

道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する 共同研究報告書（V）

—鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験—

平成9年4月

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
(社) 鋼材倶楽部
(社) 日本橋梁建設協会

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。

道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する 共同研究報告書 (V)

—鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験—

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
(社) 鋼材倶楽部
(社) 日本橋梁建設協会

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8年度に行った大型供試体2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、コンクリート充填補強、耐震設計法

ま え が き

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の多くの被害が生じた。都市内高架橋の鋼製橋脚についても、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、われ等であり、そのうち2基は倒壊に至っている。

平成7年2月には、こうした状況を踏まえ、建設省より関係機関に「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⁾が通知され、当面の措置として、鋼製橋脚については、コンクリートを充填すること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法が示された。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。

このような観点から、鋼製橋脚の耐震設計法の確立のための基礎的データを得ることを目的として、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年度から）、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会の6者において、地震以降、平成7年度～9年度の予定で鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験を中心とした検討を行っている。

本報告書は、共同研究において平成8年度に名古屋高速道路公社が主に担当した正負交番繰返し載荷実験についてとりまとめたものである。

共同研究担当者名簿

(平成7～8年度)

建設省土木研究所 構造橋梁部

藤城 泰行
橋梁研究室
西川 和廣
村越 潤
山本 悟司 (～H7.10)
上仙 靖
高橋 実

耐震技術研究センター (H8.5以前は地震防災部)

横山 功一
耐震研究室
大塚 久哲 (～H8.9)
運上 茂樹
寺山 徹
長屋 和宏
佐藤 貴志

首都高速道路公団

山崎 和夫 (～H9.1)
小坂 寛巳
高野 晴夫
柄川 伸一 (～H8.5)
半野 久光
田嶋 仁志
川田 成彦

阪神高速道路公団

中島 裕之
鈴木 巖
長沼 敏彦
南莊 淳
西岡 敬治
堀江 佳平
小林 寛

名古屋高速道路公社

吉田 守孝
深田 清明
岡本 真悟
柴田 昌弘

(社)鋼材倶楽部

大田 孝二
安波 博道
寺田 昌弘
橋本 修身
中村 聖三
篠原 敏雄
水谷 慎吾
小林 洋一
関 崇彦
下畑 隆司
中川 知和

(社)日本橋梁建設協会

高久 達将
熊谷 洋司
興 守
石毛 立也
塚原 弘光
岡本 隆
池田 茂
安藤 紘三
川井 豊
森下 泰光

共同研究報告書の主担当および内容

報告書 番号	主 担 当	内 容
(Ⅰ) 第178号	建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅱ) 第179号	建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 ・ 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験
(Ⅲ) 第180号	首都高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅳ) 第181号	阪神高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅴ) 第182号	名古屋高速道路公社	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅵ) 第183号	(社)鋼材倶楽部	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅶ) 第184号	(社)日本橋梁建設協会	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 ・ 鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析 ・ 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験 ・ 鋼製橋脚の非線形動的応答解析

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、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）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。平成7年6月には『「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)』²⁾が出版され、新設橋梁の設計や既設橋梁の補強をできるだけ円滑に行うことができるように設計計算例とこれを行う際に参考となる補足事項が示された。

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と考えられる。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みを向上させるような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ところであるが、近年“コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚”の強度および変形性能についての研究^{3)~11)}が2, 3の研究機関において進められており、車両衝突防止等の目的で橋脚基部に充填されている中詰めコンクリートが鋼製橋脚の耐震性能の向上に有効であることがこれらの実験により明らかになっている^{3)~6)}。このため、橋脚基部に充填されている中詰めコンクリートが鋼製橋脚の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。

本報告書は、平成8年度に行った2体のコンクリートを部分的に充填した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。

目 次

まえがき

共同研究担当者名簿

共同研究報告書の主担当および内容

はじめに

1. 部分充填鋼製橋脚供試体の設計方針	1
2. 実験概要	1
2.1 供試体	1
2.1.1 形状・寸法・諸元	1
2.1.2 材料試験結果	2
2.1.3 製作および溶接条件	2
2.2 載荷方法	3
2.3 計測項目と計測位置	3
2.3.1 荷重	4
2.3.2 供試体の変位	4
2.3.3 供試体のひずみ	4
2.3.4 載荷フレームの変位	5
2.3.5 変形状況	5
3. 実験結果	5
3.1 実験結果	5
3.1.1 実験結果一覧	5
3.1.2 水平荷重－水平変位関係（ヒステリシス曲線）	6
3.1.3 包絡線	6
3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係	7
3.1.5 水平変位の鉛直方向分布	7
3.1.6 エネルギー吸収量	7
3.1.7 等価減衰定数	7
3.1.8 ひずみ分布	8
3.1.9 載荷サイクルと供試体の変形状況	8
3.1.10 フランジおよびウェブの面外変位等高線	8
3.1.11 変形状況および写真	8
3.1.12 コンクリートの損傷状況	8
3.2 まとめ	8
3.2.1 供試体の破壊形態	8
3.2.2 コンクリートの破壊状況	9
3.2.3 終局耐力・終局変位	9
参考文献	10
鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究会の委員名簿と研究体制	11
図 表	13
参考資料	77
1. 実験データ	79
2. 終局耐力・終局変位の計算	97

1. 部分充填鋼製橋脚供試体の設計方針

本実験では、2体(N-1, N-2)のコンクリートを部分的に充填した矩形断面供試体について実験を行うものとした。供試体の設計は文献(12), (13)に基づき行った。文献の照査法で定める次に示す諸条件を考慮し供試体の寸法・諸元を設定した。

①コンクリートを柱基部から柱長の30～50%程度の高さまで充填する。

②充填コンクリートの上部にはダイヤフラムを設ける。

③矩形断面を構成する補剛板および縦方向補剛材の設定条件

1) 中空部(コンクリート無充填部)

$$R_R \leq 0.5$$

$$\gamma l \geq 3 \gamma^*$$

2) コンクリート充填部

$$R_R \leq 0.7$$

$$\gamma l \geq \gamma^*$$

ここに R_R : 板パネル構造パラメータ

γl : 縦方向補剛材剛比

γ^* : 線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の最適剛比

④ダイヤフラムを密に配置する。

⑤コンクリート充填部のフランジとウェブの角溶接は全断面溶け込み溶接とする。

⑥充填コンクリートは比較的低強度のコンクリート ($\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ 程度以下) を使用する。

N-1は、ダイヤフラム間隔を450mmとし、N-2はN-1より間隔を大きくし700mmとした。

2体の供試体については、断面構成パネルおよび縦方向補剛材の設定条件などを制御することにより同様の耐荷力性能を持つようにした。

2. 実験概要

2.1 供試体

2.1.1 形状・寸法・諸元

供試体はコンクリートを部分的に充填した矩形断面供試体2体(N-1, N-2)であり、これらの主なパラメータを表-2.1.1に示す。また、供試体の諸元を表-2.1.2に、形状・寸法を図-2.1.1(1)～(4)に示す。

(1) 基本寸法

構造物の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、断面寸法は実橋脚の1/3程度(外形寸法900mm×900mm断面)とした。高さは載荷フレームの制約上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。

(2) 母材厚および材質

矩形断面を構成する補剛板の母材板厚は、 $R_R \leq 0.5$ となる範囲で載荷荷重が実験装置の能力内に収るよ

うに設定し、母材厚を10mm、材質を SM490とした。

(3) 縦リブ配置

縦リブ配置は、供試体の製作性を考慮し、フランジ・ウェブ幅の4分割の位置に配置した。

(4) 縦リブ断面

縦リブ断面は、縦リブ剛比 γ_l が最適剛比 γ^* の3倍以上とし、 R_F 、 R_R が図-2.1.2の斜線部の範囲にはいる断面とした。縦リブの材質は、母材に合わせ SM490とした。

今回は製作性を考慮し、コンクリート充填部においても同様の断面を通してしている。

(5) 充填コンクリート

充填コンクリートの強度は $\sigma_{ck}=160\text{kgf/cm}^2$ とした。また、コンクリートの充填高さについては、載荷フレームの能力および供試体の製作性等を考慮に入れるとともに、設計上中空鋼断面部よりもコンクリート充填部が先に終局状態¹²⁾に達するように設定し、N-1は基部より1,350mm(3パネル)、N-2は基部より1,400mm(2パネル)と定めた。

(6) 角溶接について

供試体の製作性、溶接品質の信頼性等を考慮し完全溶け込み溶接とほぼ同等と見なせると判断し、角溶接は、板厚10mmのフランジに対し外側から開先8mmの部分溶け込み溶接、内側から脚長4mmのすみ肉溶接を行うものとした。

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を表-2.1.3に、コンクリートの材料試験結果を表-2.1.4に示す。

2.1.3 製作および溶接条件

供試体の製作は、下記の順序で行った。

- ①製作図より切断用原図およびN/C切断データを作成し、アイトレーサー切断機、N/Cプラズマ切断機にて部材を切断した。
- ②ウェブ、フランジに縦リブ、ダイヤフラムを仮付けしパネルの製作を行った。
- ③角溶接部を仮付けすることにより箱形状に組み立てた。
- ④ベースプレート部に脚部をはめ込み全体の形状を完成させた。このとき、供試体を立てて鉛直度の確認を行った。その後CO₂半自動溶接により本溶接を行った。溶接方向については、良好な溶接姿勢を保てるよう供試体を順次回転させ、常に下向き溶接とした。
- ⑤鉛直度を出すため、ベース下面と天板取付面の機械切削を行った。
- ⑥コンクリートを打設し、1週間放置後、最後に天板を取り付けた。

また、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。ただし据え付けを考慮し、天板のみひずみ取りを行った。

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を使用して行った。装置は軸力導入用の300tfの押ジャッキと水平交番載荷を行うための水平力導入用の300tf押引アクチュエータにより構成される。また、柱頭部が水平方向に変位した状態でも、供試体に対して常に鉛直に軸力を加えることができるように、水平方向にスライドすることができるスライド支承に鉛直ジャッキを取り付けた。載荷フレームを写真-2.2.1に、載荷フレームの形状・寸法を図-2.2.1に、載荷装置の能力を表-2.2.1に示す。また、供試体の設置状況を写真-2.2.2に示す。

載荷は、まず供試体に上部構造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-2.2.2に示すように水平変位制御による水平繰返し漸増載荷とした。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である δy_0 は次式で与えられる。

$$\delta y_0 = \frac{P_{yN} \cdot h^3}{3 E \cdot I} \quad (2.2.1) \quad P_{yN} = \left(\sigma_{yN} - \frac{N}{A} \right) \cdot \frac{Z}{h} \quad (2.2.2)$$
$$N = 0.15 N_y \quad N_y = A \cdot \sigma_{yN}$$

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)、 $E \cdot I$ は曲げ剛性(kgf $\cdot$ cm²)、 σ_{yN} は鋼材の公称降伏応力であり、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、まず、2.3.2に示す供試体の補正後水平変位DLTが $+1 \delta y_0$ にな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 $-1 \delta y_0$ にな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 $(DC)_{n+1}$ とすると、 $+1 \delta y_0 = (DLT)_{n+1} > (DC)_{n+1}$ 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回目の漸増載荷のような制御方法は行わないで、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。修正後の各 $n \delta y_0$ は、便宜上 $n \delta y$ と表す。

ここでは、水平方向載荷ジャッキが伸長する方向を正方向、短縮する方向を負方向と呼ぶ。

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 P (供試体の水平耐力 P)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

計測回数は、載荷1サイクル(ヒステリシス曲線1ループ、すなわち1回の正側及び負側の交番載荷間)において約40回を基準とした。また、計測は水平変位の載荷速度をゼロにした状態にて行った。この時の停止時間としては、測定チャンネルが約150chの場合で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載荷用アクチュエータの荷重は、それぞれ 300tf 用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変動は $\pm 2\text{tf}$ 程度である。

2.3.2 供試体の変位

供試体の変位計取り付け位置を図-2.3.1(1)～(4)に示す。変位量は、変位計（ひずみゲージ式変位計およびワイヤ巻取り式変位計）を用いて計測した。供試体が水平力を受けると、供試体が固定されている載荷フレームの固定梁の弾性変形およびアンカーボルトの伸びに起因して、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を行う必要があるため、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水平変位 DLT は、基部の回転量と水平移動量を補正し、供試体天端の水平変位計測点の補正変位を DT として次式で与えられる（図-2.3.2 参照）。

$$DT = DC - \frac{DS1 + DS2}{2} - \frac{DR1 - DR2}{L} \cdot HM \quad (2.2.3)$$

$$DLT = \frac{HL}{HM} \cdot DT \quad (2.2.4)$$

2.3.3 供試体のひずみ

供試体のひずみは鋼断面部および中詰めコンクリート部において計測した。鋼断面部のひずみ量はひずみゲージ（ゲージ長 5mm の塑性域ゲージ；約 10% のひずみまで計測可能）を貼付して計測した。また中詰めコンクリートのひずみはモールドゲージにより計測した。供試体 N-1、N-2 のひずみ計測位置をそれぞれ図-2.3.3(1)～(5)に示す。

各供試体における、計測位置の選定理由を以下に示す。

基本的に載荷方向の圧縮および引張フランジ面を中心にひずみを計測した。ひずみは基本的に高さ方向（軸方向）を計測し、水平方向が必要な場合は 2 軸ゲージを取り付けた。図-2.3.3(1)～(5)に示した各断面でのひずみ計測位置は、以下の考え方に基いている。

(1) コンクリート充填部

下記のゲージを基部上のコンクリートの区域に N-1 は 2 段、N-2 は 3 段に配置する。

〔フランジ中央部〕：軸方向応力状態を計測する。（1 軸ゲージ）

〔フランジコーナー部〕：軸方向および座屈時に角溶接割れを引き起こすと考えられる軸直角方向応力を計測する。（2 軸ゲージ）

〔縦リブ〕：軸方向応力状態を計測する。（1 軸ゲージ）

〔コンクリート部〕：コンクリートのひずみを計測するためモールドゲージを埋め込んでおくものとする。

(2) 鋼断面部

下記のゲージを中空鋼断面部下端部の区域にN-1は2段、N-2は3段に配置する。

〔フランジ部〕 : 軸方向応力状態を計測する。(1軸ゲージ)

〔縦リブ〕 : 軸方向応力状態を計測する。また、面外方向の影響も計測できるよう裏表両面に配置する。(1軸ゲージ)

(3) コンクリート上面のダイヤフラム

ダイヤフラムの応力状態を計測する。ダイヤフラムの上面に配置する。(2軸ゲージ)

2.3.4 載荷フレームの変位

供試体載荷フレームの変位量は変位計(ひずみゲージ式変位系およびパイ型変位計)により計測した。載荷フレームの変位量を測定する変位計の取り付け位置を図-2.3.4に示す

2.3.5 変形状況

供試体のフランジ面外変形量を定規により計測した。さらに、面外変形状況を目視により観察し、その結果を記録するとともに写真撮影を行った。計測、記録、写真撮影は、水平変位が $\pm n \cdot \delta y_0$ に達した時点で載荷を一旦停止(アクチュエータのストロークを保持)して行った。

図-2.3.5(1),(2)には面外変形量の測定位置を示す。また、写真-2.3.1には面外変形量の測定状況を示す。

3. 実験結果

3.1 実験結果

3.1.1 実験結果一覧

表-3.1.1に実験結果を一覧表にして示す。

表中の降伏変位 δy_{EN} 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 δy_{EN} 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 $\pm 1 \delta y_0$ 載荷時までのデータを用いた。なお、 δy_{EN} は 2.2 で述べた δy_0 とは異なる。

理論初期勾配は、式(2.2.2)を用いて求めた P_{YN} を式(2.2.1)を用いて求めた δy_0 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 δy の設定が重要となる。

降伏水平変位 δy 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 δy の与え方としては、初期勾配と材料降伏点の組合せにより図-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よいと考えられる。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 δy_{EM} 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 δy_{EN} 、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。

※「道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ) 2.1.1(1)基本供試体」 参照

3.1.2 水平荷重-水平変位関係（ヒステリシス曲線）

図-3.1.2(1), (2)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), (2)に 図-3.1.2のヒステリシス曲線に対する包絡線を正側載荷、負側載荷それぞれ区別して示す。

3.1.4 水平荷重－鉛直変位関係

図-3.1.4 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 に各 δy_0 時の水平変位の鉛直方向分布を示す。水平変位が各 δy_0 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との関係を示す。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。

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

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)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。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (3.1.2)$$

ここに、 W は図-3.1.8(2)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。ただし、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C、Dとし、点Aと点Bとを結んだ線分と直線Lとの交点をOとした。参考として図-3.1.8(2)におけるA点とB点を結んだ直線の勾配は等価剛性にあたる。

3.1.8 ひずみ分布

図-3.1.9(1)～(4)に各荷重ステップにおける供試体基部から102.5mmの位置とコンクリート直上のダイヤフラムから102.5mmの位置における鋼部材のひずみ分布を示す。図-3.1.10(1)～(4)には供試体基部から102.5mmの位置におけるコンクリートのひずみ分布を示す。

3.1.9 荷重サイクルと供試体の変形状況

図-3.1.11(1),(2)に最大荷重時および実験終了時における供試体の外面の変形状況の目視観察記録を示す。ここで、最大荷重時とは、ヒステリシス曲線の中で水平荷重が最大となるループにおいて荷重変位が最大となった時のことを示す。

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),(2)に降伏時、最大荷重時および実験終了時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図として示す。面外変形の測定は、定規により0.5mm単位で目視で読み取り記録した。

3.1.11 変形状況および写真

表-3.1.2(1),(2)に各荷重ステップでの変形状況を示し、写真-3.1.1(1),(2)に代表的荷重サイクルにおける供試体外面の変形状況を示す。

3.1.12 コンクリートの損傷状況

実験終了後の供試体についてウェブ、フランジプレートを取り外し、コンクリートの損傷状況を観察した。損傷を受けた部分をはつり取り、凹の深さを計測した結果を等高線図として図-3.1.13(1),(2)に示す。写真-3.1.2(1),(2)にコンクリート状況を、写真-3.1.3に深さ計測状況を示す。

3.2 まとめ

3.2.1 供試体の破壊形態

供試体の破壊形態にN-1とN-2の有意な差はなかった。

1)N-1供試体・N-2供試体とも $-6\delta y$ で最大水平荷重を記録した。

2)N-1供試体では $+9\delta y$ 荷重途中、N-2供試体では $-9\delta y$ 荷重途中で引張側フランジが供試体基部で破断する事により水平荷重が急激に低下した。

3)事前の設計による破壊部分の想定のとおり、中空鋼断面部分ではほとんど損傷はなく、損傷は基部に集中した。

4)鋼材の材料試験の結果は、公称降伏点、公称引張強度より大きなものとなっていた。また、コンクリートの圧縮試験の結果は、材令28日強度、実験日強度とも設計基準強度より大きなものとなっていた。載荷試験結果に及ぼす、材料的な問題はなかったと考えられる。

3.2.2 コンクリートの破壊状況

N-1とN-2では破壊範囲が異なっている。しかし双方とも、上ベースプレートと第一ダイヤフラムの間でコンクリートが破壊している。

3.2.3 終局耐力、終局変位

文献12), 13)に従い、材料強度を材料試験結果を用いた場合の計算終局耐力と終局変位は、N-1とN-2とも実験における最大荷重と最大荷重時の水平変位にほぼ一致していた。

〔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，（平成7年6月）〔但し、「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」は平成7年2月27日に建設省より関係機関に通知された。〕
- 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），（平成7年6月）
- 3) 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）
- 4) 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返し弾塑性挙動，（構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 249-262，1993年3月）
- 5) 葛 漢彬、宇佐美 勉、戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形性能に関する研究，（構造工学論文集，Vol. 40A，pp. 163-176，1994年3月）
- 6) 才塚邦宏、木曾英滋、宇佐美 勉、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）
- 7) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書（中間報告），（1993年3月）
- 8) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書（中間報告），（1994年3月）
- 9) 中井 博、北田俊行、吉川 紀、中西克佳、尾山達巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐力と変形性能に関する実験的研究，（構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 1347-1360，1993年3月）
- 10) 中井 博、北田俊行、中西克佳、杉山 功、河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐力，（構造工学論文集，Vol. 40A，pp. 1401-1412，1994年3月）
- 11) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K. : Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests. *Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp. 149-162, 1992
- 12) 宇佐美 勉、鈴木 森晶、Iraj, H. P. Mamaghani、葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，（土木学会論文集、No. 525/ I -33. pp. 69-82, 1995年10月）
- 13) 葛西 昭、宇佐美 勉、葛 漢彬：コンクリート部分充填鋼製橋脚の破壊基準と最適充填高さに関する研究，（土木学会第51回年次学術講演会講演概要集 I -A17 pp. 34-35, 1996年9月）

鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究会の委員名簿

〔第1回研究会（平成7年8月1日）、第2回研究会（平成7年11月14日）時点〕

本研究を進めるにあたり、委員の方々から貴重なご意見を賜った。ここに記して謝意を表します。

座長	横山 功一	建設省土木研究所構造橋梁部長
委員	青木 徹彦	愛知工業大学工学部土木工学科教授
	家村 浩和	京都大学工学部土木工学科教授
	宇佐美 勉	名古屋大学工学部土木工学科教授
	北田 俊行	大阪市立大学工学部土木工学科助教授
	後藤 芳顕	名古屋工業大学工学部社会開発工学科教授
	崎元 達郎	熊本大学工学部土木環境工学科教授
	杉浦 邦征	京都大学工学部土木工学科助教授
	中井 博	大阪市立大学工学部土木工学科教授
	長井 正嗣	長岡技術科学大学工学部建設系助教授
	福本 秀士	大阪大学工学部土木工学科教授
	藤野 陽三	東京大学工学部土木工学科教授
	藤原 稔	東北大学工学部土木工学科教授
	増田 陳紀	武蔵工業大学工学部土木工学科教授
	三木 千寿	東京工業大学工学部土木工学科教授
	依田 照彦	早稲田大学理工学部土木工学科教授
	渡邊 英一	京都大学工学部土木工学科教授
	西川 和廣	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室長
	大塚 久哲	〃 地震防災部耐震研究室長
	運上 茂樹	〃 地震防災部耐震研究室主任研究員
	寺山 徹	〃 地震防災部耐震研究室主任研究員
	村越 潤	〃 構造橋梁部橋梁研究室主任研究員
	山本 悟司	〃 構造橋梁部橋梁研究室研究員
	上仙 靖	〃 構造橋梁部橋梁研究室研究員
	岩城 達思	〃 構造橋梁部橋梁研究室交流研究員
	三百田 健治	日本道路公団技術部構造技術課課長代理
	緒方 辰男	〃 技術部構造技術課
	柄川 伸一	首都高速道路公団工務部設計技術課課長補佐
	田嶋 仁志	〃 工務部設計技術課設計基準班長
	堀江 佳平	阪神高速道路公団工務部設計課設計係長
	乙黒 幸年	〃 保全施設部保全技術課
	大橋 治一	本州四国連絡橋公団設計第二課課長代理
	安波 博道	新日本製鐵(株)鋼鉄研究所鋼構造研究開発センター主任研究員
	名取 暢	鋼横河ブリッジ技術本部研究所研究課長
事務局	植野 芳彦	(財)国土開発技術研究センター研究第二部上席主任研究員
	大場 敦史	〃 研究第二部研究員

鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究体制

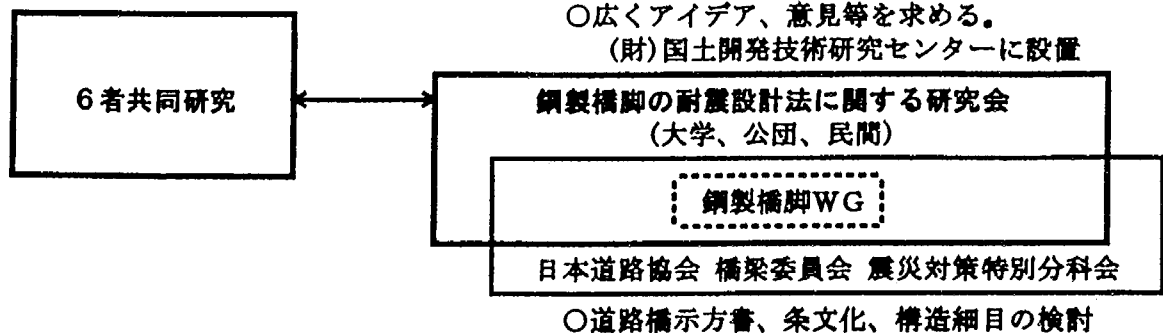


図 表

1. 実験概要

表-2.1.1 主なパラメータ(矩形断面)

供試体	種類	角補強における補剛材 *1)の断面形状寸法	載荷 方法 *2)	軸力比 N/N_{YM} *3)	幅厚比 R_R *4)	幅厚比 R_P *5)	リブ剛度 γ_l/γ_l^* *6)	リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l,req}$ *7)	中詰めコンク リートの高さ (mm)	実験 年度	実験 場所
N-1	充填	---	1	0.129	0.497	0.274	3.477	4.000	1350	118	土研
N-2	充填	---	1	0.129	0.497	0.265	3.621	4.145	1400	118	土研

ここに、*1) CP:コーナープレートを意味する。

*2) "数字"は正負交替繰り返し載荷における繰り返し回数をさす(図-2.2.2参照)。

*3) N :軸力(t)、 N_{YM} :降伏軸力(t)、 A :断面積(cm²)、 σ_y :材料降伏点(kgf/cm²)

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

t :板厚(cm)

b :補剛板の全幅(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($n \geq 2$)

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

k_F :座屈係数 $k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad (\alpha \leq \alpha_0)$

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

γ_l :縦方向補剛材の剛比 $\left(= \frac{I_l}{I_1} \right)$

α :補剛材の縦横寸法比、 $\alpha = a/b$

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)

I_1 :縦方向補剛材1個の断面積(cm²)

δ_l :補剛材の断面積比 $\left(= \frac{A_l}{b t} \right)$

*6) γ_l^* :補剛材の限界剛比(弾性座屈理論による)

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

*7) $\gamma_{l,req}$:補剛材の必要剛比

名古屋高速道路公社 供試体 N-1 (その1)

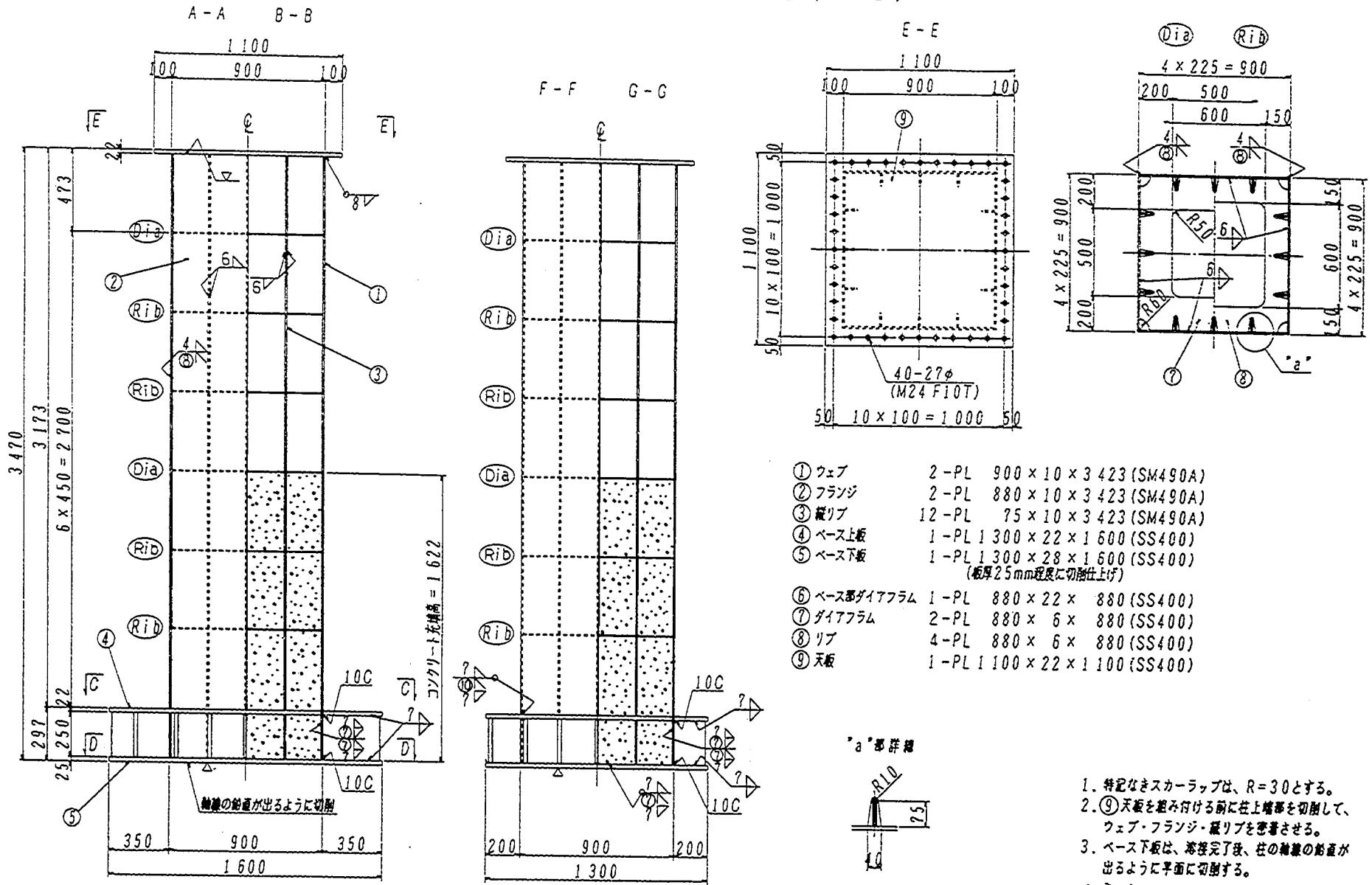


図-2.1.1(1) 矩形断面供試体の形状・寸法 (N-1)

名古屋高速道路公社 供試体 N-1 (その2)

<ベース部構造図>

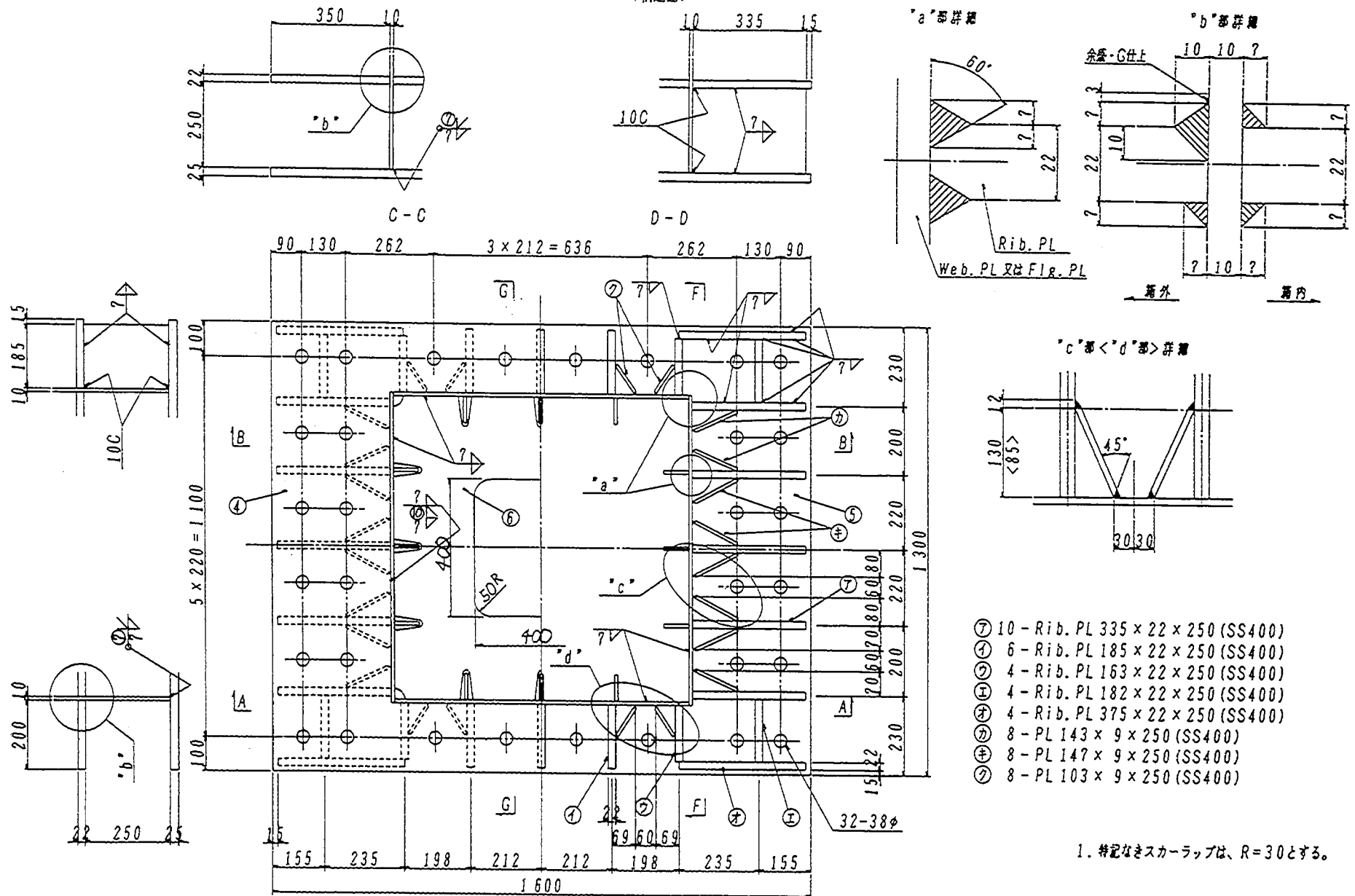


図-2.1.1(2) 矩形断面供試体の形状・寸法 (N-1)

名古屋高速道路公社 供試体 N-2 (その1)

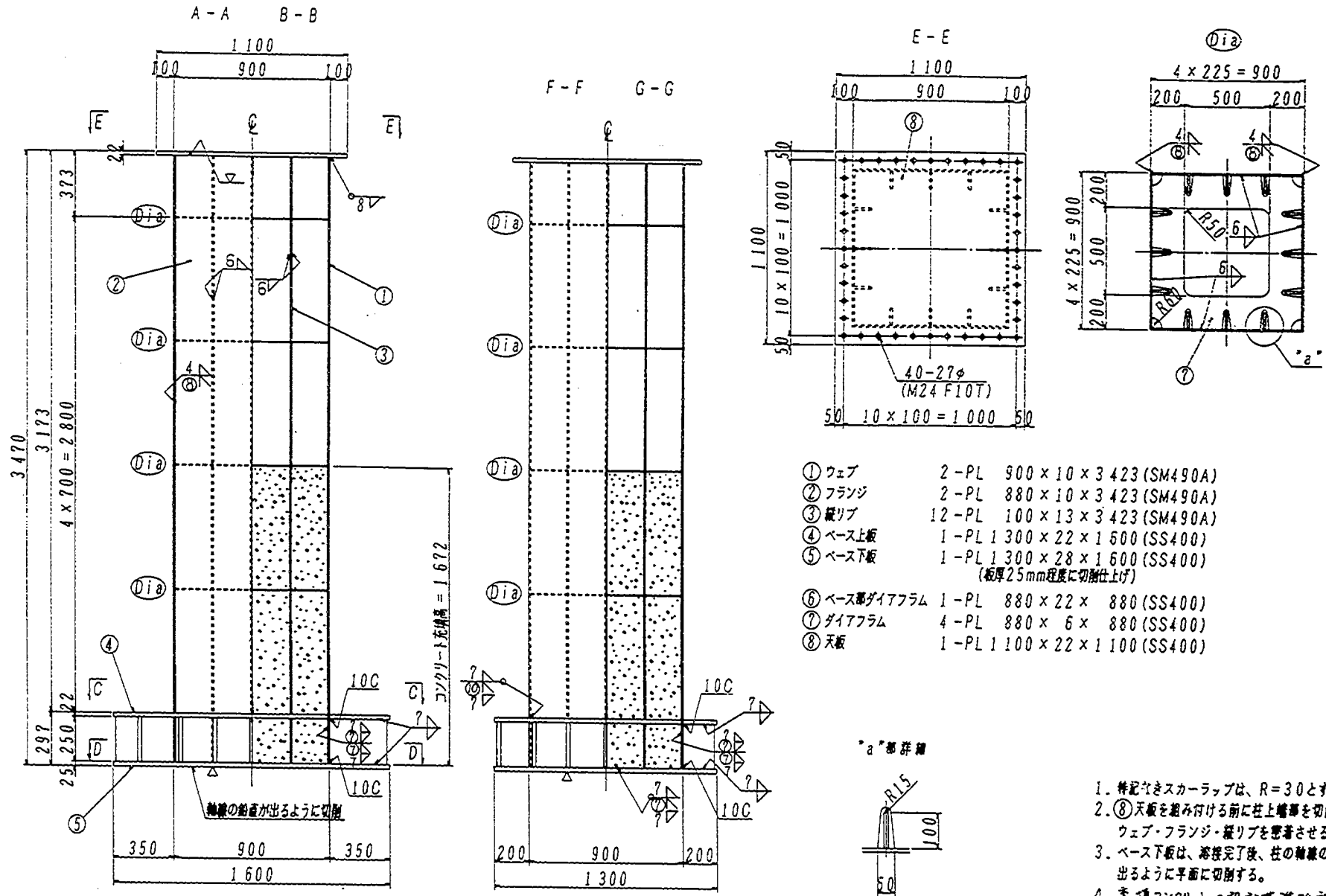


図-2.1.1(3) 矩形断面供試体の形状・寸法 (N-2)

名古屋高速道路公社・供試体 N-2 (その2)

<ベース部構造図>

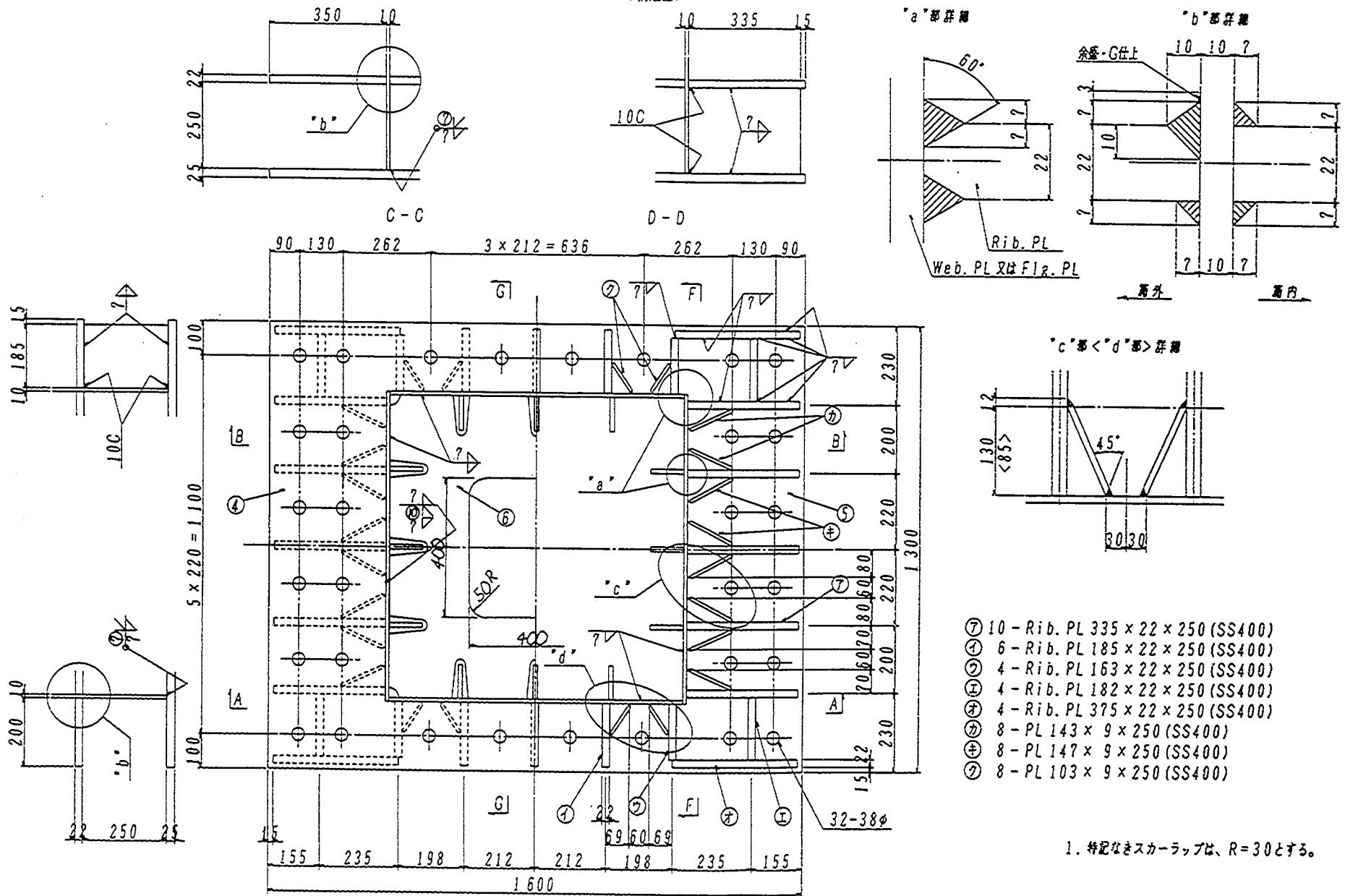


図-2.1.1(4) 矩形断面供試体の形状・寸法 (N-2)

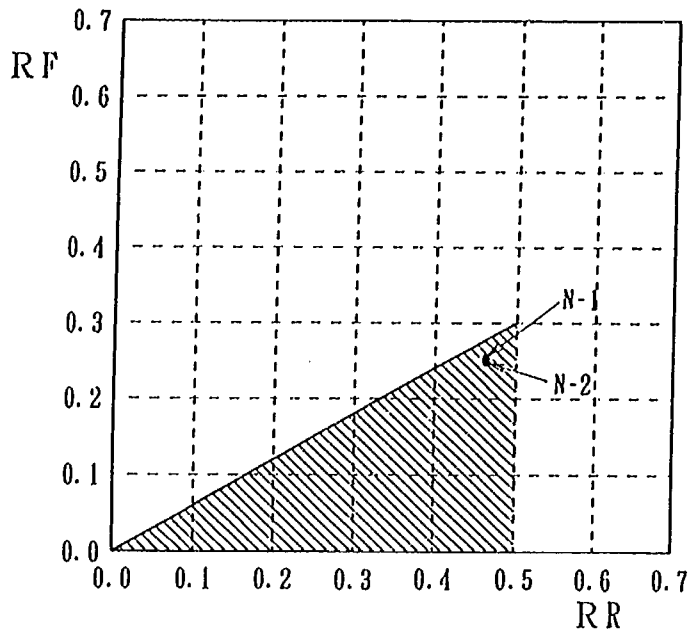


図-2.1.2 R_R と R_F の関係

表-2.1.2 矩形断面供試体の諸元

供試体番号	N-1	N-2
外形寸法 (mm)	900×900	900×900
板厚 (mm)	10	10
縦リブ寸法 (mm)	75×10	100×13
横リブ間隔 (mm)	450	700
補剛板の全幅 b (mm)	900	900
縦リブで区切られるパネル数	4	4
鋼種	SM490	SM490
鋼材下降伏点 (kgf/cm ²)	3,710	3,710
断面積 A (cm ²)	446.0	512.0
断面2次モーメント I (cm ⁴)	558,344	615,663
断面2次半径 r (cm)	35.4	34.7
載荷点高さ h (cm)	342.3	342.3
有効座屈長 l (=2h) (cm)	684.6	684.6
細長比パラメータ λ	0.259	0.264
幅厚比パラメータ R_R	0.497	0.497
幅厚比パラメータ R_F	0.274	0.265
縦リブ剛度 γ_l/γ_l^*	3.477	3.621
縦リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l,req}$	4.000	4.145
軸力 N (tf)	214	246
軸力比 N/N_{yN}	0.150	0.150
軸力比 N/N_{yM}	0.129	0.129
コンクリート圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	231	231

※コンクリート圧縮強度は、実験日における強度を示す。

表-2.1.3 材料試験結果(鋼材)

平成9年1月7日

試験体	鋼種	公称板厚 (mm)	試験体の 採取方向	試験体に使用 する部位	製作図面の 番号		板厚 (mm)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	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 (%)
N-1	SM490A	10	ロール方向	ウェブ, フランジ	①、②	No.1	9.94	2.10×10^6	0.27	3910	3720	5490	38.3
						No.2	9.83	2.06×10^6	0.30	3860	3790	5540	38.1
						No.3	9.82	2.08×10^6	0.29	4000	3820	5600	37.1
						平均	9.86	2.08×10^6	0.29	3920	3780	5550	37.8
	SM490A	10	ロール直角方向	ウェブ, フランジ	①、②	No.1	10.13	2.08×10^6	0.28	3950	3670	5450	40.6
						No.2	10.14	2.11×10^6	0.28	—	3640	5520	39.8
						No.3	10.15	2.13×10^6	0.28	3730	3640	5520	40.7
						平均	10.14	2.11×10^6	0.28	3840	3650	5500	40.4
N-2	SM490A	10	ロール方向	縦補剛材	③	No.1	9.95	2.09×10^6	0.27	4000	3830	5520	39.3
						No.2	9.95	2.08×10^6	0.27	3840	3680	5430	39.5
						No.3	9.95	2.10×10^6	0.27	3920	3720	5550	40.9
						平均	9.95	2.09×10^6	0.27	3920	3740	5500	39.9
	SM490A	10	ロール直角方向	ウェブ, フランジ	①、②	No.1	9.94	2.10×10^6	0.27	3910	3720	5490	38.3
						No.2	9.83	2.06×10^6	0.30	3860	3790	5540	38.1
						No.3	9.82	2.08×10^6	0.29	4000	3820	5600	37.1
						平均	9.86	2.08×10^6	0.29	3920	3780	5550	37.8
N-2	SM490A	10	ロール直角方向	ウェブ, フランジ	①、②	No.1	10.13	2.08×10^6	0.28	3950	3670	5450	40.6
						No.2	10.14	2.11×10^6	0.28	—	3640	5520	39.8
						No.3	10.15	2.13×10^6	0.28	3730	3640	5520	40.7
						平均	10.14	2.11×10^6	0.28	3840	3650	5500	40.4
	SM490A	13	ロール方向	縦補剛材	③	No.1	12.96	2.18×10^6	0.28	3730	3540	5340	42.9
						No.2	12.95	2.10×10^6	0.29	3680	3540	5360	46.3
						No.3	12.95	2.13×10^6	0.27	3690	3520	5350	42.7
						平均	12.95	2.14×10^6	0.28	3700	3530	5350	44.0

(備考) J I S 5号試験片、標点距離50mm

ウェブ、フランジのロール直角方向No. 2は、明確な上降伏点を確認できないため記載していない。

表-2.1.4 コンクリート材料試験結果表

	標準水中養生の圧縮試験結果				現場封緘養生の圧縮試験結果			
	試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
材令 7 日	No. 1	141	----	----				
	No. 2	151	----	----				
	No. 3	146	----	----				
	平均	146	----	----				
材令 28 日	No. 1	230	2.81×10^5	0.189	No. 1	218	2.67×10^5	0.217
	No. 2	219	2.73×10^5	0.200	No. 2	216	2.31×10^5	0.183
	No. 3	230	2.79×10^5	0.232	No. 3	211	2.48×10^5	0.202
	平均	226	2.78×10^5	0.207	平均	215	2.49×10^5	0.201
材令 50 日 N1 供試体					No. 1	236	2.66×10^5	0.216
					No. 2	226	2.84×10^5	0.223
					No. 3	233	2.63×10^5	0.199
					平均	231	2.71×10^5	0.217
材令 57 日 N2 供試体					No. 1	235	2.70×10^5	0.212
					No. 2	232	2.51×10^5	0.201
					No. 3	237	2.61×10^5	0.204
					平均	235	2.61×10^5	0.206

表-2.2.1 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 $\leq 3,000\text{kN}$ Stroke $\pm 100\text{mm}$	
		Horizontal force ; Compression $\leq 3,000\text{kN}$ Tension $\leq 3,000\text{kN}$ Stroke $\pm 250\text{mm}$	
Control Mode		Automatic mode ; Load control, Displacement control	
		Manual mode ;	
Main Components	Oil Cylinder	Oil pressure ; $\leq 70\text{MPa}$	
	Swivel Joint	Endurable load ; 3,000kN	
	Slide Base	Endurable load ; 5,000kN Stroke ; $\leq 500\text{mm}$ Friction coefficient : ≤ 0.005	
	Restraining Equipment	Restraining force ; $\leq 100\text{kN}$ Restraining range ; Axial $\pm 100\text{mm}$ Horizontal $\pm 250\text{mm}$	

