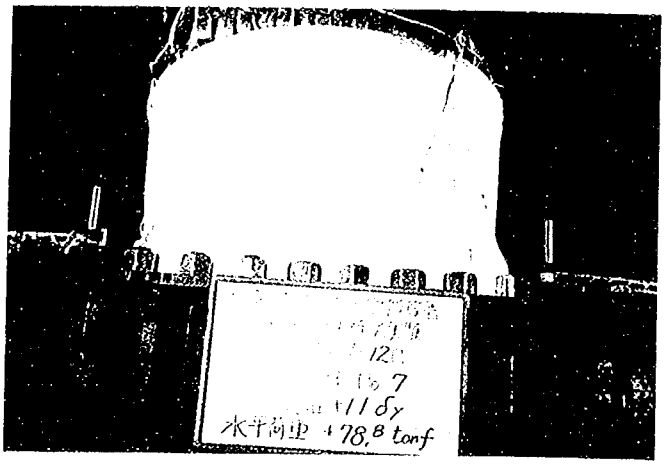


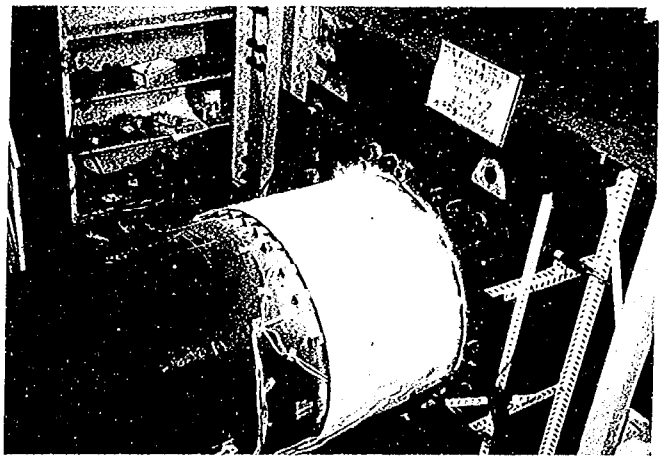


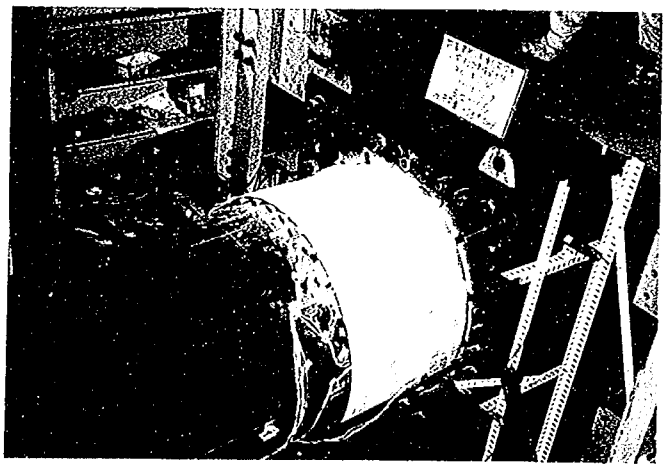
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.2.1(1)　変形の状況（No.6）





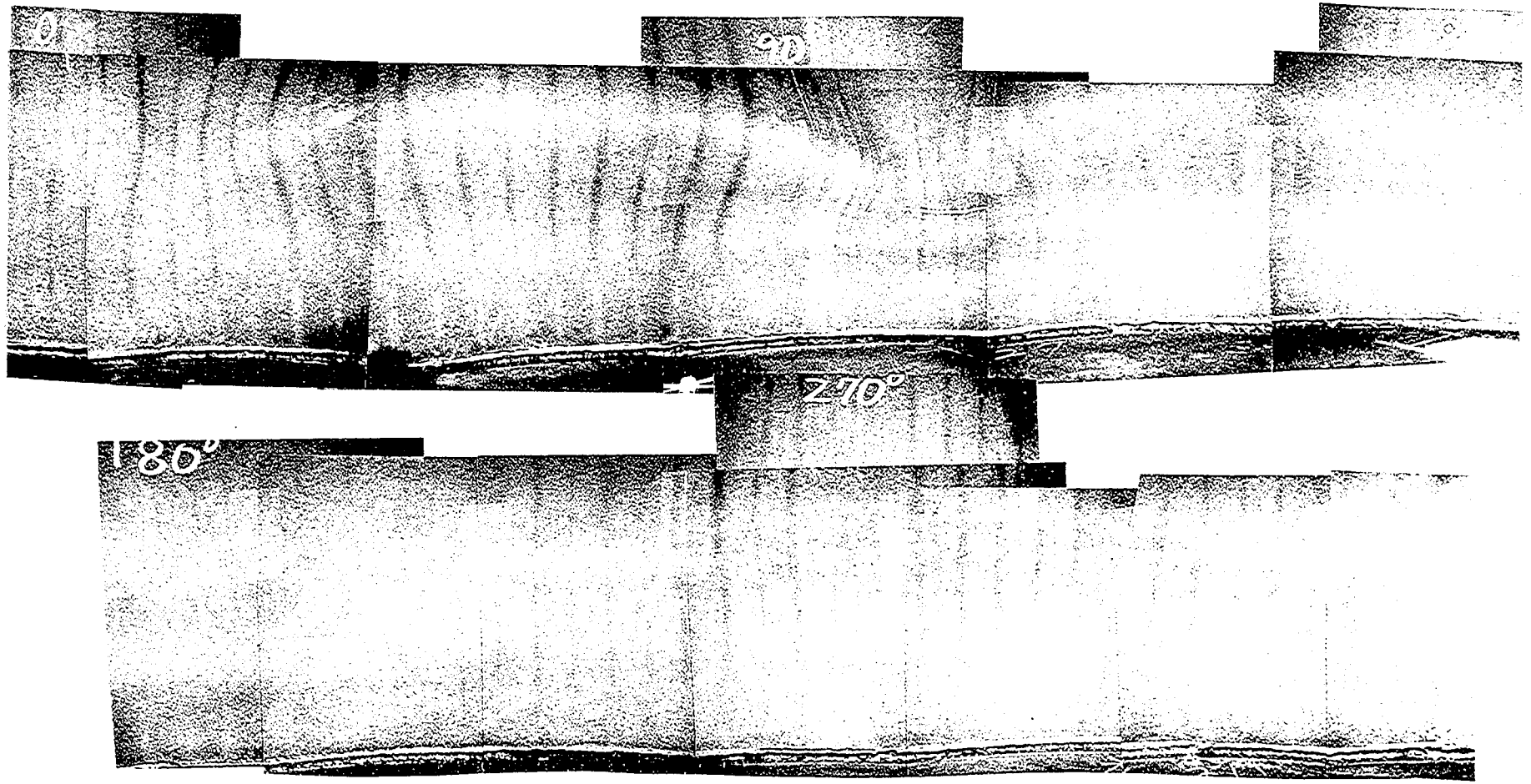


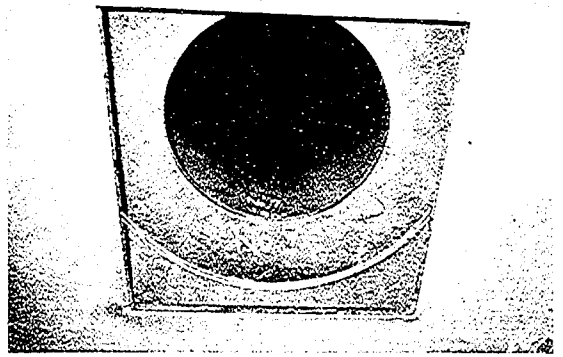


(i) 最大荷重を超えた点（＋6 δ_y）

(ii) 実験終了時付近（＋11 δ_y）

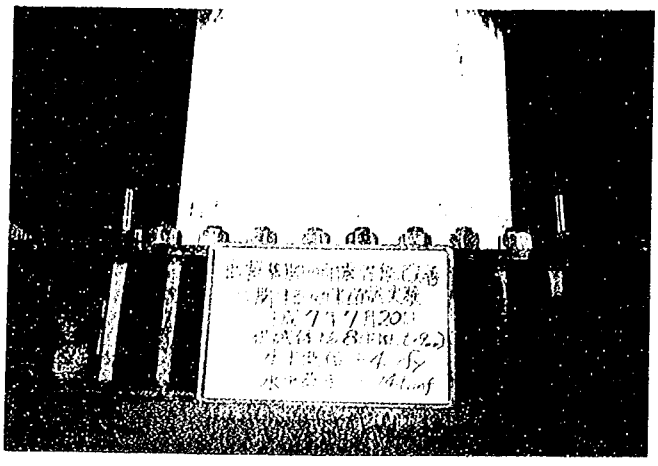
写真-3.2.1(2)　変形の状況（No. 7）

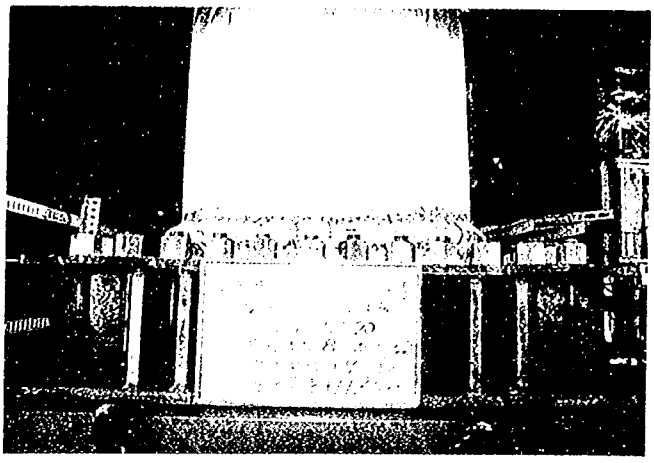




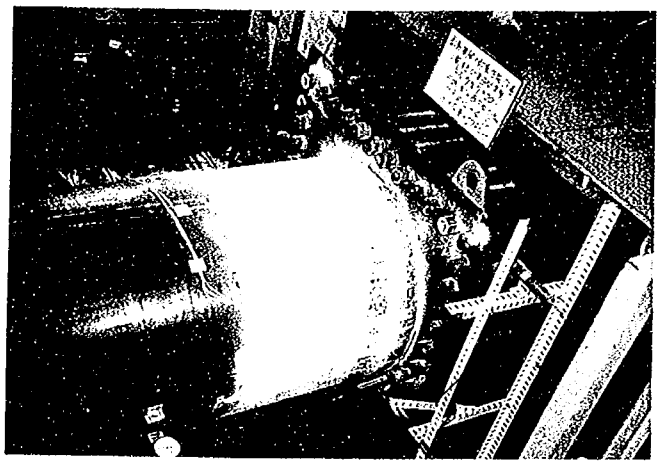
(iii) 実験終了時（内面）

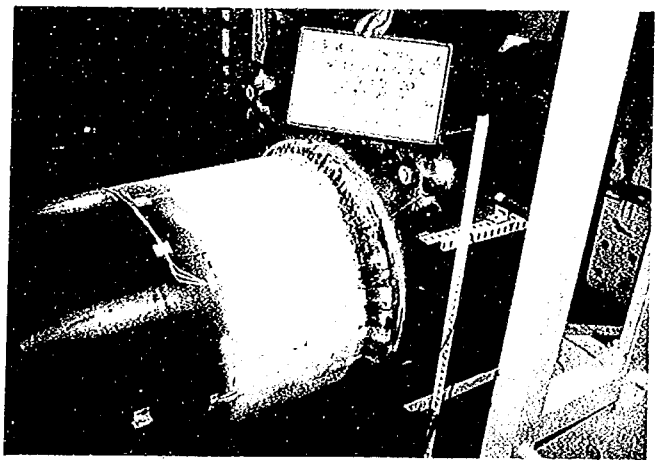
写真-3.2.1(2)　変形の状況（No.7）





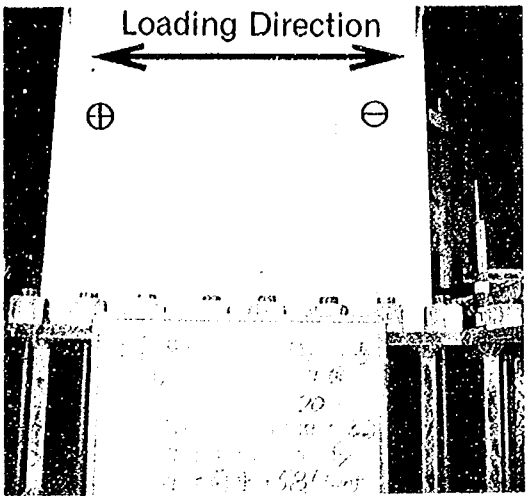
(i) 最大荷重を超えた点（＋４ δ$_y$）



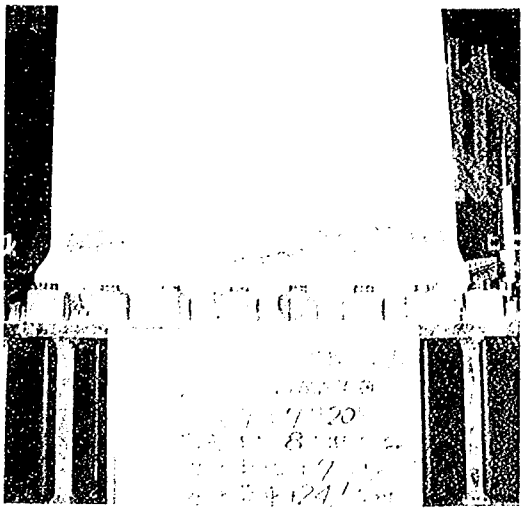


(ii) 実験終了時付近（＋９ δ$_y$）

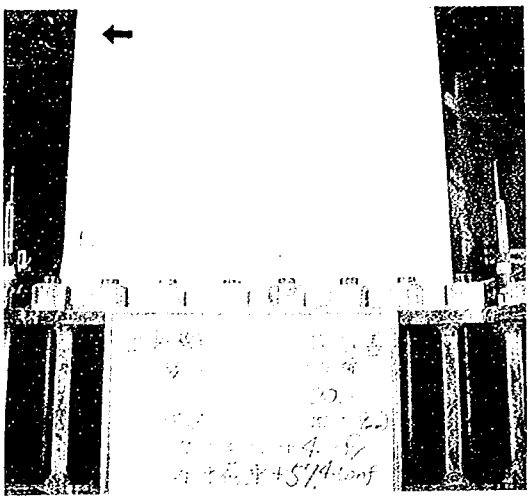
写真-3.2.1(3)　変形の状況（No. 8）



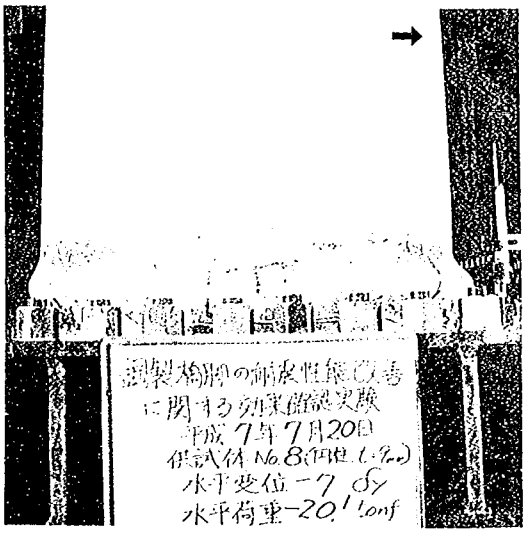
＋3δy



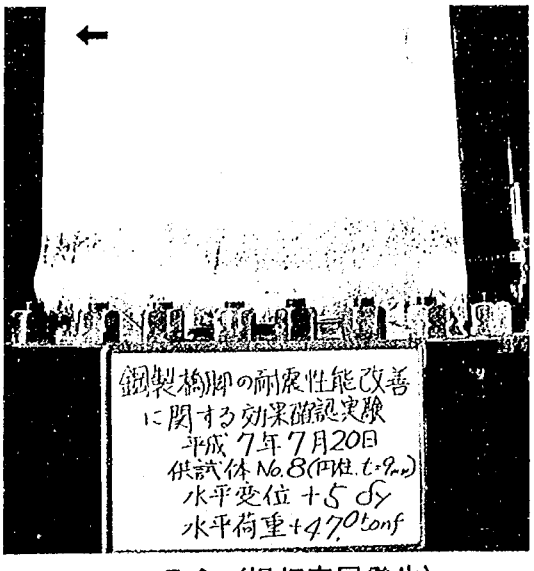
＋7δy(エネルギー吸収最大を超えた点)



＋4δy



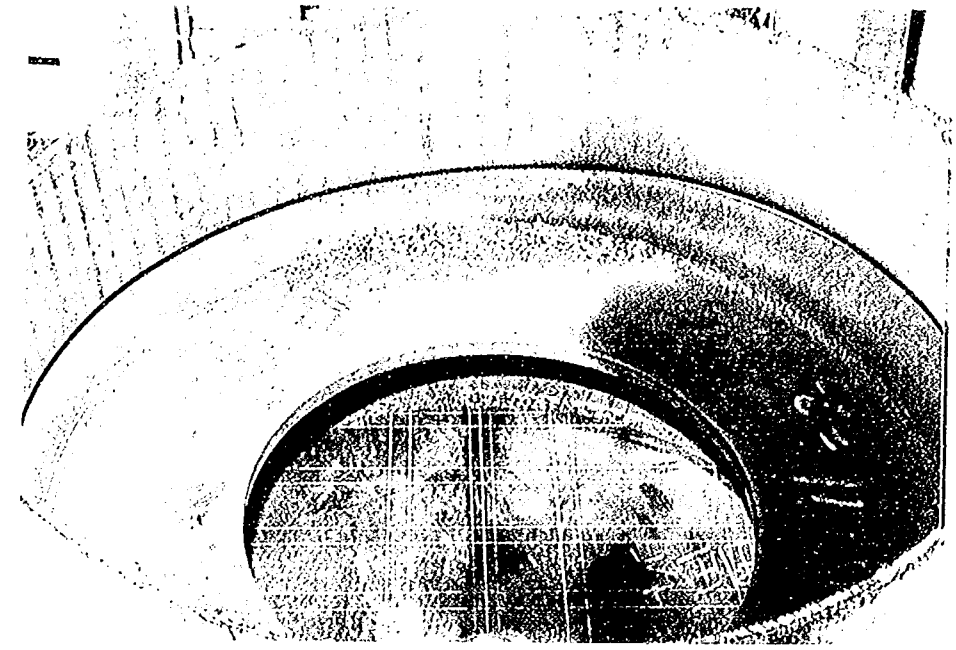
−7δy

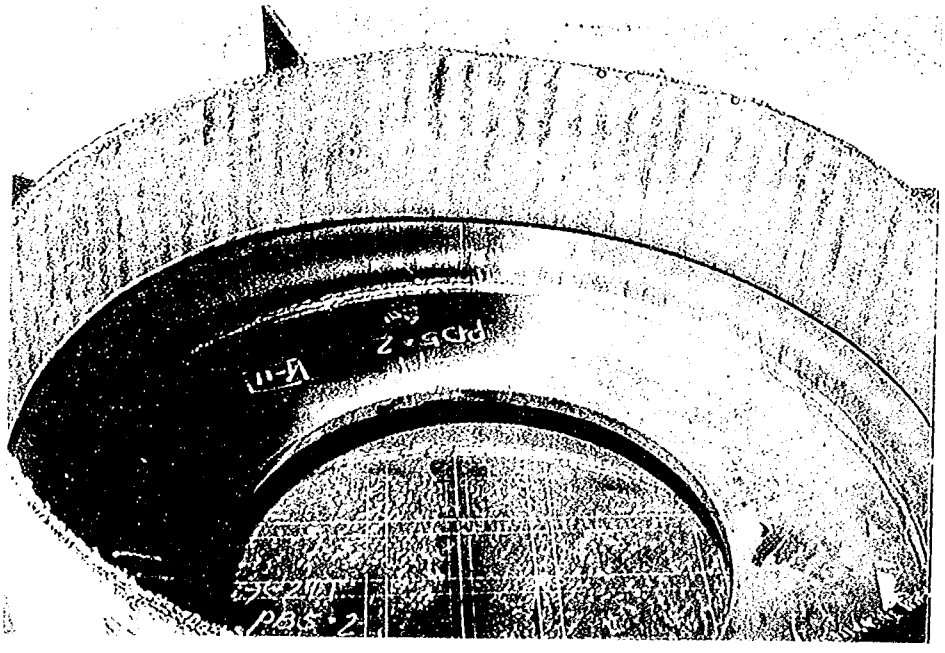


＋5δy(提灯座屈発生)

(iii) 変形の進展

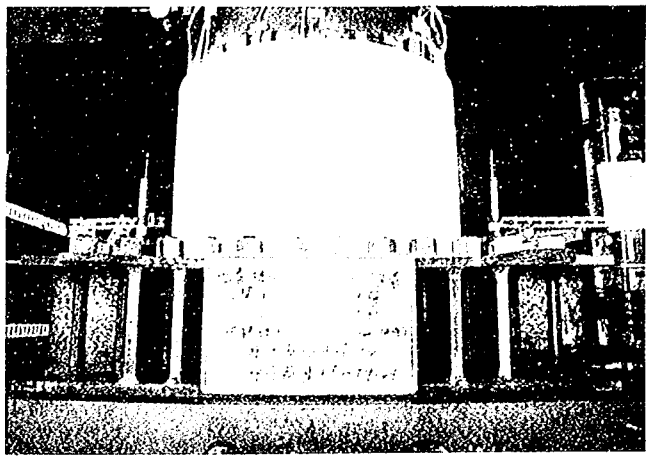
写真-3.2.1(3) 変形の状況 (No. 8)

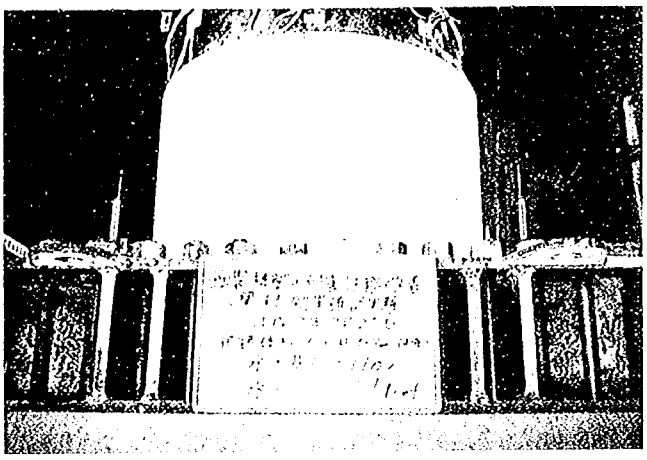


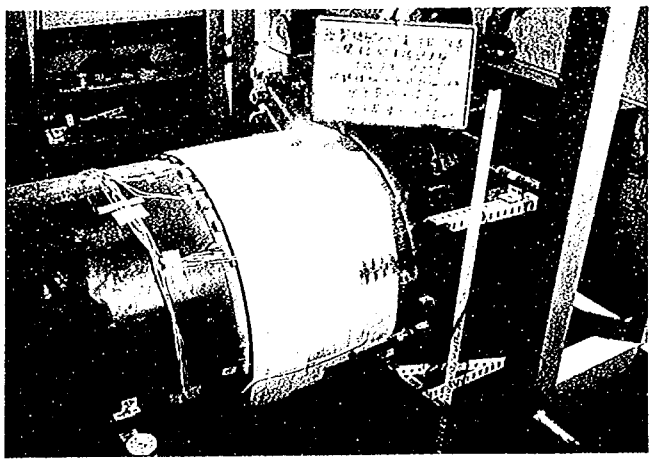


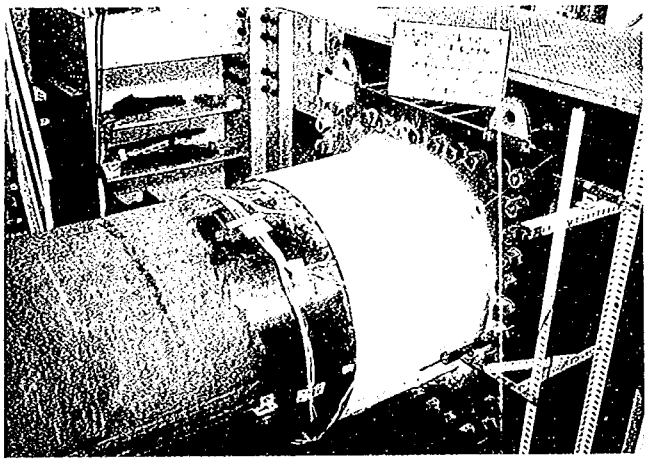
(iv) 実験終了時 (内面)

写真-3.2.1(3)　変形の状況 (No. 8)





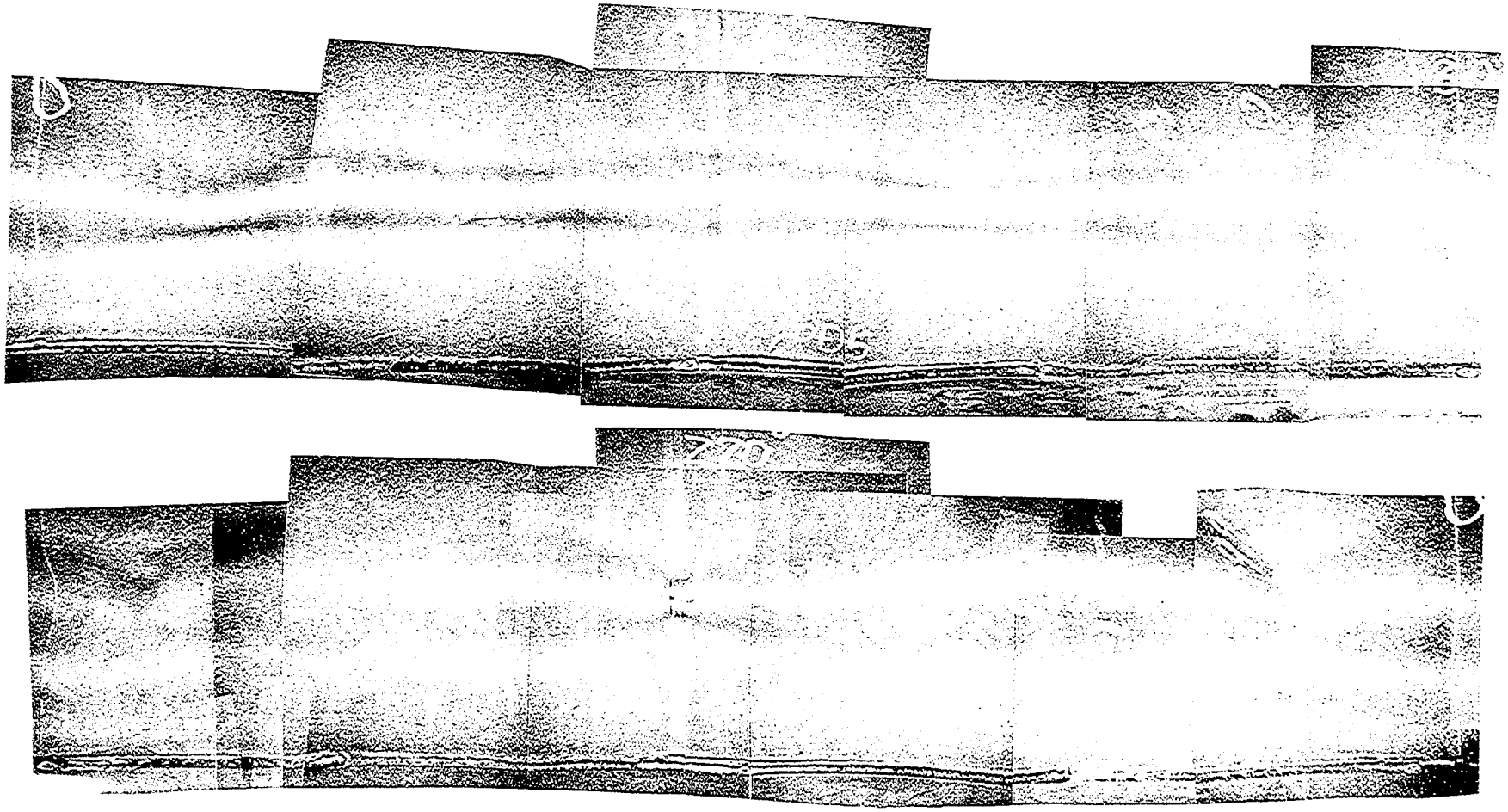


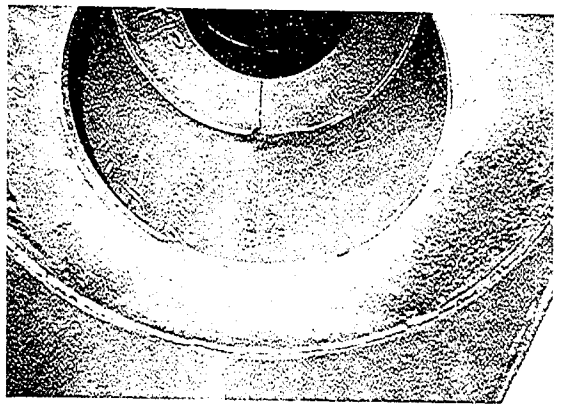


(i) 最大荷重を超えた点（＋ 4 δ_y）

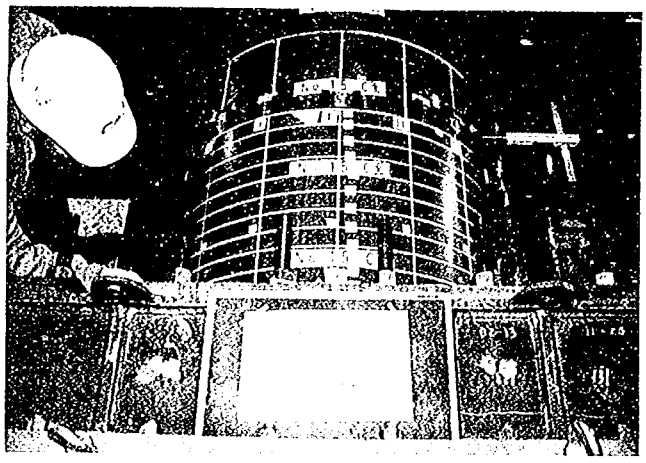
(ii) 実験終了時付近（＋ 11 δ_y）

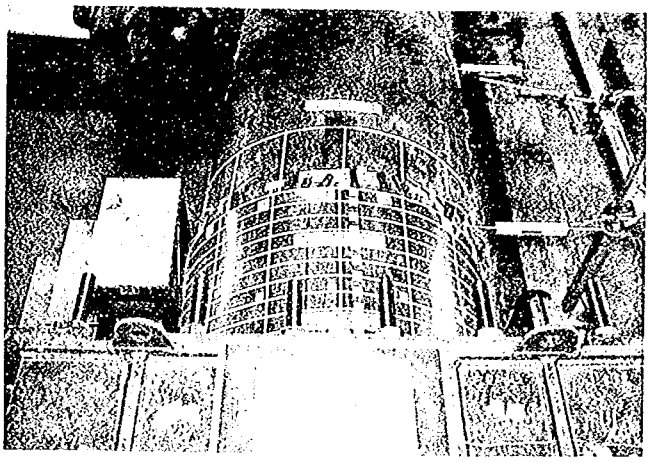
写真-3. 2. 1(4)　変形の状況（No. 9）



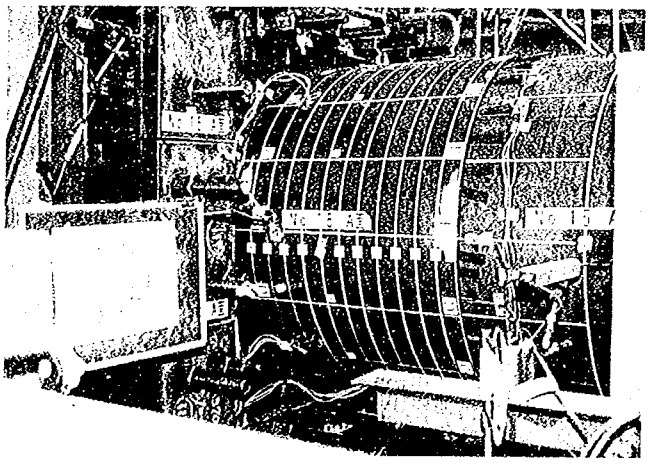


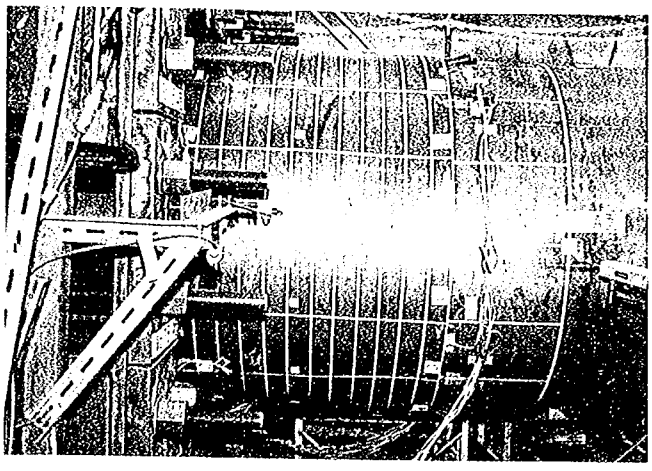
(iii) 実験終了時（内面）
写真-3.2.1(4)　変形の状況（No. 9）





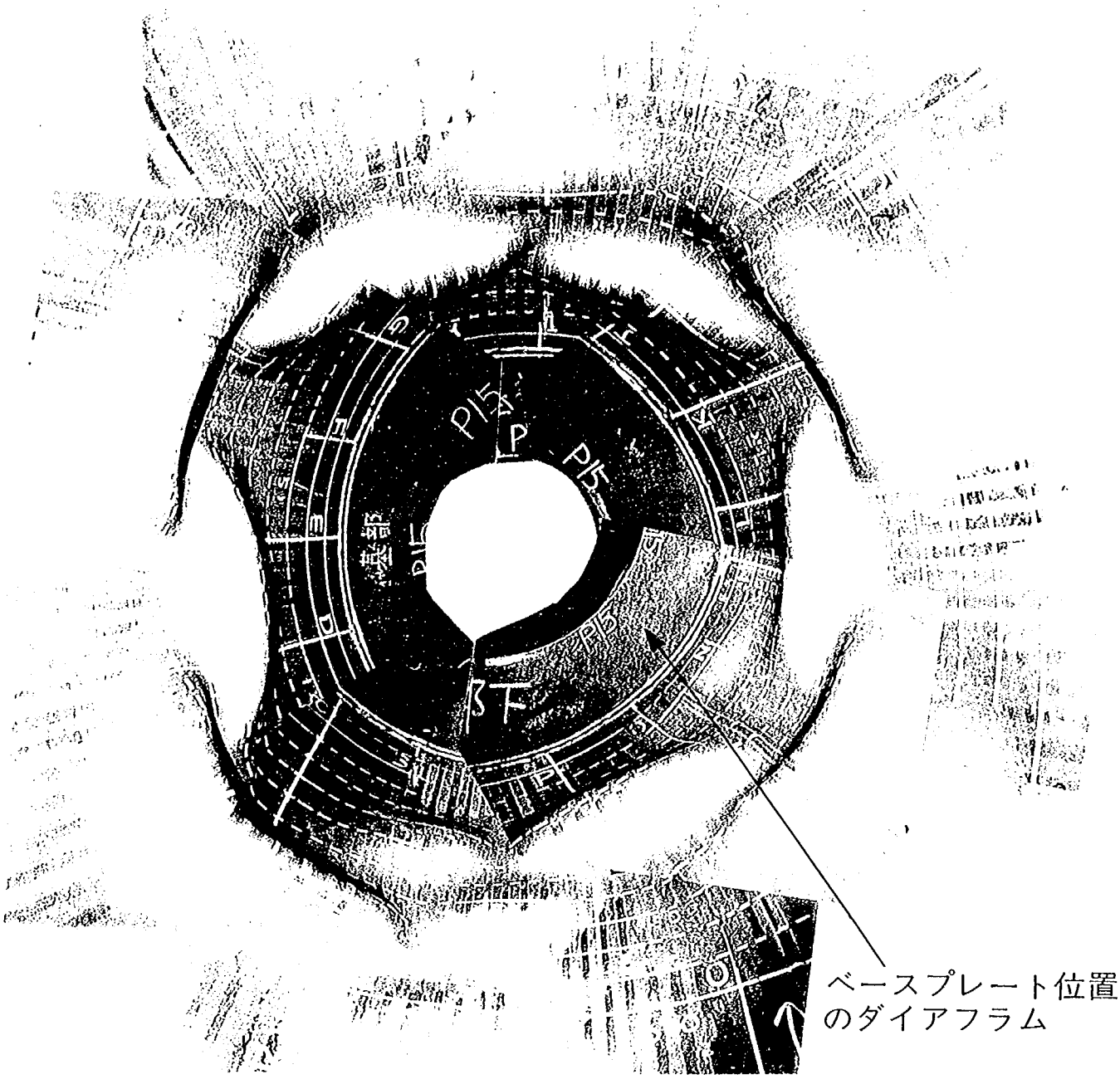
(i) 最大荷重を超えた点（＋5 δ_y）





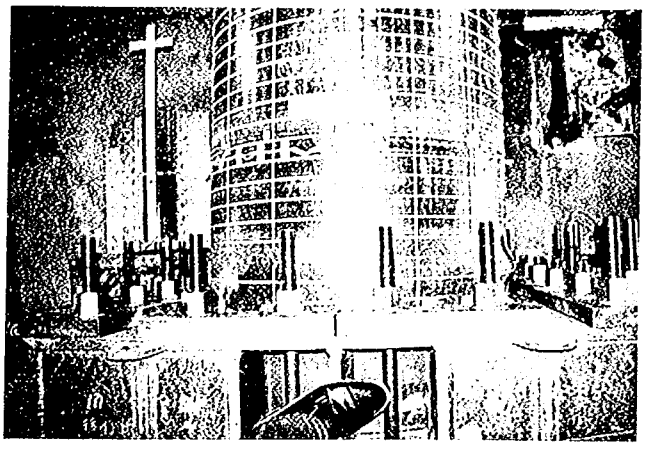
(ii) 実験終了時付近（＋14 δ_y）

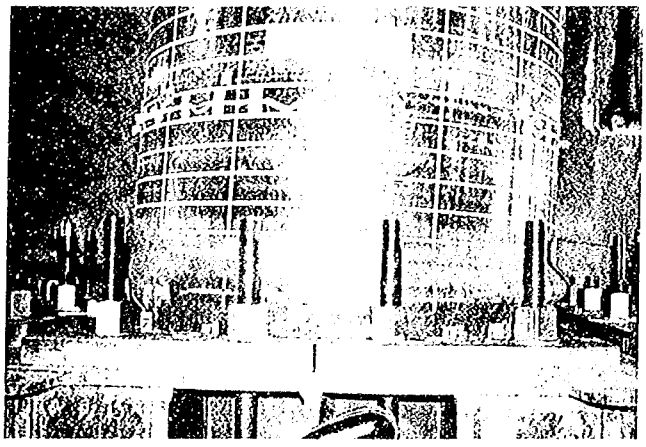
写真-3.2.1(5)　変形の状況（No. 15）

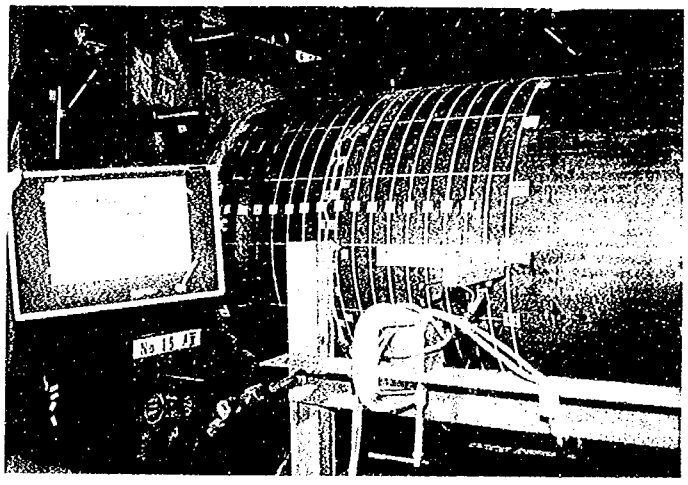


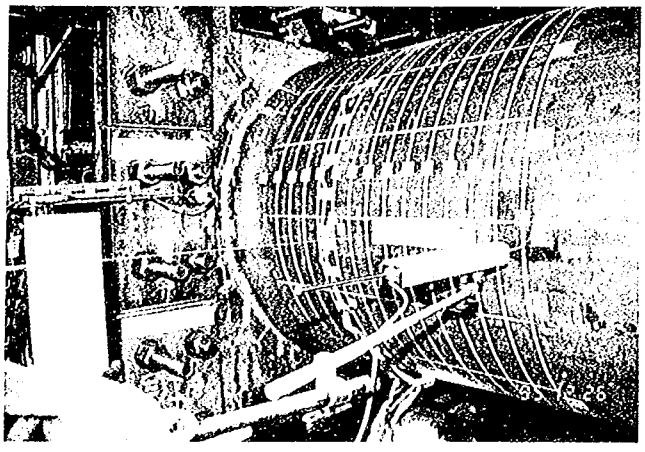
(iv) 実験終了時（内面）

写真-3.2.1(5)　変形の状況（No. 15）



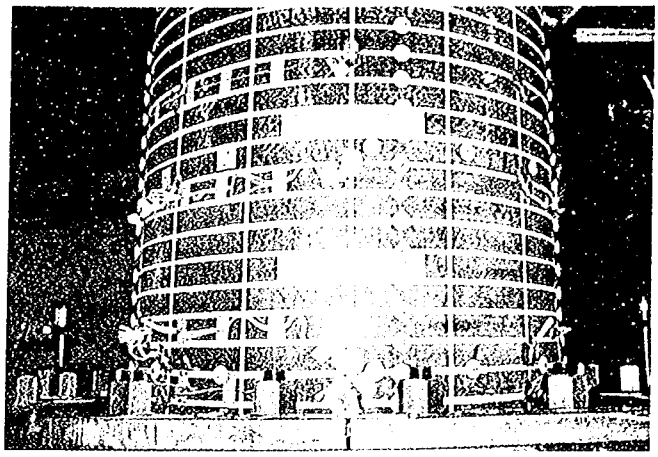


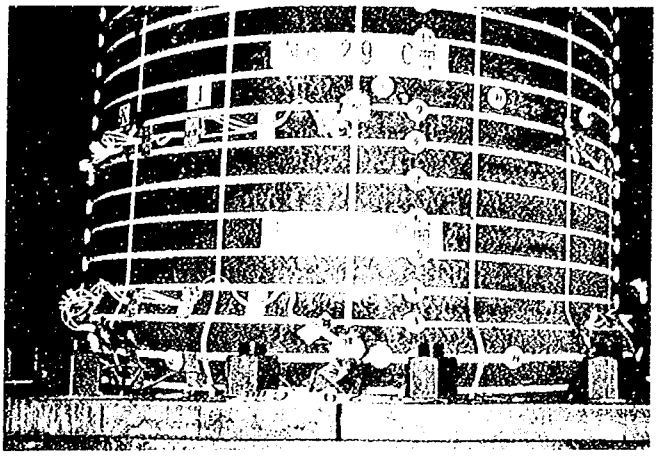


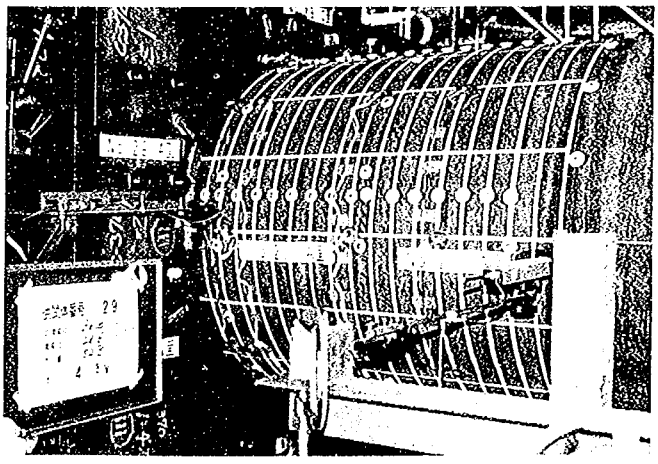


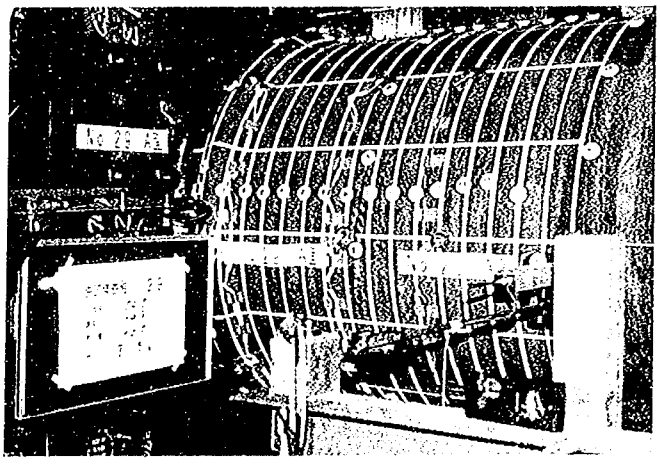
(i) 最大荷重を超えた点（＋ 10 δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋ 17 δ_y）

