

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 (XII)

—円形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験—

平成 12 年 7 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©(2000)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（XII）

—円形断面鋼製ラーメン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9年度に行った鋼製ラーメン橋脚供試体1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、ラーメン構造、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。

地震以降、平成7年度～9年度にわたり、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）日橋梁建設協会の6者において、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きた。その成果の一部については平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に反映されている。これまでの研究では、主に単柱式橋脚を対象とした矩形断面、円形断面の柱部材の変形性能などについて検討を行ってきた。しかしながら、ラーメン橋脚の耐震性に関する研究においては、隅角部などの部分モデルでの実験がほとんどであり、全体モデルでの実験は少ない。ラーメン橋脚の耐震設計として、単柱供試体の実験データを基にした設計手法が考えられるが、その妥当性を検証するためにラーメン構造全体モデルでの実験結果が必要となる。

本報告書は、共同研究において平成9年度に（社）鋼材倶楽部が主に担当した円形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験について取りまとめたものである。

共同研究担当者名簿

(平成7～9年度)

建設省土木研究所

構造橋梁部

藤城 泰行(～H.9.3)

岡原美知夫(H.9.4～)

橋梁研究室

西川 和廣

村越 潤

山本 悟司(～H.7.10)

上仙 靖

高橋 実

耐震技術研究センター

(H.8.5以前は地震防災部)

横山 功一

耐震研究室

大塚 久哲(～H.8.9)

運上 茂樹(H.8.10～)

寺山 徹

近藤 益央(H.9.4～)

長屋 和宏

佐藤 貴志(～H.9.3)

首都高速道路公団

山崎 和夫(～H.9.1)

小坂 寛巳

高野 晴夫(H.9.1～)

柄川 伸一(H.8.5～)

田嶋 仁志

川田 成彦(～H.9.6)

舩本 浩二(H.9.7～)

阪神高速道路公団

中島 裕之(～H.8.5)

北澤 正彦(H.8.6～)

長沼 敏彦(～H.8.5)

南荘 淳(H.8.6～)

堀江 佳平

小林 寛

名古屋高速道路公社

吉田 守孝(～H.9.3)

内藤 清美(H.9.4～)

深田 清明

岡本 真悟

柴田 昌弘(～H.9.3)

鷺見 高典(H.9.4～)

(社)鋼材倶楽部

大田 孝二(～H.8.3)

安波 博道

寺田 昌弘

富永 知徳(H.9.4～)

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(～H.8.3)

山内 学(H.9.4～)

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 立矢

黒川 達雄

塚原 弘光

岡本 隆

池田 茂

尾関 一成

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 (既設橋脚の補強方法および新設橋脚の構造について、角補強構造、隙間あけ鋼板巻立て構造)
(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 (細長比パラメータの大きいきょうきやくについて) ・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 (既設橋脚の補強方法について、縦リブおよび横リブ補強、コンクリート充填)
(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 (新設橋脚の構造について、座屈パラメータを制限した構造)
(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 (新設橋脚の構造について、コンクリートを部分充填した構造)
(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 (新設橋脚の構造について、座屈パラメータを制限した構造、厚肉少補剛化した構造)
(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 ・鋼製橋脚の非線形地震応答解析
(VIII) 第212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(その2) (新設橋脚の構造について、コンクリートを部分充填した構造)
(IX)	首都高速道路公団	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験(その2) (既設橋脚の補強方法について、縦リブ補強)
(X)	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(その2) (既設橋脚の補強方法および新設橋脚の構造について、角補強構造、コンクリート充填)
(総括編) 第219号	6者共同	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (共同研究報告書総括編)
(XI) 第242号	(社)日本橋梁建設協会	・矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(XII) 第243号	(社)鋼材倶楽部	・円形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験

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

1. はじめに	1
2. 実験概要	2
2.1 供試体	2
2.1.1 形状・寸法・諸元	2
2.1.2 材料試験結果	2
2.1.3 製作および溶接条件	3
2.2 載荷方法	3
2.3 計測項目と計測位置	3
2.3.1 荷重	3
2.3.2 供試体の変位	3
2.3.3 供試体のひずみ	4
2.3.4 供試体の変形状況	4
3. 実験結果	5
3.1 実験結果一覧	5
3.2 水平荷重－水平変位関係（ヒステリシス曲線）	5
3.3 包絡線	5
3.4 水平変位の鉛直方向分布	5
3.5 鉛直変位－水平変位関係	5
3.6 エネルギー吸収量	6
3.7 等価減衰定数	6
3.8 ひずみ分布	6
3.9 曲率分布	7
3.10 隅角部主ひずみ分布	7
3.11 水平荷重・水平変位－隅角部回転角関係	7
3.12 水平荷重・水平変位－せん断変形角関係	7
3.13 水平荷重－軸力およびモーメント関係	7

3.14	座屈波形	8
3.15	変形状況写真	8
3.16	まとめ	8
参考文献		9
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
付録		93
・ 包絡線データ ・ 水平荷重－水平変位履歴曲線（柱部） ・ 水平荷重－鉛直変位履歴曲線（梁部） ・ 水平荷重－軸方向変位履歴曲線（柱部） ・ 水平荷重－ひずみ履歴曲線（柱部、梁部および隅角部）		
参考資料 円形断面鋼製ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析		125

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、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¹⁾⁻²⁾。鋼製橋脚については、我が国で初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、そのうち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³⁾」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った。

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～9年度にかけて、単柱形式の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い、その成果について報告を行ってきた⁴⁾⁻²⁴⁾。

これらの研究成果の一部は、平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁵⁾の中に新たに設けられた鋼製橋脚の耐震設計に関する規定の基礎的資料となった。

また、地震以降、上記の共同研究の他、「水平繰返し載荷実験による構造と耐力・変形能²⁶⁾⁻²⁷⁾」、「ハイブリッド地震応答実験(擬似動的実験)による地震時挙動²⁸⁾」、「有限要素法による弾塑性有限変位解析の適用性²⁹⁾⁻³⁰⁾」および「復元力モデルとその非線形動的応答解析³¹⁾⁻³²⁾」等、鋼製橋脚の耐震性評価等に関する研究が多く行われ、鋼製橋脚の耐震性に関して有用な知見が数多く得られてきている。

しかしながら、鋼製橋脚の耐震性に関する研究の多くにおいては、上部構造重量に相当する一定鉛直力と水平力を受ける単柱としてモデル化したものがほとんどであり、ラーメン橋脚について検討した研究は少ない³³⁾⁻³⁷⁾。

本研究は、鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法確立のための基礎データを収集することを目的としている。ここでは、以下の項目に着目して円形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験を実施し、その耐力・変形性能を検討するとともに、有限要素法による解析を実施し、その適用性を検討した。

- ・ 局部座屈の発生箇所
- ・ 局部座屈の発生順序
- ・ 単柱式橋脚に対する耐力上昇率の比較
- ・ 単柱式橋脚に対するじん性の比較

2. 実験概要

2.1 供試体

2.1.1 形状・寸法・諸元

実験供試体は柱断面が直径 $\phi 600\text{mm}$ ×板厚 t 9mm、梁断面が高さ 494 mm×幅 470 mm、柱間隔 3.5m、高さ 2.98m の一層ラーメン橋脚で、実橋脚の 1/3～1/4 を想定した縮尺モデルである（図-2.1.1(1)～(9)、表-2.1.1 参照）。表-2.1.2 に供試体の柱・梁断面の諸元を示す。この供試体の構造諸元は、既設橋脚の調査結果^{38)～39)}を基に、より一般的な構造とすることと、実験装置の能力を考慮して決定した。なお、本報告書では、図-2.1.1(1)に示すように向かって左側の非載荷側の柱を「柱 1」または「南柱」または「左側」、載荷側の柱を「柱 2」または「北柱」または「右側」と称する。

文献 38)、39) には、既設のラーメン橋脚の多い構造諸元として、表-2.1.3 に示すような値が報告されている。また、道路橋示方書・耐震設計編²⁵⁾にはぜい性的破壊を防ぐ条件として、次式が示されている。

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \leq 0.08 \quad \cdots(2.1)$$

ここに、 R ：板厚中心での半径(mm)

t ：板厚(mm)

σ_y ：鋼材の降伏強度(N/mm²)

E ：ヤング係数(N/mm²)

ν ：ポアソン比(=0.3)

供試体の設計はこれらの値を参考に決定した。柱の剛度 I_c/L_c に対する梁の剛度 I_b/L_b の比 k_b は、0.5～2.0 が既設橋脚では多いため $k_b = 1.89$ とした。柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は、道路橋示方書・鋼橋編⁴⁰⁾ に示されている有効座屈長係数 $\beta = 1.5$ ($k_b \leq 5$) を用いた場合、 $\bar{\lambda} = 0.267$ となる。一方、参考文献 41) の「座屈設計ガイドライン」によれば、本供試体の柱部材に対する梁部材の剛比 k_b の領域においては $\beta = 1.082$ ($k_b = 1.89$) 程度の値が示されており、この値に基づけば $\bar{\lambda} = 0.193$ となる。供試体の実際の構造パラメータで実験結果を整理するために、本報告書では $\bar{\lambda} = 0.193$ とした。柱の径厚比パラメータ R_t は、道路橋示方書²⁵⁾において脆性的破壊を防ぐことができると示されている $R_t \leq 0.08$ に設定した。鋼製橋脚には鋼種として SM490Y、SS400、SM490 材が使用されている場合が多いが、供試体作成には SS400 材を使用した。これは、入手可能な鋼管板厚を考慮して上記 R_t を満足させることに重点を置いたためである。なお、細長比パラメータは次式で定義される⁴¹⁾。

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad \cdots(2.2)$$

ここに、 L ：柱の有効座屈長(mm)

r ：断面二次半径(mm)

2.1.2 材料試験結果

表-2.1.4 に使用した鋼材の引張材料試験結果を示す。材料定数には、一般に鋼管では曲げ加工による歪み硬化により降伏強度が上昇するため、曲げ加工後の鋼管軸方向から製作した 6 片の材料試験片(JIS12B 号試験片)による試験結果の平均値を用いた。

2.1.3 製作および溶接条件

溶接は、C O₂ 半自動溶接によって行った。表-2.1.5 に使用した溶接材料と溶接条件を示す。また、供試体は運搬上の制約から発生モーメントの小さい梁の中央部で 2 分割した。

2.2 荷重方法

荷重実験は、A 社(新日本製鐵(株)鉄鋼研究所)の実験施設を用いて実施した。写真-2.2.1(1)、(2)と図-2.2.1(1)、(2)に実験荷重装置および供試体のセット状態を示す。供試体は運搬時に分割したものを高力ボルトにより接合してテストベットに PC 鋼棒を用いて固定した。上部構造重量を想定した一定鉛直力は荷重梁を介して 5000kN 油圧ジャッキにより荷重し、水平力は反力壁に固定した 2000kN アクチュエータ(ストローク±250mm)により荷重した。表-2.2.1 に荷重装置の能力を示す。

実験は、上部構造重量を想定した一定鉛直力 N ($0.15N_{yN}$: N_{yN} は基準降伏強度に基づき算出) を荷重梁を介して鉛直力荷重用ジャッキにより荷重した後、地震時に作用する上部構造の慣性力を想定した水平力を反力壁に固定した水平力荷重用アクチュエータにより荷重した($N=589kN$)。上部構造重量を想定した一定鉛直力は、その橋脚が建設される地盤での設計水平震度、構造特性により決定されるが、ここでは、単柱の鋼製橋脚の実験^{4)-12), 14)}との関連性から $0.15 N_{yN}$ とした(表-2.1.2 参照)。

荷重フレームと鉛直力荷重用ジャッキの間に配置したスライド装置と鉛直力荷重用ジャッキ直下のピンにより、供試体が傾いた状態においても力が絶えず鉛直に作用するようにした。ここでは、水平力荷重用アクチュエータが伸張する方向を正方向、短縮する方向を負方向と呼ぶ。

水平力荷重は変位制御で行い、図-2.2.2 の荷重サイクルの概念図に示すように、降伏水平変位 δ_{yH} の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を 1 回とする両振りの漸増繰返し荷重を行った。ここで、荷重の基準となる降伏変位 δ_{yH} は、水平力荷重用アクチュエータが伸張する方向に水平力をゆっくり荷重し、柱 1 基部圧縮側(南側)の計測圧縮ひずみが引張材料試験に基づく降伏ひずみ $\varepsilon_y = 1540 \mu$ ($\sigma_{yH} = 316.9N/mm^2$) に達したときの変位量 $\delta_{yH} = 9.9mm$ とした(そのときの降伏水平荷重 P_{yH} は、791.3kN であった)。

荷重は、 $0 \rightarrow +n \delta_{yH} \rightarrow 0 \rightarrow -n \delta_{yH} \rightarrow 0$ を 1 サイクルとして、荷重速度は 0.1mm/sec 以下とした。実験は水平荷重が降伏水平荷重 P_{yH} 以下に低下するまで行った。

2.3 計測項目と計測位置

2.3.1 荷重

鉛直力および水平力の値は、それぞれ鉛直力荷重用ジャッキおよび水平力荷重用アクチュエータに配置

した各ロードセルにより計測した。水平荷重はロードセルからの出力を動ひずみ計を介しリアルタイムに計測・記録を行った。鉛直荷重は、油圧コントローラを通して一定荷重を保持し、交番載荷 $\pm 1 \delta_y$ 、 $\pm 2 \delta_y$ 、 $\pm 3 \delta_y$ 、 $\pm 4 \delta_y$ ・・・時点で載荷を停止し計測を行った。

2.3.2 供試体の変位

変位は供試体の各所に配置した変位計により計測した。計測位置は以下の5項に着目して設定した。図-2.3.1に変位計の設置位置を示す。

- ① 隅角部の絶対位置を把握するため、不動点から3点法により絶対変位を計測した。
- ② 柱部変形モードを確認することを目的として、柱の基部から180mmの位置、隅角部から180mmの位置、およびダイヤフラム間隔の中心位置における絶対水平変位を計測した。
- ③ 柱部の曲率分布を確認することを目的として、ダイヤフラム間隔の相対変位を計測した。
- ④ 隅角部のせん断変形量および回転角を確認することを目的として、隅角部の側面にスタッドを打ち、その対角線の相対変位を計測した。
- ⑤ 梁部の変形モードを確認することを目的として、載荷点直下と横リブ間隔中心位置の絶対鉛直変位を計測した。

なお、水平変位の値には柱基部の回転が含まれるが、その値が小さいことおよび補正方法が不確定であることを踏まえ、水平変位量の補正は行わなかった。

2.3.3 供試体のひずみ

供試体のひずみ量は、ひずみゲージ(ゲージ長5mmの塑性ゲージ)により計測した。ひずみについては以下の7項に着目して計測位置を設定した。図-2.3.2(1)～2.3.2(3)にひずみゲージ貼付位置を示す。

- ① 柱断面内のひずみ分布を確認することを目的として、脚の基部および隅角部直下に16枚ずつのゲージを配置した。実験の終局近傍まで観察できるように、基部および隅角部から30mmの位置とした。
- ② 柱の高さ方向の塑性域の広がりを確認することを目的として、柱基部の外側側面および隅角部直下の内側側面に30mmピッチでゲージを配置した。
- ③ ②以外の箇所でも、ひずみレベルを確認することを目的として、基部／隅角部から90mmの位置(座屈の「山」と予想される位置)とダイヤフラム間隔の中心位置にゲージを配置した。
- ④ 隅角部は主ひずみを求めることを目的として、3軸ゲージを高さ方向に3断面、周方向に45°ピッチで配置した。
- ⑤ 梁部上下面のせん断遅れを観察することを目的とし、半分は50mmピッチ、残りの半分は100mmピッチでゲージを配置した。
- ⑥ 梁部側面も主ひずみを求めることを目的とし、3軸ゲージを配置した。
- ⑦ 梁部の載荷点直下には、軸力の配分を確認することを目的としてゲージを配置した。