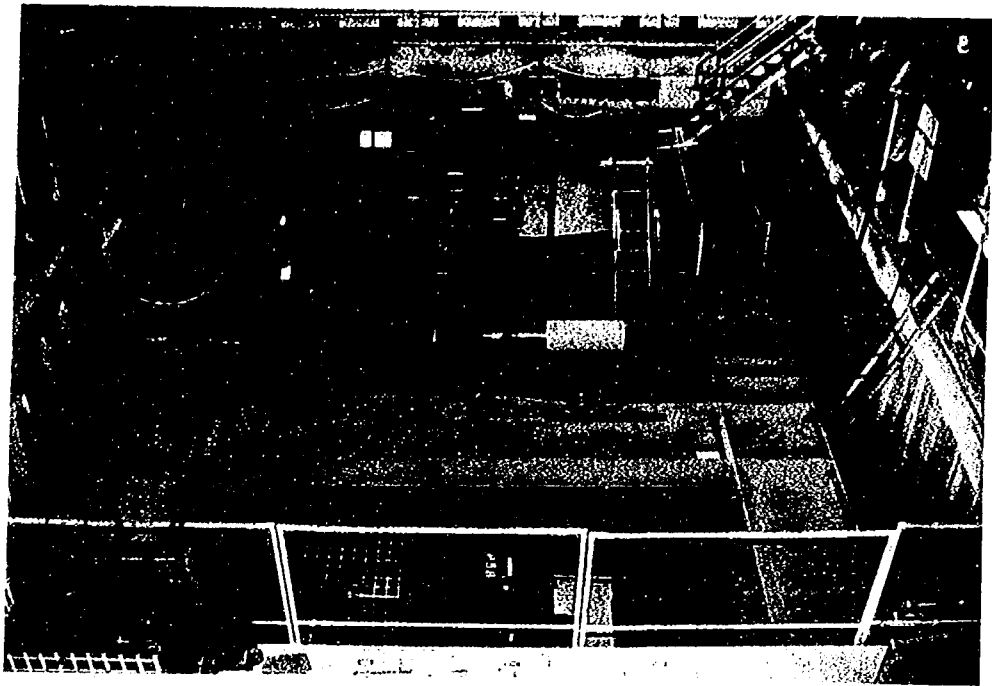


写真-2.2.1 土木研究所の載荷フレーム

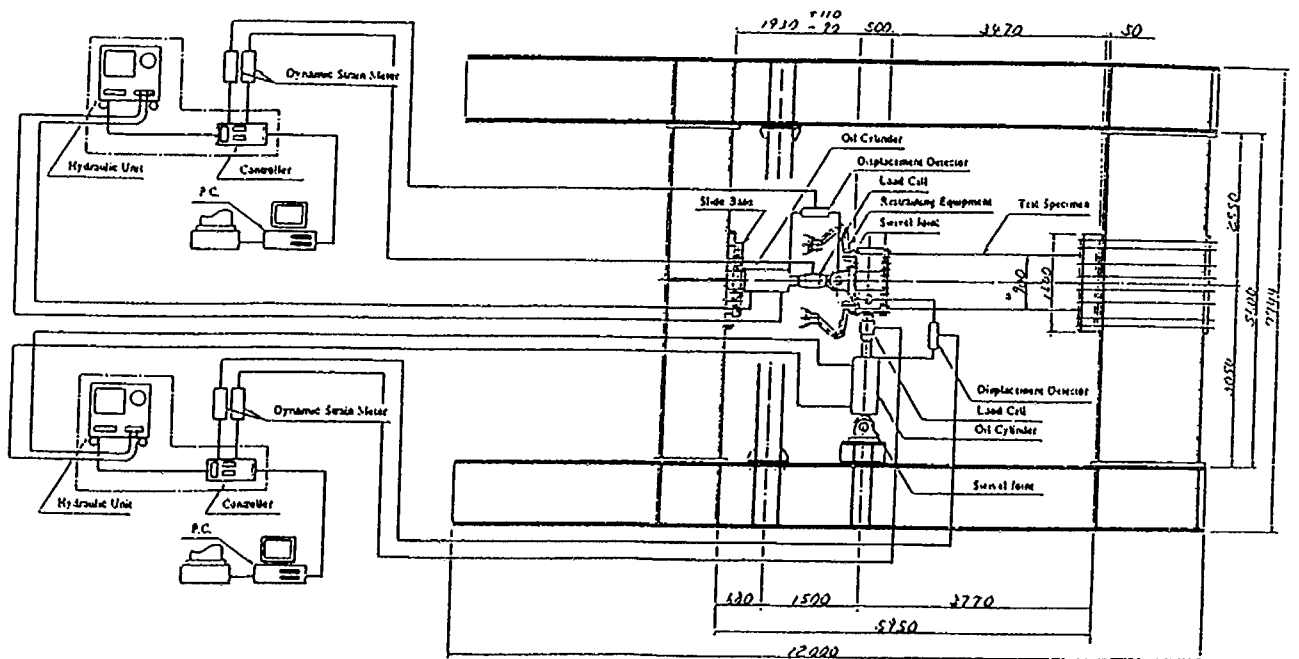


写真-2.2.1 土木研究所の載荷フレームの形状・寸法

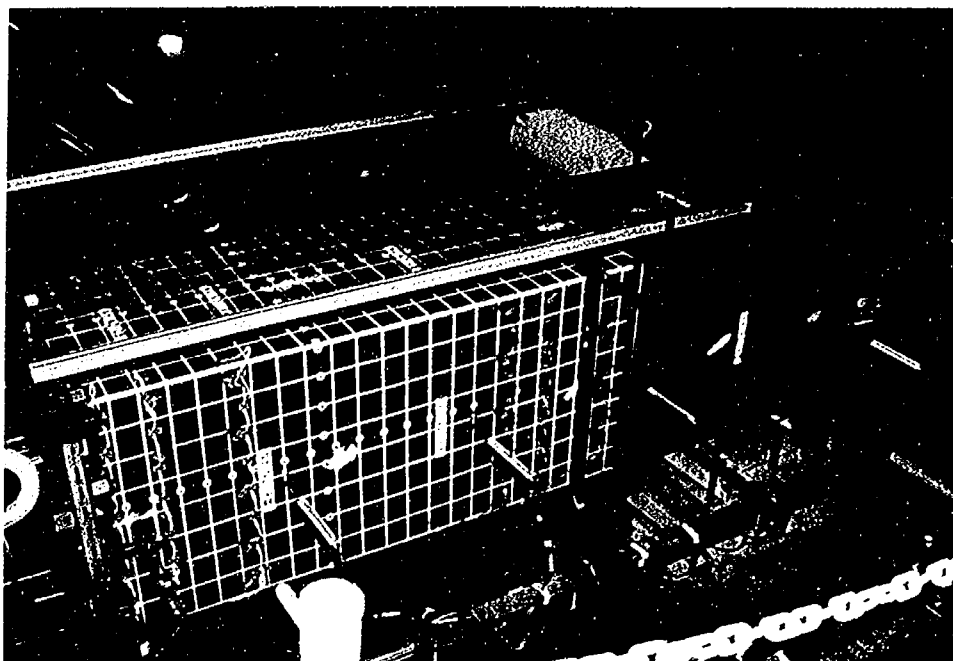


写真-2.2.2供試体設置状況

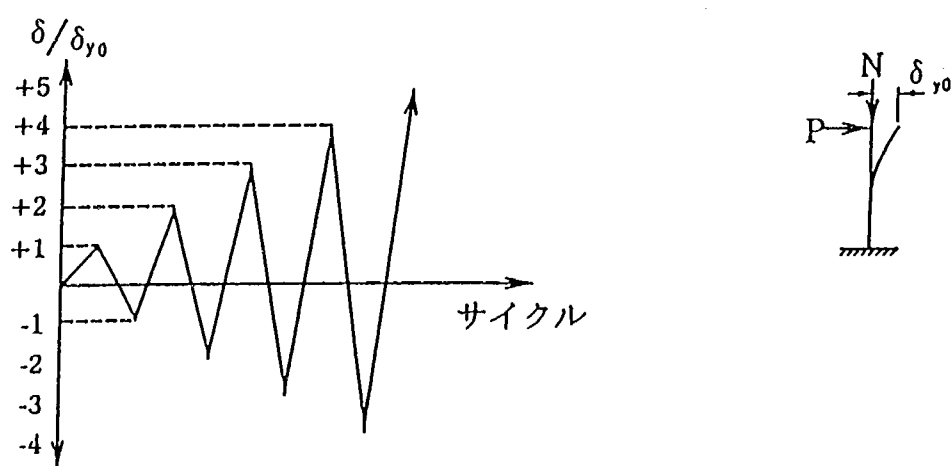


図-2. 2. 2 載荷方法

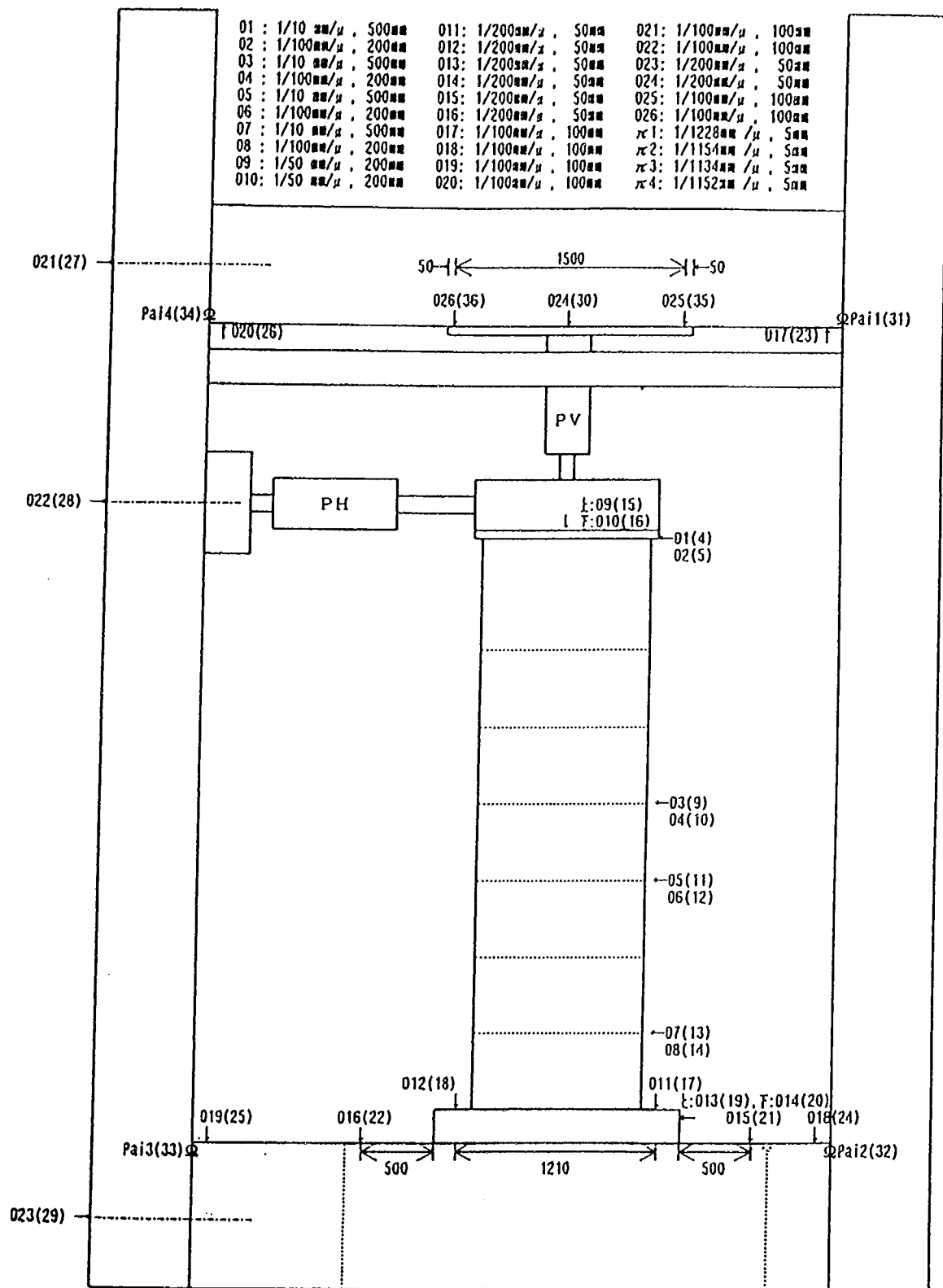


図-2.3.1(1) 供試体の変位計取り付け位置(N-1)

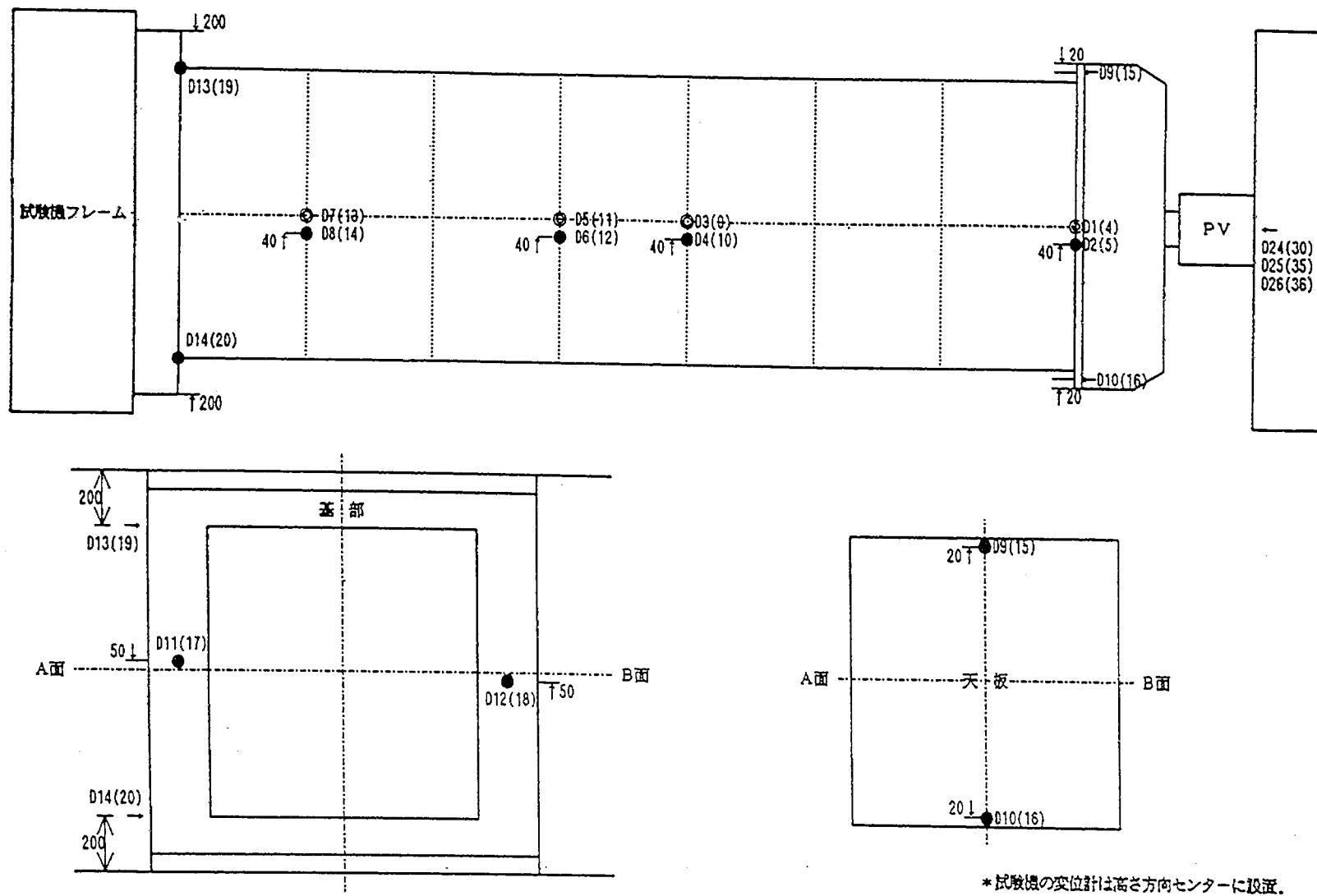


図-2.3.1(2) 供試体の変位計取り付け位置(N-1)

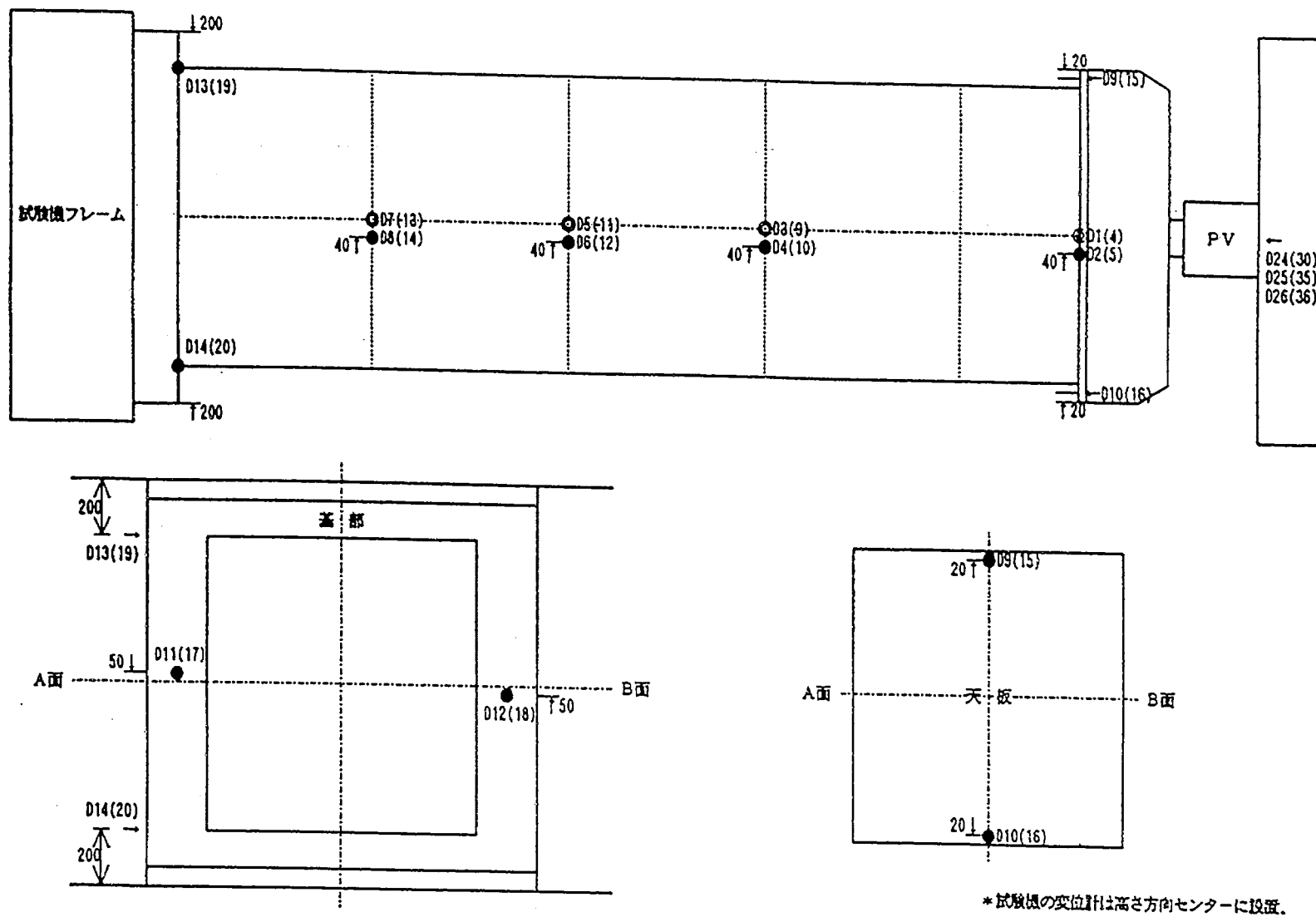


図-2.3.1(4) 供試体の変位計取り付け位置(N-2)

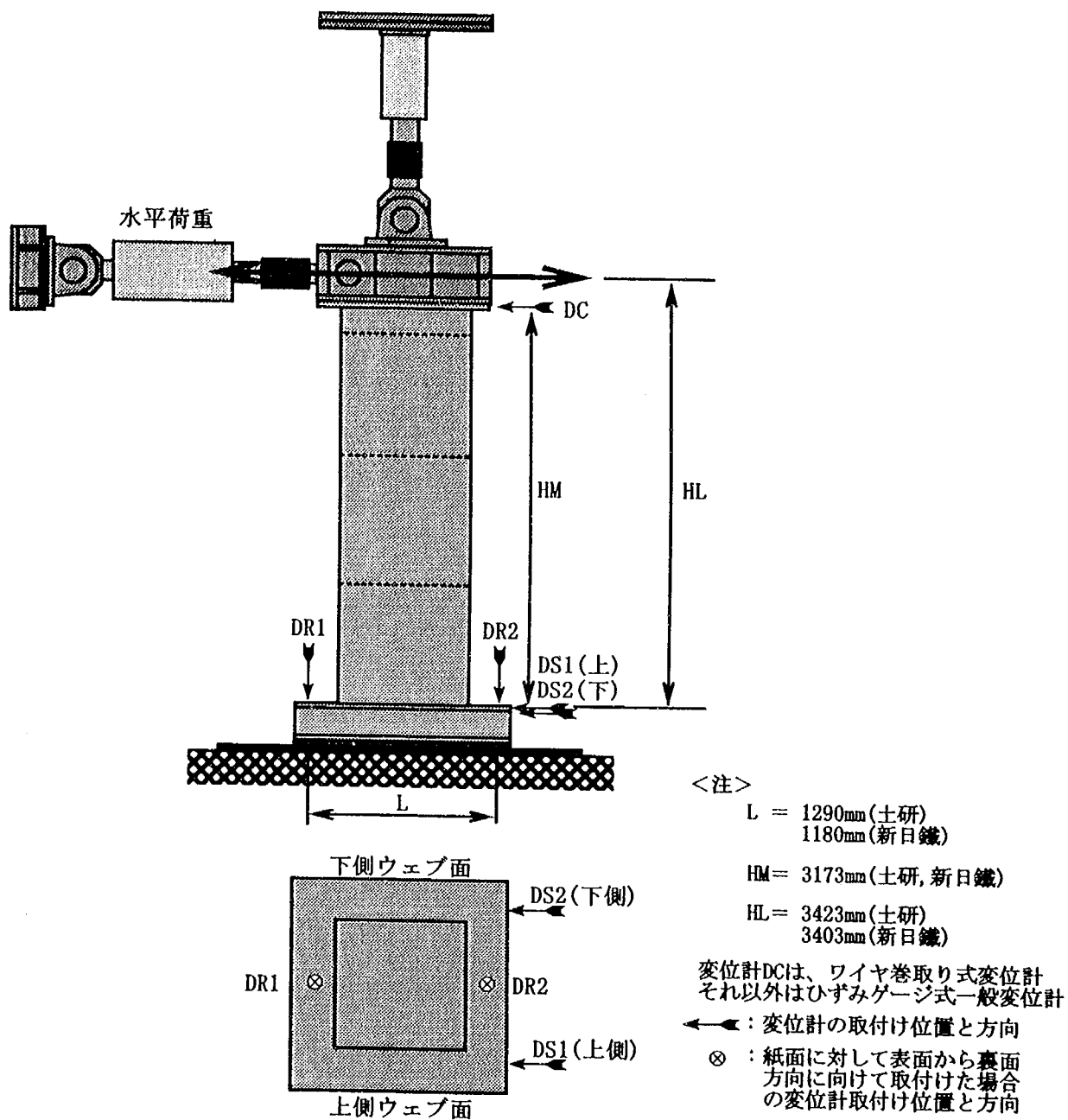
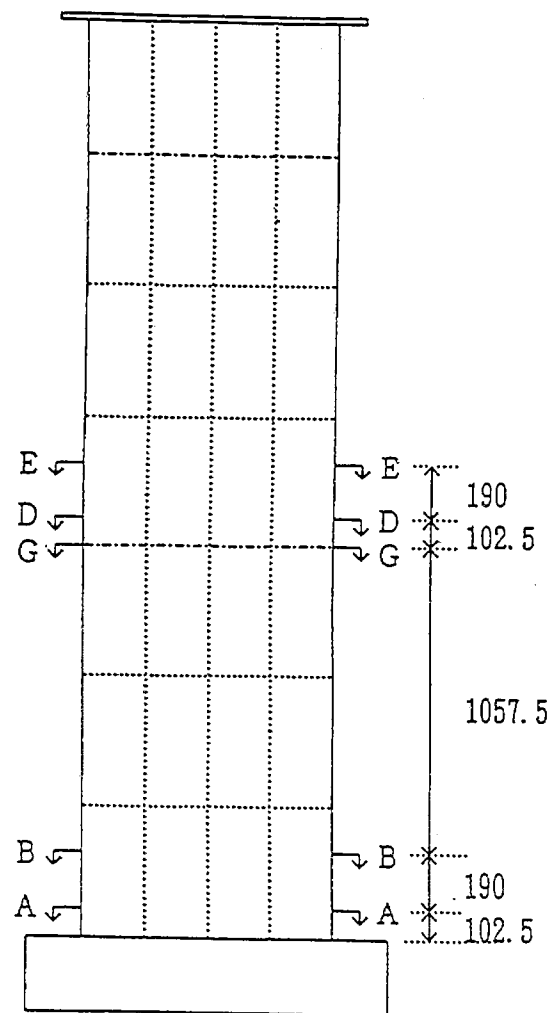
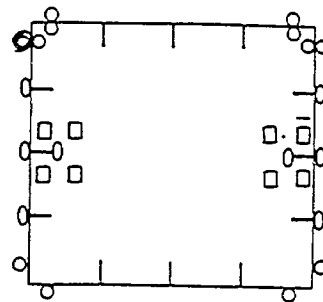


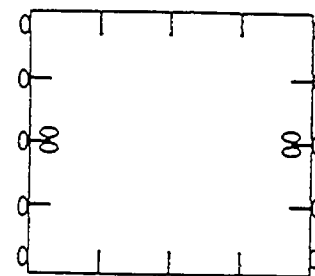
図-2.3.2 供試体の水平変位の補正



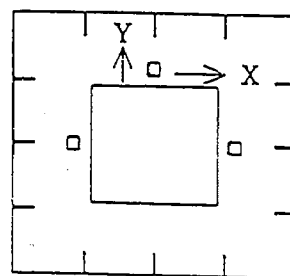
A-A, B-B 断面



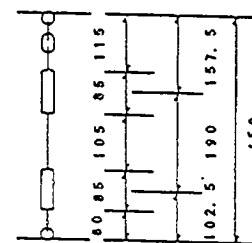
D-D, E-E 断面



G-G 断面



モールドゲージ詳細図



- 単軸塑性ゲージ
- 二軸塑性ゲージ
- モールドゲージ

(2) ひずみゲージ

図-2.3.3(1) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-1)

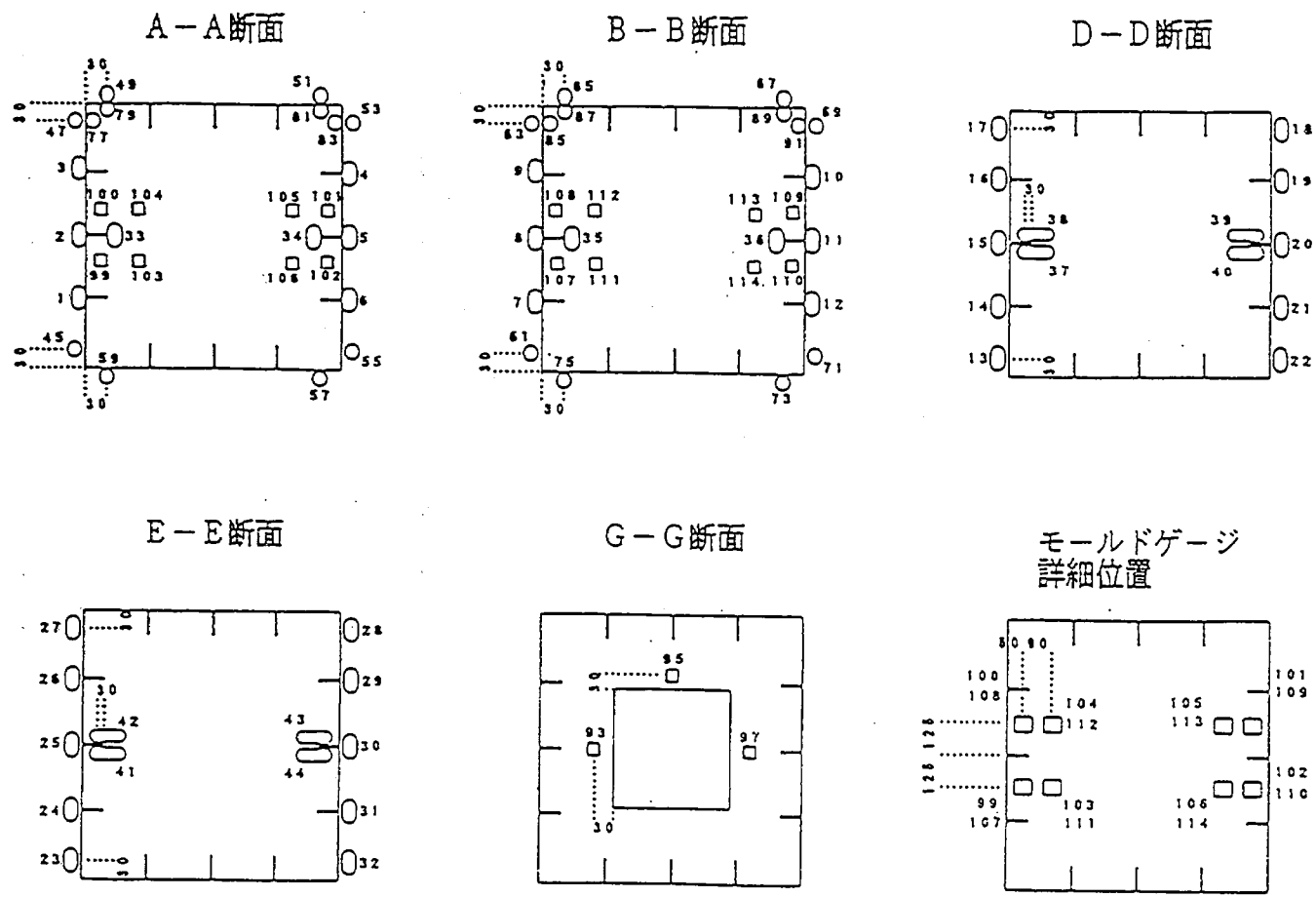


図-2.3.3(2) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-1)

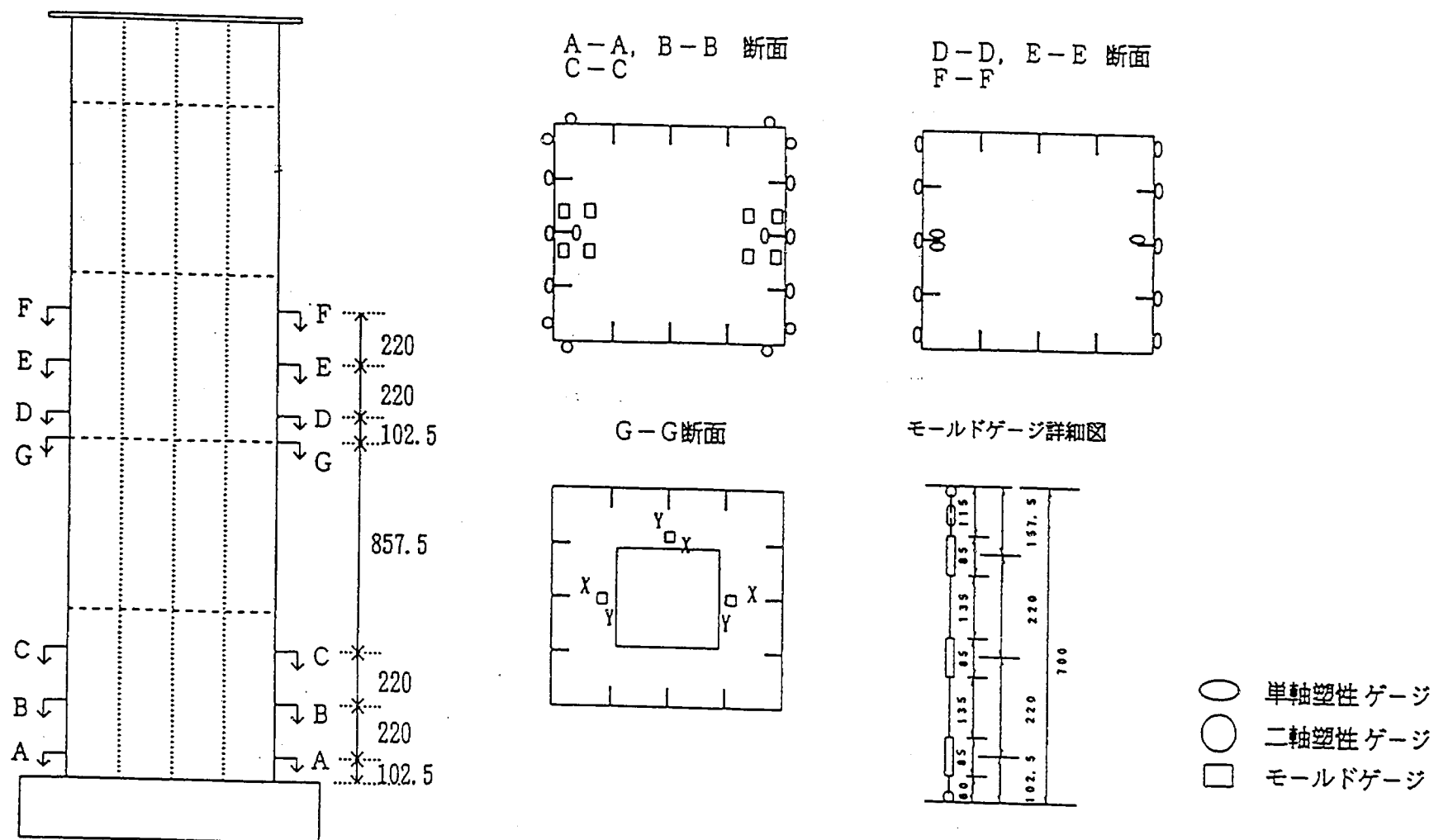


図-2.3.3(3) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-2)

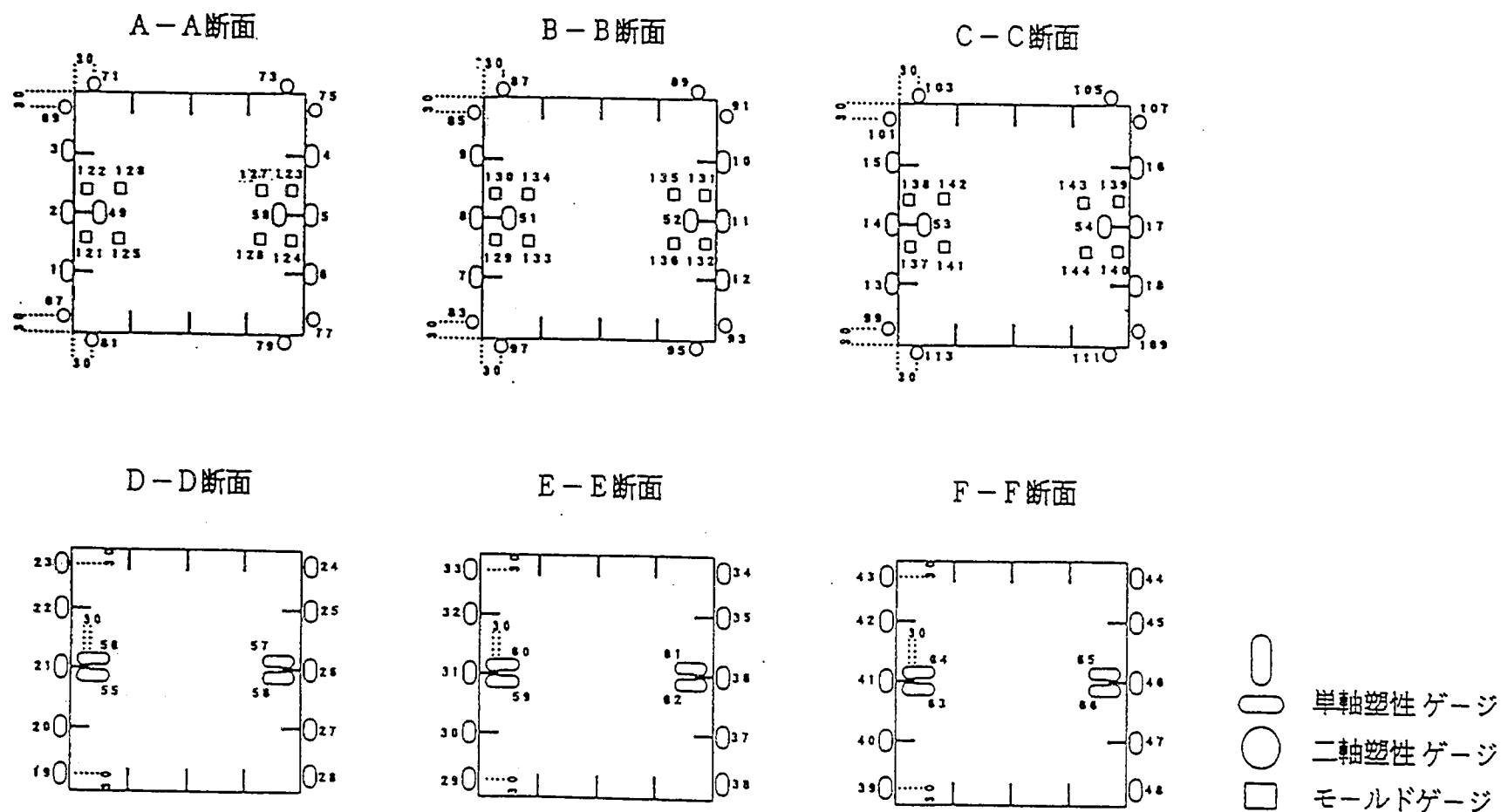
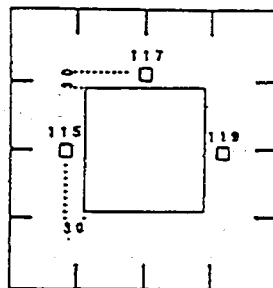
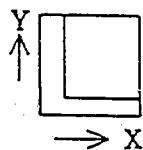
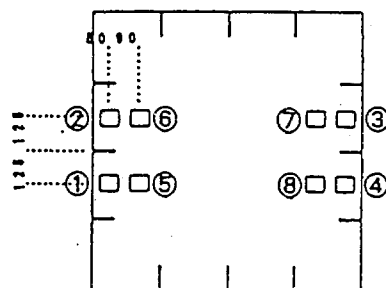


図-2.3.3(4) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-2)

G-G断面



モールドゲージ
詳細位置



	断面		
	A-A	B-B	C-C
①	121	129	137
②	122	130	138
③	123	131	139
④	124	132	140
⑤	125	133	141
⑥	126	134	142
⑦	127	135	143
⑧	128	136	144

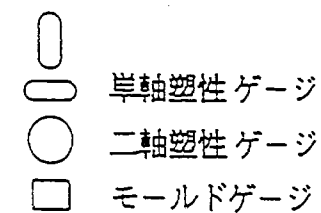


図-2.3.3(5) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-2)

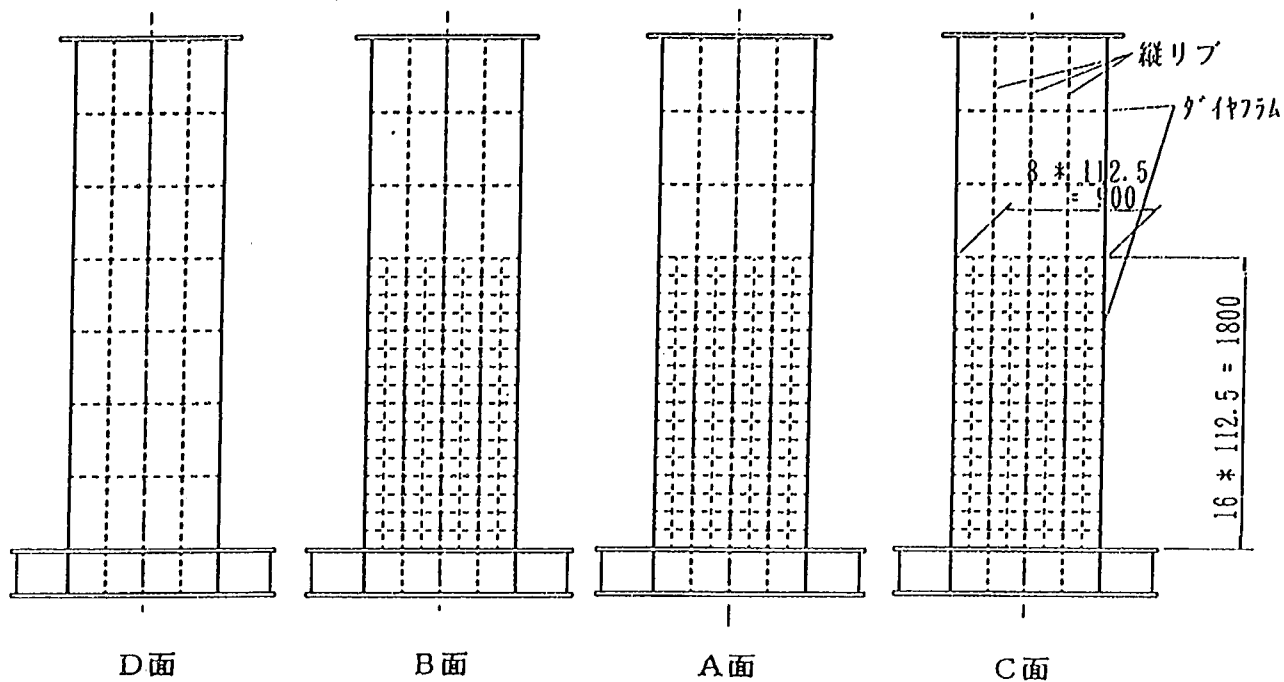


図-2.3.5(1) 面外変位の測定位置(N-1)

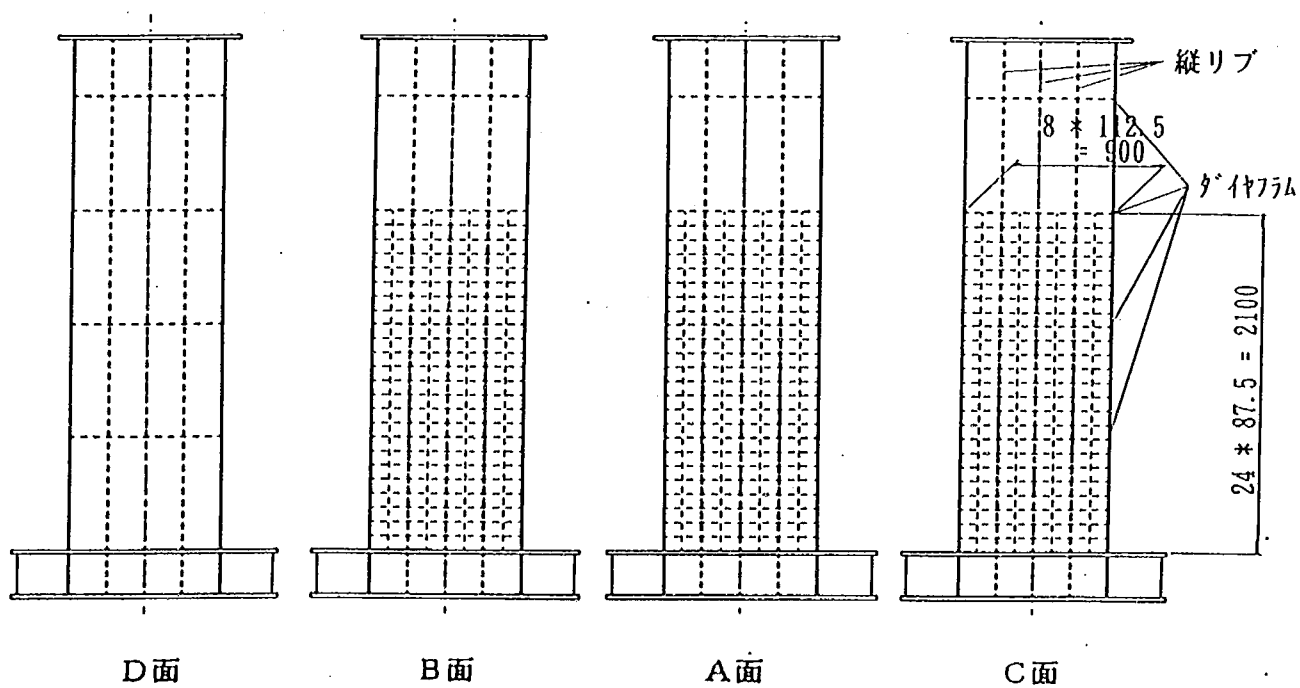


図-2.3.5(2) 面外変位の測定位置(N-2)

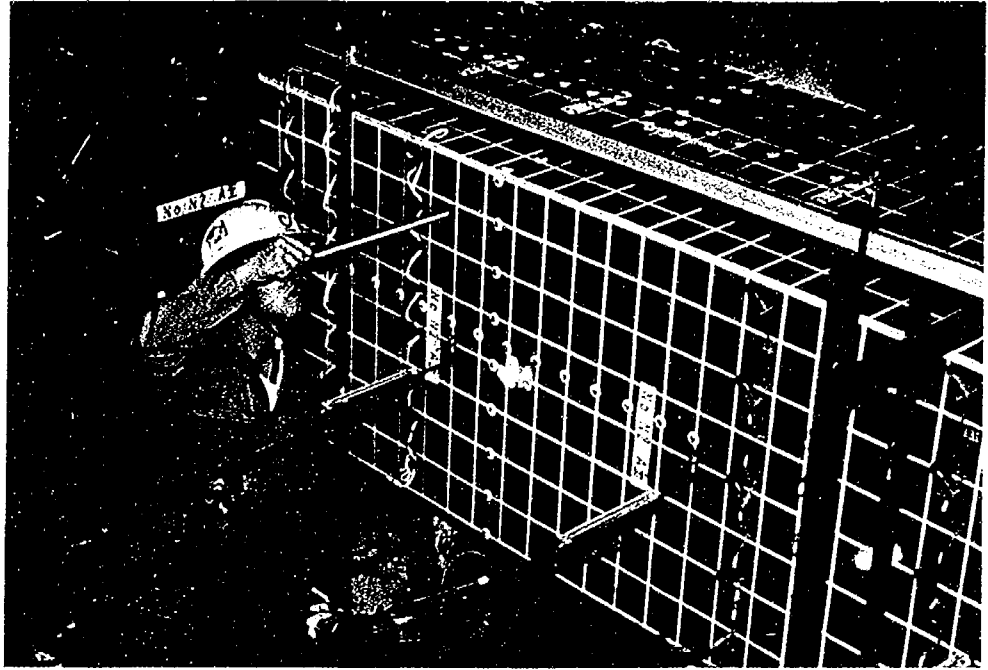


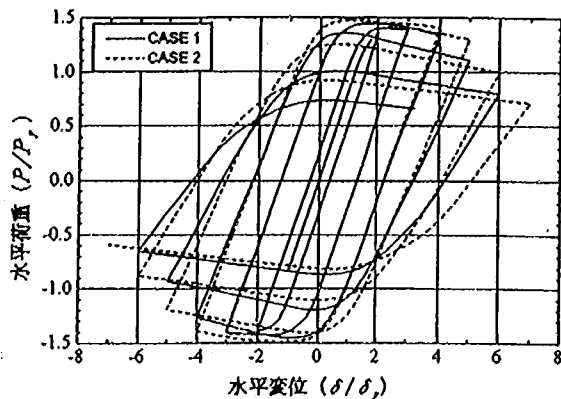
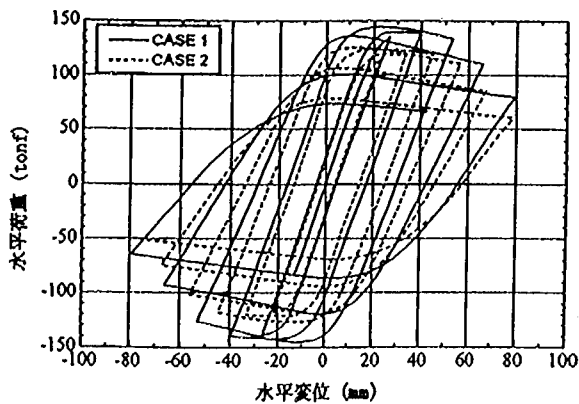
写真-2.3.1面外変位測定状況

2. 実験結果

表-3.1.1 実験結果一覧

矩形断面 供試体		外形寸法 b×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 β ・ λ ・ λ		リブ剛度 γ_1/γ_1^*	リブ剛度 γ_1/γ_{1-max}	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yH}	軸力比 N/N _{yH}	供試体
														R _R	R _F						
N-1	中詰め有・ $\gamma \geq 3\gamma^*$	900×900	10	75×10	450	4	SM490	3,710	446.0	558.344	35.4	684.6	0.259	0.497	0.274	3.477	4.000	214	0.150	0.129	N-1
N-2	中詰め有・ $\gamma \geq 3\gamma^*$	900×900	10	100×13	700	4	SM490	3,710	512.0	615.663	34.7	684.6	0.264	0.497	0.265	3.621	4.145	246	0.150	0.129	N-2

矩形断面 供試体		実験場所	P_{yH} (tf)	P_{yH} (tf)	P_u (tf)	$\frac{P_u}{P_{yH}}$	δ_{yTH} (mm)	δ_{yTH} (mm)	δ_{yEH} (mm)	δ_{yEH} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_{lim} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEH}}$	$\frac{\delta_{97}}{\delta_{yEH}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{yEH}}$	$\frac{\delta_{lim}}{\delta_{yEH}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEH}}$	供試体
N-1	中詰め有・ $\gamma \geq 3\gamma^*$	土研	98.6	117.1	229.1	1.96	11.2	13.4	11.2	13.2	88.6	95.2	99.9	90.6	127.6	7.9	8.5	8.9	8.1	11.4	N-1
N-2	中詰め有・ $\gamma \geq 3\gamma^*$	土研	108.7	129.1	245.6	1.90	11.2	13.3	11.8	14.1	85.9	97.8	105.1	89.5	----	7.3	8.3	8.9	7.6	-----	N-2



CASE 1 : $\sigma_y = 3,765 \text{ kgf/cm}^2$, $N/N_{YM} = 0.15$, $N = 213.7 \text{ tonf}$,

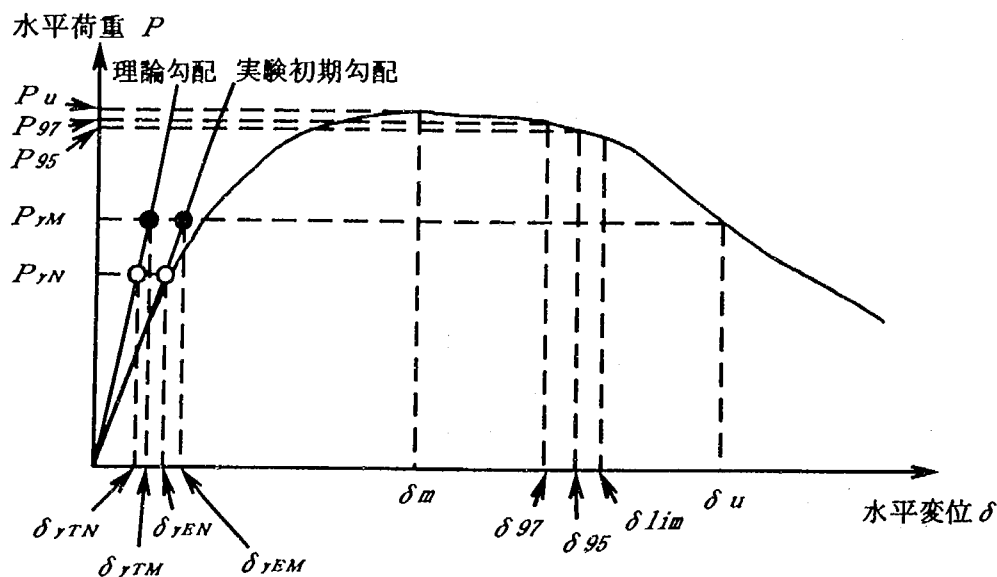
$\delta_y = 13.22 \text{ mm}$, $P_y = 99.86 \text{ tonf}$

CASE 2 : $\sigma_y = 3,200 \text{ kgf/cm}^2$, $N/N_{YM} = 0.15$, $N = 181.6 \text{ tonf}$,

$\delta_y = 11.24 \text{ mm}$, $P_y = 84.87 \text{ tonf}$

(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:

P_u : 最大水平荷重

P_{97} : P_u の97%の荷重

P_{95} : P_u の95%の荷重

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

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

$$\delta_{TN} = \frac{P_{TN} h^3}{3EI} = \delta_{T0} \quad \cdots \text{式(2.2.1)}$$

$$\delta_{TM} = \frac{P_{TM} h^3}{3EI}$$

δ_{TEN} : 実験初期勾配において水平荷重が P_{TN} の時の水平変位

δ_{TEM} : 実験初期勾配において水平荷重が P_{TM} の時の水平変位

δ_m : 包絡線において水平荷重が P_u の時の水平変位

δ_{97} : 包絡線において水平荷重が P_{97} の時の水平変位

δ_{95} : 包絡線において水平荷重が P_{95} の時の水平変位

δ_{lim} : 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 P_u 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_{TM} 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

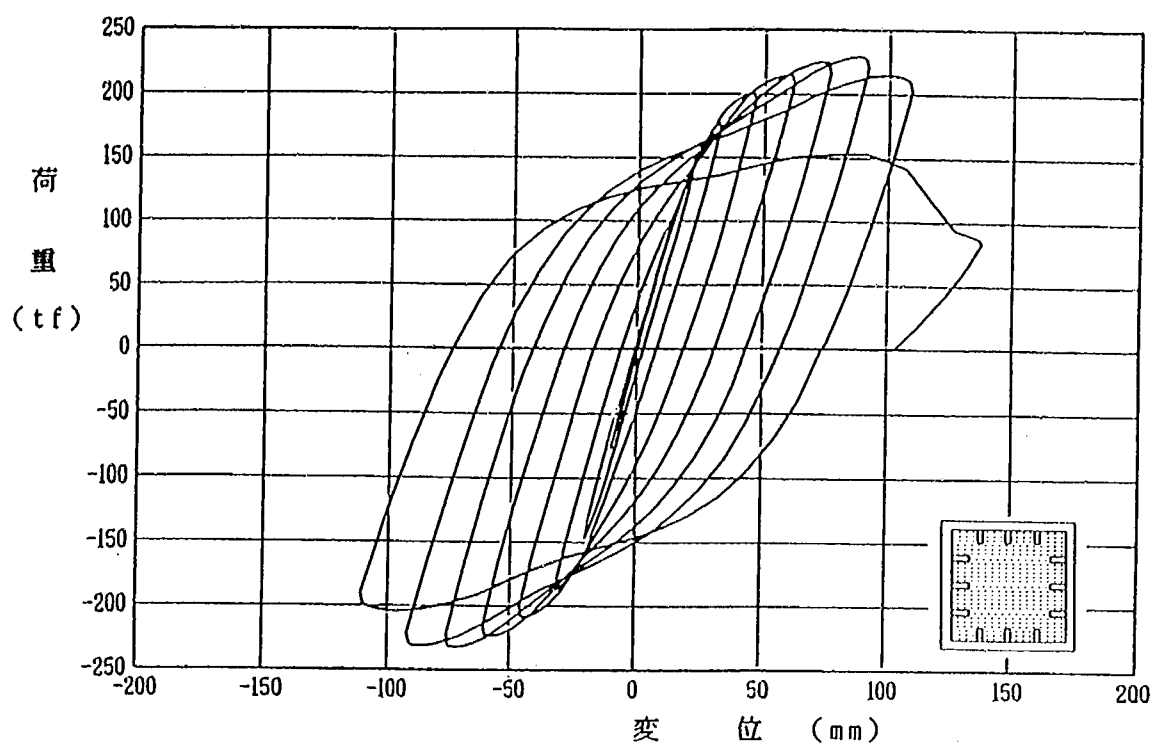


図-3.1.2(1) 水平荷重—水平変位関係(N-1)

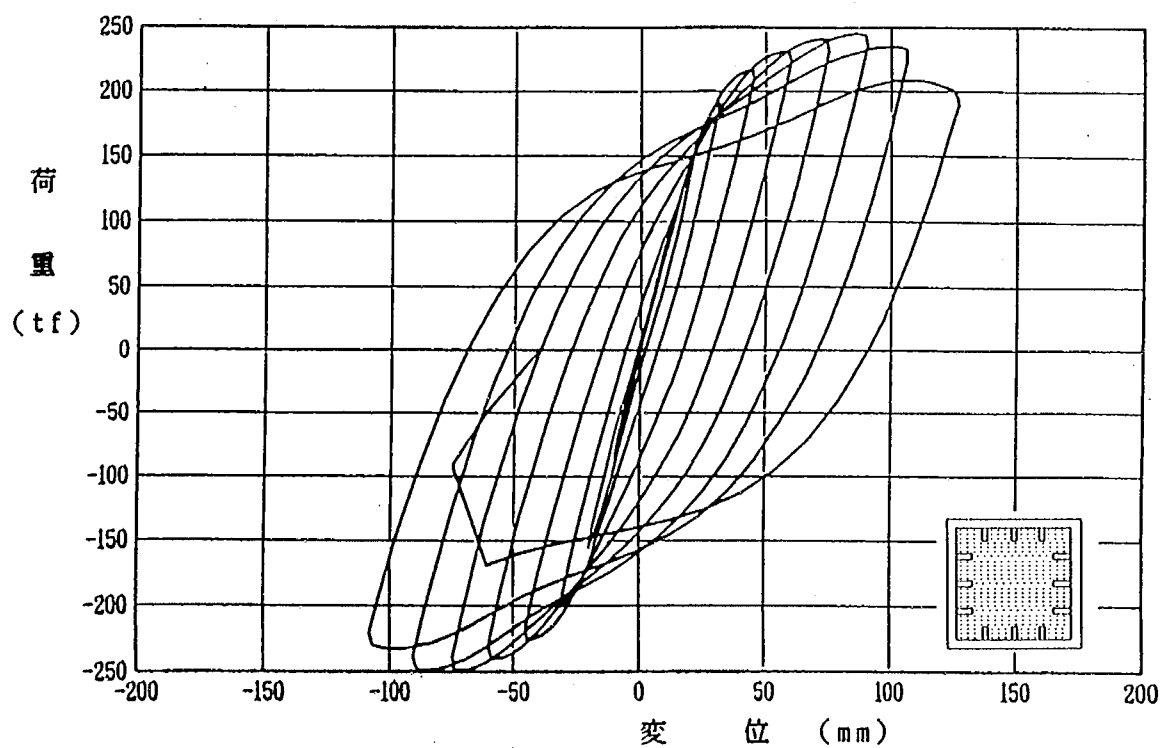


図-3.1.2(2) 水平荷重—水平変位関係(N-2)