写真-3. 2. 1(6)　変形の状況（No. 16）



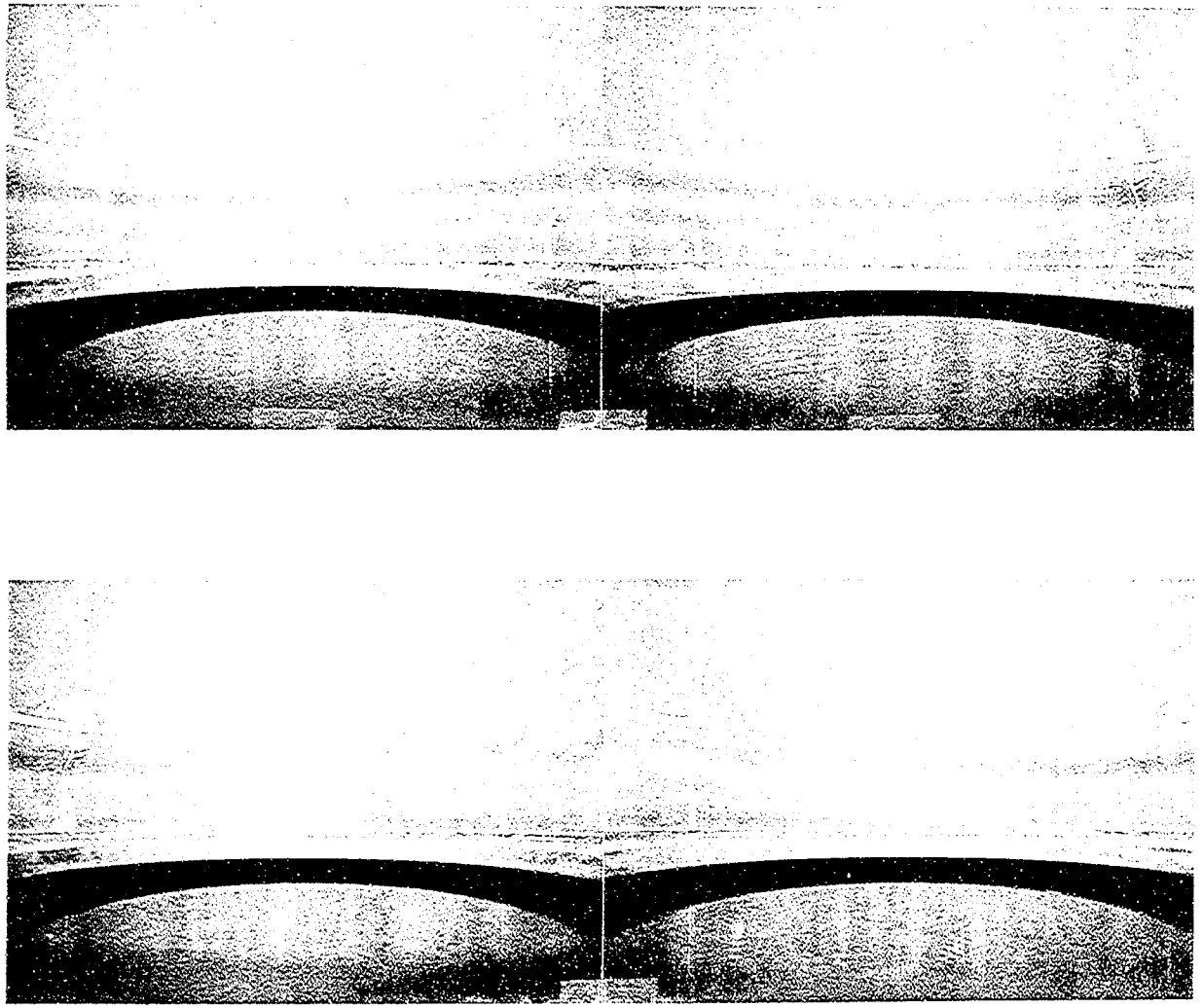


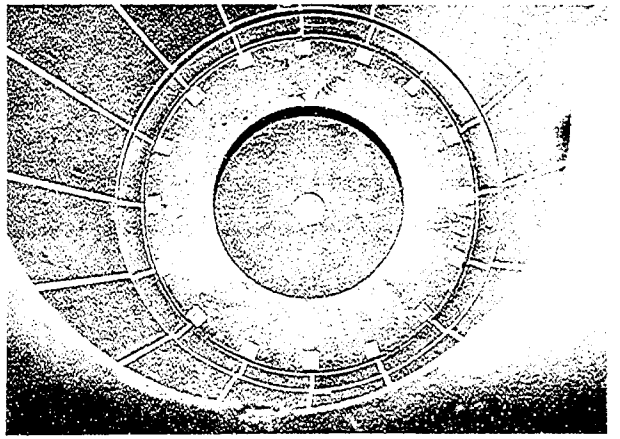




(i) 最大荷重を超えた点（＋４δy）　　(ii) 実験終了時付近（＋７δy）

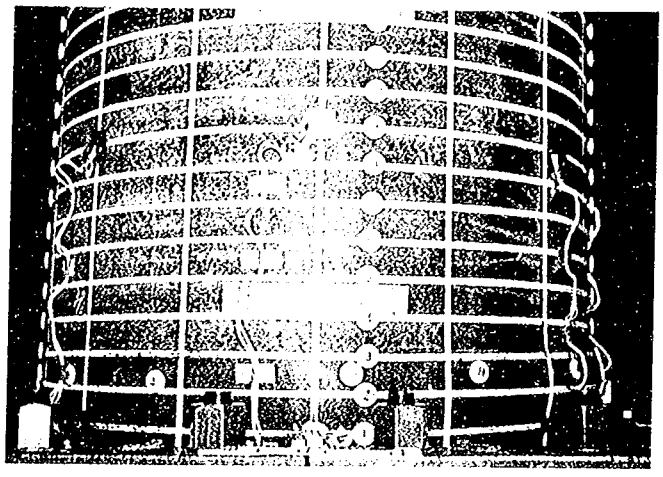
写真-3.2.1(7)　変形の状況（No. 29）

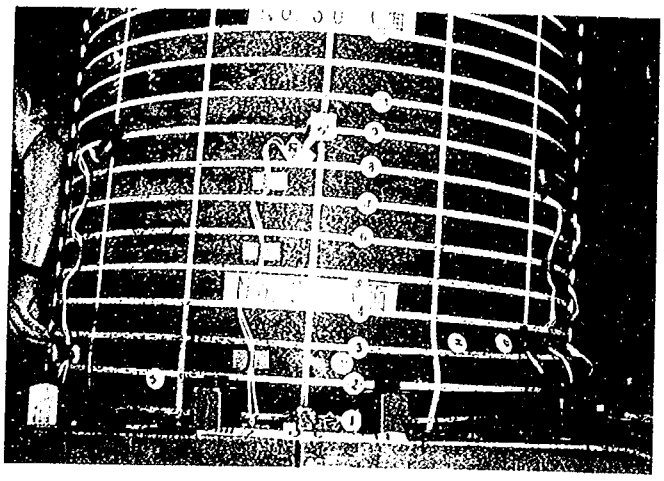


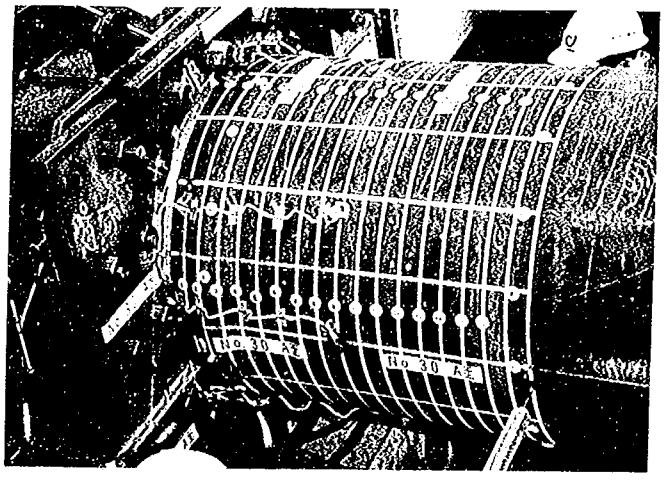


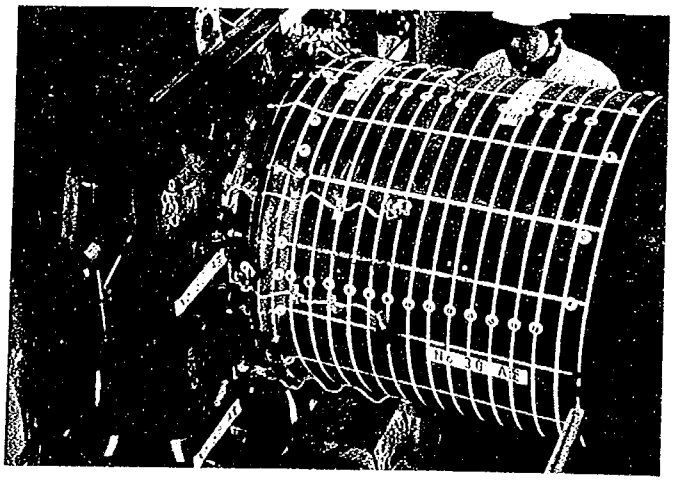
(iii) 実験終了時（内面）

写真-3.2.1(7)　変形の状況（No.29）



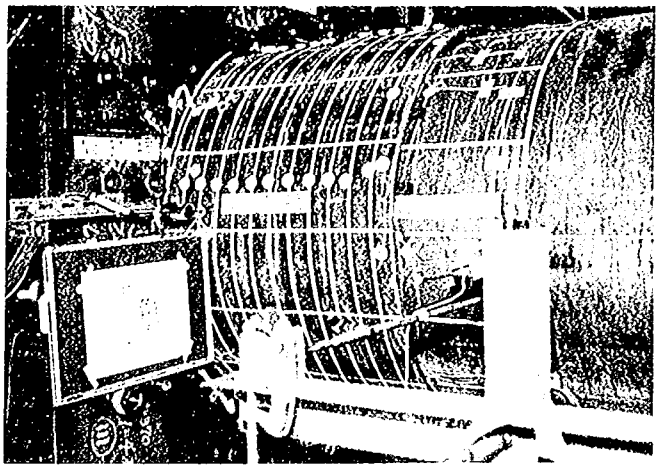


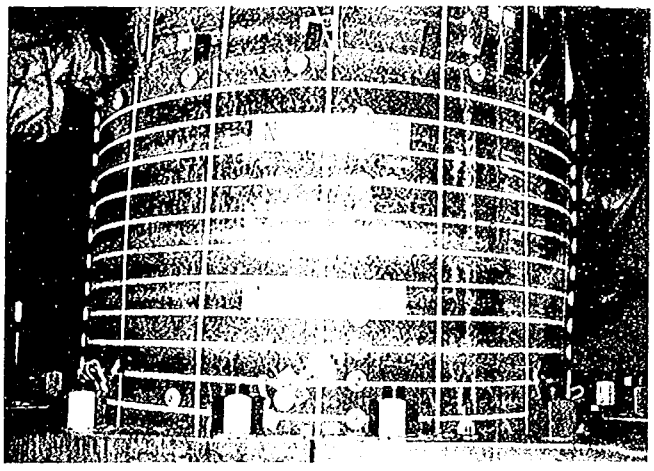


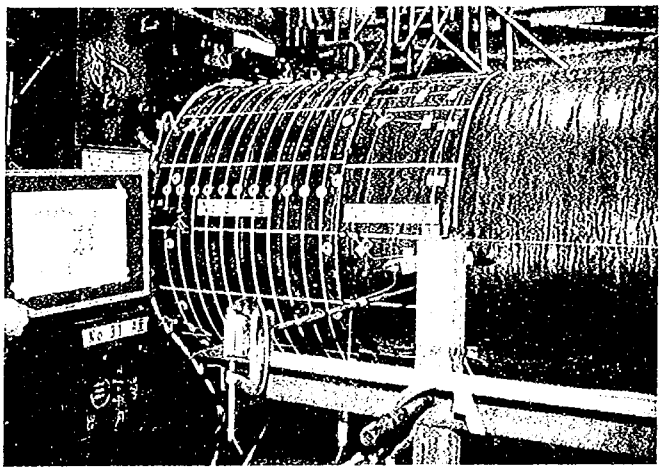


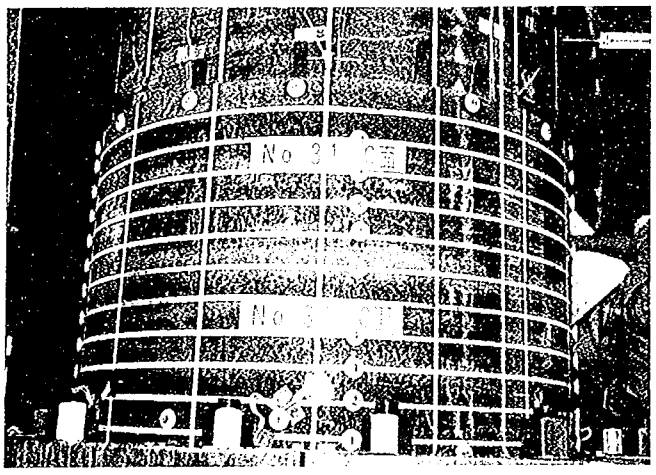
(i) 最大荷重を超えた点（＋8 δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋17 δ_y）

写真-3.2.1(8)　変形の状況（No. 30）



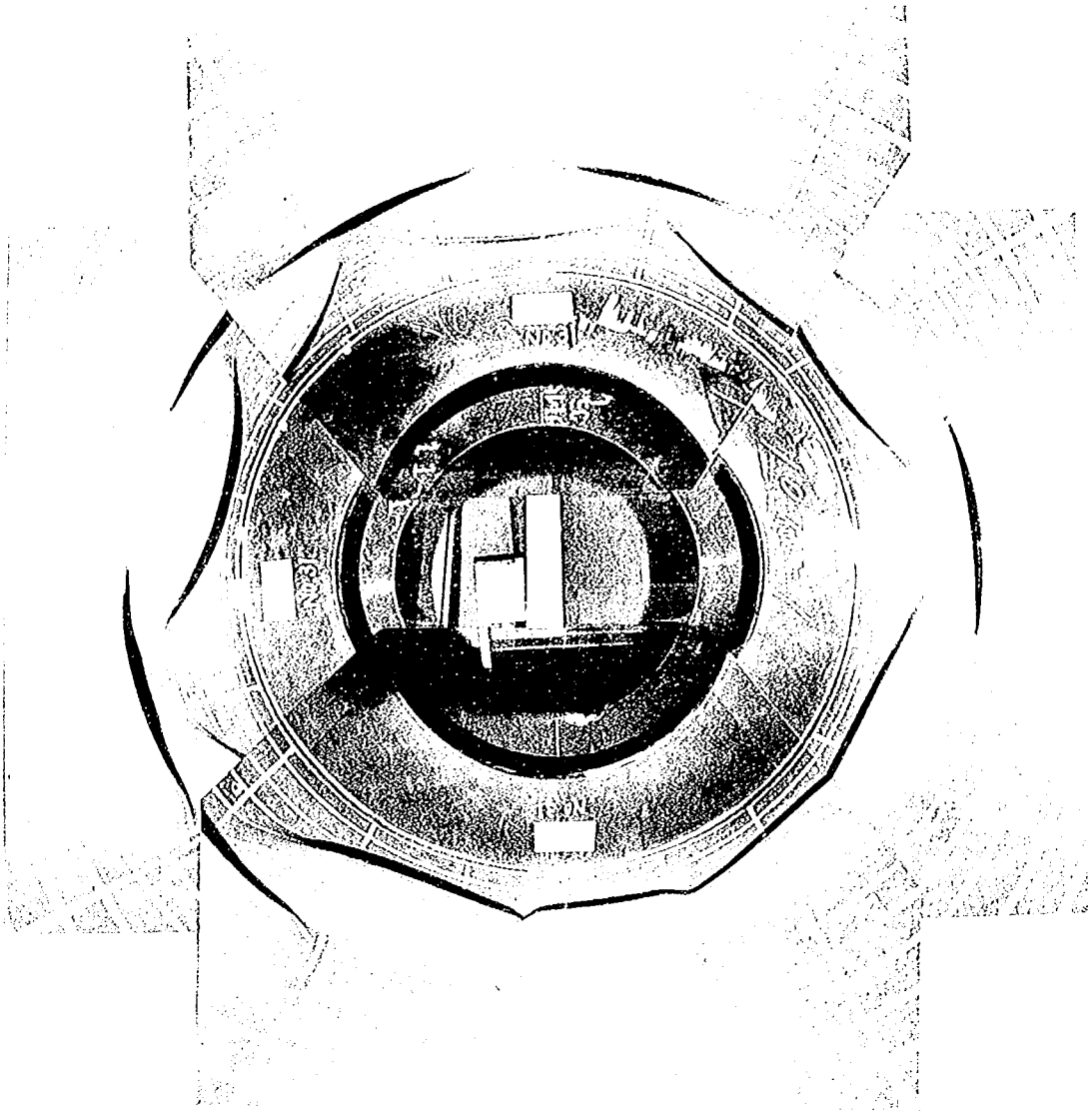






(i) 最大荷重を超えた点（＋５ δ_y）　　(ii) 実験終了時付近（＋10 δ_y）

写真-3.2.1(9)　変形の状況（No. 31）

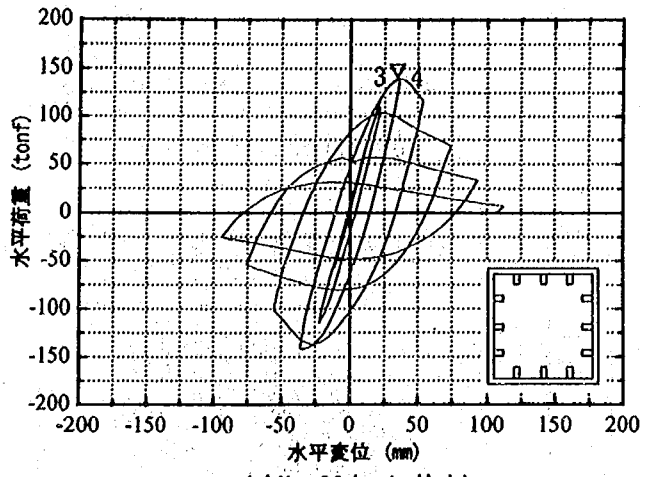


(iii) 実験終了時（内面）
写真-3.2.1(9)　変形の状況（No. 31）

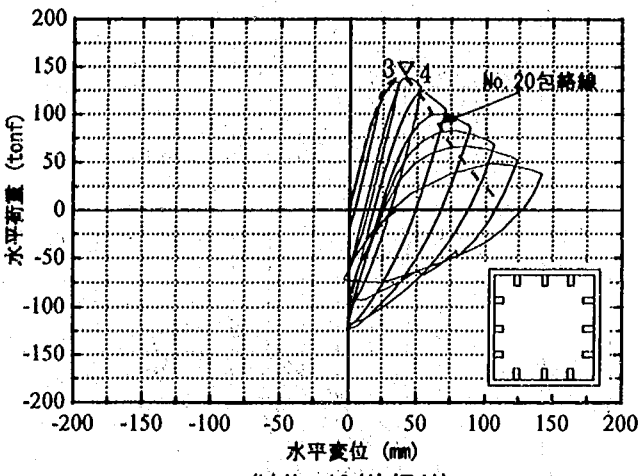
4．考　　察

表-4.1.1　耐力比較(基本断面)

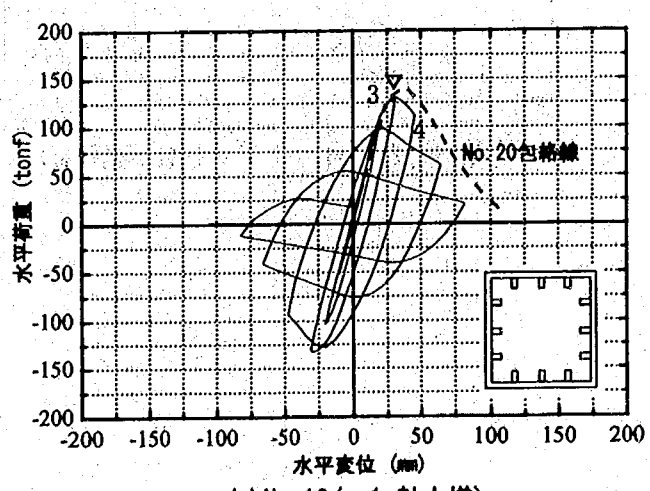
	最大耐力付近(▽の手前) (tonf)	最大耐力を超えた位置(▽を超えた位置) (tonf)
No.20(n=1,基本)	137　(3δy)	117　(4δy)
No.19(片振り)	134　(3δy)	128　(4δy)
No.18(n=1,軸力増)	128　(3δy)	112　(4δy)



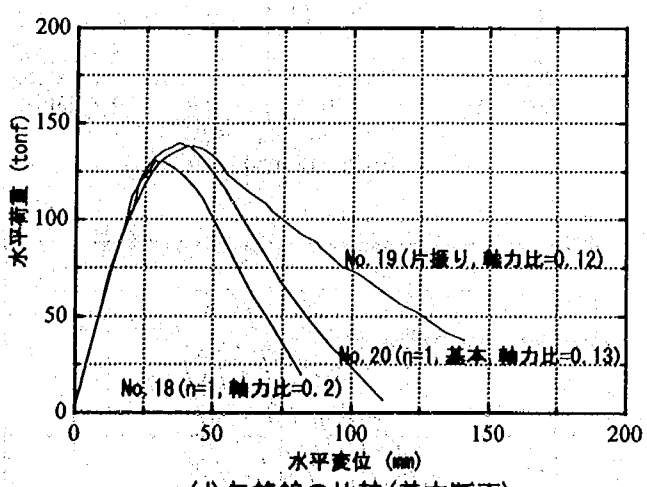
(a)No.20(n=1,基本)



(b)No.19(片振り)

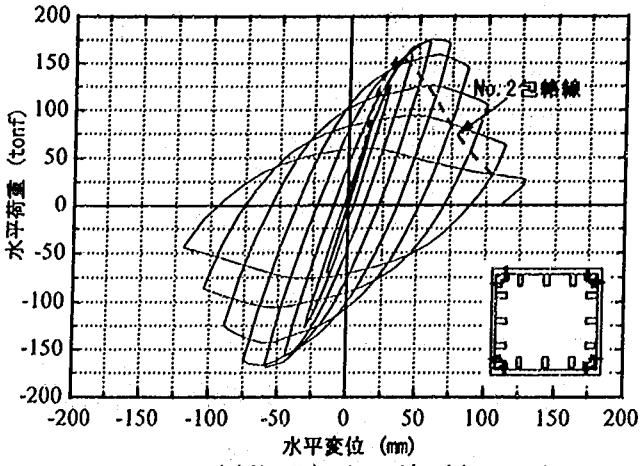


(c)No.18(n=1,軸力増)

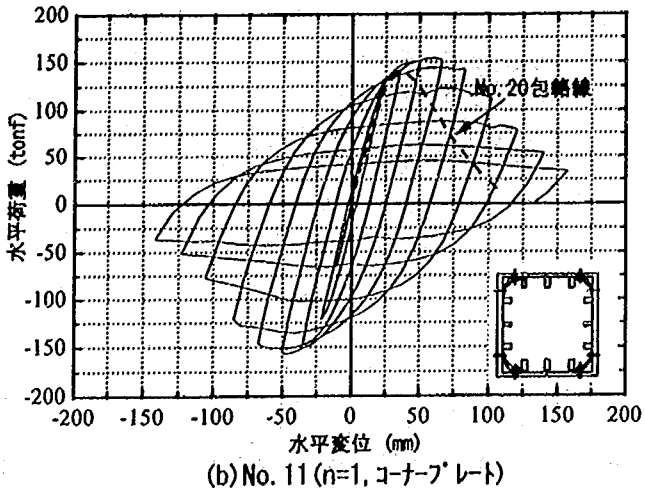


(d)包絡線の比較(基本断面)

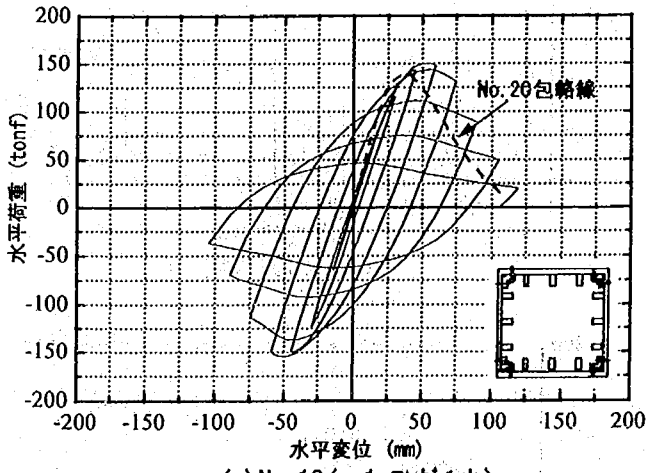
図-4.1.1　載荷条件の影響(基本断面)



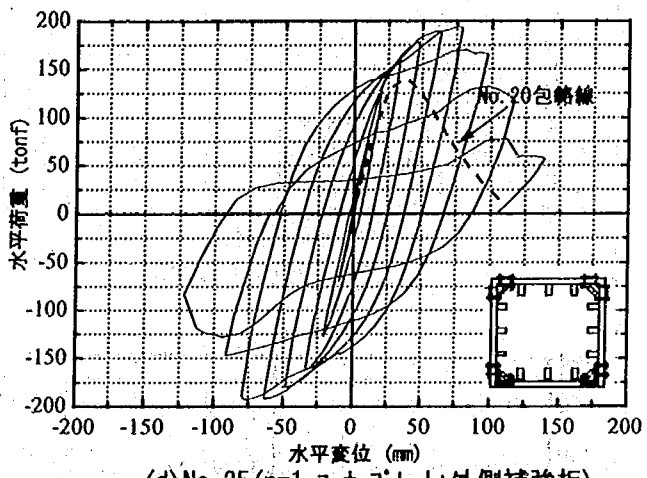
(a) No. 5 (n=1, ｱﾝｸﾞﾙ大)



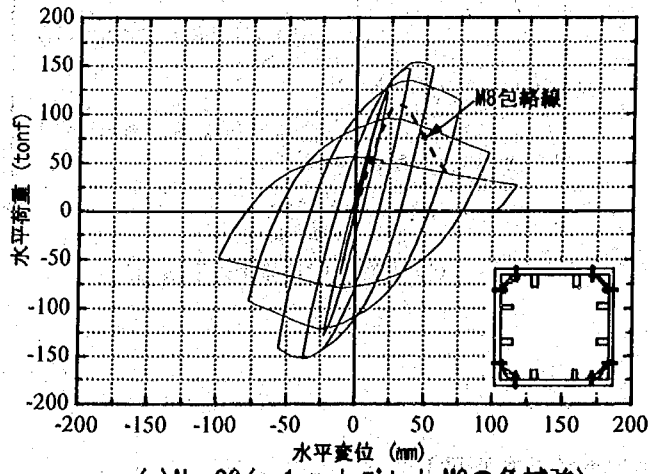
(b) No. 11 (n=1, ｺｰﾅｰﾌﾟﾚｰﾄ)



(c) No. 12 (n=1, ｱﾝｸﾞﾙ小)

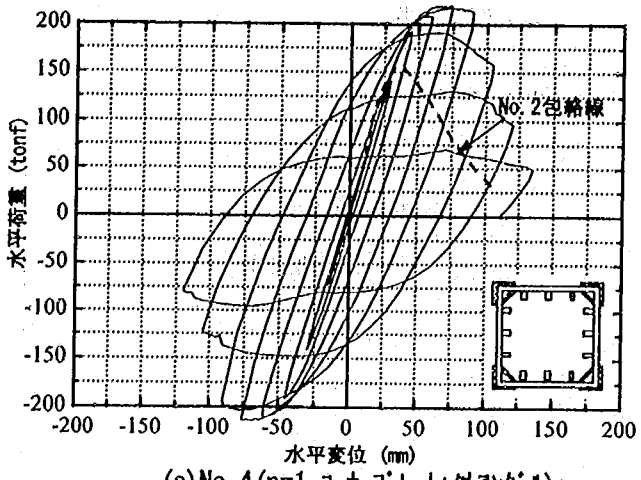


(d) No. 25 (n=1, ｺｰﾅｰﾌﾟﾚｰﾄ+外側補強板)

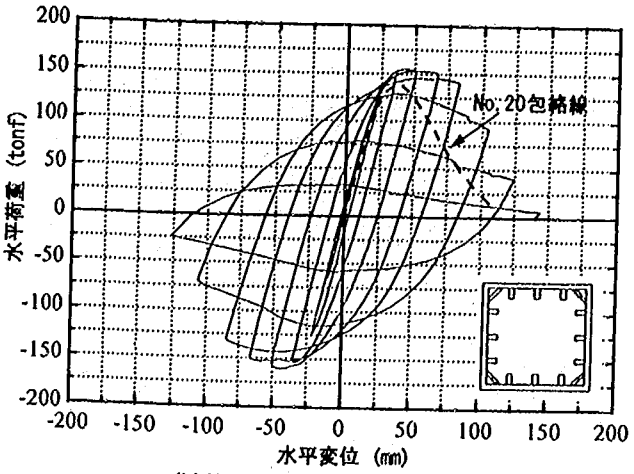


(e) No. 28 (n=1, ｺｰﾅｰﾌﾟﾚｰﾄ, M8の角補強)

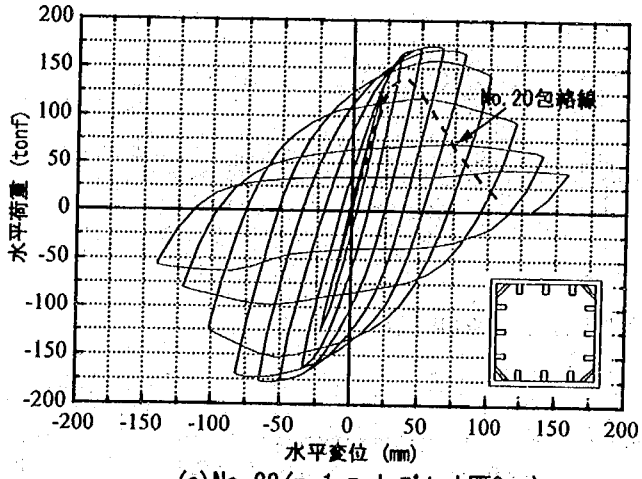
図-4.2.1　ヒステリシスループ(角ボルト補強断面)



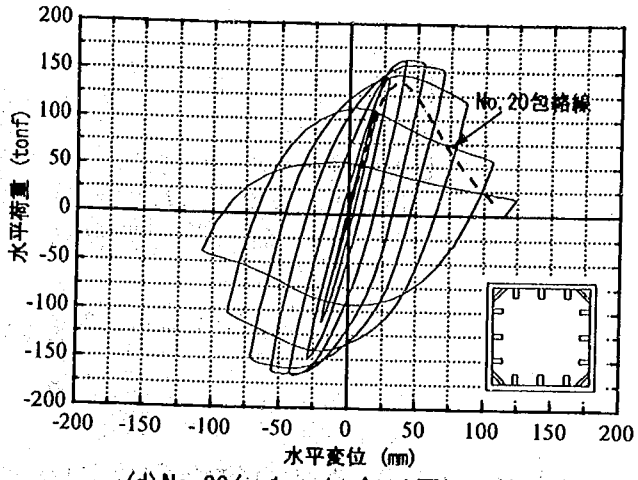
(a) No. 4 (n=1, コーナープレート+ダトアングル)



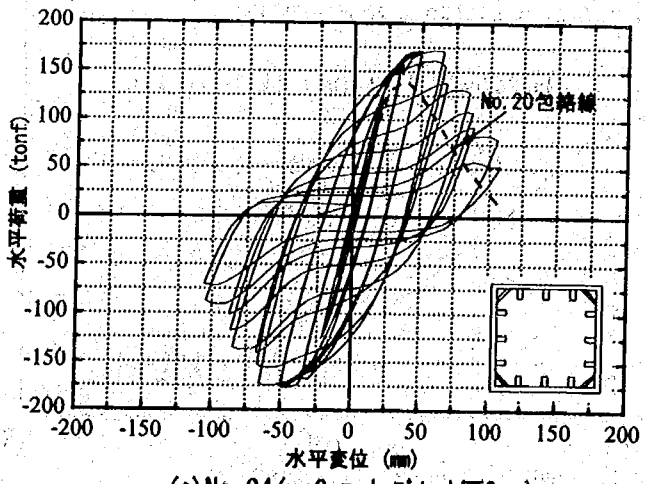
(b) No. 10 (n=1, コーナープレート厚6mm)



(c) No. 22 (n=1, コーナープレート厚9mm)



(d) No. 23 (n=1, コーナープレート厚9mm, 軸力増)



(e) No. 24 (n=3, コーナープレート厚9mm)

図-4.2.2　ヒステリシスループ(角溶接補強断面)

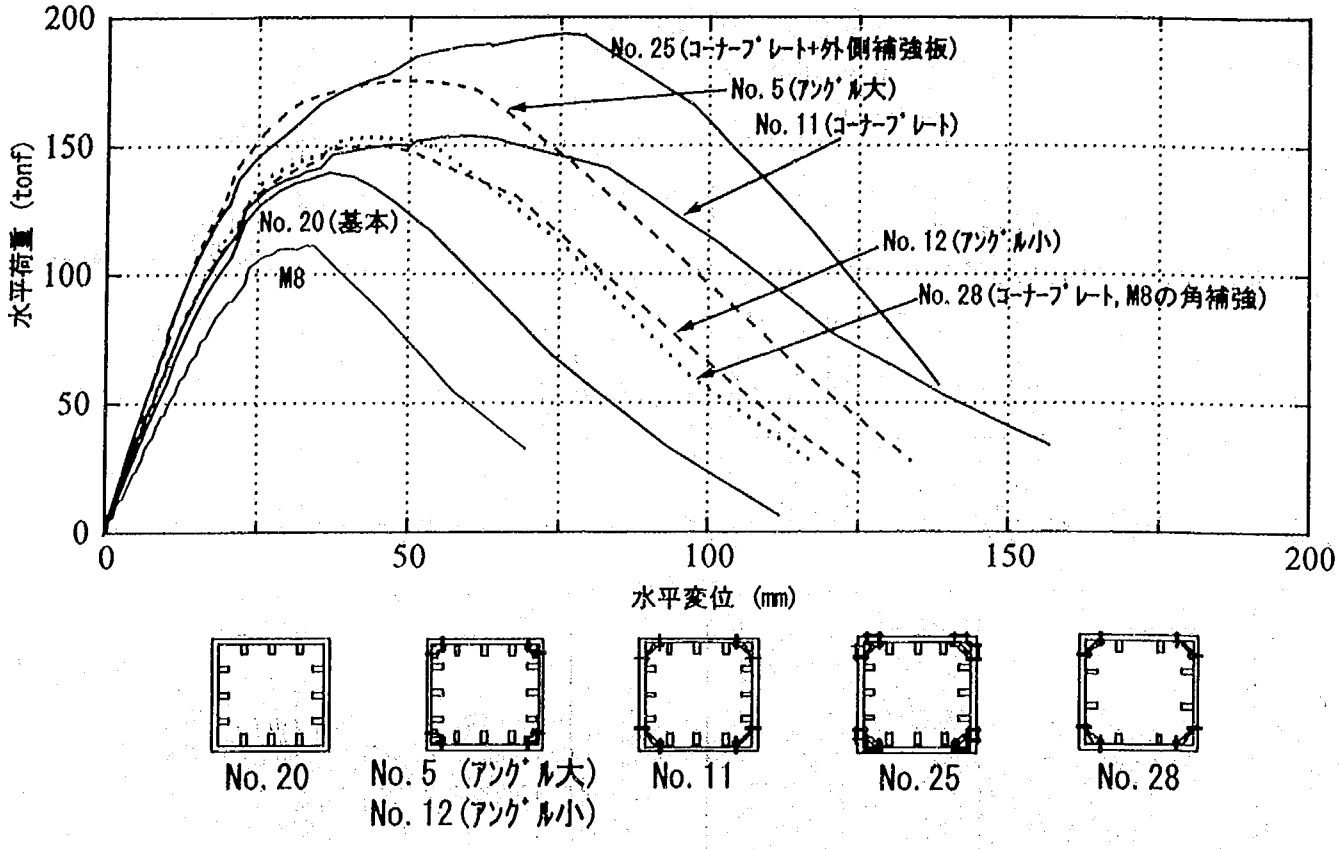


図-4.2.3　包絡線比較(角ボルト補強断面)

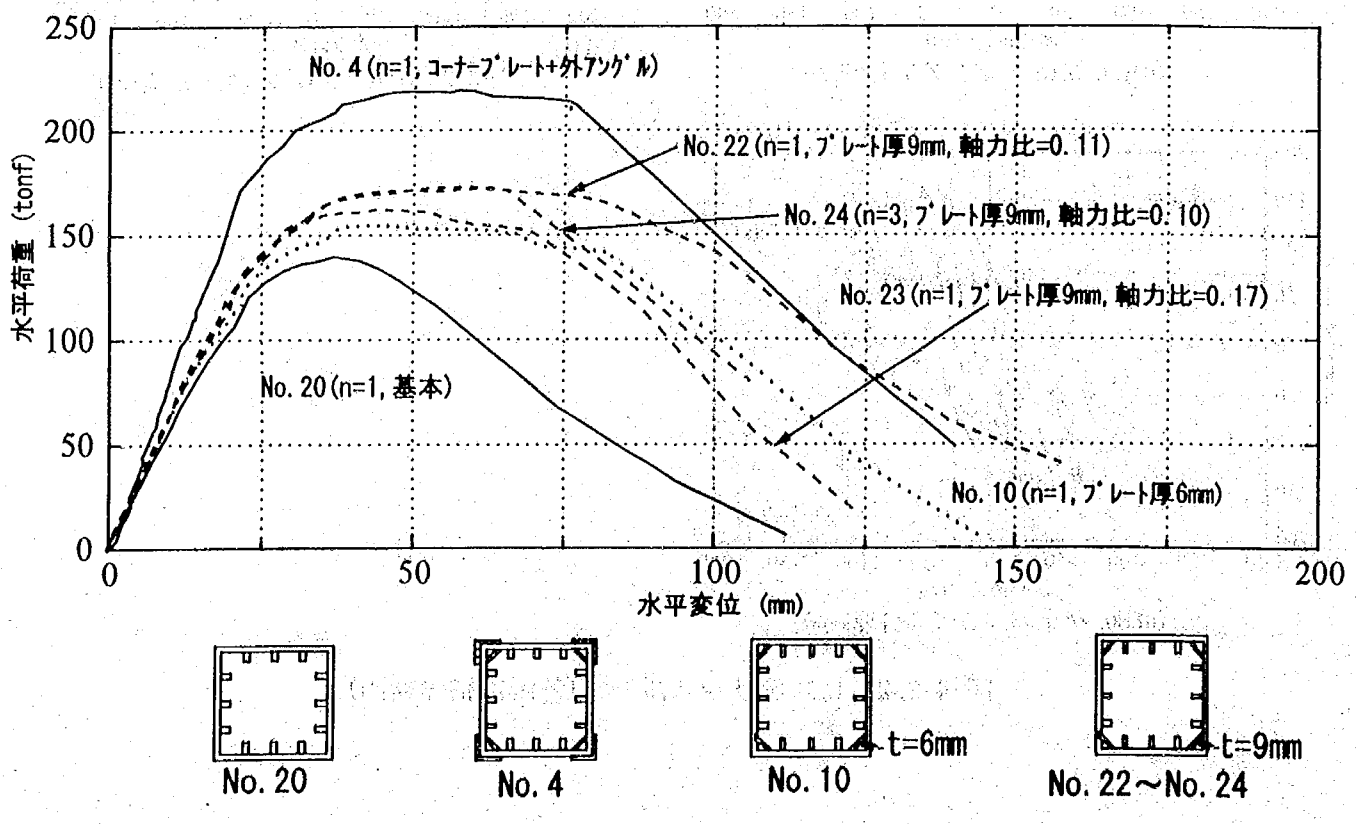
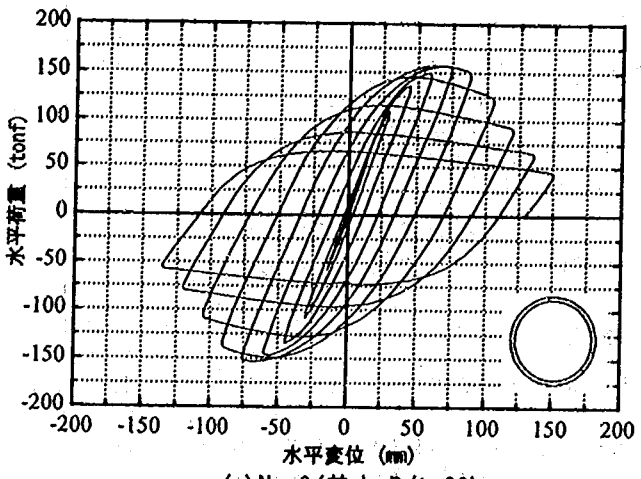
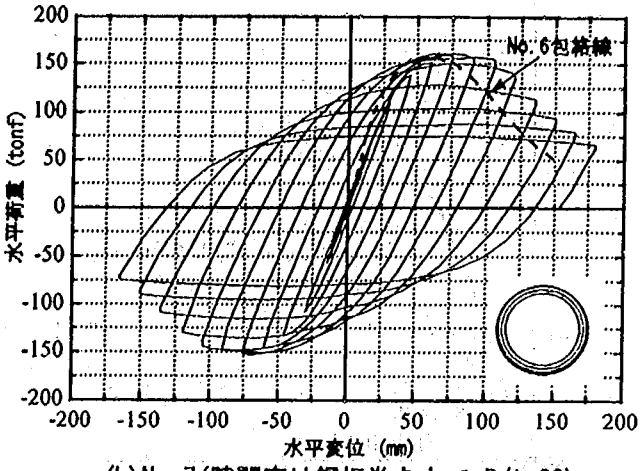