2.3.4 供試体の変形状況

座屈変形を確認するためのメッシュを柱の基部／隅角部近傍、梁部の隅角部近傍の側面全面に記入した。周方向は8分割（45°ピッチ）とし、軸方向は弾性座屈理論に基づくシェル局部座屈の半波長を考慮して100mmピッチとした。また、面外変形量は、供試体表面のグリッド上に型取りゲージをあてて計測した。なお、写真-2.3.1に型取りゲージを示す。同時に写真撮影を行い、供試体の変形の記録をした。面外変位の計測および面外変形量の記録・写真撮影は、水平変位が $\pm n \delta_y$ に達したときに荷重を一旦中止して行った。

3. 実験結果

3.1 実験結果一覧

表-3.1に水平繰返し荷重実験の耐力と変形性能に関する実験結果を示す。同表には比較のため、参考文献31)に示された単柱に対する最大荷重および塑性率の回帰式による推定結果をあわせて示した。表に示すように、ラーメン供試体の最大荷重 P_u は、変位振幅 $4 \delta_{yM}$ のときに生じ、 $P_u = 1.92 P_{yM}$ である。これは、ほぼ同様な柱諸元の単柱の推定値である $1.52 P_{yM}$ に比較して大きい値である。これは、ラーメン構造は不静定構造物であるために、柱の一部に座屈が発生しても直ぐに荷重が低下せず、柱基部と上部(柱隅角部)の複数箇所に座屈が発生するまで荷重が上昇することによるものと考えられる。

3.2 荷重－水平変位関係(ヒステリシスループ)

図-3.2.1に水平繰返し荷重実験の水平荷重 P と水平変位 δ の履歴曲線(ヒステリシスループ)を示す。この水平変位は、図-3.2.2に示すように載荷点高さで梁部中央に配置した変位計により計測した値である。図-3.2.1には降伏水平荷重 P_{yM} と降伏水平変位 δ_{yM} で基準化した曲線も示した。

3.3 包絡線

図-3.3にヒステリシス曲線に対する包絡線を正側荷重、負側荷重それぞれ区分して示す。

3.4 水平変位の鉛直方向分布

図-3.4に柱の高さ方向に配置した変位計により計測した変形モードを示す。これらの図から柱の境界条件は、基部の固定の度合いが高く、隅角部直下は固定の度合いが低いことが観察される。

3.5 鉛直変位－水平変位関係

図-3.5に鉛直変位－水平変位の関係を示す。なお、鉛直変位は、変位計No.AL3,4(左側)、No.AR3,4(右側)より算出した変位および矩形梁部の変位計No.BL1,2(左側)、No.BR1,2(右側)の平均値の3種類とした。

3.6 エネルギー吸収量

図-3.6.1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1サイクルのエネルギー吸収量 ΔW の関係を示し、図-3.6.2に変位を δ_{yM} でエネルギー吸収量を $P_{yM} \cdot \delta_{yM}$ で各々無次元化した無次元化変位—無次元化エネルギー吸収量関係を示す。また、図-3.6.3に累積エネルギー吸収量 $\Sigma(\Delta W)$ を示す。エネルギー吸収量は以下の通り算出した。1サイクルのエネルギー吸収量は、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-3.6.4の斜線部分のようになる。これを図-3.6.5のように台形積分して求めた。アクチュエータの変位は1サイクルの始点と終点で必ずしも同一とは限らないが、始点から終点までを1サイクルとした。1サイクルのエネルギー吸収量 ΔW を式(3.1)に示す。

$$\Delta W = \frac{1}{2} \left\{ \sum_{i=1}^{n-1} (h_{i+1} + h_i)(d_{i+1} - d_i) \right\} \quad \cdots(3.1)$$

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変位であり、 n は1サイクル内に含まれる計測数(図-3.6.5の四角形で表した点の数)を表す。

これらの図に示すように最大荷重以降も大きなエネルギー吸収能力を有していることが判る。このエネルギー吸収量が最大となる $\pm 8 \delta_y$ において、荷重が降伏水平荷重程度まで低下している。

3.7 等価減衰定数

図-3.7.1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、等価減衰定数は次式で与えられる。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \cdots(3.2)$$

ここに、 W は図-3.7.2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通りとした。1サイクルのループにおいて絶対変位が最大となる点Aと点B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の垂線の足をそれぞれ点C、点Dとし、点Aと点Bとを結んだ線分と直線Lとの交点を点Oとした。また、図-3.7.2における点Aと点Bを結んだ直線の勾配を等価剛性と定義する。

3.8 ひずみ分布

図-3.8.1(1)～図-3.8.1(4)に代表的な荷重ステップ(降伏荷重時 $\pm 1 \delta_{yM}$ 、最大荷重時 $\pm 4 \delta_{yM}$)における供試体基部から高さ+30mm、板厚変化点部から-30mmの位置(高さ2445mm)における柱の軸方向・周方向ひずみ分布を示す。

また、図-3.8.2(1)～図-3.8.2(4)に柱高さ方向の軸方向ひずみ分布を示し、図-3.8.3(1)、(2)に矩形梁フランジ部の軸方向ひずみ分布を示す。

最大荷重は変位振幅 $4 \delta_{yM}$ で発生している。図-3.8.2(3)、(4)から最大荷重時には、柱の基部および柱上部(柱隅角部)が塑性状態に達していることが判る。

3.9 曲率分布

図-3.9.1(1)、(2)に柱側面に配置した変位計により計測した変位から計算される曲率 ϕ の分布を示す。降伏曲率 ϕ_y は $\phi_y = \varepsilon_y / x = 0.001539 / 0.3 = 5.13 \times 10^{-3} (1/m)$ であることから、柱基部において約100cm、柱上部の隅角部近傍において約70cmの領域において塑性化していることが判る。また、その領域において曲率 ϕ が大きく増加していることが判る。

曲率 ϕ は図-3.9.2より算出した。なお、図中の測定プロット位置は、各変位測定間隔中央とした。

3.10 隅角部主ひずみ分布

図-3.10(1)、(2)に代表的な荷重ステップ(降伏荷重時 $\pm 1 \delta_{yM}$ 、最大荷重時 $\pm 4 \delta_{yM}$)における、隅角部の主ひずみ分布を示す。

3.11 水平荷重・水平変位－隅角部回転角関係

図-3.11.1に柱－梁隅角部における水平荷重と隅角部回転角の関係を示し、図-3.11.2に隅角部回転角と水平変位の関係を示す。なお、図-3.11.3(1)に柱－梁隅角部の回転角算定方法を示す。

3.12 水平荷重・水平変位－せん断変形角関係

図-3.12.1に柱隅角部における水平荷重とせん断変形角の関係を示し、図-3.12.2にせん断変形角と水平変位の関係を示す。なお、図-3.11.3(2)に柱隅角部のせん断変形角算定方法を示す。

3.13 水平荷重－軸力およびモーメント関係

図-3.13.1に柱部各鉛直ひずみ測定位置における水平荷重と軸力の関係(軸力変動)を示し、図-3.13.2に柱部各鉛直ひずみ測定位置における水平荷重とモーメント(モーメント変動)の関係を示す。なお、軸力 N およびモーメント M (未知数2つ)は柱の対称面2箇所のひずみの値を次式に与えた連立方程式(式2つ)を解いて算出した。

$$\varepsilon E = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \cdots (3.3)$$

ここに、 ε は柱軸に対し最縁端(引張・圧縮)のひずみゲージの値である。また、計算に用いた鋼管柱の断面諸元は、公称値を使用した(表-2.1.1参照)。なお、図-3.13.1および図-3.13.2のグラフは、 $\pm 1 \delta_{yM}$ のサイクルのみとした。

3.14 座屈波形

図-3.14(1)～図-3.14(8)に $\pm 2 \delta_{yM}$ 以降の各 δ_{yM} 時における面外変形量を示す。なお、柱基部(高さ0～300mm)は4方向(東西南北)について示し、板厚変化点部(板厚変化点から-300mm(高さ2175～2475mm))は3方向(西南北)について示す。なお、板厚変化点部の東方向については、変位計を設置していたため測定不能であった。 $-2 \delta_{yM}$ において柱2の隅角部に、 $+3 \delta_{yM}$ において柱1の基部に局部座屈を確認したが、荷重の

低下は見られなかった。 $+4\delta_{yM}$ において柱1の隅角部と柱2の基部に局部座屈が発生し、最大荷重 P_u (降伏荷重の1.92倍)が生じた。この時点で2本の柱の基部と柱2の隅角部の計3箇所局部座屈が発生していた。以降、繰返しと共に荷重が低下していった。

3.15 変形状況写真

写真-3.15(1)～写真-3.15(5)に最大荷重時および実験終了時の供試体の変形状況を示す。

3.16 まとめ

円形断面柱鋼製ラーメン橋脚の水平繰返し載荷実験を実施し、座屈の発生状態とその順序、耐力、変形性能を単柱式橋脚と比較した。本実験結果をまとめると、以下のように要約できる。

- (1) 最大荷重 P_u は、ほぼ変位振幅 $4\delta_{yM}$ のときに生じ、その後、繰返しと共に荷重が徐々に低下していった。
最大荷重 P_u と降伏荷重 P_{yM} の比は1.92倍であった。これはほぼ同様の柱諸元の単柱の推定値である $P_u/P_{yM}=1.52$ と比較して大きい値である。これは、ラーメン橋脚は不静定構造物であるために、柱の一部に局部座屈が発生しても直ぐに荷重が低下せず、柱基部と隅角部直下の複数箇所に局部座屈が発生するまで荷重が上昇することによるものと考えられる。
- (2) 最大荷重時変位 δ_m は $\delta_m=4.0\delta_{yM}$ であり、単柱の推定値である $\delta_m=3.47\delta_{yM}$ と比較して15%大きい(δ_{yM} : 実験初期勾配において、水平荷重 P_{yM} のときの水平変位)。また、終局変位 δ_{95} は $\delta_{95}=5.11\delta_{yM}$ であり、単柱の推定値である $\delta_{95}=4.19\delta_{yM}$ と比較して22%大きい。
- (3) エネルギー吸収量は $\pm 8\delta_{yM}$ の載荷サイクルにおいて最大である。最大荷重時($4\delta_{yM}$)までの累積エネルギー吸収量 $\Sigma W=190(\text{kN}\cdot\text{m})$ に対して、 $8\delta_{yM}$ までの累積エネルギー吸収量 $\Sigma W=950(\text{kN}\cdot\text{m})$ と、最大荷重を超えて降伏荷重まで低下するまでに約5倍のエネルギー吸収能力がある。

[参考文献]

- 1)兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995年12月．
- 2)土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告一阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について一，1995年5月．
- 3)日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995年2月．
- 4)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)，1997年4月．
- 5)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(II)，1997年9月．
- 6)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(III)，1997年4月．
- 7)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(IV)，1997年12月．
- 8)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(V)，1997年4月．
- 9)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VI)，1997年4月．
- 10)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII)，1997年4月．
- 11)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VIII)，1998年9月．
- 12)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編)，1999年3月．
- 13)西川和廣・山本悟司・名取暢・寺尾圭史・安波博道・寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.975-986，1996年3月．
- 14)建設省土木研究所：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料，第3583号，1999年3月．
- 15)西川和廣・村越潤・小野潔・高橋実：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法，土木技術資料，Vol.41，No.10，pp.34-39，1999年10月．
- 16)西川和廣・村越潤・上仙靖：鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験，橋梁と基礎，Vol.30，No.8，pp.131-134，1996年8月．
- 17)西川和廣・村越潤：鋼製橋脚の耐震設計，基礎工，Vol.25，No.3，pp.74-81，1997年3月．
- 18)田嶋仁志・半野久光・池田茂・奥守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1251-1258，1998年3月．
- 19)中村聖三・安波博道・小林洋一・中川知和・水谷慎吾：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.331-338，1997年5月．
- 20)安波博道・寺田昌弘・中村聖三・中川知和・水谷慎吾・小林洋一：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価，橋梁と基礎，Vol.32，No.4，pp.33-42，1998年4月．
- 21)大田孝二・中村聖三・小林洋一・中川知和・水谷慎吾・野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎，Vol.31，No.12，pp.33-39，1997年12月．
- 22)高久達将・池田茂・岡本隆・松田宏・能登宥愿：鋼製橋脚のハイブリッド実験と非線形動的応答解析の比較，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.301-306，1997年5月．
- 23)南荘淳・西岡敬治・堀江佳平・陸城成樹：鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1047-1058，1998年3月．

- 24)天野麻衣・葛西昭・宇佐美勉・葛漢彬・岡本真悟・前野裕文：コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.179-188，1998年3月。
- 25)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996年12月。
- 26)鈴木森晶・宇佐美勉・繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，第519号/I-32，pp.115-125，1995年7月。
- 27)吉崎信之・村山隆之・安波博道・名取暢・辻治生：鋼製R付箱型断面橋脚柱の耐震性に関する実験，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.339-346，1997年5月。
- 28)北田俊行・中井博・中西克佳・竹野晃司：中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.225-236，1997年3月。
- 29)葛漢彬・高聖彬・宇佐美勉・松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，第577号/I-41，pp.181-190，1997年10月。
- 30)王慶雲・後藤芳顕・高橋宣男・小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.369-376，1997.1。
- 31)金田一智章・宇佐美勉・Satish Kumar：Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.667-678，1998年3月。
- 32)依田照彦・松尾礼子・春日生靖司：簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の耐震性評価，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.51-58，1997年5月。
- 33)宇佐美勉・戸谷和彦・鈴木森晶・是津文章：繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.289-300，1995年3月。
- 34)酒造敏広，事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.121-134，1991年3月。
- 35)黄元燮：鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動と限界状態照査法に関する研究，大阪大学学位論文，1993年7月。
- 36)山田正人・市川篤司・池田学・安原真人：鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験，鉄道総研報告，Vol.13，No.4，pp.47-52，1999年4月。
- 37)三木千壽・四十沢利康・穴見健吾：鋼製橋脚ラーメン隅角部の耐震強度，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.307-314，1997年5月。
- 38)中井博・河井章好・吉川紀・北田俊行・酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，橋梁と基礎，Vol.16，No.6，pp.35-40，1982年6月。
- 39)中井博・河井章好・吉川紀・北田俊行・酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下)，橋梁と基礎，Vol.16，No.7，pp.43-49，1982年7月。
- 40)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，1996年12月。
- 41)土木学会：座屈設計ガイドライン，1987年10月。

[研究成果に関する文献]

中村聖三・富永知徳・水谷慎吾・小林洋一・中川知和・野中哲也：複数の非線形数値解析による鋼製ラーメン橋脚実験のシミュレーション, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.165-172, 2000年1月.

鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究会名簿

〔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㈱鉄鋼研究所鋼構造研究開発センター主任研究員
	名取 暢	㈱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

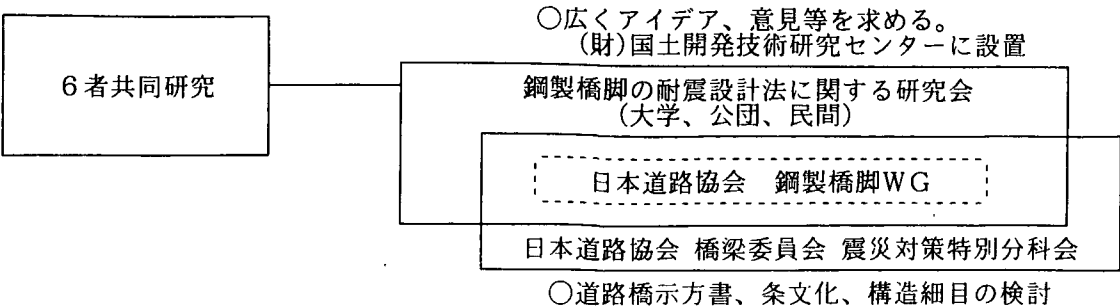


圖 表

2. 実験概要

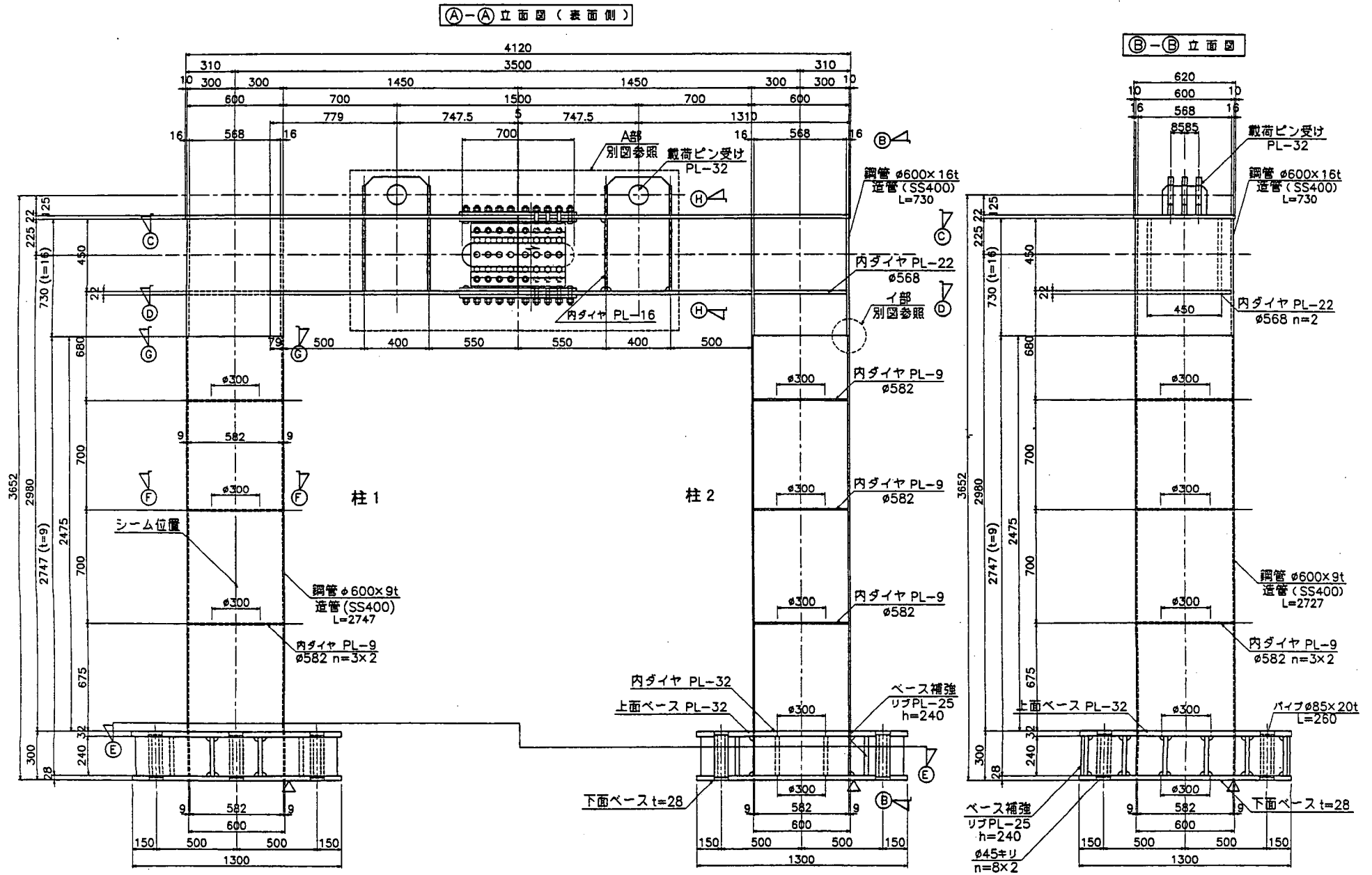
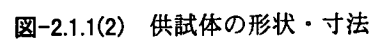
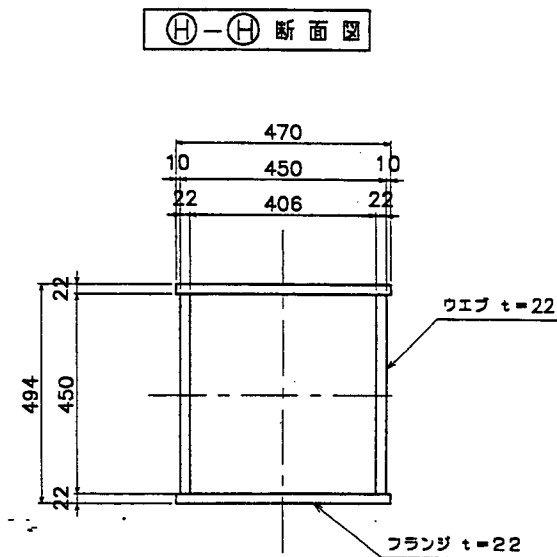
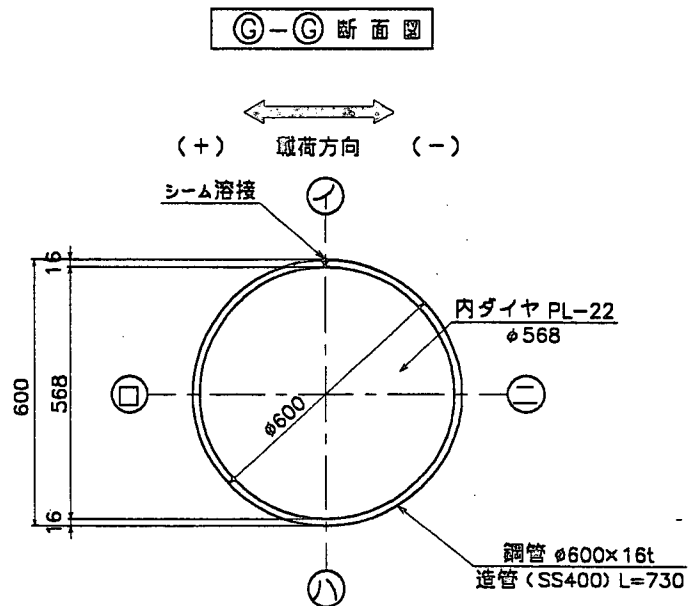
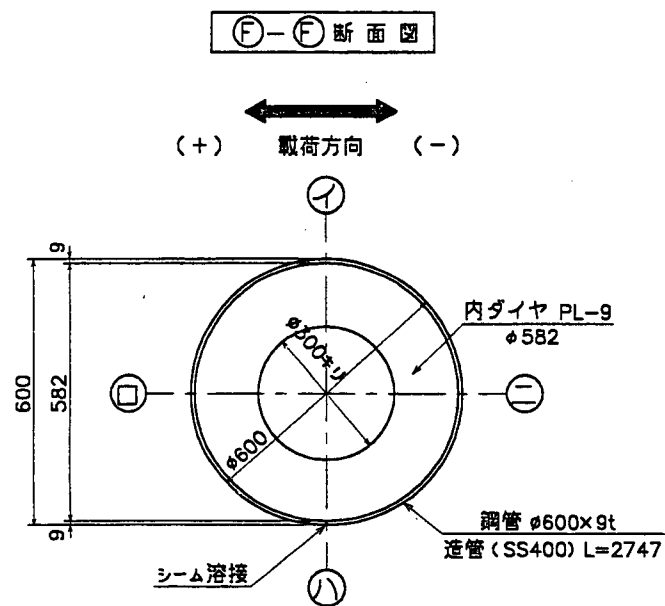


図-2.1.1(1) 供試体の形状・寸法



平面・断面図（柱、梁及び、部分詳細図）



イ部 詳細図

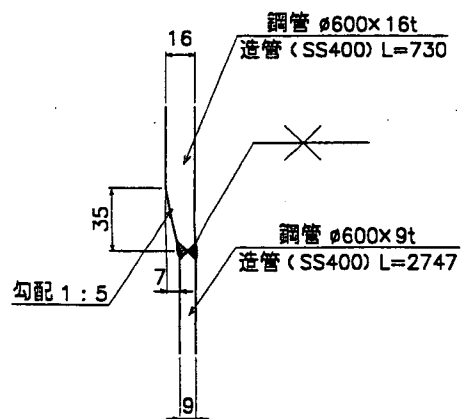


図-2.1.1(3) 供試体の形状・寸法

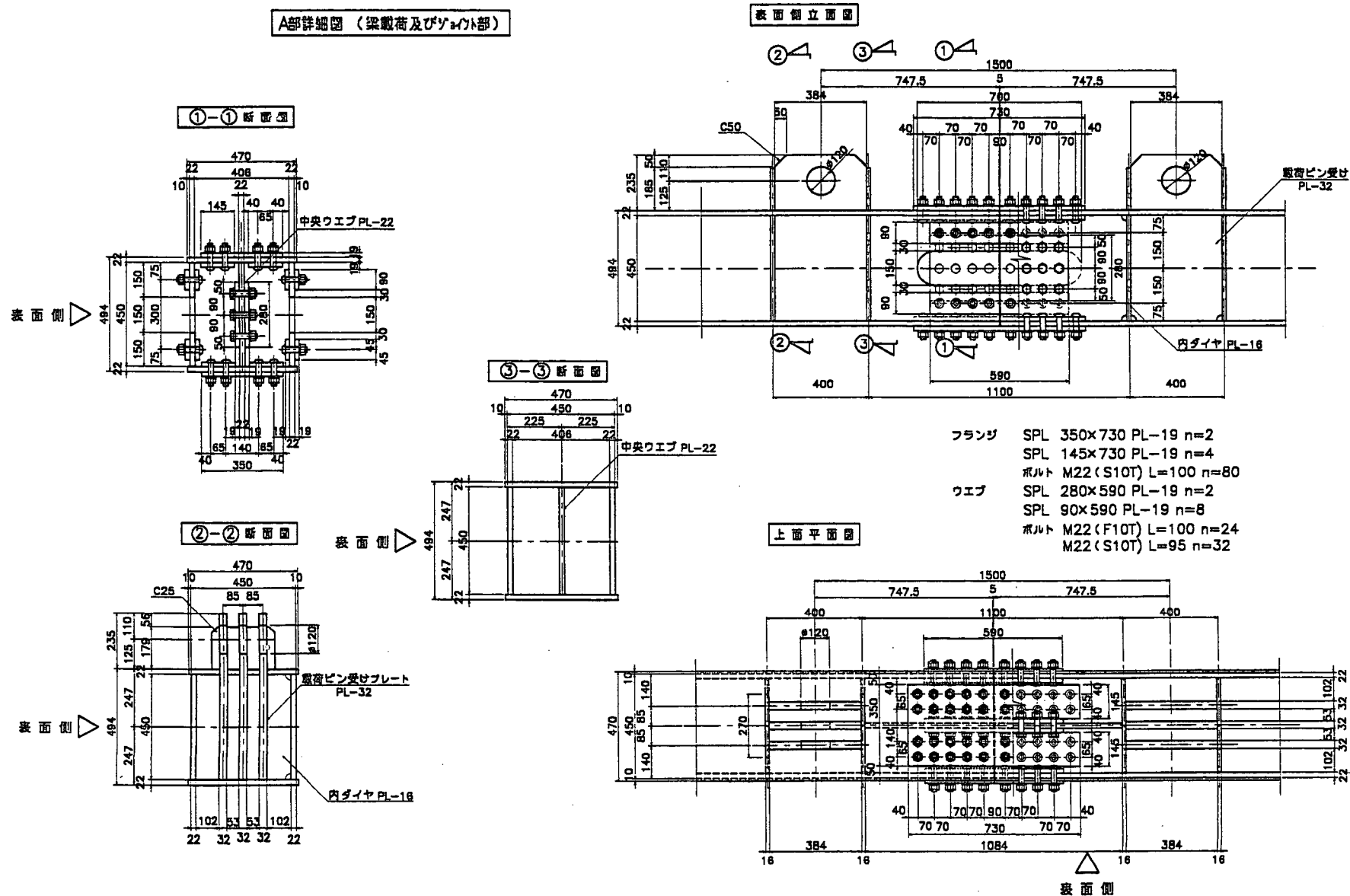
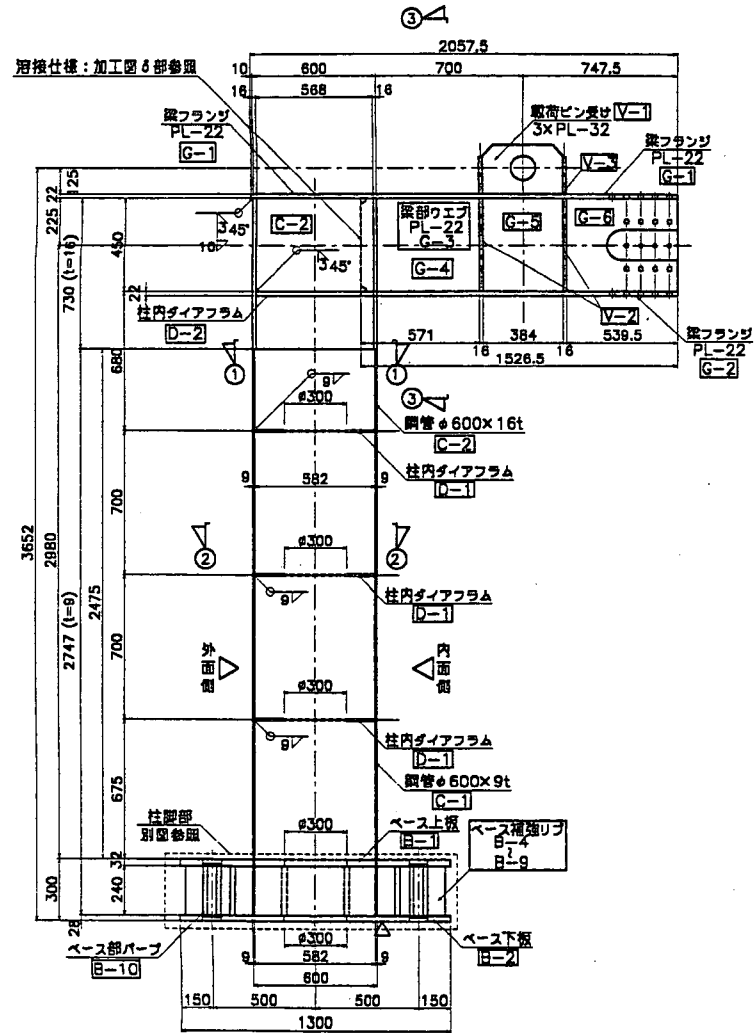
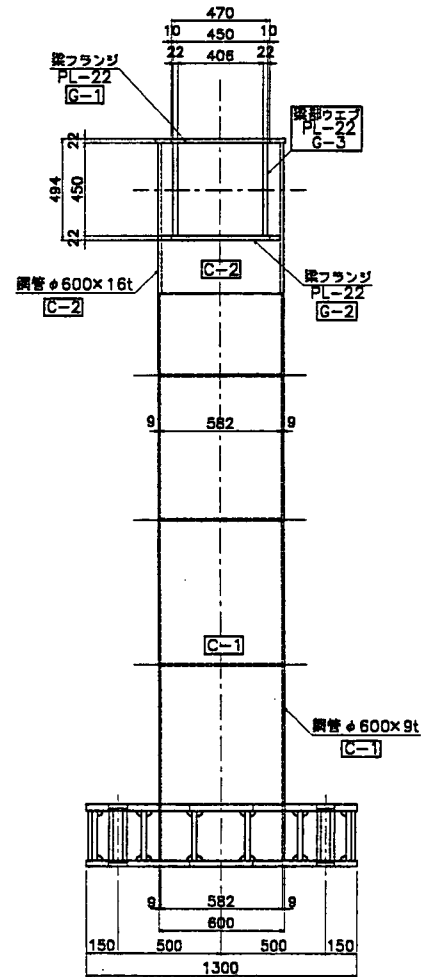