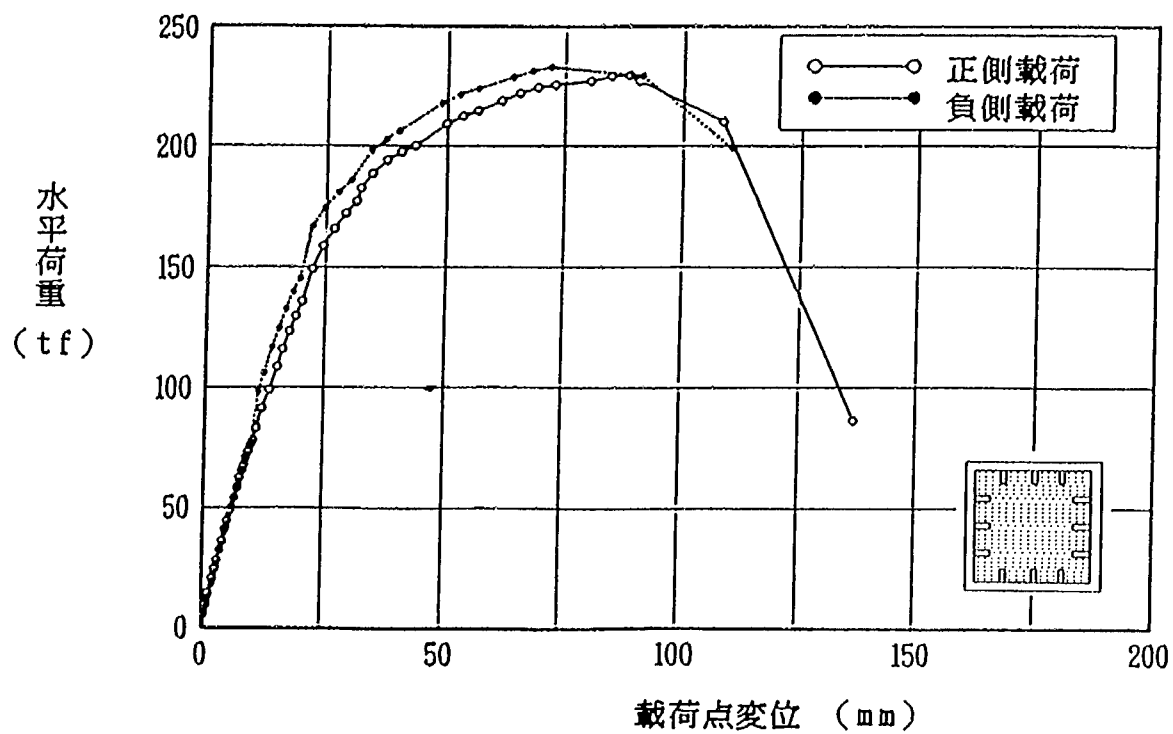


図-3.1.3(1) 水平荷重-水平変位関係の包絡線(N-1)

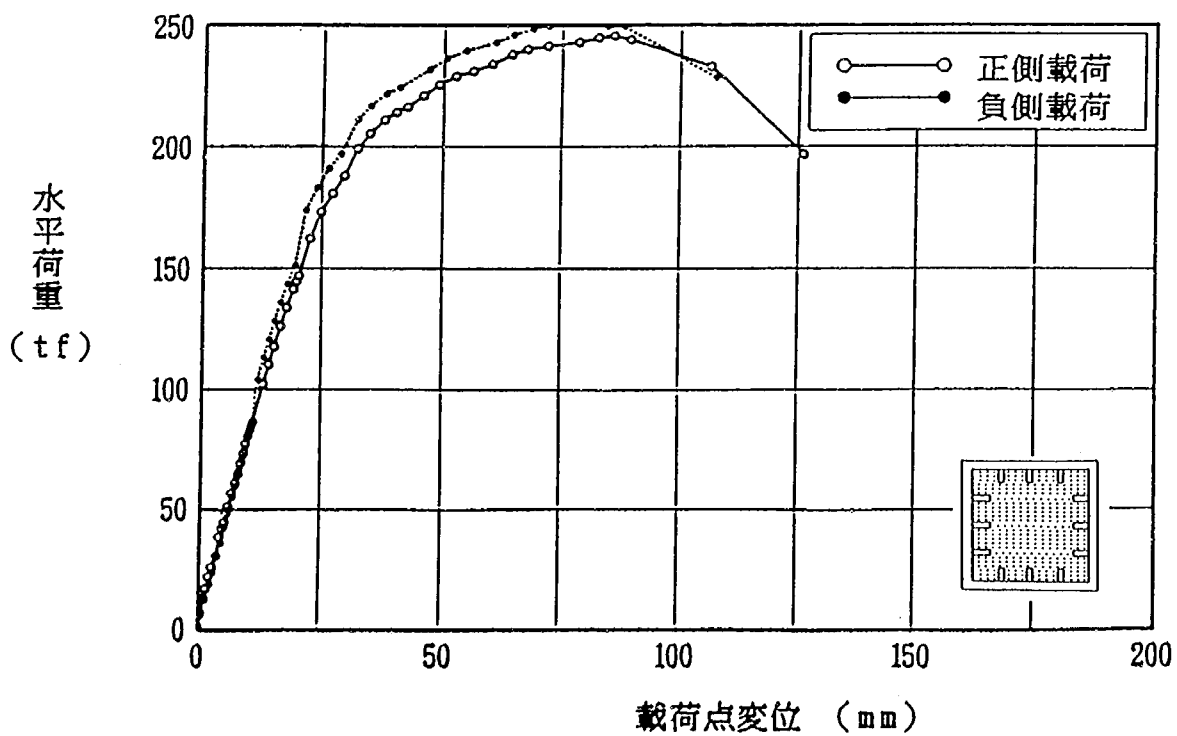


図-3.1.3(2) 水平荷重-水平変位関係の包絡線(N-2)

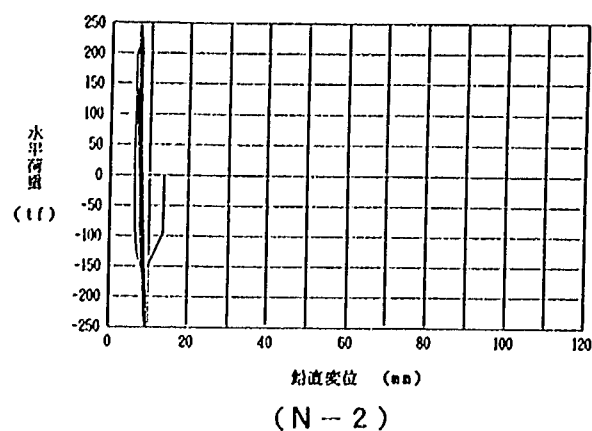
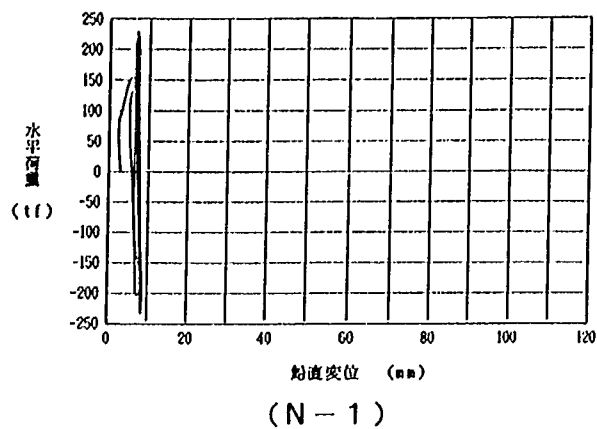


図-3.1.4 水平荷重—鉛直変位関係

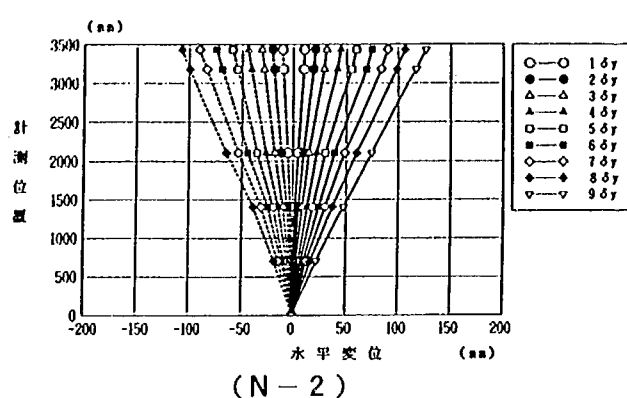
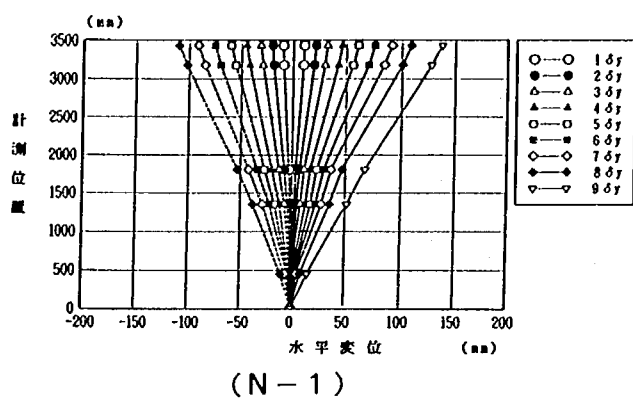


図-3.1.5 水平変位の鉛直方向分布

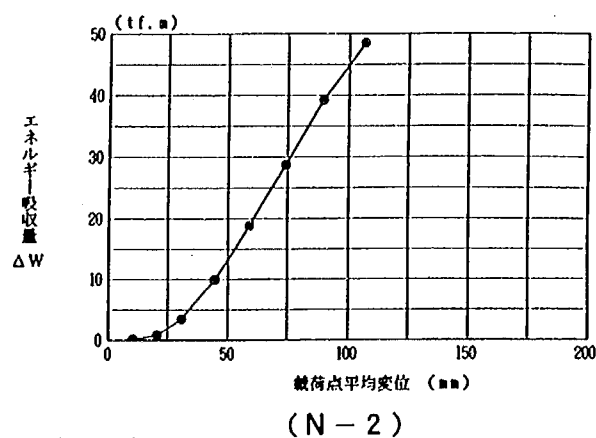
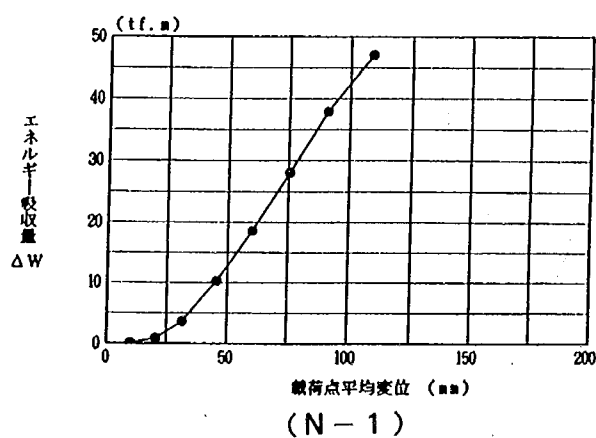
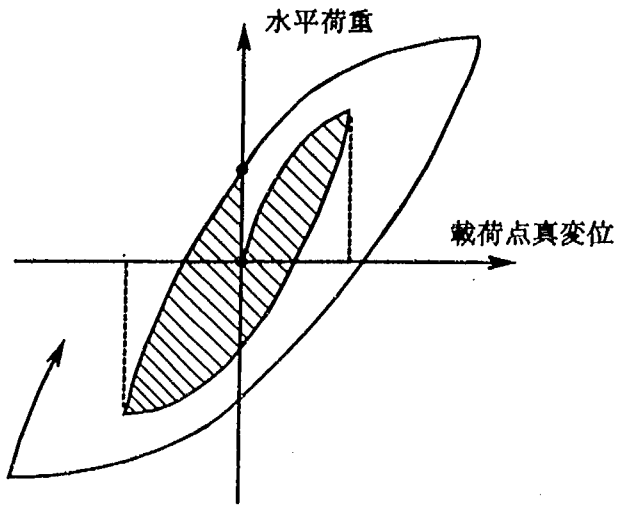
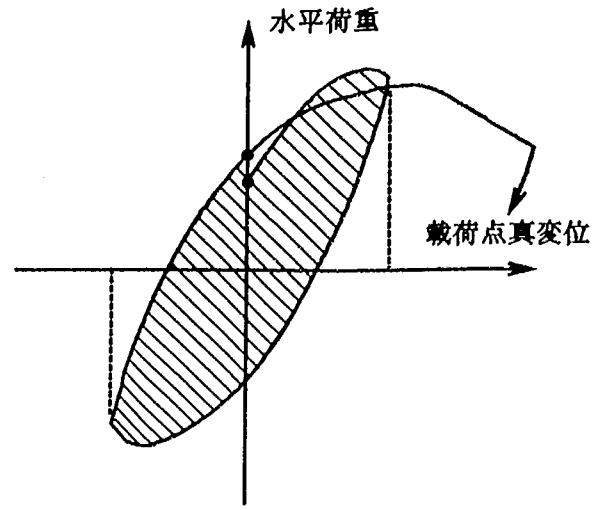


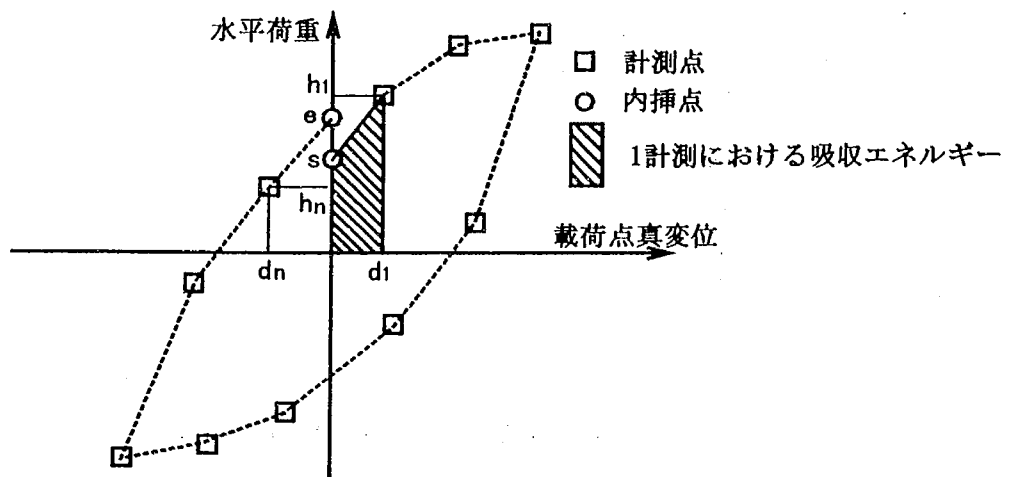
図-3.1.6 エネルギー吸収量



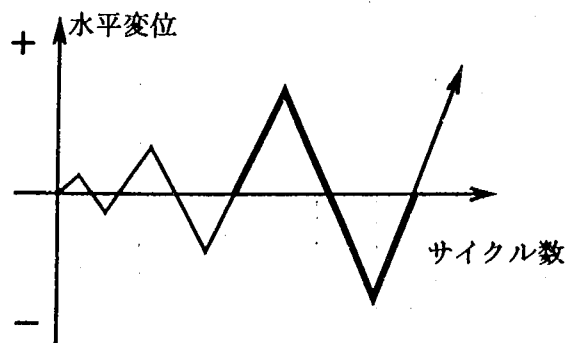
(a) 初期の場合の
吸収エネルギーの定義



(b) 強度低下を起こした場合の
吸収エネルギーの定義

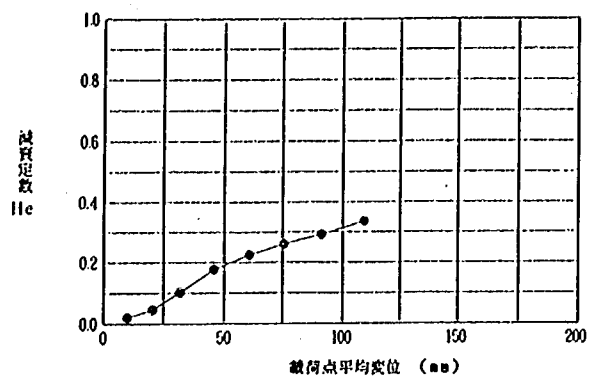


(c) 吸収エネルギーの計算方法

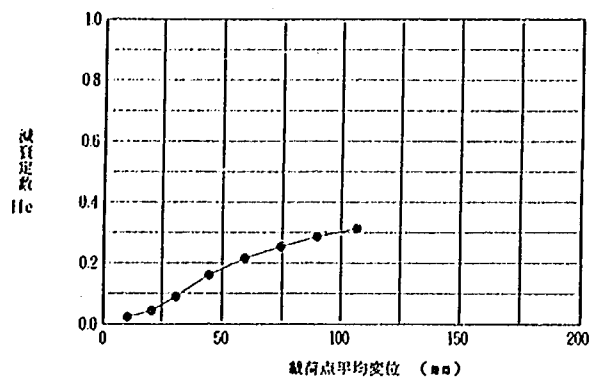


(d) 1サイクルの定義

図-3.1.7 エネルギー吸収量の算出方法



(N-1)



(N-2)

図-3.1.8(1) 等価減衰定数

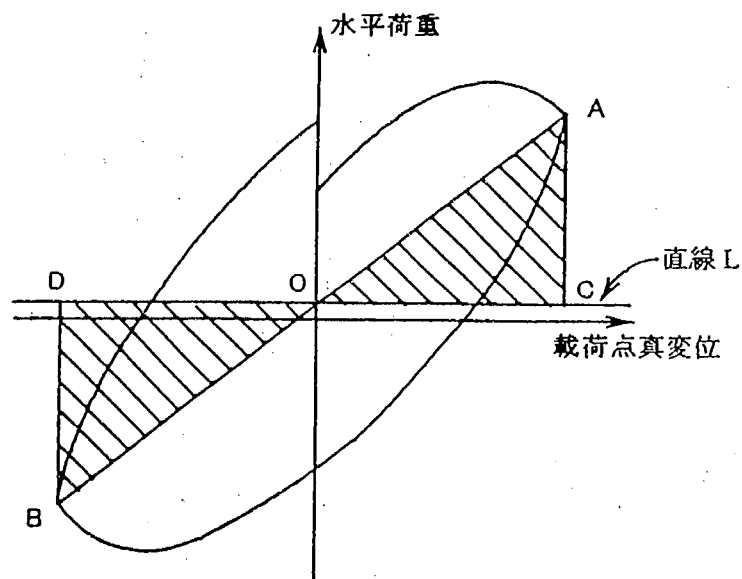
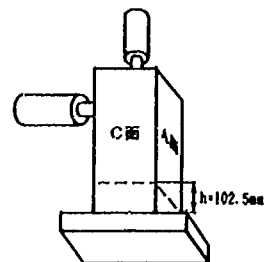
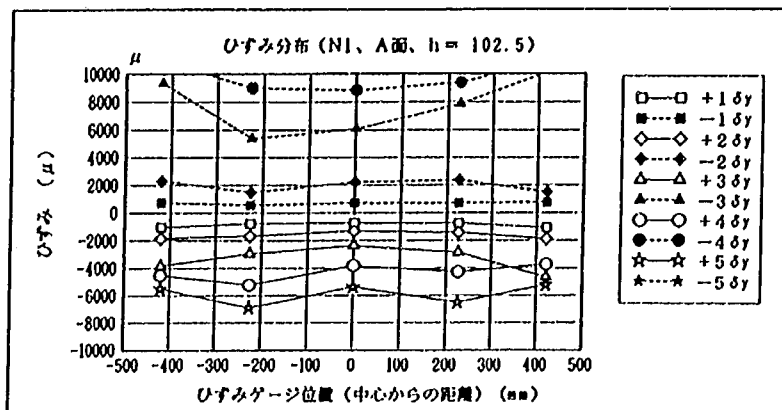
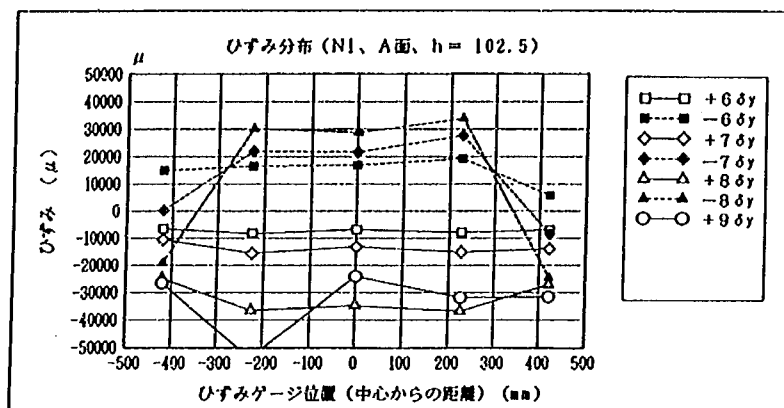


図-3.1.8(2) 等価減衰定数と等価剛性の定義

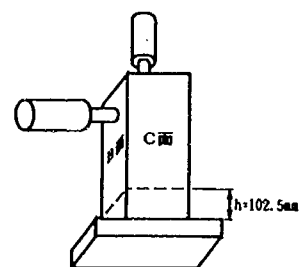
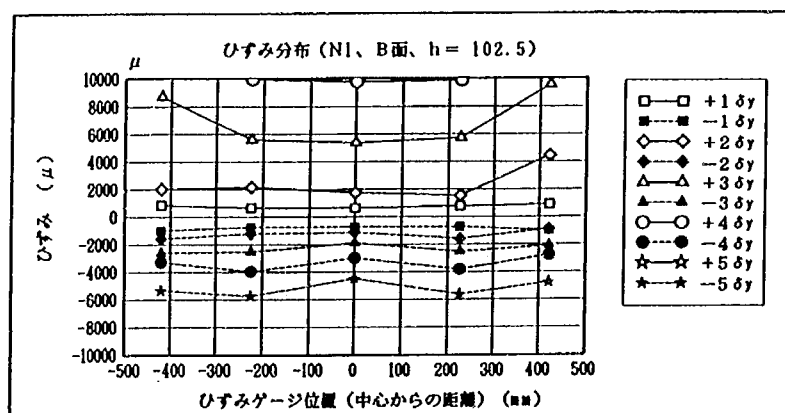
A 面



A 面



B 面



B 面

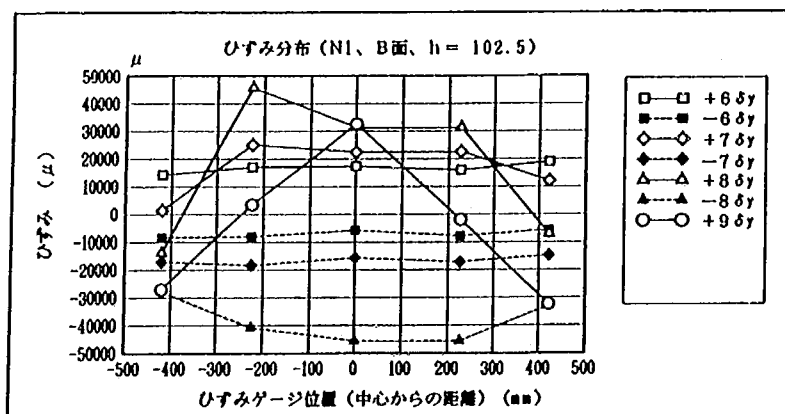
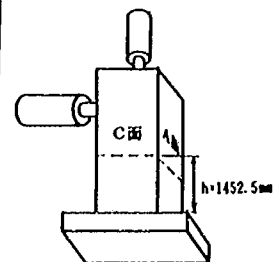
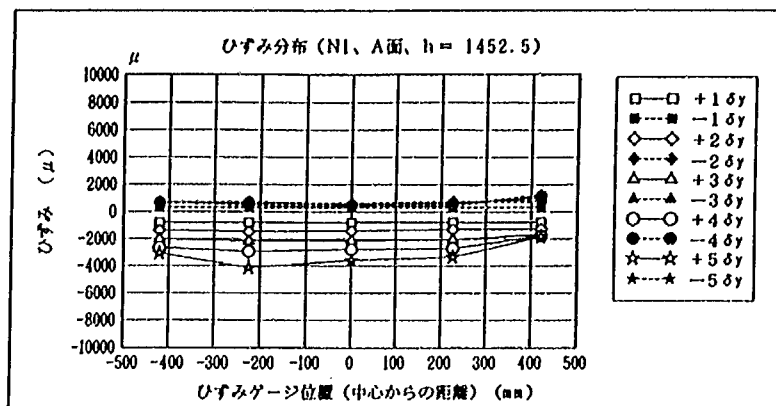
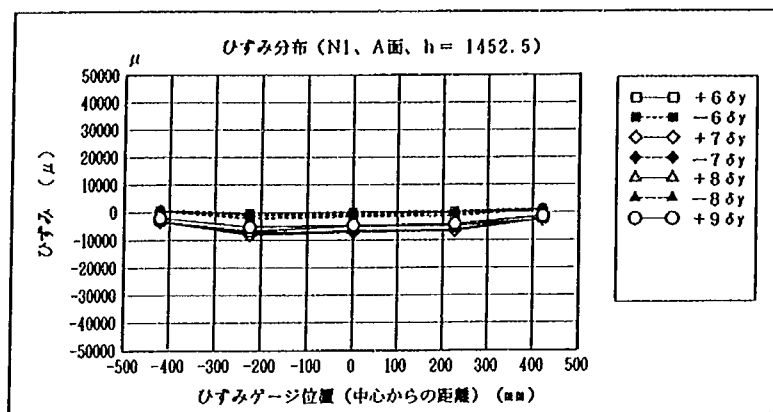


図-3.1.9(1) ひずみ分布 (N-1、 $h=102.5$)

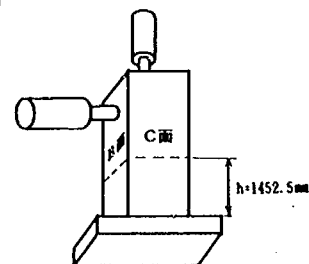
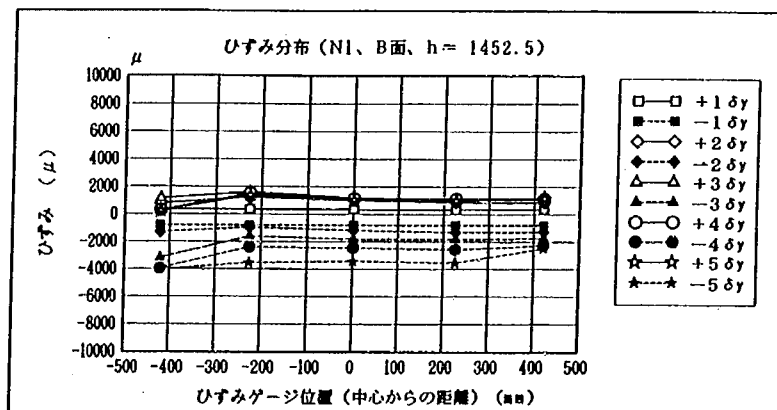
A面



A面



B面



B面

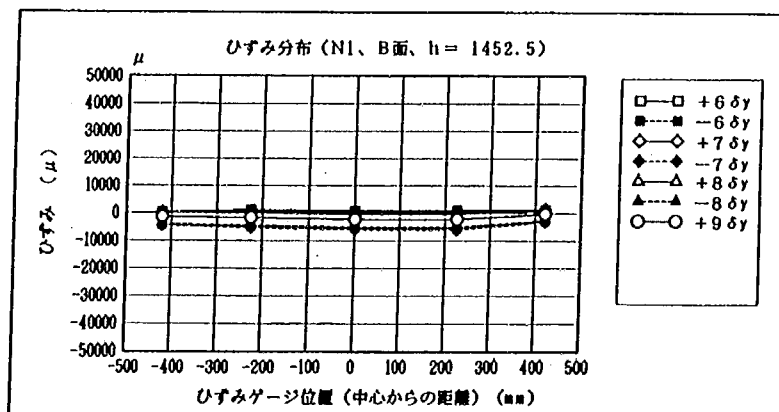
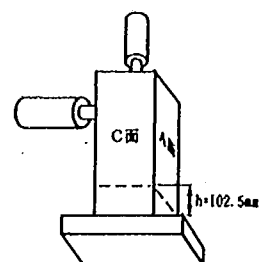
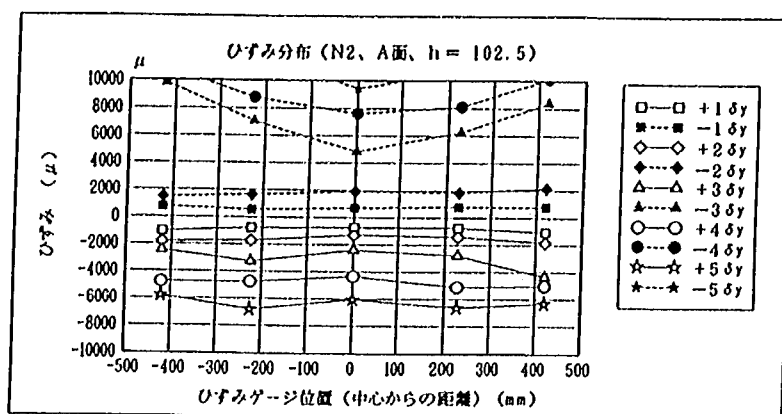
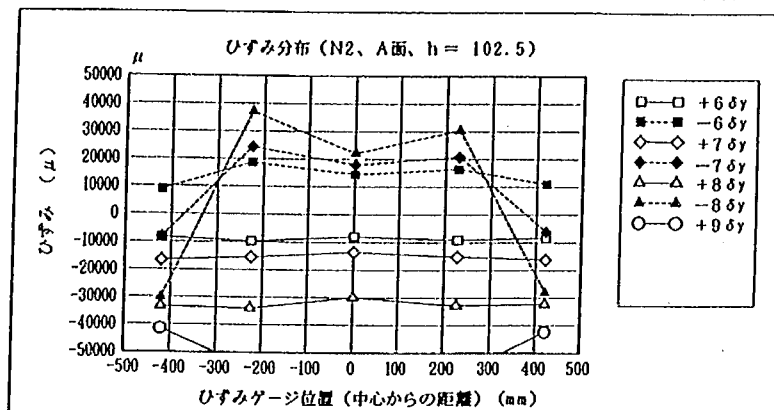


図-3.1.9(2) ひずみ分布 (N-1、 $h=1452.5$)

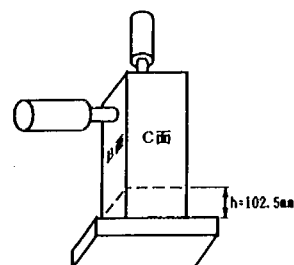
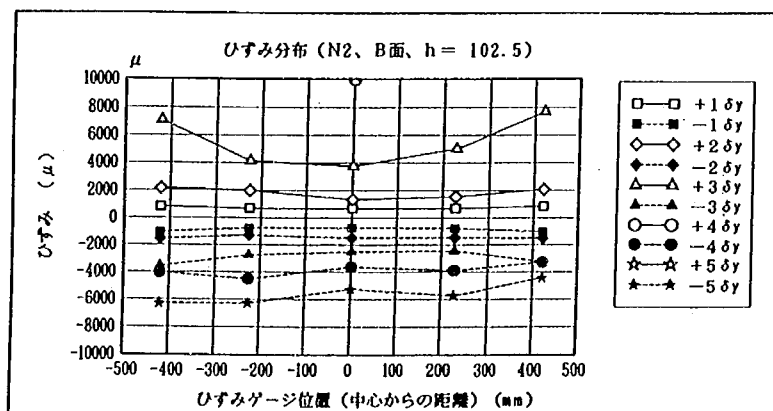
A 面



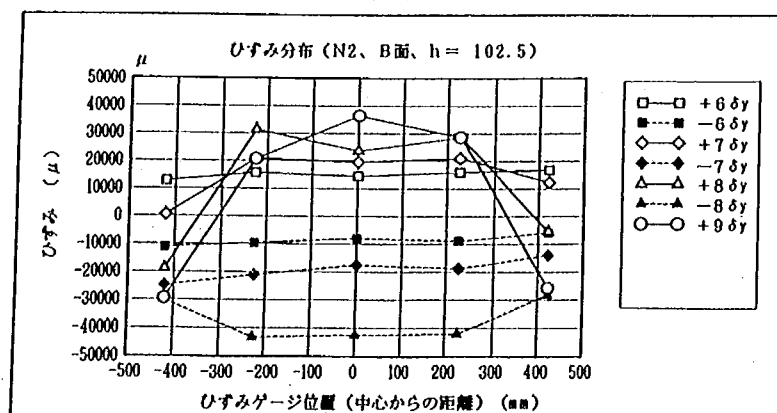
A 面



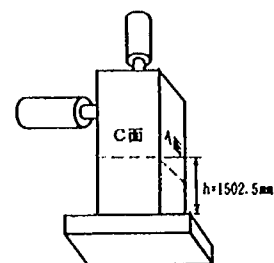
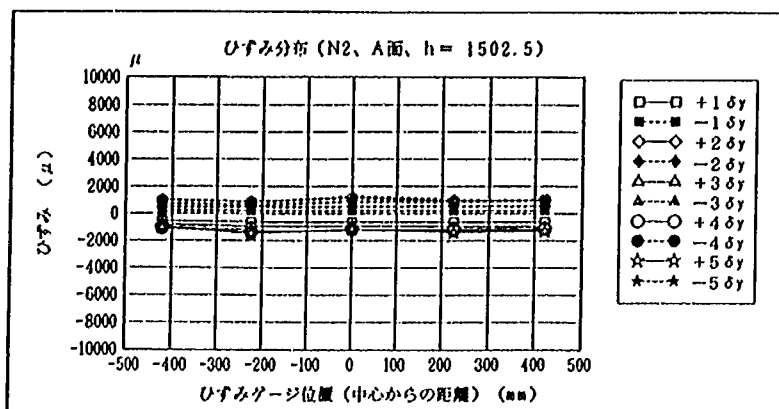
B 面



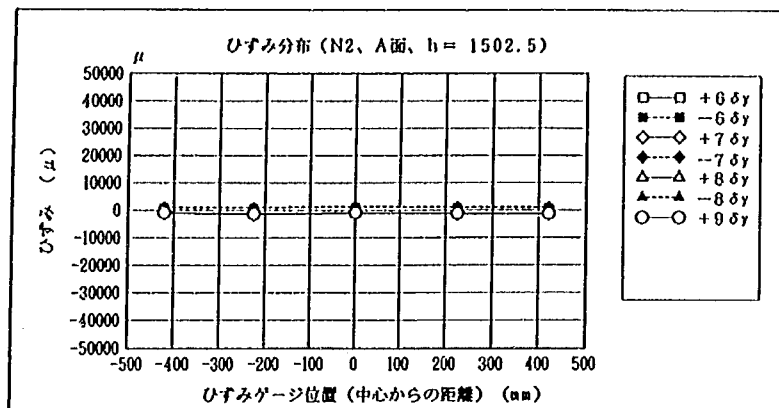
B 面

図-3.1.9(3) ひずみ分布(N-2、 $h=102.5$)

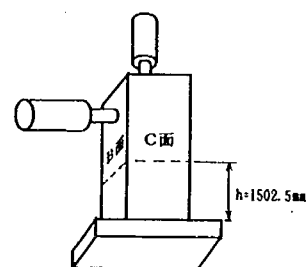
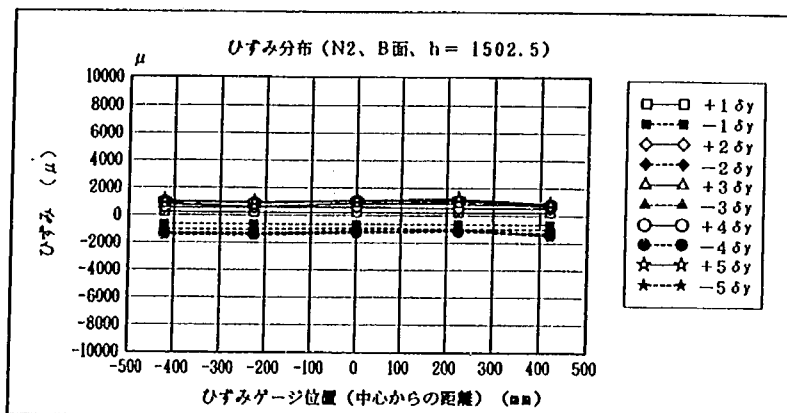
A 面



A 面



B 面



B 面

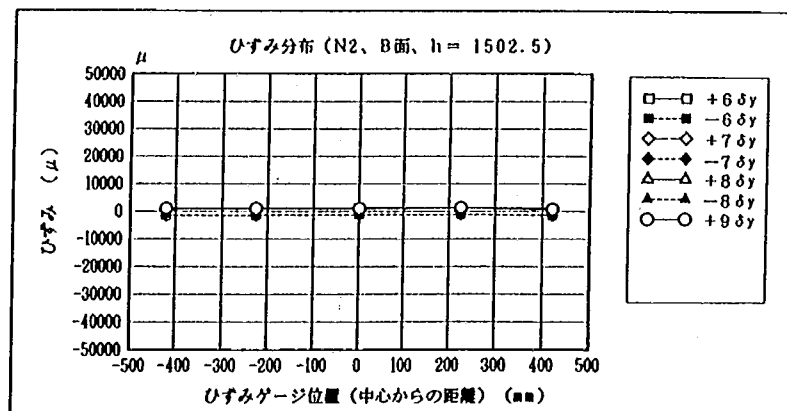


図-3.1.9(4) ひずみ分布 (N-2、 $h=1502.5$)

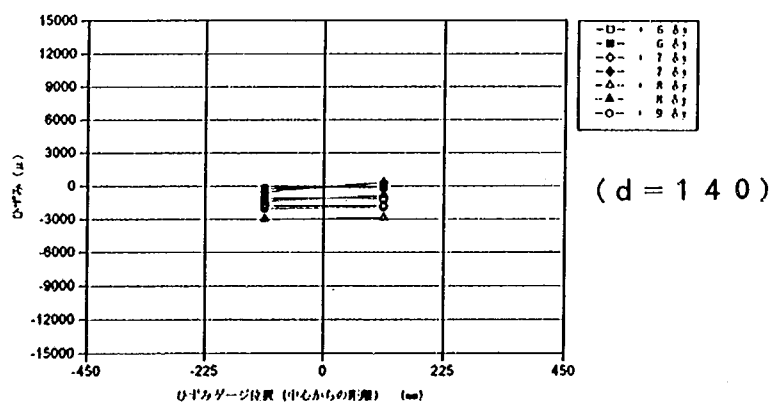
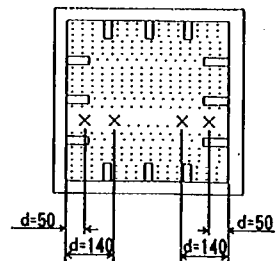
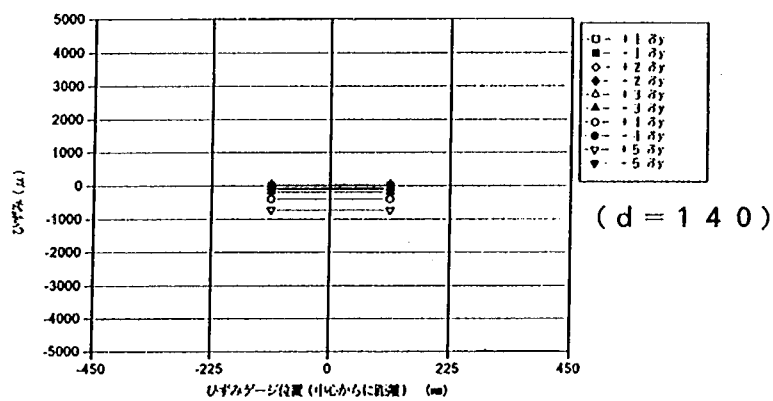
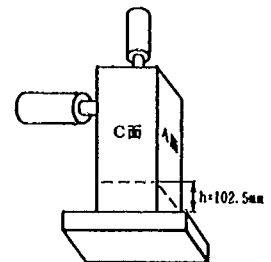
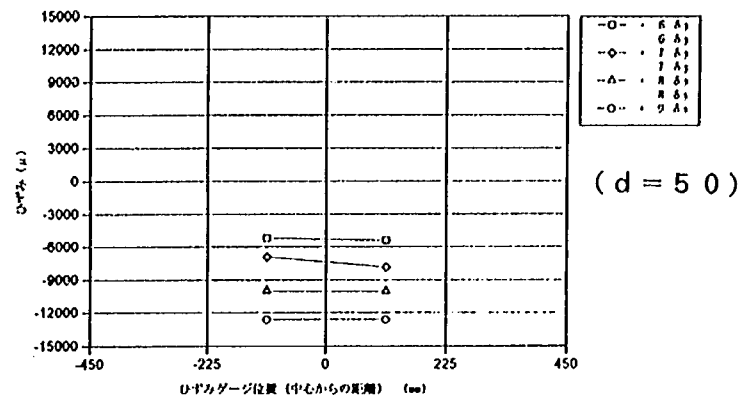
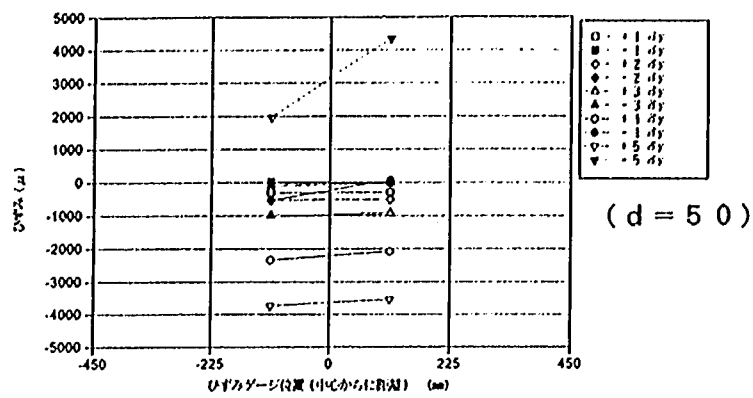


図-3.1.10(1) コンクリートひずみ分布(N-1、A面、h=102.5)

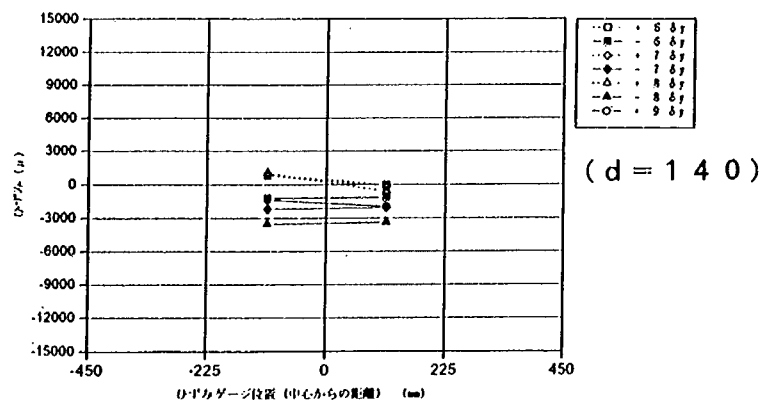
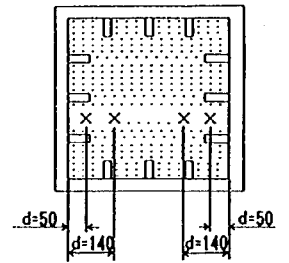
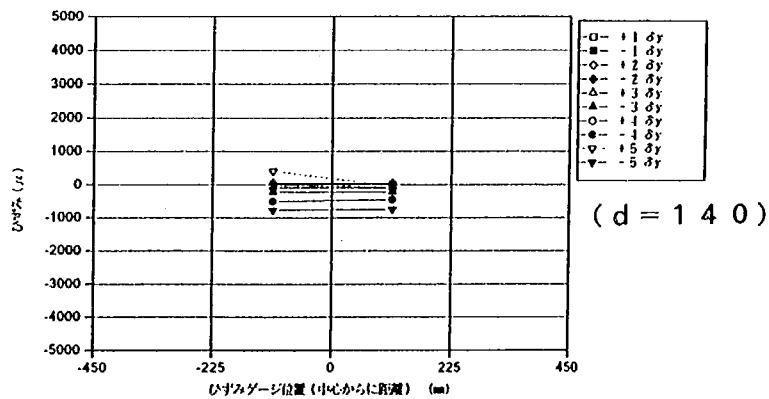
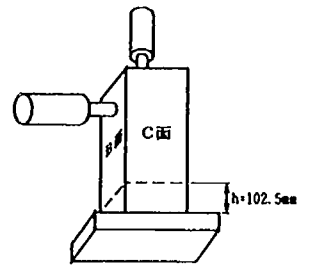
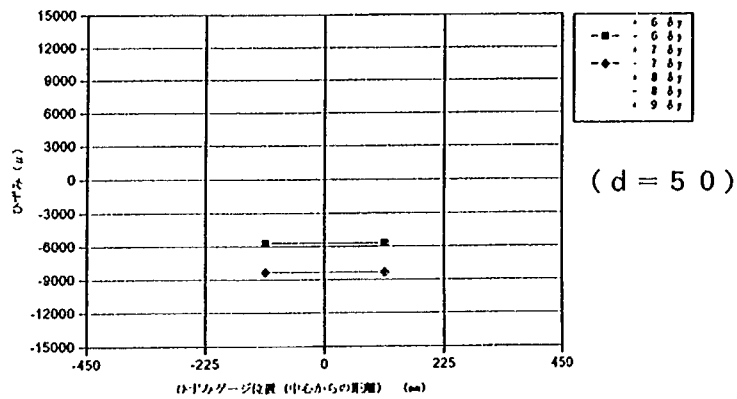
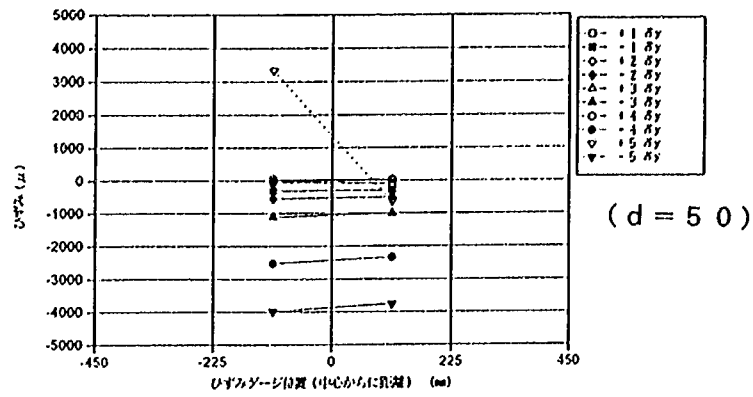


図-3.1.10(2) コンクリートひずみ分布(N-1、B面、h=102.5)

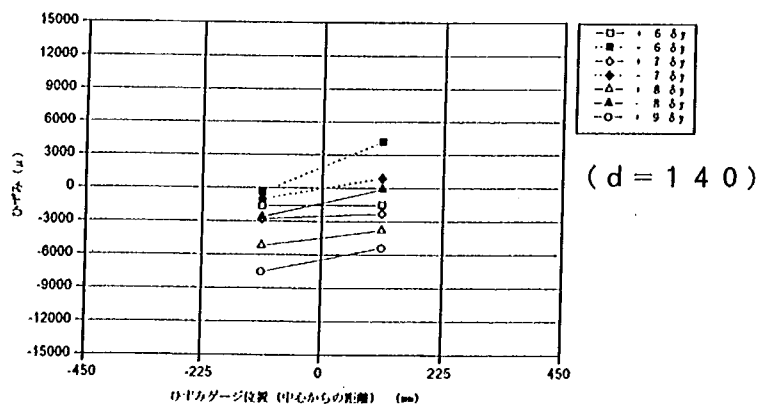
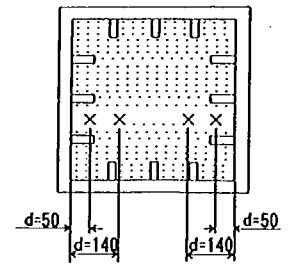
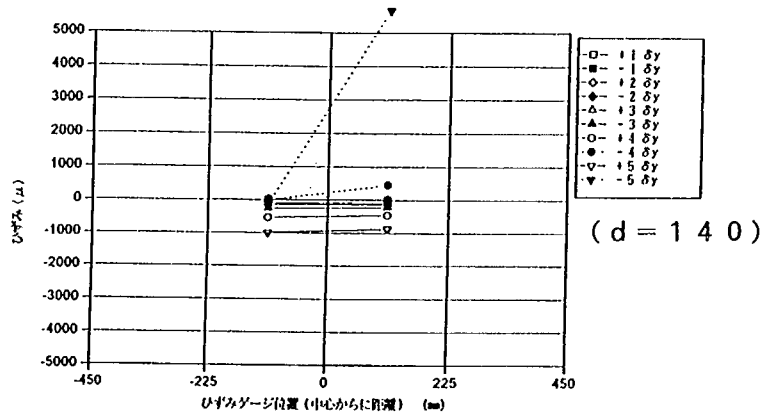
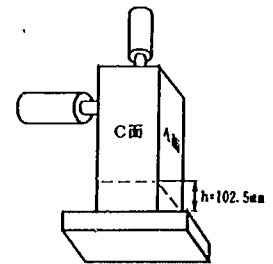
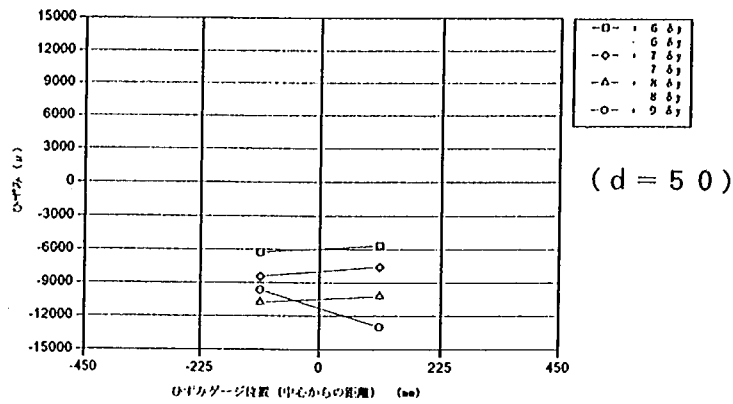
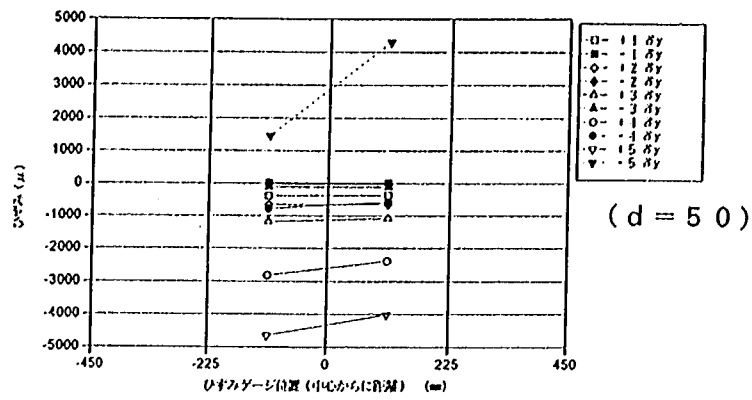


図-3.1.10(3) コンクリートひずみ分布(N-2、A面、h=102.5)

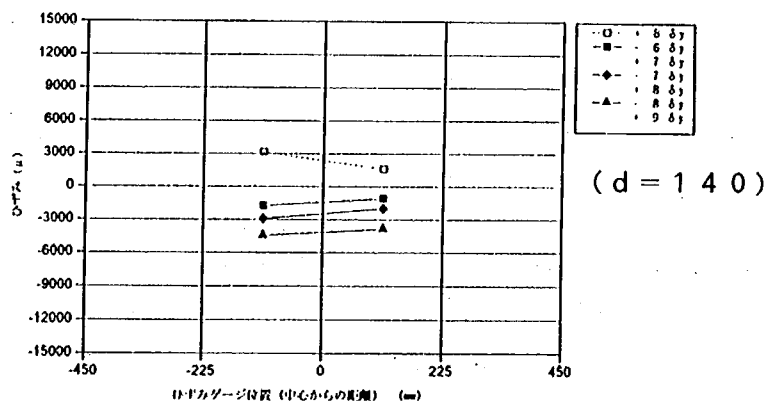
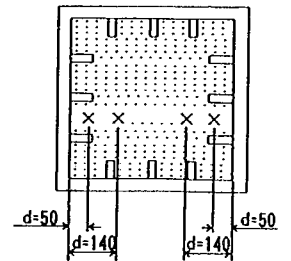
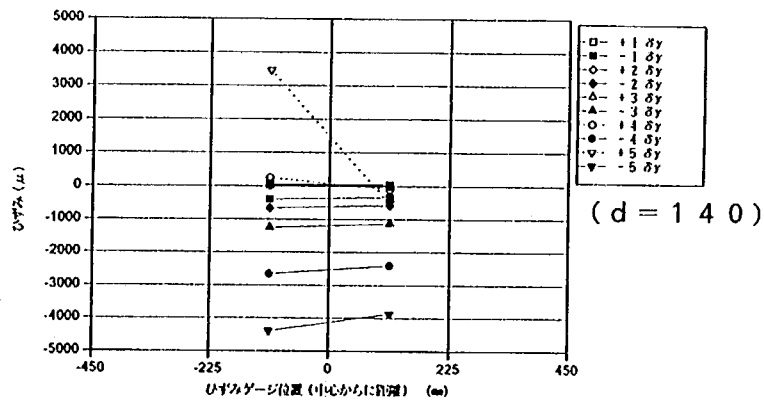
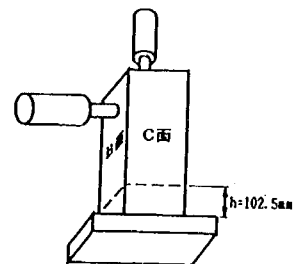
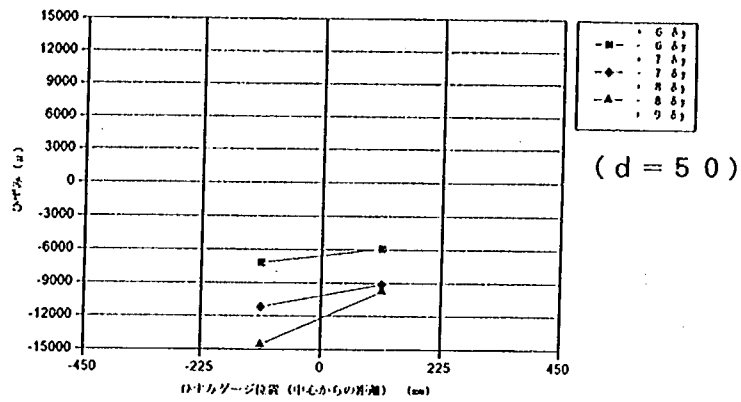
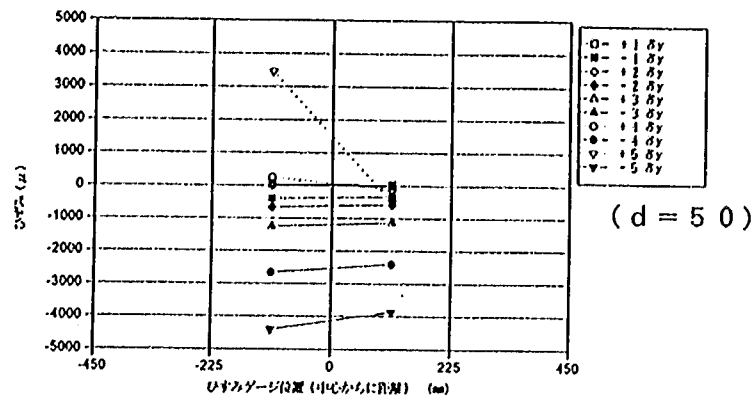
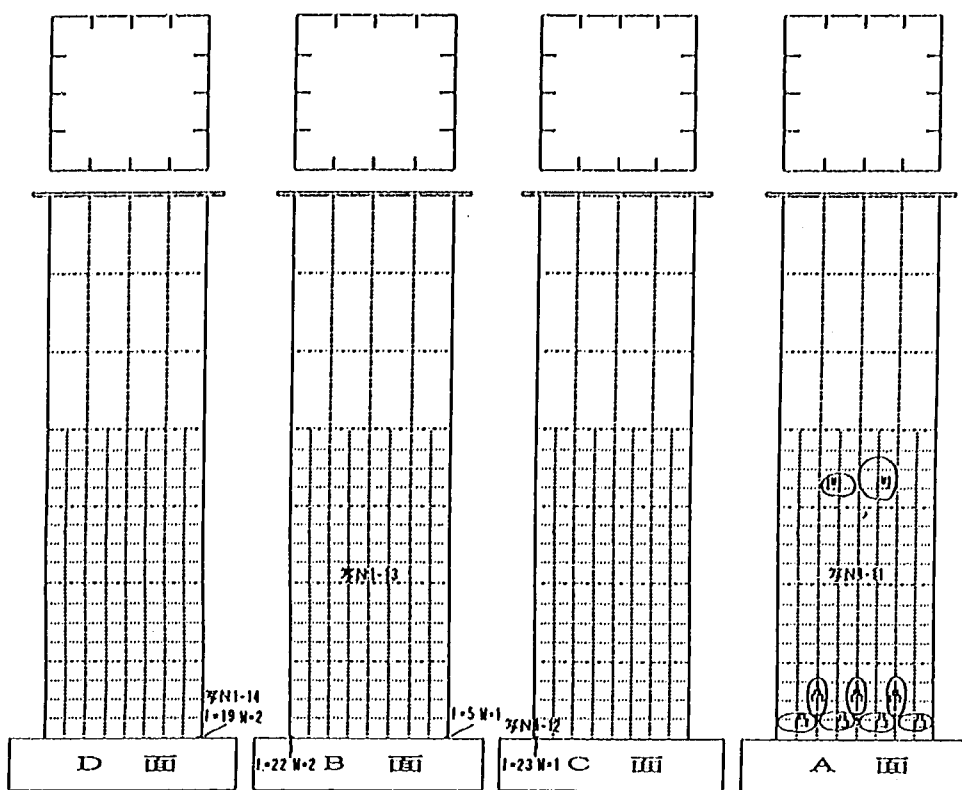