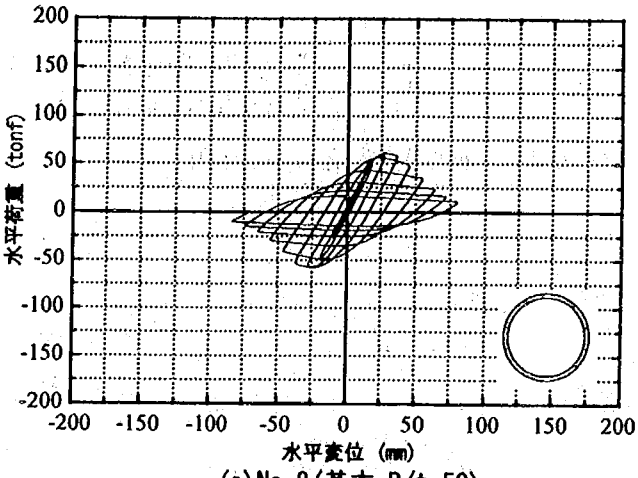
図-4.2.4　包絡線比較(角溶接補強断面)



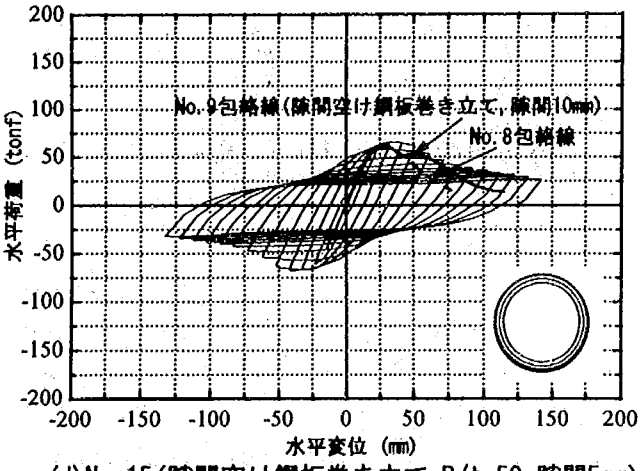
(a) No. 6 (基本, R/t=28)



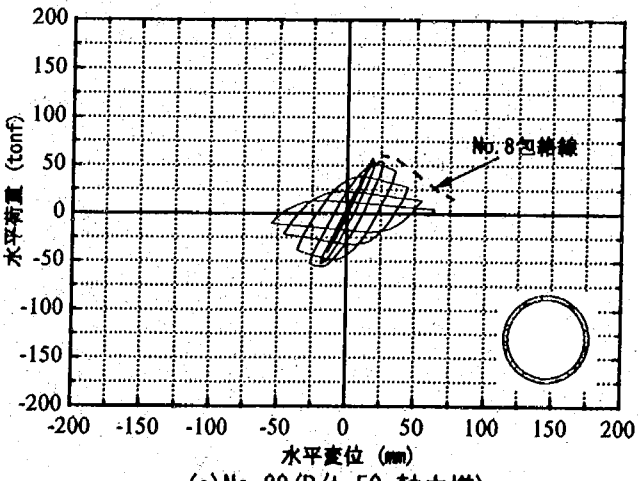
(b) No. 7 (隙間空け鋼板巻き立て, R/t=28)



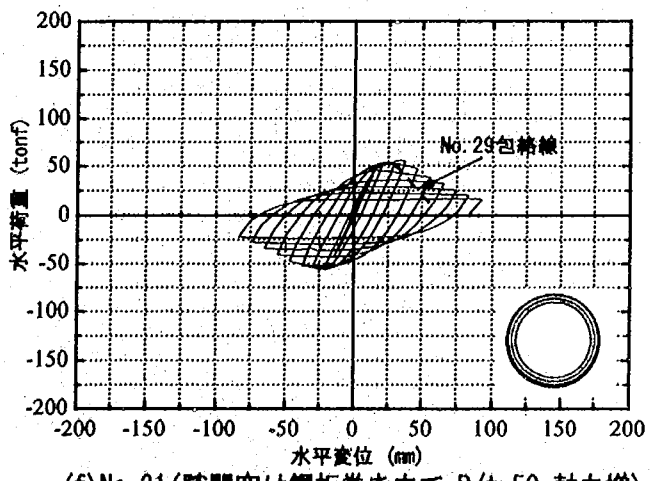
(c) No. 8 (基本, R/t=50)



(d) No. 15 (隙間空け鋼板巻き立て, R/t=50, 隙間5mm)



(e) No. 29 (R/t=50, 軸力増)



(f) No. 31 (隙間空け鋼板巻き立て, R/t=50, 軸力増)

図-4.3.1　ヒステリシスループ (円形断面)

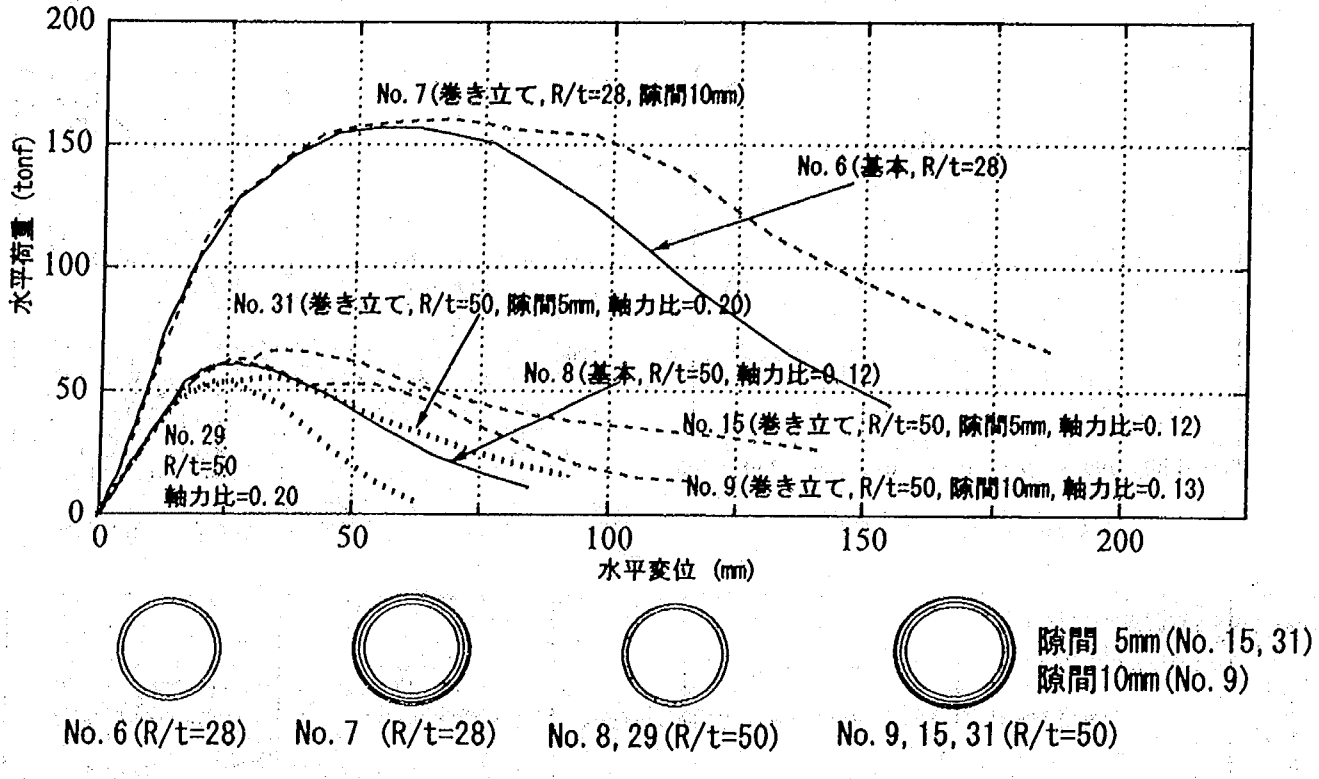


図-4.3.2 包絡線比較(円形断面)

参考資料

1．実験データ

1．1 包絡線のデジタルデータ

表-参考-1.1.1 包絡線データ（矩形断面供試体）

No.2		No.3		No.4		No.5		No.10		No.11	
水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.3	0.0
0.0	-0.1	2.0	0.8	0.4	0.4	0.3	0.2	5.6	0.6	5.2	0.5
0.0	-0.2	6.9	1.6	3.7	1.3	6.9	0.9	10.7	1.4	9.6	1.4
0.2	-0.1	12.0	2.4	8.2	1.7	12.9	1.8	15.4	2.2	14.2	2.1
0.2	-0.1	17.1	3.0	12.2	2.2	19.5	2.2	19.5	2.8	18.7	2.9
0.2	0.0	20.7	4.0	16.1	3.1	21.6	2.6	24.0	3.6	22.4	3.4
0.2	0.0	26.1	4.4	21.0	3.7	27.9	3.7	28.6	4.3	25.2	3.8
2.7	0.6	30.9	5.2	25.3	3.3	34.0	4.5	31.1	4.7	28.9	4.4
5.1	1.0	35.5	6.1	30.8	4.1	40.1	5.0	35.8	5.6	31.8	4.7
7.6	1.3	40.4	6.5	35.3	4.8	45.2	6.3	39.5	6.1	35.8	5.2
9.8	1.9	44.0	7.3	40.8	5.5	51.5	6.7	43.4	6.8	38.9	5.9
11.9	2.0	48.3	8.0	44.5	5.4	56.3	7.7	46.8	7.3	41.9	6.3
13.3	2.5	51.4	8.0	49.0	6.2	61.9	8.5	51.5	8.2	45.6	6.9
15.8	2.9	54.7	8.7	53.9	6.8	67.3	9.3	54.2	8.5	49.6	7.8
18.0	3.3	58.5	9.1	58.8	7.8	72.1	10.3	58.3	9.2	52.1	8.1
20.5	3.5	62.4	9.9	63.2	7.9	83.2	11.3	62.0	9.8	56.0	8.5
21.1	3.8	66.7	10.4	68.1	8.6	95.4	13.4	64.3	10.4	58.6	9.1
22.7	4.3	69.8	11.3	72.6	9.2	108.1	15.4	67.8	10.7	62.0	9.9
24.8	4.7	80.8	12.0	77.1	9.6	118.8	17.5	78.0	12.4	64.7	10.2
27.4	5.2	87.2	13.2	78.9	9.9	126.6	19.5	88.4	14.6	71.0	11.2
29.7	5.5	93.1	14.4	83.4	10.3	141.1	21.5	93.9	15.8	77.0	12.2
31.7	6.0	99.4	15.6	88.5	10.8	147.2	23.5	99.5	17.3	82.8	13.4
34.2	6.4	104.6	15.6	93.2	11.3	153.5	25.5	104.7	18.6	87.3	14.4
35.0	6.4	110.4	16.9	96.7	11.7	164.7	30.5	109.3	19.7	91.8	15.3
36.5	6.9	115.8	18.2	101.0	12.8	168.3	33.5	113.4	20.8	96.4	16.3
38.7	7.3	121.2	19.2	105.7	13.5	170.5	36.9	116.6	21.8	101.0	17.6
41.4	7.7	126.0	20.0	109.8	13.8	172.1	40.3	123.8	22.0	105.1	18.5
42.8	7.8	138.3	21.4	109.8	14.2	173.8	42.6	131.3	24.5	109.2	19.7
43.8	8.1	144.9	22.4	114.2	14.3	175.1	47.0	135.6	26.4	110.9	20.1
45.3	8.3	150.8	24.3	118.7	15.1	175.1	51.0	140.7	29.1	114.1	21.3
46.7	8.8	155.7	25.7	122.4	15.6	174.4	55.2	141.4	29.7	114.3	21.5
48.7	8.8	160.3	27.0	125.5	16.1	172.6	59.6	143.6	31.0	125.4	23.0
49.6	9.1	164.4	28.7	129.9	16.8	171.1	61.4	145.8	32.9	130.1	25.3
51.2	9.6	181.2	34.5	133.6	17.4	144.7	76.4	145.7	33.7	133.1	26.8
53.0	9.7	184.6	36.8	137.5	18.1	105.1	96.0	146.6	34.9	136.6	29.5
54.5	10.1	188.4	39.1	141.0	18.5	62.9	115.3	153.5	37.9	138.3	31.6
56.7	10.6	195.1	46.2	171.0	21.6	27.2	133.9	154.0	39.5	139.9	32.7
57.3	10.4	196.6	50.1	176.1	22.9			154.7	43.3	141.2	35.4
57.1	10.4	197.4	54.4	181.4	24.4			154.1	43.7	146.7	37.4
58.8	10.8	196.8	58.6	186.5	25.7			155.0	44.9	147.7	40.1
58.6	10.8	194.5	62.5	190.7	27.6			153.4	46.8	149.4	43.5
60.8	11.3	177.7	78.8	192.6	28.4			154.7	48.5	150.1	46.2
65.3	11.8	133.7	99.7	199.9	30.4			152.9	49.1	150.4	47.8
75.8	12.2	79.8	120.1	203.2	32.8			152.6	50.4	150.1	48.8
86.0	14.2	46.5	140.7	205.8	35.1			152.9	51.6	150.3	49.6
86.6	14.4			208.3	36.8			152.8	53.8	149.1	49.8
101.6	16.4			212.5	38.1			152.3	60.4	151.7	51.2
114.5	18.8			213.8	40.2			151.7	64.6	153.2	55.7
126.6	21.5			215.2	42.1			150.6	65.3	153.4	57.5
135.6	24.0			216.9	44.1			151.1	66.0	153.5	60.3
142.5	26.7			218.1	46.2			150.6	66.9	152.9	63.2
155.6	32.3			218.4	47.9			144.5	70.9	152.2	65.2
156.2	37.5			218.6	49.3			144.1	72.9	151.3	66.1
150.9	42.4			218.4	51.5			143.2	77.2	141.2	83.1
121.0	58.1			218.6	53.8			141.8	80.8	111.6	101.9
79.2	76.1			218.2	55.7			140.9	82.7	77.1	120.6
50.2	92.0			219.1	57.5			139.5	82.9	52.5	139.7
24.6	109.1			218.6	59.9			91.9	104.5	33.6	157.0
				216.2	62.9			40.7	124.5		
				215.7	67.0			6.1	143.9		
				215.3	71.1						
				214.1	76.3						
				212.5	76.7						
				156.9	97.5						
				96.9	119.4						
				49.0	140.0						

表-参考-1.1.1　包絡線データ（矩形断面供試体）

No. 12		No. 13		No. 14		No. 17		No. 18		No. 19	
水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)
3.3	0.0	0.7	-0.1	0.9	-0.3	-0.1	-0.1	0.6	-0.1	-0.4	-0.2
9.0	1.1	1.8	0.1	0.7	-0.4	0.6	-0.1	0.7	-0.1	-0.4	-0.2
13.5	1.8	5.2	0.6	7.4	0.8	6.2	0.6	7.7	0.7	5.6	0.5
18.4	2.6	8.4	1.2	12.6	1.7	10.8	1.4	12.4	1.7	9.8	1.3
23.8	3.4	13.2	2.0	18.3	2.7	16.0	2.2	16.6	2.4	14.9	2.2
29.5	4.1	13.3	2.1	23.8	3.4	21.6	3.0	21.3	3.3	20.1	3.1
34.6	5.0	17.8	2.8	29.1	4.5	26.9	3.9	26.9	4.3	25.1	4.1
38.9	5.7	20.3	3.0	33.1	4.8	31.1	4.6	31.1	5.1	30.0	4.9
44.6	6.7	25.9	4.0	38.6	5.8	36.8	5.5	35.1	5.9	35.2	5.8
49.0	7.5	25.8	4.1	42.5	6.5	40.8	6.0	39.3	6.6	40.1	6.7
53.3	8.2	29.6	4.7	44.7	6.9	46.0	6.8	43.0	7.2	44.7	7.5
57.6	9.0	34.6	5.5	49.6	7.5	50.4	7.5	47.8	8.2	49.3	8.4
62.3	9.8	39.1	6.2	53.7	8.3	55.5	8.4	51.3	8.9	53.0	9.0
64.8	10.1	41.4	6.5	55.3	8.6	60.5	9.1	53.4	9.3	57.7	10.0
75.6	12.0	45.4	7.2	57.1	8.7	63.9	9.7	64.2	10.8	59.3	10.4
82.3	13.0	48.7	7.7	59.9	9.1	70.0	10.5	71.6	12.1	59.5	10.5
88.8	14.4	52.0	8.3	71.1	10.9	83.3	12.9	78.8	13.8	62.1	11.1
93.7	15.5	54.3	8.5	76.9	12.1	94.8	15.2	86.1	15.5	70.5	12.6
99.9	16.9	54.2	8.5	82.7	13.1	102.3	16.9	92.3	17.1	78.8	14.3
104.5	18.2	56.8	8.9	88.6	14.4	108.9	18.7	112.3	20.3	85.8	15.8
109.2	19.5	59.8	9.5	94.4	15.8	124.8	21.8	117.3	22.1	93.5	17.4
112.8	20.6	62.9	10.1	98.5	16.8	132.5	24.2	121.3	23.9	100.0	19.2
115.5	21.5	63.5	10.2	102.3	17.7	139.0	27.0	124.2	25.8	106.5	21.1
114.4	21.3	63.6	10.3	103.8	18.3	144.5	30.0	130.3	28.4	109.6	22.1
124.2	22.4	69.6	11.0	118.5	20.6	147.6	33.0	130.0	31.5	117.4	24.5
130.0	24.6	75.9	12.1	124.1	22.2	153.1	36.6	127.0	35.3	124.7	27.4
134.7	26.8	81.6	13.3	128.7	24.0	155.0	39.9	122.3	39.0	129.7	30.2
138.7	29.3	86.0	14.2	131.0	25.2	156.5	43.3	116.7	42.7	133.3	33.2
141.5	31.9	91.9	15.5	134.1	27.0	157.2	46.6	111.5	45.7	137.5	39.1
143.2	34.0	96.5	16.6	136.1	28.7	157.1	49.5	60.9	64.3	138.1	42.2
143.2	34.8	100.2	17.4	135.8	28.9	155.6	51.0	19.7	82.2	136.5	45.9
148.3	36.5	104.1	18.3	143.2	31.9	155.3	52.5			133.1	49.4
149.4	39.2	108.5	19.5	144.5	33.7	152.0	57.4			128.4	52.5
149.8	41.6	111.3	20.3	145.8	35.6	147.3	62.5			123.7	54.7
149.8	44.5	114.1	21.2	147.2	37.9	142.0	67.1			118.2	59.4
149.5	46.7	114.8	21.4	147.3	40.5	139.0	68.5			112.7	64.2
148.9	48.2	114.6	21.4	148.2	41.9	78.5	89.8			108.4	68.2
147.7	50.3	126.1	22.7	150.4	43.7	41.1	109.7			103.8	71.0
130.0	67.8	130.6	24.6	152.0	47.2	18.0	127.9			92.4	81.4
88.7	88.3	133.2	25.8	153.2	50.9					88.3	87.0
49.6	108.2	137.1	28.0	154.1	53.8					85.3	88.7
19.5	126.5	139.3	29.5	153.4	55.8					76.3	96.0
		141.8	31.9	154.0	61.7					72.2	101.7
		143.0	33.4	154.1	64.3					67.9	106.5
		142.7	34.7	153.4	68.9					56.2	117.7
		147.6	37.4	152.3	69.5					51.9	124.1
		149.1	39.7	140.1	84.6					41.6	134.4
		147.3	39.9	96.4	101.6					37.7	141.3
		150.1	42.3	46.9	121.0						
		151.0	45.1	23.1	136.7						
		151.1	46.5								
		151.4	48.1								
		151.1	49.0								
		151.3	52.3								
		151.4	56.3								
		150.4	58.8								
		148.3	62.0								
		146.6	64.3								
		144.3	66.3								
		108.9	85.3								
		53.9	106.7								
		5.2	127.7								

表-参考-1.1.1　包絡線データ（矩形断面供試体）

No. 20		No. 22		No. 23		No. 24		No. 25		No. 26	
水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)
-0.6	-0.2	0.0	-0.2	0.5	-0.2	-0.7	-0.4	-0.4	0.0	0.2	0.0
-0.6	-0.2	6.2	0.5	0.0	-0.3	-0.4	-0.3	0.2	0.0	0.2	-0.4
4.0	0.3	9.5	1.0	6.7	0.6	-0.4	-0.3	6.8	0.6	-0.2	-0.4
9.0	1.3	13.0	1.6	11.5	1.3	4.0	0.2	10.8	1.2	-0.3	-0.4
14.5	2.2	18.6	2.4	16.9	2.2	10.1	1.3	11.5	1.3	6.2	0.1
17.2	2.7	23.2	3.2	22.3	3.1	10.8	1.4	16.9	2.0	12.7	0.8
19.8	3.2	26.6	3.7	26.5	3.7	15.5	2.2	21.0	2.5	17.3	1.4
24.7	4.0	31.2	4.4	31.7	4.6	18.5	2.6	25.2	3.0	22.5	2.1
27.7	4.5	35.2	5.0	37.3	5.6	21.9	3.2	30.5	3.7	28.0	2.7
30.0	5.0	38.3	5.5	40.1	6.2	24.9	3.7	34.9	4.4	34.9	3.6
33.2	5.5	41.6	6.0	45.7	7.2	28.3	4.3	38.6	4.9	40.4	4.2
36.4	6.1	45.9	6.7	49.7	7.9	31.8	4.6	43.1	5.5	46.2	5.0
39.2	6.6	50.7	7.6	53.4	8.5	35.1	5.1	47.3	6.2	50.9	5.6
42.2	7.1	53.8	8.1	56.9	9.0	35.5	5.2	47.8	6.3	57.4	6.7
44.7	7.6	59.7	9.1	57.8	9.3	39.2	5.8	52.2	6.9	57.9	6.8
46.5	7.9	63.2	9.7	67.3	10.4	43.1	6.5	55.2	7.4	61.6	7.4
50.2	8.7	64.9	10.1	75.3	11.9	47.5	7.2	57.5	7.7	64.2	7.8
52.5	9.1	76.3	11.4	83.7	13.6	52.4	8.1	60.8	8.2	68.2	8.5
55.6	9.7	84.0	12.9	91.5	15.2	52.5	8.1	63.6	8.6	71.6	9.1
57.1	10.0	91.1	14.1	98.6	16.7	54.5	8.4	67.0	9.1	75.5	9.7
59.2	10.4	98.1	15.5	119.8	19.6	57.7	9.0	69.7	9.6	78.1	10.2
67.0	11.5	104.7	17.1	127.0	21.5	60.2	9.5	70.9	9.8	78.9	10.3
75.2	13.2	111.2	18.4	132.2	23.0	61.1	9.7	73.1	10.1	88.8	11.9
83.3	14.9	117.1	19.9	136.8	24.7	62.9	10.0	76.6	10.2	99.6	13.7
89.7	16.3	132.4	22.2	140.8	26.3	64.7	10.0	83.6	11.3	108.2	15.3
96.9	18.0	140.5	24.8	152.8	29.0	64.7	10.0	91.9	12.7	115.9	16.7
102.4	19.6	147.2	27.5	156.8	32.2	64.8	10.0	101.0	14.4	121.2	17.8
106.2	20.8	152.0	29.9	159.3	35.3	74.4	11.5	109.3	16.1	128.3	19.7
120.6	23.0	164.0	35.1	160.4	38.2	81.8	12.9	115.5	17.5	132.3	20.8
127.0	25.4	166.4	37.7	160.5	41.3	87.6	14.0	120.4	18.5	141.1	22.3
132.6	28.7	168.0	40.2	161.8	43.6	94.3	15.4	126.0	20.1	148.9	24.7
135.8	31.6	169.3	43.4	161.5	46.6	101.1	16.9	126.3	20.4	156.4	27.7
137.3	34.1	169.9	46.6	160.9	50.3	107.7	18.4	136.5	21.8	161.7	30.5
139.5	37.0	171.7	50.7	160.5	52.7	113.3	19.9	143.6	24.2	169.7	36.7
137.8	41.0	172.4	54.7	157.6	55.3	123.8	20.9	149.2	26.8	172.5	39.5
133.7	44.2	172.6	59.1	155.0	59.8	124.1	21.0	154.6	29.7	174.7	42.5
127.7	47.8	172.3	62.8	154.0	64.4	124.3	21.2	166.2	35.4	176.4	45.8
121.3	51.2	171.0	65.4	152.5	68.1	130.1	22.3	169.6	38.0	179.6	49.5
116.6	53.7	169.3	71.7	150.4	70.2	139.1	24.9	172.9	40.7	183.5	54.0
67.9	74.1	168.3	77.0	116.9	87.1	144.4	26.8	175.7	43.8	185.7	58.4
33.1	93.3	165.0	82.1	56.7	106.4	150.6	29.5	177.5	46.3	186.6	62.4
6.4	111.9	141.4	100.3	16.7	123.9	154.9	32.2	184.8	51.2	188.9	67.1
		94.1	120.5			162.4	34.5	187.0	55.3	191.3	71.7
		60.0	139.6			166.9	37.4	188.7	59.2	192.5	76.3
		40.8	157.6			169.0	40.3	189.5	63.1	191.3	79.1
						170.3	43.5	188.9	63.5	190.5	85.9
						170.9	46.2	190.9	67.8	191.1	90.4
						170.9	49.0	192.6	71.8	190.8	94.9
						171.0	49.2	193.5	75.6	177.1	112.7
						170.9	54.2	192.9	79.0	158.7	130.2
						171.8	58.0	165.7	97.4	139.2	148.3
						171.9	61.5	117.7	116.8	76.5	169.8
						171.2	65.2	57.1	138.6	33.6	189.9
						170.1	65.6				
						128.0	85.4				
						80.0	105.9				

表-参考-1.1.1　包絡線データ（矩形断面供試体）

No. 27		No. 28	
水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)
0.6	-0.2	0.5	0.0
0.8	-0.3	0.5	0.0
10.1	0.4	5.6	0.6
16.7	1.1	10.1	1.2
22.8	1.7	15.1	2.0
29.7	2.4	19.2	2.7
36.2	3.0	21.2	3.1
41.9	3.6	26.3	3.9
47.2	4.1	30.6	4.7
53.8	4.8	36.3	5.6
59.6	5.5	40.1	6.2
64.9	6.0	43.7	6.9
68.6	6.5	47.6	7.5
72.8	7.1	50.6	8.1
77.4	7.7	53.7	8.6
80.8	8.2	54.7	8.7
83.4	8.5	57.6	9.2
86.5	8.9	60.4	9.8
96.9	10.3	63.6	10.4
108.6	11.8	65.4	10.7
118.6	13.2	73.8	11.7
129.0	14.7	80.9	13.0
138.6	16.0	88.8	14.6
148.1	17.5	95.9	15.9
148.7	17.9	103.7	17.6
161.8	19.8	111.0	19.2
171.0	21.5	116.7	20.7
179.6	23.7	121.3	22.0
184.8	25.6	133.7	24.8
187.0	26.7	138.3	27.3
189.8	28.7	142.2	30.2
195.5	31.3	145.1	33.2
201.2	34.9	146.9	35.8
203.8	38.1	152.7	39.2
206.8	43.0	153.3	43.8
210.8	47.2	152.7	48.2
213.0	51.6	150.9	52.3
213.0	55.8	148.2	55.1
209.7	63.9	112.0	75.4
209.9	67.4	60.2	97.2
209.2	70.6	26.9	117.3
201.6	87.4		
191.1	103.3		
173.5	119.9		
153.1	136.6		
130.6	153.7		
105.9	171.3		
74.3	185.8		

表-参考-1.1.2　包絡線データ（円形断面供試体）

No.6		No.7		No.8		No.9		No.15		No.16	
水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)
0.0	-0.1	0.3	0.4	0.0	0.0	0.2	0.0	-1.0	-0.5	0.6	-0.1
0.3	0.2	0.3	0.1	0.0	0.0	0.4	0.1	2.5	0.4	0.6	0.0
0.3	0.3	0.5	0.0	0.0	-0.1	0.2	0.2	5.6	1.6	1.2	0.2
0.3	0.2	0.5	0.4	0.2	0.0	3.5	1.2	9.3	2.7	0.0	-0.1
0.3	0.2	1.0	0.4	0.2	0.0	4.9	1.5	11.7	3.5	0.6	-0.2
5.7	1.1	5.9	1.3	1.6	0.7	5.5	1.6	14.5	4.4	1.2	0.0
10.8	1.9	10.2	2.2	2.9	1.1	6.1	2.1	17.2	5.2	0.9	-0.1
15.7	3.4	14.6	3.0	4.3	1.2	7.4	2.3	19.5	6.1	0.6	0.0
20.8	4.2	18.4	3.9	5.1	1.5	8.4	2.8	22.0	6.8	0.7	0.0
25.9	4.9	22.3	4.8	5.9	2.0	10.0	3.3	22.8	7.0	2.5	0.3
31.1	5.8	26.4	5.2	7.2	2.4	11.3	3.7	24.3	7.3	2.5	0.3
36.2	6.8	29.2	6.1	8.8	2.9	12.9	3.9	27.7	8.3	2.2	0.3
41.6	7.5	33.3	6.7	10.6	3.3	13.1	4.2	30.5	9.3	5.2	1.3
46.7	8.5	37.4	7.4	11.7	3.4	13.9	4.4	33.1	10.1	7.4	2.0
51.9	9.2	41.5	8.1	12.7	3.9	14.5	4.6	35.7	11.0	8.7	2.3
57.0	10.1	45.6	8.6	14.1	4.3	15.8	4.9	38.6	12.2	12.1	3.4
57.5	10.1	49.1	9.3	15.3	4.4	17.0	5.4	42.3	13.2	15.7	4.7
60.6	10.6	52.7	9.6	16.4	5.0	18.6	5.9	44.5	14.1	18.2	5.5
67.8	11.4	55.8	10.5	17.6	5.2	19.8	6.3	45.0	14.4	20.7	6.4
72.9	12.2	58.6	10.8	19.0	5.5	21.1	6.5	47.6	15.1	22.9	7.1
78.1	13.2	61.2	11.4	19.8	5.6	21.3	6.8	51.2	16.5	23.2	7.2
83.2	14.4	66.5	11.6	20.4	5.9	22.1	7.1	53.9	18.2	27.7	8.4
88.4	15.8	76.3	13.9	21.3	6.0	22.7	7.2	55.8	19.5	33.3	10.2
93.5	16.7	86.5	15.8	21.9	6.2	23.7	7.7	57.1	20.6	38.3	11.9
98.6	17.8	96.5	17.9	22.9	6.8	25.2	8.0	58.6	22.3	43.8	13.7
103.8	19.3	111.1	20.3	24.3	7.3	25.4	7.7	62.6	25.8	46.3	14.7
108.9	21.0	122.6	24.1	25.6	7.5	25.8	8.3	62.7	28.2	51.5	16.1
109.2	21.2	130.3	27.7	26.0	7.7	25.6	8.0	63.0	30.3	54.7	17.5
127.7	26.5	135.7	31.2	26.0	7.9	26.4	8.2	65.8	32.6	58.1	19.1
133.6	30.4	146.2	37.0	26.6	7.9	30.3	9.5	66.1	35.7	61.2	20.7
145.4	37.4	154.6	43.9	29.8	9.2	33.8	10.8	66.0	37.6	63.6	22.1
154.6	46.2	157.4	50.7	34.1	10.2	37.4	11.7	65.6	40.9	64.0	22.7
156.7	54.0	159.2	58.5	37.4	11.4	40.7	13.1	64.9	41.5	68.6	25.0
156.7	61.8	160.2	68.2	40.9	12.6	44.2	14.7	61.4	51.1	71.9	27.8
154.6	67.2	158.4	75.6	44.6	14.0	47.5	15.1	52.8	61.4	73.2	29.8
150.5	77.0	156.1	80.0	53.8	16.7	49.1	15.9	46.6	71.5	73.8	31.5
124.3	97.0	153.8	96.5	56.8	19.2	57.5	20.2	41.1	82.7	75.9	32.4
91.7	116.3	138.7	113.6	58.3	19.8	59.7	21.6	38.0	92.5	78.4	35.0
64.5	135.6	112.6	131.8	60.5	23.4	61.4	25.2	35.8	102.4	79.9	37.3
44.4	155.4	93.2	150.9	60.7	27.1	61.0	29.0	33.6	112.2	81.3	39.9
		78.8	168.1	59.7	30.9	59.7	32.7	31.7	122.3	85.2	44.4
		66.0	186.1	57.8	34.5	58.9	34.3	29.0	132.2	87.0	47.7
				48.6	44.7	52.0	41.4	26.3	141.9	86.2	49.6
				34.7	56.0	52.4	44.0			89.2	52.9
				24.1	65.8	52.6	46.6			90.8	56.7
				16.6	75.9	52.6	49.4			91.0	58.9
				11.2	84.6	52.6	52.0			91.2	60.3
						52.4	54.5			93.3	64.4
						46.2	64.5			93.6	68.2
						35.4	75.0			94.4	72.9
						25.6	86.8			95.1	77.6
						19.4	95.4			95.0	84.1
						15.1	105.7			95.0	87.5
						13.9	115.6			94.5	94.9
										94.5	97.3
										94.2	107.0
										91.5	111.9
										92.6	117.0
										90.5	126.8
										89.6	136.1
										88.9	136.6
										88.0	146.5
										85.5	154.8
										85.6	156.4
										27.4	171.6

表-参考-1.1.2　包絡線データ（円形断面供試体）

No. 29		No. 30		No. 31	
水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)	水平荷重 (tonf)	水平変位 (mm)
-0.4	0.0	0.6	0.1	0.0	-0.3
3.9	0.9	0.2	0.0	0.3	-0.3
6.4	1.7	0.2	0.0	3.7	0.7
9.5	2.7	4.4	0.9	6.8	1.8
12.7	3.7	6.8	1.5	9.5	2.6
14.8	4.4	8.7	2.1	12.9	3.8
17.5	5.2	13.2	3.3	14.1	4.2
19.1	5.8	16.3	4.1	17.8	5.4
21.7	6.7	18.9	4.9	18.8	5.5
22.5	7.0	20.3	5.3	20.9	6.3
27.5	8.5	22.9	6.0	22.3	6.8
33.0	10.4	25.0	6.7	22.9	7.0
37.4	12.0	25.4	6.7	27.4	8.5
42.5	13.9	31.4	8.4	33.2	10.5
42.2	14.0	37.1	10.0	37.4	12.1
46.9	15.3	43.2	11.8	38.9	12.7
49.6	17.4	48.7	13.4	41.6	13.6
51.0	19.6	50.3	13.9	42.3	14.1
53.7	25.5	51.9	14.4	45.7	15.4
44.1	35.8	56.7	15.7	48.8	17.7
27.2	45.1	61.1	17.2	50.5	19.6
13.6	54.1	66.4	19.0	53.6	21.3
13.5	54.3	70.3	20.5	53.4	23.2
4.0	63.4	72.1	21.7	53.3	25.2
		72.4	22.0	55.0	31.4
		78.4	26.1	55.3	34.1
		79.2	28.1	55.2	35.2
		80.0	29.9	54.7	36.9
		82.7	33.2	54.2	37.2
		84.3	36.3	46.5	46.5
		85.4	39.3	38.0	55.8
		85.2	43.0	31.5	65.1
		86.3	45.8	25.2	74.2
		86.7	48.9	19.8	83.5
		86.9	53.2	15.7	92.5
		87.7	55.9		
		87.9	59.1		
		87.4	59.4		
		87.6	64.9		
		87.9	68.3		
		87.1	77.5		
		86.8	78.8		
		86.4	88.5		
		85.1	94.5		
		85.1	98.3		
		83.6	104.0		
		84.0	108.1		
		83.0	117.7		
		82.0	125.8		
		81.8	127.7		
		80.5	135.6		
		80.8	137.4		
		79.1	145.4		
		79.1	147.2		
		65.4	156.3		
		60.5	158.6		
		40.8	169.9		
		40.2	171.0		

1．2　供試体の変形状況の説明

表-参考-1.2.1(1)　供試体 No.2

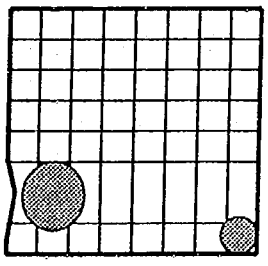
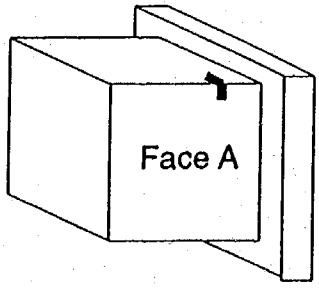
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		圧縮フランジの塗料に，圧縮と直角方向の線が入った．
－2		
＋3		圧縮フランジの線がかなり増えるが，目視により明確にわかる形状変化はなし．
－3		
＋4		変形目視ではっきりわかる．圧縮側フランジは，全体的には補剛板全体の変形だが，塗料の様子から，補剛材間の変形の様子も明らかになっている．
－4		
＋5		
－5		圧縮側の角部がかすかに内側へ変形し始めた．
＋6		圧縮側角（最下部パネルの半分よりやや下）が内側へ変形しはじめた．引っ張り側は元に戻っている．
－6		＋6から－6への変形中，引っ張り側上角部に割れが発生．比較的小さな割れ．引っ張り側角変形部は完全には戻りきっていない．
＋7		

表-参考-1.2.1(1)　供試体 No.2

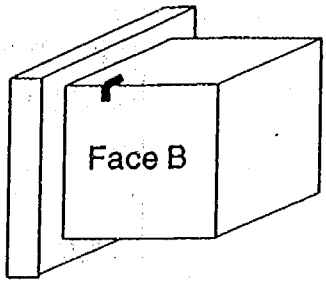
－7		＋7から－7への変形中，引っ張り側上角部割れ（前回のループで割れた部分）が広がる．圧縮側フランジ凹量約150mm．ウェブの凸量100mm程度．
＋8		－7から＋8への変形途中，引っ張り側上角変形部に割れが発生．圧縮側フランジ凹量150mm程度．圧縮側角変形70mm程度．

表-参考-1.2.1(2)　供試体 No.3

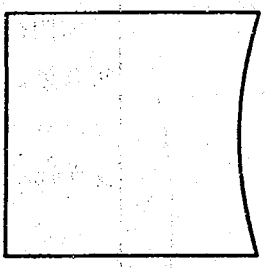
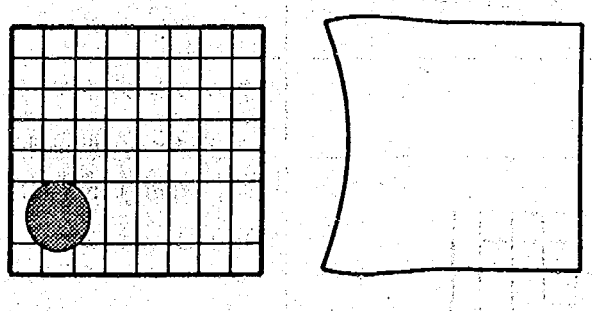
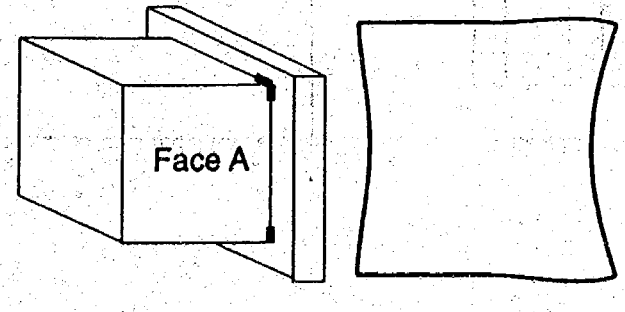
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		圧縮フランジの塗料に，圧縮と直角方向の線が多数入った．Ｎｏ．１と異なりリブ間隔が半分であるため，線が短くなっている．
－2		同上
＋3		塗料の線は増えるが，形状には変化無し．
－3		
＋4		圧縮側フランジパネル全体の座屈が始まった．
－4		圧縮フランジ側の局部座屈による表面のしわがパネル間に多く見られる．補剛板全体に7㎜程度の座屈変形が見られる．パネル全体の変形形状である．
＋5		圧縮側フランジ（Ａ面）の変形が進む．17㎜程度である．引張側（Ｂ面）はほとんどもどっている．ウェブＣ面の圧縮側基部もややふくらんできている．
－5		引っ張り側基部（柱角とベースの接合部）上下に割れが発生．10㎜×10㎜程度の長さである．圧縮側変形量は30㎜程度．引っ張り側の変形は戻りきらず，5㎜程度残っている．

表-参考-1.2.1(2)　供試体 No.3

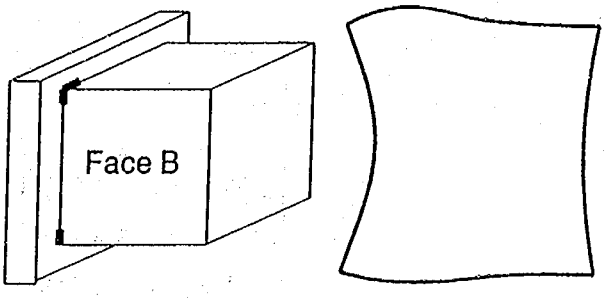
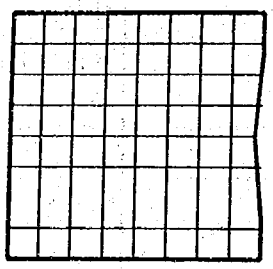
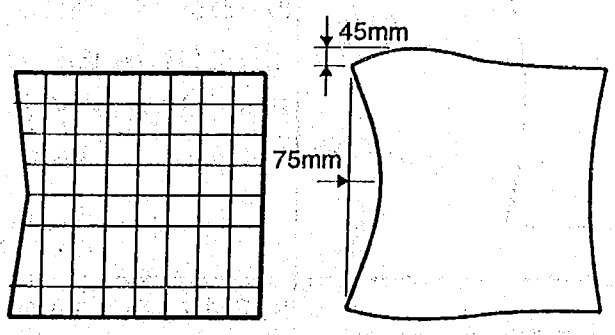
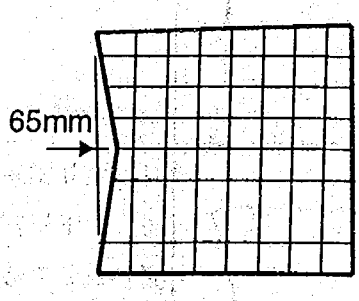
＋6		引っ張り側上下基部の割れが確認できる．ウェブのふくらみ変形が目立ってきた（25㎜程度）．圧縮側フランジの変形量45㎜程度．
－6		圧縮側フランジパネル座屈変形量が65㎜．程度また，柱角部の座屈が少し見られ，柱全体が角折れしている．基部の割れの進展は見られない．
＋7		圧縮側柱角部の座屈変形が見られ，角折れ量が16㎜であった．ウェブのふくらみ量が45㎜，圧縮フランジ面の変形量が75㎜．
－7		圧縮フランジ面の変形量が105㎜，引っ張りフランジ面35㎜，ウェブ90㎜．
＋8		圧縮側角折れ65㎜，圧縮フランジの座屈変形130㎜．