図-2.1.1(4) 供試体の形状・寸法

前面側立面図



内面側立面図



外面側立面図

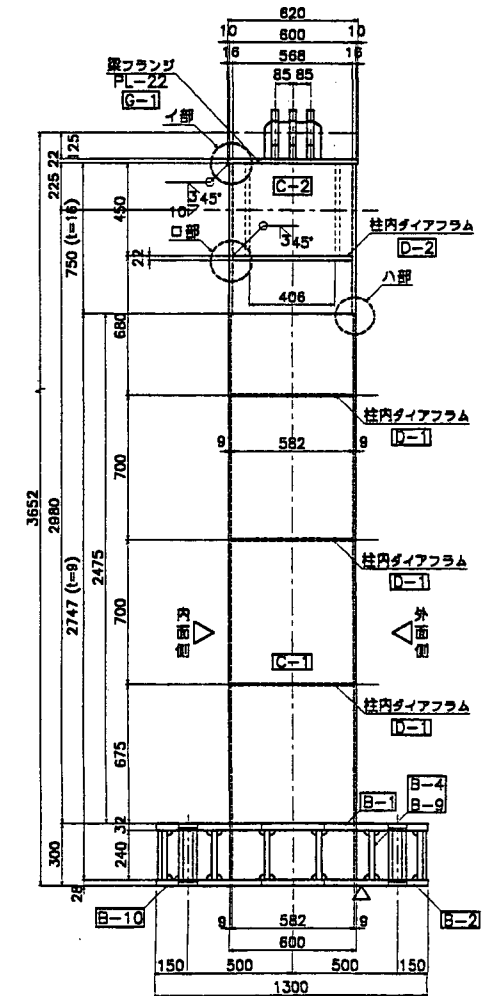
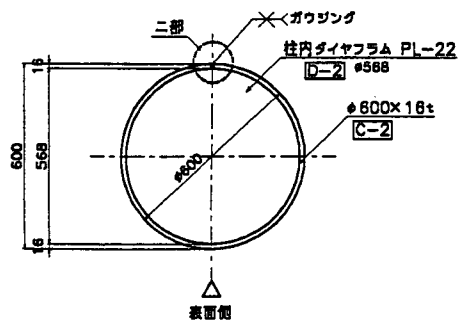


図-2.1.1(5) 供試体の形状・寸法

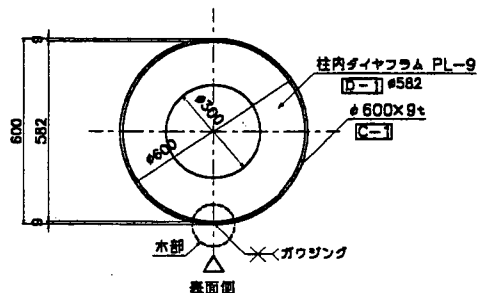
部分詳細図(柱、梁)

1. スカラップは特記なき限り $R=25$ とする
2. 鋼材材質は別紙参照

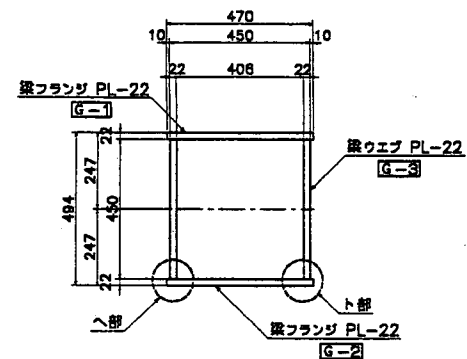
①-①断面図



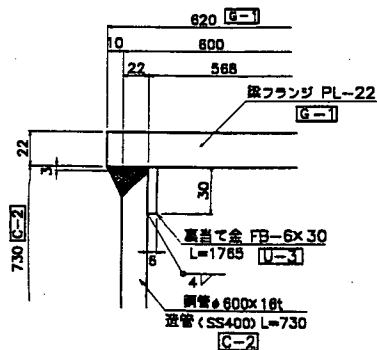
②-②断面図(柱一般部)



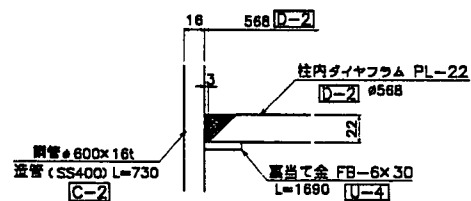
③-③断面図



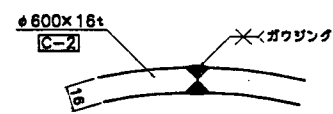
㊦部 溶接詳細図



㊧部 溶接詳細図



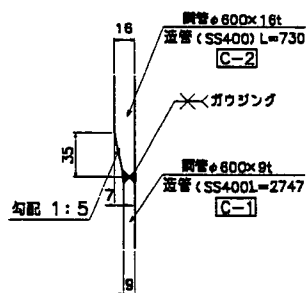
㊨部 溶接詳細図



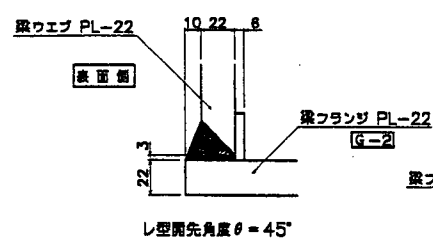
㊩部 溶接詳細図



㊪部 溶接詳細図



㊫部 溶接詳細図



㊬部 溶接詳細図

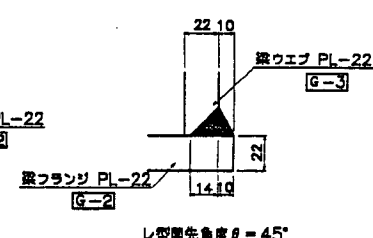


図-2.1.1(6) 供試体の形状・寸法

梁載荷及びジョイント部詳細図 その1 1. 鋼材材質は別紙参照

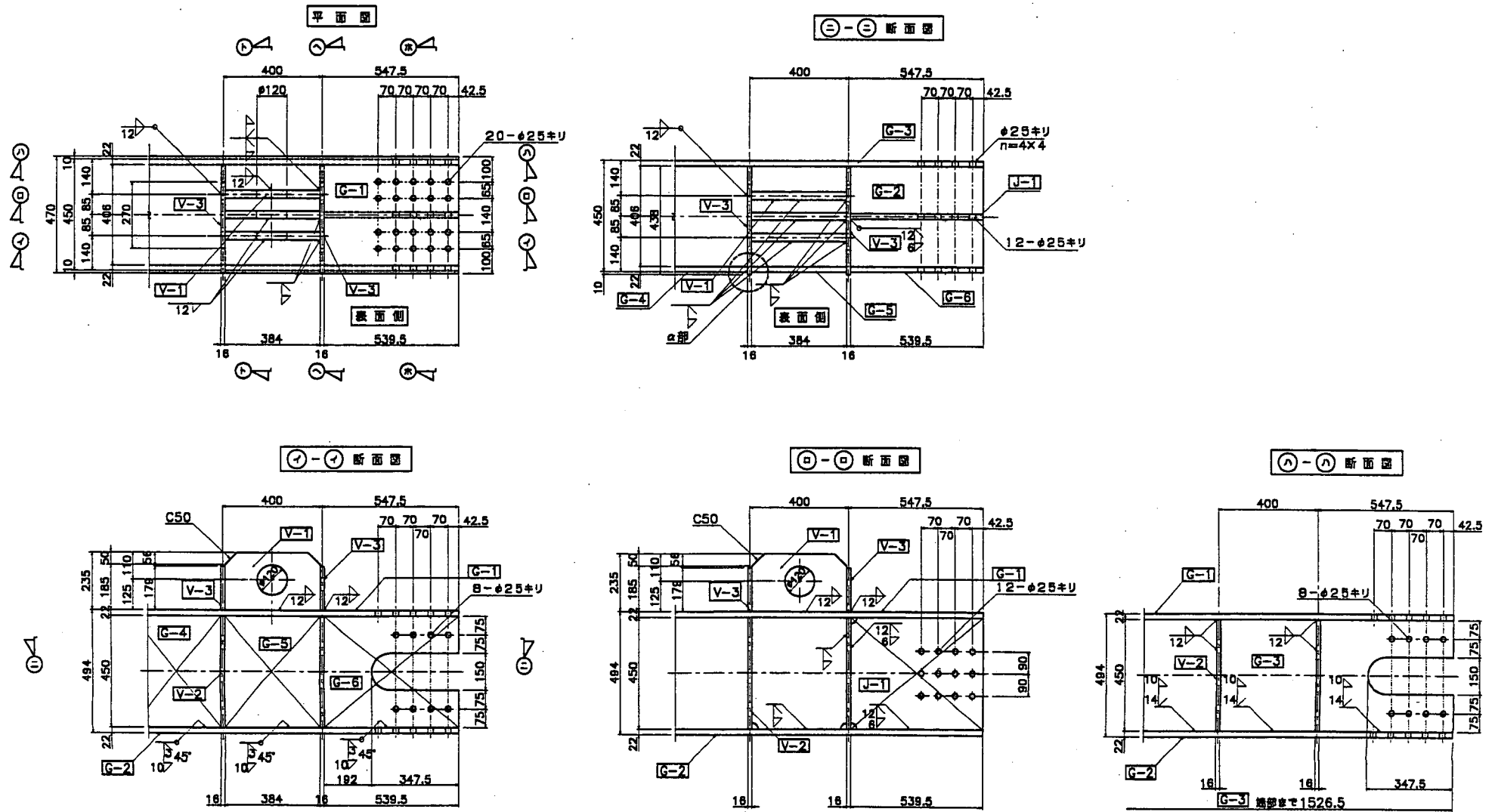
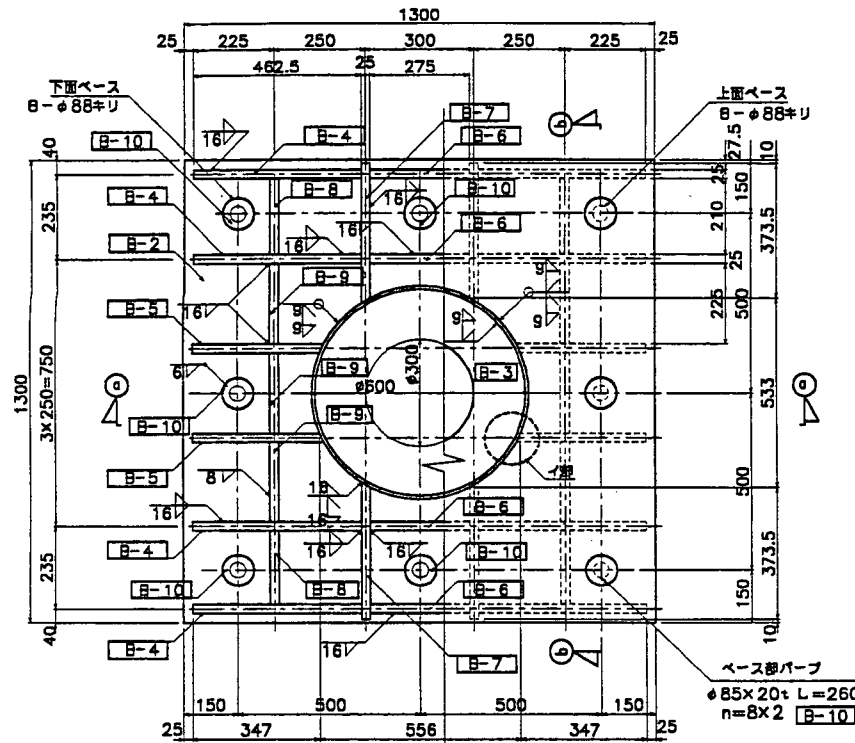