図-3.1.10(4) コンクリートひずみ分布(N-2、B面、h=102.5)



6 δ y

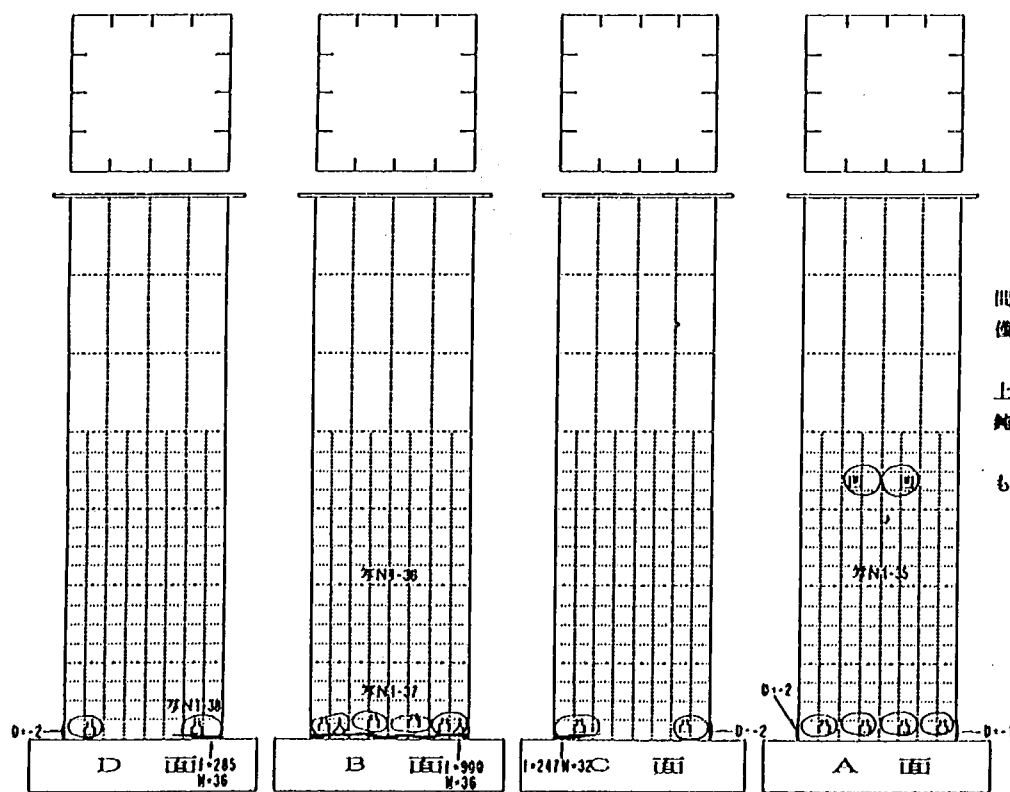
目標変位 90.00mm
水平荷重 224.3ton

圧縮側A面ではコンクリート打設面の上部で縦リブを挟んだ凹みが大きくなり、基部付近ではパネル、縦リブ位置共に膨らんでいる。

引張側B面ではパネルの変形は元に戻っているが各ダイアフラムを境にコンクリート打設面まで母材が折れ曲がっている。

引張側基部付近の割れも伸びている。

(i) 最大荷重時



9 δ y

目標変位 135.00mm
水平荷重 86.1ton

圧縮側A面は第1、2パネル間のダイアフラム位置で母材が僅かに折れ曲がっている。

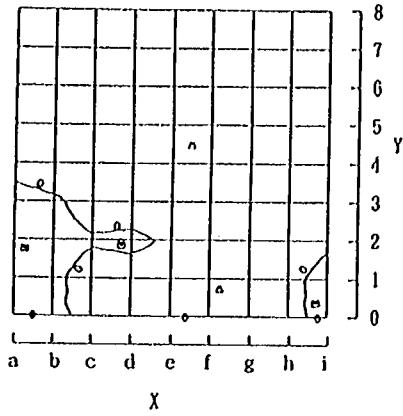
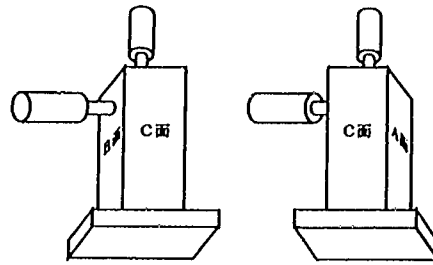
引張側B面基部付近は載荷途上(変位115mm、荷重138t)で鈍い音を発して一気に破断した。

C D面引張側基部付近の割れも縦リブ位置を貫通している。

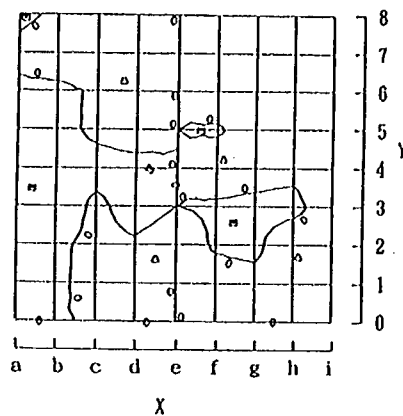
I : 割れ長さ(mm)
W : 割れ幅 (mm)
D : コーナーラインの
面外変形(mm)

(ii) 実験終了時

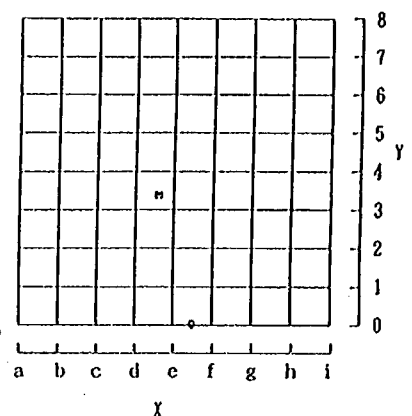
図-3.11(1) 供試体の変形状況(N-1)



(b) フランジ(B面)

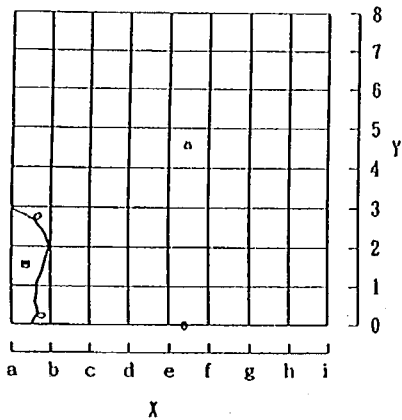


(c) ウェブ(C面)

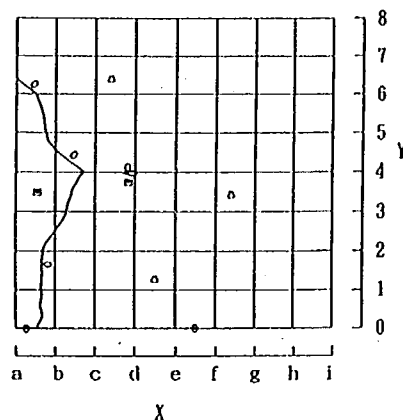


(a) フランジ(A面)

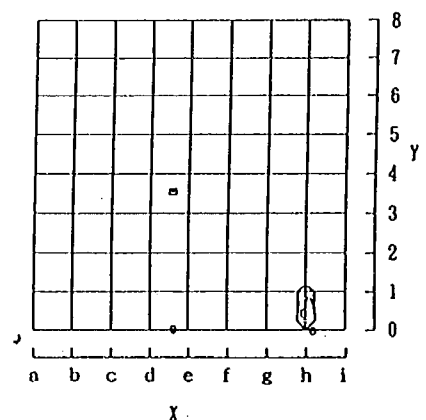
(i) 降伏時



(b) フランジ(B面)

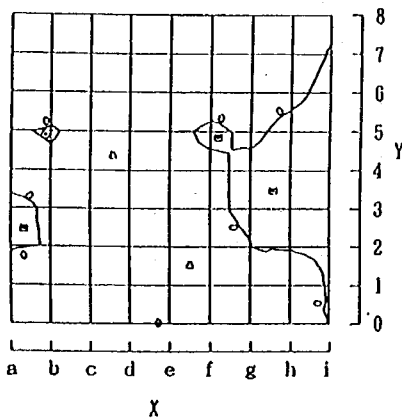


(c) ウェブ(C面)

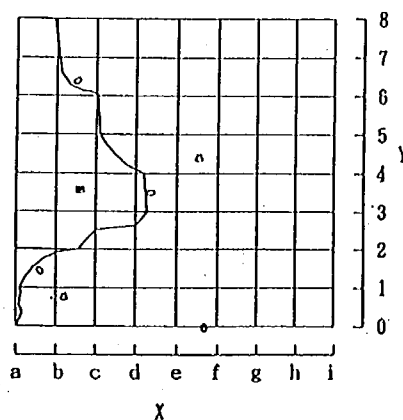


(a) フランジ(A面)

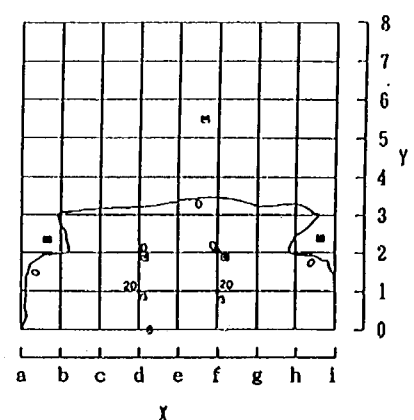
(ii) 最大荷重時



(b) フランジ(B面)



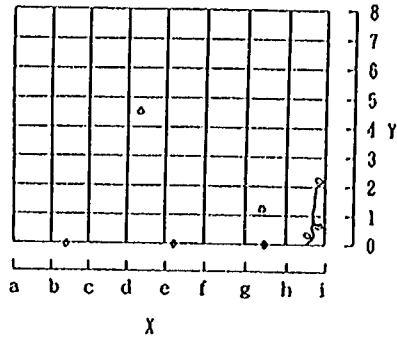
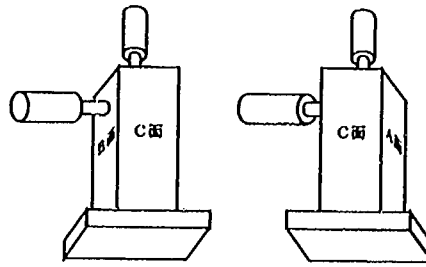
(c) ウェブ(C面)



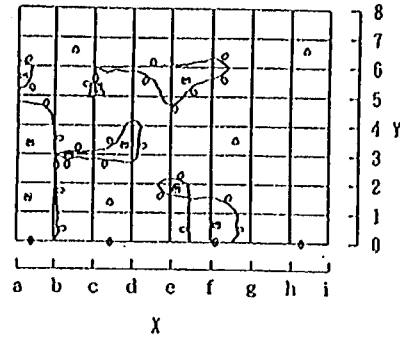
(a) フランジ(A面)

(iii) 実験終了時

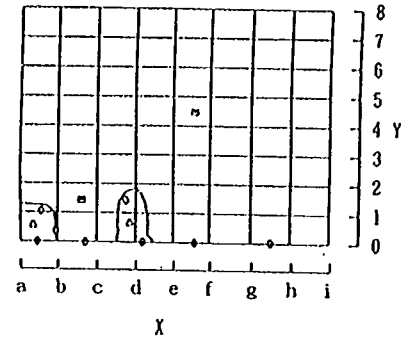
図-3.1.12(1) フランジおよびウェブの面外変位等高線図(N-1)



(b) フランジ(B面)

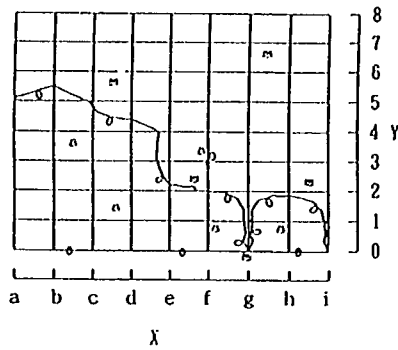


(c) ウェブ(C面)

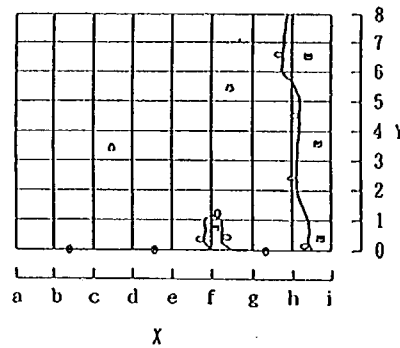


(a) フランジ(A面)

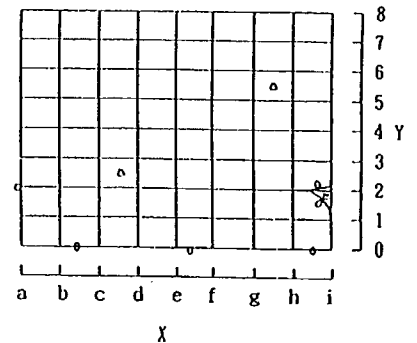
(i) 降伏時



(b) フランジ(B面)

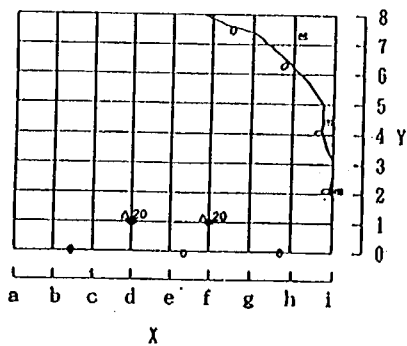


(c) ウェブ(C面)

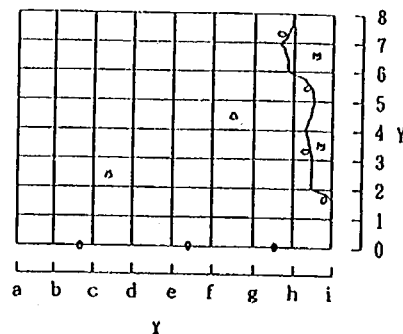


(a) フランジ(A面)

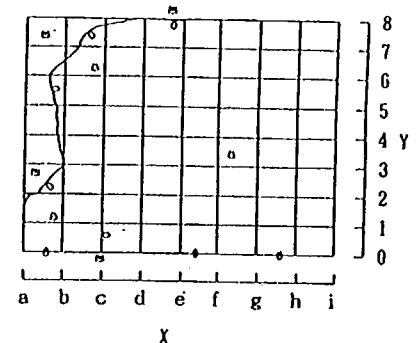
(ii) 最大荷重時



(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

図-3. 1. 12(2) フランジおよびウェブの面外変位等高線図(N-2)

表-3. 1. 2(1) 供試体の損傷状況(N-1)

変形量	損傷状況
鉛直荷重載荷	214.8tf
±1δ	特記事項なし
±2δ	供試体の内部から黒皮のはがれる音が発生。
±3δ	供試体の外面の黒皮が粒径状にはがれ始める。
±4δ	黒皮のはがれが顕著となる。
+5δ	黒皮のはがれが顕著となる。
-5δ	A面の基部コーナーの溶接部に5mm程度の亀裂が発生。
+6δ	A面の基部から約10cmのところで縦リブ間に、若干の凸変形が発生。 B面の基部上下のコーナーの溶接部に5mm程度の亀裂が発生。
-6δ	B面の基部から約10cmのところで縦リブ間に、若干の凸変形が発生。 A面の基部上下のコーナーの溶接部の亀裂が進行。(最大荷重-231.92tf)
+7δ	A面の基部から約10cmのところで縦リブ間に、局部座屈(凸)が発生。 B面の基部上下のコーナーの溶接部の亀裂が進行。(最大荷重 228.56tf)
-7δ	B面の基部から約10cmのところで縦リブ間に、局部座屈(凸)が発生。 A面の基部上下のコーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側…56mm, D面側…85mm)
+8δ	A面基部の局部座屈の変形が進行(最大14mm)。 D面基部のA側の縦リブ間に局部座屈(凸)発生。 B面の基部上下のコーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側…127mm, D面側…155mm) 基部はかまと治具との取付部に隙間が、みられる。 (中心からA面側(引張側)の2本のボルトの部分に約0.5mm)。
-8δ	B面基部の局部座屈の変形が進行(最大14mm)。 C面基部のB側の縦リブ間に局部座屈(凸)発生。
+9δ	A面の基部上下のコーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側…187mm, D面側…200mm) B面の基部が鈍い音と同時に上下の亀裂がつながり破断し、水平荷重が低下。

表-3. 1. 2(2) 供試体の損傷状況(N-2)

変形量	損傷状況
鉛直荷重載荷	245.8tf
±1δ	特記事項なし
±2δ	圧縮側の基部の黒皮にわずかにひび割れが発生。
±3δ	腹板の圧縮側の黒皮にもひび割れが発生。 コンクリート天端直上のパネルにも黒皮のひび割れが発生。
+4δ	黒皮のひび割れが増える。A面側の基部第1パネルに若干の面外変形発生。
-4δ	黒皮のひび割れが増える。B面側の基部第1パネルに若干の面外変形発生。
+5δ	C, D面のB面側基部コーナーの溶接部に15mm程度の亀裂が発生。
-5δ	C, D面のA面側基部コーナーの溶接部に10mm程度の亀裂が発生。 C面基部付近をたたくとコンクリートと鋼板が離れているような音がする。
+6δ	B面側基部コーナーの溶接部の亀裂が開く。 A面側の基部パネルに局部座屈による面外変形(凸)発生。
-6δ	A面側基部コーナーの溶接部の亀裂が開く。 B面側の基部パネルに局部座屈による面外変形(凸)発生。(最大荷重 -248.8tf)
+7δ	B面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側 20mm, D面側 50mm) A面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。(最大荷重 +244.5tf)
-7δ	A面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側 75mm, D面側 65mm) B面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。
+8δ	C, D面のB面側基部パネルに局部座屈による面外変形(凸)発生。 B面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側 100mm, D面側 140mm) A面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。(約 15mm)
-8δ	C, D面のA面側基部パネルに局部座屈による面外変形(凸)発生。 A面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側 160mm, D面側 160mm) B面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。(約 20mm)
+9δ	B面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。(C面側 210mm, D面側 280mm) A面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。(約 20mm)
-9δ	-5δ付近のとき大きな音とともにA面側の上下の亀裂がつながり破断し、水平荷重が低下。

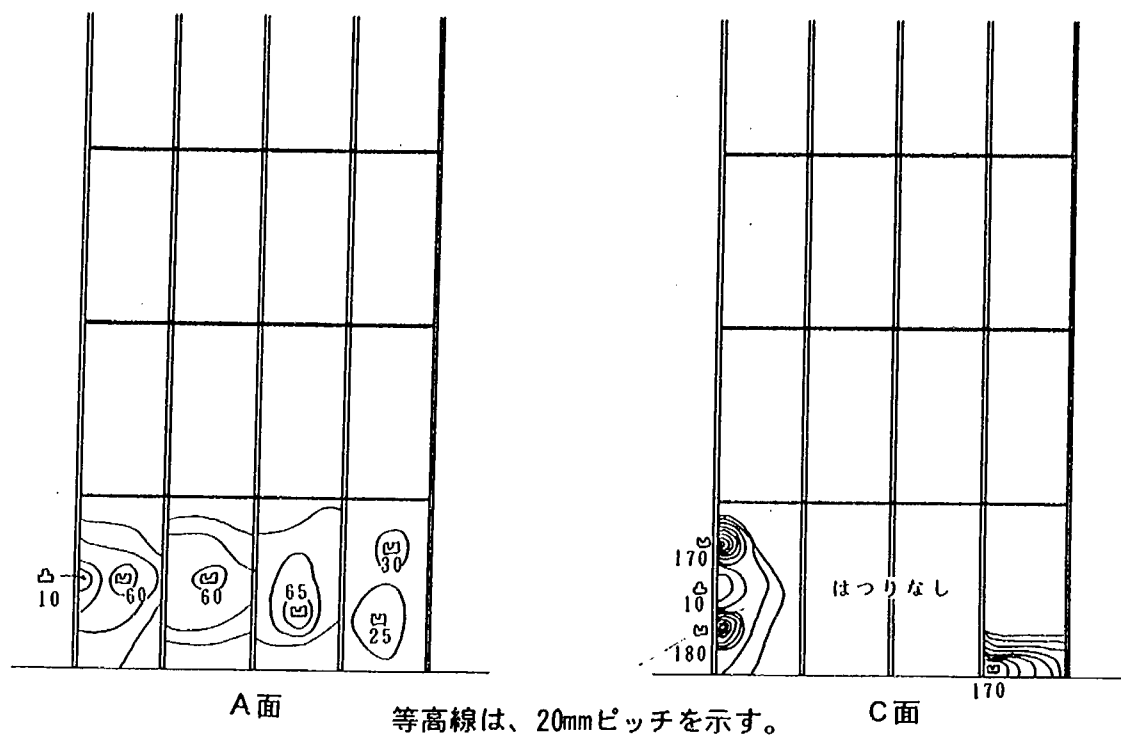


図-3.1.13(1) コンクリート損傷深さ等高線図(N-1)

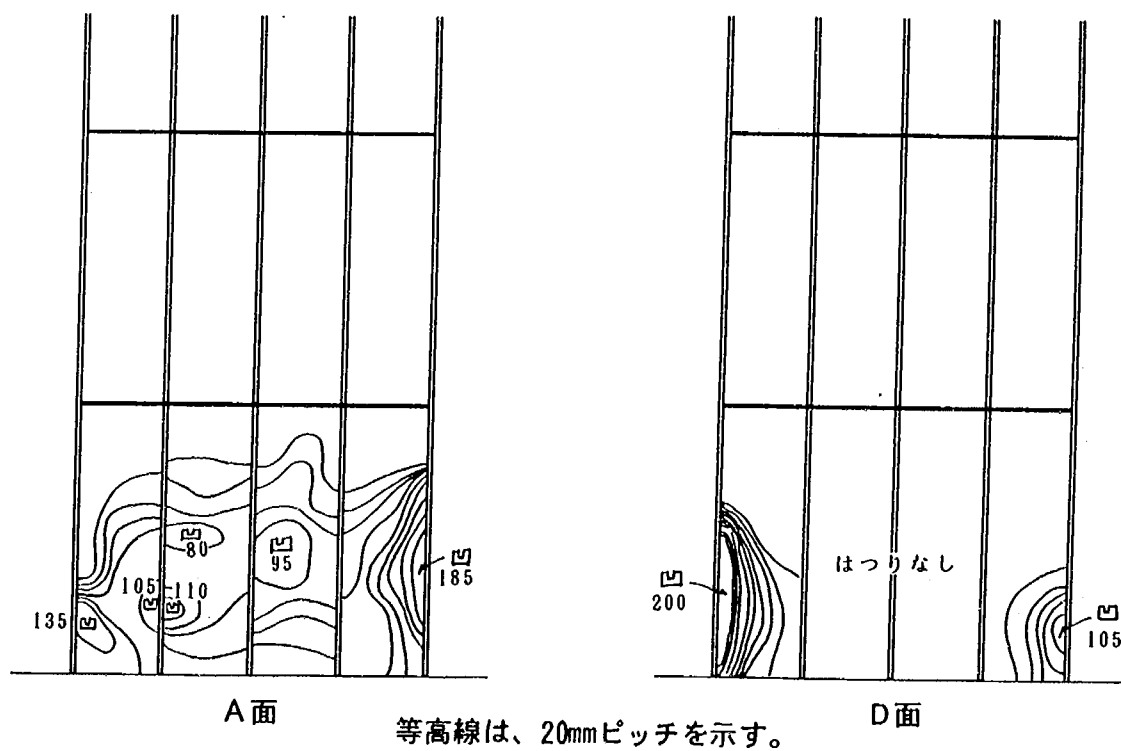
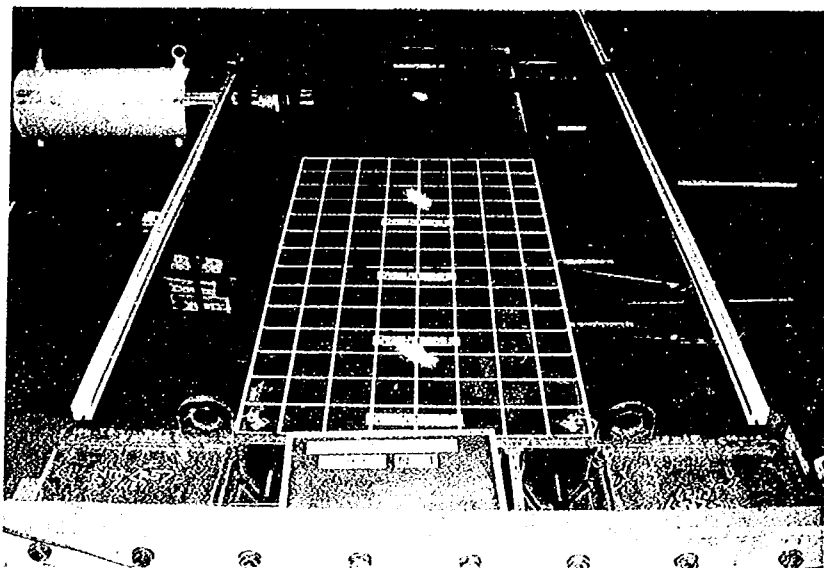
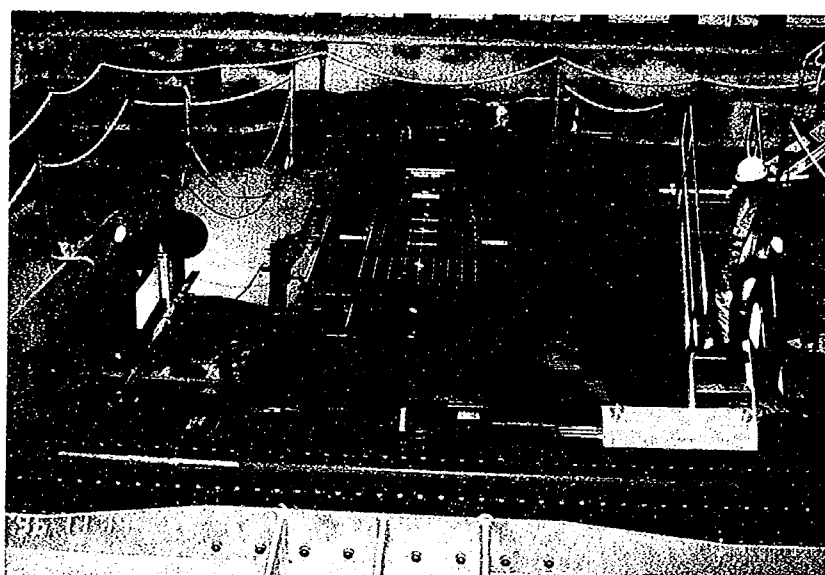


図-3.1.13(2) コンクリート損傷深さ等高線図(N-2)



試験体	N - 1
変位	
試験体セット状態 (固定側より)	

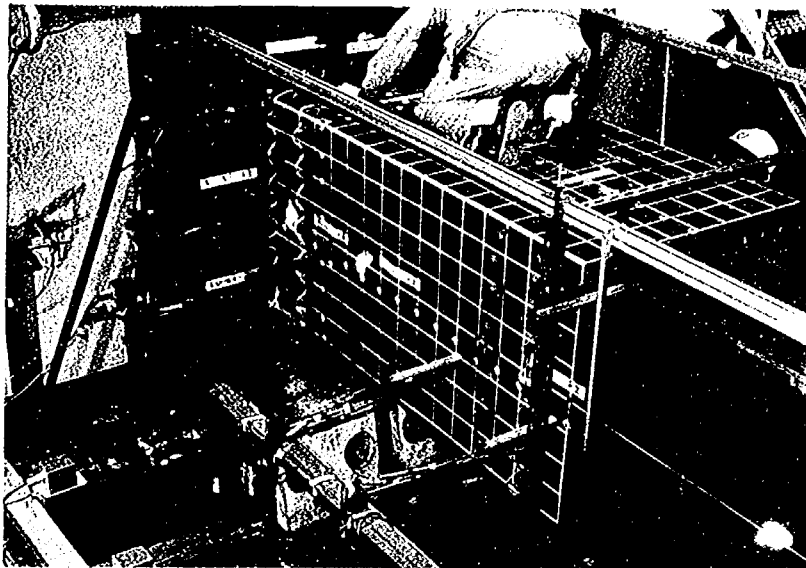


試験体	N - 1
変位	
試験体セット状態 (載荷側より)	

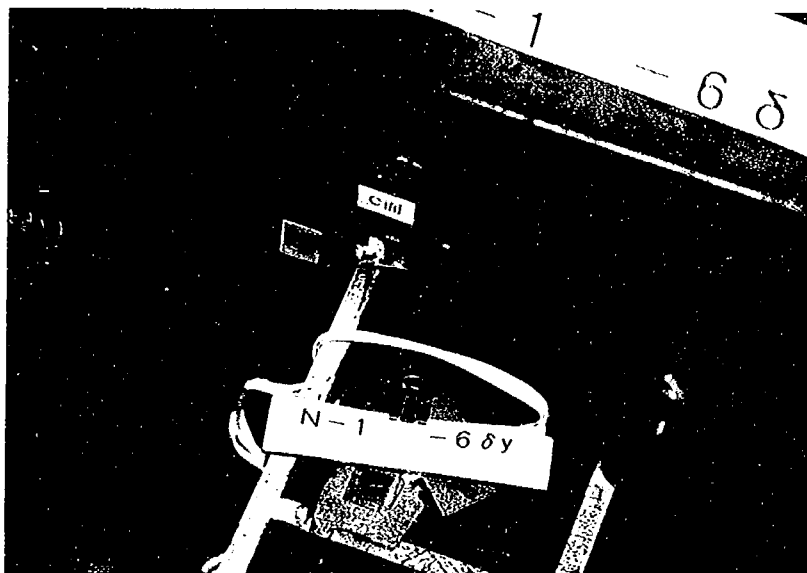


試験体	N - 1
変位	- 5 δ y
A面(引張側)の基部コーナ 一部に5mm程度の亀裂発生。 (写真はC面)	

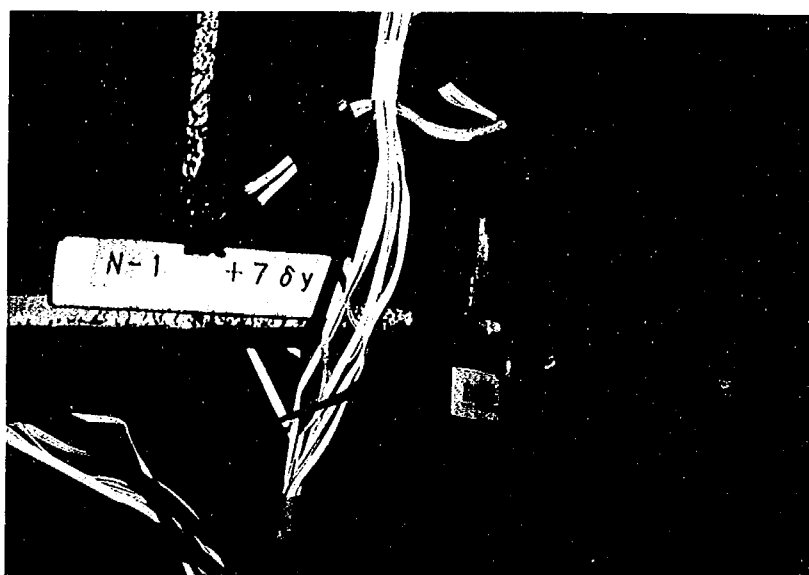
写真-3.1.1 (1) 変位状況 (N-1)



試験体	N - 1
変位	+ 6 δ y
A面（圧縮側）の基部から約10cmのところで縦リブ間に若干の局部座屈（凸）が発生。	

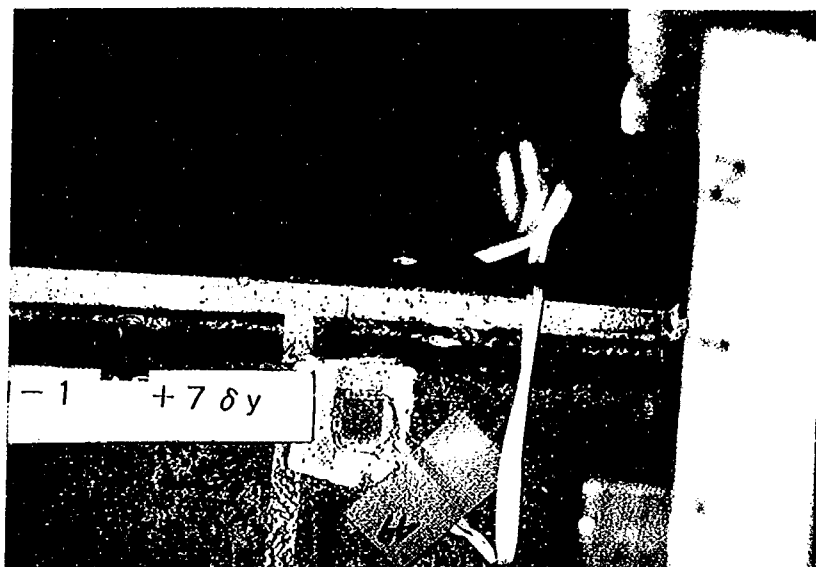


試験体	N - 1
変位	- 6 δ y
A面（引張側）の基部上下のコーナ一部より亀裂の進行。 （写真はC面）	

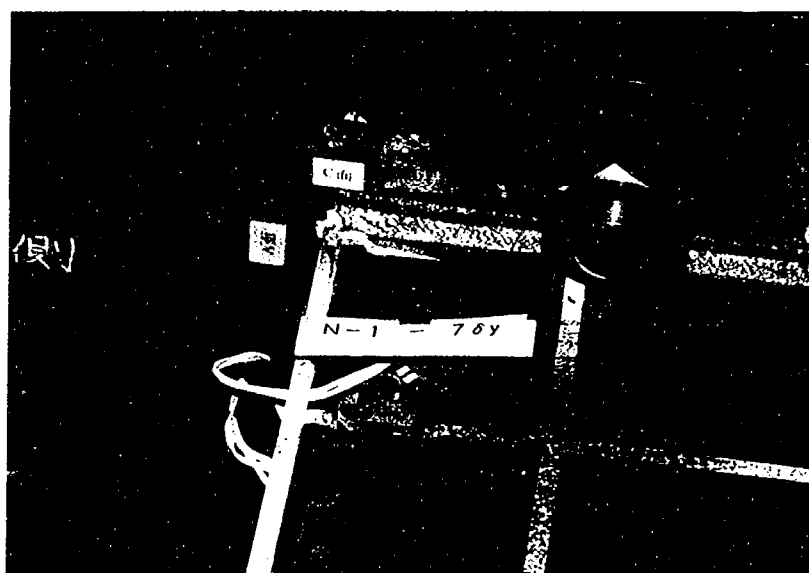


試験体	N - 1
変位	+ 7 δ y
B面（引張側）の基部上下のコーナ一部より亀裂の進行。 （写真はB面）	

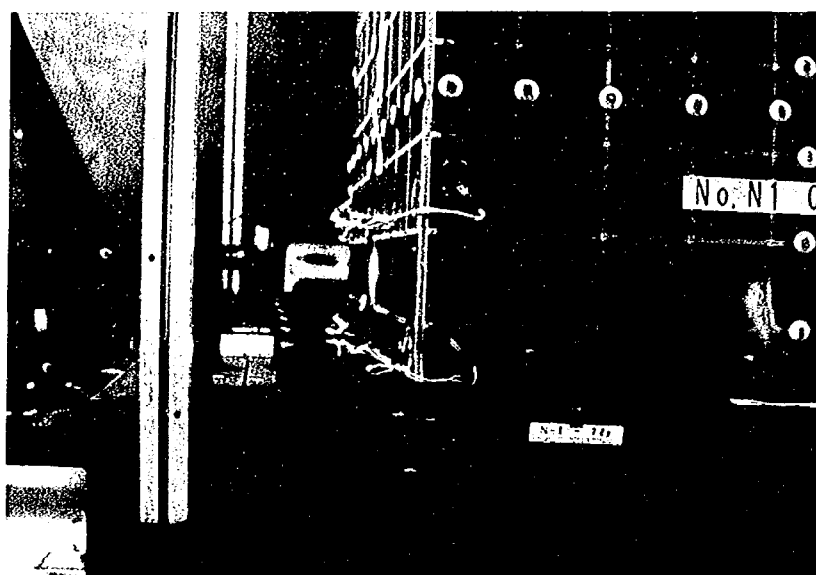
写真-3.1.1 (1) 変位状況 (N-1)



試験体	N - 1
変位	+ 7 δ y
A面（圧縮側）の基部から約10cmのところで縦リブ間に局部座屈（凸）が発生。	

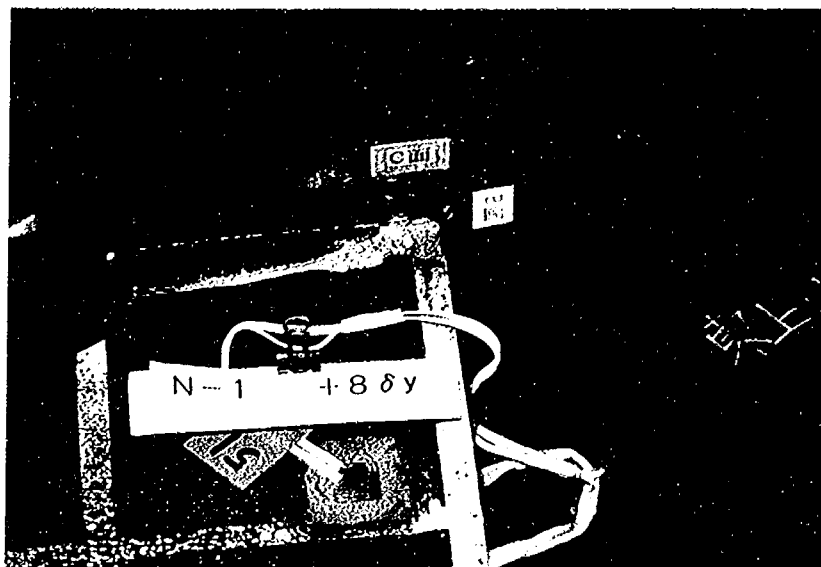


試験体	N - 1
変位	- 7 δ y
A面（引張側）の基部上下のコーナー部より亀裂の進行。 (写真はC面 亀裂長56mm)	

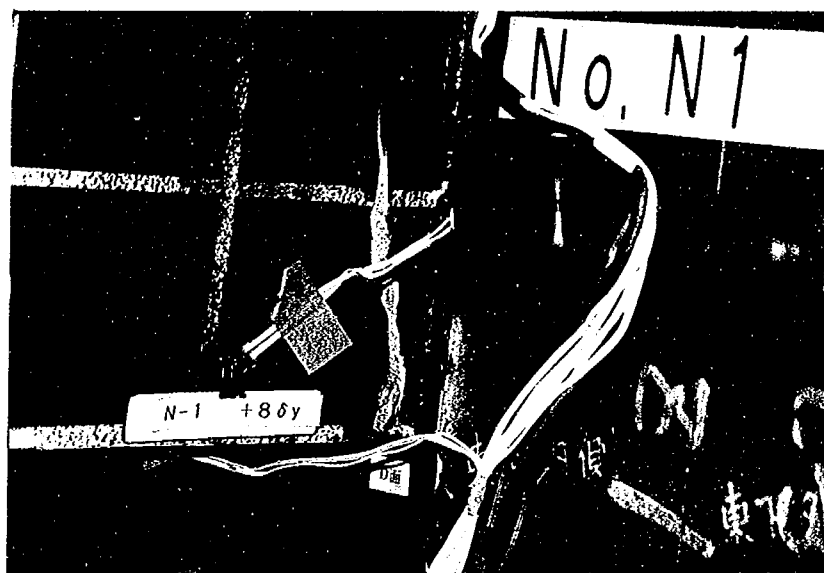


試験体	N - 1
変位	- 7 δ y
B面（圧縮側）の基部から約10cmのところで縦リブ間に局部座屈（凸）が発生。	

写真-3.1.1 (1) 変位状況 (N-1)



試験体	N - 1
変位	+ 8 δ y
B面（引張側）の基部上下のコーナー部より亀裂の進行。 (写真はC面 亀裂長127mm)	

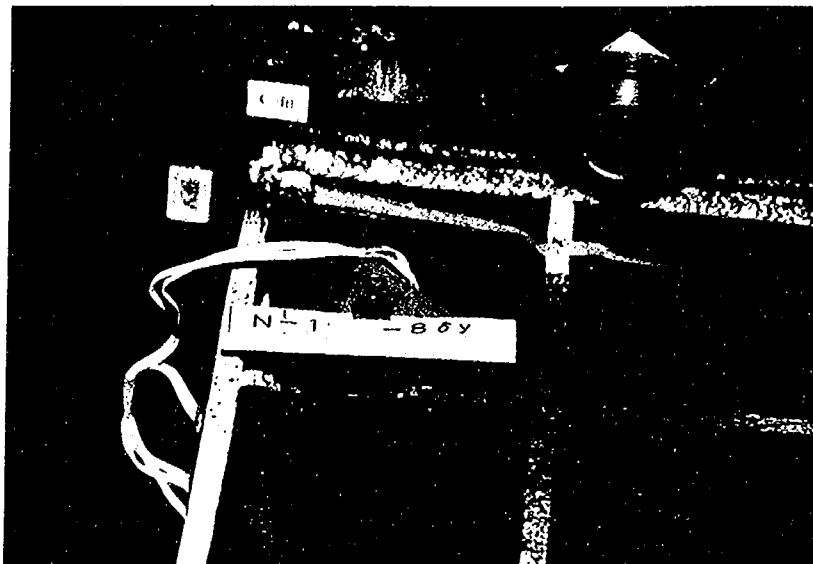


試験体	N - 1
変位	+ 8 δ y
B面（引張側）の基部上下のコーナー部より亀裂の進行。 (写真はB面 亀裂長155mm)	

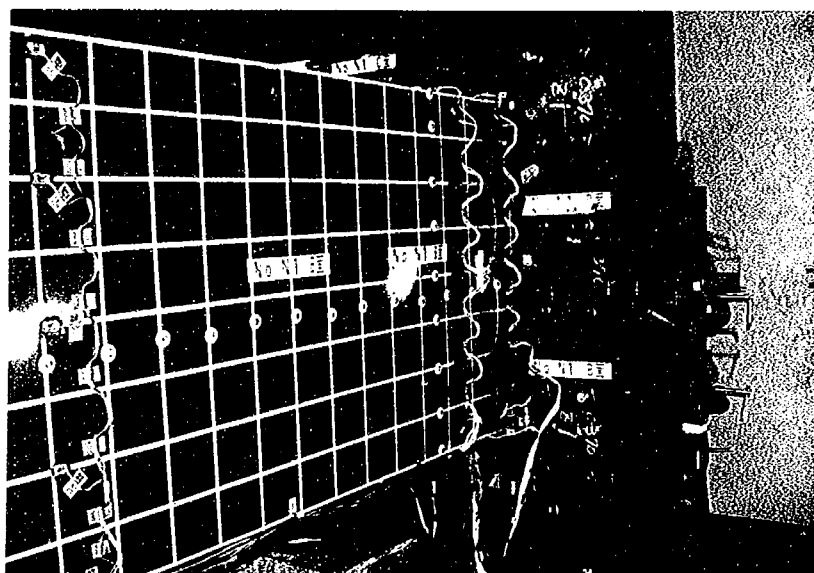


試験体	N - 1
変位	+ 8 δ y
A面（圧縮側）の基部から約10cmのところで縦リブ間に局部座屈（凸）が発生。 変形量 最大14mm	

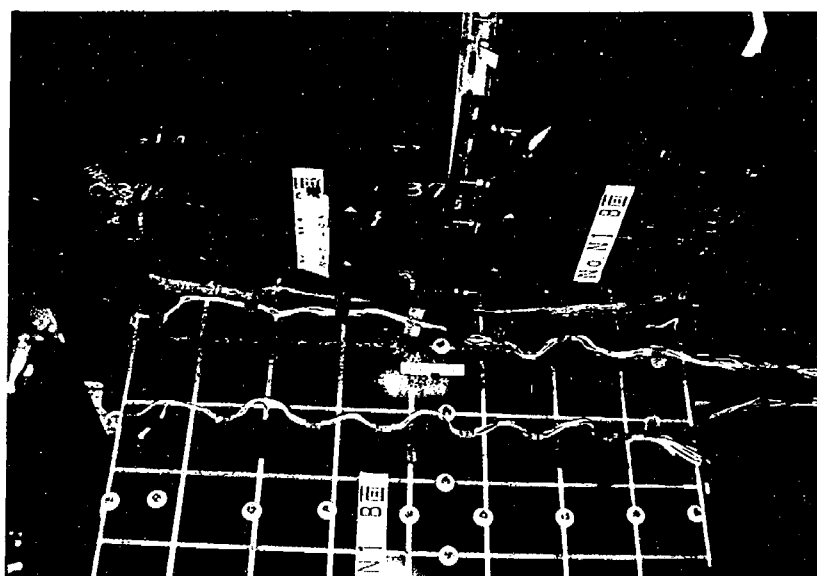
写真-3.1.1 (1) 変位状況 (N-1)



試験体	N - 1
変位	- 8 δ y
A面（引張側）の基部上下のコーナー部より亀裂の進行。 (写真はC面 亀裂長187mm)	

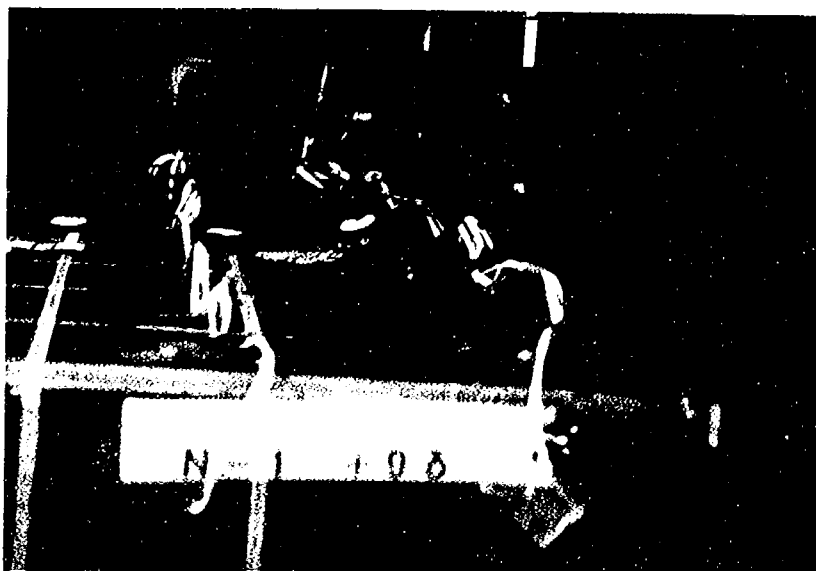


試験体	N - 1
変位	- 8 δ y
B面（圧縮側）の基部から約10cmのところで縦リブ間に局部座屈（凸）が発生。 変形量 最大14mm	



試験体	N - 1
変位	+ 9 δ y
B面（引張側）の基部上下のコーナー部よりの亀裂が貫通。	

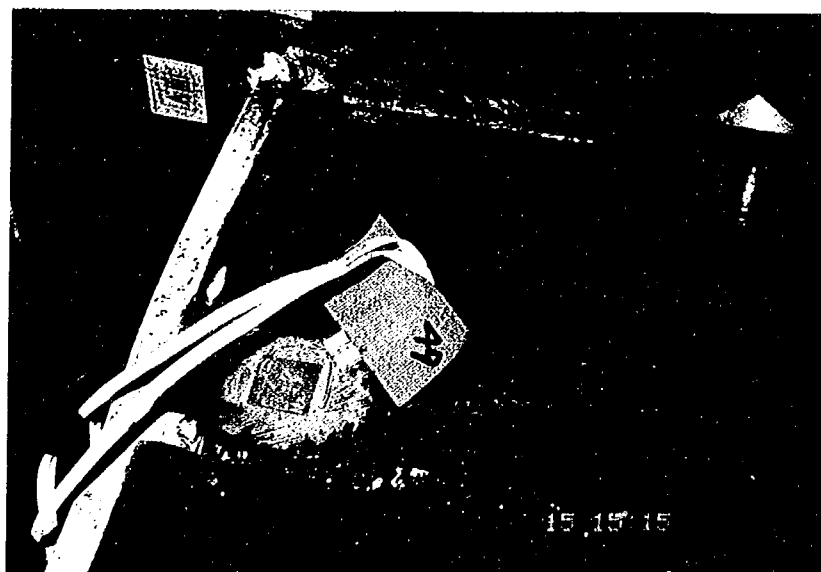
写真-3.1.1 (1) 変位状況 (N-1)



試験体	N - 1
変位	+ 9 δy
A面（圧縮側）の基部から約10cmのところでは縦リブ間の局部座屈（凸）が発生。	

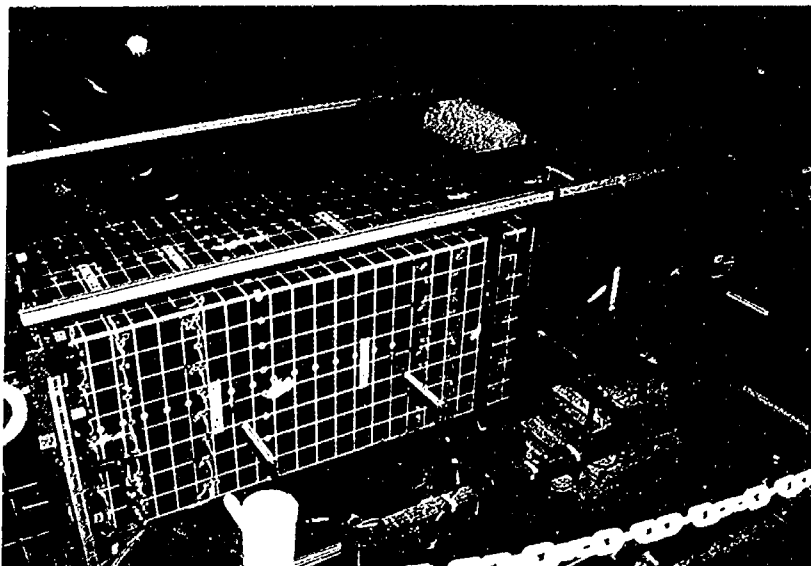


試験体	N - 1
変位	+ 9 δy
B面（引張側）の基部上下のコーナー部よりの亀裂が貫通。（写真はB面—C面の角部）	

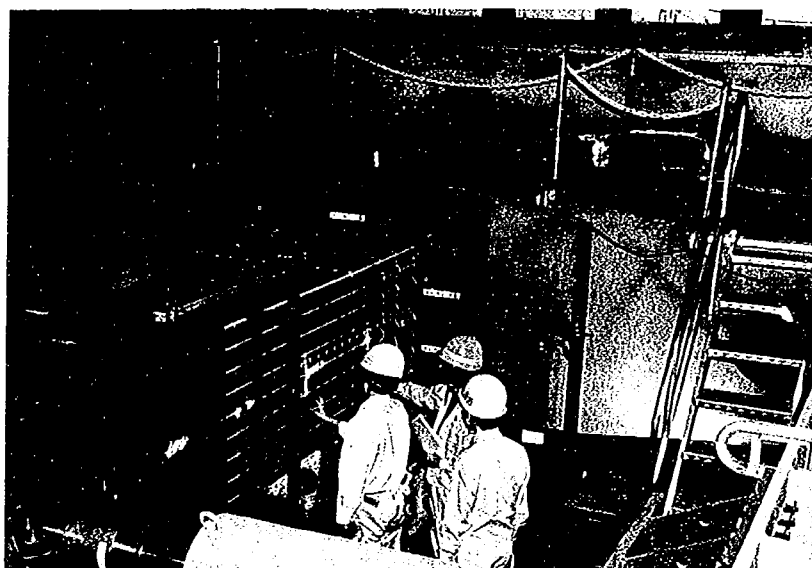


試験体	N - 1
変位	+ 9 δy
B面（引張側）の基部上下のコーナー部よりの亀裂が貫通。（写真はA面—C面の角部）	

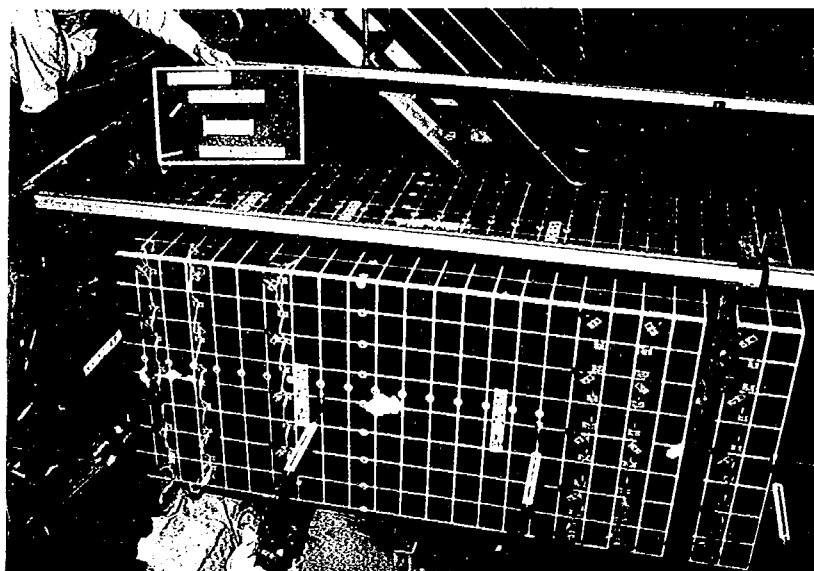
写真-3.1.1 (1) 変位状況 (N-1)