表-参考-1.2.1(2)　供試体 No.3

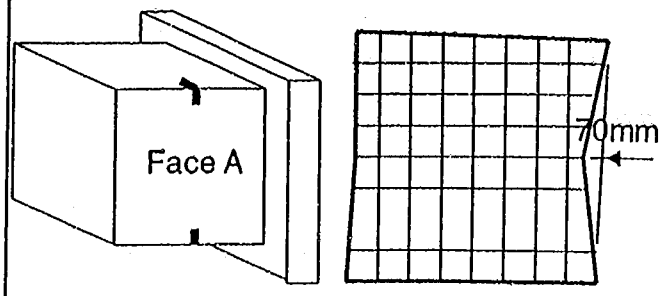
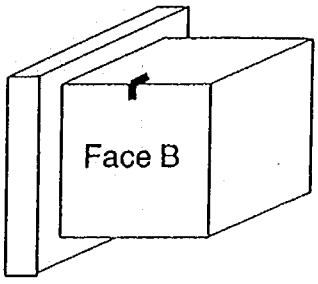
－8		負方向へ載荷している最中（変位＋10㎜程度）のとき，引っ張り側柱角部（２箇所）が軸と直角方向に割れる．－８δy到達時，圧縮側角折れ約70㎜．引っ張り側の角折れ部の中心部（割れた部分）の変形はもうもどらなくなっている．
＋9		正方向へ載荷している最中（－８から＋９へ，変位-8㎜付近，水平荷重+54.5t）で引っ張り側柱角折れ部に割れが発生．破面はきれいな脆性破面（shevron pattern）になっていた．起点はフランジとウェブの溶接部の下あたりである．

表-参考-1.2.1(3)　供試体 No.4

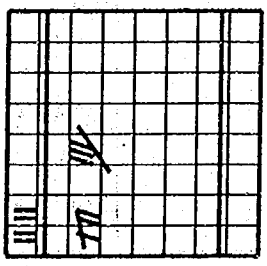
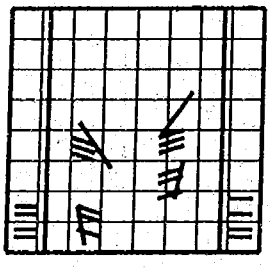
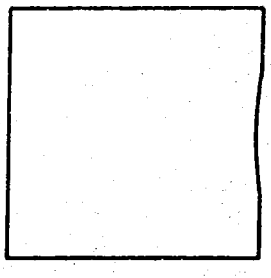
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		圧縮フランジの塗料に，圧縮と直角方向の線が多数入ったが，補剛板の上のみである．アングルの上には変化はない．
－2		同上
＋3		圧縮フランジのアングルの塗料にも線が現れた．ウェブの圧縮側基部近くに斜めに線が入りはじめた．
－3		ウェブに関しては，＋のときと対称に線が入った．局部座屈による変形は見られない．
＋4		圧縮側フランジパネル全体の座屈が始まった．
－4		圧縮側フランジの局部座屈は15㎜程度．引っ張り側フランジはもとに戻っている．

表-参考-1.2.1(3)　供試体 No.4

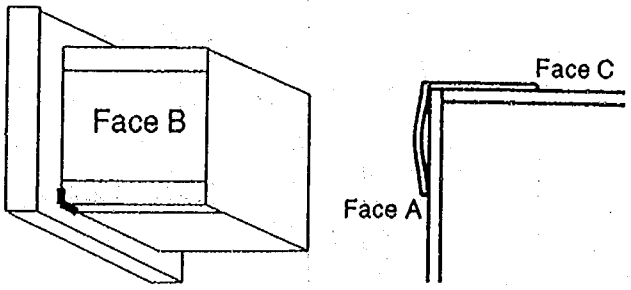
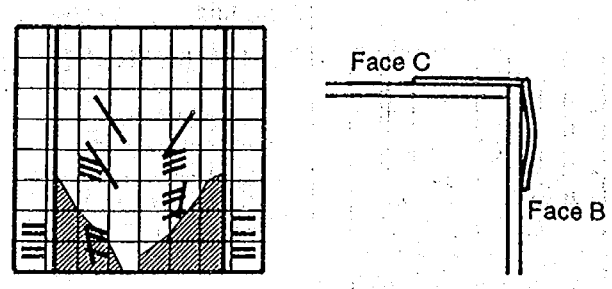
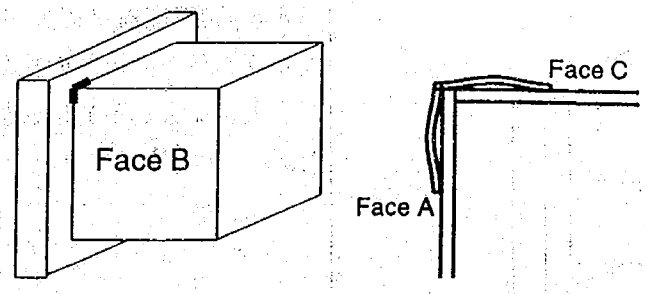
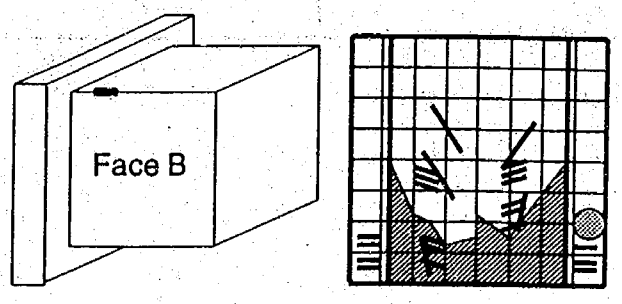
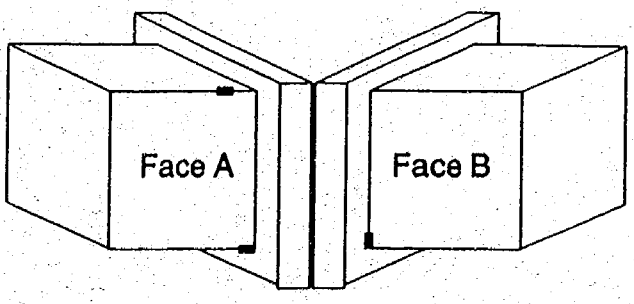
＋5		引っ張り側の下面基部において，ベースプレートとアングルの溶接部が破断した．圧縮側アングルに少々の局部変形（ふくらみ）発生．
－5		アングル基部の割れが進展．＋側と同様に，圧縮側のアングルが局部変形をおこしている．ウェブの凹凸も大きくなってきた（ハッチングが凹）．
＋6		圧縮側アングルのウェブ面も局部変形を起こし，ふくらみはじめる．－側フランジは引っ張りによってほぼ平面にもどっている．
－6		圧縮側上面アングルの局部的なふくらみが大きくなり，溶接部が約10cmの長さにわたり割れた．フランジの変形も進んではいるがそれ程大きくなく，パネル全体の座屈が先行している．補剛材間の座屈モードはあまり見えない．
＋7		圧縮側上アングルの局部的なふくらみが大きくなり，溶接部が割れる．内側の柱母材もアングルと同じ様に外側に大きく膨らんでいる．下側アングルも同様に割れている．引っ張り側基部下側，アングルの下の柱母材に3cm程の亀裂が見られる．

表-参考-1.2.1(3)　供試体 No.4

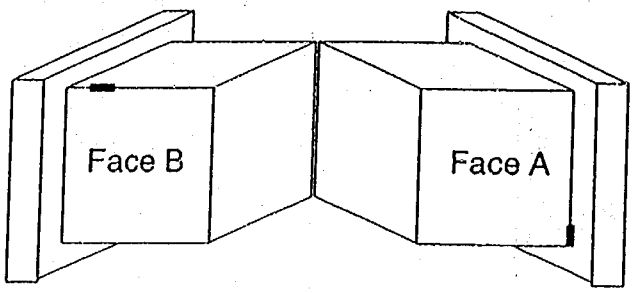
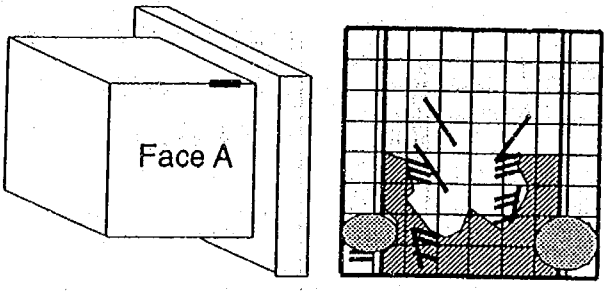
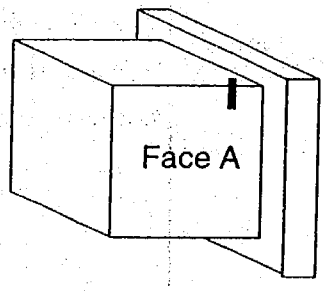
－7		＋7δyから－7δyへ向かう途中（変位-92mm，荷重-125tf），圧縮側本体角溶接部に割れが発生．座屈変形凹量が80mm程度．引っ張り側のアングル基部の柱母材側の亀裂が進展している．
＋8		荷重106t，変位92mm時，圧縮側の本体角溶接部に割れが発生．
－8		－8δy到達直前（荷重-80tf），引っ張り側本体角溶接部の縦割れのところに，大きな音とともに横割れが発生した．
＋9		

表-参考-1.2.1(4)　供試体 No.5

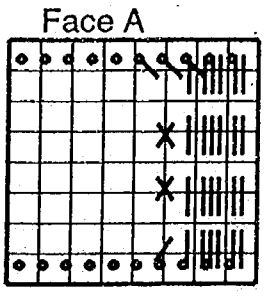
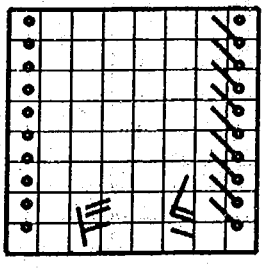
載荷サイクル($n\delta_y$)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		圧縮フランジの塗料に，圧縮と直角方向の線が多数入ったが，補剛板の上のみである．アングルの上には変化はない．
－2		同上
＋3		圧縮側フランジの塗料にも斜めの線が見える．特に，ボルトの位置から線が入っているのがわかる． ウェブにも，No.4と同様の斜めの線が入った．
－3		ウェブには，＋のときと対称に線が入った．圧縮側フランジも同様．
＋4		圧縮側フランジパネル全体の座屈とともに，補剛材間の変形もよくわかるようになってきた．
－4		圧縮側フランジの局部座屈は補剛材間の変形が5mm程度．引っ張り側フランジはもとに戻っている．

表-参考-1.2.1(4)　供試体 No.5

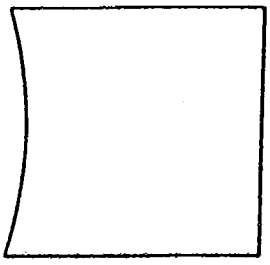
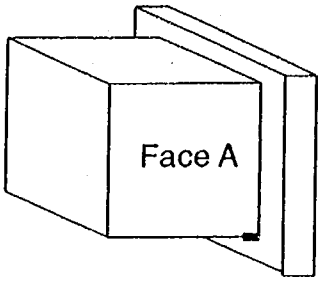
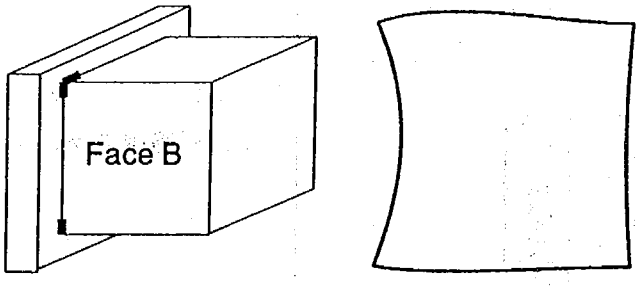
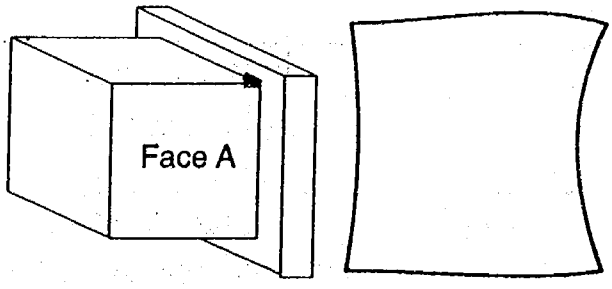
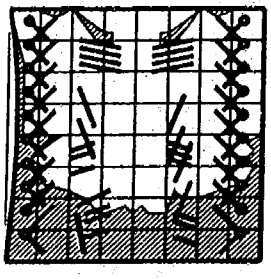
＋5		圧縮側フランジの座屈（パネル全体）による凹量が約30mm．ウェブの凹凸もはっきりしてきた．
－5		圧縮側フランジの座屈（パネル全体）による凹量が約40mm．引っ張り側基部に割れが発生（1cm×2cm）．
＋6		引っ張り側上下基部の割れが確認される．変形が進んでいるが，角部はフランジが凹みウェブが膨らんで角度を90度近くに保たれている．
－6		引っ張り側上基部の割れが確認される．この時点で，基部四隅全てが割れたことになる．圧縮側座屈変形が70mm程度．引っ張り側の座屈変形も戻りきらない．－5δy時の割れの進展が見られる（2cm×4cm）．
＋7		圧縮側の柱角部の変形が見られる．もとの角線から約20mm内側へよれている．

表-参考-1.2.1(4)　供試体 No.5

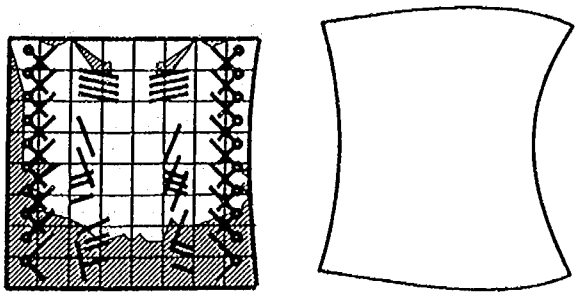
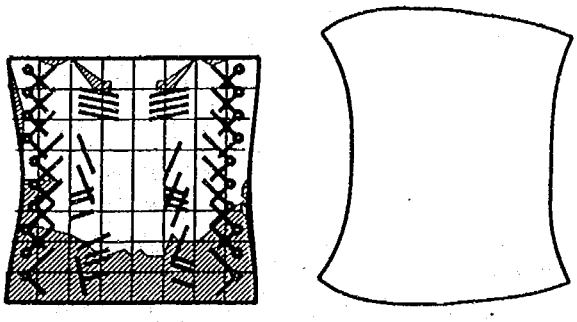
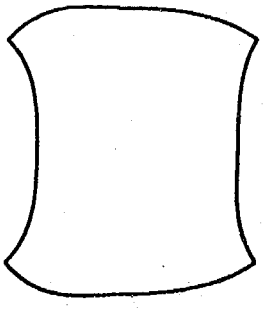
－7		圧縮側柱角部の座屈変形が見られる．約40mm内側へよれている．引っ張り側角部の変形はほぼ元に戻っている．圧縮側フランジの座屈凹量約120mm.
＋8		座屈がかなり進む．－7δy時の柱角部の変形も戻りきらない．ウェブの凸量もかなり大きくなっている（100mm以上）．
－8		－8δy以降は座屈変形量が進展する．フランジ・ウェブともに面外変形量は極めて大きい．フランジの凹とウェブの凸が対称になっているような変形である．圧縮側角部の凹変形は約90mmである．基部の割れについては，7δy以降進展が見られない．
＋9		圧縮側角部の凹変形約110mm，ウェブの凸変形量も150mm程度．柱角部は連続的な曲線を描いて変形しており，割れは発生しなかった．ボルトの破断もなく，角は直角を保とうとする方向へ変形した．

表-参考-1.2.1(5)　供試体 No.10

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルに黒皮のひび割れが発生した。
-3	同上
4	圧縮側（A面）の縦リブ間のパネルが内側に凹み始める。
-4	同上
5	圧縮側（A面）のパネルの凹みが大きくなる。 上面（C面）及び下面（D面）が外に凸に変形しはじめた。
-5	同上
6	5δyでの変形がさらに進行する。引張側に凹みの残留変形が残る。
-6	同上
7	A面は基部から80cm辺りまで円弧描いて凹み、基部から23cm辺りでは80mmにも及んでいる。B面にも凹みの残留変形があり、A，B面が凹み、C，D面が凸む残留変形がある。
-7	同上
8	-7δyから8δyに向かう途中で大きな音を発してA-C面のコーナー部に溶接線に沿って溶接割れが生じた。 B-C面のコーナー部においても溶接線とは直交する方向に、母材割れが発生。
-8	変形がさらに進む。
9	変形が極めて大きくなる。

表-参考-1.2.1(6)　供試体 No.11

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルに黒皮のひび割れの範囲が広がる。
-3	同上
4	圧縮側（A面）の縦リブ間のパネルが内側に凹み始める。
-4	同上。A面は平坦になる。
5	圧縮側（A面）の中央は凹みが大きくなる。引張側（B面）に凹みの変形が残る。上面（C面）及び下面（D面）も凹みの変形が生じてきた。
-5	同上
6	圧縮側のD面よりのコーナー補強材締付ボルトの1段目～2段目間が大きく外に凸となってきた。C，D面はA面よりが凹んでいる。 B面はなだらかに一様に凹んでいる。
-6	引張側（A面）の変形が戻らなくなってきた。圧縮側（B面）は楕円状に縦長に凹んでいる。C，D面は圧縮側が凸らんでいる。
7	A面には凹みの変形が進み、B面に凹みの変形が残る。 C面はコーナー部は凸変形、中央部は凹んでいる。 D面は縦リブを境に凹凸が反転し、変形が波打っている。
-7	B面は大きく凹んでいる。 C面は波打った変形となっている。
8	変形がさらに進む。
-8	A-D面のコーナー部母材割れが発生した。 D面は波打った変形となっている。
9	変形が大きくなり、母材割れも広がる。
-9	同上
10	変形が極めて大きくなる。

表-参考-1.2.1(7)　供試体 No.12

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルに黒皮のひび割れの範囲が広がる。
-3	同上
4	圧縮側（A面）が内側に凹み始める。
-4	圧縮側（B面）が凹む。A面は平坦になる。C面が凸となる。
5	圧縮側（A面）の中央は凹みが大きくなる。引張側（B面）に凹みの変形が残る。上面（C面）及び下面（D面）も凸変形が生じてきた。
-5	A面は凹みの変形が残っている。B面は1パネル全体が凹んでいる。 C，D面は圧縮側が凹んでいる。
6	A面は、C，D面の変形に伴いC-D面のコーナー部でラインが曲がってきた（回転が生じてきた）。
-6	引張側（A面）の変形が戻らなくなってきた。圧縮側（B面）の変形も大きく凹んでいる。C，D面は圧縮側が凸らんでいる。
7	変形がさらに進む。
-7	変形がさらに進み、コーナー部のラインの曲がりも大きくなる。
8	変形が極めて大きくなる。

表-参考-1.2.1(8)　供試体 No.13

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルに黒皮のひび割れの範囲が広がる。
-3	同上
4	圧縮側（A面）に僅かな凹凸が認められる。
-4	圧縮側（B面）に僅かな凹凸が認められる。
5	圧縮側（A面）第1パネル中央付近で凹凸が増えてきた。B面の変形は確認できない。C面第1パネル中央付近で僅かに凸変形が確認できるようになってきた。D面ではコンクリートが充填されている部分で凹みが認められる。
-5	A面の変形は戻らなくなってきた。B面では第1パネルの上部で凹凸が目立ってきた。C，D面でも第1パネルの中央付近がはらんできた。
6	A面第1パネル上部では、縦リブを挟んで交互に凹凸が認められる。パネルの両角部も変形している。 B面も第1パネル上部で凹凸が認められる。C，D面は第1パネル全体が凸に変形。
-6	変形がさらに進む。
7	A-C面，A-D面のコーナー部で割れ発生。B-D面のコーナー部に割れ発生。A，B面の変形 さらに進む。
-7	変形がさらに進み、コーナー部の曲がりや溶接割れも大きくなる。
8	変形が極めて大きくなる。

表-参考-1.2.1(9)　供試体 No.14

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルに黒皮のひび割れの範囲が広がる。
-3	同上
4	圧縮側（A面）ではコンクリート打設高さ付近で凹み始める。
-4	圧縮側（B面）では縦リブを挟んで凸変形が認められる。A面は平坦。
5	圧縮側（A面）第1パネルの凸変形はボルトの傾きが判る程度になった。
-5	A面の変形は戻らなくなってきた。 B面ではパネルの変形が大きくなりコンクリート打設面の上部では、凹みが認められる。C，D面の圧縮側でもパネルの凸変形が認められる。
6	A面ではパネルの変形に伴い、基部付近の両角部のラインの変形が明確になってきた。
-6	B面ではパネルの変形に伴い、基部付近の両角部のラインの変形が明確になってきた。
7	圧縮側A面第1パネルのコンクリート打設面上部の凸変形はパネル全体の変形となってきた。
-7	変形がさらに進む。
8	A-D面のコーナー部に溶接線に沿って溶接割れが発生した。
-8	A-D面のコーナー部には溶接線に沿った溶接割れに直交するようにA面に母材割れが発生した。 B面のコーナー部には溶接線に沿った溶接割れが発生した。
9	変形が進み、圧縮側は押しつぶされる様な変形になってきている。
-9	変形がさらに進む。
10	変形が極めて大きくなる。

表-参考-1.2.1(10)　供試体 No.17

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。圧縮側（A面）の第1パネルに黒皮のひび割れが発生した。
-2	同上
3	黒皮のひび割れが広がる。
-3	圧縮側(B面)第1パネルのコンクリート打設面の上方で少し凹みが生じている。
4	圧縮側（A面）に凹凸が認められる。コンクリート打設面より下側は凸変形、上側は凹み変形である。B面の凹みは元に戻った。
-4	圧縮側B面の変形は進み、コンクリート打設面付近では縦リブを挟んで交互に凹凸が認められる。
5	圧縮側（A面）の第1パネルの変形は複雑になってきた。 A面第2パネル下部では全体的に凸変形。D、C面凸変形。
-5	圧縮側第1パネルの変形は複雑になってきた。C、D面は凸変形。 A面の変形は残っている。
6	5δyでの変形がさらに進行する。A面 第1パネルの変形は、全体的にはコンクリート打設面の上方で大きく凹んでいる。A面第2パネルは凸変形。 引張側に残留変形あり。C、D面では第1パネル全体が凸変形、A-C面の角部、A-D面の角部ではパネルの変形に伴い、角部のラインが曲がり始めた。
-6	引張側A面では載荷途中（生変位-0.25mm、荷重-84.2tonf)で大きな音とともにA-C面の角部が割れた。その後、A-D面でも割れが発生した（荷重-90tonf)。
7	損傷がさらに進む。B面でもB-D面の角部に割れが発生した。
-7	損傷がさらに進む。
8	損傷がさらに進み、割れている部分から中のコンクリートが見える。

表-参考-1.2.1(11)　供試体 No.18

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度
-2	同上
3	圧縮側第1パネルに凹み、第2パネルに凸変形が認められる。
-3	同上。引張側に変形が残っている。
4	圧縮側（A面）の変形が進む。基部から高さ450mmに凹みが発生。引張側の変形は元に戻る。C-D面は圧縮側で凸に変形。
-4	同上
5	変形が進む。A-C面、A-D面の角部ラインに曲がり発生。
-5	同上
6	変形がさらに進む。
-6	変形がさらに進む。A-C面角部で割れが発生した。

表-参考-1.2.1(12)　供試体 No.19

本供試体は片振り載荷であることから、正側での状況のみを述べる。

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
2	目立った変化はない。
3	圧縮側A面第1パネルの広い範囲でわずかに凹みが認められる。
4	圧縮側A面第パネルは全体的に凹みCD面の圧縮側も凸む。
5	圧縮側A面では第1パネルは全体的に大きく凹み、第2パネルは大きく凸んでる。C、D面は圧縮側が凸んでる。
6	同上。A面の両側のラインが曲がり始めた。
7	変形がさらに進む。
8	同上。8δy載荷後、除荷するときに（真変位78.4mm、荷重-42.4tonf)大きな音とともにA-D面の角部に割れが発生した。A-C面の角部（真変位48.6mm、荷重-62.5tonf)にも割れが発生した。
9	変形がさらに進む。A-C面の角部、A-D面の角部の割れた部分は閉じている。

表-参考-1.2.1(13)　供試体 No.20

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	圧縮側A面の第1パネルに黒皮のひび割れが発生した。C，D面の圧縮側でも黒皮のひび割れが認められる。
-2	同上
3	圧縮側A面の第2パネル上部まで黒皮のひび割れは広がり、パネルの両端では一部点状のひび割れが認められる。また、第1パネルでは縦リブを挟んで痩馬状に凹んでいる。引張側（B面）はA面より広い範囲で黒皮のひび割れが広がっている。C-D面の圧縮側で僅かにパネルの変形が認められる。
-3	同上
4	一気にパネルの変形が進んだ。圧縮側A面第1パネルは中央部を最大に全体が凹み、第2パネルは全体が膨らんでいる。引張側B面の変形は元に戻っている。C-D面引張側の変形は元に戻り、圧縮側は基部で凹み、その上方では広い範囲で膨らんでいる。C面の引張側基部で割れが認められる。
-4	圧縮側B面の第1パネルは中央部を最大として全体が凹み、パネルの変形に伴い、角のラインも曲がっている。第2パネルは全体が膨らんでいる。引張側は変形を残すようになった。C-D面でも引張側の変形は残るようになり、圧縮側のパネル変形も大きくなった。B-D面、B-C面の角部の変形が認められる。
5	圧縮側A面の第1パネルは中央部を最大として全体が凹み、このパネルの変形に伴い、角部のラインが曲がり始めた。引張側は変形を残している。 D面第1パネルは圧縮側を中心に全体が膨らみ、A-C面、A-D面の角部も曲がった。また、C面引張側基部の割れも僅かに伸びた。
-5	圧縮側B面の第1パネルは中央部を最大として全体が凹み、角部の変形も大きくなっている。引張側は角部の曲がり変形を残すようになった。C面では第2パネル下部が凹み始めた。C-D面の圧縮側角部の変形量も大きくなっている。
6	載荷途上（変位6mm、荷重56tonf）で音を発してB-C面の角部に周方向の割れが発生した。圧縮側A面のD面側角部では軸方向の割れが発生した。
-6	引張側A面では先に発生した軸方向の割れに直交するように周方向の割れが発生した。C-D面でも引張側の角部の曲がり変形が大きい部分でそれぞれ周方向の割れが発生した。
7	圧縮側A面の第1パネルのC面側で溶接線に沿うように軸方向の割れが発生した。引張側B面でもB-C面の角部の割れが伸びた。

表-参考-1.2.1(14)　供試体 No.22

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルに凹みが認められる。
-3	同上
4	圧縮側（A面）第1パネルは凹み、第2パネルは凸変形。
-4	同上
5	圧縮側（A面）第1パネル中央付近で凹みが増えてきた。第2パネルは凸変形。 引張側（B面）の基部に溶接割れが発生した。C、D面でも引張側の基部で母材割れが発生した。
-5	圧縮側B面第1パネルでは、中央部が大きく凹んでいる。角補強部の凹凸はまだ認められない。引張側A面では、両角の基部で溶接割れが発生した。 C、D面でも引張側基部で母材割れが発生した。
6	変形がさらに進む。
-6	同上
7	圧縮側角補強部でも凹みが認められるようになった。C面側基部の補強部では、先に割れが発生した部分でパネルが凸変形し始めた。引張側B面基部の割れは、僅かに広がっている。C、D面では圧縮側で凸む様になった。
-7	同上、圧縮側の角部が曲がり始めた。
8	損傷がさらに進む。
-8	損傷がさらに進み、全角部が曲がった。
9	損傷がさらに進む。
-9	載荷途中（生変位82.8mm、荷重-23.2tonf）、A-C面の角部に音とともに割れが発生した。
10	損傷がさらに進み終極に達した。

表-参考-1.2.1(15)　供試体 No.23

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度
-2	同上
3	圧縮側（A面）の第1パネルがわずかに凹む。
-3	同上
4	圧縮側A面第1パネルでは無補強部分が凹む。引張側の変形は元に戻っている。 C、D面は圧縮側に変形が認められる。
-4	圧縮側B面の第1パネルでは無補強部分が凹む。引張側の変形が残るようになった。C、D面には圧縮側に変形が認められる。
5	圧縮側（A面）第1パネルの無補強部分の変形が大きくなった。 C、D面は圧縮側を中心に全体が凸に変形し、基部付近では縦リブ間で凹みも認められ る。
-5	同上
6	変形がさらに進む。
-6	同上
7	圧縮側第1パネルは大きく凹み、基部から30cm付近の角部ではパネルの変形に伴い、角部が曲がり始めた。基部に近い角補強部は凸変形し始めた。
-7	変形がさらに進む。角部の曲がりも大きくなる。
8	変形がさらに進む。
-8	載荷途中（生変位68.1mm、荷重-31.9tonf）で大きな音を発してA-D面の角部に周方向の割れが発生した。A-C面の角部でも周方向、軸方向の割れが発生した。
9	載荷途中（生変位-86.3mm、荷重0.0tonf）で大きな音を発してB-D面の角部に周方向の割れが発生した。B-C面の角部でも周方向にの割れが発生した。

表-参考-1.2.1(16)　供試体 No.24　(1/3)

載荷サイクル n δy	回	変形進行状況
1	1	
	2	
	3	圧縮側A面第1パネルの両端で僅かに黒皮のひび割れが確認できる。
-1	1	
	2	
	3	圧縮側B面で黒皮のひび割れは確認できなかった。
2	1	
	2	
	3	圧縮側A面では第2パネルまで黒皮のひび割れが広がった。引張側B面第1パネルでも僅かに黒皮のひび割れが認められる。
-2	1	
	2	
	3	圧縮側B面第1パネルの中央付近を中心に黒皮のひび割れが進み、第2パネルでも僅かにひび割れが認められる。D面引張側のダイアフラム付近で僅かに黒皮のひび割れが認められ、第1パネルは全体が僅かに縦リブを挟み、痩せ馬状になっている。
3	1	
	2	圧縮側A面基部付近で縦リブを挟んで僅かに凹みが認められる。引張側B面のパネル変形は元に戻っている。
	3	圧縮側A面では第3パネルまで黒皮のひび割れが広がり、第1パネル基部付近の凹みもはっきりしてきた。引張側B面のパネル変形は元に戻っている。 D面圧縮側で僅かに黒皮のひび割れが進んでいる。
-3	1	圧縮側B面第1パネルの中央部で僅かに凹みが認められる。
	2	圧縮側B面は第1パネルの中央部で僅かに凹みが認められる。引張側A面のパネル変形は元に戻っている。
	3	圧縮側B面はA面程黒皮のひび割れが広がらない。基部付近のパネルの凹みははっきりしている。引張側A面のパネル変形は元に戻り、黒皮のひび割れは出切った状態である。D面引張側で僅かに黒皮のひび割れが進んでいる。

表-参考-1.2.1(16)　供試体 No.24　(2/3)

載荷サイクル n δy	回	変形進行状況
4	1	圧縮側A面基部付近では縦リブを挟んだ細かい変形が認められるようになった。引張側B面のパネル変形は元に戻っている。D面第1パネルは僅かに痩せ馬状である。
	2	載荷途上（変位24.76mm、荷重125.56tonf）で大きな音を発してB-C面の角部、B-D面の角部に割れが発生した。圧縮側A面は4δy（1回目）時と同じパネル変形で、引張側B面のパネル変形はのこるようになった。
	3	圧縮側A面第1パネルでは広い範囲で凹み、さらにその中で細かい凹凸が認められる。引張側B面では第1パネル中央で変形が残っている。C面基部付近では引張側で変形が残るようになった。
-4	1	載荷途上（変位-45.52mm，荷重-164.03tonf）で大きな音を発してC面引張側基部、A-D面の角部に割れが発生した。圧縮側B面第1パネルは全体が凹み、引張側A面のパネル変形も元に戻らなくなった。
	2	載荷途上（変位-36.76mm，荷重-145.88tonf）で大きな音を発して内面のA-C面の角部補強材と基部プレートの溶接部に割れが発生した。圧縮側B面第1パネルは全体が凹んだ状態である。引張側A面の変形は残るようになった。C面第1パネルの圧縮側ではパネルが凹み、引張側は変形が元に戻った。
	3	圧縮側B面第1パネルでは広い範囲で凹み、さらにその中で細かい凹凸が認められる。引張側A面では第1パネル中央付近で細かい変形が残っている。C面基部付近では引張側で変形が残るようになった。
5	1	D面圧縮側基部の角補強材溶接部付近で割れが発生した。
	2	引張側B面基部付近の割れは伸びて、D面側では5δy（1回目）で発生した割れとB-D面の角部の割れが繋がりそうである。C-D面引張側の割れも伸びている。
	3	圧縮側A面第1パネルは全体に凹み、さらにその中で細かく変形している。引張側B-D面の角部の割れは5δy（2回目）で発生した割れと繋がり、B-C面の角部の割れも伸び、割れ幅も広がっている。C面第1パネルは左右に別れていた変形が一つになり、広い範囲で膨らんできた。D面では圧縮側を中心に変形量は少ないがC面と同じような変形が始まった。

表-参考-1.2.1(16)　供試体 No.24　(3/3)

載荷サイクル n δy	回	変形進行状況
-5	1	引張側A面のC面側基部の角補強材溶接部付近で割れが発生した。
	2	引張側A面のD面側基部付近の角補強材溶接部で割れが発生した。また、-5δy（1回目）で発生したC面側角補強材溶接部の割れとA-C面の角部の割れは繋がった。C-D面の引張側基部付近の割れは伸び、割れ幅も広がっている。
	3	圧縮側B面第1パネルは全体が凹み、さらにその中で細かく変形している。引張側A-D面の角部の割れは-5δy（2回目）で発生した割れと繋がった。C面では第1パネル全体が膨らんできた。D面は一気に第1パネル全体が膨らんだ。
6	1	
	2	
	3	圧縮側A面第1パネルでは5δy（3回目）と同じような変形の他、基部付近で縦リブを挟んで細かい変形が認められる。引張側B面では基部付近両端の割れが伸び、割れ幅も広がり、中が見える程である。C-D面では引張側基部付近の割れが伸び、割れ幅も広がっている。
-6	1	
	2	
	3	圧縮側B面第1パネルでは-5δy（3回目）と同じような変形をしているが、細かい変形は無くなり、全体に大きく凹んでいる。引張側A面では基部付近両端の割れが伸び、割れ幅も広がり、中が見える程である。C-D面では引張側基部付近の割れが伸び、割れ幅も広がっている。また、C面は-5δy（3回目）と同じようなパネル変形をしているがD面は基部付近の細かい変形のみとなった。
7	1	
	2	引張側B面基部付近の割れは繋がり、真ん中の縦リブを残して基部とB面パネルが破断した状態である。
-7	1	
	2	圧縮側B面パネルは真ん中の縦リブを残して破断したが-6δy（3回目）と同じようなパネル変形をしている。引張側A面では両端の割れが伸びたが繋がりはしなかった。パネル変形も-6δy（3回目）と殆ど同じである。 D面はC面に比べて基部付近で縦リブを挟み、細かい凹凸が認められる。 -7δy 2回載荷で実験終了。

表-参考-1.2.1(17)　供試体 No.25

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。
-2	同上
3	圧縮側（A面）の基部付近が僅かに凹む。黒皮のひび割れ認められる。
-3	同上
4	圧縮側A面第1パネルでは縦リブを挟んで凹凸が認められる。 引張側B面の変形は元に戻ったが、基部の両角部では割れが発生した。 C、D面の引張側基部でも割れが発生した。
-4	同上
5	圧縮側（A面）第1パネルでは基部付近を最大に全体が凹んでいる。添接板と母材との間に約25cmの長さで隙間が認められる。引張側の変形は戻っている。
-5	同上
6	圧縮側A面第1パネルでは、パネル全体の凹みに伴い、添接板も中央よりに傾き始めた。添接板と母材の隙間も広がっている。引張側にも変形が残るようになった。
-6	圧縮側A面第1パネルでは、パネル全体の凹みに伴い、添接板も中央よりに傾き始めた。添接板と母材の隙間も広がっている。引張側A面基部の両角部の割れが広がった。
7	圧縮側A面第1パネル全体は大きく凹み、添接板も凹んでいる。第2パネルでも凹みが認められる。引張側第1パネルは全体が変形している。
-7	同上
8	変形がさらに進む。基部の割れも進展する。
-8	同上
9	変形がさらに進み、終局に達した。

表-参考-1.2.1(18)　供試体 No. 26　　(1/2)

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。圧縮側A面に黒皮のひび割れが発生した。
-2	同上
3	圧縮側A面は基部から30cm付近まで黒皮のひび割れが広がっている。パネルの変形等は認められない。
-3	同上
4	A，B面共に第2パネルまで黒皮のひび割れが広がっている。C-D面でも、圧縮、引張側共に黒皮のひび割れが広がっている。パネル変形等は認められない。
-4	同上
5	引張側B-C面、B-D面の角部の基部付近で溶接線に沿った割れが発生した。パネルの変形等は認められない。
-5	圧縮側B面の基部付近で僅かに膨らみが認められる。引張側A-C面、A-D面の角部の基部付近で溶接線に沿った割れが発生した。
6	圧縮側A面の第1パネル中央付近の縦リブ位置で僅かに膨らみが認められる。引張側B面第1パネルでも基部から中段付近で縦リブ位置が僅かに膨らんでいる。C面第1パネル圧縮側でも僅かに膨らみが認められる。引張側基部付近の両角部の割れは僅かに伸びている。
-6	圧縮側B面第1パネルでは、縦リブ位置で膨らんでいた変形が縦リブを挟んだ細かい膨らみに変わった。引張側（A面）の第1パネルでは主に縦リブ位置ではらみを残している。C面圧縮側は僅かに膨らんだが、引張側の変形は元に戻っている。
7	圧縮側A面第1パネルは基部付近では縦リブを挟んで膨らみ、その上方では全体が膨らんできた。引張側B面では縦リブ位置で変形を残している。C-D面は圧縮側で僅かに膨らみが認められるが、引張側の変形は元に戻っている。
-7	圧縮側B面の第1パネルの基部付近は7 δyのA面同様に縦リブを挟んで膨らみ、その上方では全体が膨らんでいるが、基部から30～55cmの範囲では縦リブを挟んだ変形となっている。全体にB面はA面に比べてパネルの変形が細かい。 C-D面は圧縮側で膨らみ、引張側では変形が元に戻っている。

表-参考-1.2.1(18)　供試体 No.26　(2/2)

載荷サイクル n δy	変形進行状況
8	圧縮側A面第1パネルは基部から40cm程の位置を最大に全体が大きく膨らみ、基部付近の縦リブを挟んだ膨らみは少なくなった。引張側（B面）の第1パネルは僅かに全体が膨らみを残している。C-D面は圧縮側で膨らみが広がり、引張側でも変形を残すようになった。また、C面の圧縮側基部付近では僅かにラインが曲がり始めた。
-8	圧縮側B面第1パネルは基部から40cm程の位置を最大として全体が大きく膨らみ、基部付近の縦リブを挟んだ膨らみは少なくなった。両角部ではパネルの膨らみに伴ってラインが曲がり始めた。引張側A面の第1パネルは全体に膨らみを残すようになった。C-D面は圧縮側で膨らみが広がり、引張側の変形は元に戻っている。
9	パネル変形は8δy時と同じである。圧縮側A面の両角部ではラインが曲がり始め、引張側B-C面、B-D面の角部の割れはかなり伸びた。
-9	圧縮側B面第1パネルでは、基部付近の膨らみが上方のパネル全体の膨らみに吸収された状態である。引張側A面第1パネルは全体に広く膨らみを残している。
10	圧縮側A面の第1パネル両角部のライン変形は波打ち、変形量も大きくなっている。引張側B面では割れた部分の上方でパネルが捲れ上がっている状態である。C-D面引張側でも割れた部分の上方で膨らみが大きくなっている。
-10	圧縮側A面の第1パネル両角部のライン変形は波打ち、変形量も大きくなっている。また、第2パネルでも膨らみが認められる。C-D面圧縮側ではパネルの膨らみが広がり、ラインの変形も大きい。
11	圧縮側A面の第1パネル両角部のライン変形は波打ち、変形量も大きくなっている。また、第2パネルでも膨らみが認められる。圧縮側B面の第2パネルの膨らみは残っている。また、基部付近両端からの割れはかなり伸びている。
-11	変形量が逆転するが11δy時と同様の変形であり、特に目立った変化はない。
12	引張側B面の割れが繋がった以外は11δy時と同様の変形である。

表-参考-1.2.1(19)　供試体 No.27

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	目立った変化はない。
-2	同上
3	黒皮のひび割れが認められる。
-3	同上
4	圧縮側A面第1パネルでは全体に黒皮のひび割れが認められる。縦リブ付近は内面の縦リブ溶接が痩せ馬として確認できる。
-4	同上
5	圧縮側A面第1パネルの中央付近で凸変形が認められる。引張側の変形は戻ったが、基部両端角部で割れが発生した。
-5	同上
6	圧縮側A面第1パネルでは、全体的に膨らんでいる。引張側の変形は戻り、基部両端の割れは伸びている。
-6	圧縮側は凸に変形し、引張側の変形も残るようになってきた。
7	圧縮側A面第1パネルは全体的に膨らんできた。引張側の変形も残るようになってきた。引張側の基部両端の割れも伸びてきた。
-7	同上
8	圧縮側の変形が大きくなり、第1パネル中段付近ではパネルの変形に伴いラインが曲がり始めた。
-8	同上
9	変形が大きくなった。基部の割れが大きくなり、中のコンクリートが見えるようになった。
-9	同上
10	損傷がさらに進む。
-10	同上
11	損傷がさらに進む
-11	同上
12	損傷がさらに進み終局に達している。

表-参考-1.2.1(20)　供試体 No.28

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1	目立った変化はない。
-1	同上
2	圧縮側A面の第1パネルの中央が僅かに凹み、黒皮のひび割れが発生した。
-2	同上
3	圧縮側A面は基部から20cm付近を最大として、角補強部の内側で広く凹んでいる。黒皮のひび割れが広がっている。
-3	同上
4	圧縮側A面は第1パネル全体が両側の角補強も含めて広く凹んでいる。第2パネルは全体に凸変形してきた。引張側B面では基部付近のパネル中央で変形が残るようになってきた。B-C面、B-D面の角の基部付近で割れが発生した。C-D面では第1パネルの圧縮側を中心に広くパネルの凸変形が認められる。
-4	同上。A-C面、A-D面の角の基部付近で割れが発生した。
5	圧縮側A面第1パネルでは変形に伴って角部のラインも曲がり始めた。引張側B面では第2パネルにも変形を残している。引張側基部両端の割れは伸びていない。
-5	圧縮側B面では5δy時のA面と同様の変形をしている。引張側A面両角部のライン変形は元に戻っている。
6	圧縮側A面の第1パネルではパネルの変形に伴って角部のライン変形が進んでいる。引張側B面第1パネル両端のライン変形は残るようになった。C-D面でも圧縮側はA面パネルの変形に伴って大きくラインが曲がっている。
-6	圧縮側B面では6δy時のA面と同様の変形をしている。引張側両角部のライン変形は残るようになった。C-D面圧縮側は6δy時の圧縮側よりも大きくラインが曲がっている。また、第2パネルはダイアフラムを境に中段付近まで僅かに凹んでいる。
7	圧縮側A面はパネルの変形と、それに伴うラインの変形が大きく、C-D面圧縮側でも角部が大きく絞り込まれている状態である。