図-2.1.1(7) 供試体の形状・寸法

柱脚部詳細図

柱脚ベース平面図

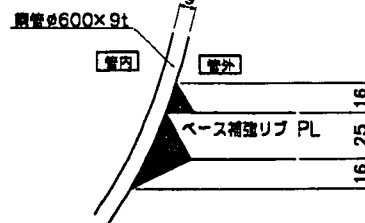


ベース下面

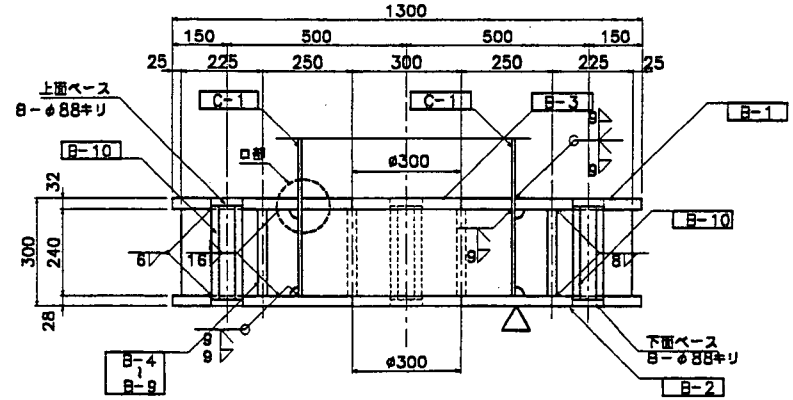
ベース上面

表面側

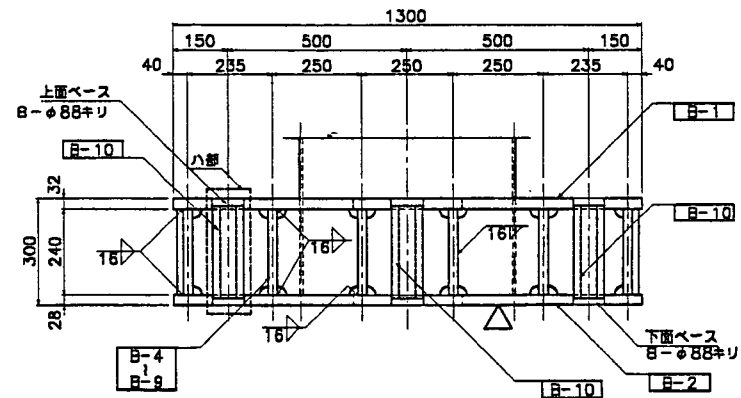
①部詳細図



①-①断面図



②-②断面図



③部詳細図

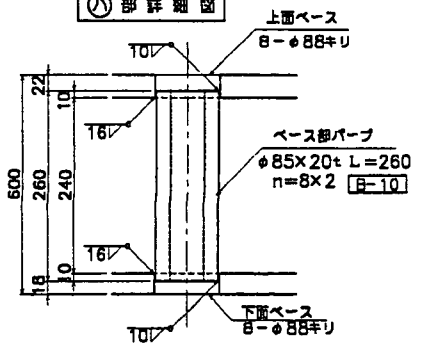


図-2.1.1(9) 供試体の形状・寸法

表-2.1.1 供試体の鋼材一覧

部位	NO.	部 位	サ イ ズ (W × L)	材 質	重量(kg)	数 量	合計重量(kg)	備 考
柱 部	C-1	柱部	φ600×9t L=2747	SS400	360.2	2	720.4	
	C-2	柱部	φ600×16t L=730	"	168.1	2	336.2	溶接ノット開先3mmは考慮しない
梁 部	G-1	梁部フランジ	PL-22 620×2057.5	SS400	220.3	2	440.6	V-1用孔開n=3
	G-2	"	PL-22 470×1561	"	126.2	2	253.4	
	G-3	梁部ウェブ	PL-22 450×1526.5	"	118.6	2	237.2	
	G-4	"	PL-22 450×571	"	44.4	2	88.8	溶接ノット開先3mmは考慮しない
	G-5	"	PL-22 450×384	"	29.8	2	59.6	"
	G-6	"	PL-22 450×539.5	"	42.3	2	84.6	"
ディヤフラム	D-1	柱内ディヤフラム	PL-9 φ582	"	13.8	6	82.8	φ300開孔
	D-2	"	PL-22 φ568	"	35.3	2	70.6	溶接ノット開先3mmは考慮しない
ベース	B-1	ベース上板	PL-32 1300×1300	SM490	424.5	2	849.0	
	B-2	ベース下板	PL-32 1300×1300	"	424.5	2	849.0	t=28に仕上げ加工
	B-3	ベース部ディヤフラム	PL-32 φ582	"	49.0	2	98.0	
	B-4	ベース補強リブ	PL-25 240×462.5	"	21.8	16	348.8	
	B-5	"	PL-25 240×347	"	16.3	8	130.4	
	B-6	"	PL-25 240×275	"	13.0	8	104.0	
	B-7	"	PL-25 240×373.5	"	17.6	8	140.8	
	B-8	"	PL-25 240×210	"	9.9	8	79.2	
	B-9	"	PL-25 240×225	"	10.6	12	127.2	
	B-10	ベース部パーブ	φ85×20t L=260	STKM13A	8.3	16	132.8	
裏当て金	U-1	梁部	FB6×30×571	SS400	0.8	4	3.2	
	U-2	"	FB6×30×390	"	0.6	4	2.4	
	U-3	柱壁部	FB6×30 L=1765	"	2.5	2	5.0	
	U-4	柱内ディヤフラム部	FB6×30 L=1690	"	2.4	2	4.8	
支持金物	US-1	梁部	FB6×30×30	"	0.04	16	0.6	
載荷点部	V-1	載荷点部板	PL-32 384×707	SM490	68.2	6	409.2	
	V-2	載荷点部ディヤフラム	PL-16 450×438	"	24.8	4	99.2	
	V-3	"	PL-16 270×179	"	6.1	4	24.4	
ジョイント部	J-1	ジョイント部補強板	PL-22 539.5×450	"	41.9	2	83.8	
	J-2	ジョイント部添板	PL-19 350×730	"	38.1	2	76.2	
	J-3	"	PL-19 145×730	"	15.8	4	63.2	
	J-4	"	PL-19 280×590	"	24.6	2	49.2	
	J-5	"	PL-19 90×590	"	7.9	8	63.2	
合 計							6117.8	

表-2.1.2 供試体の諸元

	柱部
外径D (mm)	600
板厚 t (mm)	9.06
鋼種	SS400
鋼材降伏点 σ_{yM} (N/mm ²)	316.9
断面積 A (mm ²)	16820
断面二次モーメント $I \times 10^6$ (mm ⁴)	734
断面二次半径 r (mm)	209
長さLc(mm)	2980
有効座屈長 $L(=1.08L_c)$ (mm)	3226
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.193
径厚比パラメータ R_t	0.0842
鉛直力N(kN)	589
N/NyN	0.15
N/NyM	0.11

	梁部
外形寸法 b × d (mm)	470 × 450
板厚 t (mm)	22.21
鋼種	SS400
鋼材降伏点 σ_{yM} (N/mm ²)	270.6
断面積 A (mm ²)	40866
断面二次モーメント $I \times 10^9$ (mm ⁴)	1.35
断面二次半径 r (mm)	184
長さLb(mm)	3500
有効座屈長 l (mm)	—
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	—
幅厚比パラメータ R_R	0.418
鉛直力N(kN)	—
N/NyN	—
N/NyM	—

(備考)N_{yN}: 公称降伏軸力(kN)N_{yM}: 材料試験結果に基づく降伏軸力(kN)表-2.1.3 既設の鋼製ラーメン橋脚の調査結果^{34), 35)}

構造諸元	既設橋脚の値
梁部材と柱部材の曲げ剛比k	0.50~2.0
柱部材の細長比パラメータ: $\bar{\lambda}$	0.2~0.4
板パネルの板厚(柱部材)および鋼種	板厚: 10~25mm 鋼種: SM490Y、SS400、SM490

(備考)k: 梁部材と柱部材の曲げ剛比, $k = \frac{I_b / L_b}{I_c / L_c}$ I_b: 梁の断面二次モーメントL_b: 柱間隔I_c: 柱の断面二次モーメントL_c: 柱高さ $\bar{\lambda}$: 柱の細長比パラメータ, $\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{yM}}{E}}$

L: 柱の有効座屈長

表-2.1.4 材料試験結果

供試体に 使用する部位	試験片の 採取方向	公称板厚 (mm)		板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm ²)	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	材質
柱部ダイアフラム	ロール方向	9	No.1	8.90	25.01	222.59	329.1	314.5	420.1	44.7	SS400
			No.2	8.90	25.00	222.50	331.5	316.9	436.5	45.6	
			No.3	8.93	25.02	223.43	311.1	298.7	441.8	43.0	
			平均	8.91	25.01	222.84	323.9	310.0	432.8	44.4	
梁部ウェブ 梁部ダイアフラム	ロール方向	16	No.1	15.48	25.00	387.00	297.1	273.2	438.7	48.0	SS400
			No.2	15.48	25.01	387.15	313.8	286.7	437.4	48.6	
			No.3	15.51	25.01	387.91	311.3	296.5	451.6	47.8	
			平均	15.49	25.01	387.35	311.4	285.5	442.5	48.1	
梁部フランジ 隅角部ダイアフラム	ロール方向	22	No.1	22.24	25.01	556.22	265.2	267.9	450.2	50.1	SS400
			No.2	22.24	25.01	556.22	276.4	274.2	446.6	51.2	
			No.3	22.24	25.01	556.22	290.4	275.6	446.2	50.3	
			No.4	22.18	25.01	554.72	263.2	253.7	450.7	50.2	
			No.5	22.17	25.01	554.47	273.2	268.3	448.0	50.8	
			No.6	22.19	25.00	554.75	286.2	283.9	448.1	51.2	
			平均	22.22	25.01	555.73	275.8	270.6	448.3	50.6	
柱部鋼管	ロール方向	9	No.1	9.05	25.01	226.34	314.7	312.5	445.7	41.2	SS400
			No.2	9.04	25.02	226.18	316.1	312.7	445.2	42.4	
			No.3	9.05	25.00	226.25	317.0	311.6	445.0	42.0	
			No.4	9.08	25.02	227.18	331.2	326.8	444.9	42.2	
			No.5	9.06	25.01	226.59	330.9	325.4	445.2	41.8	
			No.6	9.07	25.00	226.75	316.4	313.0	444.9	42.1	
			平均	9.05	25.01	226.42	321.0	317.0	445.2	42.0	
隅角部鋼管	ロール方向	16	No.1	15.65	25.01	391.41	—	263.7	442.8	46.3	SS400
			No.2	15.63	25.04	391.38	—	271.4	444.8	45.7	
			No.3	15.64	25.00	391.00	294.0	287.6	446.8	45.1	
			平均	15.64	25.02	391.26	294.0	274.2	444.8	45.7	

表-2.1.5 供試体の製作に使用した溶接材料と溶接条件(CO₂半自動溶接)

(a) 溶接材料

JIS規格	ワイヤ銘柄	包被ガス	適用鋼種
YGW11	YM-26	CO ₂	50キロ鋼
YGW21	YM-60C	CO ₂	60キロ鋼

(b) 溶接条件

溶接サイズ (mm)	ワイヤ径 φ (mm)	層 数	電 流 (A)	電 圧 (V)	シールドガス	ガス流量	姿 勢
4	1.2	1	280	28	CO ₂ -100%	20ℓ/min	下向水平
5	1.2	1	280	28			
6	1.2	1	280	28			
7	1.2	1	280	28			
8	1.2	2	280	28			
9	1.2	2	280	28			

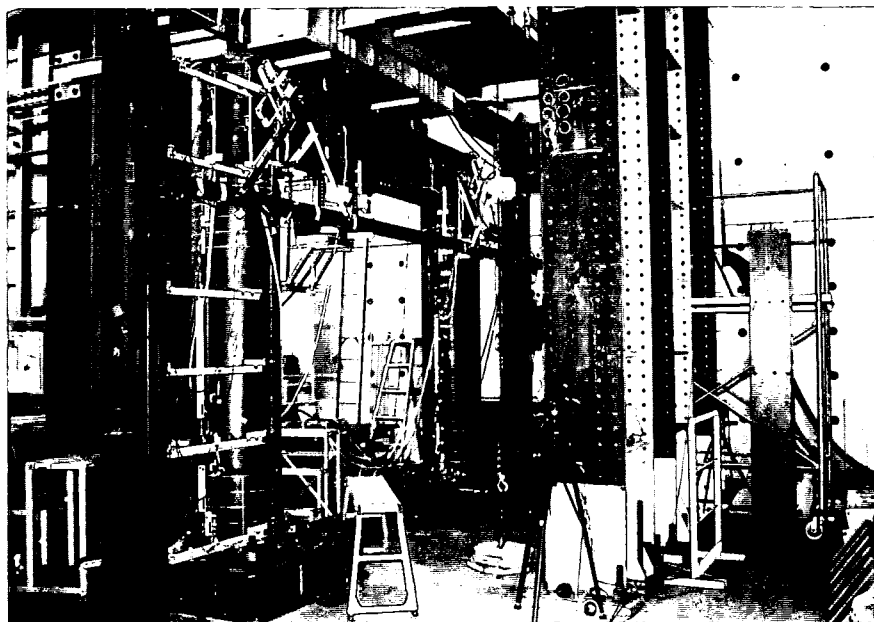


写真-2.2.1(1) 供試体の設置状況

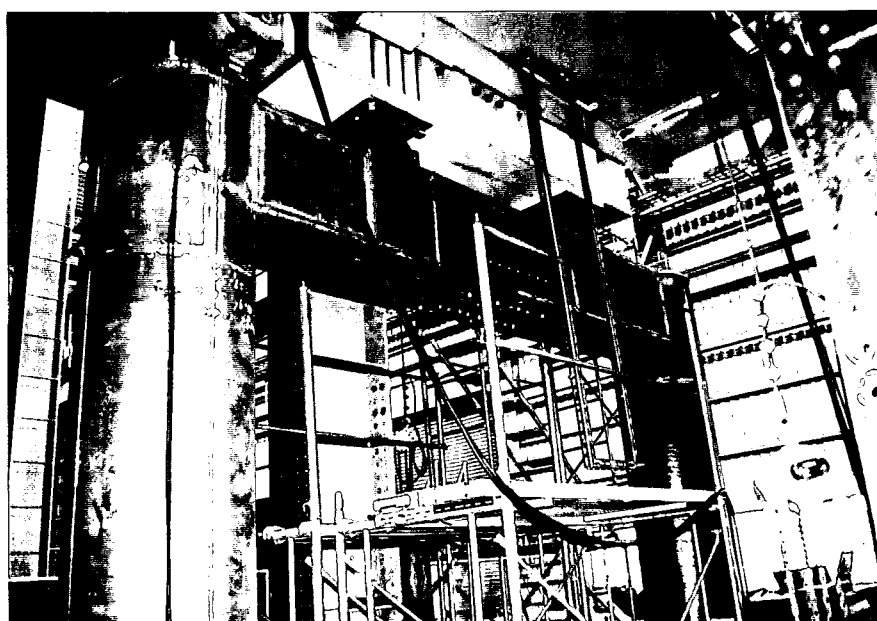


写真-2.2.1(2) 供試体の設置状況

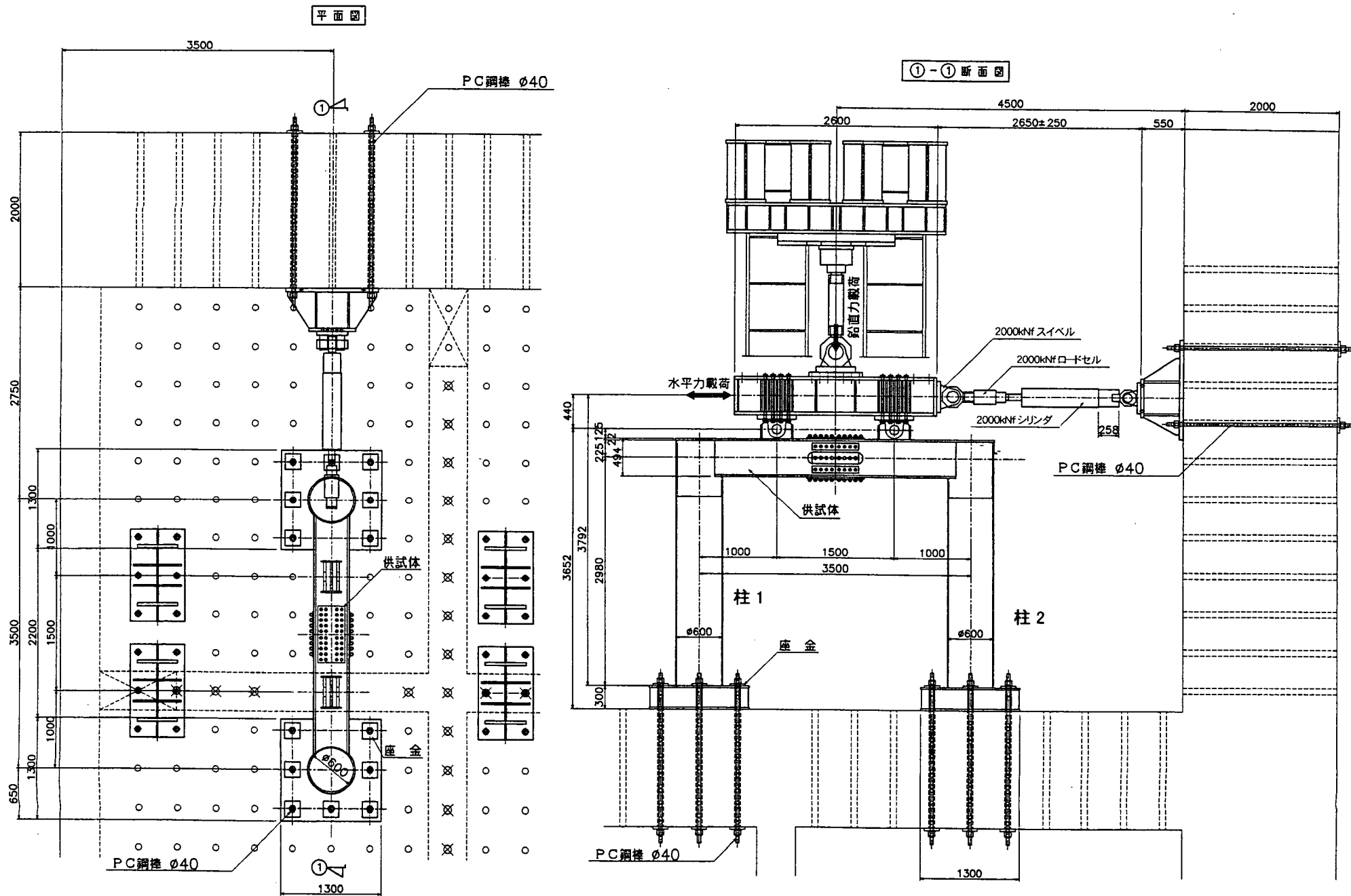
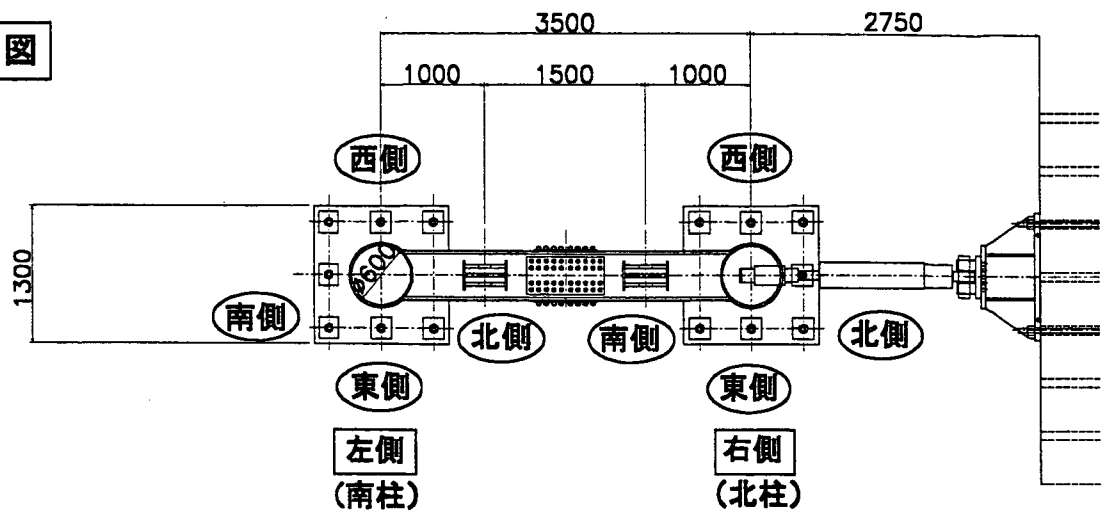