試験体	N - 2
変位	
試験体セット状態 (A面側より)	

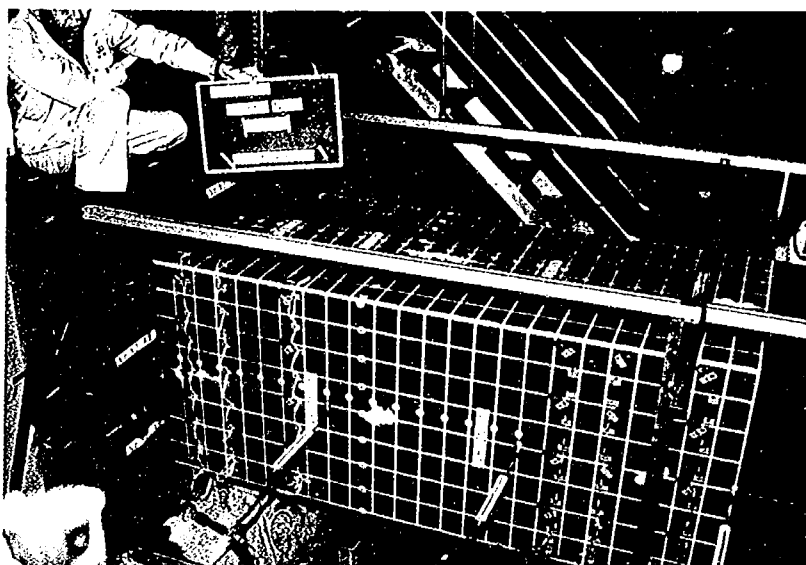


試験体	N - 2
変位	
試験体予備載荷状況	

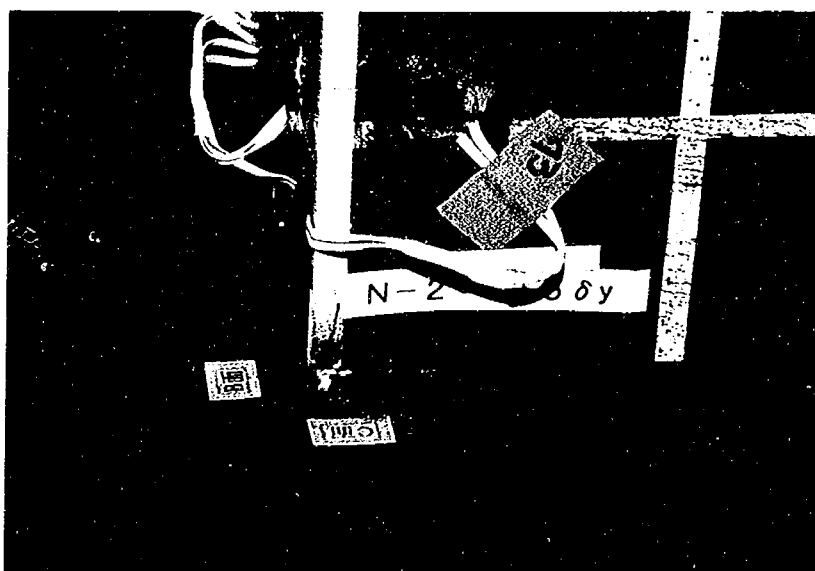


試験体	N - 2
変位	$\pm 2 \delta y$
A面、B面の基部の黒皮にひび割れが発生。	

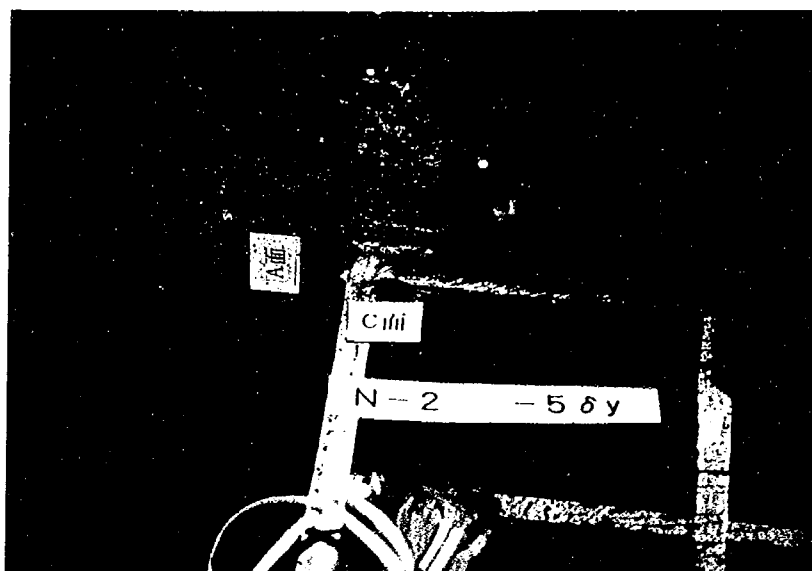
写真-3.1.1 (2) 変位状況 (N-2)



試 験 体	N - 2
変 位	$\pm 4 \delta y$
黒皮のひび割れが増える。 圧縮側の基部の第1パネルに 若干の面外変形が発生。	

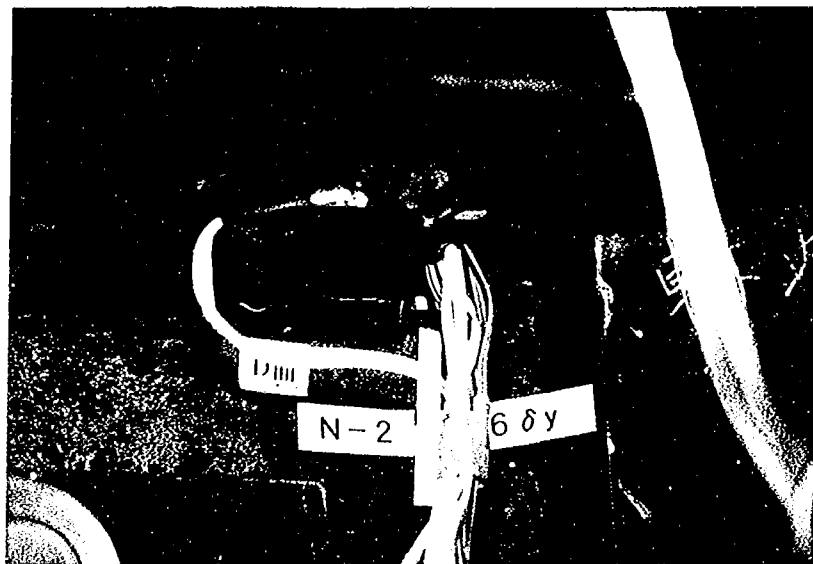


試 験 体	N - 2
変 位	$+ 5 \delta y$
C, D面のB面側基部のコー ナーの溶接部に亀裂が発生。 (幅約15mm)	

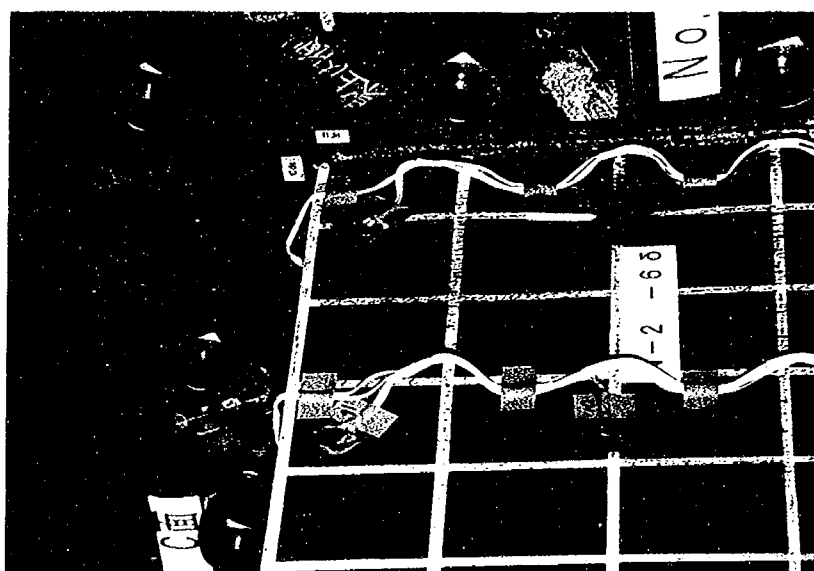


試 験 体	N - 2
変 位	$- 5 \delta y$
C, D面のA面側基部のコー ナーの溶接部に亀裂が発生。 (幅約10mm)	

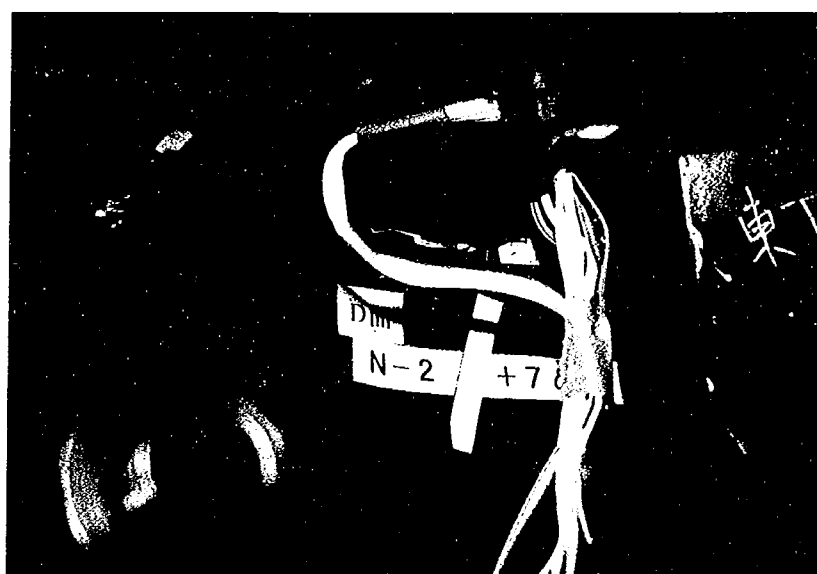
写真-3.1.1 (2) 変位状況 (N-2)



試験体	N - 2
変位	+ 6 δ y
B面側基部のコーナーの溶接部の亀裂が開く。 A面側の基部パネルに局部座屈による面外変形（凸）が発生。	

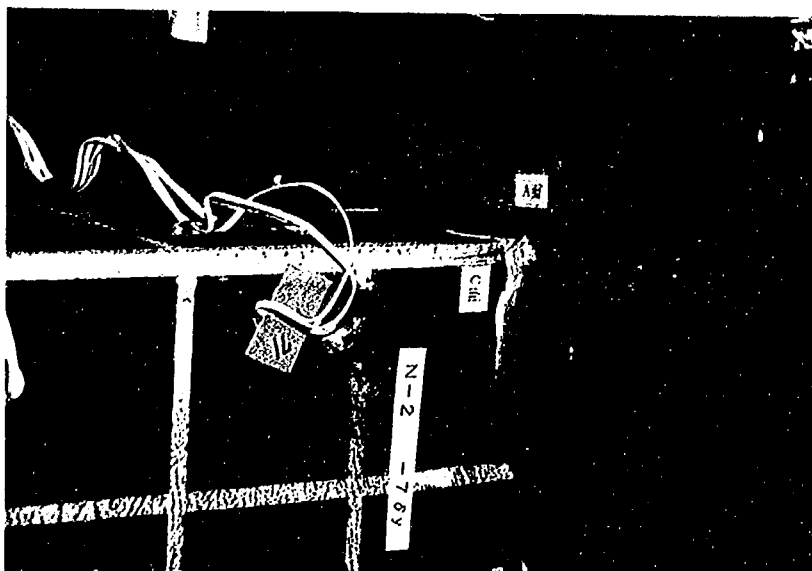


試験体	N - 2
変位	- 6 δ y
A面側基部のコーナーの溶接部の亀裂が開く。 B面側の基部パネルに局部座屈による面外変形（凸）が発生。 (最大荷重 -248.8 tf)	

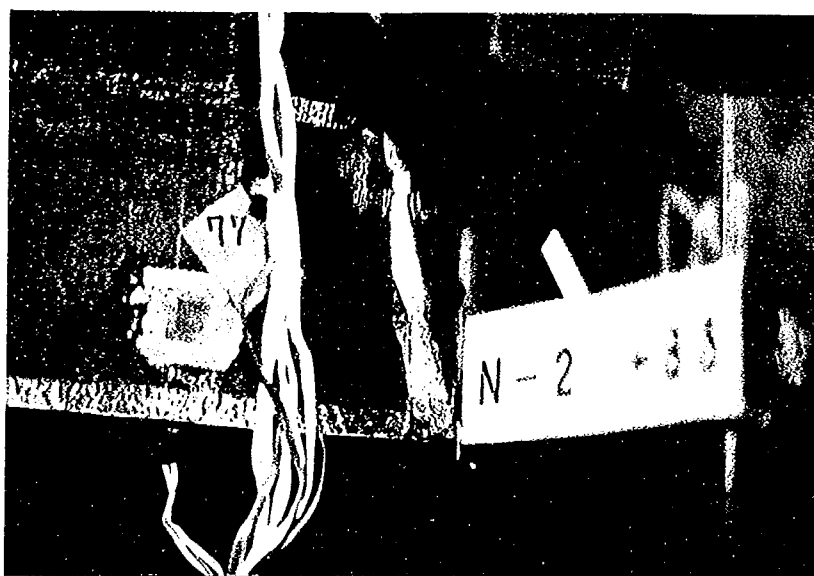


試験体	N - 2
変位	+ 7 δ y
B面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。 (C面側20mm、 D面側50mm) A面側基部パネルの局部座屈の面外変形（凸）は進行。 (最大荷重 +244.5 tf)	

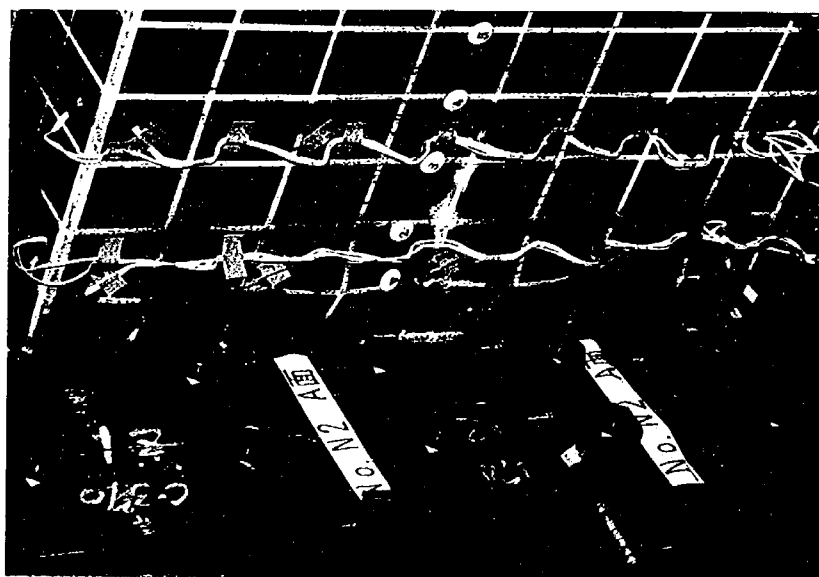
写真-3.1.1 (2) 変位状況 (N-2)



試験体	N - 2
変位	- 7 δy
A面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。 (C面側75mm、D面側65mm) A面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。 (最大荷重+244.5tf)	

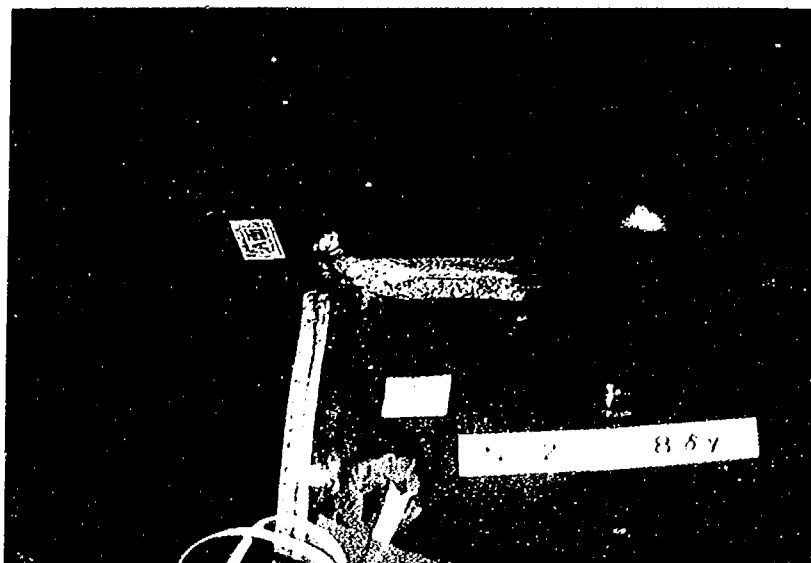


試験体	N - 2
変位	+ 8 δy
B面側基部コーナーの溶接部の亀裂が進行。 (C面側100mm、 D面側140mm)	

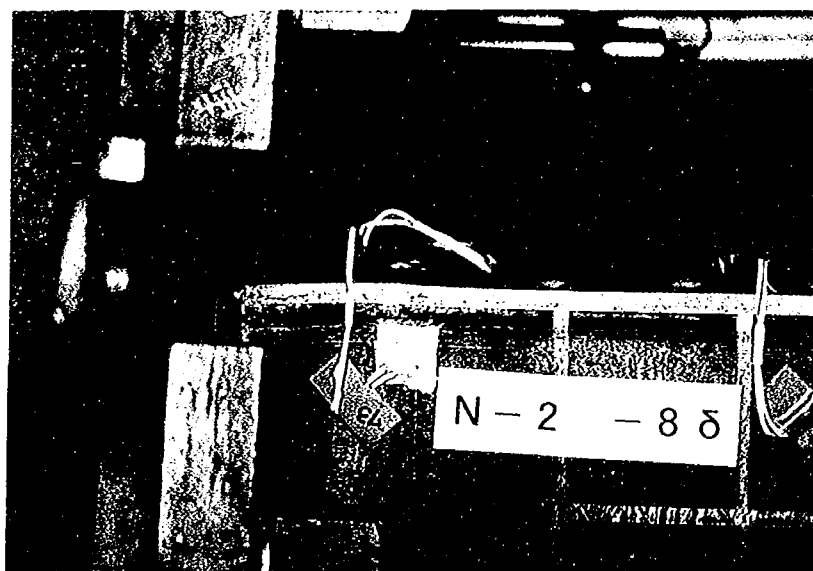


試験体	N - 2
変位	+ 8 δy
A面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。 (約15mm)	

写真-3.1.1 (2) 変位状況 (N-2)



試験体	N - 2
変位	- 8 δy
B面側基部コーナ一部分の溶接部の亀裂が進行。 (C面側160mm、 D面側160mm)	

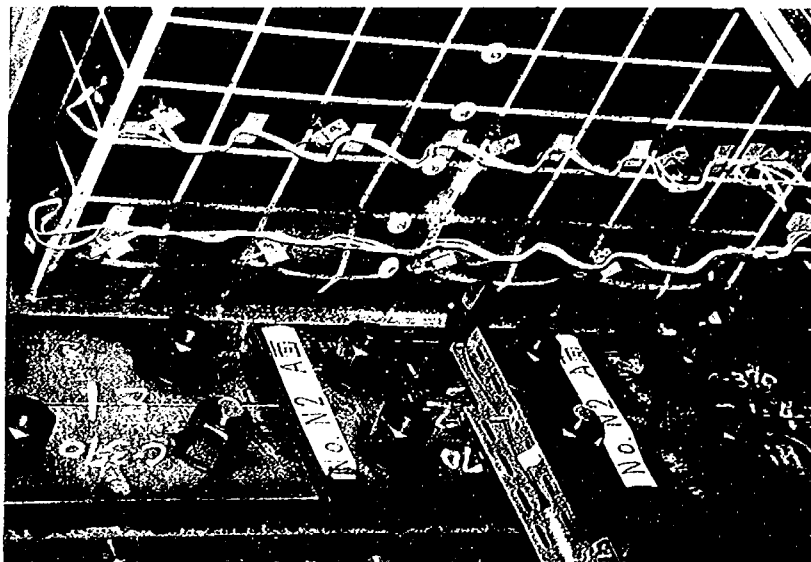


試験体	N - 2
変位	- 8 δy
B面側基部パネルの局部座屈の面外変形(凸)が進行。 (約20mm)	

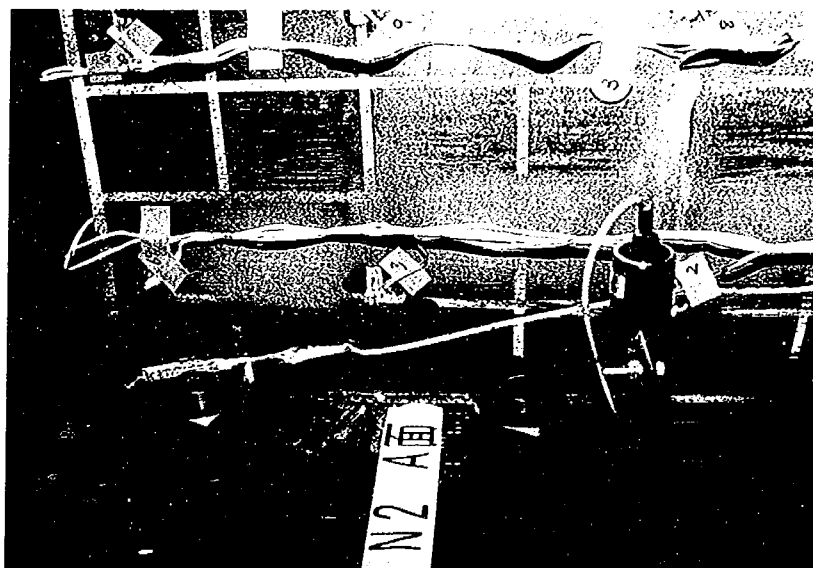


試験体	N - 2
変位	+ 9 δy
B面側基部コーナ一部分の溶接部の亀裂が進行。 (C面側210mm、 D面側280mm)	

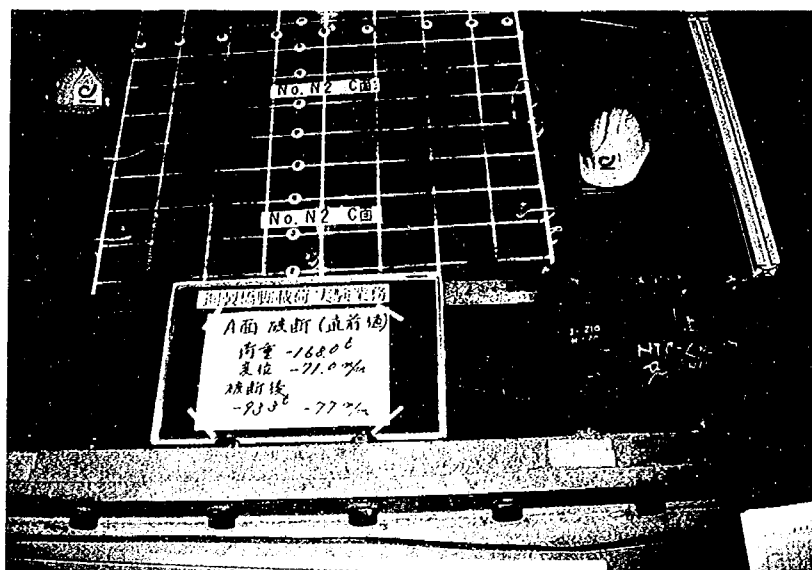
写真-3.1.1 (2) 変位状況 (N-2)



試験体	N - 2
変位	+ 9 δ y
B面側基部パネルの局部座屈の面外変形（凸）が進行。（約20mm）	

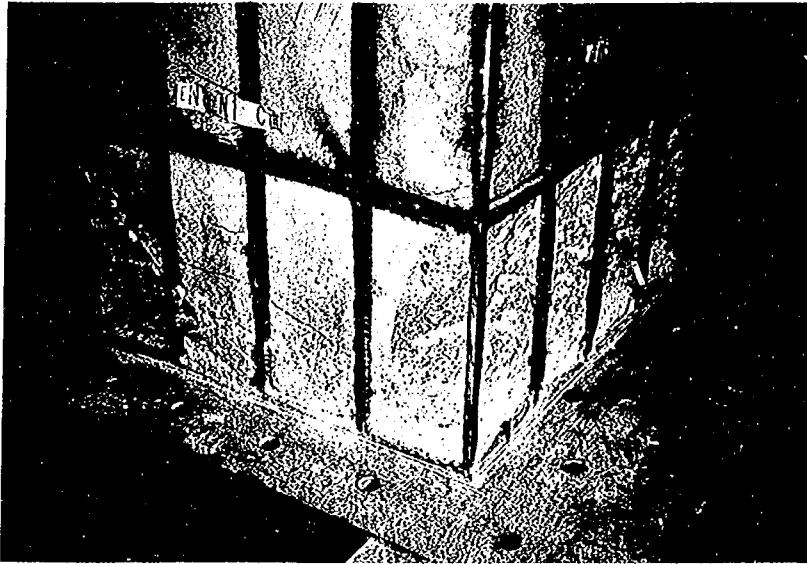


試験体	N - 2
変位	- 9 δ y
-5 δ 付近の時、大きな音とともにA面側の亀裂が走り、上下の亀裂がほぼ繋がる。同時に、水平荷重は低下し、実験を終了する。	



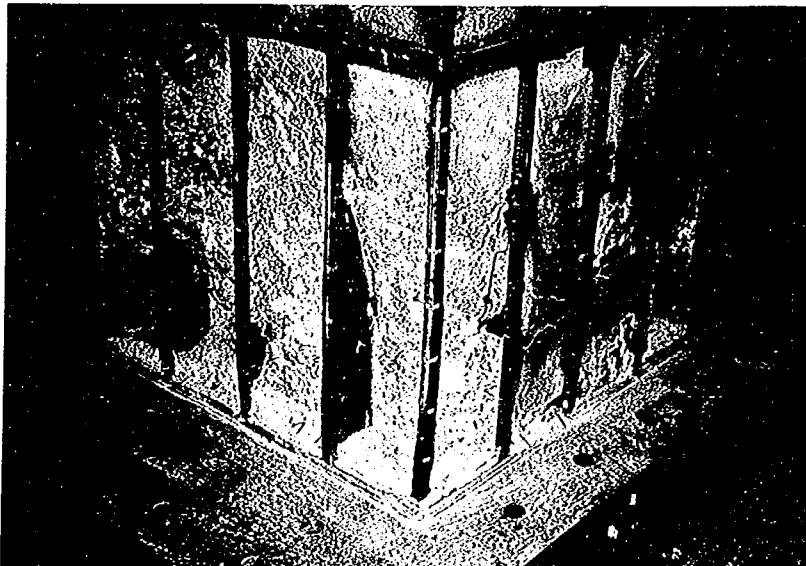
試験体	N - 2
変位	- 9 δ

写真-3.1.1 (2) 変位状況 (N-2)



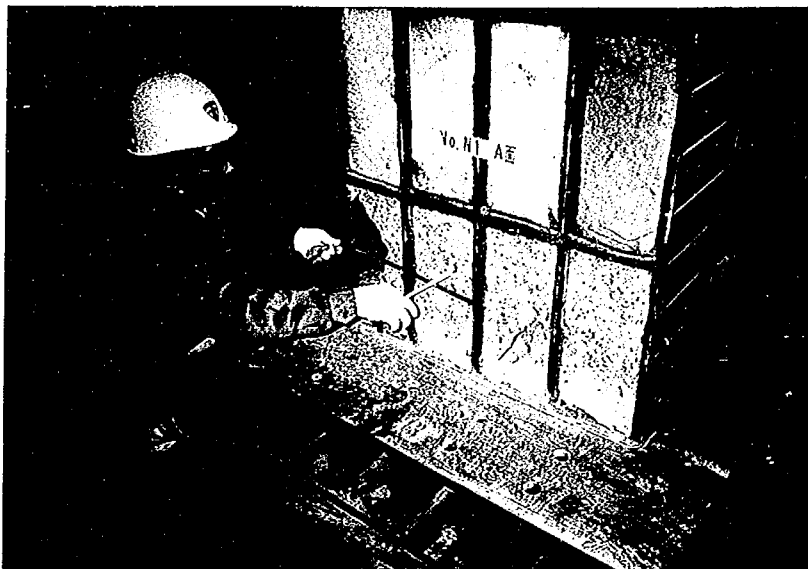
コンクリート状況 (N-1)
 左側 : C面
 右側 : A面

写真-3.1.2 (1) コンクリート状況 (N-1)



コンクリート状況 (N-2)
 左側 : A面
 右側 : D面

写真-3.1.2 (2) コンクリート状況 (N-2)



損傷深さ計測状況

写真-3.1.3 損傷深さ計測状況

参 考 資 料

1. 実験データ

1. 包絡線のデジタルデータ

表-参考-1.1 包絡線データ

N1試験体		N1試験体つづき		N2試験体		N2試験体つづき	
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)
0.3	-0.3	226.77	90.6	0.3	-0.3	196.45	125.9
0.3	-0.3	209.81	108.0	0.45	-0.4		
5.92	0.3	86.1	136.8	6.22	0.1		
9.77	0.9			12.58	1.0		
13.91	1.2			16.87	1.4		
14.51	1.3			21.9	2.0		
20.71	2.1			26.04	2.5		
25.01	2.6			30.48	3.2		
28.11	3.0			38.32	4.0		
32.4	3.5			42.01	4.5		
35.96	4.1			44.53	4.9		
40.98	4.7			48.23	5.4		
44.24	5.1			51.19	5.7		
48.83	5.8			56.36	6.4		
53.86	6.5			60.66	7.1		
53.71	6.5			64.36	7.6		
57.85	7.0			69.22	8.2		
58.74	7.2			73.07	8.7		
62.15	7.6			77.07	9.2		
65.1	8.1			80.34	9.7		
67.62	8.5			82.54	10.0		
70.43	8.8			84.63	10.3		
73.1	9.4			86.1	10.6		
75.75	9.8			101.93	12.8		
77.67	10.1			110.06	14.0		
82.85	10.9			117.47	15.1		
91	12.1			126.04	16.3		
98.84	13.5			133.73	17.7		
108.44	15.1			141.12	19.1		
115.69	16.3			144.54	19.8		
123.24	17.7			146.62	20.2		
129.45	18.9			162	22.4		
135.53	20.2			172.93	24.8		
149.15	22.2			180.62	27.1		
158.61	24.3			187.72	29.6		
165.86	26.6			198.79	32.2		
172.23	28.9			205.32	34.7		
177.26	31.1			210.8	37.7		
182.43	31.9			214.1	40.1		
188.65	34.4			215.98	42.4		
193.79	37.4			220.83	45.7		
197.34	40.3			225.29	48.8		
199.85	43.1			228.7	52.4		
208.9	49.7			230.94	55.9		
212	53.1			233.87	60.0		
214.22	56.3			237.89	64.3		
218.54	61.5			239.96	67.5		
221.62	65.3			241.15	71.7		
224.13	69.1			242.78	78.3		
225.15	72.7			244.82	82.5		
226.8	80.2			245.56	85.9		
228.72	84.9			243.81	89.5		
229.14	88.6			232.67	106.0		

2. 水平荷重・鉛直変位・ひずみ 曲線 (抜粋)

2.1 ひずみゲージ位置

ひずみゲージ位置を図-参考-1.1(1)～(4)に示す。

2.2 添付図一覧

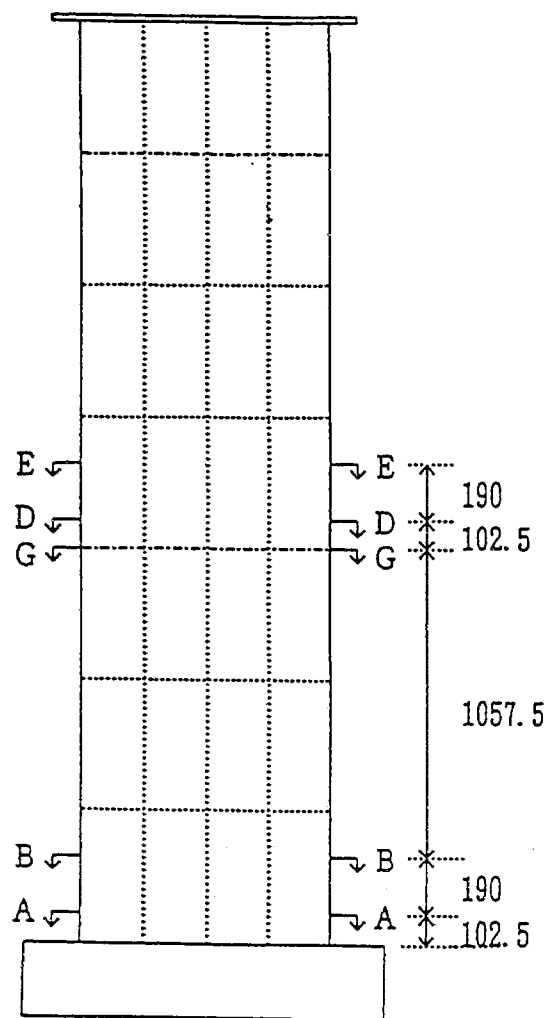
次に示すものについて、水平荷重・鉛直変位・ひずみ 曲線の抜粋として図を添付する。

・ N-1 供試体について

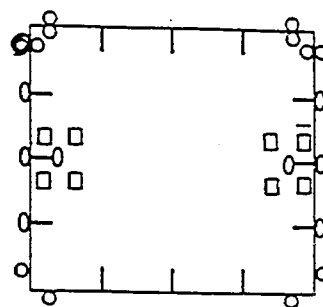
- [N 1-1] 水平荷重-鉛直変位
- [N 1-2] 水平荷重-軸方向ひずみ(A面基部 S2)
- [N 1-3] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面基部 S5)
- [N 1-4] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部 S20)
- [N 1-5] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面基部縦リブ S34)
- [N 1-6] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S39)
- [N 1-7] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S40)
- [N 1-8] 水平荷重-軸方向ひずみ(A面基部角部 S47X)
- [N 1-9] 水平荷重-軸直角方向ひずみ(A面基部角部 S47Y)
- [N 1-10] 水平荷重-コンクリートひずみ(A面基部外側 S99)
- [N 1-11] 水平荷重-コンクリートひずみ(A面基部内側 S103)

・ N-2 供試体について

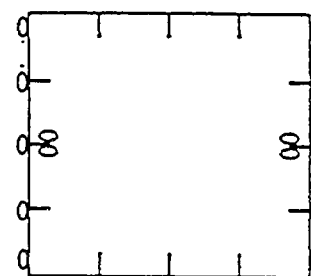
- [N 2-1] 水平荷重-鉛直変位
- [N 2-2] 水平荷重-軸方向ひずみ(A面基部 S2)
- [N 2-3] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面基部 S5)
- [N 2-4] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部 S26)
- [N 2-5] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面基部縦リブ S50)
- [N 2-6] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S57)
- [N 2-7] 水平荷重-軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S58)
- [N 2-8] 水平荷重-軸方向ひずみ(A面基部角部 S69X)
- [N 2-9] 水平荷重-軸直角方向ひずみ(A面基部角部 S69Y)
- [N 2-10] 水平荷重-コンクリートひずみ(A面基部外側 S121)
- [N 2-11] 水平荷重-コンクリートひずみ(A面基部内側 S125)



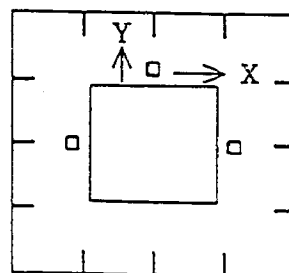
A-A, B-B 断面



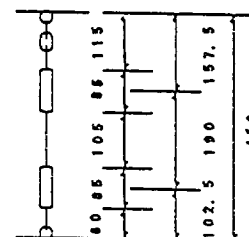
D-D, E-E 断面



G-G 断面



モールドゲージ詳細図



- 単軸塑性ゲージ
- 二軸塑性ゲージ
- モールドゲージ

(2) ひずみゲージ

図-参考-1.1(1) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-1)

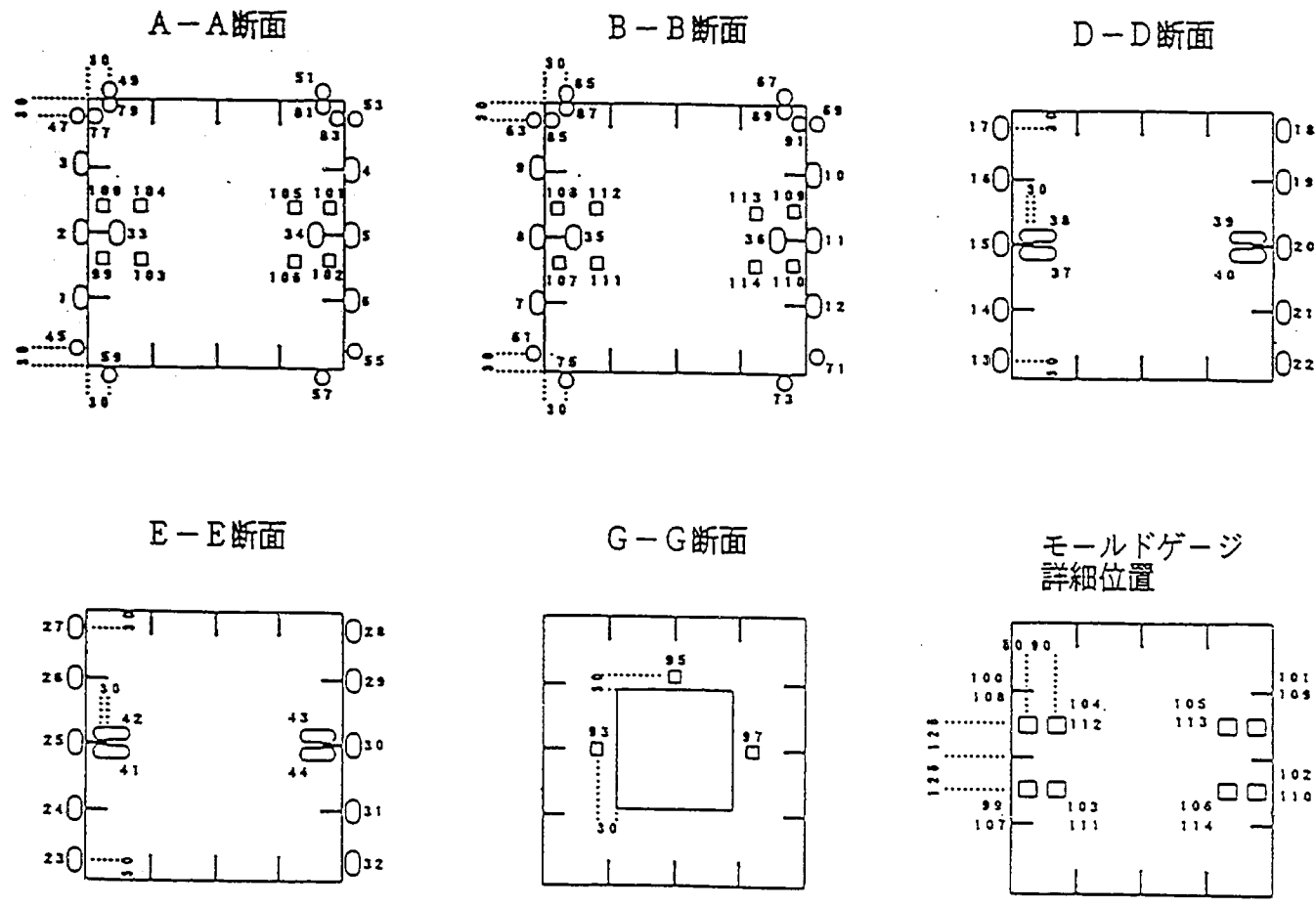
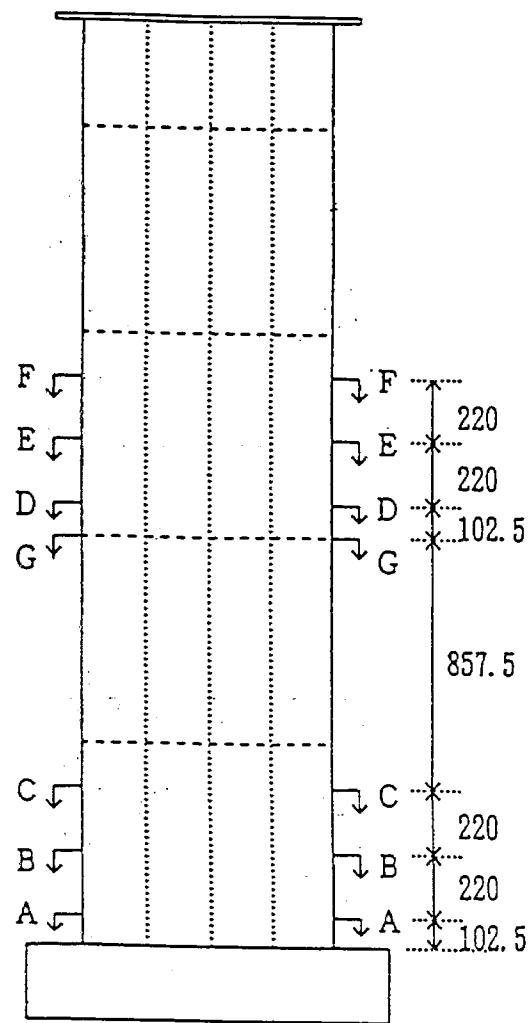
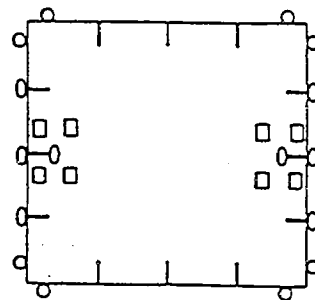


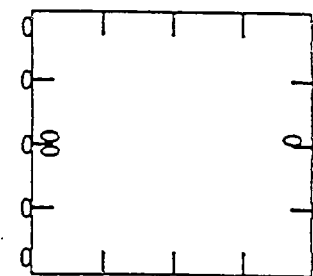
図-参考-1.1(2) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-1)



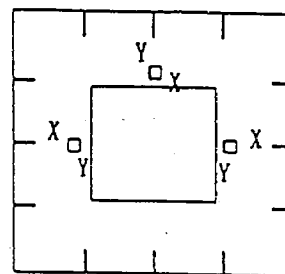
A-A, B-B 断面
C-C



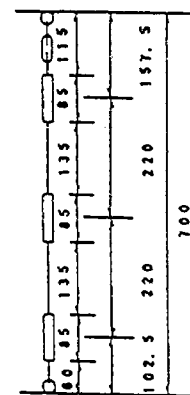
D-D, E-E 断面
F-F



G-G断面



モールドゲージ詳細図



- 単軸歪性ゲージ
- 二軸歪性ゲージ
- モールドゲージ

図-参考-1.1(3) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-2)

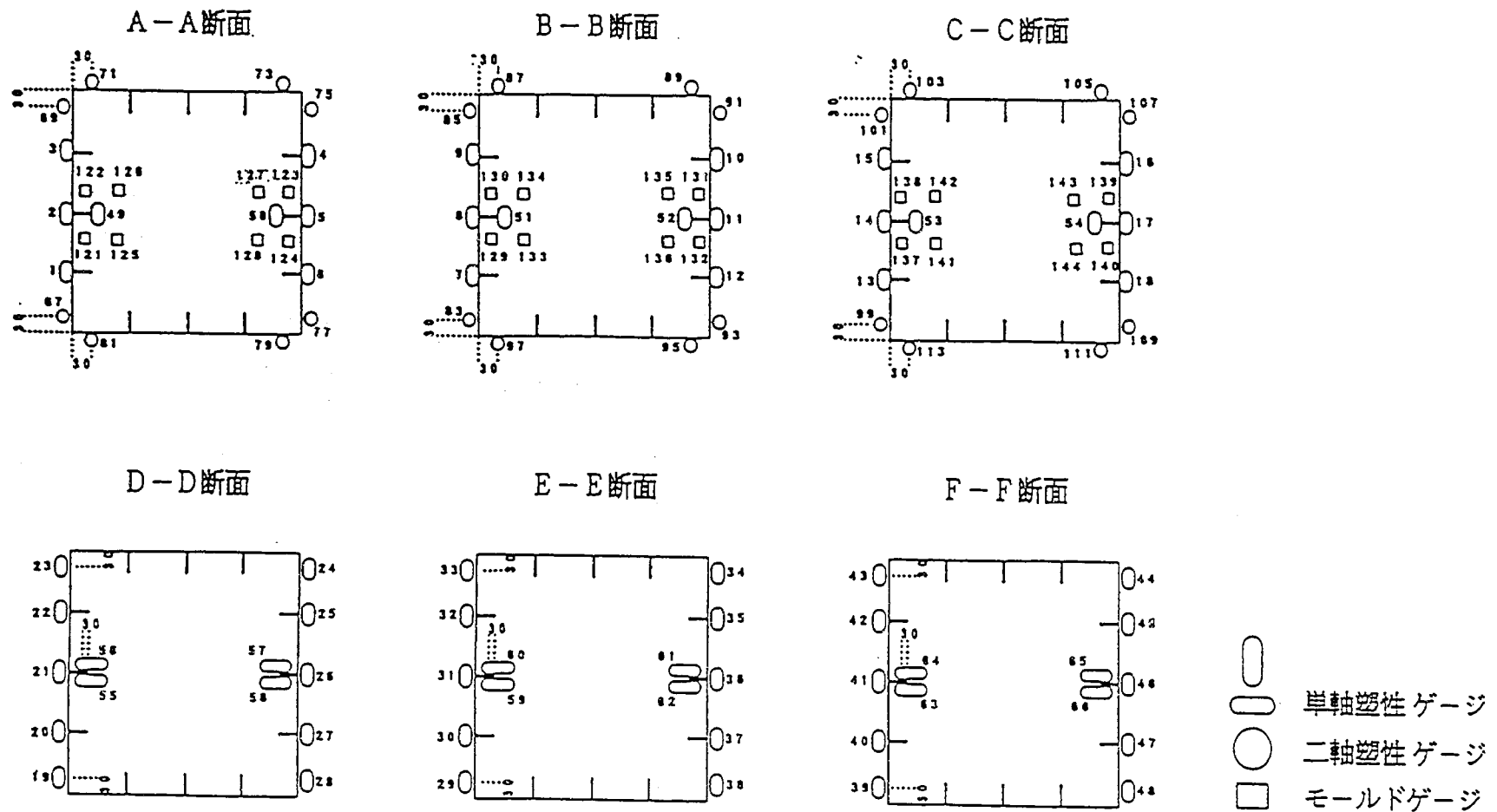
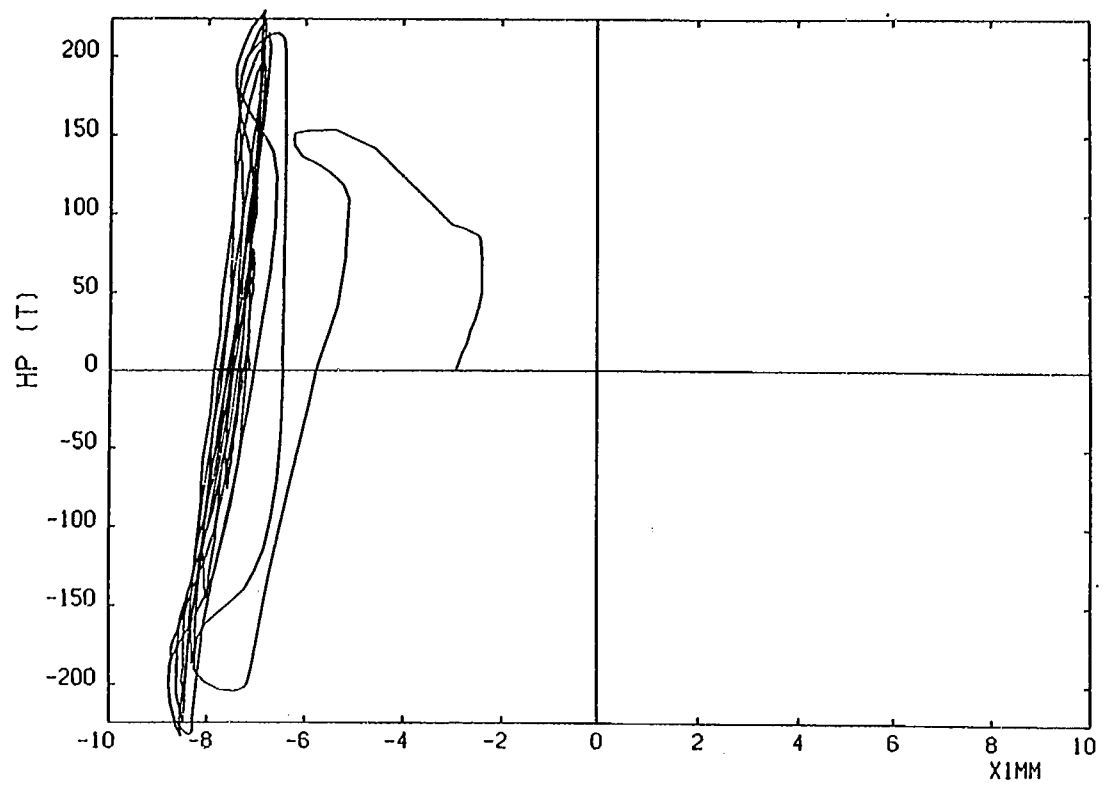
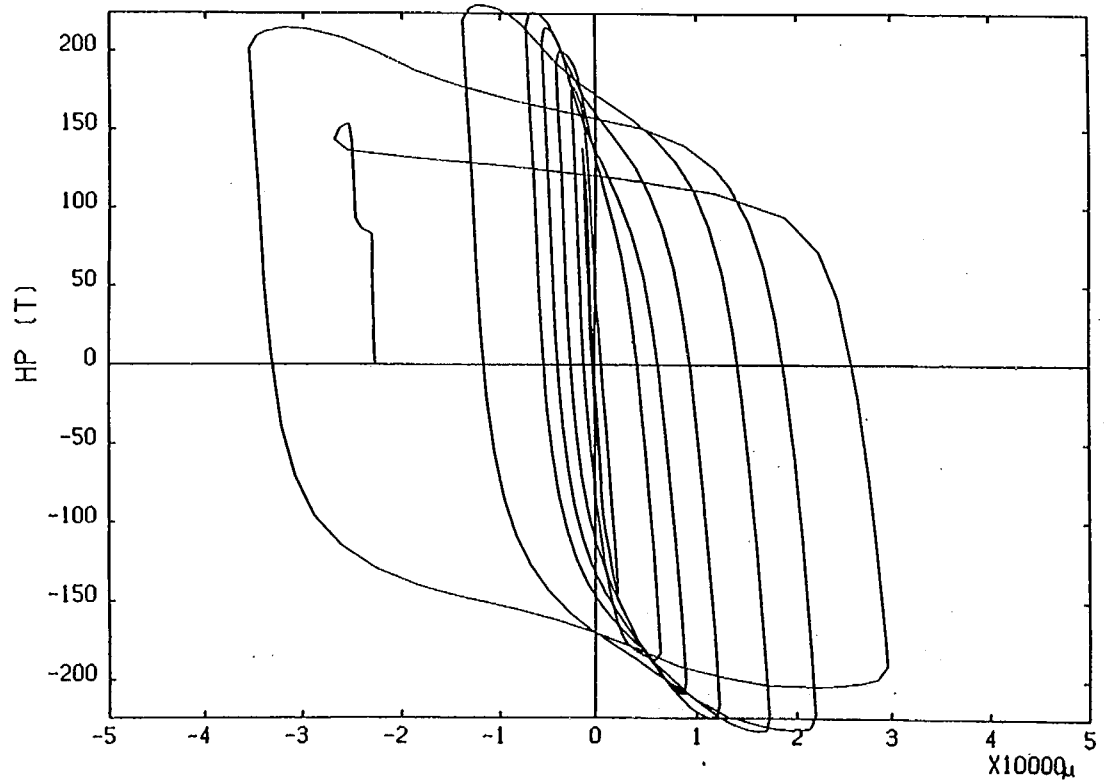


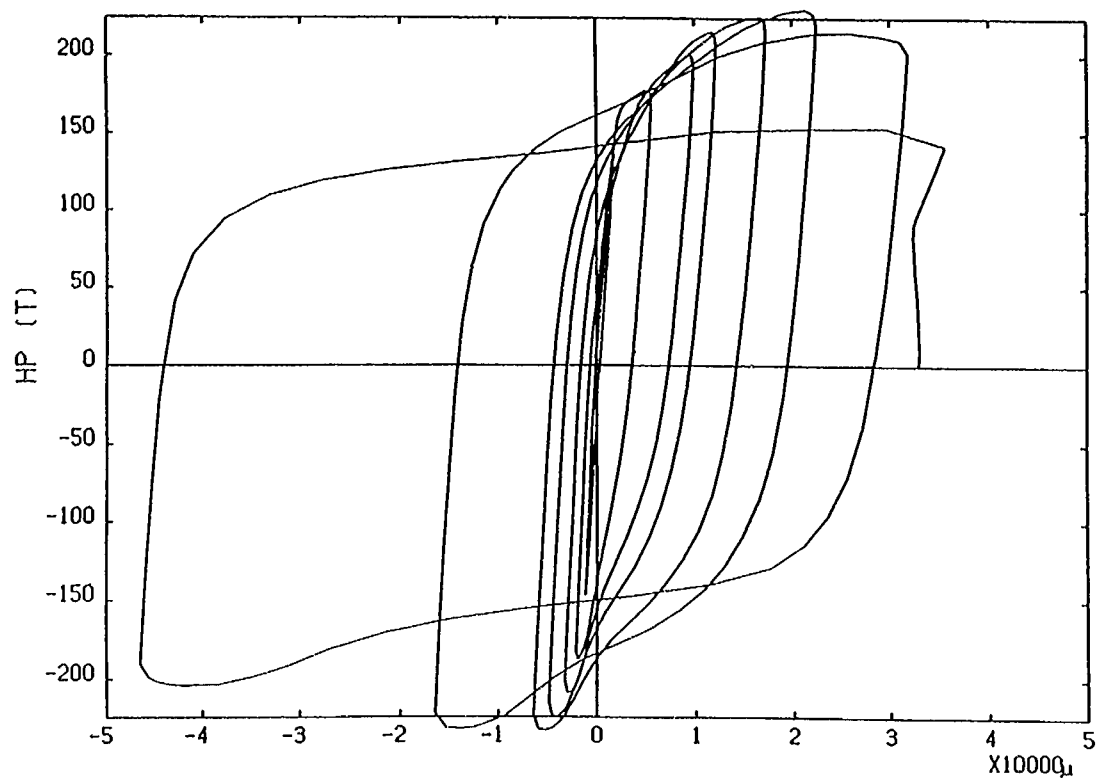
図-参考-1.1(4) 供試体のひずみゲージ貼付位置(N-2)