表-参考-1.2.2(1)　供試体 No.6

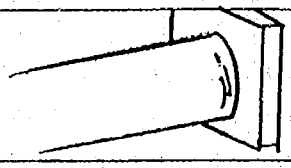
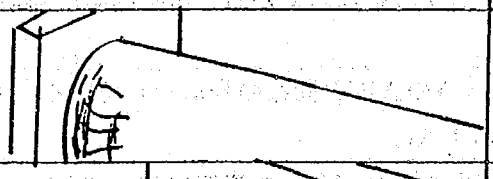
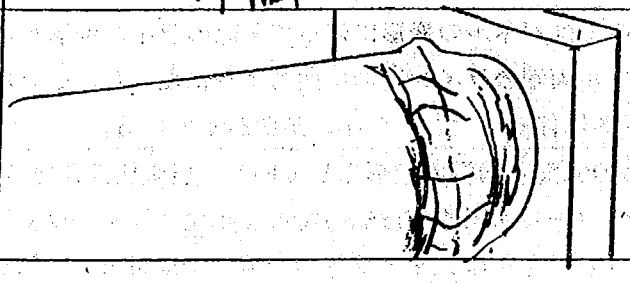
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		
－2		
＋3		
－3		
＋4		圧縮側基部近くの塗料が剥げ始めた．ベースから150mmの高さを頂点に局部座屈が始まっている（4mm程度）．
－4		同上．
＋5		圧縮側（LINE3）で局部座屈5mm程度．上側（LINE1）はまだ．
－5		LINE1で1mm程度．かすかに膨らみはじめた．引っ張り側は戻っている．圧縮側で9mm程度の変形．
＋6		圧縮側のベースから50mmあたりと250mmあたりの塗料の剥げかたが激しくなる．ベースから150mmあたりが凸の頂点になっていることがはっきりとわかる．
－6		引っ張り側も変形が戻りきらなくなった．
＋7		LINE1で15mm程度の変形．圧縮側は35mm．
－7		
＋8		
－8		
＋9		
－9		
＋10		

表-参考-1.2.2(2)　供試体 No.7

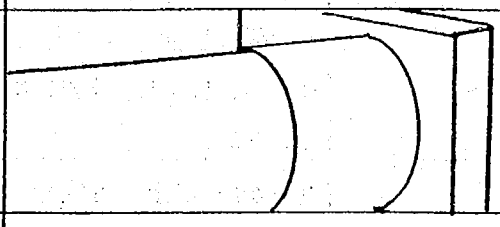
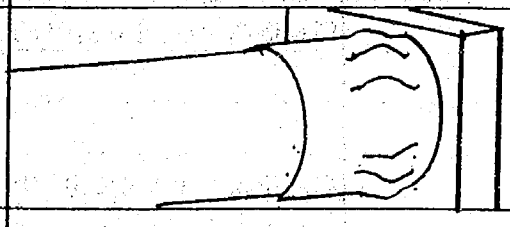
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		
－2		
＋3		
－3		
＋4		
－4		
＋5		
－5		
＋6		圧縮側，柱と外巻鋼管の隙間にスケールを挿入．基部から175mmの位置までしかスケールが入らなかった．外巻鋼管に変形なし
－6		
＋7		圧縮側LINE3で基部から150mmの位置に4mmの局部座屈．
－7		圧縮側LINE7で約10mmの凸．
＋8		
－8		
＋9		LINE1でも局部座屈が計測できるようになる．約3mm．ベースからの高さは約120mm．載荷面内より面外の方が低い位置に変形が発生している．
－9		
＋10		

表-参考-1.2.2(3)　供試体 No.8

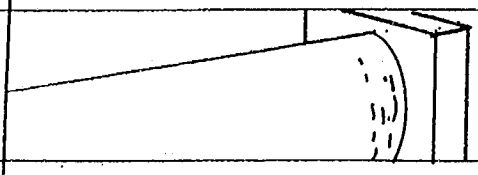
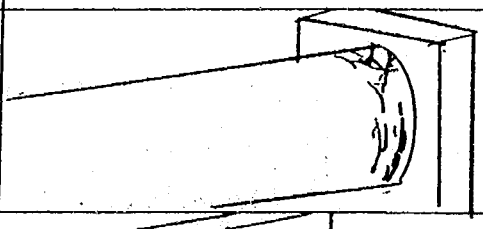
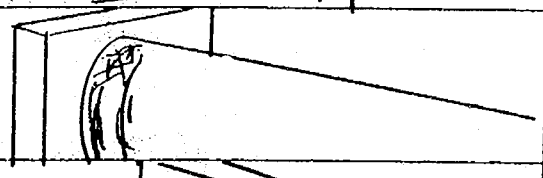
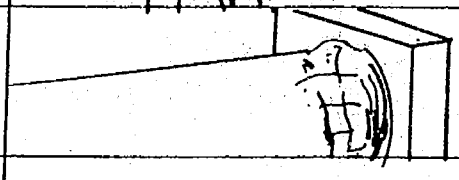
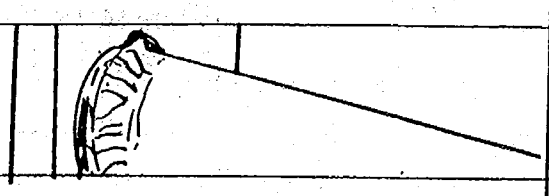
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		圧縮側LINE2あたりに，細かな斜めの線が入りはじめた．
－2		
＋3		圧縮側の細かな線が多くなった．圧縮側ベースからの高さ120mmの位置に局部座屈発生．
－3		同上．
＋4		塗料が上面でも剥げはじめたことから，局部座屈が周方向に進んだことがわかる．しかし，まだLINE1上では剥げていない．
－4		塗料がLINE1上でも完全に剥げた．全周にわたり局部座屈がつながったことがわかる．LINE1上で変形5mm．
＋5		LINE1上でも変形が大きくなる．8mm程度．やはり載荷面外の方が低い位置で局部座屈が発生している．
－5		
＋6		圧縮側凸27mm．LINE1で18mm．
－6		
＋7		
－7		局部座屈が大きくなり（座屈波形のつぶれ方が激しくなり），櫛歯ゲージでの計測が困難になりはじめた．
＋8		
－8		
＋9		
－9		
＋10		
－10		

表-参考-1.2.2(4)　供試体 No.9

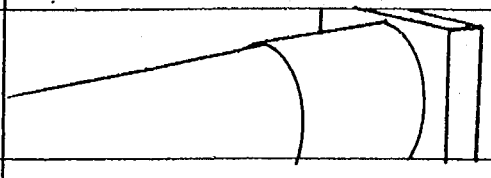
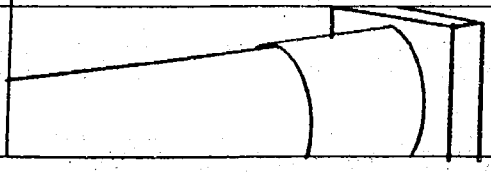
載荷サイクル(nδy)	供試体変状	様子
＋1		
－1		
＋2		
－2		
＋3		
－3		
＋4		
－4		
＋5		圧縮側でスケールが隙間に，基部から140mmの位置までしか入らなかった．外巻鋼管に変形なし．
－5		
＋6		
－6		
＋7		
－7		
＋8		
－8		
＋9		圧縮側がかすかに局部座屈しているようである（約2mm）が，黙視では判別できない．

表-参考-1.2.2(5)　供試体 No.15

載荷サイクル n δy	変形進行状況（内面）
1～3	目立った変化はない。
4	圧縮側C～F線間で凹み（外に凸）が確認できる。
-4	圧縮側K～P線間で凹み（外に凸）が確認できる。
5	圧縮側の変形は2段になってきた。引張側にも変形が残っている。
-5	同上
6	同上
-6	同上
7	圧縮側第1パネル中央部でも凹凸が認められる様になったが、凹みではなく凸みに変わっている。引張側の変形は戻らない。
-7	圧縮側・引張側共に、外側巻立て鋼板のために凸変形が判然とせず、大きな凸変形しか確認できない。
8	圧縮側で凸変形が大きくなっている。
-8	圧縮側で凸変形が大きくなっている。
9 ～ 15	新たな変形はなく、変形量が少しづつ大きくなっているだけである。
載荷サイクル n δy	外側巻立て鋼板変形進行状況
1～7	目立った変化はない。
8	圧縮側を中心に外側巻立て鋼板に僅かな凹凸が確認できる様になった。
-8	同上
9	外側巻立て鋼板の変形は僅かである。
-9	同上
10～-11	圧縮側では外側巻立て鋼板と本体が接触し、外側巻立て鋼板に凹みが認められる。
12	圧縮側第1パネル中央付近で外側巻立て鋼板、本体ともに全体的な凹凸が認められる。
-12	外側巻立て鋼板の変形に目立った変化はないが、引張側F線基部で溶接線に沿った割れが発生した。
13	外側巻立て鋼板の変形に目立った変化はないが、引張側N線基部で溶接線に沿った割れが発生した。
-13	-12 δy時に発生したF線基部溶接割れは伸び、新たに、F～G線間の基部にも溶接割れが発生した。
14	引張側K線基部の溶接部に溶接割れが発生した。
-14	引張側基部で溶接線に沿って溶接割れが認められる。
15	外側巻立て鋼板が上ベースプレートに接触しているために溶接部の割れの確認はできなかった。本体、外側巻立て鋼板共に大きな変形は認められなかった。

表-参考-1.2.2(6)　供試体 No.16

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1～4	目立った変化はない。黒皮が剥ける程度である。
5～-5	圧縮側に僅かな凸が確認できる様になった。引張側の変形は元に戻っている。
6～7	圧縮側に凸が確認できる様になった。引張側の変形は元に戻っている。
-7	引張側の変形は残るようになった。
8 ～ -16	変形の範囲が広がっていく。
17	圧縮側のパネルは基部付近で大きく凸変形、引張側O線のシーム上で30㎜、M線では25㎜の割れが発生した。
-17	引張側D～G線間にかけてパネルの凸んだ部分で割れが発生した。
18	引張側Ⅰ～O線間にかけて長い割れが発生した。 荷重の落ち方も大きくなり終局となった。

表-参考-1.2.2(7)　供試体 No.29

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1～-2	目立った変化はない。
3	圧縮側(D～F線間)の基部から15cm程の位置で僅かに凸変形が認められる。
-3	圧縮側(L～N線間)の基部から15cm程の位置で僅かに凸変形が認められる。 引張側の凸変形は元に戻っている。
4	圧縮側(B～H線間)の基部から10cm程の位置で僅かに凸変形が認められる。 引張側の凸変形は元に戻っている。
-4	圧縮側(J～P線間)の基部から10cm程の位置で僅かに凸変形が認められる。 引張側の凸変形は元に戻っている。
5	圧縮側(A～I線間)の基部から12cm程の位置で凸変形が認められる。 引張側(K～O線間)で凸変形が残るようになった。
-5	全周の基部から12cm程の位置で凸変形が認められる。
6	全周の基部から5～20cmの範囲で凸変形が大きくなっている。
-6	同上
7	変形が進む。
-7	変形が進む。
8	変形がさらに進む。

表-参考-1.2.2(8)　供試体 No.30

載荷サイクル n δy	変形進行状況
1～-3	目立った変化はない。
4	圧縮側C～G線間の基部から12cm付近で僅かに膨らみが認められる。
-4	圧縮側K～O線間の基部から12cm付近で僅かに膨らみが認められる。引張側の変形は元に戻っている。
5	4δyと同じような変形である。
-5	-4δyと同じような変形である。
6	圧縮側B～H線間で基部から5cm～20cmの範囲で膨らみが広がっている。引張側の変形は元に戻っている。
-6	圧縮側J～P線間で基部から5cm～20cmの範囲で膨らみが広がっている。引張側の変形は元に戻っている。
7	6δyと同じような変形を繰り返している。
-7	圧縮側は-6δyと同じような変形をしているが、引張側で変形が残るようになった。
8	圧縮側A～I線間で膨らみが広がっている。引張側の残留変形量も増えている。
-8	圧縮側P～I線間で膨らみが広がっている。引張側の残留変形量も増えている。
9	変形量は増えているが、同じような変形を繰り返している。特に目立った変化もない。
-9	同上
10	変形量は増えているが、同じような変形を繰り返している。特に目立った変化もない。
-10	同上
11	同上
-11	漸く提灯座屈の状態になった。
12～16	変形量は増えているが、同じような変形を繰り返している。特に目立った変化もない。
-16	引張側D～F線間と、G線のシーム上で周方向の割れが発生した。
17	引張側L～N線間で割れが発生し、圧縮側の割れもかなり伸びた。
-17	引張側の2つの割れは繋がり、C～G線間の長い割れになった。圧縮側の割れた部分は母材が折り畳まれた状態である。

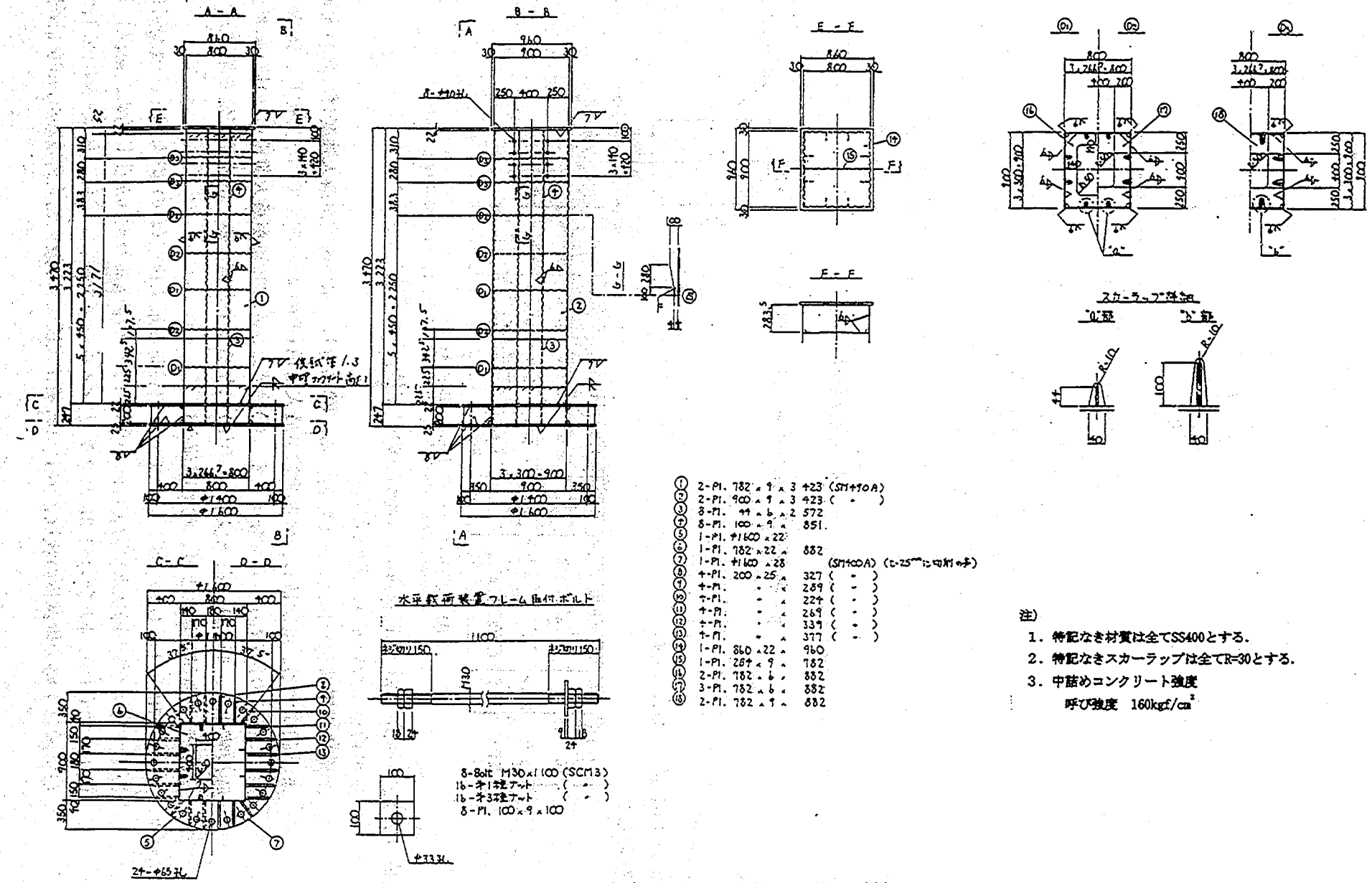
表-参考-1.2.2(9)　供試体 No.31

載荷サイクル n δy	変形進行状況（外面）
1～-5	目立った変化はない。
6	外側巻立て鋼板に変形は認められないが、母材はC～E線間で外側巻立て鋼板の上方で僅かに凹んでいる。黒皮のひび割れは認められない。
-6	黒皮のひび割れ、パネル変形、母材と外側巻立て鋼板の接触も認められない。
7	6δy時の圧縮側C～E線間の変形ははっきりしたものになり、外側巻立て鋼板基部付近B～G線間、F～H線間の基部から40cm付近で僅かに凹みが認められるようになった。母材と外側巻立て鋼板の接触は認められず、隙間は圧縮側で4mm、引張側で8mmである。黒皮のひび割れは認められない。
-7	圧縮側M～N線間で外側巻立て鋼板と母材が接触している。引張側では12mm程の隙間がある。外側巻立て鋼板基部付近のL～P線間で凹みが認められる。引張側の変形は元に戻っている。
8	外側巻立て鋼板圧縮側基部付近のB～F線間と基部から40cm付近のD～H線間で凹みが認められるが、変形量は僅かである。引張側の変形は元に戻っている。
-8	圧縮側では母材と外側巻立て鋼板が接触し、基部から30cm程の範囲で周方向に交互に凹凸が認められる。引張側では外側巻立て鋼板の変形が元に戻らなくなった。黒皮のひび割れは認められない。
9	圧縮側の外側巻立て鋼板は広い範囲で変形し、引張側も変形を残している。外側巻立て鋼板の変形はあまり規則性が認められない。
-9	圧縮側の外側巻立て鋼板は広い範囲で変形し、引張側も広い範囲で変形を残している
10	特に目立った変化はない。
-10	外側巻立て鋼板は圧縮、引張側共に軸方向に黒皮のひび割れが発生した。母材は引張側で周方向にひび割れが発生し、一部剥落している。圧縮側K～M線間で外側巻立て鋼板と母材が接触し、引張側ではその隙間が18mm程である。
11	特に目立った変化はなく、外側巻立て鋼板の変形量が僅かに増えただけである。黒皮のひび割れも広がらなかった。

表-参考-1.2.2(9)　供試体 No.31

載荷サイクル n δy	変形進行状況（内面）
1 ～ -3	目立った変化はない。
4	圧縮側E線を最大に基部から12cm付近のB～H線間で凹み、黒皮と錆が浮かび上がっている。
-4	圧縮側M線を最大に基部から11cm付近のA～I線間で凹み、黒皮と錆が浮かび上がっている。引張側の変形は僅かに残っている。
5	圧縮側の基部から30cm付近のC～G線間でE線を最大に凹みが認められる。基部付近のパネルの凹みは全周に及ぶようになった。
-5	圧縮側の基部から30cm付近のJ～P線間でM線を最大に凹みが認められる。引張側は基部付近の変形を残した。
6	圧縮側の基部から30cm付近の凹みはA～H線間まで広がり、この凹みを挟むように上下が凸んできた。引張側の変形は元に戻らなくなった。
-6	同上
7	基部付近の割れ等は認められず、少しずつ上方に変形が広がっている状態である。周方向、軸方向共に交互に凹凸が進んでいる。
-7	提灯座屈が無くなり、周方向、軸方向共に交互に凸んだ状態であり、6角形の断面形状をしている。
8 ～ 11	圧縮、引張側で変形量が逆転しているが、-7 δyと殆ど同じである。

2．矩形断面橋脚供試体の角割れ再現実験結果



注)

1．特記なき材質は全てSS400とする．

2．特記なきスカーラップは全てR=30とする．

3．中詰めコンクリート強度

呼び強度 160kgf/cm²

図-参考-2.1 供試体の形状・寸法

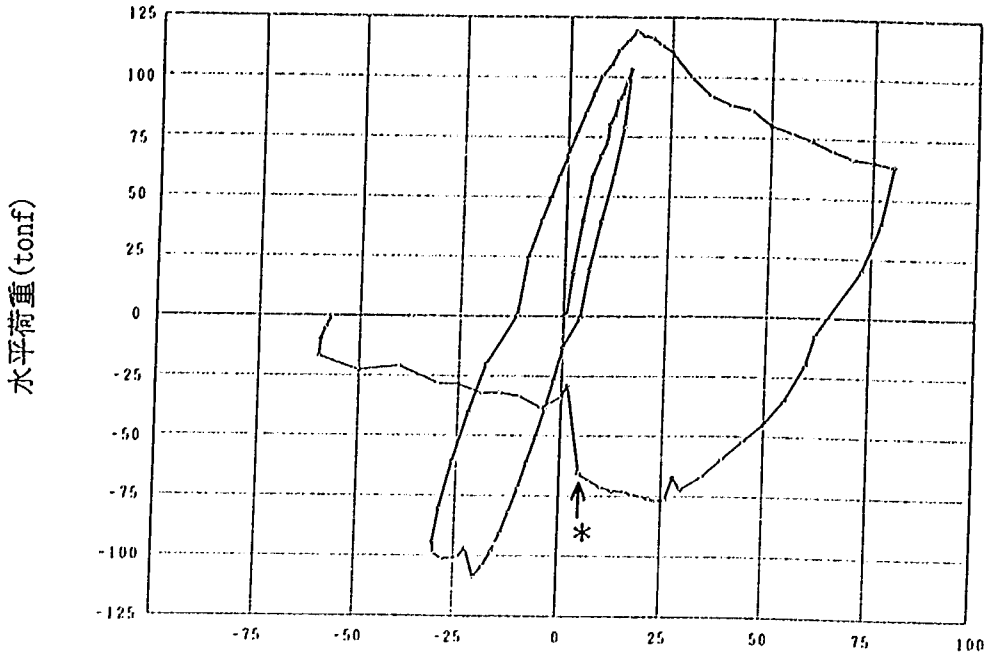
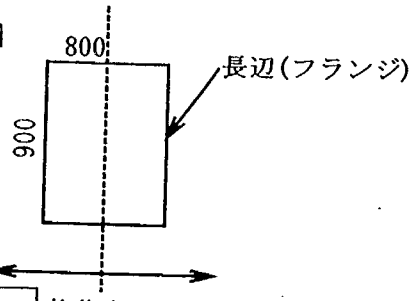


図-参考-2.2　水平荷重－水平変位関係図



○実験の概要

供試体：図-参考-2.1に示す。

構造諸元：

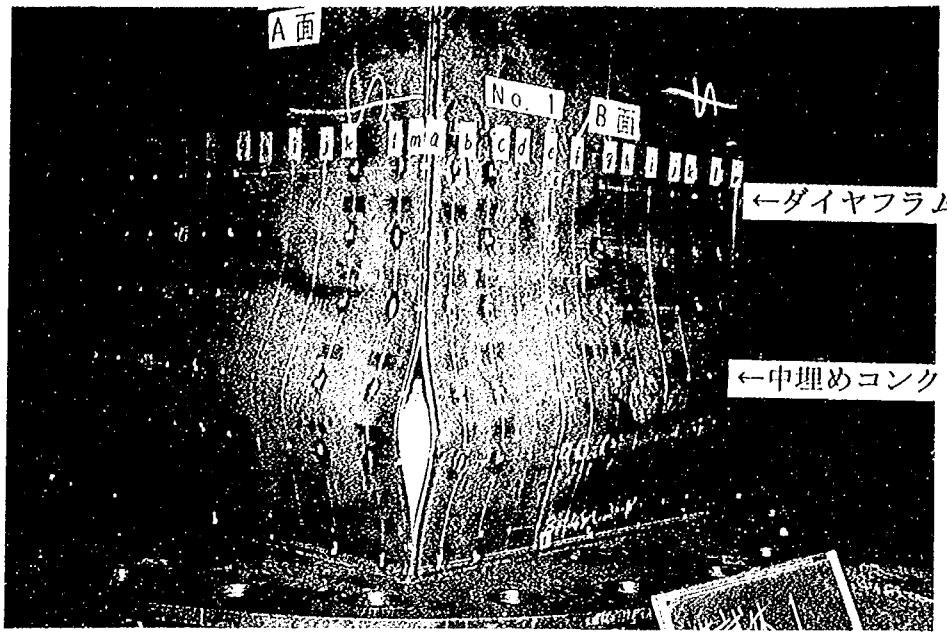
外形寸法 (mm)	板厚 (mm)	縦ﾘﾌﾞ寸法 (mm)	横ﾘﾌﾞ間隔 (mm)	ﾊﾟﾈﾙ数	鋼種	鋼材降伏点 (kgf/cm^2)	A (cm^2)	I (cm^4)
900×800	9	44×6	450	3	SM490	3,590	323.9	325100

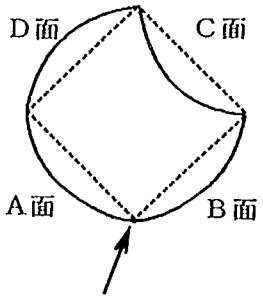
断面2次半径 r(cm)	有効長 (cm)	λ	幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ R_R	幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ R_F	ﾘﾌﾞ剛度 γ/γ^*	軸力 (tonf)	軸力比 N/NyN	軸力比 N/NyM	降伏水平荷重(tonf)
31.7	583	0.242	0.73 0.64	0.72 0.68	1.00 0.86	175	0.17	0.15	85.2

注)　幅厚比パラメータの上段は、長辺の値を示した。
幅厚比パラメータの下段は、短辺の値を示した。I，rは弱軸回りの値を示した。

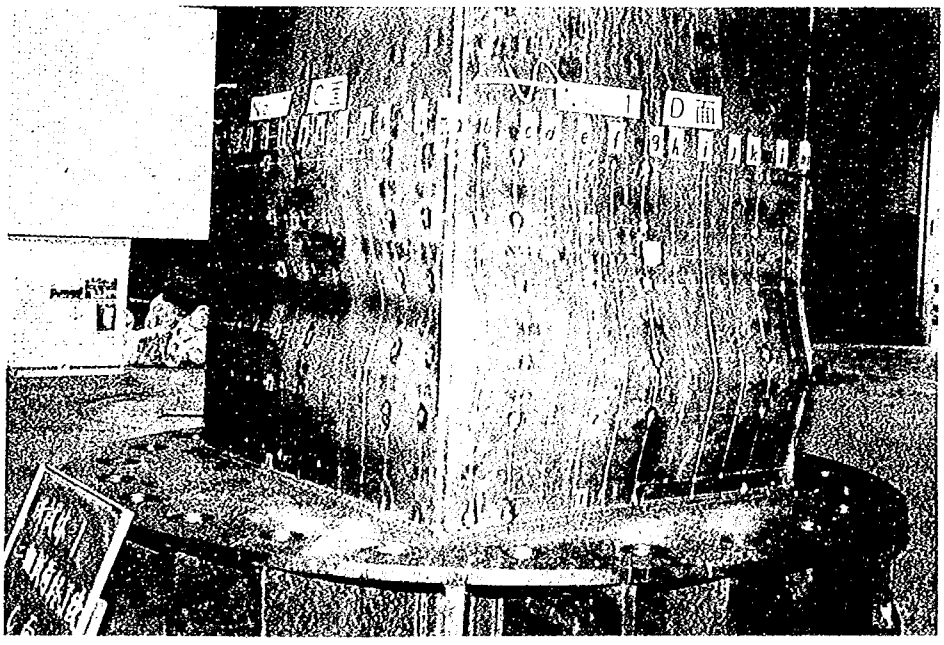
載荷方法：2軸載荷の際の鉛直荷重は、175tonfの一定値。
水平荷重については、次の通り。
①降伏水平荷重を超えるまで載荷する。②除荷し、水平荷重が最大強度(負の値)を過ぎるまで載荷する。③除荷し、水平荷重が最大荷重(正の値)を超えて強度劣化し、降伏水平荷重以下(正の値)になるまで載荷する。④除荷し、水平荷重が最大荷重(負の値)を超えた後強度劣化し、降伏水平荷重以下(負の値)になるまで載荷する。⑤水平変位を零に戻す。⑥別の1軸載荷試験機により、鉛直載荷を行う。

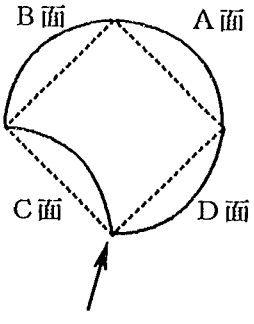
実験結果：上記載荷に対し、④の載荷において、水平荷重が最大荷重(負の値)を超え、強度劣化し始めたすぐ後(負の降伏水平荷重に向かう途中)で角溶接部の割れが生じ始め、急激に耐力が低下した(*印)。図-参考-2.2にヒステリシスループを示す。また、写真-参考-2.1に2軸載荷実験終了時の供試体の状況を示す。1軸載荷実験では、最大鉛直荷重298tonfを計測した。





ふくらみ(角割れ)モード
(ぜい性的破壊への移行)





ねじれモード

写真-参考-2.1　2軸載荷実験終了後の変形状況

3．研究成果に関する文献

1) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道:既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 975-986, 1996年3月.

2) 西川和廣, 山本悟司, 上仙靖, 安波博道, 名取暢:鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 土木学会, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 583-590, 1996年1月.

3) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖:鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 8, pp. 131-134, 1996年8月.

4) 高橋実, 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 中嶋浩之, 岡田淳:角補強を施した鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 土木学会, 第51回年次学術講演会, I-B291, pp. 582-583, 平成8年9月.

5) 上仙靖, 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 橋本修身:円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討, 土木学会, 第51回年次学術講演会講演概要集, I-B292, pp. 584-585, 平成8年9月.

6) 西川和廣, 山本悟司, 高橋実:鋼製橋脚の補強に関する実験的検討, 日本道路協会, 第21回日本道路会議論文集, pp. 876-877, 1995年10月.

既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON IMPROVEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE OF EXISTING STEEL BRIDGE PIERS

西川和廣* ・山本悟司** ・名取　暢*** ・寺尾圭史**** ・安波博道† ・寺田昌弘†
Kazuhiro NISHIKAWA, Satoshi YAMAMOTO, Tohru NATORI, Keiji TERAO
Hiromichi YASUNAMI and Masahiro TERADA

*正会員　工修　建設省土木研究所　構造橋梁部　橋梁研究室（〒305 茨城県つくば市大字旭一番地）
**正会員　建設省近畿地方建設局　浪速国道工事事務所　調査第一課（〒573 大阪府牧方市南中振3-2-3）
***正会員　株式会社横河ブリッジ　技術本部　研究所（〒261 千葉県千葉市美浜区新港88番）
****正会員　工修　株式会社横河ブリッジ　技術本部　研究所（〒261 千葉県千葉市美浜区新港88番）
†正会員　工修　新日本製鐵株式會社　鉄鋼研究所　鋼構造研究開発センター（〒293 千葉県富津市新富20-1）
†正会員　工修　新日本製鐵株式會社　鉄鋼研究所　鋼構造研究開発センター（〒293 千葉県富津市新富20-1）

The purpose of this experimental study is to investigate methods to improve existing steel bridge piers. In this paper, authors tried to improve seismic performance of steel column specimens modelling steel bridge piers keeping their ultimate strength. A total of eight specimens, four are rectangular-section columns and four are circular-section columns, were tested under a constant compressive axial load and cyclic lateral loads. Specimens consists of original columns and some kind of reinforced columns. Authors investigated test result using energy method.

The result shows that it's effective for the rectangular-section column to reinforce corners and for the circular-section column to build the outer pipe keeping a clearance.

Key Words : steel bridge pier, toughness, cyclic loading, energy absorption, seismic capasity,

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は，これまでの耐震設計で想定していた規模をはるかに越えたものであり，高架橋を中心に多くの道路橋の橋脚が被害を受けたが，鋼製橋脚も初めて本格的な地震被害を受けた．建設省の「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書」（平成7年3月30日）[3]によれば，被災地域における直轄国道，阪神高速道路および高速国道の鋼製橋脚のうち，倒壊したり損傷変形が著しく大きなものの割合は約1%とRC橋脚の3%に比べ小さいが，小さな損傷まで含めると約半数が何らかの損傷を受けており，RC橋脚の3割に比べて逆に高いという統計も得られており，その耐震性の評価は現時点では相半ばしている．

従来，靱性を考慮した耐震設計法はRC橋脚のみに規定されていたが，今回の地震を契機に鋼製橋脚についても同様の規定を整備することが急務となった．また，同時に全国の既設橋脚の補強工法についても確立する必要がある．

従来，鋼製橋脚の耐震性の改善には，コンクリート充填が最も確実とされており，建設省の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」（平成7年2月27日）にもこの工法のみが提示されている[1),2)]．しかしこの工法では，必然的に柱の耐荷力が増大するため，とくに既設橋脚の補強には基礎やアンカーに負担がかかり，経済性や施工性の面から問題が少なくない．

本研究では，兵庫県南部地震により被災した鋼製橋脚の損傷状況，ならびに既往の実験的研究[6)-10),14)]から，補剛版の局部座屈が必ずしも橋脚としての終局状態になってはいないことに注目し，局部座屈発生後の新たな終局限界状態を設定し，その終局状態を防止する工法としての耐震補強法と局部座屈発生後に移行する構造系の仮説を立て，実験を行うことにより実証している．

実験は実橋脚を想定した8体の矩形断面・円形断面の大型片持供試体を用いた準静的繰り返し載荷実験であるが，繰り返し回数については，RC橋脚と鋼製橋脚のヒステリシスループの形状の相違と，推定される地震時の応答変位の大きさを考慮し，従来の多くの実験とは異なる載荷ステップを採用した．また鋼製橋脚の耐震性の評価方法についてはここ数年で様々な手法が提案されつつある[4)]が，まだ確立には至っていないため，ここでは道路橋示方書[5)]に規定されているRC橋脚の保有水平耐力照査の方法に準じて耐震性能改善効果についての評価を行った．その結果，コンクリート充填のように柱の耐荷力や剛性を著しく増加させることなく，鋼製橋脚の靱性を高めることのできる工法を，矩形断面，円形断面双方について提示している．

2. 終局限界状態と補強方法

2.1 終局限界状態の仮定

都市内高速道路の高架橋脚に多用されている単柱形式のような静定構造物では，従来，最大耐荷力，すなわち局部座屈の発生を終局限界状態としていた．しかし，兵庫県南部地震による鋼製橋脚の被災実態から，補剛板の局部座屈は必ずしも橋脚としての終局限界状態とはならないことが明らかとなった．

そこで，被災した鋼製橋脚の変形や破壊形態から，主に単柱形式の鋼製橋脚を対象として，その変形モードにおける終局限界状態を次のように仮定した．(Fig.1)．

1. 矩形断面橋脚の終局限界状態
   矩形断面の損傷の大半である補剛板の座屈において，角部の直線度が保たれた部材は全体としての変形が小さい．一方，部材の変形が著しいものは角溶接部が割れて，不安定なものが多かった．また，実際の損傷事例ではあまり見受けられなかったが，本研究の実験結果では，柱の角部が補剛板の局部座屈の進行に伴う部分的なねじれを生じ始めると，急速に強度を失い，変形が大きくなった．これらのことから，ここでは，矩形断面橋脚の終局限界状態を，角部に直線定規をあてたとき，目視で明らかに変形が確認できる状態とおいた．
2. 円形断面橋脚の終局限界状態
   円形断面の損傷の大半は凸状の局部座屈，あるいはこれが断面の全周に進展した座屈（提灯座屈と呼ばれている）である．このような鋼管特有の局部座屈は，波長が短く，座屈発生点で折れ曲がるため橋脚全体に大きな残留変位が生じることがある．このことから円形断面橋脚の終局限界状態を大きな残留変位とならない程度の局部座屈による変形とおき，ここでは円形断面の全周にわたる提灯座屈の突出量が，外径の約 1/100 となる点とした．なお，どの程度までの残留変位を許容できるかについては矩形断面も併せて今後検討する必要がある．

以上の仮定は鋼製橋脚の変形とそれに伴う破壊形態に着目したものである．兵庫県南部地震においては，その他の損傷形態として脆性破壊や低サイクル疲労によるとされる鋼材の割れや亀裂の発生も報告されている．これら損傷形態に対して，どのように評価し，対策をなすべきかについては，損傷の実態調査を含め今後の検討課題と考える．

2.2 補強に関する基本的考え方

従来の研究[6)-14)]における主な耐震性能向上方策は以下のようである．

1. 補剛板の幅厚比や鋼管の径厚比を小さくする．あるいは，補剛材の剛度を高くしたりダイヤフラム間隔を密にしたりする．
2. コンクリートを充填したり巻立てたりする．あるいはコンクリートとの合成構造とする．

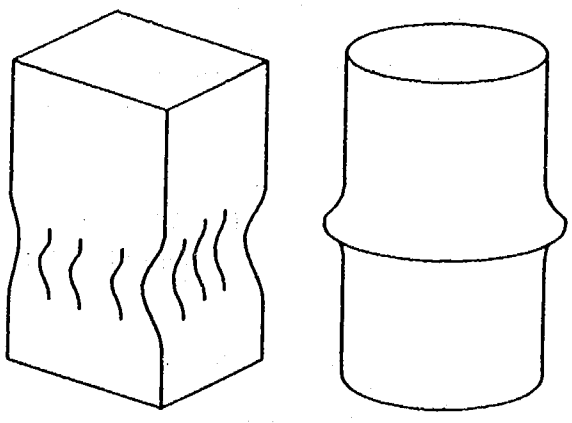


Fig.1 Ultimate State of Steel Pier

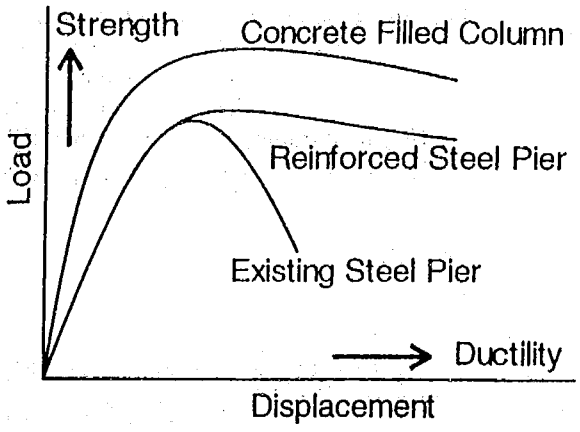


Fig.2 Concept of Reinforcement

これらの方策は，局部座屈を防止して変形性能の向上を指向したものであるが，結果として最大耐荷力および剛性を同時に上昇させることになる．しかしながら，前述したような終局限界状態を前提として耐震性能改善方法を考えるならば，必ずしもこのような方策に固守する必要はなく，別な概念による改善方法の提案も成し得る．また，既設橋脚の耐震補強への適用を考えた場合，最大耐荷力の増加については基礎への影響が懸念され，基礎の補強が必要となるような方策は最善策とは言えない．Fig.2は耐荷性能と変形性能との関連を模式的に示したものである．初期剛性や最大耐荷力を大きく増加させることなく変形性能だけを向上させることができれば，基礎の補強工事を実施することなく耐震性能を確保することが可能となる．

このような構造特性を実現する方法として，最大耐荷力の以前と以後で復元力の発揮の機構が異なる構造

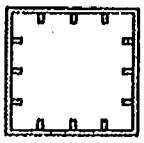
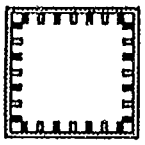
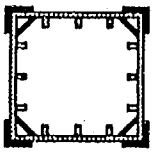
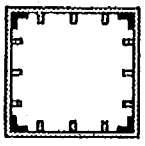
No.	Section	Outline of Reinforcement
2		No Reinforcement (Basic Section)
3		Addition of Stiffeners (80x6)
4		Outer Angle Plates & (130x130x6) Inner Flat Corner Plates (170x6)
5		Inner Angle Plates (90x90x9)

Fig.3 Cross Sections of Rectangular Specimens(mm)

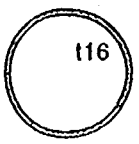
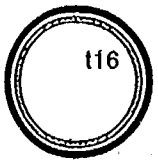
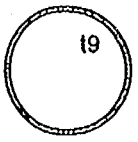
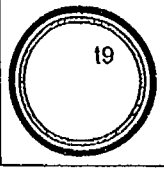
No.	Section	Outline of Reinforcement
6		No Reinforcement (Basic Section of t16)
7		Outer Pipe with Clearance (938 ϕ x9)
8		No Reinforcement (Basic Section of t9)
9		Outer Pipe with Clearance (938 ϕ x9)

Fig.4 Cross Sections of Circular Specimens(mm)

形式を考えることができ，本文で仮定した終局限界状態への到達を遅延させることを目標においた補強構造を，矩形断面，円形断面のそれぞれについて発案した．

矩形断面（Fig.3の No.4，No.5）については，四隅を補強することによって最大耐荷力に達したあたりで補剛板に局部座屈が発生しても，その後は四隅を柱とする仮想的なラーメン構造として耐荷力を維持しようとするものである．補剛板については，むしろその部分での変形を許容し，それによりエネルギーの吸収を図る．円形断面（Fig.4の No.7，No.9）については最大耐荷力に達したあたりで局部座屈が発生しても，その変形を制御することで橋脚全体の大変形を防止し，耐荷力の維持を図ろうとするものである．どちらの考え方においても局部変形の発生を許容し，それが発生した段階で構造系が変化することにより変形量が増大しないことを意図している．つまり，局部変形の発生後においては新たな構造形式への移行を促して，変形の不安定領域へ進行するのを防止することで耐荷力を維持し高い耐震性を発揮させることが基本的な考え方である．

3. 実験概要

3.1 実験供試体

供試体は矩形断面 4 体，円形断面 4 体とし，耐震性能改善補強前の基本構造を 3 体，これらに補強を施した改造構造 5 体を製作した．基本構造供試体の概略寸法を Fig.5，6に，鋼材の引張試験結果を Table1に，基本断面の定数を Table2に，供試体の基本パラメータを Table3に示す．

Table1 Mechanical Properties of Steel

Specimen	σ_y	σ_u	δ_{el}	Material
No.2	3888	5633	36	SM490
No.3	3755	5612	36	SM490
No.4	3796	5602	36	SM490
No.5	3796	5602	36	SM490
No.6	3459	5480	46	SM490
No.7	3541	5500	44	SM490
No.8	3000	4490	41	SS400
No.9	2827	4469	42	SS400

Notes: σ_y =Yield Stress(kgf/cm^2)
σ_u =Tensile Strength(kgf/cm^2)
δ_{el} =Elongation(%)

供試体の外形寸法については，改造構造供試体における補強部材の施工の可否や実構造物における溶接品質の再現性などに配慮し，極力大きな断面を考えた．

矩形断面供試体については，補剛板の板厚が t=9mm，縦方向補剛材の板厚が t=6mm，使用材質はともに SM490 である．供試体の全長は約 3.5m であり，柱基部から約 900mm ピッチで板厚 6mm の横リブあ

Table2 Cross Section Constants

Type of Section	$A(\times 10^2 mm^2)$	$I(\times 10^4 mm^4)$
Rectangular	382.2	484972
Circular(t16)	447.1	436756
Circular(t9)	249.4	241931