図-2.2.1(1) 供試体の設置状況

平面図



側面図

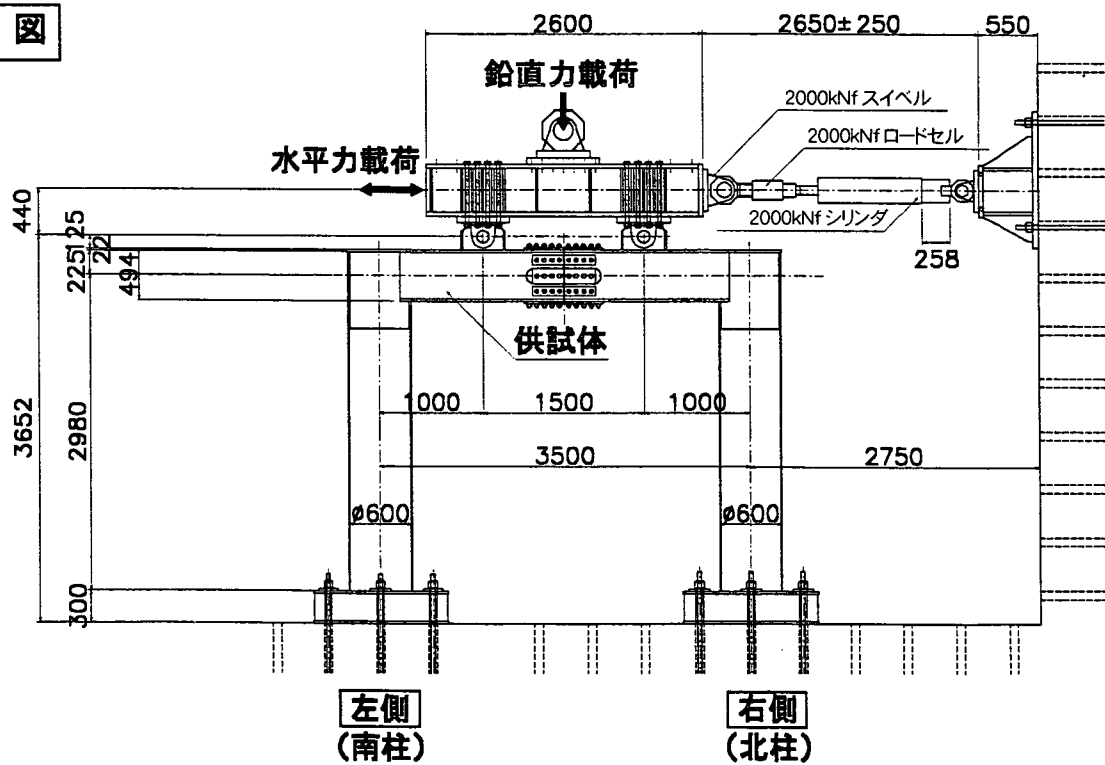


図-2.2.1(2) 供試体の設置状況

表-2.2.1 載荷装置の能力

Items		Specification and Performance	
Type		Horizontal type, bi-axial loading	
Specimen Size		Max,height	; 3527mm
Loading Capacity(Static)		Axial force	; Compression $\leq 5,000\text{kN}$
			; Stroke $+100\text{mm}$
		Horizontal force	; Compression $\leq 2,000\text{kN}$
			; Tension $\leq 2,000\text{kN}$
			; 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	; V;5,000kN , H;2,000kN
	Slide Base	Endurable load	; 5,000kN
		Stroke	; $< 500\text{mm}$
		Friction coefficient	; ≤ 0.005
	Restraining Equipment	Restraining force	; $\leq 100\text{kN}$
		Restraining range	; Axial $\pm 100\text{mm}$; Horizontal $\pm 250\text{mm}$