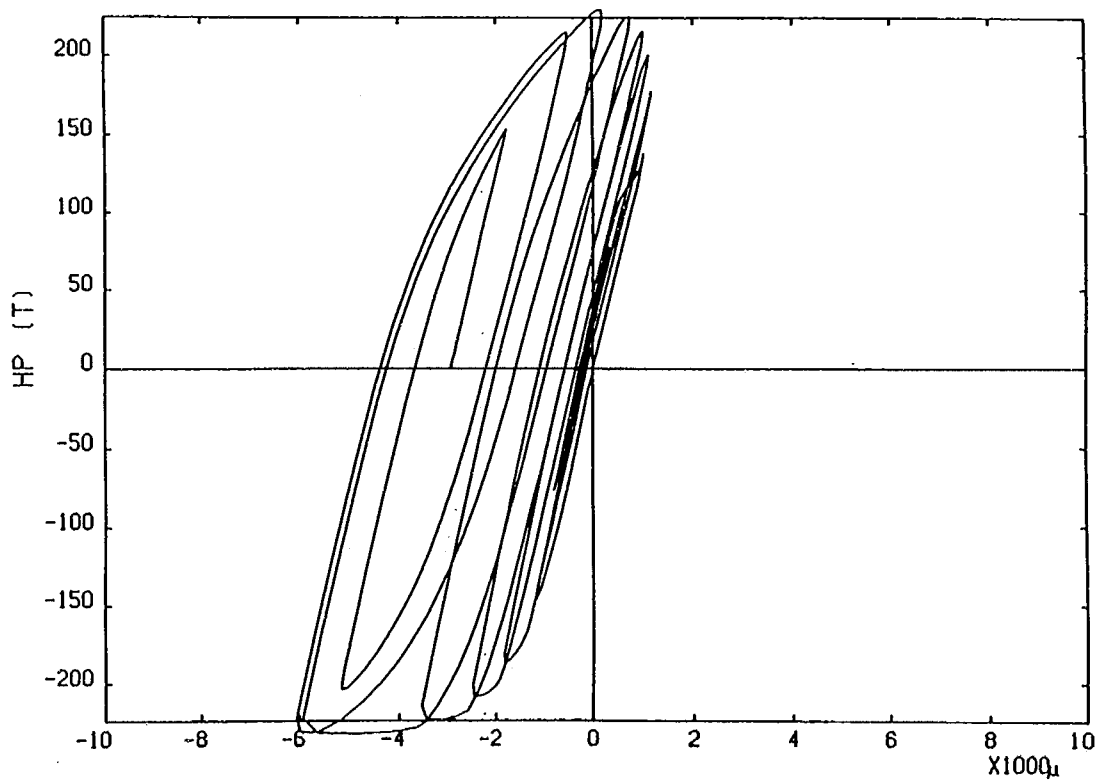
[N 1 - 1] 水平荷重－鉛直変位



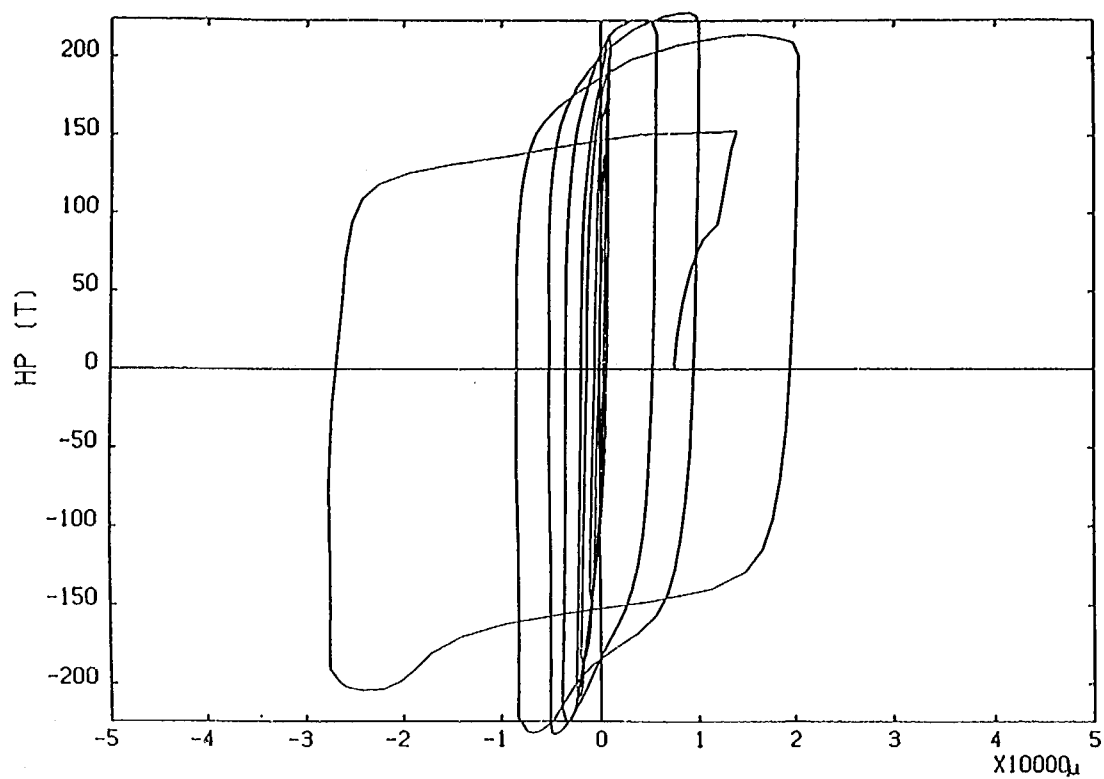
[N 1 - 2] 水平荷重－軸方向ひずみ(A面基部 S2)



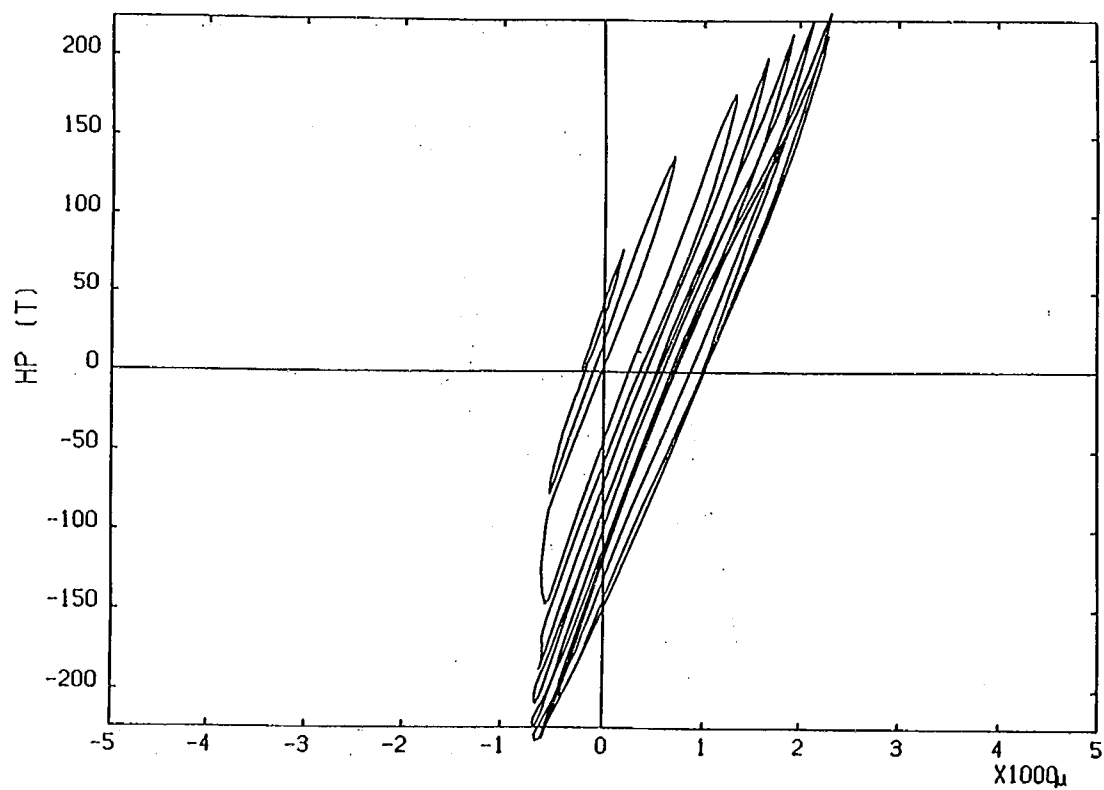
[N 1 - 3] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面基部 S5)



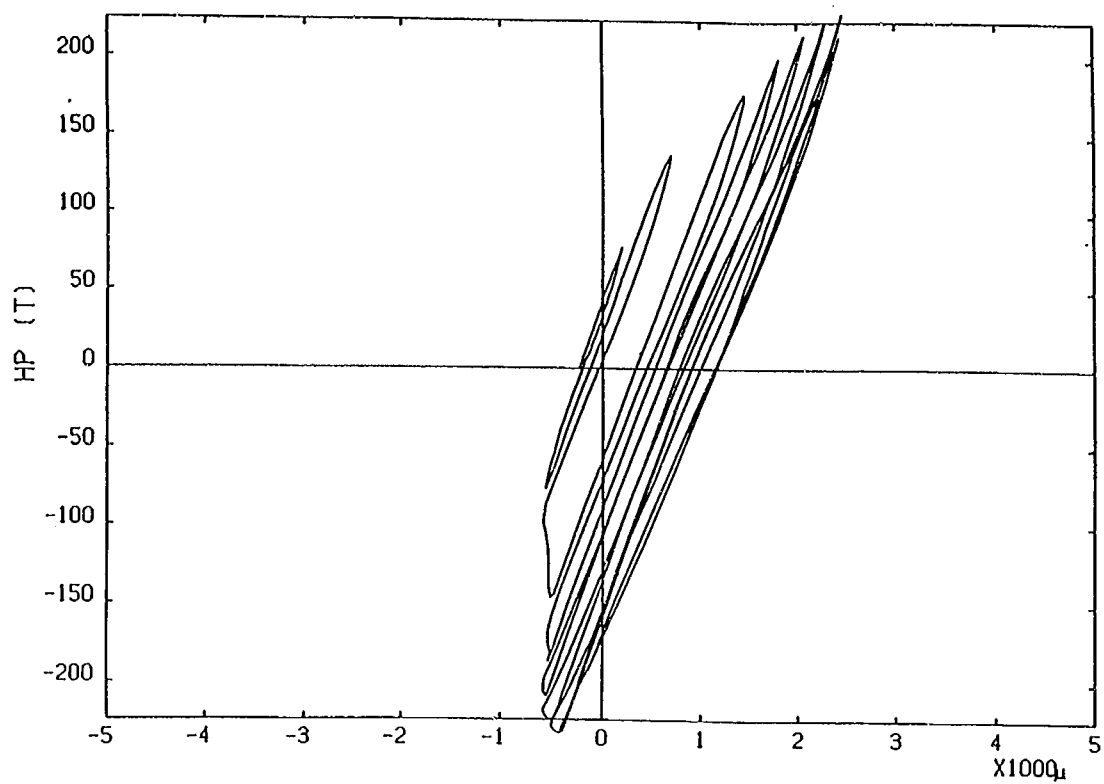
[N 1 - 4] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部 S20)



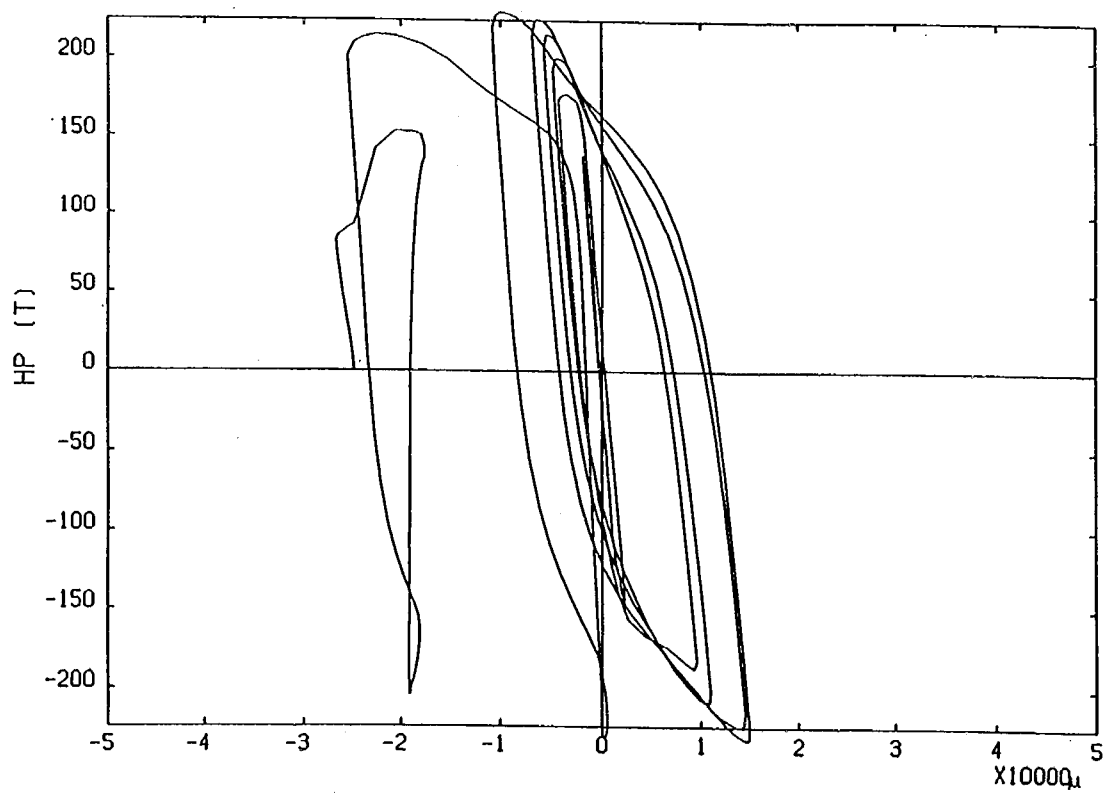
[N 1 - 5] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面基部縦リブ S34)



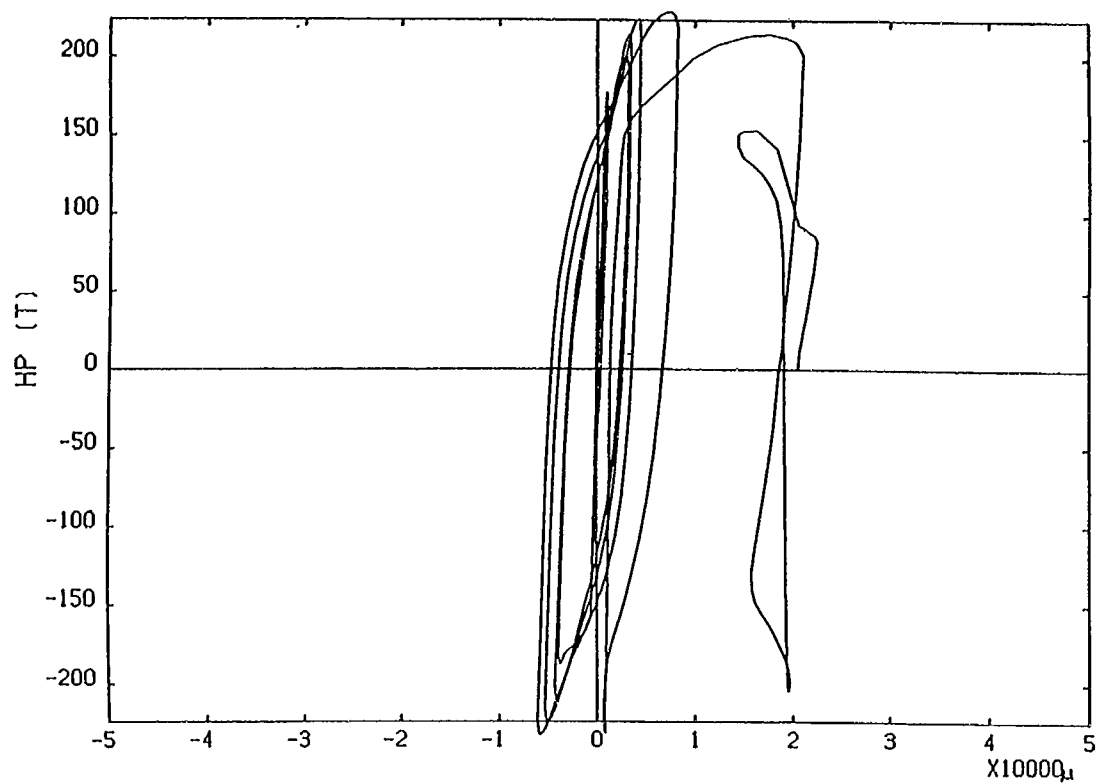
[N 1 - 6] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S39)



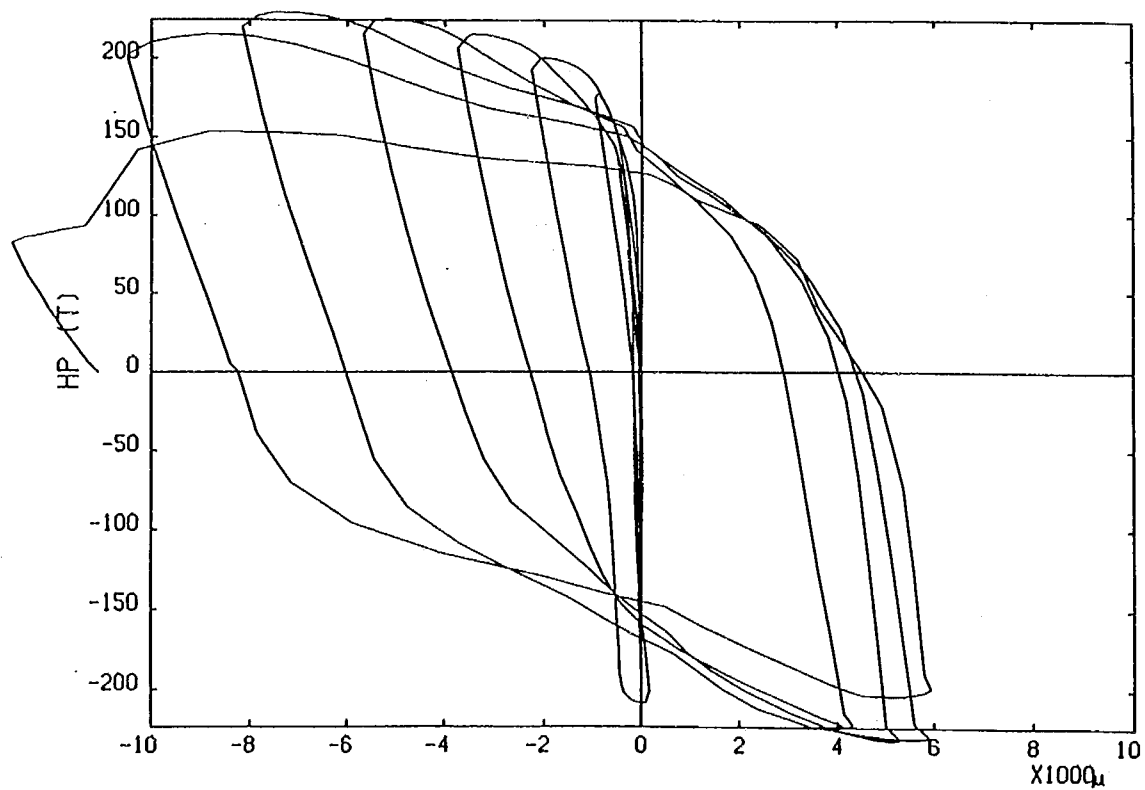
[N 1 - 7] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S40)



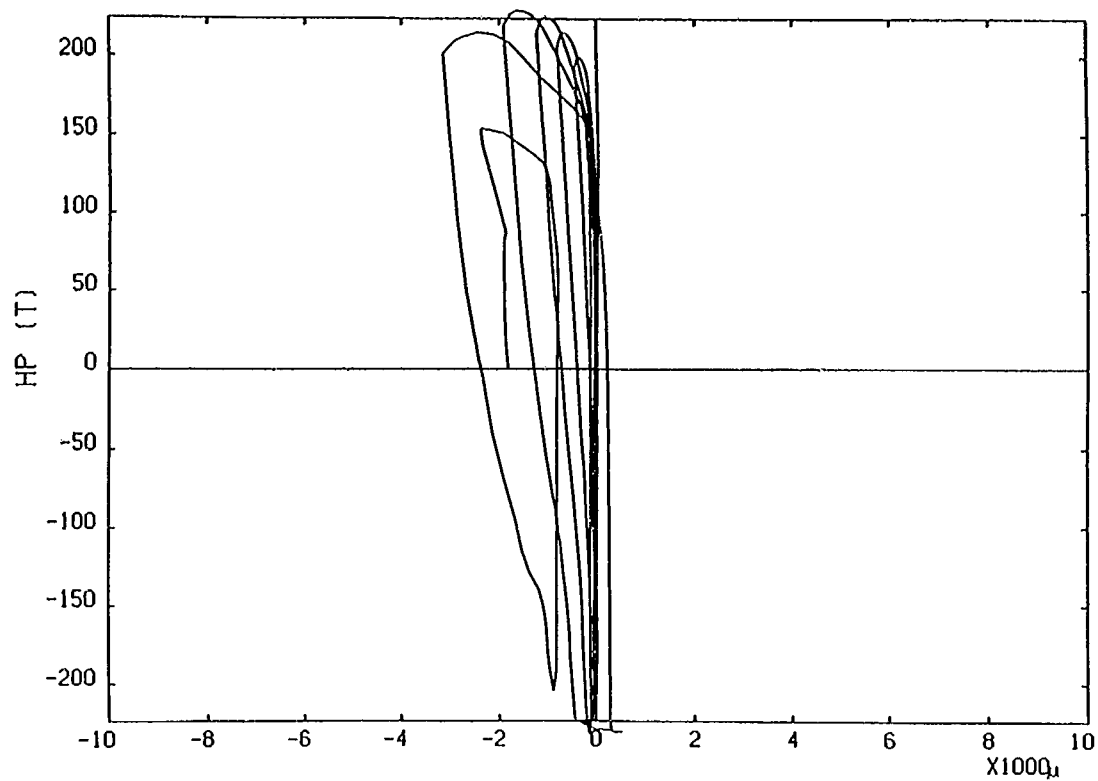
[N 1 - 8] 水平荷重－軸方向ひずみ(A面基部角部 S47X)



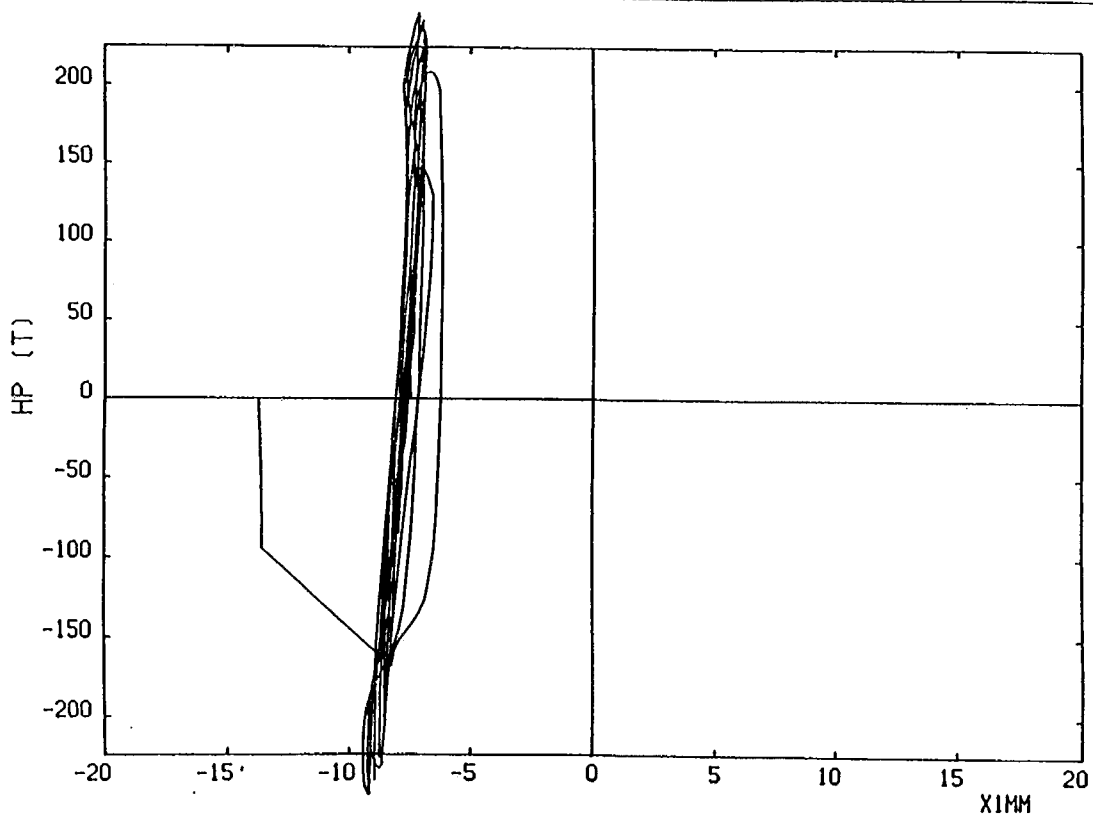
[N 1-9] 水平荷重—軸直角方向ひずみ(A面基部角部 S47Y)



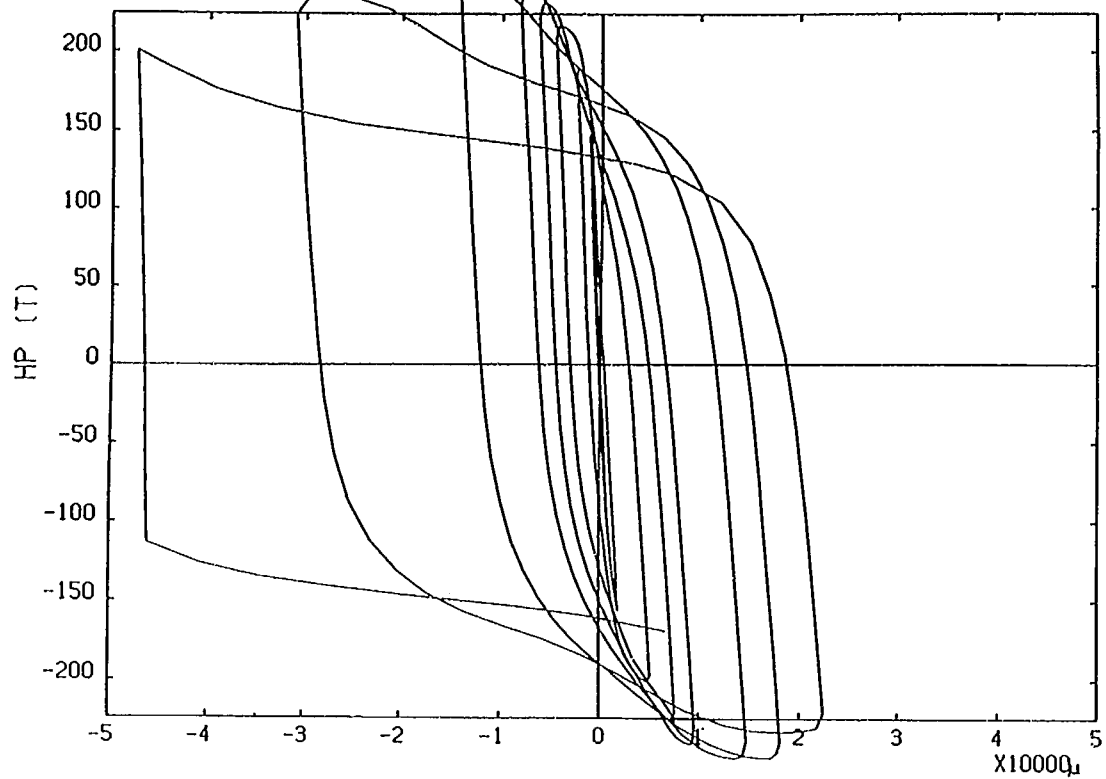
[N 1-10] 水平荷重—コンクリートひずみ(A面基部外側 S99)



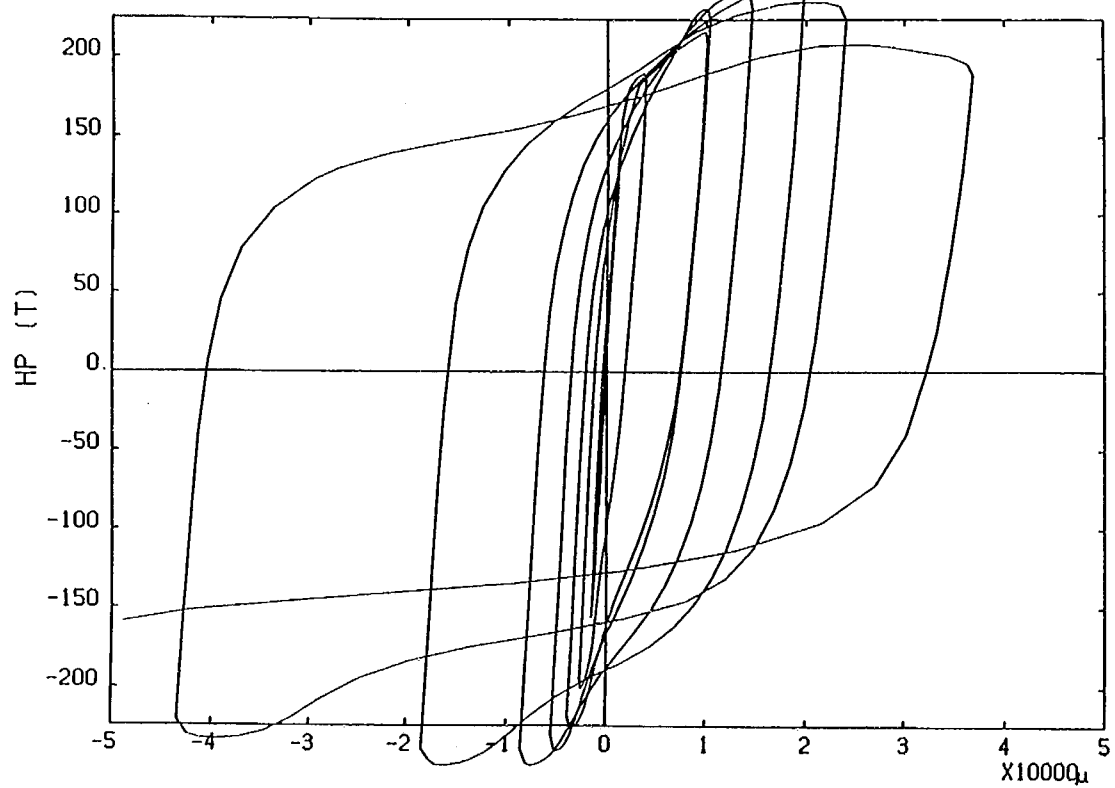
[N 1-11] 水平荷重-コンクリートひずみ(A面基部内側 SI03)



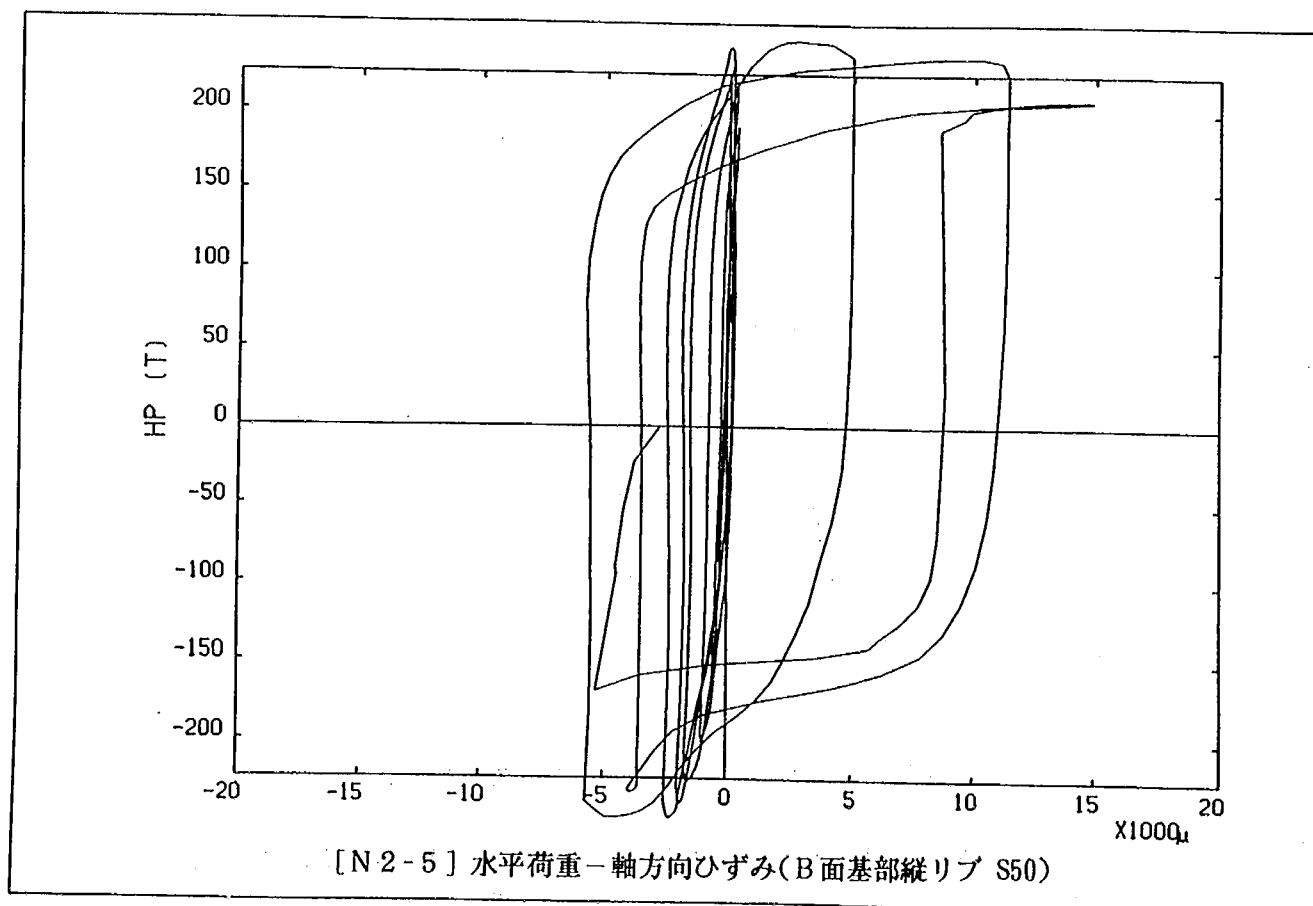
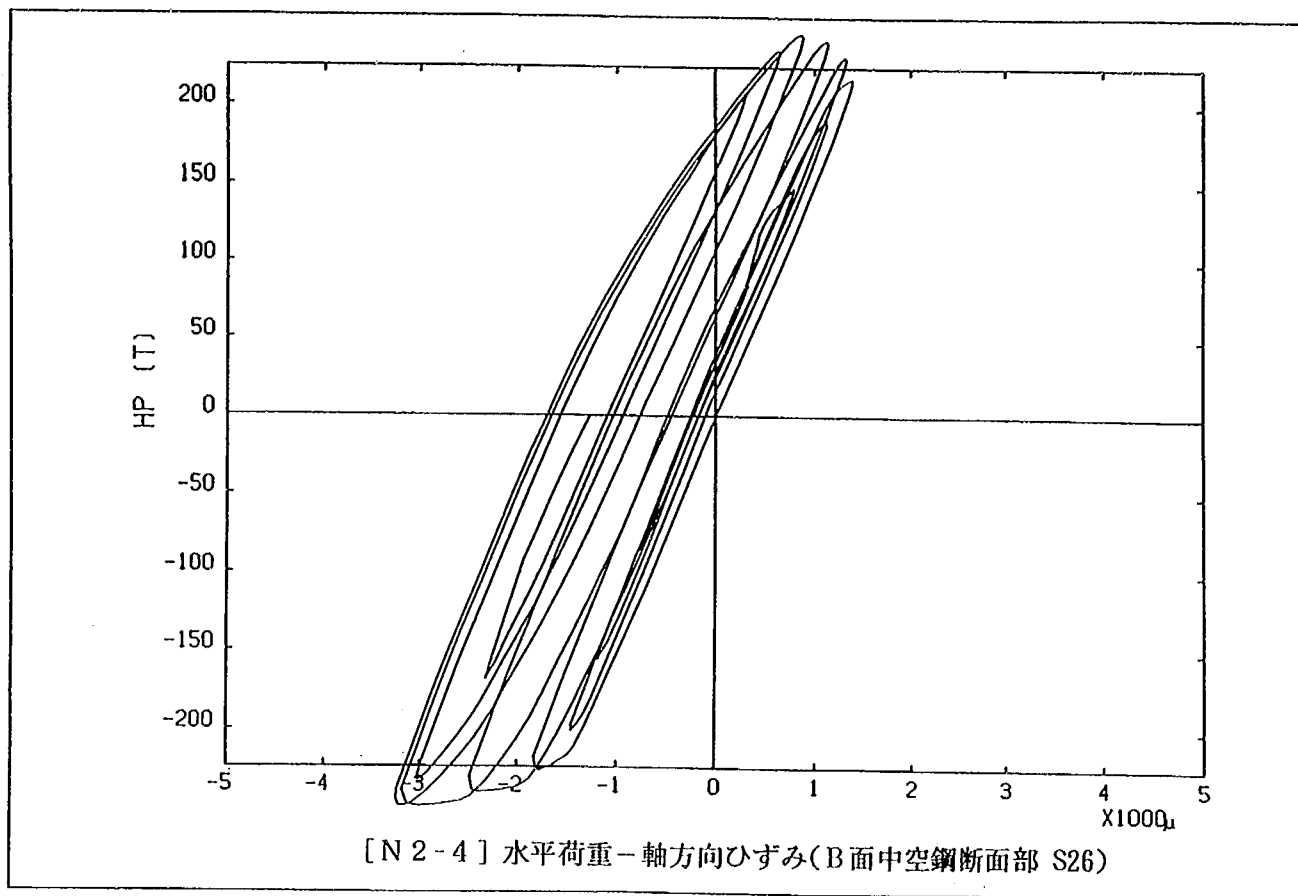
[N 2-1] 水平荷重-鉛直変位

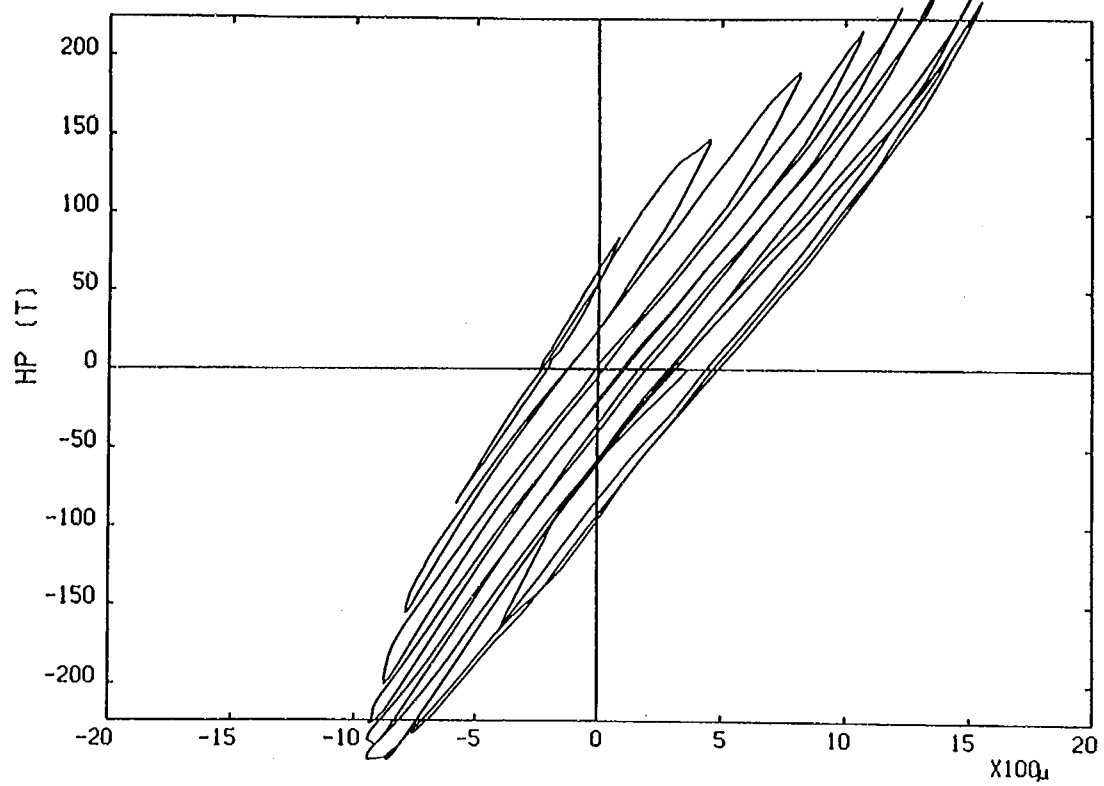


[N 2 - 2] 水平荷重－軸方向ひずみ(A面基部 S2)

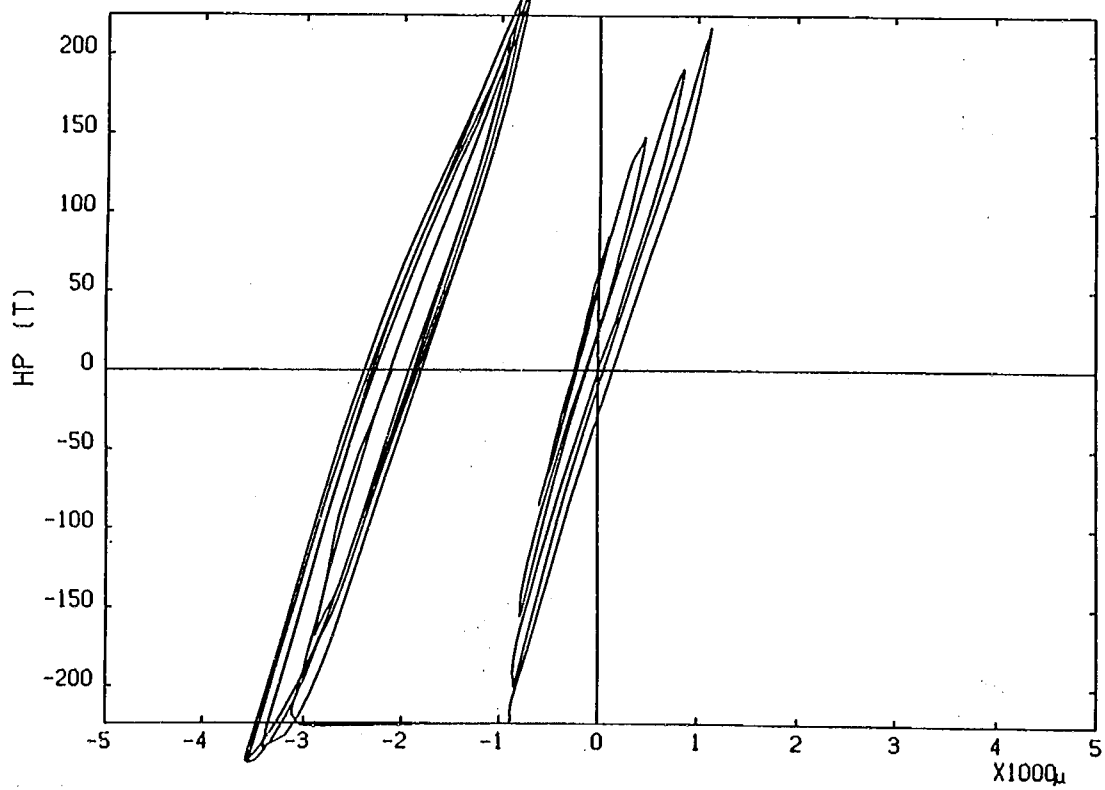


[N 2 - 3] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面基部 S5)

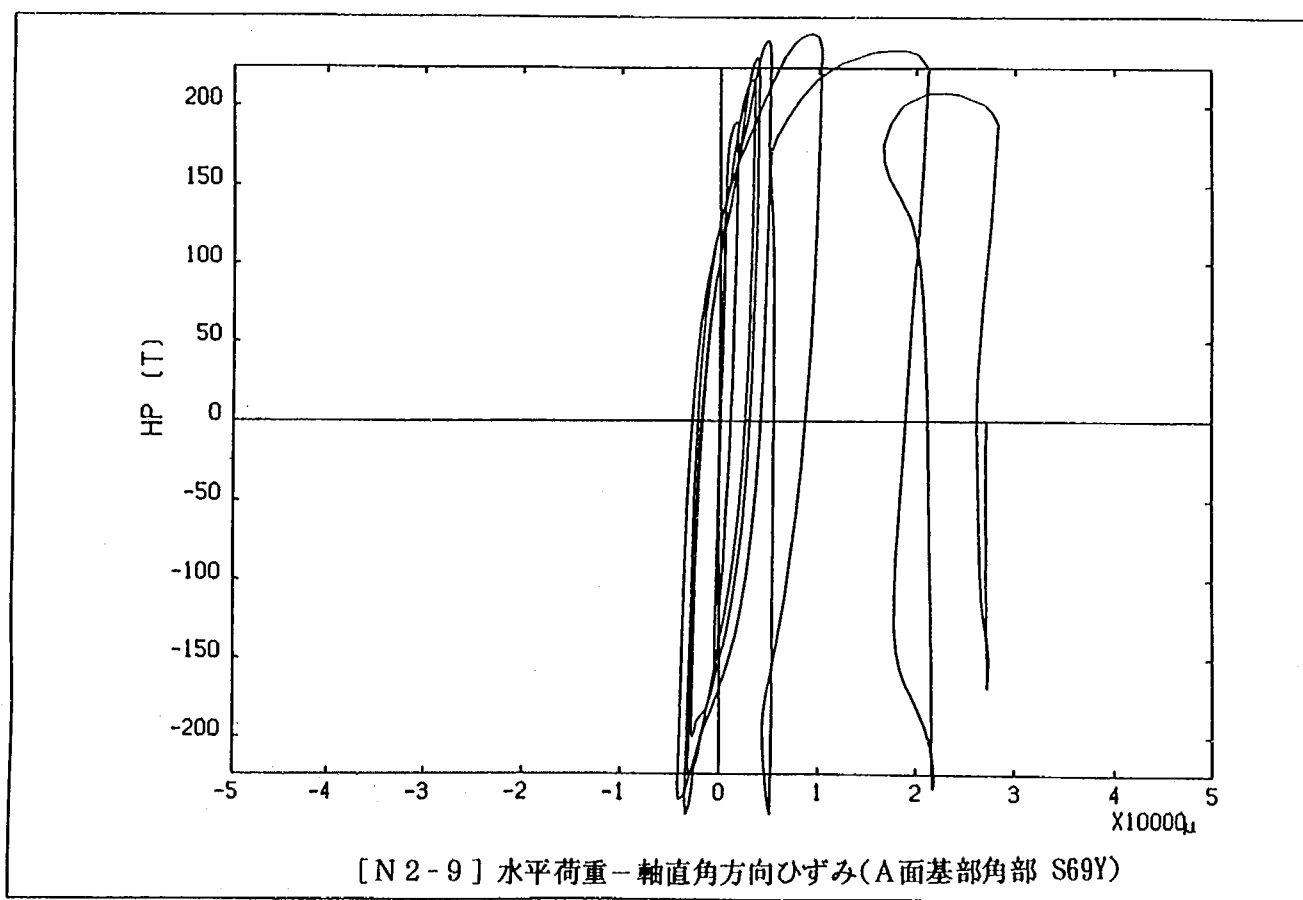
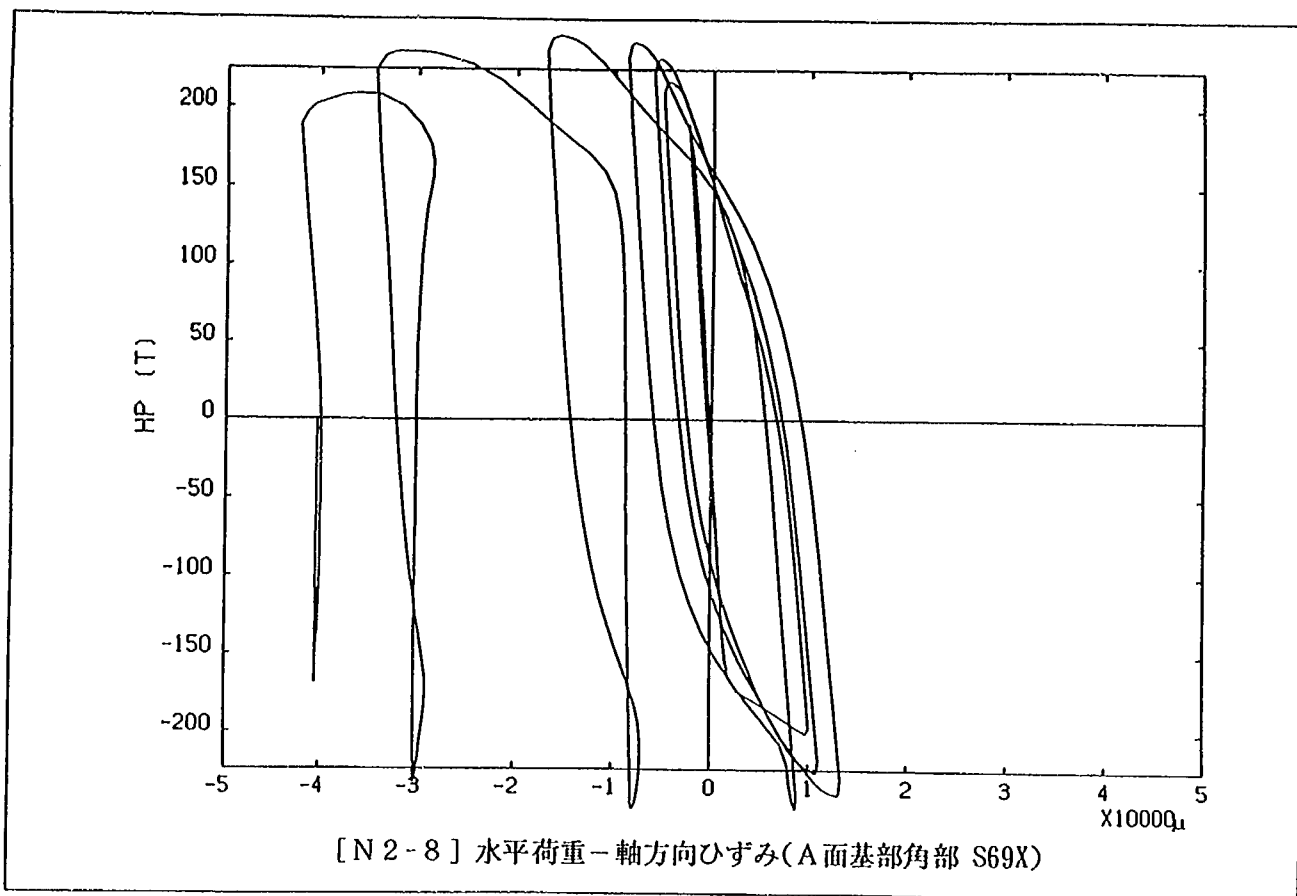