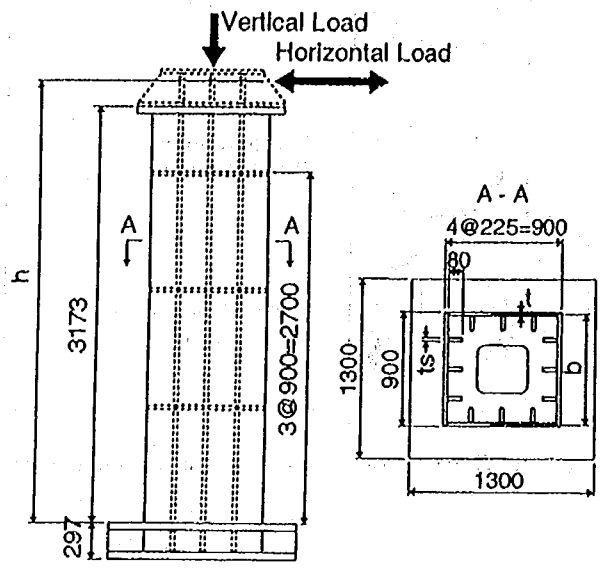


Fig.5 Test Specimen with Rectangular Section(mm)

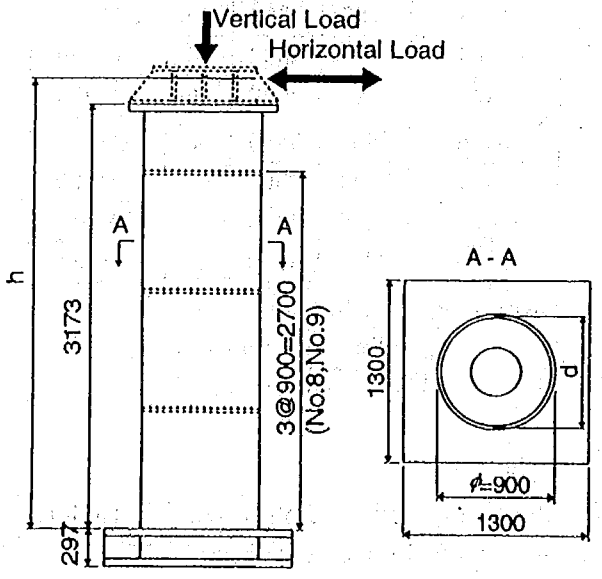


Fig.6 Test Specimen with Circular Section(mm)

るいはダイヤフラムを設置した．基本断面でおおよそ，$R_f = 0.55$，$\gamma/\gamma^* = 0.9$ とした．γ^*は弾性座屈理論から得られる補剛材の必要最小剛比である．これらの値については，補強が必要となる既設鋼製橋脚におけるパラメータを参照して決定したものである[15),16)]．

円形断面供試体については鋼管の板厚が t=16mm と t=9mm の2シリーズがあり，使用材質は，t=16mm のものが SM490，t=9mm のものが SS400 である．

(1) 矩形断面橋脚の補強構造

矩形断面橋脚における耐震性改善では以下に示す項目が主な検討内容として考えられた．

- 幅厚比制限のような従来の耐震性能改善の考え方に基づく補強と今回提案した角部の補強との改善効果の相違
- 角部の補強方法の違いが破壊モード，耐荷力，変形性能などにおよぼす効果の確認

Fig.3に供試体断面の概要を示す，従来の考え方に基づいた補強法としては，新たな縦補剛材を基本断面の補剛材間に設ける方法を採用した（No.3）．今回提案した角部の補強方法としては，比較的に剛な補強（No.4）と柔な補強（No.5）の2種類の方法を考えた．剛な方法とは，角部の外側に鋼板をアングル状に形成した補強部材をすみ肉溶接し，内側には角部と隣接する縦補剛材間にコーナープレートをすみ肉溶接する方法である．柔な補強方法としては，角部の内側にアングル材をトルシア型高力ボルトによって接合した方法を考えた．その際，アングル材と角溶接の内面すみ肉溶接との干渉を回避するためにアングル材と補剛板との間にプレートを挟んだ．

補強高さはどれも，座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーできると考えられる柱ベースから 1800mm までとした．No.3 の供試体において新たに追加した縦方向補剛材については，実構造物の補強における施工性を考慮し，横リブ・ダイヤフラム位置で補強補剛材を断続させ，すみ肉溶接により横リブ・ダイヤフラムに接合した．No.4 の外側アングルについては，補強高さ 1800mm の全長を連続した一部材で補強することとし，すみ肉溶接により補剛板に接合した．また，アングル材と供試体基部のベースプレートとは溶接により接合した．No.5 の内側アングルについては，箱内部での補強作業の容易さに配慮し，溶接を一切用いず高力ボルトにより接合し，横リブ・ダイヤフラム位置においては断続する構造とした．なお，接合にトルシア型高力ボルトを使用したのは，建築限界や美観などへの配慮から補強に伴う橋脚外面への突出量やその範囲を極力少なくするためである．

(2) 円形断面橋脚の補強構造

前述した耐震性能改善に関する基本的考え方における座屈変形の制御を行うために，柱の周囲にある程度の隙間を設けて鋼管を巻く構造を考えた（Fig.4）．局部座屈が発生するまでは外巻鋼管は部材の剛性や荷重分担に寄与せず，局部座屈が発生してある程度の変形量になった段階で本体の局部座屈の変形の増大をこの外巻鋼管により拘束するのが目的である．外巻鋼管については，No.7，No.9 供試体ともその板厚を 9mm と

Table3 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	$h(mm)$	$b(mm)$	$t(mm)$	$b_s(mm)$	$t_s(mm)$	$\gamma/\gamma*$	$\bar{\lambda}$	R_f	P/P_y
No.2	3403	891.0	9.05	80	6.22	0.89	0.262	0.557	0.122
No.3	3403	891.0	9.05	80	6.22	0.91	0.257	0.547	0.127
No.4	3403	890.9	9.07	80	6.22	0.91	0.259	0.549	0.125
No.5	3403	891.0	9.05	80	6.22	0.91	0.259	0.550	0.125
Specimen	$h(mm)$	$d(mm)$	$t(mm)$			R/t	$\bar{\lambda}$	R_t	P/P_y
No.6	3403	883.9	16.1			28	0.281	0.076	0.138
No.7	3403	883.8	16.2			28	0.285	0.077	0.134
No.8	3403	891.3	8.70			52	0.260	0.122	0.124
No.9	3403	891.1	8.91			51	0.252	0.112	0.129

Notes: $R_f = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$, $\bar{\lambda} = \frac{2h}{r}\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$

$R_t = \frac{d}{2t}\frac{\sigma_y}{E}\sqrt{3(1-\nu^2)}$

し，座屈の発生が予想される柱基部の領域をカバーできる高さ（h=600mm）とした．また．外巻鋼管とベースプレート上板は接合せず，切り離した構造とした．柱本体と外巻鋼管との隙間については，2.1で仮定した円形断面橋脚の終局限界状態に基づき，No.7，No.9 供試体とも同一の 10mm とした．なお，外巻鋼管の実施工においては，数分割した円弧状の部材を現場において接合し形成することになる．また，隙間部については，防錆上の配慮や隙間の保持の面からシール材や柔な弾性材で充填しておくことが必要である．

(3) 供試体製作

供試体製作に際しては，部材の寸法精度に配慮し，断面寸法精度を左右するダイヤフラムの各辺を切削仕上げするとともに，供試体の鉛直度を確保するためにベースプレート下板を供試体軸線と鉛直になるよう切削仕上げした．

矩形断面供試体の四隅の角溶接については，実橋脚における角溶接を再現するため，外面から開先 6mm の部分溶込み溶接を行い，内面からは脚長 4mm のすみ肉溶接を行った．縦方向補剛材，横リブおよびダイアフラムと補剛板との溶接は，脚長 6mm のすみ肉溶接により行った．柱基部は，ベースプレート上板を補剛板が貫通し，ベースプレート下板とすみ肉溶接により接合する構造とした．なお，ベースプレート上板と補剛板とはすみ肉溶接で接合されている．補強構造は，実際の現場施工を想定して供試体の組立・溶接を完了した後に補強部材の取付けを行った．

円形断面供試体については，鋼板を曲げ加工して円弧状に成形し，完全溶込み溶接により鋼管を製作した．柱基部は箱断面供試体と同様の構造であり，ベースプレート上板を鋼管が貫通し，ベースプレート下板にすみ肉溶接されている．外巻鋼管は，予め鋼管に製作したものを供試体の天板を取付ける前にはめ込み設置した．

補強供試体の柱本体と外巻鋼管の隙間確保には，厚さ 10mm の小さな短冊状のゴムプレートを用いた．外巻鋼管の上下端部位置に円周方向に 15°間隔でゴム板を設置して全周にわたりほぼ均等な隙間を確保した．

3.2 実験方法

(1) 載荷方法

載荷は Fig.8に示すように十分に剛な加力フレーム内に供試体および油圧ジャッキを水平に設置して行った．

実験では，まず供試体に所定の軸力を載荷した後，その軸力を一定に保持した状態で柱頂部の載荷点に正負の繰返し水平荷重を準静的に載荷した．なお，所定軸力については，(公称降伏応力を用いて計算した) 全断面降伏荷重の 15% となるように設定した．この値は，文献[15),16)]によると既設鋼製橋脚（矩形断面）における軸力成分の平均的な値と考えることができる．Fig.7に載荷サイクルの概念図を示す．供試体の下端（ベースプレート上板部直上）が降伏するときの載荷点の変位をδ_{y0}とすると，まず，δ_{y0}を片振幅とした交番載荷を行ない，以降，変位δ_{y0}の整数倍の変位を片振幅とした両振りの交番載荷を$\pm 2\delta_{y0}$，$\pm 3\delta_{y0}$，$\pm 4\delta_{y0}$ …… というように漸次振幅を増加させながら，十分に大きな水平変位および変形が生じ，かつ水平反力が降伏時の値より十分に下がるまで載荷を行った．

本実験では繰り返し荷重の載荷条件として各δ_{y0}における繰り返し回数を 1 回ずつとした．降伏点を越える弾塑性域においては，荷重－変位関係はそれまでの負荷履歴に依存することや一回の地震での最大耐荷力を越える振幅の発生頻度を考慮して設定したものである．特に，鋼製橋脚のヒステリシスループの特徴から，RC 橋脚とは異なり大変形時に残留変位が残りやすく，

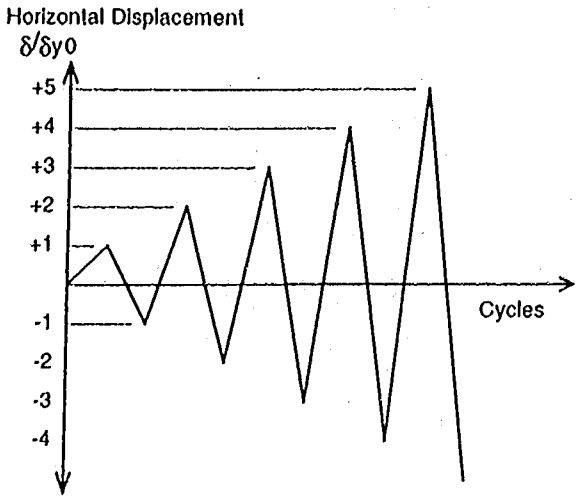


Fig.7 Loading Program

その状態を中心とした片振りのような挙動をする場合も多く見受けられ，また1ループでのエネルギー吸収量が極めて大きなことにも着目し，1回の方がより実際に近いと考えた．

繰り返し載荷の基本変位となるδ_{y0}は，以下により算出した．

$$\delta_{y0} = \frac{H_y h^3}{3EI} \tag{1}$$

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A}\right)\frac{z}{h} \tag{2}$$

ここで，σ_yは鋼材の降伏応力であり，計算に際しては矩形断面供試体とt=16mmの円形断面供試体については$3200kgf/cm^2$（SM490の公称降伏点）を，t=9mmの円形断面供試体については$2400kgf/cm^2$（SS400の公称降伏点）を用いた．zは断面係数である．

(2) 計測・観察項目

荷重・変位・ひずみの計測は，供試体頂部の水平変位を動ひずみ計を用いてモニターしながら，水平荷重を一定に保持した状態で静的に行った．計測のステップ数は1ループあたり約40ステップとした．また，加力フレームの変形およびベースプレート浮き上がり等の影響を測定結果から削除するために，供試体のフレーム固定部における回転変位および水平変位を併せて計測した．

供試体外面の変形性状については，目視による観察の他に，矩形断面供試体では補剛板の面外変形量を定規にて，円形断面供試体では座屈波形を横形ゲージを用いて測定した．

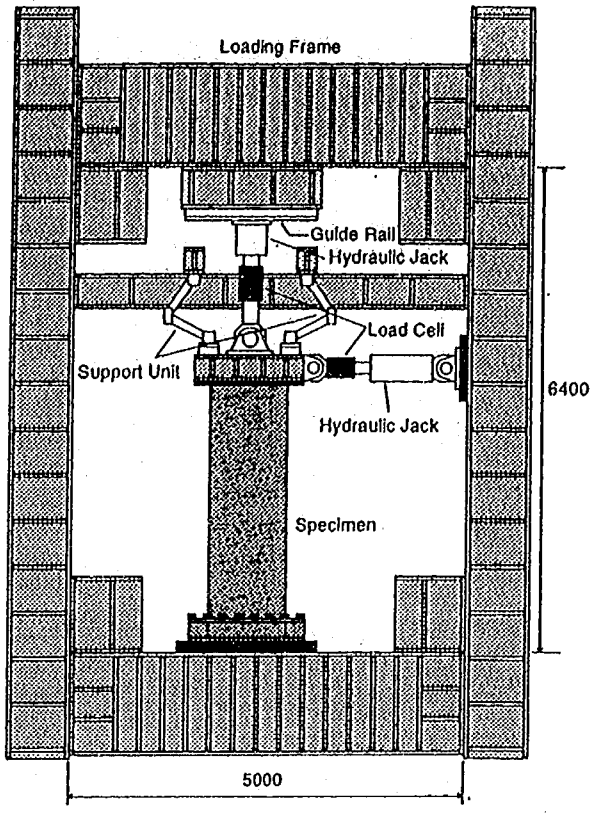


Fig.8 Test Setup

4. 実験結果と考察

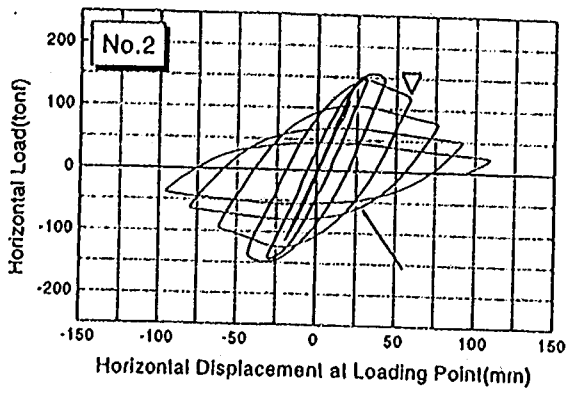
4.1 水平荷重－水平変位関係

各供試体の水平荷重－水平変位関係（ヒステリシスループ）をFig.9に，また，水平荷重－水平変位関係の包絡線を基本断面の同じ供試体ごとにFig.10に示す．なお，水平変位については，供試体基部の水平方向のスライド量と剛体回転により供試体頂部に発生する水平変位を除去したものである．

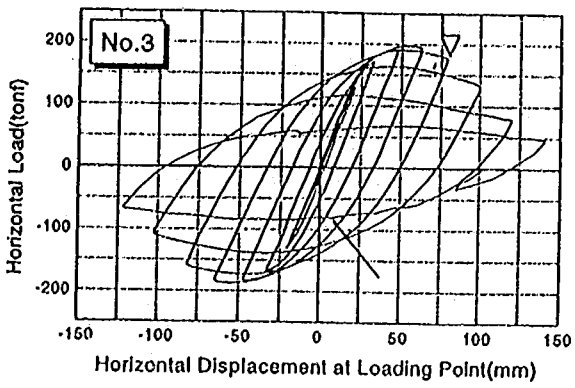
まず矩形断面柱では，外側の角補強を行ったNo.4が耐荷力・剛性とも基本断面であるNo.2と比較して最も大きくなり，内側の角補強を行ったNo.5が最も小さい上昇幅となった．No.3はその中間であった．Fig.9より，補強後はどれも耐荷力と変形性能のバランスを保って全体的に靭性が向上しているが，No.4が一旦荷重ピークを超えてからの1ループごとの劣化が大きいのに対して，No.5のそれが相対的に小さいことがわかる．

円形断面に関しては，予想通り厚肉供試体（t=16mm）・薄肉供試体（t=9mm）とも，剛性および最大耐荷力に基本断面と補強断面でまったく変化がなく，局部座屈が発生して初めて補強効果が現れている．その上で，最大荷重点以降の変形性能は大きく改善されており，これまでになかった変形形態を見せた．

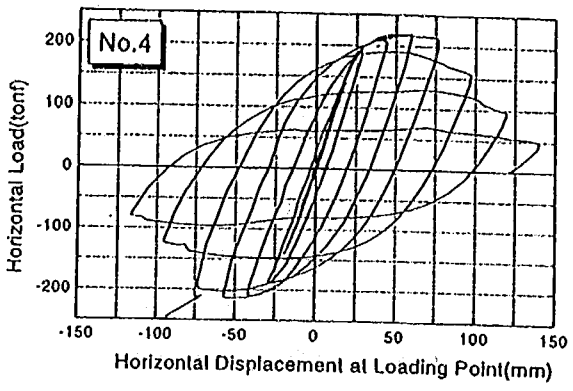
厚肉供試体のNo.7では，No.6で荷重がピークを越えて落ち始めるループになっても荷重を維持し，その



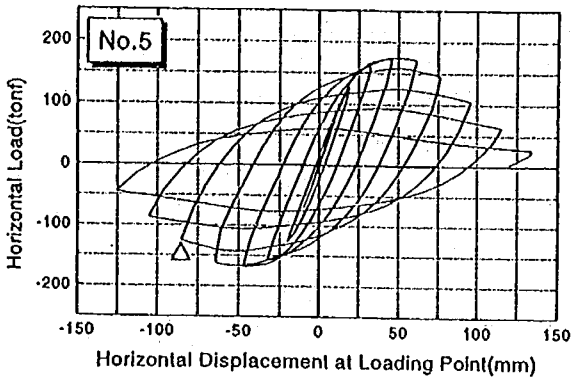
(a)



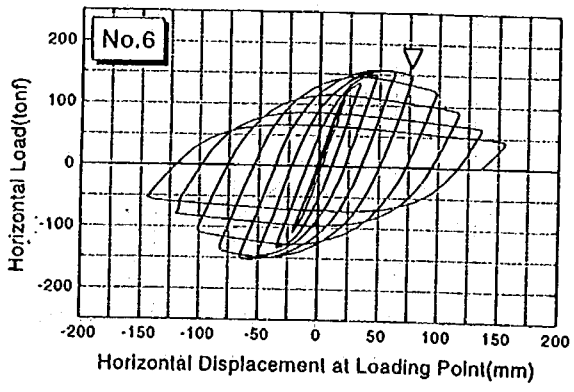
(b)



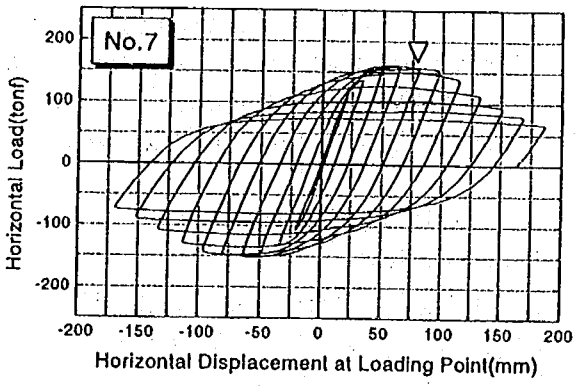
(c)



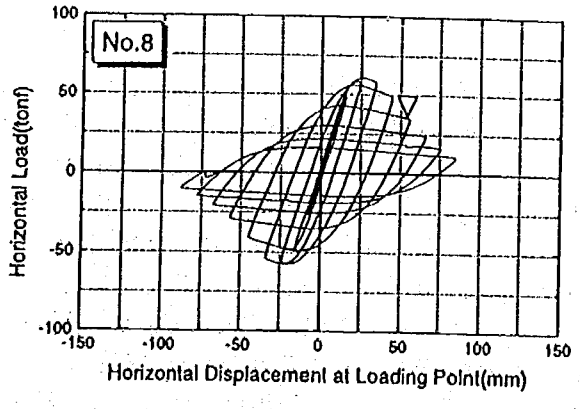
(d)



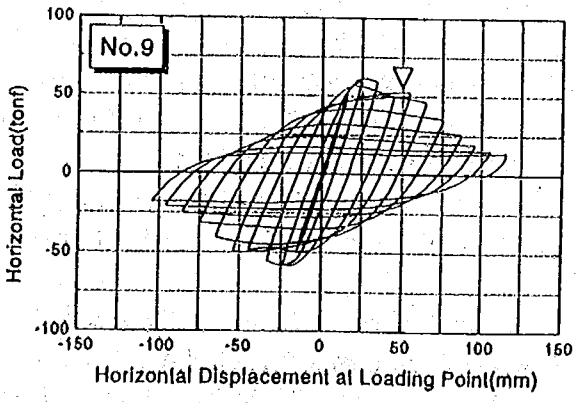
(e)



(f)



(g)



(h)

Fig.9 Hysteresis Loops

後2ループほどピーク荷重を維持した後，徐々に荷重が落ち始めた．また，ヒステリシスをみると，荷重が落ち始めるループでは一旦ヒステリシスが下向きになるが，その後のループにおいてはヒステリシスの改善が認められる．これは，柱本体の変形が外巻鋼巻により拘束されたことを示していると考えられる．外巻鋼管に貼付したひずみゲージの計測値をみても，それまでひずみがまったく現れなかった外巻鋼管において，柱本体が圧縮になる側の軸方向およびフープ方向に伸びを示すひずみが発生しており，この事を裏付けている．

薄肉供試体のNo.9では，水平荷重がピークを超える段階まで無補強のNo.8と同じヒステリシスを記録したが，No.7のように最大荷重を維持することなく無補強のNo.8と同じように一旦荷重が低下した．しかしその後荷重が再び上昇して，補強効果を発揮した．やはりこのとき外巻鋼管のひずみが柱本体が圧縮となる側で伸びを示しており，荷重上昇が外巻鋼管に柱が接触したことによるものであるということを裏付けている．

厚肉供試体と薄肉供試体の違い，つまり，補強効果発揮のタイミングの違いは柱と外巻鋼管との隙間の大きさに起因するものと考えられる．外巻鋼管はどちらも10mmの隙間をあけて設置してあるが，柱本体の板厚との比率で考えると，No.9の隙間のほうが相対的には大きい．従って，No.9ではもっとクリアランスを小さくして，柱本体の変形量との関係において最適なタイミングで補強効果を発揮させることが必要であり，No.7の本体鋼管厚と隙間幅との比に近づけることでNo.7と同様の補強効果を期待できるものと考えられる．

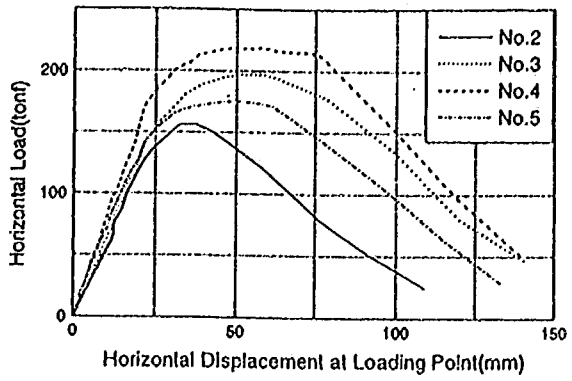
4.2 変形・破壊の進展プロセス

(1) 矩形断面供試体

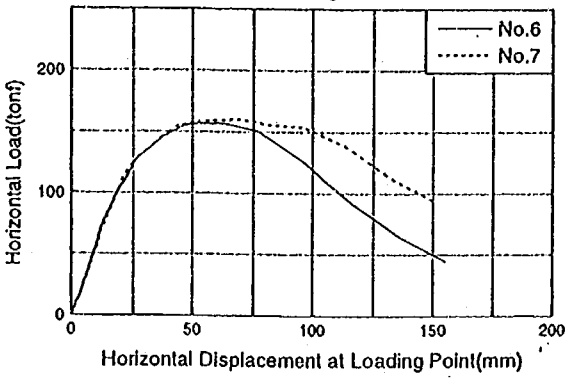
改善対策を施していないNo.2供試体では，水平荷重が最大値を示すころよりベースプレートと横リブで囲まれた最下パネルの圧縮側のフランジが全体的に凹状となる局部座屈が現れた．本文で終局限界状態と仮定した角部に直線定規をあてたとき目視で変形のないことが確認できた変位量は$5\delta_{y0}$までであり，直線度の維持限界の前後で際立った変化は現れなかったが，以降角部のねじれや，それに伴う変形が局所的に早まり，耐荷力が急激に低下する様相を示した．

縦方向補剛材を追加したNo.3も変形の進展は基本的にNo.2と同様であり，角部が直線度を保持できた変位量は$6\delta_{y0}$であった．

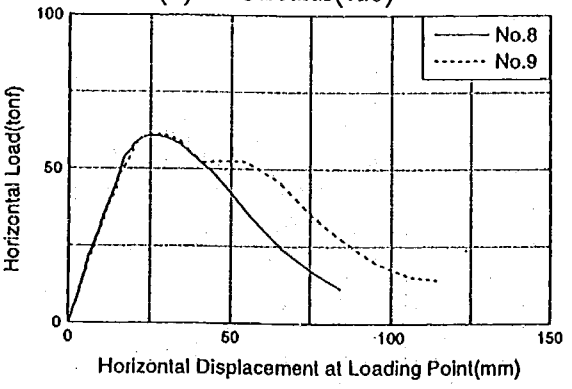
角部を補強したNo.4，No.5も水平力が最大値を示す直後までは挙動は補剛板の座屈に支配されており，基本的にはNo.2と同様の挙動を呈する．しかし2種類の補強構造とも補剛版の座屈後における角部のねじれ現象の発生は遅く，座屈変形が増大しながらも最大荷重点以降においても耐荷力を高く保持している．Fig.9の履歴曲線中に，角部の直線度の維持限界を▽印で示す．



(a)for Rectangular



(b)for Circular(t16)



(c)for Circular(t9)

Fig.10 Envelopes of Positive Side

No.4のヒステリシス中に▽の記載がなされていないのは，載荷終了時点まで角部にねじれ挙動が認められなかったためである．また，No.5供試体においては変位量が$-6\delta_{y0}$程度まで角部の直線度が保持されている．このように角部を補強することにより補剛板の座屈変形の発生後に角部4本の柱からなる安定したラーメン構造（Fig.11）を出現させ，本文で仮定した終局限界状態への移行を遅延させることが可能であると考えられる．また，今回の実験では明瞭に観察することはできなかったが，補剛板表面のひずみの測定結果および変形性状の観察結果からウェブ面については，座屈発生後において四隅の柱を結ぶブレーシングとして機能していることが推測される．なお，No.4の供試体につい

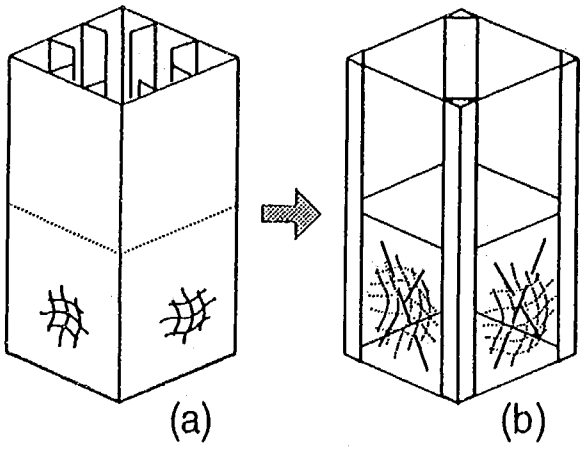


Fig.11 Progress of Deformation for Rectangular Section Specimen

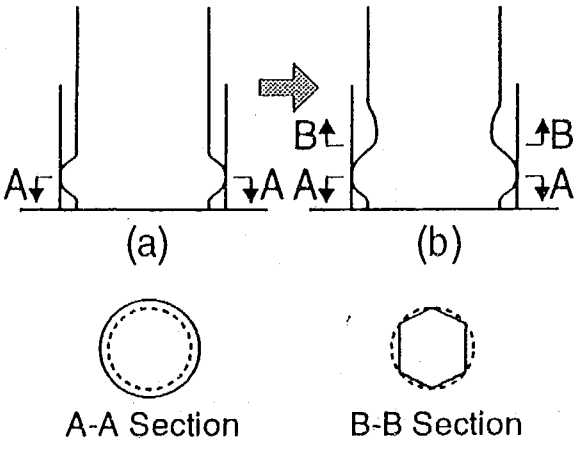


Fig.12 Progress of Deformation for Circular Section Specimen

ては，変形量が$-6\delta_{y0}$ 付近（Fig.9中に↓印で示す）において圧縮側の角溶接線に沿って裂けるような割れが生じた．これは供試体内部に補強設置したコーナープレートが面外座屈を起こし，それに伴い角部を押し広げる力が作用したためと考えられる．しかし，この時点での荷重低下や鉛直変位（軸方向の縮み）の進行はほとんど認められず，鉛直荷重の保持機能に支障をきたすことはなかった．No.5 の供試体においては，No.4 において見られたような割れは発生しなかった．これは，高力ボルトで補強材を接合することにより，載荷に応じて柱本体と補強材との間にずれが生じ，このずれがひずみの集中を適度に開放したことが一因として考えられる．

(2) 円形断面供試体

改善対策を施していない No.6，No.8 は水平荷重が最大となる直前より圧縮側の柱基部に凸状の局部座屈が現れはじめた．その後繰り返し載荷にともない，座屈変形が大きくなるとともに周方向に進展し，やがて反対側から進展してきた同様の座屈変形と一体となり，いわゆる提灯座屈のモードを呈した．この座屈モードについては，水平荷重が最大時の 1/3 に低下した実験の最終段階においても変化がないことから，本実験条件下での終局状態と考えられる．

No.6，No.8 については，提灯座屈のモードでの頂点の突出変形量の平均値が約 10mm になった点を，No.7，No.9 については，ヒステリシスループの様子から，柱本体の変形部が外巻鋼管に接触したと考えられる点を Fig.9中に ▽ で示す．補強の有無でほぼ同一の水平変位を示している．この変位量が 2.章で仮定した円形断面橋脚の変形モードからみた終局限界状態に一致するものと見なしたとき，特に薄肉の無補強供試体（No.8）では水平荷重が最大耐荷力の 60% 程度に低下しているのに対し，補強供試体（No.9）のそれは 90% 程度の大きな耐荷力を示していることがわかる．

改善対策を施した No.7 は，水平荷重が最大値より少し低下した頃より No.6 の提灯座屈の発生位置に該当する位置で外巻鋼管に，鋼管柱本体に発生した提灯座屈の頂点を映し出すような変形が現れた．さらに載荷を進めると，この変形の直上において管周の数ヶ所を節として節と節の間の円弧が直線になろうとする変形が生じた．実験終了後，供試体を解体して鋼管柱本体の状況を調査した結果，橋脚の基部近傍に提灯座屈が，その直上には円周の 5，6ヶ所を節とする凹状の局部座屈が生じていた．一方，No.7 と同一の方法で改善対策を施した No.9 は，実験の最終段階まで外巻鋼管はほとんど変化が見られなかったが，鋼管柱本体の変形は No.7 とほぼ同様の形態を呈していた．以上より，改善対策を施した円形鋼管の変形の進展プロセスを以下のように考えることができる．

Fig.12(a) に示したような提灯座屈が発生し，これを第一モードとすると，外巻鋼管に接触した後は (b) のように第一モードとしての変形が妨げられるため第二モードとして次の座屈が発生した．局部座屈が生じた柱を荷重を受けていない補強材で支えることにより，安定した塑性ヒンジ状の構造物が出現したものと考えられる．

5. 耐震性能評価と改善効果

現在，道路橋示方書[5]における大地震時の耐震性能評価方法として RC 橋脚を対象に，限界状態までの弾塑性エネルギーと弾性入力エネルギーが等価になるというエネルギー一定則に基づいた保有水平耐力照査法が採られている．この考え方に準じて鋼製橋脚の限界状態までの弾塑性吸収エネルギーを用いて耐震性能評価を行う前に，RC 橋脚と鋼製橋脚のヒステリシスの特徴の違いを考慮して限界状態を設定する必要がある．

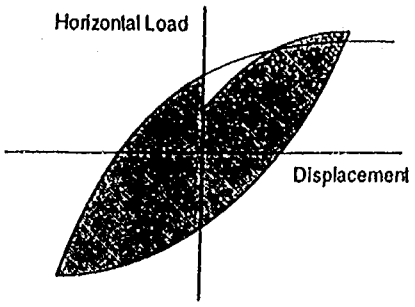
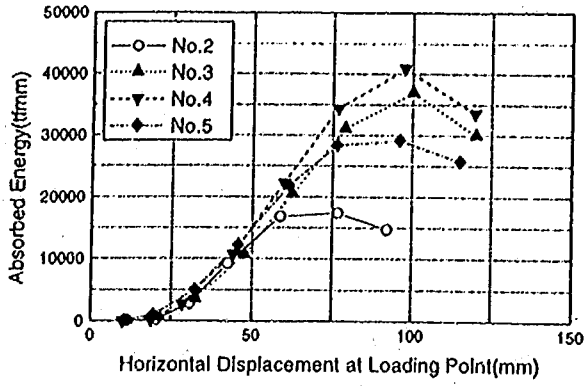
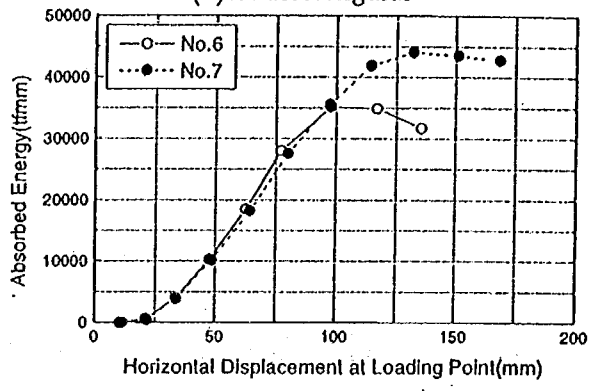


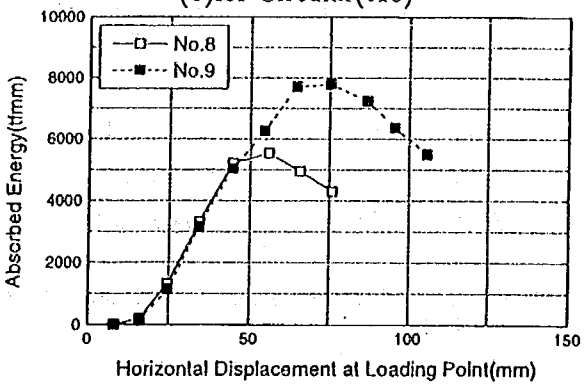
Fig.13 Absorbed Energy



(a)for Rectangular



(b)for Circular(t16)



(c)for Circular(t9)

Fig.14 Energy Absorption in 1 Loop

鋼製橋脚のヒステリシスループの特徴は，1ループあたりのエネルギー吸収量の大きさに代表される（Fig.13）．ある変位まで変形した後逆方向へ載荷した場合，除荷剛性が長く継続し，ヒステリシスの第2・第4象限の面積が大きな紡錘形を呈している．さらにこの特徴は，最大荷重点以降もある変位領域までは安定して発揮される．

Fig.14は，各供試体について1ループごとのエネルギー吸収量を示したものである Fig.10に示した水平荷重－水平変位関係の包絡線との対比から，エネルギー吸収量は荷重ピーク点以降も増加しており，荷重がおおよそ初期降伏荷重（H_y）まで低下したところで最大となっていることがわかる．これは既往の研究[10),14)]でも指摘されている．このようなことから，ここでは各載荷ステップの最大変位時の耐荷力がH_y以上である範囲内で，1ループの吸収エネルギーが最大となる時点をエネルギー吸収能の観点から限界状態と設定し，エネルギー論的な視点から耐震性能改善効果について評価する．

Fig.15は，RC 橋脚の保有水平耐力照査の手法に準じてエネルギー一定則を模式的に示したものである．原点と包絡線の降伏点，最大荷重点およびエネルギー吸収能から設定した限界状態点を結んだ面積を弾性入力エネルギーと等価になるとおいて弾性応答作用力（H_E）を算出するものである．ただし，本実験ではあくまでも既設橋脚を対象にしていることから，降伏荷重H_yは全供試体とも無補強断面供試体の降伏荷重とした．各供試体の降伏時変位δ_y，最大荷重H_m，最大荷重時変位δ_m，限界状態時の変位δ_uと，これらを用いて算定した吸収エネルギー量および弾性応答作用力と降伏荷重の比率H_E/H_yと無補強断面の比率を1としたときの補強断面の比率の大きさをまとめて Table 4に示す．なお，H_yの算定は，引張試験の結果（Table1）を用い，式2により行った．

矩形断面橋脚では無補強の No.2 と比較して他の3体では吸収エネルギーにおいては2倍以上の改善効果が現れている．補剛板の幅厚比制限を行うことの効果と角部を補強した場合の効果を弾性応答作用力（H_E/H_y）により比較すると，No.4 の比較的剛に角部を補強した場合には無補強の場合の 1.77 倍となっており，幅厚比を小さくした場合（1.55 倍）より大きな効果が得られている．ただし，No.4 における効果については最大荷重の上昇にともなう吸収エネルギーの増大が寄与していることに留意する必要がある．溶接により補強部材が取り付けられた供試体は，断面定数の上昇により耐荷力も向上していると考えられる．

角部を柔に補強した No.5 については，改善効果は 1.51 倍と No.3 と同等ながら，最大荷重の上昇については No.3 より小さく，このことを考慮するならば本研

Table4 Load and Displacement at Yield, Maximum and Ultimate State

Specimen	H_y (tf)	δ_y (mm)	H_m (tf)	δ_m (mm)	δ_u (mm)	Absorbed Energy $(tfmm)$	H_E/H_y	Ratio
No.2	108	18	156	34	59	6266	2.59	1.00
No.3	104	16	197	51	100	13474	4.02	1.55
No.4	105	13	219	58	98	14404	4.62	1.77
No.5	105	15	175	47	96	12080	3.94	1.51
No.6	85	15	157	48	117	13097	4.48	1.00
No.7	88	15	160	59	151	17517	5.18	1.16
No.8	42	10	61	27	56	2439	3.63	1.00
No.9	40	10	61	25	75	3370	4.27	1.18

Notes: H_y is Calculated Value using the Result of Tensile Test
Ratio: Reinforcement-Basic Section Ratio of H_E/H_y

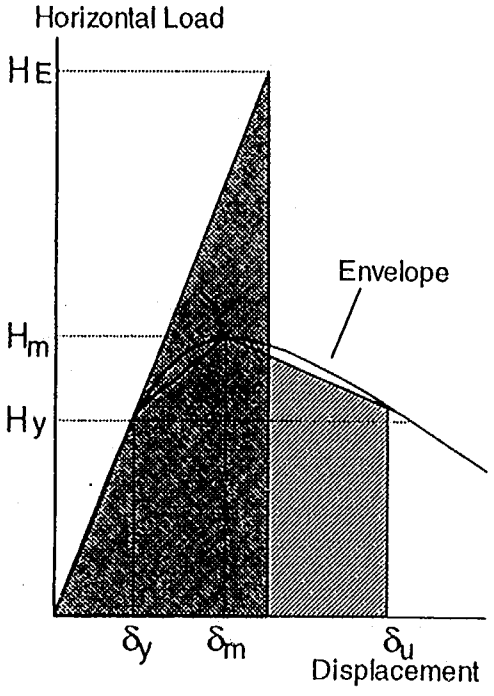


Fig.15 Lateral Earthquake Load-Displacement Relationship

究において期待した構造特性を有する補強方法であるといえる．このように，同じ角部の補強方法でもその方法により改善効果が異なることから，剛性を増し最大荷重を上昇させることによりエネルギー吸収能を確保するのか，あるいは最大荷重は増加させずに靭性の向上を期待するのか，基礎やアンカーボルトへの影響，施工条件などを加味して補強方法を選定することが必要である．

円形断面橋脚については，改善効果が1.16~1.18倍であり，矩形断面橋脚ほどの大幅な改善効果は認められなかった．特に厚肉（t=16mm）のNo.6とNo.7は，基本断面供試体自体が大きな変形性能を有していたことによるものと考えられる．しかし薄肉（t=9mm）のNo.8，No.9供試体では，前節でも述べたように隙間の設定が適切ではなかったことが改善効果に影響を及ぼしているものと考えられることから，この点に配慮するならばさらにに大きな効果が期待できる．

6. 結論

本研究では，鋼製橋脚の耐震性能の改善を目的とし，局部座屈後に安定した構造系に移行するいくつかの方法を提案し，準静的繰り返し載荷実験を行った．そして，破壊の進行形態から構造系移行の仮説を実証するとともに，エネルギー論的な視点から耐震性能の評価を行った．その結果得られた結論は以下の通りである．

1. 矩形断面供試体において，今回の実験条件下では補剛版の局部座屈が先行し，その後角部がねじれを伴って変形し，剛性と耐荷力を失ってゆく挙動を示したが，角部を補強することにより，その変形は著しく抑制されるとともに角部の4本柱+補剛板のブレーシングの構造系に移行し，靱性も改善されることが確認された．
2. 2種類の角補強のうち，角部に閉断面を形成する方法（No.4）では，コーナー部の柱がねじり変形をほとんど受けなくなるために，この部分が最後まで柱として挙動したのに対し，アングルによる補強（No.5）では，ねじれの生じる位置は変化したものの，最終的には無補強断面（No.2）に類似した挙動を示した．
3. 板とダイアフラムに溶接して増設した補強部材は，その断面定数の改善分に相当する耐荷力の上昇をもたらし，これに対し高力ボルトを用いダイアフ

ラム部に固定せずに設置した補強部材の耐荷力増加への寄与は接合面のすべりなどの影響により非常に小さい．逆に変形性能の点から見ると，大変形時の水平荷重－変位の勾配はボルト接合タイプの方が安定しており，靱性の改善に寄与している．

4. 縦リブの追加は変形モードへの改善効果はないが，靱性の改善効果は期待できる．
5. 円形供試体の場合，隙間をあけて局部変形防止用の鋼管を基部に設置することで，初期剛性と最大耐荷力を全く変化させずに最大荷重以降の靱性を向上させることができた．
6. 鋼管柱本体の板厚と外巻鋼管の板厚・隙間の比率を適切に設定することで，補強効果を調節できることの可能性を示した．

今回の実験では，兵庫県南部地震において見られた矩形断面橋脚の角溶接部が破断する破壊モードを再現していない．別途実験により，基部に打設されるコンクリートが局部座屈のモードを拘束することが関連した現象であることはほぼ明らかになっており，今後は，この点をも加味した実験を引き続き行う予定である．

なお，鋼製橋脚の耐震性能向上については，現在，建設省土木研究所を中心として首都高速道路公団，阪神高速道路公団，(社) 日本橋梁建設協会および (社) 鋼材倶楽部の5機関による共同研究を実施しており，本実験はその準備段階において計画され実施されたものであり，今後結果を共同研究に反映してゆくものであることを付記しておく．

参考文献

1) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様，平成7年2月．
2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料（案）平成7年6月，
3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書，平成7年3月．
4) 土木学会　鋼構造委員会　鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の新技術に関する調査研究報告書（中間報告），平成5年3月．
5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，平成2年2月．
6) 土木学会　鋼構造委員会　鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.1-16，1994.4.
7) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：鋼製橋脚橋脚模型正負交番載荷実験，土木研究所資料第2174号，ISSN 0386-5878，昭和58年3月．
8) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，PP.93-106，1991.3.
9) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人：補剛矩形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，1992.3.
10) 宇佐美勉・坂野　茂・是津文章・青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす載荷履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp.235-247，1993.
11) 鈴木森晶・宇佐美勉・竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.99-108，1995.1
12) 宇佐美勉，葛漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993年3月．
13) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し挙動を受けるコンクリート充填柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994年3月．
14) 富永知徳・安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol40A，pp.189-200，1994.
15) 中井　博・河井章好・吉川　紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，82-6，pp.35-40，1982.
16) 中井　博・河井章好・吉川　紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，82-7，pp.43-49，1982.