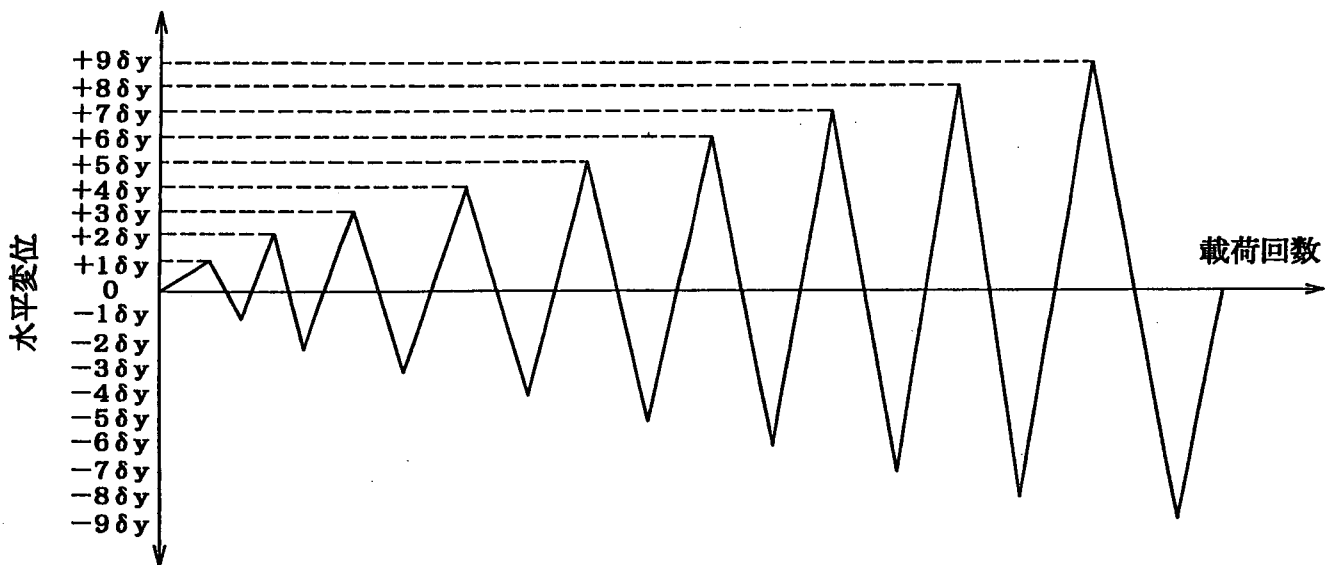


図-2.2.2 載荷方法

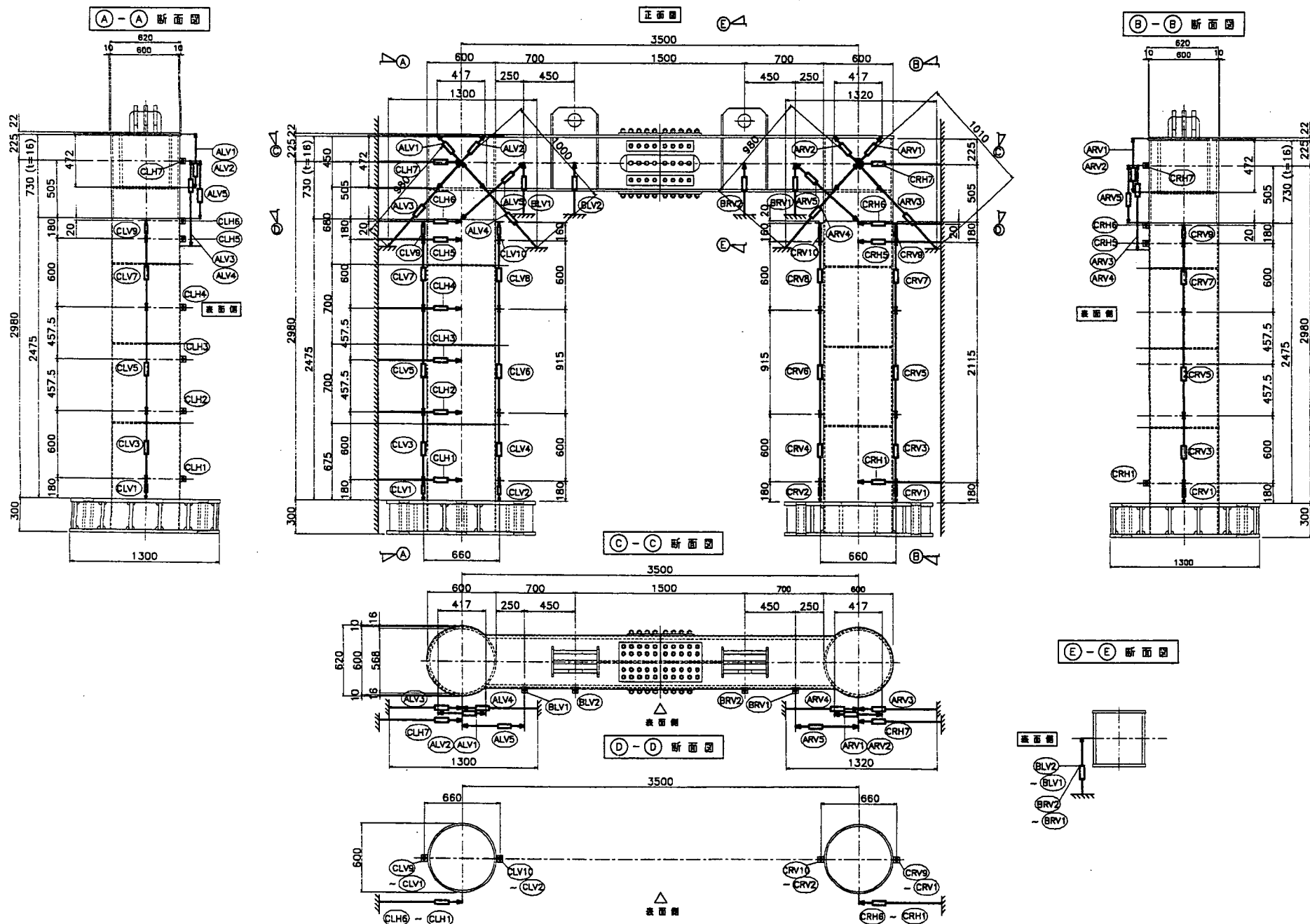


図-2.3.1 変位計の設置位置

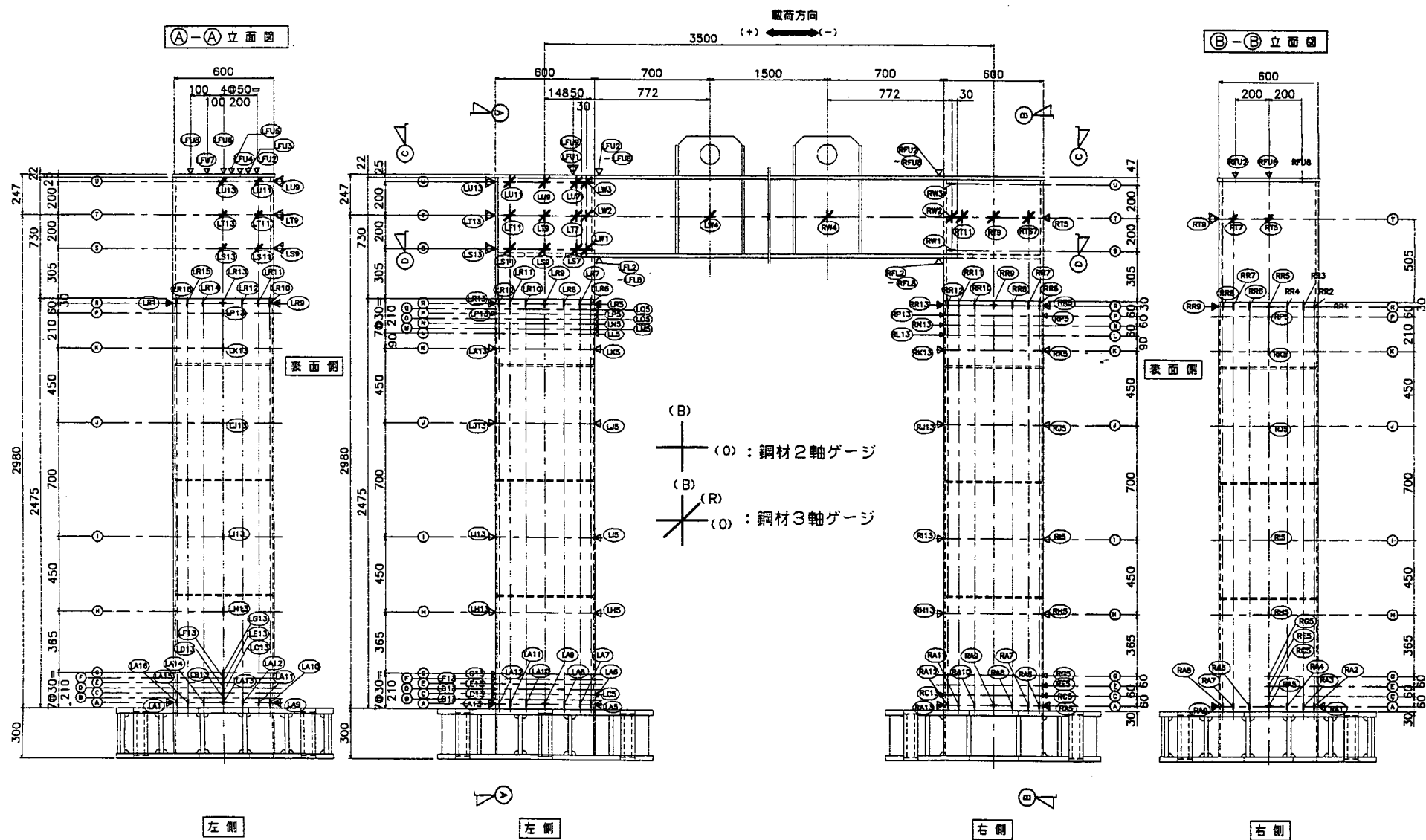
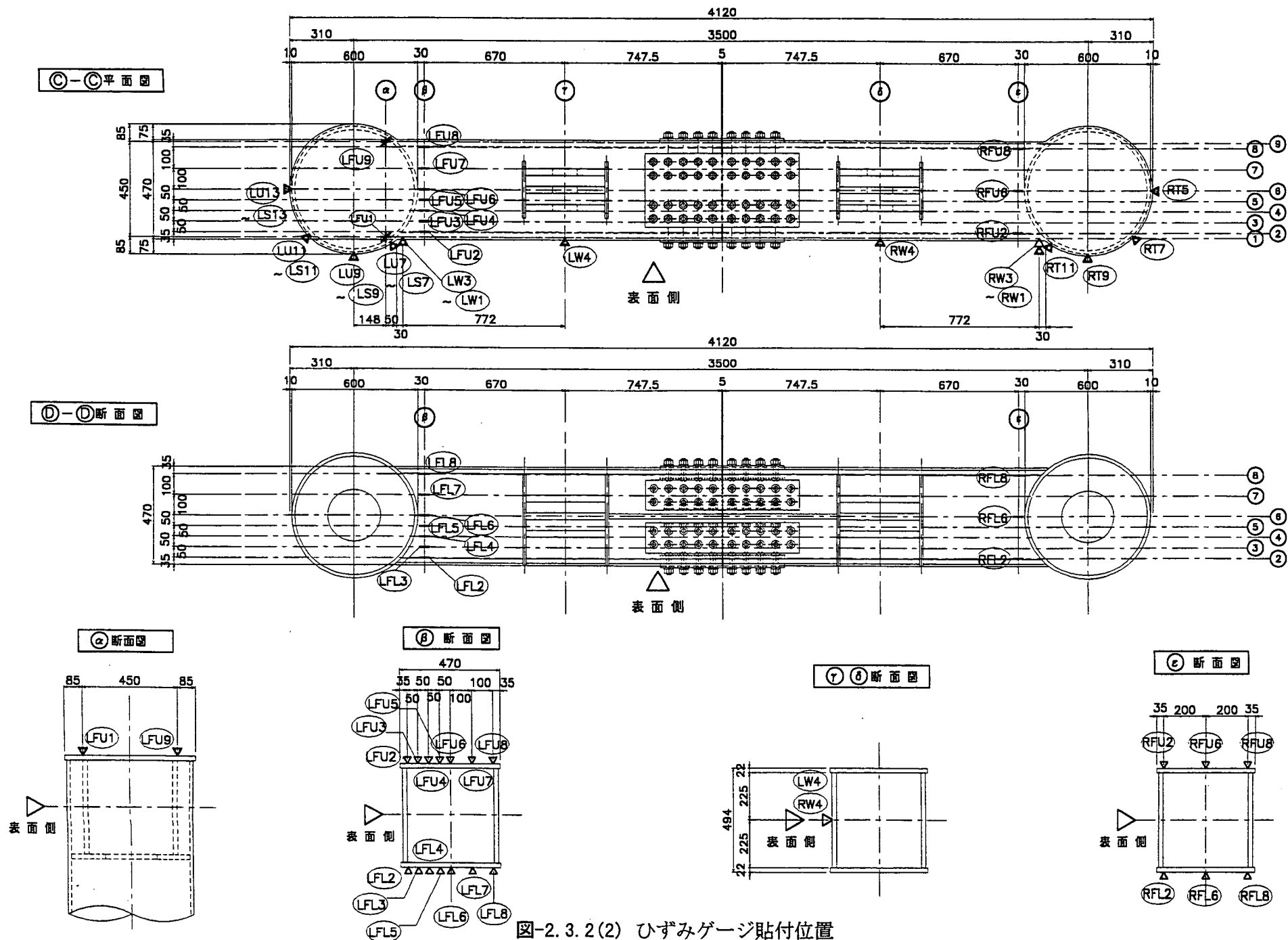


図-2.3.2(1) ひずみゲージ貼付位置



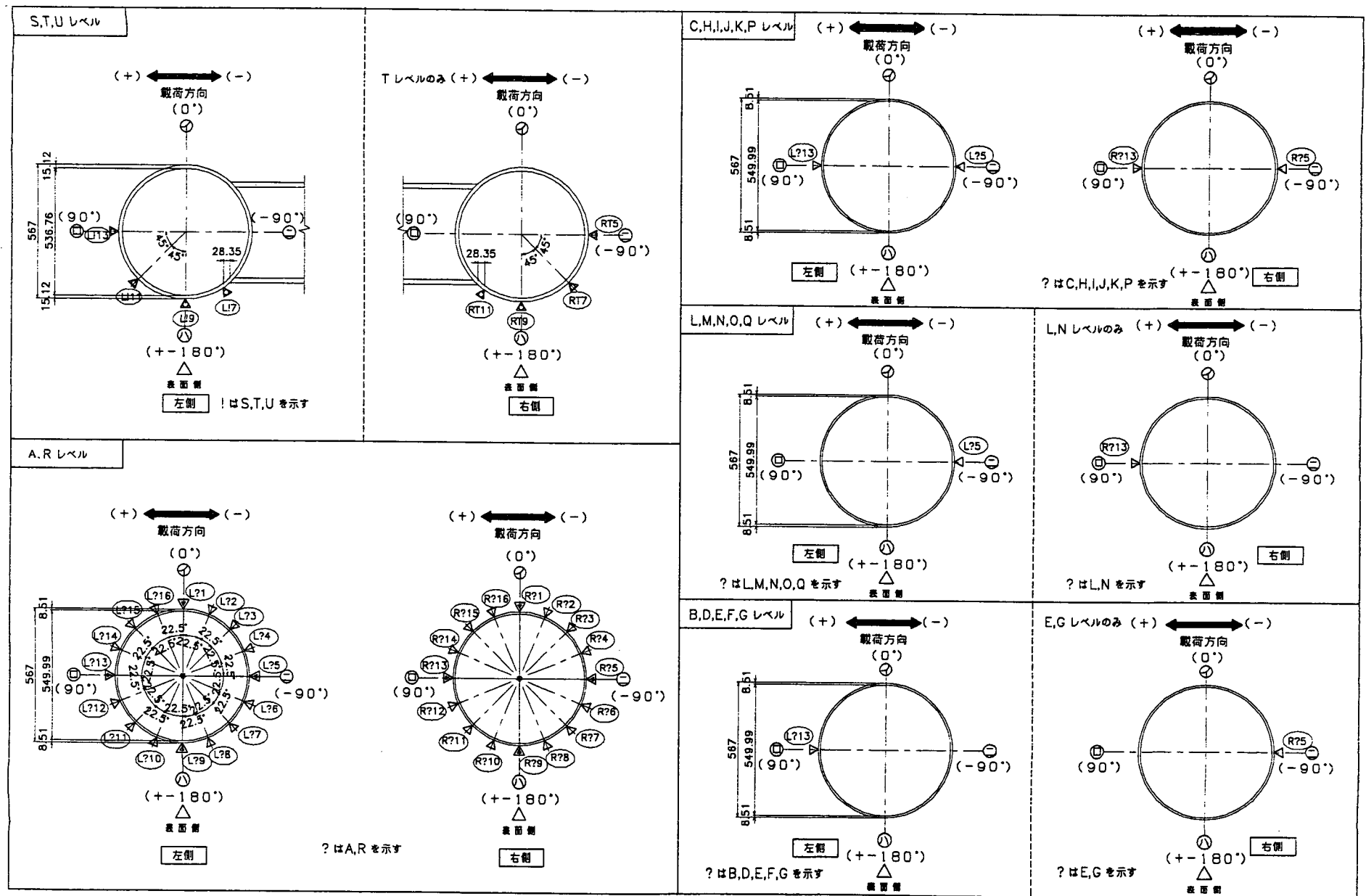


図-2.3.2(3) ひずみゲージ貼付位置



写真-2.3.1 型取りゲージ

3. 實驗結果

表-3.1 実験結果一覧表

	降伏荷重	最大荷重	耐力上昇率	降伏変位	最大荷重時 変位	97%変位	95%変位	終局変位
	P_{yM} (kN)	P_u (kN)	P_u/P_{yM}	δ_{yM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)
実験値	791.3	1517	1.92	9.9	39.6	46.2	50.6	85.6
単柱の推定値	—	—	1.52	—	—	—	—	—

δ_m/δ_{yM}	δ_{97}/δ_{yM}	δ_{95}/δ_{yM}	δ_u/δ_{yM}
4.00	4.67	5.11	8.65
3.47	—	4.19	—

P_{yM} ：実験において圧縮側脚の基部が降伏ひずみに達したときの降伏水平荷重

P_u ：最大荷重

δ_{yM} ：水平荷重が P_{yM} のときの水平変位

δ_m ：包絡線において水平荷重が P_u のときの水平変位

δ_{97} ：包絡線において水平荷重が $P_{97}(P_u$ の 97% の荷重) のときの水平変位

δ_{95} ：包絡線において水平荷重が $P_{95}(P_u$ の 95% の荷重) のときの水平変位

δ_u ：包絡線において水平荷重が P_{yM} のときの水平変位

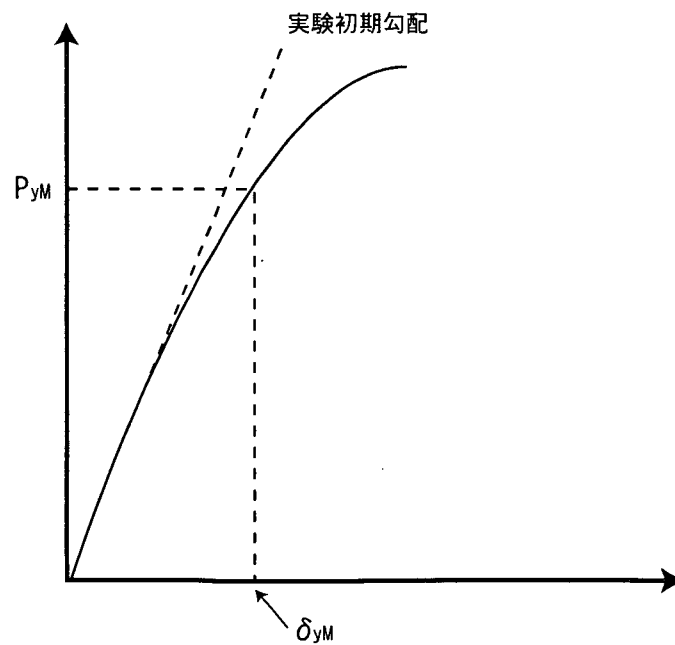
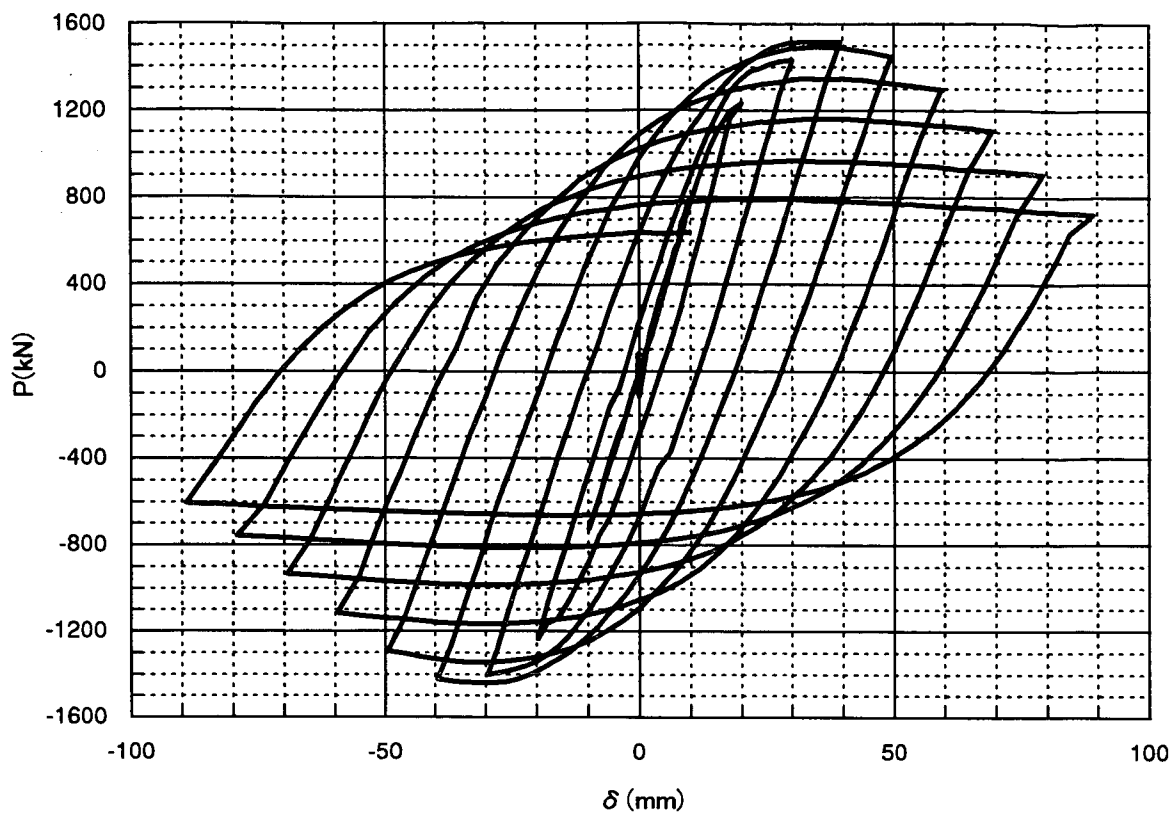
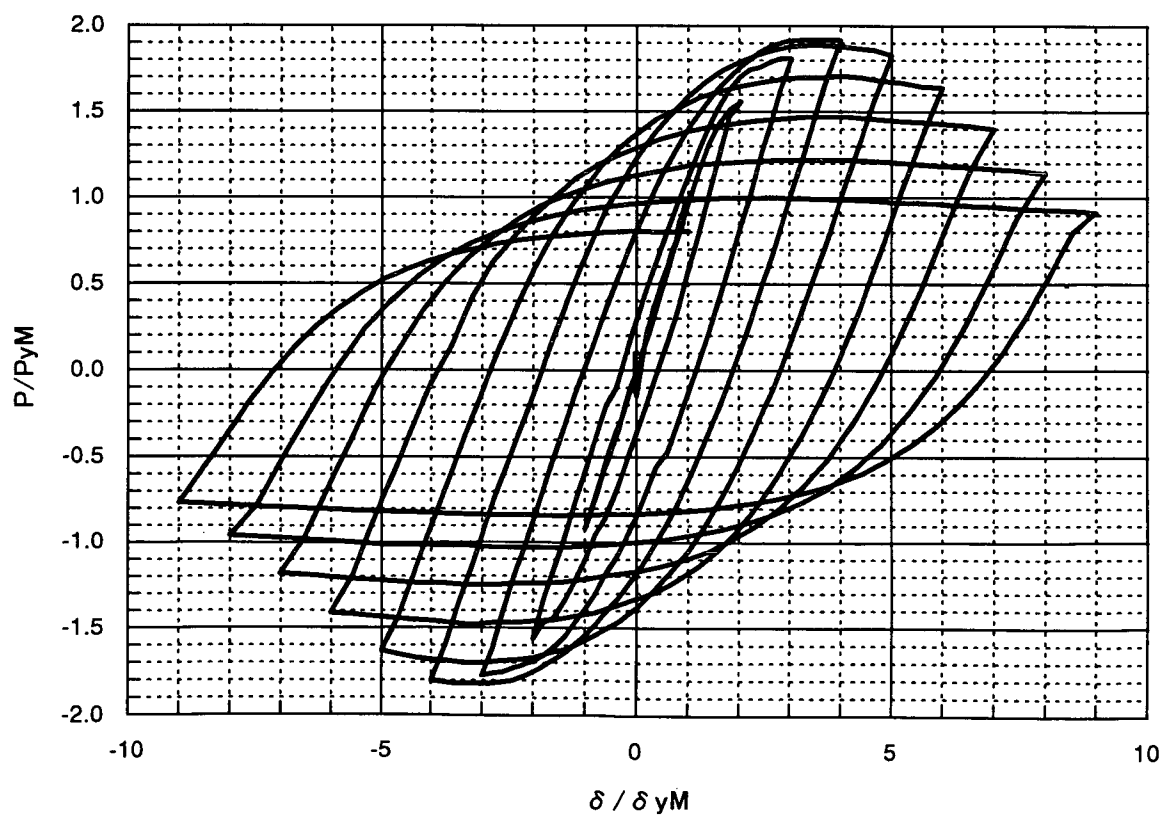