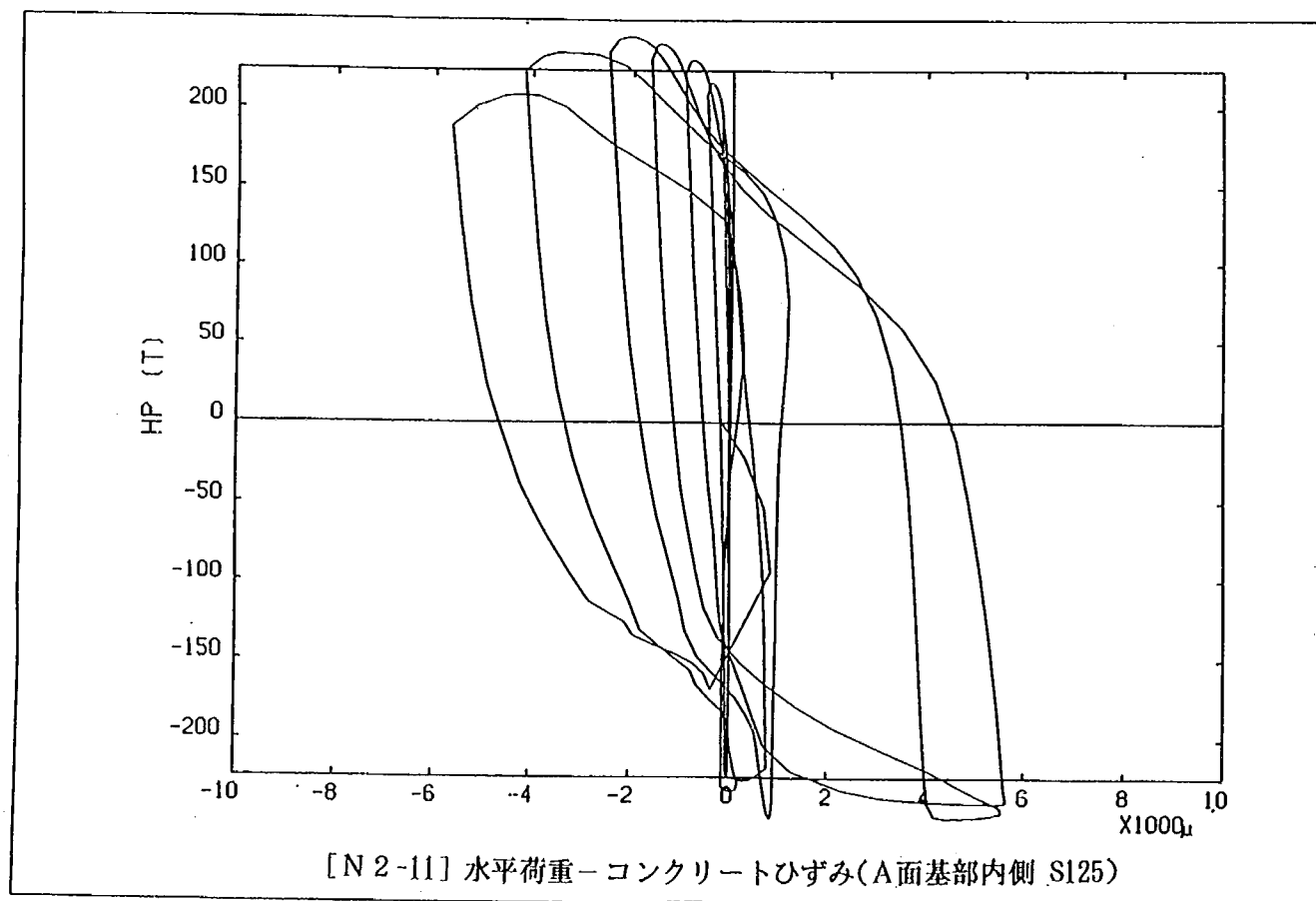
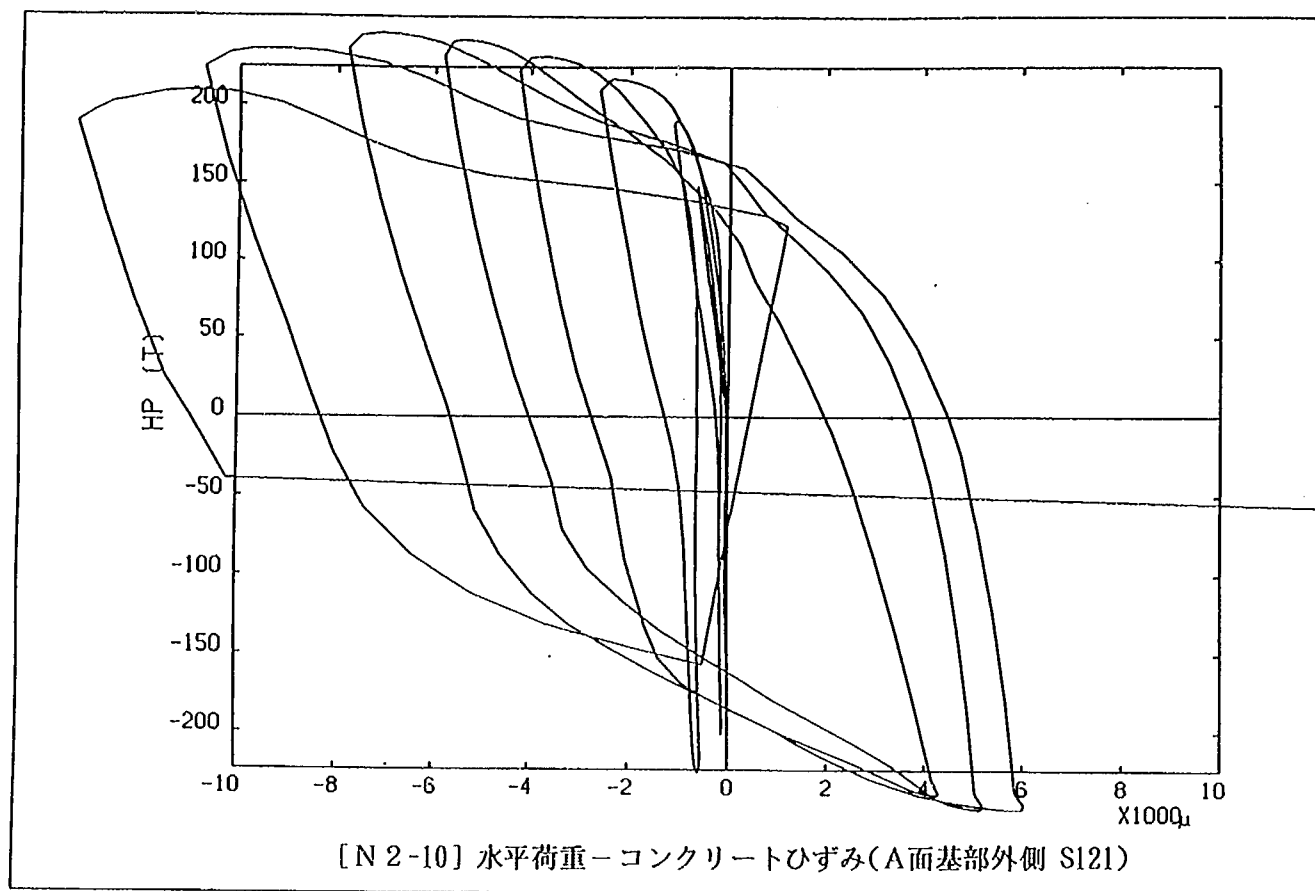


[N 2 - 6] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S57)



[N 2 - 7] 水平荷重－軸方向ひずみ(B面中空鋼断面部縦リブ S58)





2. 終局耐力・終局変位の計算

目 次

1. 概 要	99
2. 使用プログラム	99
3. 計算ケース	99
4. 計 算 結 果	99
5. 計算リスト	99
※巻末資料（終局耐力・終局変位の計算リスト）	101
・N-1 公 称 値	102
・N-1 材料試験結果	112
・N-2 公 称 値	122
・N-2 材料試験結果	132

終局耐力・終局変位の計算

1. 概要

文献a), b)に基づき、供試体の終局耐力、終局変位を算出するとともに、コンクリート充填高さの検証を行った。

コンクリートの充填高さについては、実橋脚で経済的な設計を行う場合はコンクリート充填部と中空鋼断面部がほぼ同時に終局状態に達するように設定する^{a)}のが好ましいが、今回の実験ではコンクリート充填部が、確実に先に終局状態に達するように設定したため、中空鋼断面部の損傷度^{a)}が多少小さい値となっている。ただしコンクリートの限界ひずみ^{a)}は 0.010としている。

a) 宇佐美 勉、鈴木森品、Iraj, H. P. Mamaghani、葛 漢彬：『コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案』（土木学会論文集、No. 525/ I -33, pp. 69-82, 1995年10月）

b) 葛西 昭、宇佐美 勉、葛 漢彬：『コンクリート部分充填鋼製橋脚の破壊基準と最適充填高さに関する研究』（土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集 I -A17 pp. 34-35, 1996年9月）

2. 使用プログラム

計算には下記のプログラムを使用した。

名古屋高速道路公社・名濃道路 限定版の鋼製橋脚地震時保有水平耐力プログラム
S T P I E R / L I M I T / M Ver 1.22 (株式会社 横河技術情報)

3. 計算ケース

コンクリート設計基準強度と鋼材の降伏点に公称値を用いた場合と材料試験結果（コンクリートは実験日強度）を用いた場合について、供試体 N-1、N-2 それぞれ計算を行った。

鋼材の降伏点の材料試験結果については、プログラム上任意数値の入力が不可能であり材質ごとの公称値の入力となるため、材料試験結果に最も近い値として 3600kgf/cm² (SM490Yの値)とした。

- ・公称値 N-1 ・公称値 N-2
- ・材料試験結果 N-1 ・材料試験結果 N-2 (以上 4 ケース)

4. 計算結果

計算結果をまとめたものを表-参考-2.1に示す。

5. 計算リスト

計算リストを巻末資料に示す。

表-参考-2.1 供試体の終局耐力、終局変位算出結果

	公 称 値		材料試験結果		備考
	N - 1	N - 2	N - 1	N - 2	
概 略 諸 元					
柱全高 (mm)	3173	3173	3173	3173	
コンクリート充填高さ (mm)	1350	1400	1350	1400	
軸方向力 (tf)	214.1	245.8	214.1	245.8	
鋼材のヤング係数 (kgf/cm ²)	2.1E+06	2.1E+06	2.1E+06	2.1E+06	
コンクリート 設計基準強度 (kgf/cm ²)	160	160	231	235	
鋼材の降伏点 (kgf/cm ²)	3200	3200	3600	3600	
コンクリート充填高さの検証					
ε a, c	0.009858	0.009914	0.009925	0.009981	
ε u, c	0.010000	0.010000	0.010000	0.010000	
Dc	0.9858	0.9914	0.9925	0.9981	≒ 1.0
ε a, s	0.001738	0.001528	0.002014	0.001764	
ε u, s	0.006821	0.005829	0.006390	0.005643	
Ds	0.2547	0.2621	0.3152	0.3126	< Dc
終局耐力、終局変位					
ll _y (tf)	98.3	108.4	112.8	124.4	
ll _u (tf)	192.2	210.4	223.2	245.5	
δ y (cm)	0.942	0.950	1.038	1.045	
δ u (cm)	6.971	6.561	7.950	7.614	

巻末資料
(終局耐力・終局変位の計算リスト)

1. 断面番号

Figure 1 is a schematic diagram of a rectangular structure, likely a building or a container, with dimensions and a grid layout. The total width is 3,173, divided into 1,350 and 1,823. The total height is 17, divided into 21 * 63.48 = 1,333 and 28 * 63.46 = 1,777. A grid of 21 columns and 28 rows is shown, with a shaded area in the center. The grid is labeled with circled numbers 1, 29, 30, 51, and 52.

図-巻末-1.1 断面番号(N-1)

2. 入力データ (公称値による計算値)

2.1 基本データ

適用公社：名古屋高速道路公社
橋脚名：N-1
照査方向：橋軸直角方向

2.2 橋脚形状寸法データ

1) 梁形状 (単位：mm, tf)

重量 = .0
橋軸方向偏心量 = .0
直角方向偏心量 = .0

2) 柱形状 (単位：mm, tf/m)

柱タイプ：角柱断面 断面数：2

	断面長	単位重量	ダイヤフラム間隔
Sec- 2	1823.0	.350	450.0
Sec- 1	1350.0	2.149	450.0
柱全高 (Σ h)	3173.0		

コンクリート充填高さ： 1350.0

2.3 柱断面データ

Sec	部材	寸法	間隔
Sec- 2	2 - Flg Pl	880 * 10	(ピッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	6 - Flg Rib	75 * 10	
	2 - Web Pl	900 * 10	
Sec- 1	6 - Web Rib	75 * 10	(ピッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)
	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	75 * 10	
	2 - Web Pl	900 * 10	
	6 - Web Rib	75 * 10	(ピッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)

2.4 上部工データ

	橋軸方向	直角方向
上部構造の作用位置 (mm)	250.0	250.0
上部構造の偏心量 (mm)	.0	.0
上部構造による軸力 (tf)	214.1	214.1

2.5 設計一般データ

1) 設計一般データ

鋼材 のヤング係数 (kgf/cm²) E_s = 2.1×10^6

コンクリート設計基準強度 (kgf/cm²) σ_{ck} = 160.0

鋼材の降伏点 (kgf/cm²) $\sigma_{sy(2)}$ = 3200.0 SM490
 $\sigma_{sy(1)}$ = 3200.0 SM490

コンクリートの限界ひずみ ε_{uc} = .0100

2) その他の計算用データ

柱の高さ方向分割数	=	50
柱の水平方向分割数	=	50
平均ひずみの誤差の範囲	=	.000200
収束計算用の最大ひずみ	=	.050000
曲げモーメントの誤差の範囲	=	.1(tfm)

2.6 上部工および橋脚梁部の偏心モーメント

直角方向: $M_o = .0 \text{ tf}\cdot\text{m}$

3. 各断面での寸法制限の照査

α : 補剛板の縦横寸法比
 α_0 : 限界縦横寸法比
 R : 補剛板の幅厚比
 γ : 縦方向補剛材剛比
 γ^* : 線形座屈理論より求められる縦方向補剛材の最適剛比

3.1 橋軸方向の照査 (ウェブ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4517	
γ	=	17.5781	$3\gamma^* = 15.6371$

Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4517	
γ	=	17.5781	$\gamma^* = 5.2124$

3.2 直角方向の照査 (フランジ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4517	
γ	=	17.5781	$3\gamma^* = 15.6371$

Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4517	
γ	=	17.5781	$\gamma^* = 5.2124$

4. 各計算位置の断面力集計（橋軸直角方向）

断面 番号	Y1(m)	Y2(m)	躯体自重 Wc(tf)	軸 力 N(tf)	偏心モーメント Mo(tf・m)
1	3.173	.250	.0	214.1	.0
2	3.110	.313	.0	214.1	.0
3	3.046	.377	.0	214.1	.0
4	2.983	.440	.1	214.2	.0
5	2.919	.504	.1	214.2	.0
6	2.856	.567	.1	214.2	.0
7	2.792	.631	.1	214.2	.0
8	2.729	.694	.2	214.3	.0
9	2.665	.758	.2	214.3	.0
10	2.602	.821	.2	214.3	.0
11	2.538	.885	.2	214.3	.0
12	2.475	.948	.2	214.3	.0
13	2.411	1.012	.3	214.4	.0
14	2.348	1.075	.3	214.4	.0
15	2.285	1.138	.3	214.4	.0
16	2.221	1.202	.3	214.4	.0
17	2.158	1.265	.4	214.5	.0
18	2.094	1.329	.4	214.5	.0
19	2.031	1.392	.4	214.5	.0
20	1.967	1.456	.4	214.5	.0
21	1.904	1.519	.4	214.5	.0
22	1.840	1.583	.5	214.6	.0
23	1.777	1.646	.5	214.6	.0
24	1.713	1.710	.5	214.6	.0
25	1.650	1.773	.5	214.6	.0
26	1.586	1.836	.6	214.7	.0
27	1.523	1.900	.6	214.7	.0
28	1.460	1.963	.6	214.7	.0
29	1.396	2.027	.6	214.7	.0
30上側	1.350	2.073	.6	214.7	.0
30下側	1.350	2.073	.6	214.7	.0
31	1.287	2.136	.8	214.9	.0
32	1.223	2.200	.9	215.0	.0
33	1.160	2.263	1.0	215.1	.0
34	1.096	2.327	1.2	215.3	.0
35	1.033	2.390	1.3	215.4	.0
36	.969	2.454	1.5	215.6	.0
37	.906	2.517	1.6	215.7	.0
38	.842	2.581	1.7	215.8	.0
39	.779	2.644	1.9	216.0	.0
40	.715	2.708	2.0	216.1	.0
41	.652	2.771	2.1	216.2	.0
42	.588	2.835	2.3	216.4	.0
43	.525	2.898	2.4	216.5	.0
44	.462	2.961	2.5	216.6	.0
45	.398	3.025	2.7	216.8	.0
46	.335	3.088	2.8	216.9	.0
47	.271	3.152	3.0	217.1	.0
48	.208	3.215	3.1	217.2	.0
49	.144	3.279	3.2	217.3	.0
50	.081	3.342	3.4	217.5	.0
51	.017	3.406	3.5	217.6	.0
52	.000	3.423	3.5	217.6	.0

5.1 降伏モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(tf)	中立軸 Xy(cm)	ひずみ ε_c *E-3	降伏時 曲げモーメント My(tf・m)	曲率 ϕ_y *E-5(1/m)	My-Mo PHY=----- (tf) Y2
1	.250	214.1	52.9	1.524	337.4	287.826	1349.8
2	.313	214.1	52.9	1.524	337.4	287.820	1076.5
3	.377	214.1	52.9	1.524	337.4	287.815	895.2
4	.440	214.2	52.9	1.524	337.4	287.810	766.2
5	.504	214.2	52.9	1.524	337.4	287.805	669.7
6	.567	214.2	52.9	1.524	337.4	287.800	594.8
7	.631	214.2	52.9	1.524	337.4	287.794	534.9
8	.694	214.3	52.9	1.524	337.4	287.789	486.0
9	.758	214.3	52.9	1.524	337.4	287.784	445.3
10	.821	214.3	53.0	1.524	337.4	287.779	410.9
11	.885	214.3	53.0	1.524	337.4	287.773	381.4
12	.948	214.3	53.0	1.524	337.4	287.768	355.9
13	1.012	214.4	53.0	1.524	337.4	287.763	333.5
14	1.075	214.4	53.0	1.524	337.4	287.757	313.8
15	1.138	214.4	53.0	1.524	337.4	287.752	296.3
16	1.202	214.4	53.0	1.524	337.3	287.747	280.7
17	1.265	214.5	53.0	1.524	337.3	287.742	266.6
18	1.329	214.5	53.0	1.524	337.3	287.737	253.9
19	1.392	214.5	53.0	1.524	337.3	287.731	242.3
20	1.456	214.5	53.0	1.524	337.3	287.726	231.7
21	1.519	214.5	53.0	1.524	337.3	287.720	222.0
22	1.583	214.6	53.0	1.524	337.3	287.715	213.1
23	1.646	214.6	53.0	1.524	337.3	287.710	204.9
24	1.710	214.6	53.0	1.524	337.3	287.705	197.3
25	1.773	214.6	53.0	1.524	337.3	287.699	190.2
26	1.836	214.7	53.0	1.524	337.3	287.694	183.7
27	1.900	214.7	53.0	1.524	337.3	287.689	177.5
28	1.963	214.7	53.0	1.524	337.3	287.684	171.8
29	2.027	214.7	53.0	1.524	337.3	287.678	166.4
30上側	2.073	214.7	53.0	1.524	337.3	287.675	162.7
30下側	2.073	214.7	53.0	1.524	337.3	287.675	162.7
31	2.136	214.9	53.0	1.524	337.2	287.642	157.8
32	2.200	215.0	53.0	1.524	337.2	287.610	153.3
33	2.263	215.1	53.0	1.524	337.2	287.578	149.0
34	2.327	215.3	53.0	1.524	337.1	287.545	144.9
35	2.390	215.4	53.0	1.524	337.1	287.513	141.0
36	2.454	215.6	53.0	1.524	337.0	287.480	137.4
37	2.517	215.7	53.0	1.524	337.0	287.448	133.9
38	2.581	215.8	53.0	1.524	337.0	287.416	130.6
39	2.644	216.0	53.0	1.524	336.9	287.383	127.4
40	2.708	216.1	53.0	1.524	336.9	287.351	124.4
41	2.771	216.2	53.0	1.524	336.8	287.319	121.6
42	2.835	216.4	53.0	1.524	336.8	287.286	118.8
43	2.898	216.5	53.0	1.524	336.8	287.254	116.2
44	2.961	216.6	53.1	1.524	336.7	287.222	113.7
45	3.025	216.8	53.1	1.524	336.7	287.189	111.3
46	3.088	216.9	53.1	1.524	336.7	287.157	109.0
47	3.152	217.1	53.1	1.524	336.6	287.125	106.8
48	3.215	217.2	53.1	1.524	336.6	287.092	104.7
49	3.279	217.3	53.1	1.524	336.5	287.060	102.6
50	3.342	217.5	53.1	1.524	336.5	287.027	100.7
51	3.406	217.6	53.1	1.524	336.5	286.995	98.8
52	3.423	217.6	53.1	1.524	336.5	286.986	98.3

最小水平力 PHY(min) = 98.3 tf

5.2 終局モーメントおよび曲率の計算 (橋軸直角方向)

1) 柱基部での照査 (コンクリート有) Sec- 1

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5(1/m)
1	3.423	.000	657.9	17.987	35.7	5181.128
2	3.391	.032	651.8	17.138	35.7	4943.759
3	3.360	.063	645.8	16.328	35.6	4717.224
4	3.328	.095	639.7	15.534	35.6	4495.606
5	3.297	.126	633.6	14.769	35.5	4280.815
6	3.265	.157	627.6	14.036	35.5	4072.987
7	3.234	.189	621.5	13.311	35.4	3869.659
8	3.202	.221	615.5	12.618	35.3	3675.912
9	3.171	.252	609.4	11.907	35.2	3476.925
10	3.139	.284	603.5	11.245	35.2	3289.707
11	3.108	.315	597.2	10.533	35.1	3087.094
12	3.076	.347	591.4	9.586	34.8	2831.897
13	3.045	.378	585.2	8.649	34.6	2575.851
14	3.013	.410	579.1	7.786	34.3	2334.737
15	2.982	.441	573.1	6.962	34.2	2099.644
16	2.950	.472	567.1	4.919	34.7	1458.410
17	2.919	.504	560.9	3.646	35.4	1060.660
18	2.887	.535	555.0	3.018	36.2	857.853
19	2.856	.567	548.8	2.597	37.0	721.335
20	2.824	.599	542.8	2.321	37.7	631.589
21	2.793	.630	536.7	2.116	38.4	565.188

平均 ひ ず み $\varepsilon_{ac} = .009858$
 限 界 ひ ず み $\varepsilon_{uc} = .010000$
 損傷度 $D_c = \varepsilon_{ac} / \varepsilon_{uc} = .9858$

2) 中空鋼断面での照査 (コンクリート無) Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5(1/m)
1	2.073	.000	398.5	2.283	55.6	410.636
2	2.050	.022	394.2	2.207	55.3	399.043
3	2.028	.045	389.7	2.131	55.0	387.428
4	2.005	.067	385.4	2.061	54.7	376.456
5	1.983	.090	381.1	1.994	54.5	366.081
6	1.961	.112	376.8	1.930	54.2	355.961
7	1.938	.135	372.5	1.870	54.0	346.394
8	1.915	.157	368.1	1.809	53.7	336.764
9	1.893	.180	363.9	1.756	53.5	328.177
10	1.870	.202	359.5	1.707	53.3	319.968
11	1.848	.225	355.2	1.662	53.2	312.408
12	1.826	.247	350.8	1.620	53.1	305.199
13	1.803	.270	346.4	1.582	53.0	298.590
14	1.780	.292	342.2	1.548	52.9	292.572
15	1.758	.315	337.8	1.526	53.0	288.114
16	1.735	.337	333.5	1.509	53.1	284.474
17	1.713	.360	329.3	1.493	53.2	280.873
18	1.691	.382	324.9	1.476	53.3	277.149
19	1.668	.405	320.6	1.460	53.4	273.466
20	1.645	.427	316.2	1.443	53.5	269.667
21	1.623	.450	311.9	1.426	53.6	266.068

平均 ひ ず み $\varepsilon_{as} = .001738$
 限 界 ひ ず み $\varepsilon_{us} = .006821$
 損傷度 $D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us} = .2547$
 照査番号: 1 (Y2= 2.073) での降伏曲げモーメント $M_y = 337.3$

3)断面変化位置での照査 (コンクリート無)

Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ϵ *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕu *E-5(1/m)
1	2.073	.000	398.5	2.283	55.6	410.636
2	2.050	.022	394.2	2.207	55.3	399.043
3	2.028	.045	389.7	2.131	55.0	387.428
4	2.005	.067	385.4	2.061	54.7	376.456
5	1.983	.090	381.1	1.994	54.5	366.081
6	1.961	.112	376.8	1.930	54.2	355.961
7	1.938	.135	372.5	1.870	54.0	346.394
8	1.915	.157	368.1	1.809	53.7	336.764
9	1.893	.180	363.9	1.756	53.5	328.177
10	1.870	.202	359.5	1.707	53.3	319.968
11	1.848	.225	355.2	1.662	53.2	312.408
12	1.826	.247	350.8	1.620	53.1	305.199
13	1.803	.270	346.4	1.582	53.0	298.590
14	1.780	.292	342.2	1.548	52.9	292.572
15	1.758	.315	337.8	1.526	53.0	288.114
16	1.735	.337	333.5	1.509	53.1	284.474
17	1.713	.360	329.3	1.493	53.2	280.873
18	1.691	.382	324.9	1.476	53.3	277.149
19	1.668	.405	320.6	1.460	53.4	273.466
20	1.645	.427	316.2	1.443	53.5	269.667
21	1.623	.450	311.9	1.426	53.6	266.068

平均ひずみ $\epsilon_{as} = .001738$ 限界ひずみ $\epsilon_{us} = .006821$ 損傷度 $D_s = \epsilon_{as} / \epsilon_{us} = .2547$ 照査番号: 1(Y2= 2.073)での降伏曲げモーメント $M_y = 337.3$ 最小水平力 $P_{HU}(\min) = 192.2 \text{ tf}$

6.1 降伏時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y _i (m)	Δ Y _i (m)	My _i (tf·m)	φ _{y_i} *E-5 (1/m)	φ _y * Y _i *100	δ _i (cm)
1	.250	.250	24.6	20.921	.00523	.0007
2	.313	.063	30.8	26.340	.00826	.0004
3	.377	.063	37.0	31.649	.01193	.0006
4	.440	.063	43.3	36.958	.01628	.0009
5	.504	.063	49.5	42.222	.02127	.0012
6	.567	.063	55.8	47.600	.02700	.0015
7	.631	.063	62.0	52.860	.03334	.0019
8	.694	.063	68.2	58.178	.04039	.0023
9	.758	.063	74.5	63.534	.04814	.0028
10	.821	.063	80.7	68.786	.05648	.0033
11	.885	.063	86.9	74.152	.06559	.0039
12	.948	.063	93.2	79.493	.07536	.0045
13	1.012	.063	99.4	84.786	.08576	.0051
14	1.075	.063	105.7	90.152	.09691	.0058
15	1.138	.063	111.9	95.433	.10864	.0065
16	1.202	.063	118.1	100.759	.12110	.0073
17	1.265	.063	124.4	106.120	.13428	.0081
18	1.329	.063	130.6	111.343	.14795	.0090
19	1.392	.063	136.9	116.739	.16253	.0099
20	1.456	.063	143.1	121.967	.17755	.0108
21	1.519	.063	149.3	127.359	.19348	.0118
22	1.583	.063	155.6	132.734	.21007	.0128
23	1.646	.063	161.8	138.081	.22730	.0139
24	1.710	.063	168.0	143.389	.24513	.0150
25	1.773	.063	174.3	148.645	.26355	.0161
26	1.836	.063	180.5	153.942	.28271	.0173
27	1.900	.063	186.8	159.274	.30261	.0186
28	1.963	.063	193.0	164.530	.32304	.0199
29	2.027	.063	199.2	169.916	.34440	.0212
30上側	2.073	.046	203.8	173.753	.36019	.0162
30下側	2.073	.000	203.8	134.300	.27840	.0000
31	2.136	.063	210.0	138.882	.29672	.0182
32	2.200	.063	216.2	143.409	.31549	.0194
33	2.263	.063	222.5	147.870	.33469	.0206
34	2.327	.063	228.7	152.442	.35471	.0219
35	2.390	.063	234.9	156.934	.37512	.0232
36	2.454	.063	241.2	161.534	.39637	.0245
37	2.517	.063	247.4	166.041	.41796	.0258
38	2.581	.063	253.7	170.651	.44040	.0272
39	2.644	.063	259.9	175.154	.46313	.0287
40	2.708	.063	266.1	179.755	.48670	.0301
41	2.771	.063	272.4	184.236	.51053	.0316
42	2.835	.063	278.6	188.809	.53518	.0332
43	2.898	.063	284.9	193.475	.56069	.0348
44	2.961	.063	291.1	198.005	.58638	.0364
45	3.025	.063	297.3	202.622	.61291	.0381
46	3.088	.063	303.6	207.209	.63994	.0398
47	3.152	.063	309.8	211.759	.66743	.0415
48	3.215	.063	316.0	216.361	.69566	.0433
49	3.279	.063	322.3	220.945	.72442	.0451
50	3.342	.063	328.5	225.542	.75381	.0469
51	3.406	.063	334.8	230.146	.78380	.0488
52	3.423	.017	336.5	231.355	.79193	.0137

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = .942 \text{ cm}$$

6.2 終局時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y i (m)	Δ Y i (m)	Mu i (tf・m)	φ u i *E-5(1/m)	φ u * Y i *100	δ i (cm)
1	.250	.250	48.0	41.017	.01025	.0013
2	.313	.063	60.2	51.391	.01611	.0008
3	.377	.063	72.4	61.837	.02331	.0013
4	.440	.063	84.6	72.159	.03178	.0017
5	.504	.063	96.8	82.575	.04160	.0023
6	.567	.063	109.0	92.961	.05274	.0030
7	.631	.063	121.2	103.344	.06519	.0037
8	.694	.063	133.4	113.789	.07899	.0046
9	.758	.063	145.6	124.211	.09411	.0055
10	.821	.063	157.8	134.621	.11054	.0065
11	.885	.063	170.0	144.940	.12821	.0076
12	.948	.063	182.2	155.410	.14734	.0087
13	1.012	.063	194.4	165.770	.16768	.0100
14	1.075	.063	206.6	176.186	.18940	.0113
15	1.138	.063	218.8	186.618	.21245	.0128
16	1.202	.063	231.0	197.022	.23680	.0143
17	1.265	.063	243.2	207.357	.26238	.0158
18	1.329	.063	255.4	217.849	.28948	.0175
19	1.392	.063	267.6	228.201	.31772	.0193
20	1.456	.063	279.8	238.658	.34742	.0211
21	1.519	.063	292.0	249.052	.37836	.0230
22	1.583	.063	304.2	259.505	.41071	.0250
23	1.646	.063	316.4	269.836	.44418	.0271
24	1.710	.063	328.6	280.178	.47899	.0293
25	1.773	.063	340.8	290.681	.51539	.0316
26	1.836	.063	353.0	308.654	.56684	.0343
27	1.900	.063	365.2	330.584	.62810	.0379
28	1.963	.063	377.3	357.165	.70126	.0422
29	2.027	.063	389.5	386.681	.78376	.0471
30上側	2.073	.046	398.4	410.636	.85125	.0377
30下側	2.073	.000	398.4	277.647	.57556	.0000
31	2.136	.063	410.6	286.773	.61268	.0377
32	2.200	.063	422.8	295.825	.65079	.0401
33	2.263	.063	435.0	305.057	.69046	.0426
34	2.327	.063	447.2	314.172	.73103	.0451
35	2.390	.063	459.4	323.441	.77312	.0477
36	2.454	.063	471.6	336.380	.82540	.0507
37	2.517	.063	483.8	354.253	.89173	.0545
38	2.581	.063	496.0	376.345	.97123	.0591
39	2.644	.063	508.2	414.247	1.09533	.0656
40	2.708	.063	520.4	464.063	1.25650	.0746
41	2.771	.063	532.6	529.803	1.46812	.0865
42	2.835	.063	544.8	657.151	1.86271	.1057
43	2.898	.063	557.0	912.300	2.64383	.1430
44	2.961	.063	569.2	1931.207	5.71916	.2654
45	3.025	.063	581.4	2425.740	7.33762	.4143
46	3.088	.063	593.6	2929.352	9.04690	.5199
47	3.152	.063	605.7	3363.316	10.60057	.6234
48	3.215	.063	617.9	3753.676	12.06913	.7193
49	3.279	.063	630.1	4160.461	13.64108	.8158
50	3.342	.063	642.3	4593.812	15.35345	.9200
51	3.406	.063	654.5	5046.985	17.18833	1.0326
52	3.423	.017	657.9	5181.128	17.73500	.3027

$$\Sigma (\phi i \cdot Y i + \phi i - 1 \cdot Y i - 1) \cdot \Delta Y i / 2.0 = 6.971 \text{ cm}$$

結 果

橋軸方向

$$\begin{aligned} P_y &= \text{-----} \text{ tf} \\ P_u &= \text{-----} \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_y &= \text{-----} \text{ cm} \\ \delta_u &= \text{-----} \text{ cm} \end{aligned}$$

橋軸直角方向

$$\begin{aligned} P_y &= 98.3 \text{ tf} \\ P_u &= 192.2 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_y &= .942 \text{ cm} \\ \delta_u &= 6.971 \text{ cm} \end{aligned}$$

〔N-1 材料試験結果〕

1. 断面番号

断面番号

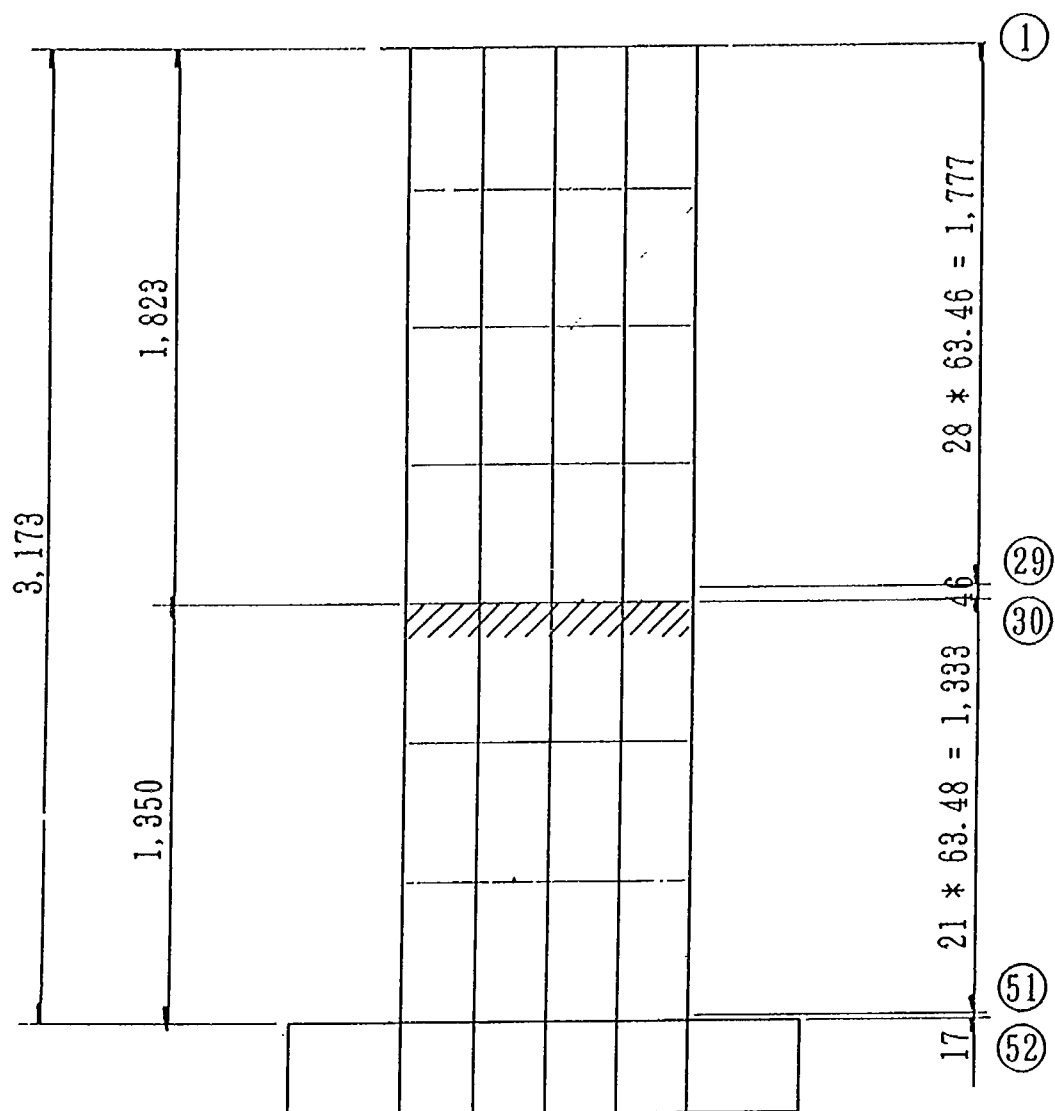


図-巻末-1.2 断面番号(N-1)

2. 入力データ (材料試験結果による計算値)

2.1 基本データ

適用公社：名古屋高速道路公社
橋脚名：N-1 (コンクリート実験日強度)
照査方向：橋軸直角方向

2.2 橋脚形状寸法データ

1) 梁形状 (単位：mm, tf)

重量 = .0
橋軸方向偏心量 = .0
直角方向偏心量 = .0

2) 柱形状 (単位：mm, tf/m)

柱タイプ：角柱断面 断面数：2

	断面長	単位重量	グリッド間隔
Sec- 2	1823.0	.350	450.0
Sec- 1	1350.0	2.149	450.0
柱全高 (Σ h)	3173.0		

コンクリート充填高さ： 1350.0

2.3 柱断面データ

Sec- 2	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	75 * 10	(ピッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	2 - Web Pl	900 * 10	
Sec- 1	6 - Web Rib	75 * 10	(ピッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)
	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	75 * 10	(ピッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	2 - Web Pl	900 * 10	
	6 - Web Rib	75 * 10	(ピッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)

2.4 上部工データ

	橋軸方向	直角方向
上部構造の作用位置 (mm)	250.0	250.0
上部構造の偏心量 (mm)	.0	.0
上部構造による軸力 (tf)	214.1	214.1

2.5 設計一般データ

1) 設計一般データ

鋼材 のヤング係数 (kgf/cm²) E_s = 2.1×10^6

コンクリート設計基準強度 (kgf/cm²) σ_{ck} = 231.0

鋼材の降伏点 (kgf/cm²) $\sigma_{sy}(2)$ = 3600.0 SM520
 $\sigma_{sy}(1)$ = 3600.0 SM520

コンクリートの限界ひずみ ϵ_{uc} = .0100

2)その他の計算用データ

柱の高さ方向分割数	=	50
柱の水平方向分割数	=	50
平均ひずみの誤差の範囲	=	.000200
収束計算用の最大ひずみ	=	.050000
曲げモーメントの誤差の範囲	=	.1(tfm)

2.6 上部工および橋脚梁部の偏心モーメント

直角方向: $M_o = .0 \text{ tf}\cdot\text{m}$

3. 各断面での寸法制限の照査

α : 補剛板の縦横寸法比
 α_0 : 限界縦横寸法比
 R : 補剛板の幅厚比
 γ : 縦方向補剛材剛比
 γ^* : 線形座屈理論より求められる縦方向補剛材の最適剛比

3.1 橋軸方向の照査 (ウェブ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4791	
γ	=	17.5781	$3\gamma^* = 15.6371$

Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4791	
γ	=	17.5781	$\gamma^* = 5.2124$

3.2 直角方向の照査 (フランジ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4791	
γ	=	17.5781	$3\gamma^* = 15.6371$

Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.5114	$\alpha_0 = 2.9060$
R	=	.4791	
γ	=	17.5781	$\gamma^* = 5.2124$

4. 各計算位置の断面力集計（橋軸直角方向）

断面 番号	Y1(m)	Y2(m)	躯体自重 Wc(tf)	軸 力 N(tf)	偏心モーメント Mo(tf・m)
1	3.173	.250	.0	214.1	.0
2	3.110	.313	.0	214.1	.0
3	3.046	.377	.0	214.1	.0
4	2.983	.440	.1	214.2	.0
5	2.919	.504	.1	214.2	.0
6	2.856	.567	.1	214.2	.0
7	2.792	.631	.1	214.2	.0
8	2.729	.694	.2	214.3	.0
9	2.665	.758	.2	214.3	.0
10	2.602	.821	.2	214.3	.0
11	2.538	.885	.2	214.3	.0
12	2.475	.948	.2	214.3	.0
13	2.411	1.012	.3	214.4	.0
14	2.348	1.075	.3	214.4	.0
15	2.285	1.138	.3	214.4	.0
16	2.221	1.202	.3	214.4	.0
17	2.158	1.265	.4	214.5	.0
18	2.094	1.329	.4	214.5	.0
19	2.031	1.392	.4	214.5	.0
20	1.967	1.456	.4	214.5	.0
21	1.904	1.519	.4	214.5	.0
22	1.840	1.583	.5	214.6	.0
23	1.777	1.646	.5	214.6	.0
24	1.713	1.710	.5	214.6	.0
25	1.650	1.773	.5	214.6	.0
26	1.586	1.836	.6	214.7	.0
27	1.523	1.900	.6	214.7	.0
28	1.460	1.963	.6	214.7	.0
29	1.396	2.027	.6	214.7	.0
30上側	1.350	2.073	.6	214.7	.0
30下側	1.350	2.073	.6	214.7	.0
31	1.287	2.136	.8	214.9	.0
32	1.223	2.200	.9	215.0	.0
33	1.160	2.263	1.0	215.1	.0
34	1.096	2.327	1.2	215.3	.0
35	1.033	2.390	1.3	215.4	.0
36	.969	2.454	1.5	215.6	.0
37	.906	2.517	1.6	215.7	.0
38	.842	2.581	1.7	215.8	.0
39	.779	2.644	1.9	216.0	.0
40	.715	2.708	2.0	216.1	.0
41	.652	2.771	2.1	216.2	.0
42	.588	2.835	2.3	216.4	.0
43	.525	2.898	2.4	216.5	.0
44	.462	2.961	2.5	216.6	.0
45	.398	3.025	2.7	216.8	.0
46	.335	3.088	2.8	216.9	.0
47	.271	3.152	3.0	217.1	.0
48	.208	3.215	3.1	217.2	.0
49	.144	3.279	3.2	217.3	.0
50	.081	3.342	3.4	217.5	.0
51	.017	3.406	3.5	217.6	.0
52	.000	3.423	3.5	217.6	.0

5.1 降伏モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(tf)	中立軸 Xy(cm)	ひずみ ϵ_c *E-3	降伏時 曲げモーメント My(tf・m)	曲率 ϕ_y *E-5(1/m)	My-Mo PHY=----- (tf) Y2
1	.250	214.1	51.9	1.714	387.1	330.154	1548.3
2	.313	214.1	51.9	1.714	387.1	330.149	1234.8
3	.377	214.1	51.9	1.714	387.1	330.144	1026.9
4	.440	214.2	51.9	1.714	387.0	330.138	878.9
5	.504	214.2	51.9	1.714	387.0	330.133	768.2
6	.567	214.2	51.9	1.714	387.0	330.128	682.2
7	.631	214.2	51.9	1.714	387.0	330.122	613.6
8	.694	214.3	51.9	1.714	387.0	330.117	557.5
9	.758	214.3	51.9	1.714	387.0	330.112	510.8
10	.821	214.3	51.9	1.714	387.0	330.106	471.3
11	.885	214.3	51.9	1.714	387.0	330.101	437.5
12	.948	214.3	51.9	1.714	387.0	330.096	408.2
13	1.012	214.4	51.9	1.714	387.0	330.091	382.6
14	1.075	214.4	51.9	1.714	387.0	330.085	360.0
15	1.138	214.4	51.9	1.714	387.0	330.080	339.9
16	1.202	214.4	51.9	1.714	387.0	330.075	322.0
17	1.265	214.5	51.9	1.714	387.0	330.070	305.8
18	1.329	214.5	51.9	1.714	387.0	330.064	291.2
19	1.392	214.5	51.9	1.714	387.0	330.059	277.9
20	1.456	214.5	51.9	1.714	386.9	330.054	265.8
21	1.519	214.5	51.9	1.714	386.9	330.049	254.7
22	1.583	214.6	51.9	1.714	386.9	330.043	244.5
23	1.646	214.6	51.9	1.714	386.9	330.038	235.1
24	1.710	214.6	51.9	1.714	386.9	330.033	226.3
25	1.773	214.6	51.9	1.714	386.9	330.027	218.2
26	1.836	214.7	51.9	1.714	386.9	330.022	210.7
27	1.900	214.7	51.9	1.714	386.9	330.017	203.6
28	1.963	214.7	51.9	1.714	386.9	330.012	197.1
29	2.027	214.7	51.9	1.714	386.9	330.007	190.9
30上側	2.073	214.7	51.9	1.714	386.9	330.003	186.6
30下側	2.073	214.7	51.9	1.714	386.9	330.003	186.6
31	2.136	214.9	52.0	1.714	386.9	329.970	181.1
32	2.200	215.0	52.0	1.714	386.8	329.938	175.8
33	2.263	215.1	52.0	1.714	386.8	329.906	170.9
34	2.327	215.3	52.0	1.714	386.7	329.873	166.2
35	2.390	215.4	52.0	1.714	386.7	329.841	161.8
36	2.454	215.6	52.0	1.714	386.7	329.809	157.6
37	2.517	215.7	52.0	1.714	386.6	329.776	153.6
38	2.581	215.8	52.0	1.714	386.6	329.744	149.8
39	2.644	216.0	52.0	1.714	386.5	329.711	146.2
40	2.708	216.1	52.0	1.714	386.5	329.679	142.7
41	2.771	216.2	52.0	1.714	386.5	329.647	139.5
42	2.835	216.4	52.0	1.714	386.4	329.615	136.3
43	2.898	216.5	52.0	1.714	386.4	329.582	133.3
44	2.961	216.6	52.0	1.714	386.4	329.550	130.5
45	3.025	216.8	52.0	1.714	386.3	329.517	127.7
46	3.088	216.9	52.0	1.714	386.3	329.485	125.1
47	3.152	217.1	52.0	1.714	386.2	329.453	122.5
48	3.215	217.2	52.0	1.714	386.2	329.420	120.1
49	3.279	217.3	52.0	1.714	386.2	329.388	117.8
50	3.342	217.5	52.0	1.714	386.1	329.356	115.5
51	3.406	217.6	52.1	1.714	386.1	329.323	113.4
52	3.423	217.6	52.1	1.714	386.1	329.314	112.8

最小水平力 PHY(min) = 112.8 tf

5.2 終局モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

1) 柱基部での照査（コンクリート有）

Sec- 1

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5(1/m)
1	3.423	.000	764.1	18.071	31.7	5892.850
2	3.391	.032	757.0	17.189	31.6	5616.431
3	3.360	.063	750.0	16.346	31.5	5352.598
4	3.328	.095	743.0	15.526	31.5	5095.653
5	3.297	.126	736.0	14.744	31.4	4850.709
6	3.265	.157	728.9	13.967	31.3	4607.415
7	3.234	.189	722.0	13.227	31.2	4375.905
8	3.202	.221	714.9	12.482	31.1	4142.704
9	3.171	.252	707.9	11.759	31.0	3916.959
10	3.139	.284	700.9	10.825	30.7	3639.621
11	3.108	.315	693.8	9.944	30.5	3375.006
12	3.076	.347	686.8	9.136	30.2	3125.448
13	3.045	.378	679.8	8.344	30.0	2876.617
14	3.013	.410	672.7	7.602	29.8	2637.902
15	2.982	.441	665.7	6.907	29.7	2409.974
16	2.950	.472	658.6	6.288	29.7	2193.691
17	2.919	.504	651.7	4.965	30.3	1696.464
18	2.887	.535	644.5	3.453	31.7	1126.273
19	2.856	.567	637.4	2.877	32.4	917.377
20	2.824	.599	630.6	2.512	33.1	783.494
21	2.793	.630	623.5	2.253	33.8	687.815

$$\begin{aligned} \text{平均ひずみ } \varepsilon_{ac} &= .009925 \\ \text{限界ひずみ } \varepsilon_{uc} &= .010000 \\ \text{損傷度 } D_c = \varepsilon_{ac} / \varepsilon_{uc} &= .9925 \end{aligned}$$

2) 中空鋼断面での照査（コンクリート無）

Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5(1/m)
1	2.073	.000	462.7	2.689	55.2	486.820
2	2.050	.022	457.7	2.597	54.9	472.864
3	2.028	.045	452.6	2.505	54.6	458.911
4	2.005	.067	447.8	2.422	54.3	446.116
5	1.983	.090	442.7	2.339	54.0	433.291
6	1.961	.112	437.7	2.262	53.7	421.157
7	1.938	.135	432.7	2.187	53.4	409.342
8	1.915	.157	427.6	2.114	53.1	397.833
9	1.893	.180	422.6	2.046	52.9	386.949
10	1.870	.202	417.5	1.982	52.6	376.599
11	1.848	.225	412.6	1.926	52.4	367.340
12	1.826	.247	407.5	1.873	52.3	358.497
13	1.803	.270	402.5	1.826	52.1	350.376
14	1.780	.292	397.5	1.781	52.0	342.615
15	1.758	.315	392.5	1.741	51.9	335.531
16	1.735	.337	387.5	1.716	51.9	330.503
17	1.713	.360	382.5	1.697	52.0	326.221
18	1.691	.382	377.3	1.677	52.1	321.803
19	1.668	.405	372.4	1.658	52.2	317.619
20	1.645	.427	367.3	1.639	52.3	313.302
21	1.623	.450	362.3	1.620	52.4	309.036

$$\begin{aligned} \text{平均ひずみ } \varepsilon_{as} &= .002014 \\ \text{限界ひずみ } \varepsilon_{us} &= .006390 \\ \text{損傷度 } D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us} &= .3152 \end{aligned}$$

照査番号：1(Y2= 2.073)での降伏曲げモーメント $M_y = 386.9$

3)断面変化位置での照査 (コンクリート無)

Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5(1/m)
1	2.073	.000	462.7	2.689	55.2	486.820
2	2.050	.022	457.7	2.597	54.9	472.864
3	2.028	.045	452.6	2.505	54.6	458.911
4	2.005	.067	447.8	2.422	54.3	446.116
5	1.983	.090	442.7	2.339	54.0	433.291
6	1.961	.112	437.7	2.262	53.7	421.157
7	1.938	.135	432.7	2.187	53.4	409.342
8	1.915	.157	427.6	2.114	53.1	397.833
9	1.893	.180	422.6	2.046	52.9	386.949
10	1.870	.202	417.5	1.982	52.6	376.599
11	1.848	.225	412.6	1.926	52.4	367.340
12	1.826	.247	407.5	1.873	52.3	358.497
13	1.803	.270	402.5	1.826	52.1	350.376
14	1.780	.292	397.5	1.781	52.0	342.615
15	1.758	.315	392.5	1.741	51.9	335.531
16	1.735	.337	387.5	1.716	51.9	330.503
17	1.713	.360	382.5	1.697	52.0	326.221
18	1.691	.382	377.3	1.677	52.1	321.803
19	1.668	.405	372.4	1.658	52.2	317.619
20	1.645	.427	367.3	1.639	52.3	313.302
21	1.623	.450	362.3	1.620	52.4	309.036

平均ひずみ $\varepsilon_{as} = .002014$ 限界ひずみ $\varepsilon_{us} = .006390$ 損傷度 $D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us} = .3152$ 照査番号: 1(Y2= 2.073)での降伏曲げモーメント $M_y = 386.9$ 最小水平力 $P_{HU}(\min) = 223.2 \text{ tf}$

6.1 降伏時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y _i (m)	Δ Y _i (m)	M _{y_i} (tf・m)	φ _{y_i} *E-5(1/m)	φ _y * Y _i *100	δ _i (cm)
1	.250	.250	28.2	24.108	.00603	.0008
2	.313	.063	35.4	30.108	.00944	.0005
3	.377	.063	42.5	36.222	.01365	.0007
4	.440	.063	49.7	42.408	.01868	.0010
5	.504	.063	56.8	48.411	.02439	.0014
6	.567	.063	64.0	54.582	.03096	.0018
7	.631	.063	71.1	60.674	.03827	.0022
8	.694	.063	78.3	66.755	.04634	.0027
9	.758	.063	85.5	72.913	.05524	.0032
10	.821	.063	92.6	78.995	.06487	.0038
11	.885	.063	99.8	85.096	.07528	.0044
12	.948	.063	106.9	91.195	.08646	.0051
13	1.012	.063	114.1	97.265	.09839	.0059
14	1.075	.063	121.2	103.438	.11119	.0066
15	1.138	.063	128.4	109.542	.12471	.0075
16	1.202	.063	135.6	115.550	.13888	.0084
17	1.265	.063	142.7	121.784	.15410	.0093
18	1.329	.063	149.9	127.889	.16994	.0103
19	1.392	.063	157.0	134.024	.18660	.0113
20	1.456	.063	164.2	139.983	.20378	.0124
21	1.519	.063	171.4	146.136	.22201	.0135
22	1.583	.063	178.5	152.282	.24101	.0147
23	1.646	.063	185.7	158.409	.26076	.0159
24	1.710	.063	192.8	164.504	.28123	.0172
25	1.773	.063	200.0	170.556	.30240	.0185
26	1.836	.063	207.1	176.662	.32444	.0199
27	1.900	.063	214.3	182.821	.34735	.0213
28	1.963	.063	221.5	188.905	.37090	.0228
29	2.027	.063	228.6	195.025	.39529	.0243
30上側	2.073	.046	233.8	199.422	.41340	.0186
30下側	2.073	.000	233.8	145.223	.30105	.0000
31	2.136	.063	241.0	150.228	.32096	.0197
32	2.200	.063	248.1	155.168	.34136	.0210
33	2.263	.063	255.3	160.159	.36250	.0223
34	2.327	.063	262.4	165.049	.38404	.0237
35	2.390	.063	269.6	170.114	.40662	.0251
36	2.454	.063	276.8	175.051	.42953	.0265
37	2.517	.063	283.9	180.074	.45328	.0280
38	2.581	.063	291.1	185.017	.47747	.0295
39	2.644	.063	298.2	190.031	.50247	.0311
40	2.708	.063	305.4	195.028	.52806	.0327
41	2.771	.063	312.5	199.996	.55420	.0343
42	2.835	.063	319.7	205.017	.58113	.0360
43	2.898	.063	326.9	209.993	.60855	.0377
44	2.961	.063	334.0	215.105	.63702	.0395
45	3.025	.063	341.2	220.160	.66596	.0413
46	3.088	.063	348.3	225.145	.69533	.0432
47	3.152	.063	355.5	230.153	.72540	.0451
48	3.215	.063	362.7	235.180	.75617	.0470
49	3.279	.063	369.8	240.330	.78798	.0490
50	3.342	.063	377.0	245.383	.82012	.0510
51	3.406	.063	384.1	250.440	.85291	.0531
52	3.423	.017	386.1	251.797	.86190	.0149