(1995年9月18日受付)

鋼製橋脚の耐震補強に関する実験

建設省土木研究所　西川和廣*・山本悟司*・上仙　靖*
新日本製鐵㈱　安波博道**
㈱横河ブリッジ　名取　暢***

兵庫県南部地震では鋼製橋脚が初めて大きな被害を受けた．鋼製橋脚の大地震時における応答および抵抗メカニズムやじん性の評価については未解明な点が多く，これらの特性を明らかにし，早急に設計法を確立する必要がある．「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」においては，鋼製橋脚は，コンクリートを充填することとしているが，既設橋脚では，コンクリート充填による耐荷力の上昇や剛性増加の応答への影響を考慮すると，基礎やアンカー部の補強を行う必要が生じる場合がある．現場施工の困難さを考えると，剛性および保有耐力の上昇を極力抑えた補強方法が望まれている．

そこで本研究では，鋼製橋脚の耐荷力を上昇させず，じん性のみを向上させるような補強方法を矩形断面，円形断面それぞれの橋脚に対して提案し，大型供試体を用いた準静的2軸繰返し載荷実験を実施して，その耐震性能向上効果を確認した．

1．はじめに

（1）背景と目的

鋼製橋脚はこれまで大地震にさらされた経験がほとんど無く，兵庫県南部地震で初めて被害を受けたといってよい．結果的に2基の被災例[1]を除き崩壊を免れたが，大地震時の応答および抵抗メカニズムやじん性の評価については未解明な点が多い．したがって，鋼製橋脚におけるこれらの特性を明らかにし，早急に設計法を確立する必要がある．

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」[2),3)]においては，鋼製橋脚は，コンクリートを充填することによりじん性を確保することとしている．これは確実に高いじん性を得られる方法として，既に実験データがある程度存在していたことによるが，既設橋脚では，コンクリート充填により，耐荷力の上昇や剛性の増加の応答への影響を考慮すると，基礎やアンカー部の補強を行う必要が出てくるものと考えられる．現場での施工を考えると，基礎の補強は困難な場合もあり，剛性および耐荷力の上昇を極力抑えた補強方法の確立が望まれている．

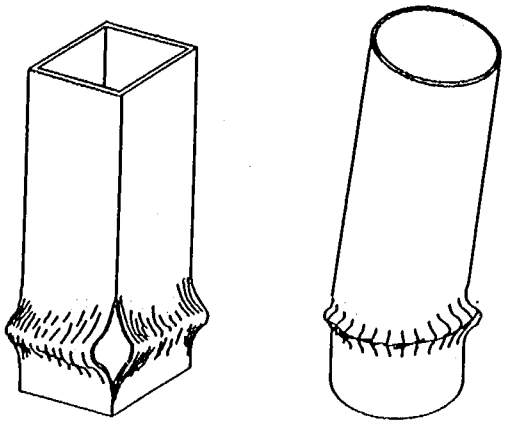
そこで本研究では，鋼製橋脚の耐荷力を上昇させず，じん性のみを向上させるような補強方法を考案し，大型供試体を用いた準静的2軸繰返し載荷実験を実施し，その結果耐震性能向上の効果を確認した．

（2）鋼製橋脚の終局限界状態と補強の考え方

鋼製橋脚の終局限界状態については，今後も議論を要するところであるが，被災地における鋼製橋脚の損傷を見る限り，角溶接部が縦方向に裂け，4枚の補剛板が分離するような状況となった矩形断面橋脚以外は，かなりの局部座屈変形を生じたにもかかわらず崩壊には至っていない．したがって，今回のような大きな地震力に対して局部座屈を終局限界とすることは，必ずしも適当でないように思われる．

そこで本研究では，鋼製橋脚の終局限界状態を図-1に示すように想定することにした．すなわち，矩形断面橋脚については角溶接部が縦方向に裂ける状態，また，円形断面橋脚については，1箇所の局部座屈に変形が集中し，橋脚が大きく傾いたり円周方向に割れが生じた状態とした．いいかえれば，損傷状況の観察から絶対に避けるべき状態を新たに終局限界状態と定義し直したものである．

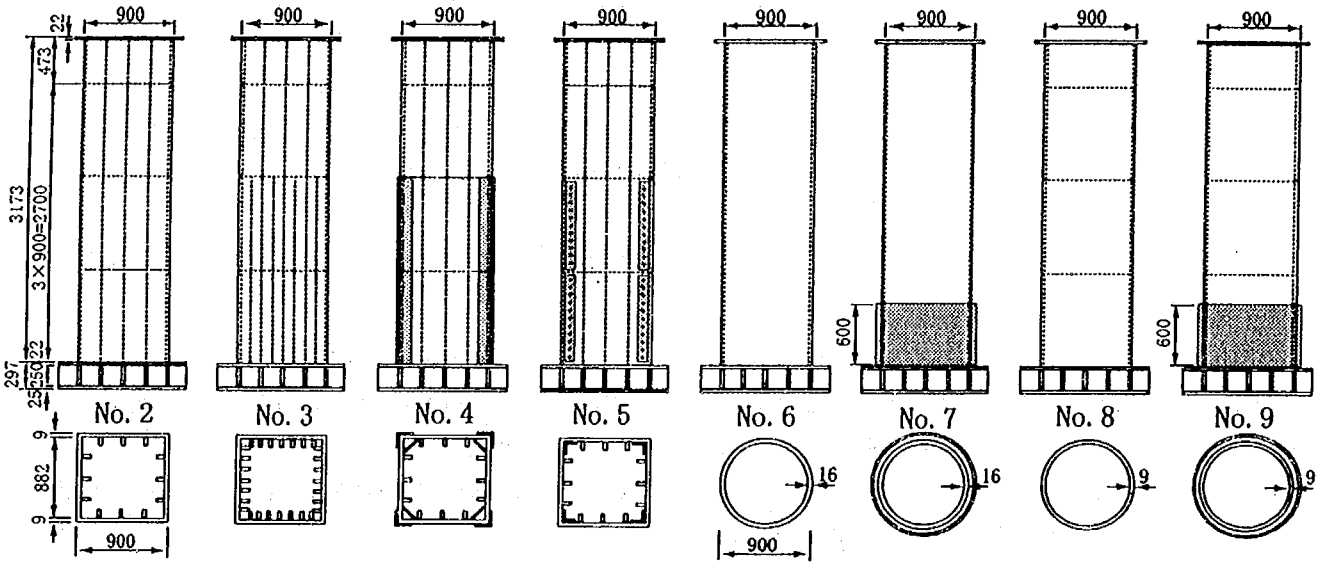
キーワード：鋼製橋脚，じん性，終局状態
* 建設省土木研究所構造橋梁部，0298-64-4919
** 新日本製鐵㈱鉄鋼研究所，0439-80-2746
***㈱横河ブリッジ技術本部，043-247-8411



図－1　鋼製橋脚の終局限界状態

表－1　供試体の諸元

供試体	A (cm²)	I (cm⁴)	Rf	γ / γ*	σ y' (kgf/cm²)
No.2	378.4	480,480	0.51	0.91	3,864
No.3	455.2	566,520	0.26	0.37	3,755
No.4	481.6	652,808	0.51	0.91	3,779
No.5	485.4	661,327	0.51	0.91	3,770
供試体	A (cm²)	I (cm⁴)	R / t		σ y' (kgf/cm²)
No.6	444.3	434,189	28.1		3,514
No.7	444.3	434,189	28.1		3,548
No.8	251.9	250,023	50.0		2,961
No.9	251.9	250,023	50.0		2,849



図－2'　供試体の概略

次に上記の終局状態を防ぐことをねらった補強方法を考案した．

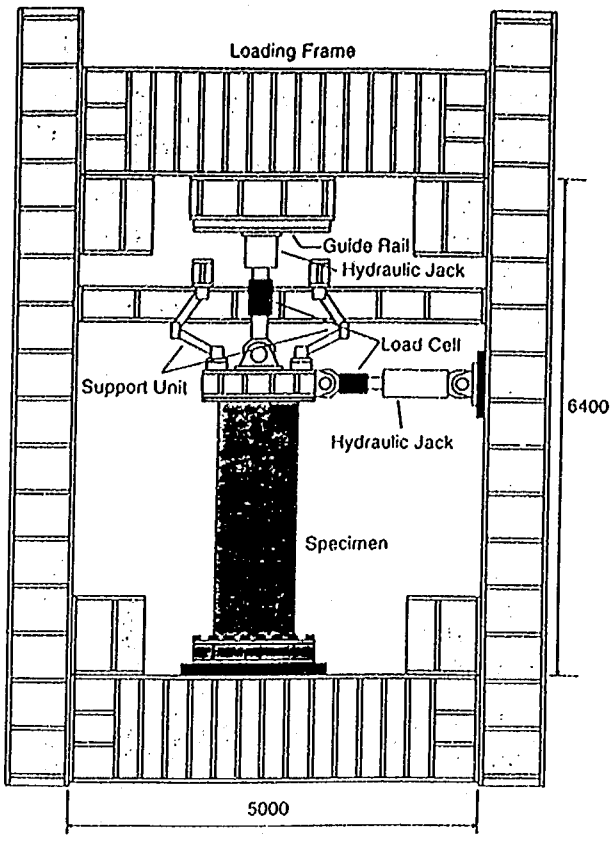
矩形断面橋脚では，崩壊を免れた橋脚では角部が座屈することなく健全であったことに注目し，角部を補強することとした．これは補剛板の局部座屈後も，角部が構成する4本柱と座屈した補剛板がブレーシングとして働く安定な構造へ移行することにより，じん性の向上を図ることを期待したものである．

一方円形断面橋脚では，局部座屈発生後の変形の集中を回避し，変形領域を広げることねらって，隙間を設けた鋼板巻立てによることとした．これは，局部座屈が発生し変形が一定値を超えると外側の鋼板の拘束効果が発揮され，座屈変形を制御するとともに，変形領域拡大によりじん性が向上することを期待したものである．

2．実験方法

（1）実験供試体

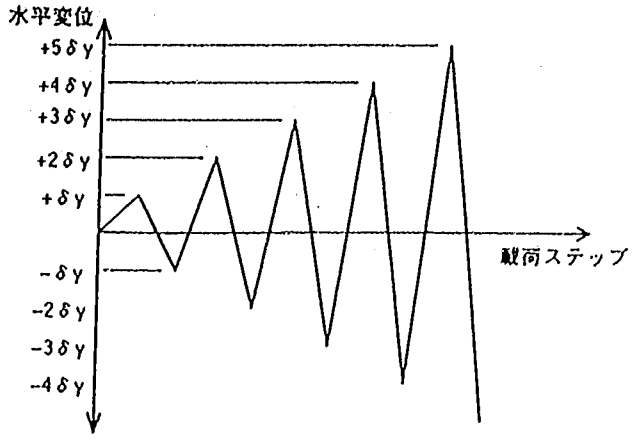
供試体は，図－2に示すように矩形断面4体および円形断面4体とし，そのうち矩形断面の1体および円形断面2体を基本供試体，残りの矩形断面3体および円形断面2体を補強を施したものとした．基本供試体の主要なパラメータは，既設鋼製橋脚を参考にして決定した[4),5)]．供試体の諸元を表－1に示す．ここで，Aは供試体の断面積，Iは断面2次モーメント，Rfは幅厚比パラメータ，γは縦リブ剛比，γ*は線形座屈理論に基づく最適剛比，R / tは径厚比，σ y'は材料試験から得られた降伏応力度である．供試体高さは3470mmであり，断面は溶接の再現などを考慮してできるだけ大きな断面を与えることとした．



図－3　載荷装置図

矩形断面橋脚については，基本供試体（図－2のNo.2）の断面寸法が900mm × 900mm，補剛板の板厚が9mm，縦リブの板厚が6mm，板幅が80mm，材質はSM490である．横リブダイヤフラムは900mm間隔とし，板厚は6mmである．基本供試体に補強を施した供試体は，補強材の断面積がほぼ等しくなるように設定した．No.3は縦リブを追加したものである．No.4は内側に閉断面となるようにコーナープレートを，外側にアングルを想定した鋼板を溶接したものである．No.5はフィラープレートを介してアングル材を高力ボルトで接合したものである．

円形断面橋脚については，基本供試体の直径が900mmであり，板厚が16mm，材質がSM490の供試体（No.6）と，板厚が9mm，材質がSS400の供試体（No.8）の2体である．補強はともに隙間を10mm確保し，板厚9mmの鋼板を巻立てた．巻立てた鋼板は，十分に局部座屈をカバーできるように高さ600mmとし，基部は脚の変形を拘束しないように溶接していない．



図－4　載荷方法

（2）載荷方法

載荷は図－3に示すように載荷フレームに油圧ジャッキおよび供試体を水平に設置して行った．まず，供試体に全断面降伏荷重の15%の軸力を導入した．これは既設鋼製橋脚の平均的な値である[4),5)]．さらに，軸力を一定に保持しながら図－4に示すように水平荷重を漸次増加させながら，準静的に正負交番載荷した．δ_yを計算上供試体下端が降伏するときの水平変位として，δ_yを片振幅とする正負交番載荷後，$\pm 2\delta_y$，$\pm 3\delta_y$，$\pm 4\delta_y$，・・・というように，十分に大きな水平変位および変形が生じ，水平反力が降伏時の値より十分に下がるまで載荷を行った．各δ_yでの繰返し回数は，一般には3回ずつ繰り返す方法が採用されているが[6)-10)]，本実験では1回とした．これは鋼製橋脚においては，除荷剛性が高く，1回の繰返しによるエネルギーの吸収量がRC橋脚に比べて大きいというヒステリシスループの特徴から，変形が大きくなると両振り挙動をしにくいと推測されるためである．ハイブリッド試験や損傷状況もこのことを示していると考えられる[11)-13)]．また，包絡線で地震時の応答を推定しようとする場合，繰返し回数1回でも安全側過ぎ，片振り試験でもよいのではないかという考え方もあり得る．

基本断面のδ_yは，次式により求めた．

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \qquad (1)$$

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A}\right)\frac{z}{h} \qquad (2)$$

ここで，σ_yは鋼材の降伏応力であり，載荷試験時には公称値として SM490 では 3200kgf/cm²，SS400 では 2400kgf/cm² を用いた．H_yは水平荷重，h は供試体高さ，A は供試体断面積，z は断面係数，EI は供試体の曲げ剛性，P は軸力である．補強断面については，基本断面のH_yを載荷したときのδをδ_yとした．

3．実験結果

（1）変形の様子

a）矩形断面供試体

No.2 では±3δ_y時にそれぞれ圧縮側フランジ面が補剛板全体のモードで内側に座屈し始めた．±4δ_y時になるとウェブ面が圧縮側からふくらみ始めた．さらに，次第に角部のねじれが大きくなるように変形が進んだ．＋6δ_y時に角部に大きな圧縮ひずみが生じ，除荷時に横方向に割れが発生した．載荷は＋8δ_yまで行った．

No.3 では±4δ_y時にそれぞれ圧縮側フランジ面が No.2 と同様に座屈し始めた．その後も No.2 とほぼ同様なモードで変形が進んだが，変形量は No.2 と比べて小さかった．＋8δ_y時に角部に大きな圧縮ひずみが生じ，除荷時に横方向の割れが発生した．載荷は＋9δ_yまで行った．

No.4 では±4δ_y時にそれぞれ圧縮側フランジ面が補剛板全体の座屈モードで内側に座屈し始めたが，補強部分の変形は見られず，引張側に変わると変形が元に戻る挙動を示した．±5δ_y時にそれぞれ圧縮側のアングル材にふくらみが生じた．－6δ_y時，圧縮側アングルの局部的なふくらみが大きくなりアングルの角溶接部に溶接線に沿った縦割れが発生した．しかし，補剛板の変形量は No.2 と比較してかなり小さい．＋7δ_yから－7δ_yに載荷中，圧縮側の本体角溶接部に縦方向の割れが発生した．載荷は＋9δ_yまで行った．

No.5 では載荷中，補強に用いた高力ボルトの滑りによる発生音が断続的に鳴り続けた．±4δ_y時に圧縮側フランジ面全体の座屈が始まり，縦リブ間の変形もみられた．角部は 90 度を保ったままねじれが大きくなり，実験終了時まで角部に割れは発生しなかった．載荷は＋9δ_yまで行った．

本実験では，想定した終局限界状態である，角部が縦方向に裂ける割れを生じるような変形モードは基本断面で再現されなかったが，少なくとも No.4 および No.5 供試体の補強方法によれば，角溶接の縦方向の割れは防げるであろうことは容易に推察される．

b）円形断面供試体

No.6 では±4δ_y時にそれぞれ圧縮側に局部座屈がみられたが，±6δ_yまでは引張側になると変形が元に戻った．＋7δ_y時に座屈が全周にわたりつながった．その後変形が次第に大きくなっていったが，割れが発生することはなかった．載荷は＋10δ_yまで行った．

No.7 では－6δ_y時まで巻立て鋼板に変化はみられなかった．＋7δ_y時に圧縮側でわずかに変形がみられた．それ以降，巻立て鋼板のふくらみが徐々に進行した．載荷は＋12δ_yまで行った．

No.8 では±3δ_y時にそれぞれ圧縮側に局部座屈がみられた．－4δ_y時に座屈が全周にわたりつながった．その後変形が次第に大きくなっていったが，割れが発生することはなかった．載荷は－9δ_yまで行った．

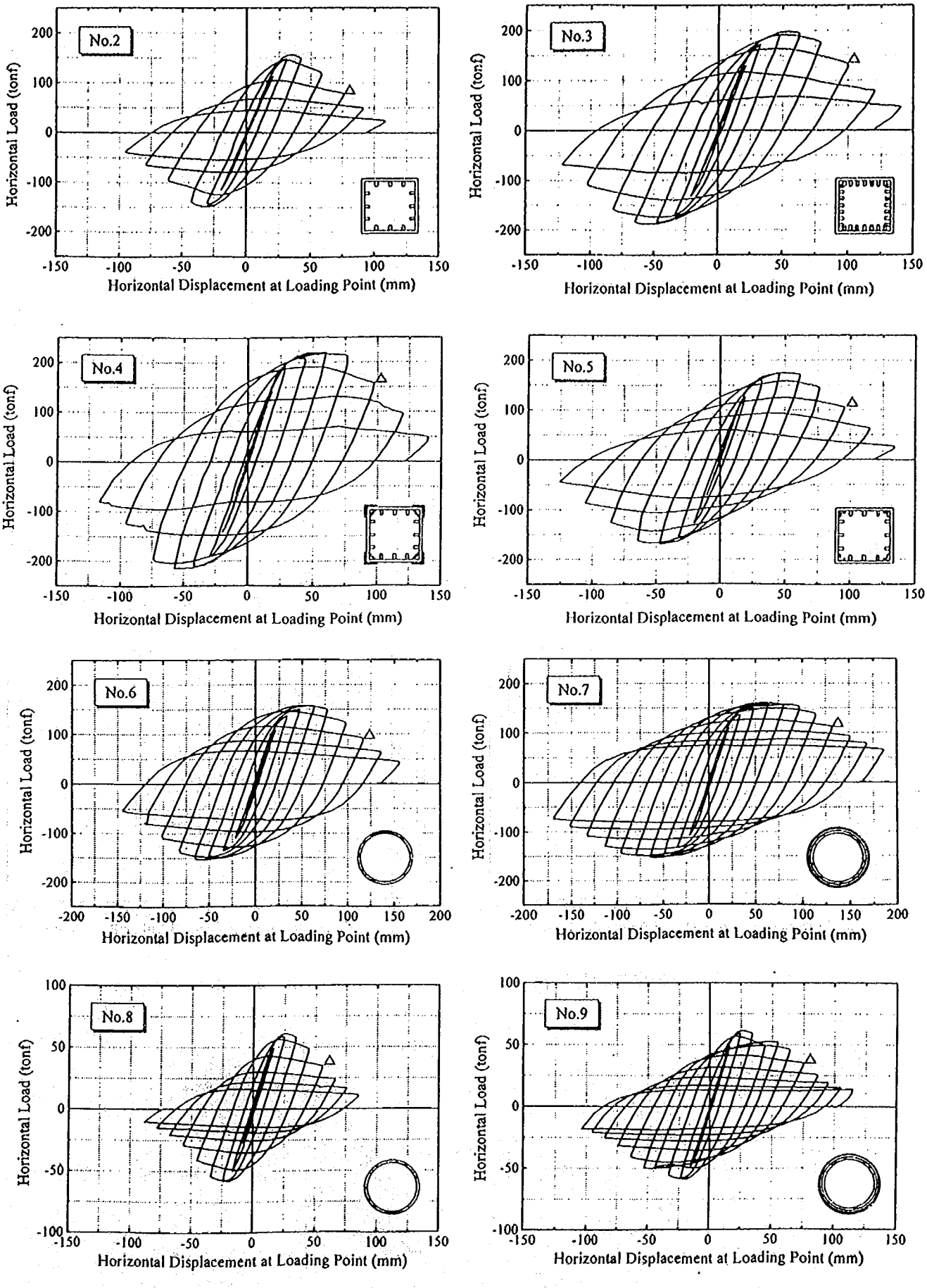
No.9 では実験終了時まで巻立て鋼板にほとんど変化はみられなかった．載荷は＋12δ_yまで行った．

（2）水平荷重－変位関係

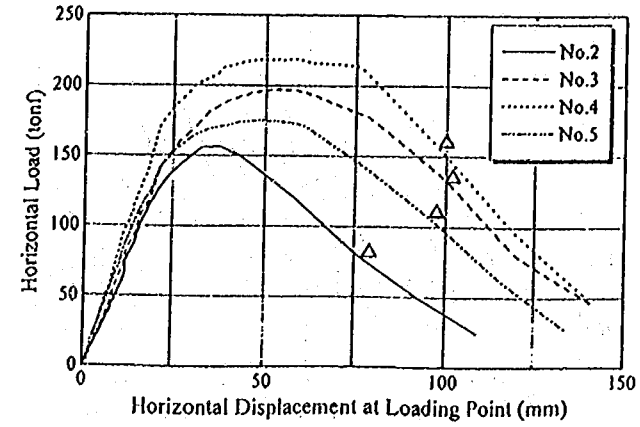
各供試体の水平荷重－水平変位関係（ヒステリシスループ）を図－5に，水平荷重－水平変位関係の包絡線を図－6に示す．なお，水平変位は供試体基部の水平方向の移動と回転により供試体頂部に生じる水平変位を補正したものである．

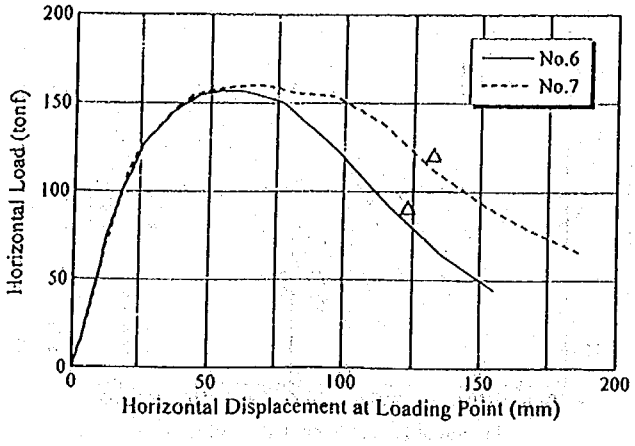
矩形断面橋脚においては，基本供試体である No.2 と比較して，剛性，耐荷力ともに No.4 で最も大きくなり，続いて No.3，No.5 の順となった．荷重ピークを過ぎてからの劣化は，相対的に No.4 で大きく，No.5 で小さい．基本供試体に対する補強供試体の最大耐荷力は，No.3，No.4 および No.5 でそれぞれ約 1.3 倍，1.4 倍，1.1 倍となった．

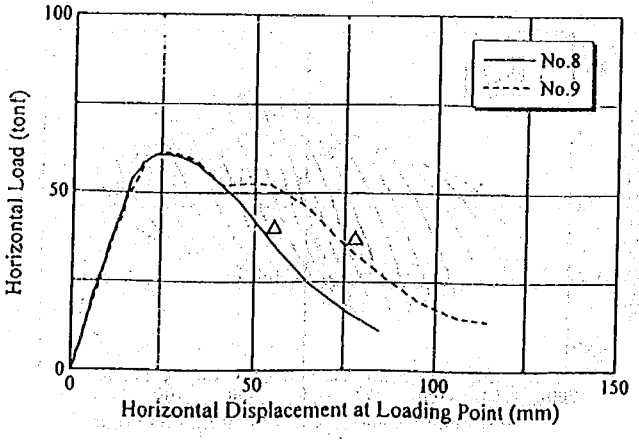
円形断面橋脚においては，剛性および最大耐荷力は基本供試体と補強供試体で同様であり，局部座屈が巻立ての鋼板に接して初めて補強の効果が現れている．補強供試体のうち，巻立て鋼板の拘束効果が



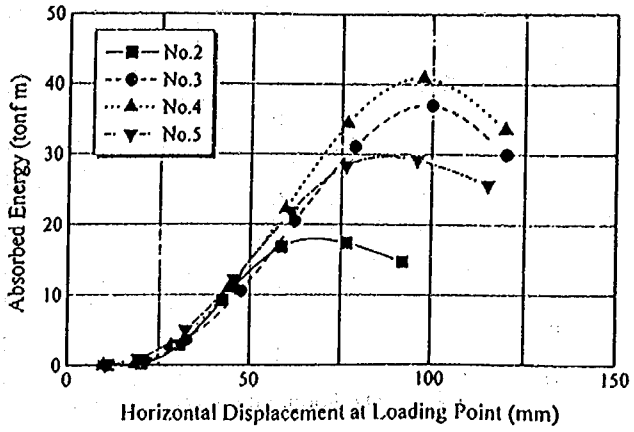
図－5　水平荷重－水平変位関係の履歴曲線

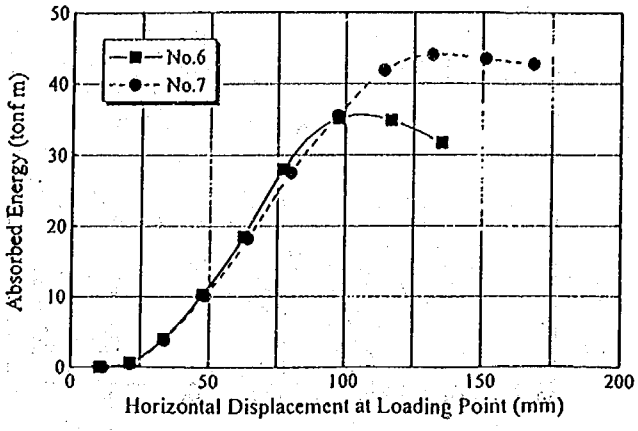


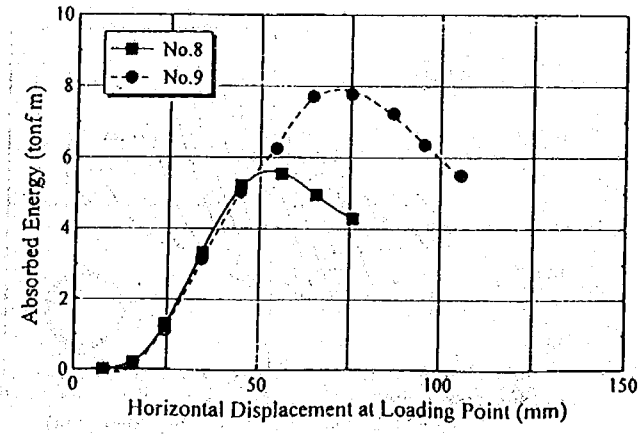




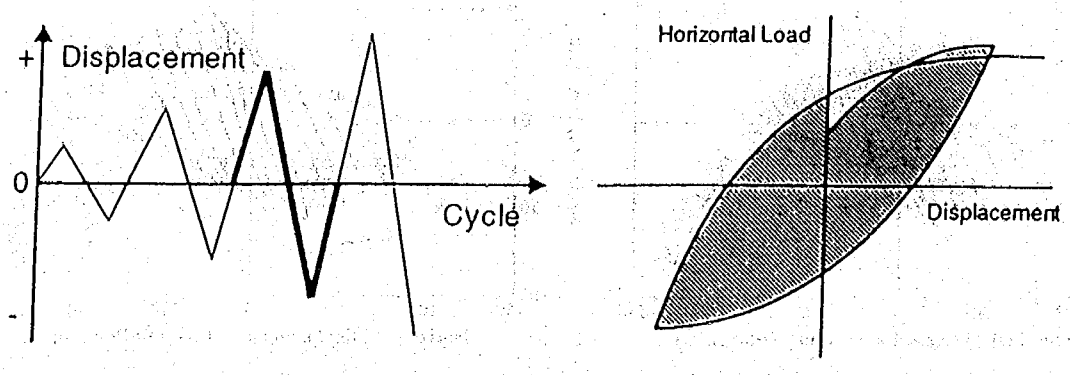
図－6　水平荷重－水平変位関係の包絡線







図－8　エネルギー吸収量



図－7　1サイクルのエネルギー吸収量

現れたのは，包絡線からNo.7では最大耐荷力付近，No.9では耐荷力が減少してからと考えられる．したがって，板厚の小さいNo.9の隙間を小さくすることにより，さらにじん性の向上が可能であると考えられる．

（3）エネルギー吸収

図－7に示すような1ループごとのヒステリシスループの面積，すなわちエネルギー吸収量を供試体のタイプ別に図－8に示す．エネルギー吸収量最大時を図－5および図－6中に▽印で示す．エネルギー吸収量は，ピーク荷重後も増加し続け，最大となるのはピーク荷重をかなりすぎたところであることがわかる．降伏荷重まで下がってもかなりのエネルギー吸収能を有しているといえる．

4．まとめ

本研究では，鋼製橋脚の耐荷力の上昇を伴わずに，じん性を向上させる工法を考案し，大型供試体による準静的2軸繰返し載荷実験を行って，期待した効果を確認することができた．

矩形断面橋脚においては角補強を施すことにより，補剛板の局部座屈後にも角部が構成する4本柱と座屈した補剛板のブレーシング効果により安定した構造系を保つことが明らかとなり，じん性の向上が確認された．角補強の方法については，溶接により補強部材を取り付けると，断面定数の増加に応じて剛性および耐荷力が増加すること，これに対して高力ボルトにより補強部材を取り付けた場合には，大変形時に接合部の滑りを生じるため，剛性および耐荷力の上昇は抑えられるとともに，じん性については向上させる効果があることがわかった．

円形断面橋脚では，隙間を空け巻立てた鋼板の拘束効果により，局部座屈発生後の変形を制御し，変形領域を拡げることで，剛性および耐荷力を上昇させることなくじん性を向上させ得ることを確認できた．

今後，これらの工法によりじん性の向上を図った鋼製橋脚について，動的解析や疑似動的載荷試験を行うなどして定量的な評価を行い，鋼製橋脚の耐震設計の策定に活かしていきたいと考えている．

なお，ここまでの実験では矩形断面橋脚の角溶接部が縦方向に裂けるような破壊モードは再現されていないが，今後，各種の条件を変えた実験を行い，角溶接部補強の信頼性を確認する予定である．

なお現在，鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究を建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，（社）日本橋梁建設協会および（社）鋼材倶楽部の5機関で実施しており，本実験はその準備段階において計画されたものであることを付記する．

参考文献

1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書，平成7年3月．
2) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，平成7年2月．
3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），平成7年6月．
4) 中井　博，河井章好，吉川　紀，北田俊行，酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol.16, No.6, pp.35－40, 1982年6月．
5) 中井　博，河井章好，吉川　紀，北田俊行，酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，Vol.16, No.7, pp.43－49, 1982年7月．
6) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A, pp.105－117, 1992年3月．
7) 宇佐美勉，葛　漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A, pp.249－262, 1993年3月．
8) 葛　漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し挙動を受けるコンクリート充填柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A, pp.163－176, 1994年3月．
9) 冨永知徳，安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A, pp.189－200, 1994年3月．

10) 鈴木森晶，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.507／I－30，pp.99－108，1995年1月．
11) 才塚邦宏，宇佐美勉，木曽英滋，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.277－288，1995年3月．
12) 宇佐美勉，才塚邦宏，木曽英滋，伊藤義人：ハイブリッド地震時応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集，No.519／I－32，pp.101－113，1995年7月．
13) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525／I－33，pp.55－67，1995年10月．
14) 西川和廣，山本悟司，名取　暢，寺尾圭史，安波博道，寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集に投稿中．

EXPERIMENT ON SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL BRIDGE PIERS

Kazuhiro NISHIKAWA, Satoshi YAMAMOTO, Yasushi JOHSEN,
Hiromichi YASUNAMI and Tohru NATORI

In Hyogo-ken Nanbu Earthquake of 1995, steel bridge piers were severely damaged for the first time. Seismic response, resistant mechanism and evaluation of the ductility of steel piers subjected to great earthquake have not been completely found. It is necessary to make clear of the characteristics of steel piers and to establish the design method.

In this research, large-scale biaxial static loading experiments are carried out and several reinforcing methods of steel bridges piers which includes rectangular section and circular section are investigated.

〔今後の耐震設計と耐震補強工法〕
鋼 製 橋 脚

鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験

Cyclic Loading Tests of Large Scale Specimens of Steel Piers

Nishikawa Kazuhiro Murakoshi Jun
西川和廣* 村越 潤 **
Josen Yasushi
上仙 靖 ***

まえがき

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」[2]（以下，「復旧仕様」）では，じん性を確保する方法として，当面，鋼製橋脚においてはコンクリートを充填する方法を示し，コンクリートを充填した鋼製橋脚について地震時保有耐力照査を行うこととしている．

コンクリートを充填しない鋼製橋脚についても，大地震時の弾塑性挙動，じん性向上の方法や評価について明らかにするために，建設省土木研究所において，大型鋼製橋脚供試体の準静的2軸繰返し載荷実験を実施中である．

実験結果の一部はすでに文献3），4）に報告しているが，ここでは，実験の概要とその後さらに追加した実験結果について述べる．

1．実験の概要

1-1 供 試 体

供試体は，断面寸法が矩形断面では900mm×900mm×9 mm，円形断面ではϕ900mm×16mm，9mmであり，実橋脚の1/3程度である．高さは約3.5mで，平均的な橋脚と比較すると短柱であるが，これは載荷装置の制約条件下で，できるだけ大きな断面としたためである．供試体の形状寸法を図-1に，主要なパラメーターを表-1および表-2に示す．

矩形断面の供試体は，既設橋脚の構造諸元[5]を参考に決定したため，現行の道路橋示方書[6]の補剛板の規定を満足していない．基本供試体はNo.20およびNo.18であり，供試体No.11は，既設橋脚の補強を想定し，角部に曲げ加工を施したコーナープレートを高力ボルト接合したものである．供試体No.22およびNo.23については，コーナープレートを溶接接合したものである．

円形断面の基本供試体は，径厚比R/tが28と50の2種類ある．さらに，それぞれ母材板厚の1/2程度の隙間をあけて鋼板を巻き立てた供試体とした．

1-2 載 荷 方 法

所定の軸力を一定に保ったまま，（公称降伏点に基づく）

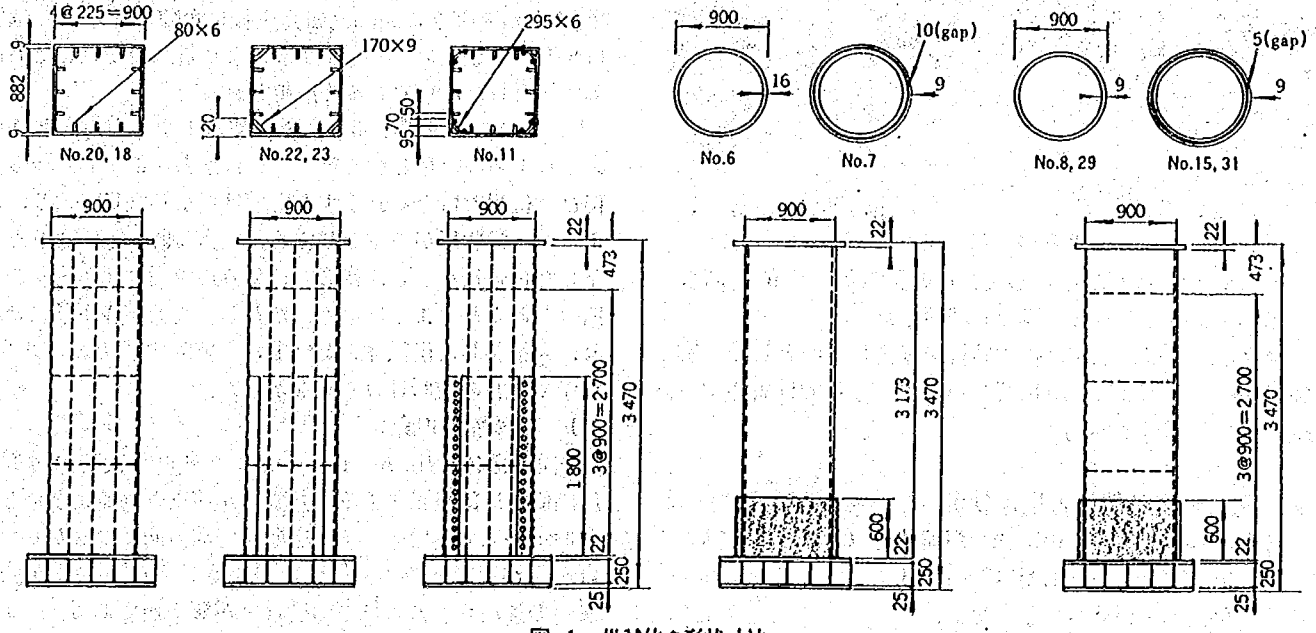


図-1 供試体の形状寸法

* 建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室長
** 建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室 主任研究員
*** 〃 〃 〃 〃 研究員

表-1　矩形断面供試体の諸元

供試体	h (cm)	A (cm²)	I (cm⁴)	σ_y (kgf/cm²)	$\bar{\lambda}$	R_R	R_F	γ/γ^*	σ_c/σ_y	材　質	備　　考
No. 20	342.3	378.4	480 500	4 160	0.27	0.59	0.61	0.91	0.125	SM490	基本供試体
No. 18	342.3	378.4	480 500	3 900	0.26	0.57	0.59	0.91	0.197	SM490	基本供試体 軸力増
No. 11	342.3	378.4	480 500	3 770	0.26	0.56	0.58	0.91	0.128	SM490	コーナープレート高力ボルト接合
No. 22	342.3	439.6	569 300	3 900	0.26	0.57	0.59	0.91	0.106	SM490	コーナープレート溶接接合
No. 23	342.3	439.6	569 300	3 910	0.26	0.57	0.59	0.91	0.169	SM490	コーナープレート溶接接合軸力増

注）　ここに，σ_y：材料降伏点，h：載荷点高さ，I：断面2次モーメント，A：断面積，

$\bar{\lambda}$：細長比パラメーター $\left(=\frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\cdot\frac{l}{r}\right)$，$E$：ヤング係数 $(=2.1\times10^6\,\mathrm{kgf/cm^2})$，

l：有効長 $(=2h\,(\mathrm{cm}))$，r：断面2次半径 (cm)，

R_F：補剛板全体の幅厚比パラメーター $\left(=\frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}}\right)$ [6]，

R_R：補剛材間のパネルの幅厚比パラメーター $\left(=\frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}}\right)$ [6]，

γ：補剛材の剛比，γ^*：補剛材の必要最小剛比，σ_c：軸圧縮応力 $(\mathrm{kgf/cm^2})$，ν：ポアソン比 $(=0.3)$

ただし，高力ボルト接合により取り付けた補強材は断面に含めていない．

表-2　円形断面供試体の諸元

供試体	h (cm)	A (cm²)	I (cm⁴)	σ_y (kgf/cm²)	$\bar{\lambda}$	R_t	σ_c/σ_y	材　質	備　　考
No. 6	340.3	444.3	434 200	3 510	0.28	0.076	0.137	SM490	基本供試体
No. 7	340.3	444.3	434 200	3 540	0.28	0.077	0.136	SM490	隙間10mm巻立て
No. 8	340.3	251.9	250 000	2 960	0.26	0.12	0.122	SS400	基本供試体
No. 15	342.3	251.9	250 000	3 130	0.27	0.12	0.115	SS400	隙間5mm巻立て
No. 29	342.3	251.9	250 000	3 150	0.27	0.12	0.199	SS400	基本供試体軸力増
No. 31	342.3	251.9	250 000	3 150	0.27	0.12	0.199	SS400	隙間5mm巻立て 軸力増

注）　ここに，R_t：径厚比パラメーター $\left(=\frac{R}{t}\cdot\frac{\sigma_y}{E}\sqrt{3(1-\nu^2)}\right)$，$R$：板厚中心での半径(cm)，$t$：板厚(cm)

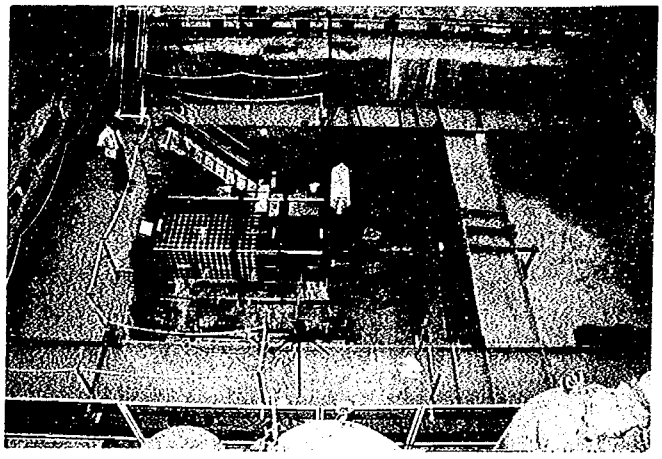


写真-1　載　荷

降伏水平変位 δ_y を基本として，δ_y の整数倍の変位を漸次増加させながら正負交番繰返し載荷した．

繰返し回数は，鋼製橋脚の特性を考慮し1回とした．実験方法は，文献3），4）に詳しいので，ここでは省略する．載荷状況を写真-1に示す．

2．荷重～変位関係と損傷状況

各供試体の荷重～変位関係の履歴曲線（ヒステリシスループ）を図-2に，正側包絡線を図-3に示す．また，図中には主な状況を併せて示している．

1）　矩形断面供試体

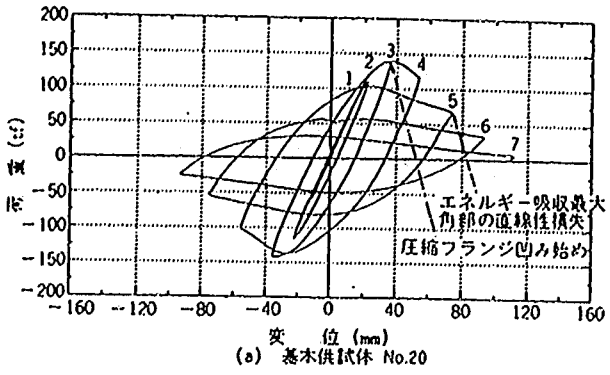
基本供試体 No.20においては，最大荷重付近で圧縮側に局部座屈による面外変形が観察されるようになる．縦リブの剛比が必要剛比よりも小さいため，補剛板全体の座屈モードとなっている．圧縮側のフランジ面が凹むことに伴い，それに隣合うウエブ面が膨らみ，角部がねじれるように変形が進んでいき，次第に耐力が低下していく．角補強した供試体 No.11および No.22においては，面外変形が観察されるようになった後も，閉断面となった角部がねじれることなく最大耐力付近で安定した領域を作る．これは，図-4に示すように局部座屈発生後に角部の4本柱と座屈した板のブレーシング的な効果により新たな安定した構造系に移行したためであると推測される[3]．

図-2の1ループに囲まれる面積が1サイクルあたりのエネルギー吸収量となるが，これは耐力が低下した後も，再び降伏耐力付近に低下するまでは増加し続けており，エネルギー吸収能があると言える．耐力が降伏耐力よりも低下した付近になると，変形，ひずみの集中による母材の破断等がみられるようになる．ただし，高力ボルト接合により，角補強した供試体においては，実験修了時まで変形の集中や母材の破断はみられなかった．

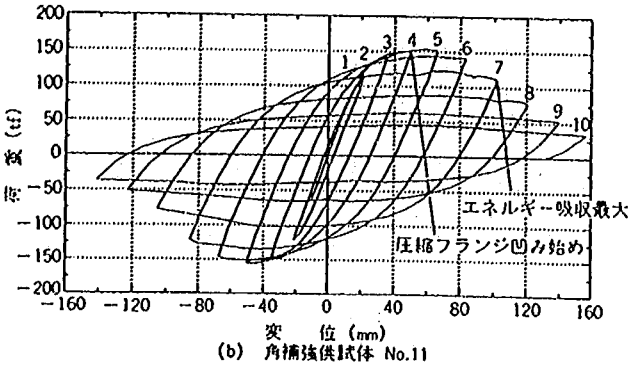
2）　円形断面供試体

基本供試体 No. 6，No. 8は，ともに最大荷重付近で圧縮側に局部座屈による面外変形が観察されるようになり，変形が増大するに従って，座屈が円周方向につながり，提灯座屈が形成される．径厚比が小さい No. 6の方が座屈変形の進展や耐力の低下の度合いが緩やかである．

隙間あけ鋼板巻立て供試体においては，隙間を母材の板厚の1/2程度確保することにより，最大耐力付近で提灯座屈の凸部が外側の鋼板に接触し，図-5に示すように外側

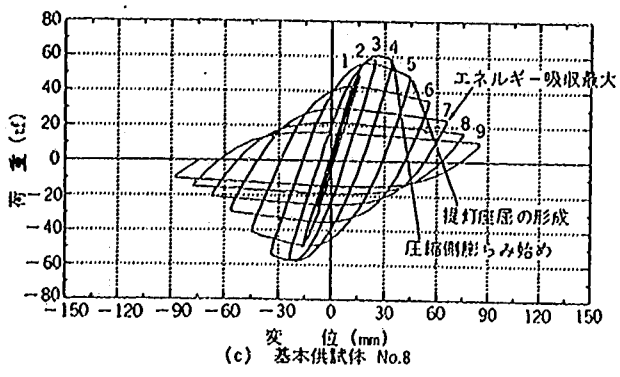


(a) 基本供試体 No.20

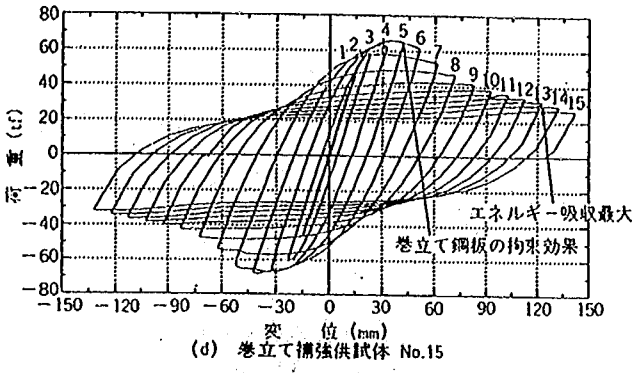


(b) 角補強供試体 No.11

(1) 矩形断面供試体



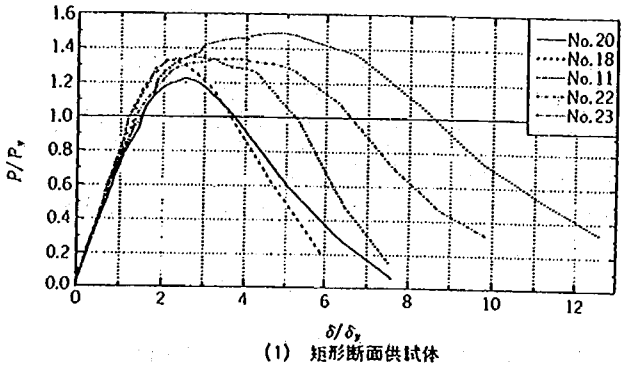
(c) 基本供試体 No.8



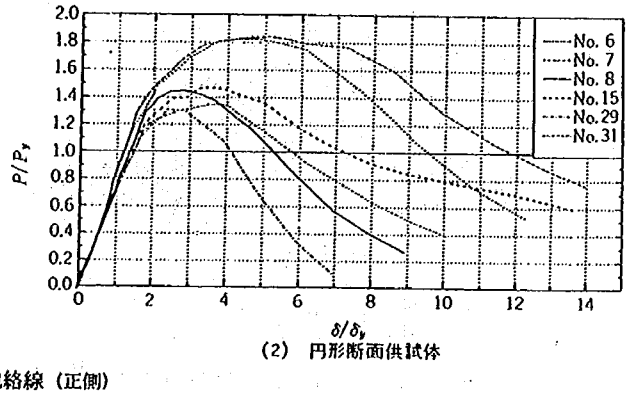
(d) 巻立て補強供試体 No.15

(2) 円形断面供試体

図-2 荷重～変形履歴曲線 (ヒステリシスループ)



(1) 矩形断面供試体



(2) 円形断面供試体

図-3 荷重～変位包絡線 (正側)



写真-2 供試体 No. 6 の実験終了時の状況 (R/t=28)

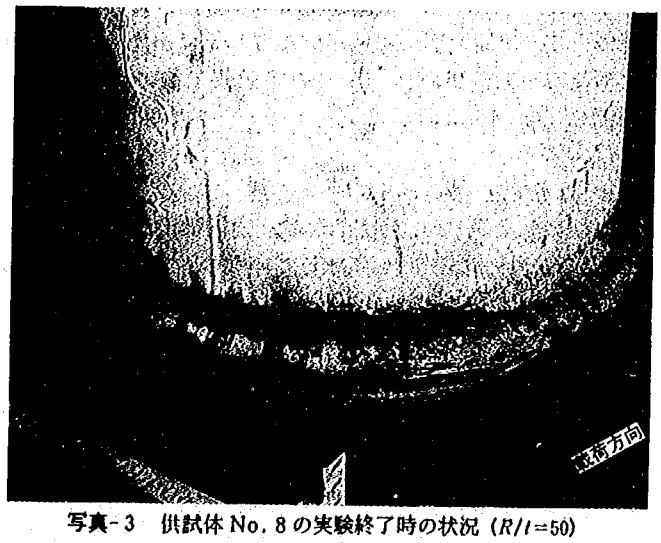


写真-3 供試体 No. 8 の実験終了時の状況 (R/t=50)

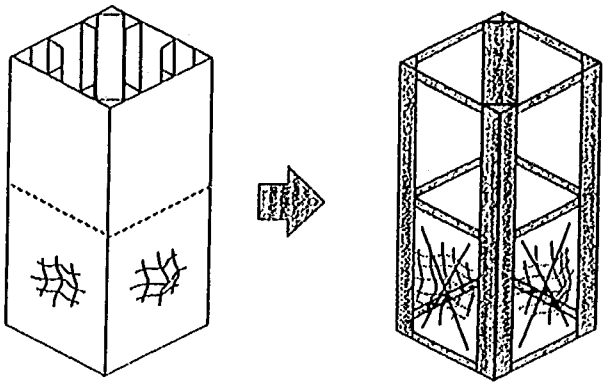


図-4　4本柱構造への移行

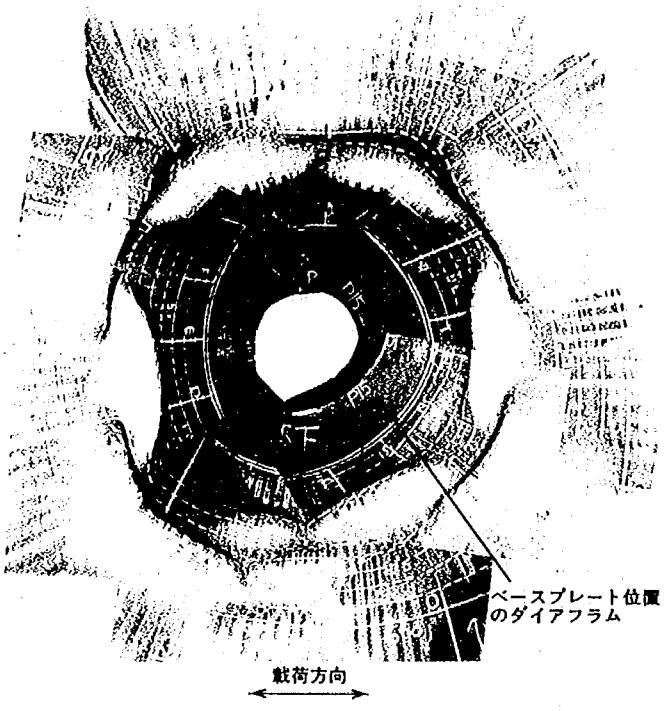


写真-4　隙間あけ鋼板巻立て構造の実験終了時
（供試体を切断し，上部からベース部を臨む）

の鋼板により安定した新たな構造系に移行すると推測される[3]．

1波長だった座屈モードが上方向に進展，多段化することにより，座屈変形の領域が広がりじん性が向上するものと考えられる．供試体 No.15の実験修了後の内部の変形状況を写真-4に示す．

3．変形性能

実験結果を表-3に示す．なお，角補強供試体 No.11については，補強材断面を考慮していない．角補強および隙間あけ鋼板巻立て構造とすることにより，変形性能が向上している．軸力を増加させると，特に最大耐力以降において強度劣化に与える影響が大きいようである．

ここで用いた供試体のうち，矩形断面については既設橋

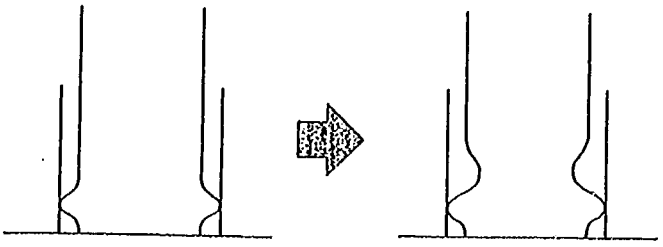


図-5　座屈変形の多段化

表-3　実験結果

供試体	P_y (tf)	P_u (tf)	$\frac{P_u}{P_y}$	δ_y (mm)	δ_m (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_y}$	$\frac{\delta_u}{\delta_y}$
No. 20	114	140	1.23	14.7	38	55	2.6	3.7
No. 18	98	130	1.33	14.0	28	51	2.0	3.6
No. 11	103	153	1.49	12.4	60	107	4.8	8.6
No. 22	129	173	1.34	16.0	58	106	3.6	6.6
No. 23	120	162	1.35	16.4	44	86	2.7	5.2
No. 6	86	157	1.83	12.6	51	120	4.1	9.5
No. 7	87	161	1.86	13.3	59	159	4.4	12
No. 8	42	61	1.43	9.4	26	50	2.8	5.3
No. 15	45	66	1.47	10.3	36	75	3.5	7.3
No. 29	41	54	1.31	9.1	24	37	2.6	4.1
No. 31	41	55	1.35	9.1	34	53	3.7	5.8

注）P_y：降伏荷重（材料降伏点に基づく）
P_u：最大荷重
δ_y：降伏変位（公称降伏点に基づき実験の初期勾配より求めた値）
δ_m：最大荷重時の変位
δ_u：P_yまで降下したときの変位

脚のパラメーターを参考としたため，幅厚比パラメーターは，局部座屈による許容応力度の低減領域となっている．すなわち，降伏前に局部座屈（弾性座屈）を生じていることになり，新設橋脚においては弾性座屈させないようにすることにより，さらに耐力およびじん性の向上が期待できる．

あとがき

本実験は，平成8年度に実施された鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究〔建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，㈱鋼材倶楽部，㈱日本橋梁建設協会〕の中で行われたものである．

(参考文献)

1）兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書（1995.12）
2）建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（1995.2）
3）西川，山本，名取，寺尾，安波，寺田：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.975～986（1996.3）
4）西川，山本，上仙，安波，名取：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.583～590（1996.1）
5）中井，河井，吉川，北田，酒造：鋼製ラーメン橋脚の実績調査，橋梁と基礎（1982.6，7）
6）日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編（1994）

I-B 291　角補強を施した鋼製橋脚の耐震補強に関する実験

建設省土木研究所　正会員　高橋　実　正会員　西川和廣
同　正会員　村越　潤　正会員　上仙　靖
同　正会員　中嶋浩之　正会員　岡田　淳

1．はじめに　著者らは矩形断面鋼製橋脚の耐震補強法として角溶接部の縦方向割れ発生を防ぎ，じん性の向上が期待できる角補強による方法を提案してきた[1)2)]．ここでは，文献1)2)およびそれ以降に行ってきた角補強供試体の2軸繰り返し載荷実験結果について報告する．なお本研究は「鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究(建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会)」の一環として行っているものである．

2．実験方法

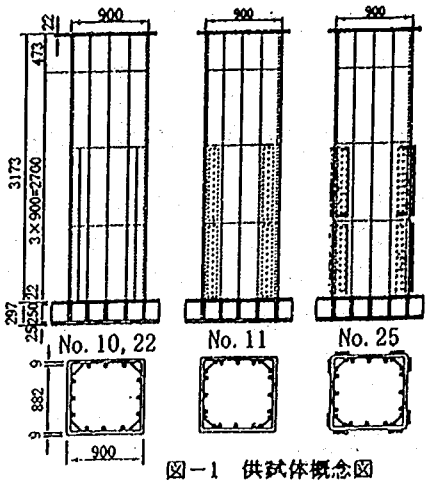
2－1．供試体　供試体No. 2を基本とし，図－1に概念図を，表－1に諸元を示す(供試体No. 2, 3, 4, 5については参考文献1)と2)を参照)．ここで，Aは断面積，Iは断面2次モーメント，σ_yは材料降伏応力度とする．ウェブとフランジの板パネルの厚さは9mmとし，縦リブの板厚が6mm，板幅が80mm，材質はSM490とした．以下，例えば供試体No. 10は単にNo. 10と称する．No. 10とNo. 22はコーナープレートを角部が閉断面になるように内側から図－1に示すように溶接によって接合して角補強したものである．No. 10に対しては板厚が6mm，板幅が170mmのコーナープレートを用い，No. 22に対しては板厚が9mm，板幅が170mmのコーナープレートを用いた．No. 11とNo. 25は板厚が6mmのコーナープレートを角部が閉断面になるように内側から図－1に示すようにトルシア型高力ボルトによって接合して角補強したものである．No. 25は更に外側から板厚が12mm，板幅が200mmの鋼板もボルト接合した．No. 12はNo. 5の補強材とフィラープレートの断面を共に小さくしたものである．溶接タイプの角補強は新設橋脚を想定したものであり，ボルトタイプの角補強は既設橋脚を想定したものである．

2－2．載荷方法　供試体を平行に寝かせた状態で鋼製フレームにPC鋼棒で固定し，No. 2の降伏軸力(公称値)の15%の軸力(182tf)を一定に保持した後，供試体天端から高さ250mm(No. 2, 3, 4, 5は230mm)の位置に水平力を正負交番載荷した．

3．実験結果　図－2にそれぞれの供試体の荷重－変位履歴曲線を示し，図－3に包絡線を示す．図－4に最大荷重－断面2次モーメント関係を示し，図－5と図－6にそれぞれ溶接タイプとボルトタイプの角補強の限界変位－断面2次モーメント関係を示す．ここで，P_yは補強材を断面計算に含めないときの降伏水平荷重，P_y^*は補強材を断面計算に含めたときの降伏水平荷重，P_uは最大水平荷重，δ_yは実験の荷重－変位関係の初期勾配と降伏水平荷重P_yから求めた降伏水平変位，δ_y^*は実験の荷重－変位関係の初期勾配と降伏水平荷重P_y^*から求めた降伏水平変位，δ_{11m}は履歴曲線において再度同じ変位を受けると強度劣化する変位，Iは補強材を含まない断面2次モーメント，I^*は補強材をすべて含んだ断面2次モーメントである．供試体名が下付添え字として付いている記号は，その供試体に対する記号を意味する．溶接タイプの角補強の場合，$P_u/P_{uNo.2}$は図－3，図－4(a)より補強材の断面増加に伴ってほぼ線形に増加しており，またP_u/P_y^*が図－4(b)よりほぼ1.5付近で一定となっていることが分かる．δ_{11m}/δ_y^*も図－5より補強材の断面増加に伴ってほぼ線形に増加していることが分かる．一方，ボルトタイプの角補強の場合，$P_u/P_{uNo.2}$は図－3，図－4(a)より$I^*/I_{No.2}$が約1.85でも約1.2倍にはなっておらず，溶接タイプに比べて耐力の増加が抑えられていることが分かる．δ_{11m}/δ_yは図－6より補強材の断面増加に伴い増加割合は徐々に低下するものの単調増加しており，じん性が向上していることが分かる．

4．おわりに　これらの実験により以下の結果を得た．①角補強を施した供試体は角溶接部の縦方向に生じる割れの発生を防ぎ，たとえ発生したとしてもその進展を防ぐ働きをした．②角部を補強材を用いて溶接補強する方法は，補強材断面を増やすと強度とじん性が増加することが確認できたので，新設橋脚の耐震設計法として有力な方法であることが確認できた．③角部を補強材を用いてボルト補強する方法は，じん性は増加し，耐力増加は抑制できることが分かった．この方法は既設橋の補強方法として有力な方法であることが分かった．

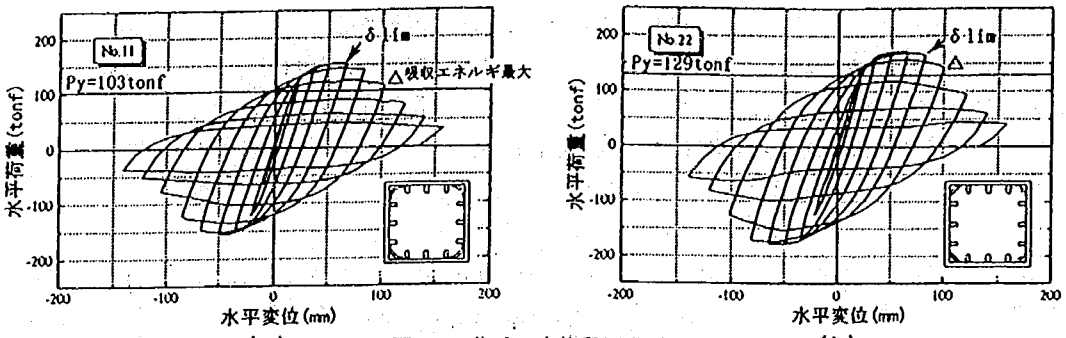
【参考文献】 1)西川ほか：既設鋼製橋脚の耐震性の改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42A, pp. 975-986, 1996年3月．2)西川ほか：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 583-590, 1996年1月．3)西川ほか：鋼製橋脚の補強に関する実験的検討，第21回日本道路会議論文集，pp. 876-877, 1995年10月．



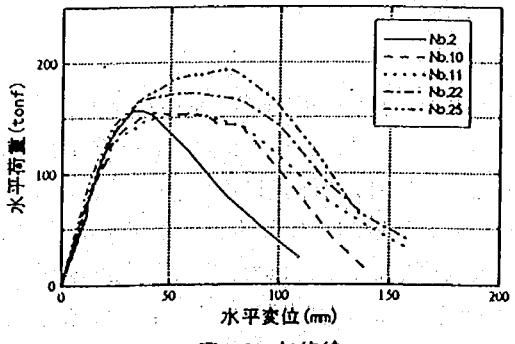
図－1　供試体概念図

表－1　実験供試体の諸元

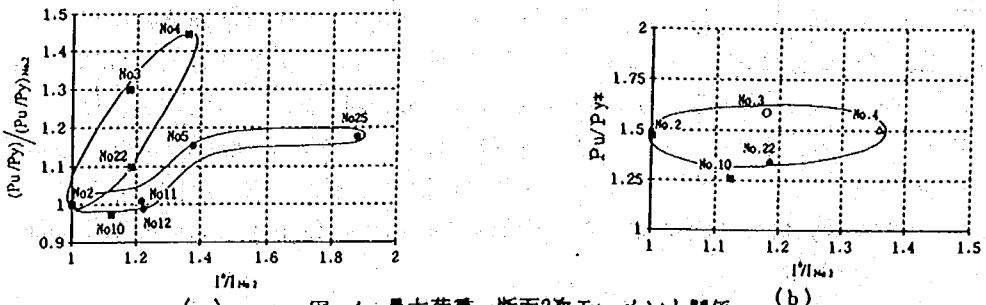
供試体	A*(cm²)	I*(cm⁴)	σy(kgf/cm²)
No. 2	378.4	480480	3860
No. 3	455.2	566520	3750
No. 4	481.6	652808	3770
No. 5	485.4	661327	3770
No. 10	419.2	539698	3940
No. 11	447.0	584221	3770
No. 12	439.9	587148	3770
No. 22	439.6	569311	3900
No. 25	693.8	901441	4060



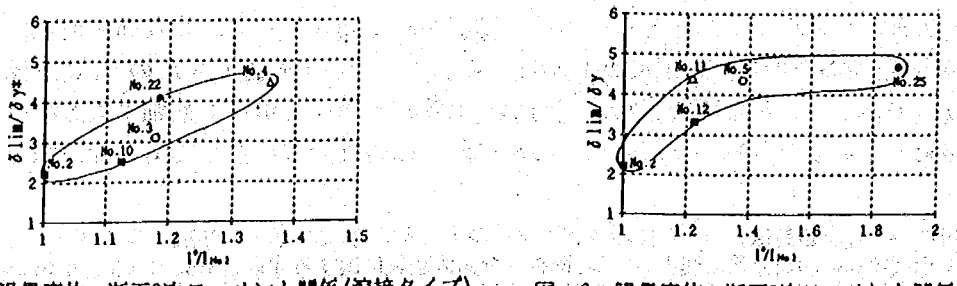
（a）　図－2　荷重－変位履歴曲線　（b）



図－3　包絡線



（a）　図－4　最大荷重－断面2次モーメント関係　（b）



図－5　限界変位－断面2次モーメント関係(溶接タイプ)　図－6　限界変位－断面2次モーメント関係(ボルトタイプ)

I-B 292　円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討

建設省土木研究所　正会員　上仙　靖
同　上　正会員　西川和廣
同　上　正会員　村越　潤
同　上　正会員　高橋　実
(社)鋼材倶楽部　正会員　橋本修身

1．まえがき

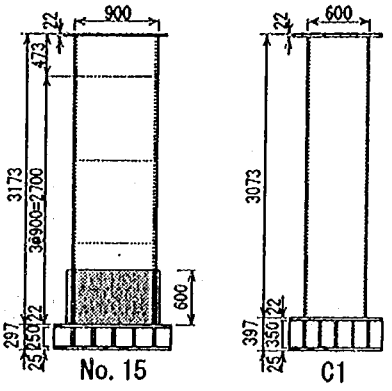
土木研究所では、鋼製橋脚の２軸繰り返し載荷実験を実施し、円形断面橋脚の補強方法として隙間あけ鋼管巻立て工法を提案した[1),2)]。ここでは、それ以降実施した実験結果を含め、最大耐力およびじん性率に及ぼす各パラメータの影響について検討したので報告する。

2．実験概要

供試体の諸元および形状寸法を表－1および図－1に示す。載荷は降伏荷重（公称値）の15%の軸力を一定に保ち、正負交番繰り返し載荷した。ベースプレートから載荷点中心までの距離は3423mm（C1は3303mm）である。径厚比パラメータ R_t は次式により求められる。

$$R_t = (R_c/t)\cdot(\sigma_y/E)\sqrt{3(1-\nu^2)}$$

ここに、R_c は板厚中心での半径、tは板厚、ν はポアソン比(=0.3)である。



図－1　供試体の形状寸法

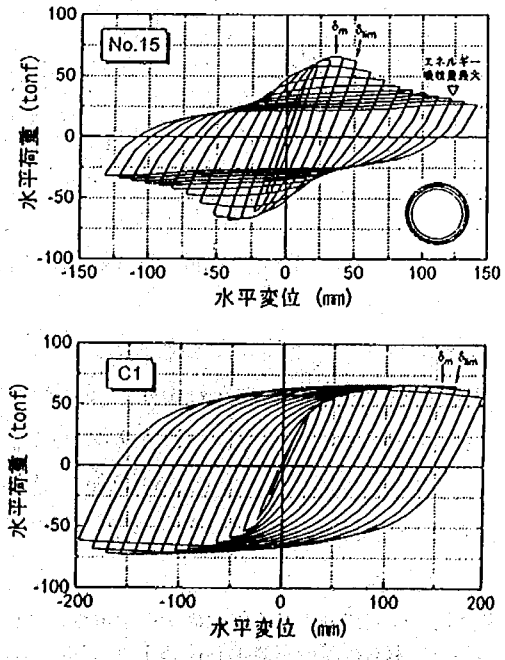
表－1　供試体の諸元

供試体	A cm²	I cm⁴	σy kgf/cm²	R/t	径厚比パラメータ Rt	細長比パラメータ λ	軸力比	材質	備考
No. 6	444.3	434189	3510	28.1	0.0763	0.264	0.136	SM490	
No. 7	444.3	434189	3540	28.1	0.0769	0.265	0.136	SM490	隙間10mm巻立て
No. 8	251.9	250023	2960	50.0	0.115	0.241	0.122	SS400	
No. 9	251.9	250023	2850	50.0	0.111	0.236	0.126	SS400	隙間10mm巻立て
No.15	251.9	250023	3130	50.0	0.122	0.248	0.115	SS400	隙間 5mm巻立て
C 1	364.4	153422	2900	15.0	0.0331	0.354	0.086	SS400	

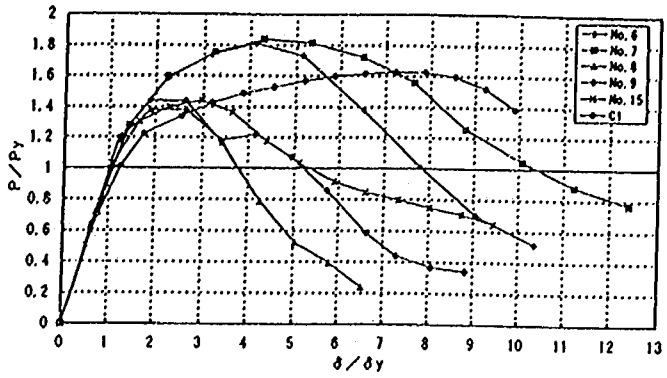
3．実験結果

No. 6～9の結果についてはすでに文献1)、2)に報告している。荷重～変位関係の履歴曲線（ヒステリシスループ）を図－2に、荷重～変位関係の正側包絡線を図－3に示す。最大耐力点の変位を δ_m、耐力が急激に低下し始める直前の変位を δ_{lim} として整理すると表－2のようになる。ここで、δ_y は実験の初期勾配より求めた降伏荷重 P_y に相当する変位である。δ_{lim} は再度同じ変位を受けると劣化する点である。

No. 15供試体は、No. 9において10mmだった隙間を5mmとしたものである。No. 8における最大耐力付近で巻立て鋼管の拘束効果が現れ、耐力はわずかに増加し δ_{lim} も増加した。C1供試体は、6ループ目の時圧縮側にわずかに座屈が発生し、載荷装置の制約上耐荷力が十分に低下する以前に実験を終了した。提灯座屈は形成されなかった。δ_{lim}/δ_y は、8.5と大きくなっている。



図－2　水平荷重～変位関係



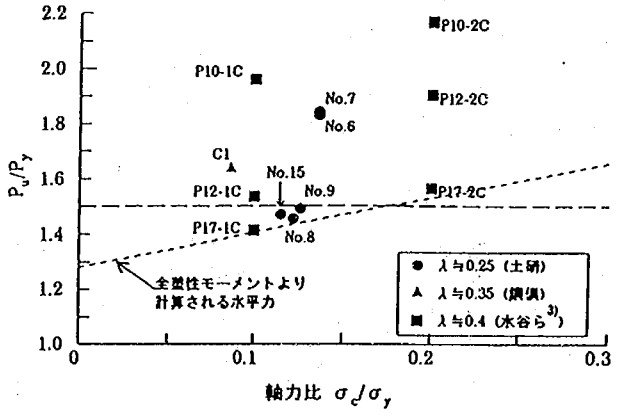
図－3　荷重～変位関係の包絡線

表－2　実験結果

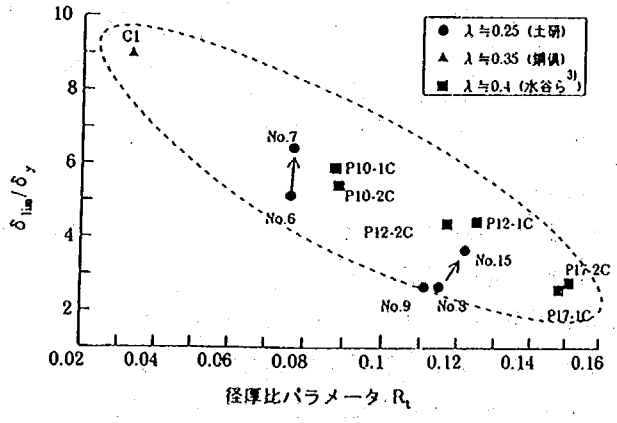
供試体	Py tf	Pu tf	δy mm	δu mm	δlim mm	δv mm	Pu/Py	δu/δy	δlim/δy	δv/δy
No. 6	86	157	15	62	77	120	1.83	4.1	5.1	8.0
No. 7	87	160	15	68	97	160	1.84	4.5	6.5	10.7
No. 8	42	61	13	27	35	50	1.45	2.1	2.7	3.8
No. 9	41	61	13	25	35	70	1.49	1.9	2.7	5.4
No. 15	45	66	14	36	52	75	1.47	2.6	3.7	5.4
C 1	41	67	20	157	170	>198	1.63	7.9	8.5	>9.9

4．結果の整理

最大耐力と軸力比の関係を図－4に示す。図中の破線は全塑性となるときの荷重を示している。データ数は少ないが Pu / Py の下限値はおおむね 1.5 であり、全塑性以上となっている。δ lim と径厚比パラメータ Rt の関係を図－5に示す。隙間を適切にあける（板厚の 50～60%）ことにより、δ lim が 1 δ y 程度向上する。また、径厚比パラメータが小さいほど δ lim が大きい傾向にある。



図－4　最大耐力と軸力比の関係



図－5　δ lim と径厚比の関係

5．あとがき

本実験から円形断面鋼製橋脚において、1) 板厚の 50～60% 程度の隙間をあけ鋼管巻立て補強することにより δ lim は約 1 δ y 向上する。2) 最大耐力 Pu は降伏耐力 Py の 1.5 倍程度である。3) 径厚比が小さいと δ lim は大きい傾向があることがわかった。

なお、本実験は建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、（社）日本橋梁建設協会および（社）鋼材倶楽部の 5 機関で実施している鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究の一環として実施されたものである。

参考文献　1) 西川ら：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42A, pp. 975－986, 1996.3
2) 西川ら：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 583－590, 1996.1
3) 水谷ら：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42A, pp. 105－114, 1996.3

鋼製橋脚の補強に関する実験的検討

建設省土木研究所　西川　和廣
同　山本　悟司
同　○　高橋　実

1．はじめに

本研究では，3種類の補強を施した四角形断面の鋼製橋脚に対して正負交番漸増載荷実験を行い，補強した鋼製橋脚の①荷重－変位履歴曲線，②吸収エネルギーと載荷サイクル数との関係を明らかにすることを目的とする．

2．実験方法

2－1．供試体　図－1に供試体概念図を，表－1に供試体の諸元を示す．ここで，λは細長比パラメータ，R_fは幅厚比パラメータ，γは縦補剛材の剛比，γ^*は線形座屈理論に基づく最適剛比，σ_yは材料試験によって求めた降伏応力度，H_yはこのσ_yを用いて鉛直荷重と水平荷重が片持ばり-柱先端に作用したときの初期降伏水平荷重，δ_yは道示[1]の基準降伏応力度を用い求めた水平荷重H_yが片持ばり先端に作用したときの水平変位(たわみ)とする．供試体の鋼種は，板パネルと縦補剛材がSM490A，横補剛材とダイヤフラムがSS400とした．供試体の板厚は，板パネルが9mm，縦補剛材，横補剛材およびダイヤフラムが6mmとした．本実験では供試体P-1の断面を基準断面とした．以下，例えば供試体P-1は単にP-1と称する．P-2はP-1の縦補剛材数を増やして板パネル全体を補強し，幅厚比を低減したものとした．P-3は角部の外側にアングルを，また角部の内側にプレートを溶接することによって角部が閉断面になるように角補強したものであり，P-4は角部の内側にアングルを高力ボルトで接合することによって角補強したものである．P-3, P-4は，角部が大きく変形しなければ，地震時の橋脚の変形挙動にじん性を持たせることができるという考え方に基づいたものである．

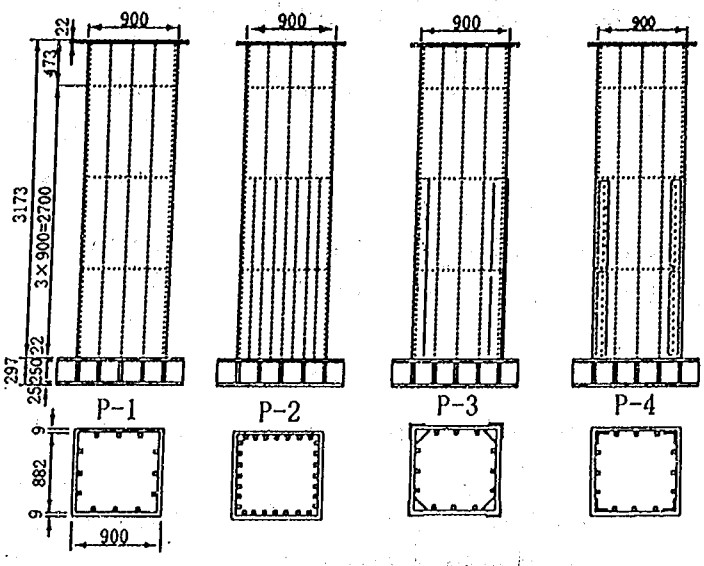
2－2．載荷方法　供試体は，床面に平行に寝かせた状態で鋼製フレームにボルトで供試体を固定し，軸力を一定で載荷した後，供試体天端から高さ230mmの位置に水平力を正負交番載荷した．水平力の載荷は変位制御で行い，変位振幅は初期降伏変位δ_yを基準とし，図－2に示すように$\pm\delta_y, \pm2\delta_y, \pm3\delta_y, \cdots$というように漸増させた．各変位での繰り返し回数は1回とした．軸力はP-1における全断面降伏軸力P_yの15％の一定値を各供試体に載荷した．

3．実験結果

図－3～6にそれぞれ供試体P-1～4の荷重－変位履歴曲線を示す．P-1の載荷は$+8\delta_y$まで行い，P-2～4の載荷は$+9\delta_y$まで行った．P-2は，水平変位が$+6\delta_y$のとき圧縮側の補剛板の中央付近の面外変位が約45mmとなり，この変形に伴って水平耐力が低下し始めた．角部は，$+7\delta_y$付近から補剛板の変形に伴って角部がねじれ始め，$-8\delta_y$への載荷途中において，引張側の両方の角部にクラックが生じた．P-3の角部は，ほとんどねじれずに$+6\delta_y$付近から外側に対して凸形に局部変形し始め，$-6\delta_y$および$+7\delta_y$への載荷途中において，引張側の角部にクラックが生じ，最終的に3箇所の角部にクラックが生じた．P-4の角部は，$+6\delta_y$付近から補剛板の変形に伴ってねじれ始めたが，最終的にはクラックは生じなかった．

図－7に各供試体の包絡線を示し，図－8に各供試体の吸収エネルギーと載荷サイクル数との関係を示す．ここで，吸収エネルギーとは，1サイクルの載荷において荷重－変位履歴曲線によって囲まれる面積とした．図－7から各供試体の最大水平耐荷力は，基本断面のP-1に対してP-3が約1.4倍，P-2が約1.3倍，P-4が約1.1倍になっていることが分かる．図－8から吸収エネルギーが最大になるときの載荷サイクル数は，P-1が6であるのに対してP-2, 3, 4は7となり，じん性も向上していることが分かる．この載荷サイクル数のときの載荷水平変位は，図－7において水平荷重が最大値をすぎて再びH_y程度になるときの水平変位にほぼ等しいことが分かる．

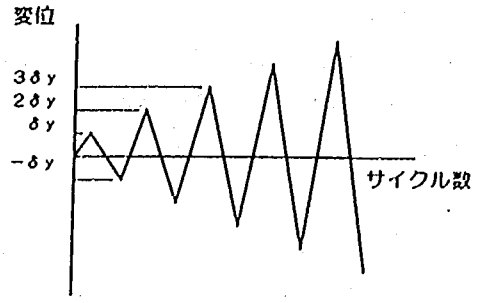
【参考文献】1) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成6年2月



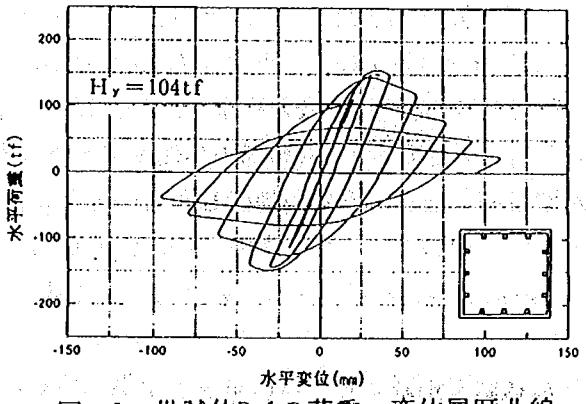
図－1　供試体概念図

表－1．実験供試体の諸元

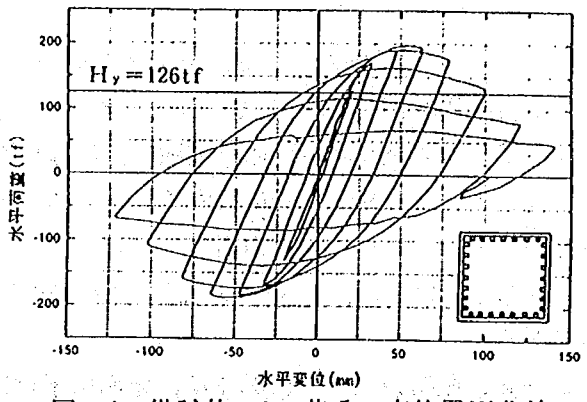
供試体	λ	Rt	γ/γ'	σy(kgf/cm²)	Hy(tf)	δy(mm)
P-1	0.220	0.51	0.91	3749	104	11.1
P-2	0.222	0.26	0.37	3606	126	8.48
P-3	0.213	0.51	0.91	3626	146	8.70
P-4	0.212	0.51	0.91	3621	104	9.59



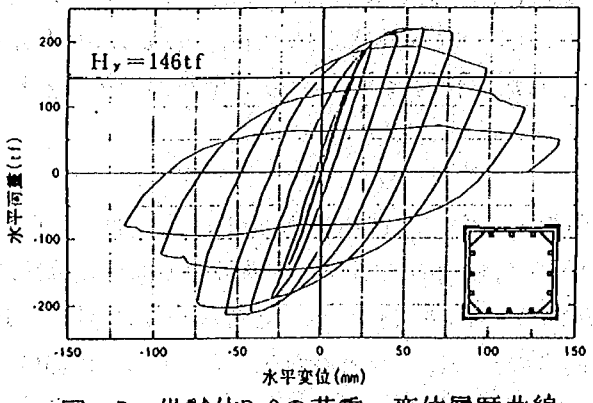
図－2　載荷方法



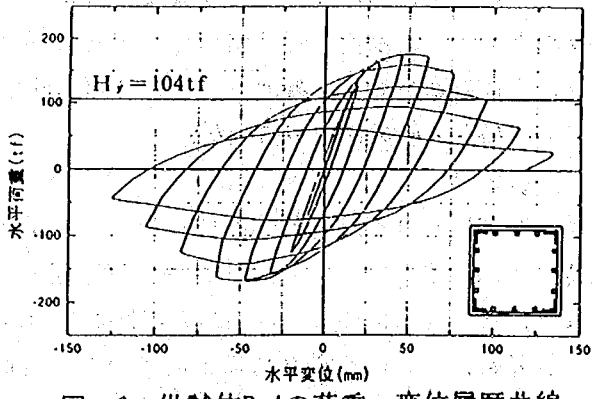
図－3　供試体P-1の荷重－変位履歴曲線



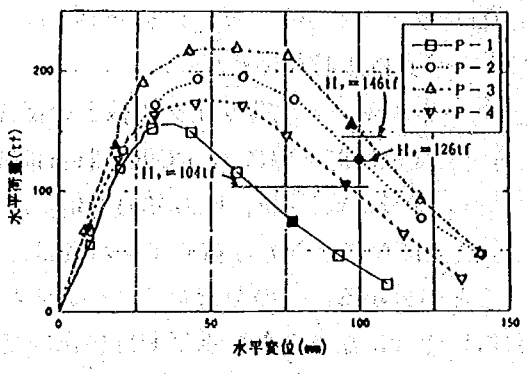
図－4　供試体P-2の荷重－変位履歴曲線



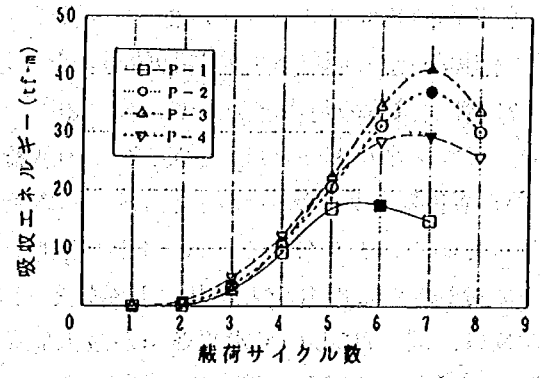
図－5　供試体P-3の荷重－変位履歴曲線



図－6　供試体P-4の荷重－変位履歴曲線



図－7　包絡線



図－8　吸収エネルギーと載荷サイクル数との関係

鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験（その1）

土木研究所資料第3474号
平成9年4月(1997)

西川　和廣，村越　潤，山本　悟司，上仙　靖，
高橋　実，中嶋　浩之，岡田　淳，岩城　達思

要旨　平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈、変形、われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ、地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが、その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた二軸正負交番繰返し載荷実験を行っている。本報告書は、平成7～8年度上半期に行った大型供試体29体の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚、変形性能、じん性、耐力、繰返し載荷実験、角補強、隙間あけ鋼板巻立て補強、コンクリート充填補強、耐震設計法

郵便はがき

50円切手をはって下さい

3 0 5 - □□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部橋梁研究室　御中

No. 26

No. 26

配布先氏名　　○

配布先住所

土木研究所資料第　3474　号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印