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = 1.038 \text{ cm}$$

6.2 終局時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y i (m)	Δ Y i (m)	M u i (t f・m)	φ u i *E-5(1/m)	φ u * Y i *100	δ i (cm)
1	.250	.250	55.8	47.544	.01189	.0015
2	.313	.063	70.0	59.615	.01869	.0010
3	.377	.063	84.1	71.825	.02707	.0015
4	.440	.063	98.3	83.926	.03696	.0020
5	.504	.063	112.5	95.961	.04835	.0027
6	.567	.063	126.6	108.058	.06130	.0035
7	.631	.063	140.8	120.069	.07573	.0043
8	.694	.063	155.0	132.220	.09179	.0053
9	.758	.063	169.1	144.215	.10927	.0064
10	.821	.063	183.3	156.350	.12839	.0075
11	.885	.063	197.5	168.445	.14901	.0088
12	.948	.063	211.6	180.529	.17115	.0102
13	1.012	.063	225.8	192.527	.19474	.0116
14	1.075	.063	240.0	204.753	.22011	.0132
15	1.138	.063	254.1	216.771	.24678	.0148
16	1.202	.063	268.3	228.925	.27514	.0166
17	1.265	.063	282.5	240.887	.30481	.0184
18	1.329	.063	296.6	253.051	.33626	.0203
19	1.392	.063	310.8	265.080	.36907	.0224
20	1.456	.063	325.0	277.252	.40361	.0245
21	1.519	.063	339.1	289.203	.43936	.0267
22	1.583	.063	353.3	301.412	.47703	.0291
23	1.646	.063	367.5	313.507	.51607	.0315
24	1.710	.063	381.6	325.447	.55638	.0340
25	1.773	.063	395.8	340.138	.60308	.0368
26	1.836	.063	410.0	362.790	.66626	.0403
27	1.900	.063	424.1	390.185	.74134	.0447
28	1.963	.063	438.3	422.452	.82945	.0498
29	2.027	.063	452.4	458.415	.92915	.0558
30上側	2.073	.046	462.7	486.820	1.00918	.0447
30下側	2.073	.000	462.7	306.643	.63567	.0000
31	2.136	.063	476.9	316.862	.67696	.0416
32	2.200	.063	491.1	326.990	.71935	.0443
33	2.263	.063	505.2	337.316	.76347	.0471
34	2.327	.063	519.4	347.500	.80858	.0499
35	2.390	.063	533.6	366.486	.87601	.0535
36	2.454	.063	547.7	388.838	.95412	.0581
37	2.517	.063	561.9	415.789	1.04663	.0635
38	2.581	.063	576.1	445.820	1.15052	.0697
39	2.644	.063	590.2	478.987	1.26651	.0767
40	2.708	.063	604.4	534.318	1.44672	.0861
41	2.771	.063	618.6	636.529	1.76386	.1019
42	2.835	.063	632.7	821.702	2.32913	.1299
43	2.898	.063	646.9	1215.210	3.52166	.1856
44	2.961	.063	661.1	2269.656	6.72145	.3250
45	3.025	.063	675.2	2725.310	8.24379	.4748
46	3.088	.063	689.4	3215.773	9.93147	.5767
47	3.152	.063	703.6	3742.012	11.79415	.6894
48	3.215	.063	717.7	4233.725	13.61262	.8062
49	3.279	.063	731.9	4706.454	15.43125	.9216
50	3.342	.063	746.1	5206.740	17.40198	1.0418
51	3.406	.063	760.2	5739.985	19.54845	1.1724
52	3.423	.017	764.1	5892.850	20.17122	.3443

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = 7.950 \text{ cm}$$

結 果

橋軸方向

$P_y = \text{----- tf}$
 $P_u = \text{----- tf}$

$\delta y = \text{----- cm}$
 $\delta u = \text{----- cm}$

橋軸直角方向

$P_y = 112.8 \text{ tf}$
 $P_u = 223.2 \text{ tf}$

$\delta y = 1.038 \text{ cm}$
 $\delta u = 7.950 \text{ cm}$

〔N-2 公称值〕

1. 断面番号

断面番号

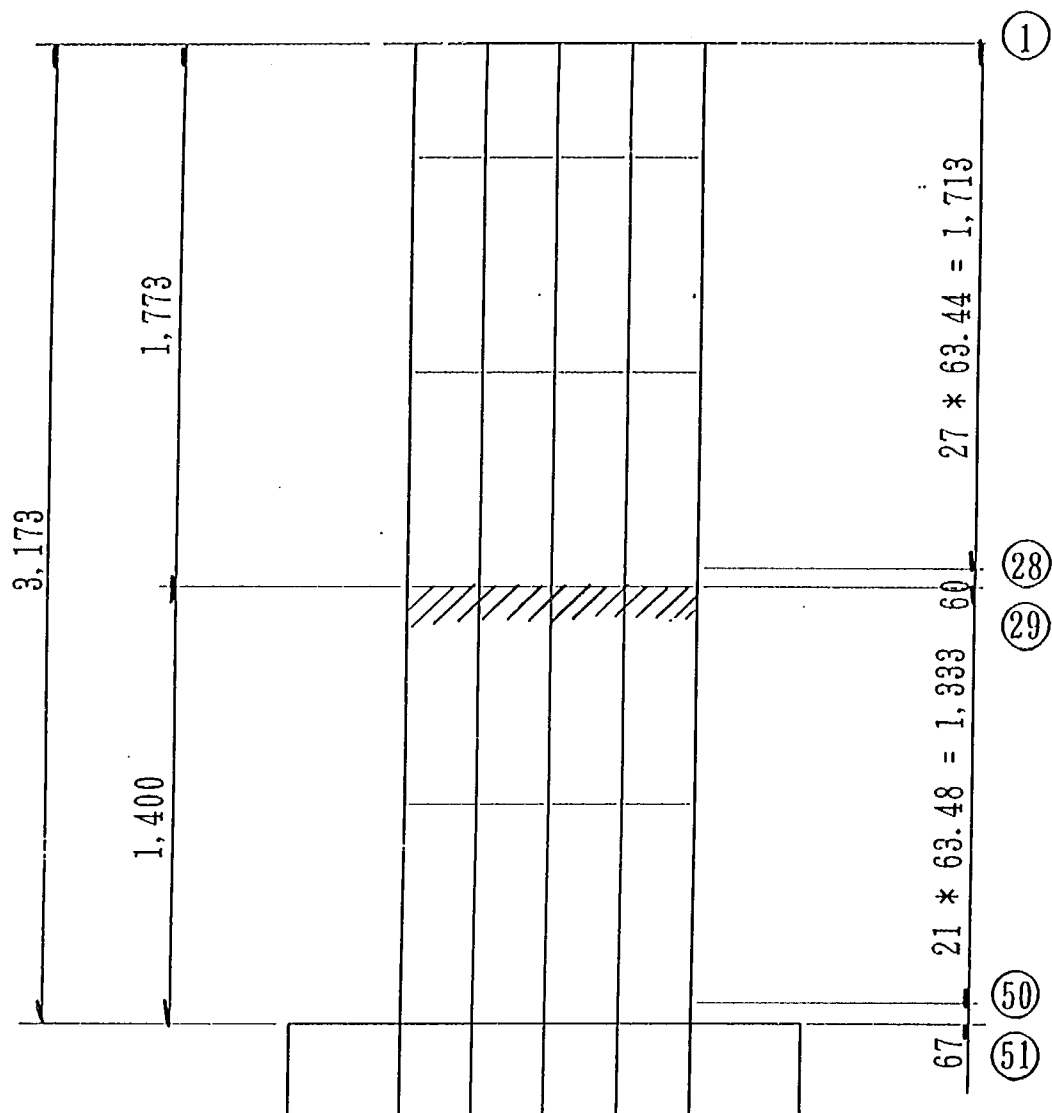


図-巻末-2.1 断面番号(N-2)

2. 入力データ (公称値による計算値)

2.1 基本データ

適用公社：名古屋高速道路公社
橋脚名：N-2
照査方向：橋軸直角方向

2.2 橋脚形状寸法データ

1) 梁形状 (単位：mm, tf)

重量 = .0
橋軸方向偏心量 = .0
直角方向偏心量 = .0

2) 柱形状 (単位：mm, tf/m)

柱タイプ：角柱断面 断面数：2

	断面長	単位重量	ダイヤグラム間隔
Sec- 2	1773.0	.402	700.0
Sec- 1	1400.0	2.033	700.0
柱全高 (Σ h)	3173.0		

コンクリート充填高さ： 1400.0

2.3 柱断面データ

Sec	部材	寸法	配置
Sec- 2	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	100 * 13	(トッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	2 - Web Pl	900 * 10	
Sec- 1	6 - Web Rib	100 * 13	(トッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)
	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	100 * 13	(トッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	2 - Web Pl	900 * 10	
	6 - Web Rib	100 * 13	(トッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)

2.4 上部工データ

	橋軸方向	直角方向
上部構造の作用位置 (mm)	250.0	250.0
上部構造の偏心量 (mm)	.0	.0
上部構造による軸力 (tf)	245.8	245.8

2.5 設計一般データ

1) 設計一般データ

鋼材 のヤング係数 (kgf/cm²) E_s = 2.1×10^6
コンクリート設計基準強度 (kgf/cm²) σ_{ck} = 160.0
鋼材の降伏点 (kgf/cm²) $\sigma_{sy}(2)$ = 3200.0 SM490
 $\sigma_{sy}(1)$ = 3200.0 SM490
コンクリートの限界ひずみ ε_{uc} = .0100

2) その他の計算用データ

柱の高さ方向分割数	=	50
柱の水平方向分割数	=	50
平均ひずみの誤差の範囲	=	.000200
収束計算用の最大ひずみ	=	.050000
曲げモーメントの誤差の範囲	=	.1 (tfm)

2.6 上部工および橋脚梁部の偏心モーメント

直角方向: $M_o = .0 \text{ tf}\cdot\text{m}$

3. 各断面での寸法制限の照査

α : 補剛板の縦横寸法比
 α_0 : 限界縦横寸法比
 R : 補剛板の幅厚比
 γ : 縦方向補剛材剛比
 γ^* : 線形座屈理論より求められる縦方向補剛材の最適剛比

3.1 橋軸方向の照査 (ウェブ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4517	
γ	=	54.1667	$3\gamma^* = 46.3195$
Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4517	
γ	=	54.1667	$\gamma^* = 15.4398$

3.2 直角方向の照査 (フランジ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4517	
γ	=	54.1667	$3\gamma^* = 46.3195$
Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4517	
γ	=	54.1667	$\gamma^* = 15.4398$

4. 各計算位置の断面力集計（橋軸直角方向）

断面 番号	Y1(m)	Y2(m)	躯体自重 Wc(tf)	軸 力 N(tf)	偏心モーメント Mo(tf・m)
1	3.173	.250	.0	245.8	.0
2	3.110	.313	.0	245.8	.0
3	3.046	.377	.1	245.9	.0
4	2.983	.440	.1	245.9	.0
5	2.919	.504	.1	245.9	.0
6	2.856	.567	.1	245.9	.0
7	2.792	.631	.2	246.0	.0
8	2.729	.694	.2	246.0	.0
9	2.665	.758	.2	246.0	.0
10	2.602	.821	.2	246.0	.0
11	2.538	.885	.3	246.1	.0
12	2.475	.948	.3	246.1	.0
13	2.411	1.012	.3	246.1	.0
14	2.348	1.075	.3	246.1	.0
15	2.285	1.138	.4	246.2	.0
16	2.221	1.202	.4	246.2	.0
17	2.158	1.265	.4	246.2	.0
18	2.094	1.329	.4	246.2	.0
19	2.031	1.392	.5	246.3	.0
20	1.967	1.456	.5	246.3	.0
21	1.904	1.519	.5	246.3	.0
22	1.840	1.583	.5	246.3	.0
23	1.777	1.646	.6	246.4	.0
24	1.713	1.710	.6	246.4	.0
25	1.650	1.773	.6	246.4	.0
26	1.586	1.836	.6	246.4	.0
27	1.523	1.900	.7	246.5	.0
28	1.460	1.963	.7	246.5	.0
29上側	1.400	2.023	.7	246.5	.0
29下側	1.400	2.023	.7	246.5	.0
30	1.337	2.086	.8	246.6	.0
31	1.273	2.150	1.0	246.8	.0
32	1.210	2.213	1.1	246.9	.0
33	1.146	2.277	1.2	247.0	.0
34	1.083	2.340	1.4	247.2	.0
35	1.019	2.404	1.5	247.3	.0
36	.956	2.467	1.6	247.4	.0
37	.892	2.531	1.7	247.5	.0
38	.829	2.594	1.9	247.7	.0
39	.765	2.658	2.0	247.8	.0
40	.702	2.721	2.1	247.9	.0
41	.638	2.785	2.3	248.1	.0
42	.575	2.848	2.4	248.2	.0
43	.512	2.911	2.5	248.3	.0
44	.448	2.975	2.6	248.4	.0
45	.385	3.038	2.8	248.6	.0
46	.321	3.102	2.9	248.7	.0
47	.258	3.165	3.0	248.8	.0
48	.194	3.229	3.2	249.0	.0
49	.131	3.292	3.3	249.1	.0
50	.067	3.356	3.4	249.2	.0
51	.000	3.423	3.6	249.4	.0

5.1 降伏モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(tf)	中立軸 Xy(cm)	ひずみ ε_c *E-3	降伏時 曲げモーメント My(tf・m)	曲率 ϕ_y *B-5(1/m)	My-Mo PHY=----- (tf) Y2
1	.250	245.8	52.9	1.524	372.1	287.822	1488.3
2	.313	245.8	52.9	1.524	372.1	287.817	1187.0
3	.377	245.9	52.9	1.524	372.1	287.812	987.1
4	.440	245.9	52.9	1.524	372.1	287.807	844.8
5	.504	245.9	52.9	1.524	372.0	287.801	738.4
6	.567	245.9	52.9	1.524	372.0	287.796	655.8
7	.631	246.0	52.9	1.524	372.0	287.791	589.8
8	.694	246.0	52.9	1.524	372.0	287.786	535.9
9	.758	246.0	53.0	1.524	372.0	287.780	491.0
10	.821	246.0	53.0	1.524	372.0	287.775	453.0
11	.885	246.1	53.0	1.524	372.0	287.770	420.5
12	.948	246.1	53.0	1.524	372.0	287.764	392.4
13	1.012	246.1	53.0	1.524	372.0	287.759	367.8
14	1.075	246.1	53.0	1.524	372.0	287.754	346.0
15	1.138	246.2	53.0	1.524	372.0	287.748	326.7
16	1.202	246.2	53.0	1.524	372.0	287.743	309.5
17	1.265	246.2	53.0	1.524	372.0	287.738	294.0
18	1.329	246.2	53.0	1.524	372.0	287.733	279.9
19	1.392	246.3	53.0	1.524	371.9	287.728	267.2
20	1.456	246.3	53.0	1.524	371.9	287.722	255.5
21	1.519	246.3	53.0	1.524	371.9	287.717	244.8
22	1.583	246.3	53.0	1.524	371.9	287.712	235.0
23	1.646	246.4	53.0	1.524	371.9	287.706	225.9
24	1.710	246.4	53.0	1.524	371.9	287.701	217.5
25	1.773	246.4	53.0	1.524	371.9	287.696	209.8
26	1.836	246.4	53.0	1.524	371.9	287.691	202.5
27	1.900	246.5	53.0	1.524	371.9	287.685	195.7
28	1.963	246.5	53.0	1.524	371.9	287.680	189.4
29上側	2.023	246.5	53.0	1.524	371.9	287.675	183.8
29下側	2.023	246.5	53.0	1.524	371.9	287.675	183.8
30	2.086	246.6	53.0	1.524	371.8	287.649	178.2
31	2.150	246.8	53.0	1.524	371.8	287.622	172.9
32	2.213	246.9	53.0	1.524	371.8	287.595	168.0
33	2.277	247.0	53.0	1.524	371.7	287.569	163.3
34	2.340	247.2	53.0	1.524	371.7	287.542	158.8
35	2.404	247.3	53.0	1.524	371.7	287.515	154.6
36	2.467	247.4	53.0	1.524	371.6	287.489	150.6
37	2.531	247.5	53.0	1.524	371.6	287.462	146.8
38	2.594	247.7	53.0	1.524	371.6	287.435	143.2
39	2.658	247.8	53.0	1.524	371.5	287.408	139.8
40	2.721	247.9	53.0	1.524	371.5	287.382	136.5
41	2.785	248.1	53.0	1.524	371.5	287.355	133.4
42	2.848	248.2	53.0	1.524	371.4	287.328	130.4
43	2.911	248.3	53.0	1.524	371.4	287.302	127.6
44	2.975	248.4	53.0	1.524	371.4	287.275	124.8
45	3.038	248.6	53.0	1.524	371.3	287.249	122.2
46	3.102	248.7	53.1	1.524	371.3	287.222	119.7
47	3.165	248.8	53.1	1.524	371.3	287.195	117.3
48	3.229	249.0	53.1	1.524	371.2	287.168	115.0
49	3.292	249.1	53.1	1.524	371.2	287.142	112.7
50	3.356	249.2	53.1	1.524	371.2	287.115	110.6
51	3.423	249.4	53.1	1.524	371.1	287.087	108.4

最小水平力 PHY(min) = 108.4 tf

5.2 終局モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

1) 柱基部での照査（コンクリート有） Sec- 1

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕu *E-5(1/m)
1	3.423	.000	720.2	18.596	38.0	5030.088
2	3.391	.032	713.6	17.723	37.9	4799.916
3	3.360	.063	707.0	16.891	37.9	4580.222
4	3.328	.095	700.4	16.079	37.8	4365.922
5	3.297	.126	693.8	15.289	37.8	4157.230
6	3.265	.157	687.1	14.522	37.7	3954.274
7	3.234	.189	680.5	13.777	37.7	3757.190
8	3.202	.221	673.9	13.046	37.6	3562.879
9	3.171	.252	667.2	12.282	37.6	3358.229
10	3.139	.284	660.6	11.527	37.5	3157.530
11	3.108	.315	654.0	10.776	37.4	2956.710
12	3.076	.347	647.4	9.782	37.2	2701.834
13	3.045	.378	640.7	8.726	36.9	2429.772
14	3.013	.410	634.0	7.663	36.7	2146.184
15	2.982	.441	627.5	5.223	36.8	1460.351
16	2.950	.472	620.9	3.734	37.1	1033.753
17	2.919	.504	614.2	3.135	37.9	848.836
18	2.887	.535	607.7	2.720	38.7	720.771
19	2.856	.567	601.0	2.424	39.5	629.071
20	2.824	.599	594.3	2.204	40.3	561.211
21	2.793	.630	587.7	2.076	40.6	524.808

平均 ひずみ $\varepsilon_{ac} = .009914$
 限界 ひずみ $\varepsilon_{uc} = .010000$
 損傷度 $D_c = \varepsilon_{ac} / \varepsilon_{uc} = .9914$

2) 中空鋼断面での照査（コンクリート無） Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕu *E-5(1/m)
1	2.023	.000	425.7	1.999	54.2	368.860
2	1.991	.032	419.0	1.913	53.9	355.147
3	1.960	.063	412.4	1.836	53.6	342.714
4	1.928	.095	405.7	1.768	53.4	331.383
5	1.897	.126	399.1	1.708	53.2	321.100
6	1.865	.157	392.6	1.654	53.1	311.822
7	1.834	.189	385.9	1.604	53.0	302.932
8	1.802	.221	379.3	1.559	52.9	294.703
9	1.771	.252	372.6	1.526	53.0	288.228
10	1.739	.284	366.0	1.503	53.1	283.097
11	1.708	.315	359.4	1.480	53.2	278.044
12	1.676	.347	352.8	1.457	53.4	272.906
13	1.645	.378	346.0	1.434	53.6	267.691
14	1.613	.410	339.4	1.411	53.7	262.560
15	1.582	.441	332.9	1.388	53.9	257.511
16	1.550	.472	326.3	1.365	54.1	252.394
17	1.519	.504	319.6	1.342	54.3	247.213
18	1.487	.535	313.0	1.319	54.5	242.121
19	1.456	.567	306.3	1.295	54.7	236.972
20	1.424	.599	299.8	1.273	54.9	231.915
21	1.393	.630	293.0	1.249	55.1	226.670

平均 ひずみ $\varepsilon_{as} = .001528$
 限界 ひずみ $\varepsilon_{us} = .005829$
 損傷度 $D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us} = .2621$
 照査番号: 1 (Y2= 2.023) での降伏曲げモーメント $M_y = 371.9$

3)断面変化位置での照査 (コンクリート無)

Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕu *E-5(1/m)
1	2.023	.000	425.7	1.999	54.2	368.860
2	1.991	.032	419.0	1.913	53.9	355.147
3	1.960	.063	412.4	1.836	53.6	342.714
4	1.928	.095	405.7	1.768	53.4	331.383
5	1.897	.126	399.1	1.708	53.2	321.100
6	1.865	.157	392.6	1.654	53.1	311.822
7	1.834	.189	385.9	1.604	53.0	302.932
8	1.802	.221	379.3	1.559	52.9	294.703
9	1.771	.252	372.6	1.526	53.0	288.228
10	1.739	.284	366.0	1.503	53.1	283.097
11	1.708	.315	359.4	1.480	53.2	278.044
12	1.676	.347	352.8	1.457	53.4	272.906
13	1.645	.378	346.0	1.434	53.6	267.691
14	1.613	.410	339.4	1.411	53.7	262.560
15	1.582	.441	332.9	1.388	53.9	257.511
16	1.550	.472	326.3	1.365	54.1	252.394
17	1.519	.504	319.6	1.342	54.3	247.213
18	1.487	.535	313.0	1.319	54.5	242.121
19	1.456	.567	306.3	1.295	54.7	236.972
20	1.424	.599	299.8	1.273	54.9	231.915
21	1.393	.630	293.0	1.249	55.1	226.670

平均ひずみ $\varepsilon_{as} = .001528$ 限界ひずみ $\varepsilon_{us} = .005829$ 損傷度 $D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us} = .2621$ 照査番号: 1(Y2= 2.023)での降伏曲げモーメント $M_y = 371.9$ 最小水平力 $P_{HU}(\min) = 210.4 \text{ tf}$

6.1 降伏時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y i (m)	Δ Y i (m)	My i (tf·m)	φ y i *E-5(1/m)	φ y * Y i *100	δ i (cm)
1	.250	.250	27.1	20.892	.00522	.0007
2	.313	.063	34.0	26.309	.00825	.0004
3	.377	.063	40.9	31.616	.01192	.0006
4	.440	.063	47.7	36.923	.01626	.0009
5	.504	.063	54.6	42.186	.02126	.0012
6	.567	.063	61.5	47.562	.02698	.0015
7	.631	.063	68.4	52.927	.03338	.0019
8	.694	.063	75.3	58.248	.04044	.0023
9	.758	.063	82.1	63.491	.04811	.0028
10	.821	.063	89.0	68.863	.05655	.0033
11	.885	.063	95.9	74.232	.06567	.0039
12	.948	.063	102.8	79.577	.07544	.0045
13	1.012	.063	109.7	84.874	.08585	.0051
14	1.075	.063	116.5	90.100	.09686	.0058
15	1.138	.063	123.4	95.528	.10875	.0065
16	1.202	.063	130.3	100.857	.12122	.0073
17	1.265	.063	137.2	106.063	.13421	.0081
18	1.329	.063	144.1	111.448	.14809	.0090
19	1.392	.063	151.0	116.764	.16257	.0099
20	1.456	.063	157.8	122.167	.17784	.0108
21	1.519	.063	164.7	127.385	.19352	.0118
22	1.583	.063	171.6	132.761	.21012	.0128
23	1.646	.063	178.5	138.109	.22734	.0139
24	1.710	.063	185.4	143.418	.24518	.0150
25	1.773	.063	192.2	148.676	.26361	.0161
26	1.836	.063	199.1	154.076	.28296	.0173
27	1.900	.063	206.0	159.411	.30288	.0186
28	1.963	.063	212.9	164.670	.32332	.0199
29上側	2.023	.060	219.3	169.620	.34314	.0199
29下側	2.023	.000	219.3	133.301	.26967	.0000
30	2.086	.063	226.2	137.888	.28770	.0177
31	2.150	.063	233.1	142.419	.30619	.0188
32	2.213	.063	240.0	147.069	.32552	.0200
33	2.277	.063	246.9	151.651	.34528	.0213
34	2.340	.063	253.7	156.154	.36545	.0226
35	2.404	.063	260.6	160.764	.38644	.0239
36	2.467	.063	267.5	165.383	.40804	.0252
37	2.531	.063	274.4	170.005	.43023	.0266
38	2.594	.063	281.3	174.628	.45301	.0280
39	2.658	.063	288.1	179.245	.47636	.0295
40	2.721	.063	295.0	183.851	.50027	.0310
41	2.785	.063	301.9	188.443	.52472	.0325
42	2.848	.063	308.8	193.129	.55003	.0341
43	2.911	.063	315.7	197.677	.57553	.0357
44	2.975	.063	322.5	202.314	.60187	.0374
45	3.038	.063	329.4	207.042	.62907	.0391
46	3.102	.063	336.3	211.615	.65639	.0408
47	3.165	.063	343.2	216.271	.68456	.0425
48	3.229	.063	350.1	221.013	.71360	.0444
49	3.292	.063	356.9	225.583	.74267	.0462
50	3.356	.063	363.8	230.364	.77302	.0481
51	3.423	.067	371.1	235.228	.80519	.0531

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = .950 \text{ cm}$$

6.2 終局時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y _i (m)	Δ Y _i (m)	M _{ui} (tf・m)	φ _{ui} *E-5 (1/m)	φ _u * Y _i *100	δ _i (cm)
1	.250	.250	52.6	40.682	.01017	.0013
2	.313	.063	66.0	51.019	.01599	.0008
3	.377	.063	79.3	61.426	.02315	.0012
4	.440	.063	92.7	71.711	.03158	.0017
5	.504	.063	106.0	81.949	.04129	.0023
6	.567	.063	119.4	92.286	.05235	.0030
7	.631	.063	132.7	102.621	.06473	.0037
8	.694	.063	146.1	113.017	.07846	.0045
9	.758	.063	159.4	123.391	.09349	.0055
10	.821	.063	172.8	133.656	.10975	.0064
11	.885	.063	186.1	143.922	.12731	.0075
12	.948	.063	199.5	154.337	.14632	.0087
13	1.012	.063	212.8	164.644	.16654	.0099
14	1.075	.063	226.2	175.006	.18813	.0113
15	1.138	.063	239.5	185.263	.21091	.0127
16	1.202	.063	252.9	195.608	.23510	.0142
17	1.265	.063	266.3	206.014	.26068	.0157
18	1.329	.063	279.6	216.316	.28745	.0174
19	1.392	.063	293.0	226.609	.31550	.0191
20	1.456	.063	306.3	237.007	.34502	.0210
21	1.519	.063	319.7	247.341	.37576	.0229
22	1.583	.063	333.0	257.579	.40766	.0249
23	1.646	.063	346.4	268.007	.44117	.0269
24	1.710	.063	359.7	278.290	.47576	.0291
25	1.773	.063	373.1	288.562	.51163	.0313
26	1.836	.063	386.4	303.543	.55746	.0339
27	1.900	.063	399.8	322.018	.61182	.0371
28	1.963	.063	413.1	344.070	.67555	.0408
29上側	2.023	.060	425.7	368.860	.74620	.0424
29下側	2.023	.000	425.7	272.565	.55140	.0000
30	2.086	.063	439.0	281.690	.58773	.0361
31	2.150	.063	452.4	290.895	.62540	.0385
32	2.213	.063	465.7	300.025	.66407	.0409
33	2.277	.063	479.1	309.193	.70398	.0434
34	2.340	.063	492.4	318.529	.74545	.0460
35	2.404	.063	505.8	327.724	.78777	.0486
36	2.467	.063	519.1	338.950	.83627	.0515
37	2.531	.063	532.5	354.585	.89734	.0550
38	2.594	.063	545.8	378.185	.98106	.0596
39	2.658	.063	559.2	411.512	1.09363	.0658
40	2.721	.063	572.6	457.233	1.24416	.0742
41	2.785	.063	585.9	515.717	1.43603	.0850
42	2.848	.063	599.3	608.593	1.73326	.1006
43	2.911	.063	612.6	811.859	2.36368	.1300
44	2.975	.063	626.0	1333.122	3.96591	.2008
45	3.038	.063	639.3	2372.600	7.20882	.3546
46	3.102	.063	652.7	2916.593	9.04675	.5158
47	3.165	.063	666.0	3323.146	10.51869	.6208
48	3.229	.063	679.4	3721.835	12.01684	.7151
49	3.292	.063	692.7	4124.242	13.57784	.8121
50	3.356	.063	706.1	4549.892	15.26790	.9153
51	3.423	.067	720.2	5030.088	17.21799	1.0938

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = 6.561 \text{ cm}$$

結 果

橋軸方向

$$\begin{aligned} P_y &= \text{-----} \text{ tf} \\ P_u &= \text{-----} \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta y &= \text{-----} \text{ cm} \\ \delta u &= \text{-----} \text{ cm} \end{aligned}$$

橋軸直角方向

$$\begin{aligned} P_y &= 108.4 \text{ tf} \\ P_u &= 210.4 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta y &= .950 \text{ cm} \\ \delta u &= 6.561 \text{ cm} \end{aligned}$$

〔N-2 材料試験結果〕

1. 断面番号

断面番号

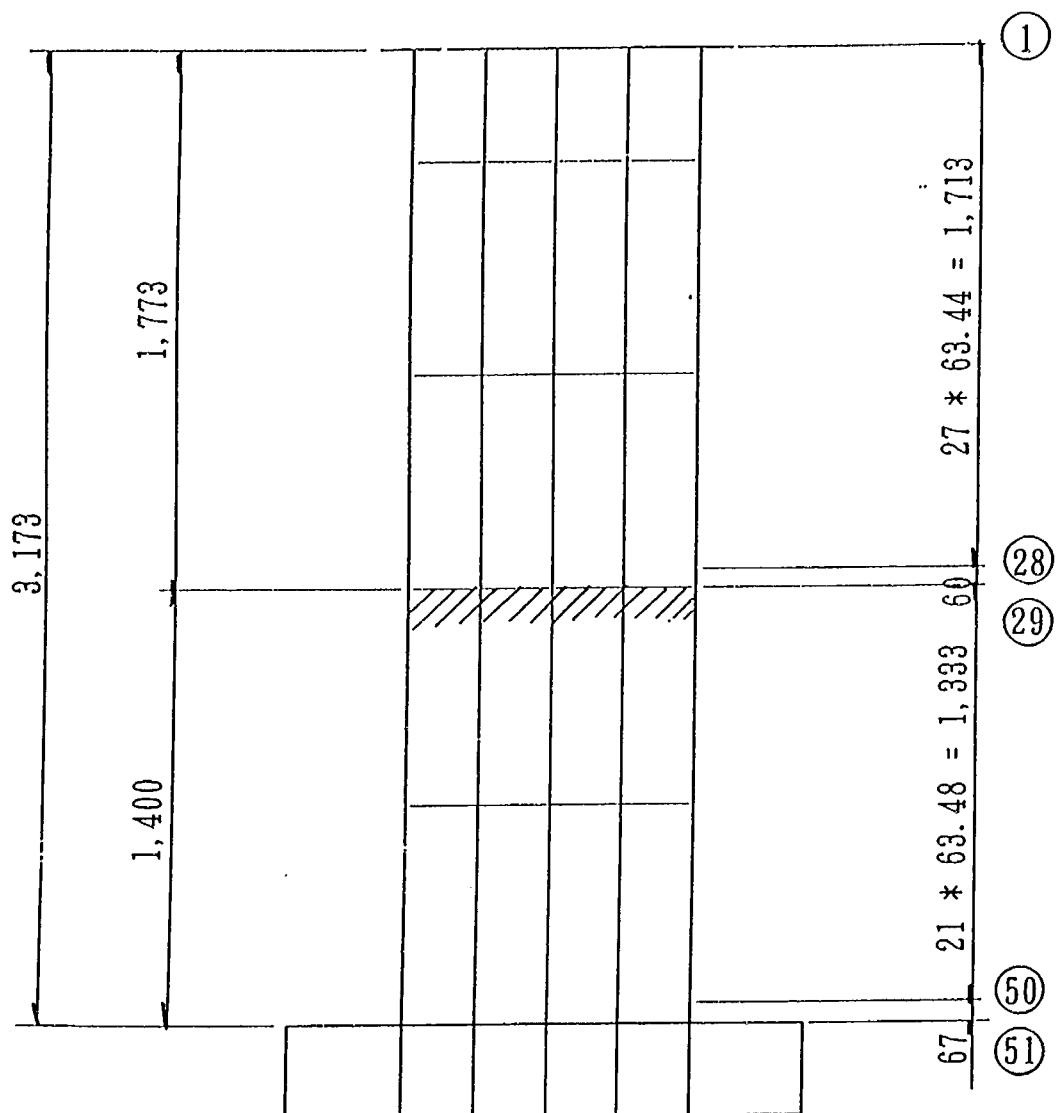


図-巻末-2.2 断面番号(N-2)

2. 入力データ (材料試験結果による計算値)

2.1 基本データ

適用公社：名古屋高速道路公社
橋脚名：N-2 (コンクリート実験日強度)
照査方向：橋軸直角方向

2.2 橋脚形状寸法データ

1) 梁形状 (単位：mm, tf)

重量 = .0
橋軸方向偏心量 = .0
直角方向偏心量 = .0

2) 柱形状 (単位：mm, tf/m)

柱タイプ：角柱断面 断面数：2

	断面長	単位重量	ダイヤグラム間隔
Sec- 2	1773.0	.402	700.0
Sec- 1	1400.0	2.033	700.0
柱全高 (Σ h)	3173.0		

コンクリート充填高さ： 1400.0

2.3 柱断面データ

Sec	部材	寸法	配置
Sec- 2	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	100 * 13	(ピッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	2 - Web Pl	900 * 10	
Sec- 1	6 - Web Rib	100 * 13	(ピッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)
	2 - Flg Pl	880 * 10	
	6 - Flg Rib	100 * 13	(ピッチ: 215 + 2 @ 225 + 215)
	2 - Web Pl	900 * 10	
	6 - Web Rib	100 * 13	(ピッチ: 225 + 2 @ 225 + 225)

2.4 上部工データ

	橋軸方向	直角方向
上部構造の作用位置 (mm)	250.0	250.0
上部構造の偏心量 (mm)	.0	.0
上部構造による軸力 (tf)	245.8	245.8

2.5 設計一般データ

1) 設計一般データ

鋼材 のヤング係数 (kgf/cm²) E_s = 2.1×10^6

コンクリート設計基準強度 (kgf/cm²) σ_{ck} = 235.0

鋼材の降伏点 (kgf/cm²) $\sigma_{sy}(2)$ = 3600.0 SM520
 $\sigma_{sy}(1)$ = 3600.0 SM520

コンクリートの限界ひずみ ϵ_{uc} = .0100

2) その他の計算用データ

柱の高さ方向分割数	=	50
柱の水平方向分割数	=	50
平均ひずみの誤差の範囲	=	.000200
収束計算用の最大ひずみ	=	.050000
曲げモーメントの誤差の範囲	=	.1(tfm)

2.6 上部工および橋脚梁部の偏心モーメント

直角方向: $M_o = .0 \text{ tf}\cdot\text{m}$

3. 各断面での寸法制限の照査

α : 補剛板の縦横寸法比
 α_0 : 限界縦横寸法比
 R : 補剛板の幅厚比
 γ : 縦方向補剛材剛比
 γ^* : 線形座屈理論より求められる縦方向補剛材の最適剛比

3.1 橋軸方向の照査 (ウェブ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4791	
γ	=	54.1667	$3\gamma^* = 46.3195$

Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4791	
γ	=	54.1667	$\gamma^* = 15.4398$

3.2 直角方向の照査 (フランジ)

Sec- 2	中空鋼断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4791	
γ	=	54.1667	$3\gamma^* = 46.3195$

Sec- 1	コンクリート充填断面		
α	=	.7955	$\alpha_0 = 3.8410$
R	=	.4791	
γ	=	54.1667	$\gamma^* = 15.4398$

4. 各計算位置の断面力集計（橋軸直角方向）

断面 番号	Y1(m)	Y2(m)	躯体自重 Wc(tf)	軸 力 N(tf)	偏心モーメント Mo(tf・m)
1	3.173	.250	.0	245.8	.0
2	3.110	.313	.0	245.8	.0
3	3.046	.377	.1	245.9	.0
4	2.983	.440	.1	245.9	.0
5	2.919	.504	.1	245.9	.0
6	2.856	.567	.1	245.9	.0
7	2.792	.631	.2	246.0	.0
8	2.729	.694	.2	246.0	.0
9	2.665	.758	.2	246.0	.0
10	2.602	.821	.2	246.0	.0
11	2.538	.885	.3	246.1	.0
12	2.475	.948	.3	246.1	.0
13	2.411	1.012	.3	246.1	.0
14	2.348	1.075	.3	246.1	.0
15	2.285	1.138	.4	246.2	.0
16	2.221	1.202	.4	246.2	.0
17	2.158	1.265	.4	246.2	.0
18	2.094	1.329	.4	246.2	.0
19	2.031	1.392	.5	246.3	.0
20	1.967	1.456	.5	246.3	.0
21	1.904	1.519	.5	246.3	.0
22	1.840	1.583	.5	246.3	.0
23	1.777	1.646	.6	246.4	.0
24	1.713	1.710	.6	246.4	.0
25	1.650	1.773	.6	246.4	.0
26	1.586	1.836	.6	246.4	.0
27	1.523	1.900	.7	246.5	.0
28	1.460	1.963	.7	246.5	.0
29上側	1.400	2.023	.7	246.5	.0
29下側	1.400	2.023	.7	246.5	.0
30	1.337	2.086	.8	246.6	.0
31	1.273	2.150	1.0	246.8	.0
32	1.210	2.213	1.1	246.9	.0
33	1.146	2.277	1.2	247.0	.0
34	1.083	2.340	1.4	247.2	.0
35	1.019	2.404	1.5	247.3	.0
36	.956	2.467	1.6	247.4	.0
37	.892	2.531	1.7	247.5	.0
38	.829	2.594	1.9	247.7	.0
39	.765	2.658	2.0	247.8	.0
40	.702	2.721	2.1	247.9	.0
41	.638	2.785	2.3	248.1	.0
42	.575	2.848	2.4	248.2	.0
43	.512	2.911	2.5	248.3	.0
44	.448	2.975	2.6	248.4	.0
45	.385	3.038	2.8	248.6	.0
46	.321	3.102	2.9	248.7	.0
47	.258	3.165	3.0	248.8	.0
48	.194	3.229	3.2	249.0	.0
49	.131	3.292	3.3	249.1	.0
50	.067	3.356	3.4	249.2	.0
51	.000	3.423	3.6	249.4	.0

5.1 降伏モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	計算位置 Y2(m)	作用軸力 N(tf)	中立軸 Xy(cm)	ひずみ ϵ_c *E-3	降伏時 曲げモーメント My(tf・m)	曲率 ϕ_y *E-5(1/m)	My-Mo PHY=----- (tf) Y2
1	.250	245.8	51.9	1.714	426.8	330.150	1707.2
2	.313	245.8	51.9	1.714	426.8	330.145	1361.5
3	.377	245.9	51.9	1.714	426.8	330.140	1132.3
4	.440	245.9	51.9	1.714	426.8	330.135	969.1
5	.504	245.9	51.9	1.714	426.8	330.129	847.0
6	.567	245.9	51.9	1.714	426.8	330.124	752.3
7	.631	246.0	51.9	1.714	426.7	330.119	676.6
8	.694	246.0	51.9	1.714	426.7	330.114	614.7
9	.758	246.0	51.9	1.714	426.7	330.108	563.2
10	.821	246.0	51.9	1.714	426.7	330.103	519.7
11	.885	246.1	51.9	1.714	426.7	330.098	482.4
12	.948	246.1	51.9	1.714	426.7	330.093	450.1
13	1.012	246.1	51.9	1.714	426.7	330.087	421.8
14	1.075	246.1	51.9	1.714	426.7	330.082	396.9
15	1.138	246.2	51.9	1.714	426.7	330.077	374.8
16	1.202	246.2	51.9	1.714	426.7	330.071	355.0
17	1.265	246.2	51.9	1.714	426.7	330.066	337.2
18	1.329	246.2	51.9	1.714	426.7	330.061	321.1
19	1.392	246.3	51.9	1.714	426.7	330.056	306.5
20	1.456	246.3	51.9	1.714	426.7	330.050	293.1
21	1.519	246.3	51.9	1.714	426.7	330.045	280.8
22	1.583	246.3	51.9	1.714	426.6	330.040	269.6
23	1.646	246.4	51.9	1.714	426.6	330.035	259.2
24	1.710	246.4	51.9	1.714	426.6	330.029	249.6
25	1.773	246.4	51.9	1.714	426.6	330.024	240.6
26	1.836	246.4	51.9	1.714	426.6	330.019	232.3
27	1.900	246.5	51.9	1.714	426.6	330.013	224.5
28	1.963	246.5	51.9	1.714	426.6	330.008	217.3
29上側	2.023	246.5	51.9	1.714	426.6	330.003	210.9
29下側	2.023	246.5	51.9	1.714	426.6	330.003	210.9
30	2.086	246.6	52.0	1.714	426.6	329.976	204.4
31	2.150	246.8	52.0	1.714	426.5	329.950	198.4
32	2.213	246.9	52.0	1.714	426.5	329.923	192.7
33	2.277	247.0	52.0	1.714	426.5	329.896	187.3
34	2.340	247.2	52.0	1.714	426.4	329.870	182.2
35	2.404	247.3	52.0	1.714	426.4	329.843	177.4
36	2.467	247.4	52.0	1.714	426.4	329.817	172.8
37	2.531	247.5	52.0	1.714	426.3	329.790	168.5
38	2.594	247.7	52.0	1.714	426.3	329.763	164.3
39	2.658	247.8	52.0	1.714	426.3	329.737	160.4
40	2.721	247.9	52.0	1.714	426.2	329.710	156.6
41	2.785	248.1	52.0	1.714	426.2	329.683	153.1
42	2.848	248.2	52.0	1.714	426.2	329.656	149.6
43	2.911	248.3	52.0	1.714	426.1	329.630	146.4
44	2.975	248.4	52.0	1.714	426.1	329.603	143.2
45	3.038	248.6	52.0	1.714	426.0	329.576	140.2
46	3.102	248.7	52.0	1.714	426.0	329.550	137.3
47	3.165	248.8	52.0	1.714	426.0	329.523	134.6
48	3.229	249.0	52.0	1.714	425.9	329.496	131.9
49	3.292	249.1	52.0	1.714	425.9	329.470	129.4
50	3.356	249.2	52.0	1.714	425.9	329.443	126.9
51	3.423	249.4	52.0	1.714	425.8	329.415	124.4

最小水平力 PHY(min) = 124.4 tf

5.2 終局モーメントおよび曲率の計算（橋軸直角方向）

1) 柱基部での照査（コンクリート有） Sec- 1

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu (tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5 (1/m)
1	3.423	.000	840.3	18.673	33.5	5740.961
2	3.391	.032	832.7	17.779	33.5	5476.892
3	3.360	.063	824.8	16.889	33.4	5213.833
4	3.328	.095	817.1	16.039	33.3	4962.829
5	3.297	.126	809.5	15.228	33.2	4723.559
6	3.265	.157	801.7	14.422	33.1	4485.894
7	3.234	.189	794.0	13.622	33.0	4250.538
8	3.202	.221	786.2	12.846	32.9	4022.548
9	3.171	.252	778.4	12.071	32.8	3794.458
10	3.139	.284	770.7	11.156	32.6	3534.446
11	3.108	.315	763.0	10.177	32.3	3255.154
12	3.076	.347	755.4	9.267	32.0	2987.942
13	3.045	.378	747.6	8.392	31.8	2726.195
14	3.013	.410	739.8	7.578	31.6	2477.986
15	2.982	.441	732.2	6.760	31.4	2220.864
16	2.950	.472	724.2	4.606	32.7	1453.700
17	2.919	.504	716.6	3.708	33.3	1148.029
18	2.887	.535	708.9	3.106	33.9	943.210
19	2.856	.567	701.1	2.689	34.6	800.025
20	2.824	.599	693.5	2.398	35.3	699.259
21	2.793	.630	685.6	2.187	36.0	625.214

$$\begin{aligned} \text{平均ひずみ } \varepsilon_{ac} &= .009981 \\ \text{限界ひずみ } \varepsilon_{uc} &= .010000 \\ \text{損傷度 } D_c = \varepsilon_{ac} / \varepsilon_{uc} &= .9981 \end{aligned}$$

2) 中空鋼断面での照査（コンクリート無） Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu (tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕ_u *E-5 (1/m)
1	2.023	.000	496.7	2.371	53.8	440.858
2	1.991	.032	488.9	2.267	53.4	424.367
3	1.960	.063	481.2	2.167	53.1	408.469
4	1.928	.095	473.4	2.076	52.7	393.714
5	1.897	.126	465.7	1.997	52.5	380.576
6	1.865	.157	458.0	1.927	52.3	368.638
7	1.834	.189	450.2	1.863	52.1	357.516
8	1.802	.221	442.5	1.806	52.0	347.339
9	1.771	.252	434.8	1.753	51.9	337.752
10	1.739	.284	427.0	1.716	51.9	330.328
11	1.708	.315	419.3	1.689	52.1	324.374
12	1.676	.347	411.5	1.662	52.2	318.329
13	1.645	.378	403.8	1.635	52.3	312.382
14	1.613	.410	396.0	1.608	52.5	306.354
15	1.582	.441	388.4	1.581	52.6	300.425
16	1.550	.472	380.6	1.554	52.8	294.423
17	1.519	.504	373.0	1.527	52.9	288.524
18	1.487	.535	365.3	1.501	53.1	282.560
19	1.456	.567	357.5	1.473	53.3	276.538
20	1.424	.599	349.6	1.446	53.5	270.465
21	1.393	.630	341.9	1.419	53.7	264.505

$$\begin{aligned} \text{平均ひずみ } \varepsilon_{as} &= .001764 \\ \text{限界ひずみ } \varepsilon_{us} &= .005643 \\ \text{損傷度 } D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us} &= .3126 \\ \text{照査番号：1 (Y2= 2.023) での降伏曲げモーメント } M_y &= 426.6 \end{aligned}$$

3)断面変化位置での照査 (コンクリート無)

Sec- 2

照査 番号	計算位置 Y2(m)	破壊領域 Y(m)	柱基部終局 曲げモーメント Mu(tf・m)	ひずみ ε *E-3	中立軸 Xu(cm)	曲 率 ϕu *E-5(1/m)
1	2.023	.000	496.7	2.371	53.8	440.858
2	1.991	.032	488.9	2.267	53.4	424.367
3	1.960	.063	481.2	2.167	53.1	408.469
4	1.928	.095	473.4	2.076	52.7	393.714
5	1.897	.126	465.7	1.997	52.5	380.576
6	1.865	.157	458.0	1.927	52.3	368.638
7	1.834	.189	450.2	1.863	52.1	357.516
8	1.802	.221	442.5	1.806	52.0	347.339
9	1.771	.252	434.8	1.753	51.9	337.752
10	1.739	.284	427.0	1.716	51.9	330.328
11	1.708	.315	419.3	1.689	52.1	324.374
12	1.676	.347	411.5	1.662	52.2	318.329
13	1.645	.378	403.8	1.635	52.3	312.382
14	1.613	.410	396.0	1.608	52.5	306.354
15	1.582	.441	388.4	1.581	52.6	300.425
16	1.550	.472	380.6	1.554	52.8	294.423
17	1.519	.504	373.0	1.527	52.9	288.524
18	1.487	.535	365.3	1.501	53.1	282.560
19	1.456	.567	357.5	1.473	53.3	276.538
20	1.424	.599	349.6	1.446	53.5	270.465
21	1.393	.630	341.9	1.419	53.7	264.505

平均ひずみ ε_{as} = .001764限界ひずみ ε_{us} = .005643損傷度 $D_s = \varepsilon_{as} / \varepsilon_{us}$ = .3126照査番号: 1 (Y2= 2.023)での降伏曲げモーメント M_y = 426.6最小水平力 $P_{HU}(\min)$ = 245.5 tf

6.1 降伏時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y _i (m)	Δ Y _i (m)	My _i (tf・m)	φ _{y_i} *E-5(1/m)	φ _y * Y _i *100	δ _i (cm)
1	.250	.250	31.1	24.113	.00603	.0008
2	.313	.063	39.0	30.114	.00944	.0005
3	.377	.063	46.9	36.228	.01366	.0007
4	.440	.063	54.8	42.414	.01868	.0010
5	.504	.063	62.7	48.418	.02439	.0014
6	.567	.063	70.6	54.589	.03097	.0018
7	.631	.063	78.5	60.682	.03828	.0022
8	.694	.063	86.4	66.885	.04643	.0027
9	.758	.063	94.3	72.923	.05525	.0032
10	.821	.063	102.2	79.005	.06487	.0038
11	.885	.063	110.0	85.108	.07529	.0044
12	.948	.063	117.9	91.206	.08647	.0051
13	1.012	.063	125.8	97.277	.09840	.0059
14	1.075	.063	133.7	103.451	.11121	.0067
15	1.138	.063	141.6	109.556	.12472	.0075
16	1.202	.063	149.5	115.649	.13900	.0084
17	1.265	.063	157.4	121.712	.15401	.0093
18	1.329	.063	165.3	127.815	.16984	.0103
19	1.392	.063	173.2	133.947	.18649	.0113
20	1.456	.063	181.1	140.097	.20394	.0124
21	1.519	.063	189.0	146.153	.22204	.0135
22	1.583	.063	196.9	152.300	.24104	.0147
23	1.646	.063	204.8	158.428	.26079	.0159
24	1.710	.063	212.7	164.524	.28127	.0172
25	1.773	.063	220.6	170.687	.30264	.0185
26	1.836	.063	228.5	176.683	.32448	.0199
27	1.900	.063	236.4	182.842	.34739	.0213
28	1.963	.063	244.3	188.928	.37094	.0228
29上側	2.023	.060	251.7	194.679	.39384	.0228
29下側	2.023	.000	251.7	143.731	.29077	.0000
30	2.086	.063	259.6	148.804	.31047	.0191
31	2.150	.063	267.5	153.737	.33052	.0203
32	2.213	.063	275.4	158.803	.35149	.0216
33	2.277	.063	283.3	163.826	.37301	.0230
34	2.340	.063	291.1	168.793	.39503	.0244
35	2.404	.063	299.0	173.937	.41810	.0258
36	2.467	.063	306.9	178.951	.44151	.0273
37	2.531	.063	314.8	183.972	.46557	.0288
38	2.594	.063	322.7	189.074	.49048	.0303
39	2.658	.063	330.6	194.082	.51579	.0319
40	2.721	.063	338.5	199.155	.54191	.0336
41	2.785	.063	346.4	204.199	.56860	.0352
42	2.848	.063	354.3	209.296	.59607	.0370
43	2.911	.063	362.2	214.444	.62434	.0387
44	2.975	.063	370.1	219.440	.65281	.0405
45	3.038	.063	378.0	224.569	.68232	.0424
46	3.102	.063	385.9	229.628	.71227	.0443
47	3.165	.063	393.8	234.816	.74326	.0462
48	3.229	.063	401.7	239.920	.77464	.0482
49	3.292	.063	409.6	245.038	.80671	.0502
50	3.356	.063	417.5	250.166	.83947	.0522
51	3.423	.067	425.8	255.648	.87508	.0577

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = 1.045 \text{ cm}$$

6.2 終局時の曲げモーメント、曲率および変位の計算（橋軸直角方向）

断面 番号	Y i (m)	Δ Y i (m)	M u i (tf・m)	φ u i *E-5 (1/m)	φ u * Y i *100	δ i (cm)
1	.250	.250	61.4	47.447	.01186	.0015
2	.313	.063	77.0	59.508	.01865	.0010
3	.377	.063	92.5	71.574	.02698	.0014
4	.440	.063	108.1	83.650	.03684	.0020
5	.504	.063	123.7	95.660	.04820	.0027
6	.567	.063	139.3	107.733	.06112	.0035
7	.631	.063	154.8	119.720	.07551	.0043
8	.694	.063	170.4	131.846	.09153	.0053
9	.758	.063	186.0	143.817	.10897	.0064
10	.821	.063	201.6	155.927	.12804	.0075
11	.885	.063	217.2	167.997	.14861	.0088
12	.948	.063	232.7	180.057	.17070	.0101
13	1.012	.063	248.3	192.155	.19437	.0116
14	1.075	.063	263.9	204.101	.21941	.0131
15	1.138	.063	279.5	216.225	.24616	.0148
16	1.202	.063	295.1	228.212	.27429	.0165
17	1.265	.063	310.6	240.292	.30406	.0184
18	1.329	.063	326.2	252.277	.33523	.0203
19	1.392	.063	341.8	264.436	.36817	.0223
20	1.456	.063	357.4	276.418	.40239	.0244
21	1.519	.063	373.0	288.511	.43831	.0267
22	1.583	.063	388.5	300.517	.47562	.0290
23	1.646	.063	404.1	312.581	.51455	.0314
24	1.710	.063	419.7	324.680	.55507	.0339
25	1.773	.063	435.3	338.370	.59994	.0366
26	1.836	.063	450.9	358.288	.65800	.0399
27	1.900	.063	466.4	381.788	.72538	.0439
28	1.963	.063	482.0	409.963	.80493	.0486
29上側	2.023	.060	496.6	440.858	.89186	.0505
29下側	2.023	.000	496.6	302.146	.61124	.0000
30	2.086	.063	512.2	312.289	.65158	.0401
31	2.150	.063	527.8	322.658	.69369	.0427
32	2.213	.063	543.4	332.934	.73691	.0454
33	2.277	.063	559.0	343.329	.78171	.0482
34	2.340	.063	574.5	353.661	.82767	.0511
35	2.404	.063	590.1	370.627	.89090	.0545
36	2.467	.063	605.7	390.171	.96264	.0588
37	2.531	.063	621.3	413.254	1.04581	.0637
38	2.594	.063	636.9	440.733	1.14332	.0695
39	2.658	.063	652.4	477.588	1.26924	.0766
40	2.721	.063	668.0	528.676	1.43856	.0859
41	2.785	.063	683.6	610.117	1.69888	.0996
42	2.848	.063	699.2	769.388	2.19120	.1234
43	2.911	.063	714.7	1092.199	3.17987	.1704
44	2.975	.063	730.3	2151.204	6.39962	.3040
45	3.038	.063	745.9	2674.541	8.12622	.4609
46	3.102	.063	761.5	3203.766	9.93751	.5732
47	3.165	.063	777.1	3757.067	11.89217	.6927
48	3.229	.063	792.6	4212.880	13.60230	.8089
49	3.292	.063	808.2	4684.897	15.42362	.9210
50	3.356	.063	823.8	5178.532	17.37740	1.0408
51	3.423	.067	840.3	5740.961	19.65131	1.2467

$$\Sigma (\phi_i \cdot Y_i + \phi_{i-1} \cdot Y_{i-1}) \cdot \Delta Y_i / 2.0 = 7.614 \text{ cm}$$

結 果

橋軸方向

$$\begin{aligned} P_y &= \text{-----} \text{ tf} \\ P_u &= \text{-----} \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta y &= \text{-----} \text{ cm} \\ \delta u &= \text{-----} \text{ cm} \end{aligned}$$

橋軸直角方向

$$\begin{aligned} P_y &= 124.4 \text{ tf} \\ P_u &= 245.5 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta y &= 1.045 \text{ cm} \\ \delta u &= 7.614 \text{ cm} \end{aligned}$$

道路橋橋脚の地震時限界状態設計
法に関する共同研究報告書 (V)

共同研究報告書第182号
平成9年4月(1997)

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, (株)鋼材倶楽部, (株)日本橋梁建設協会

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三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8年度に行った大型供試体2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、コンクリート充填補強、耐震設計法

郵便はがき

50円切手
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. 026

No. 026

配布先氏名

配布先住所





共同研究報告書第182号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

共同研究報告書第182号