図-3.1 P_{yM} 、 δ_{yM} の定義



(1) 水平荷重－水平変位履歴曲線

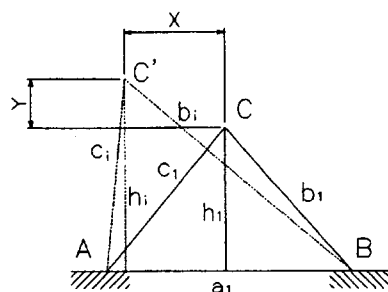


(2) 無次元化した水平荷重－水平変位履歴曲線

図3.2.1 水平荷重－水平変位履歴曲線

点Aと点Bの直線距離を a_1 、点Bと点Cとの直線距離を b_1 、および点Cと点Aとの直線距離を c_1 とする。点Cが点C'へ移動したときの、点Bと点C'の直線距離を b_i 、点C'と点Aの直線距離を c_i とする。 c_i と c_1 の差を δ_{1i} 、 b_i と b_1 の差を δ_{2i} とし、点Cと点C'の水平移動距離(水平変位) X を、次式のように算出した。

また、ヘロンの公式により三角形ABCの面積 A_1 と三角形ABC'の面積 A_i を算出し、それぞれの2倍を底辺 a_1 で除して三角形ABCの高さ h_1 と三角形ABC'の高さ h_i を算出する。両者の差より鉛直変位 Y を算出する



水平変位 X の算定

$$X = \frac{c_i^2 - b_i^2 - c_1^2 + b_1^2}{2a_1} \dots 1$$

$$c_i = c_1 - \delta_{1i}$$

$$b_i = b_1 - \delta_{2i}$$

鉛直変位 Y の算定

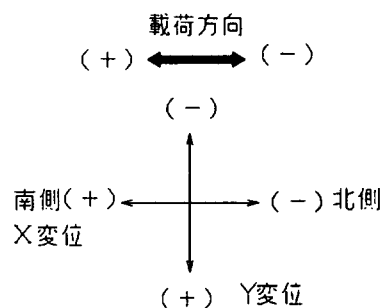
三角形ABCの面積 A_1 $S_1 = \frac{a_1 + b_1 + c_1}{2}$

三角形ABCの高さ h_1 $h_1 = \frac{2 \cdot A_1}{a_1}$

三角形ABC'の面積 A_i $S_i = \frac{a_1 + b_i + c_i}{2}$

三角形ABC'の高さ h_i $h_i = \frac{2 \cdot A_i}{a_1}$

前提条件: (1) δ_{1i} 、 δ_{2i} の符号は伸び側を-とする。
(2) 全体座標は下図とする。



初期値

	左側	右側
a_1 (mm)	1300	1320
b_1 (mm)	1000	1010
c_1 (mm)	980	980

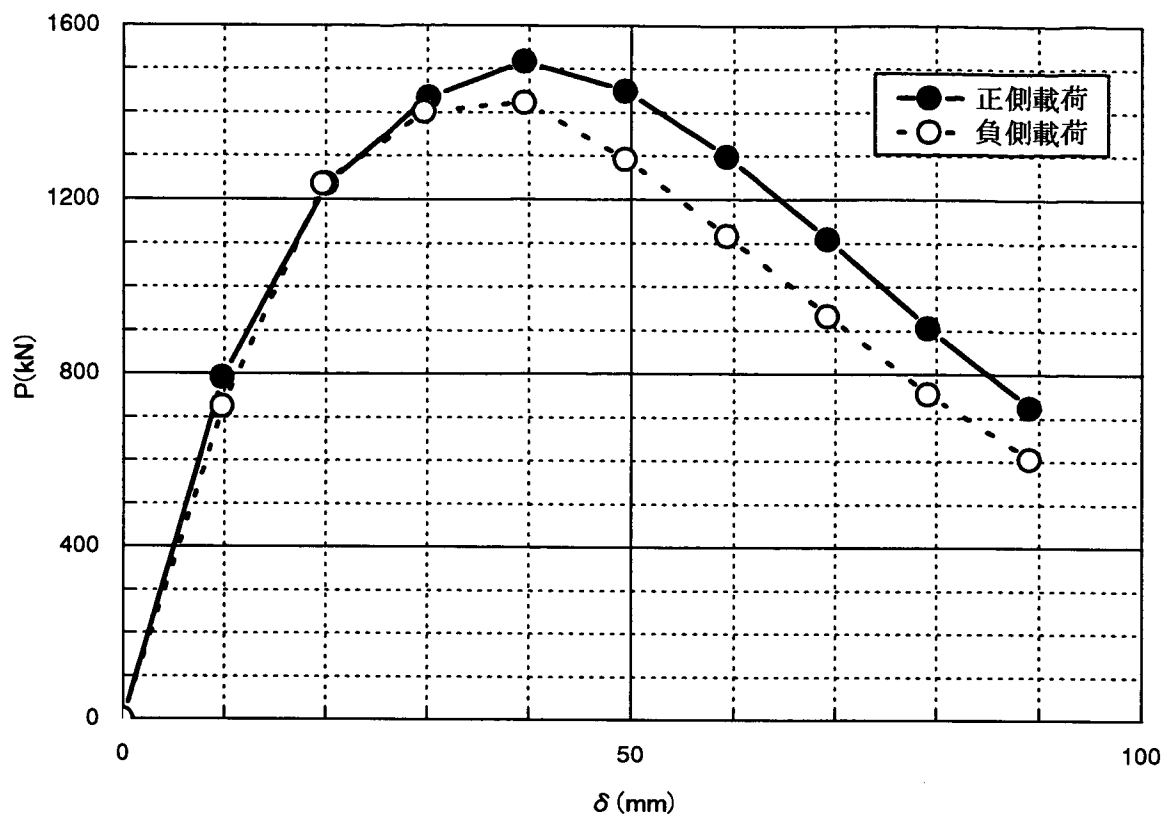
	左側	右側
δ_{1i}	ALV3の変形量	ARV4の変形量
δ_{2i}	ALV4の変形量	ARV3の変形量

$$A_1 = \sqrt{S_1(S_1 - a_1)(S_1 - b_1)(S_1 - c_1)}$$

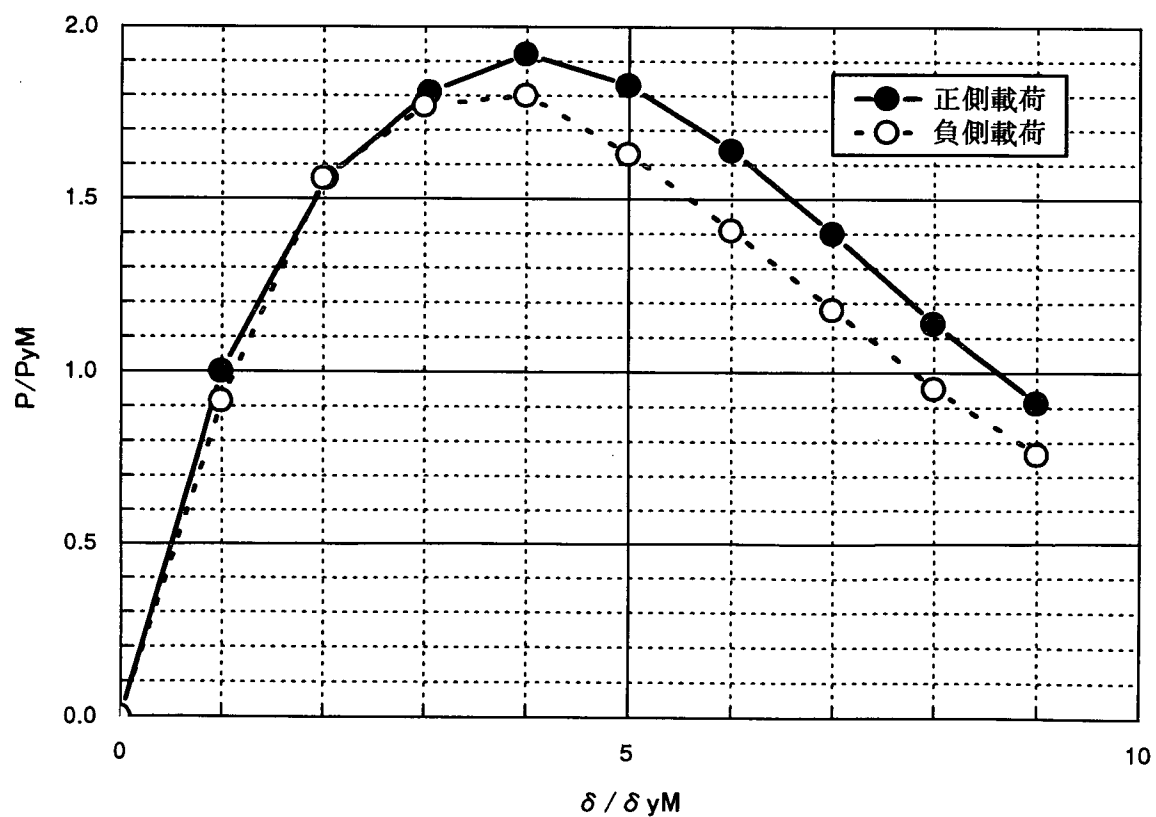
$$A_i = \sqrt{S_i(S_i - a_1)(S_i - b_i)(S_i - c_i)}$$

$$Y = h_1 - h_i \quad (\text{mm})$$

図-3.2.2 水平変位の算定方法

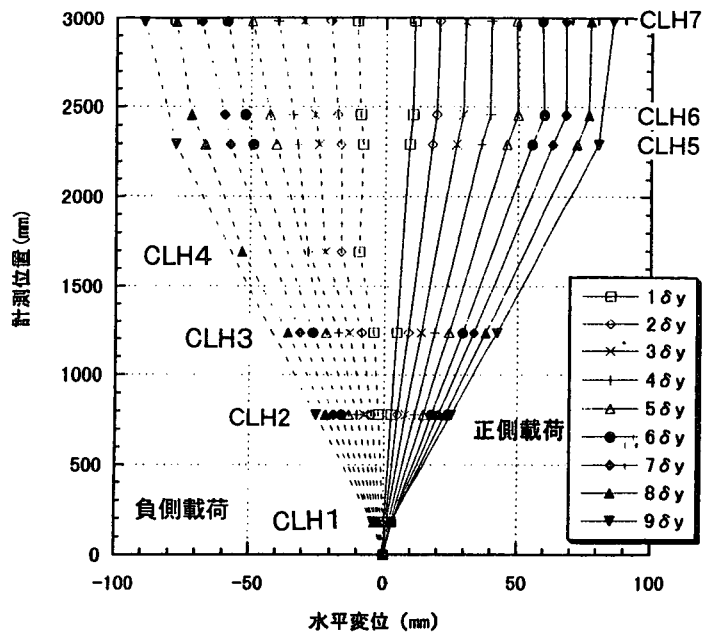


(1) 水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線

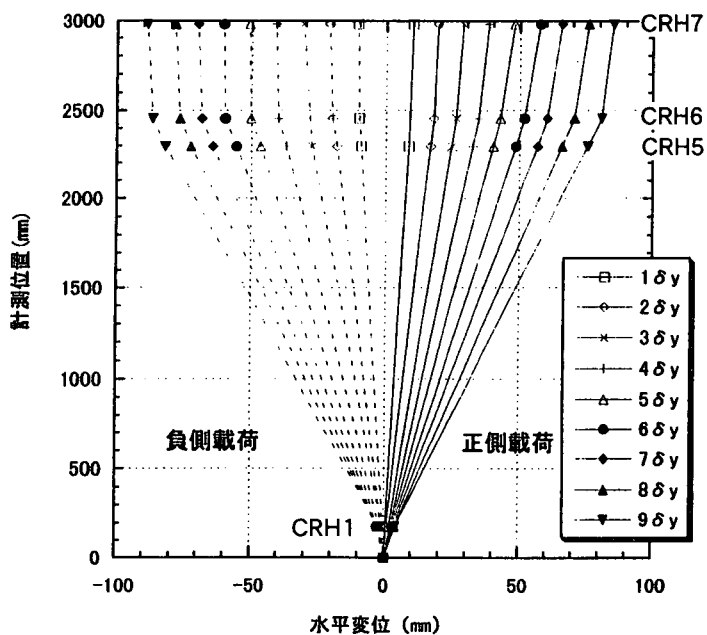
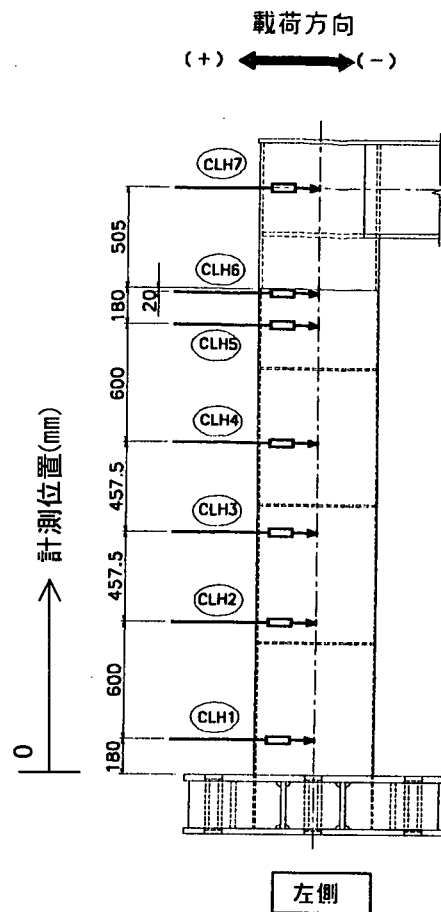


(2) 無次元化した水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線

図3.3 水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線



(1) 柱1 (左側)



(柱) 図中に示していない計測値は異常であったため除外した

(2) 柱2 (右側)

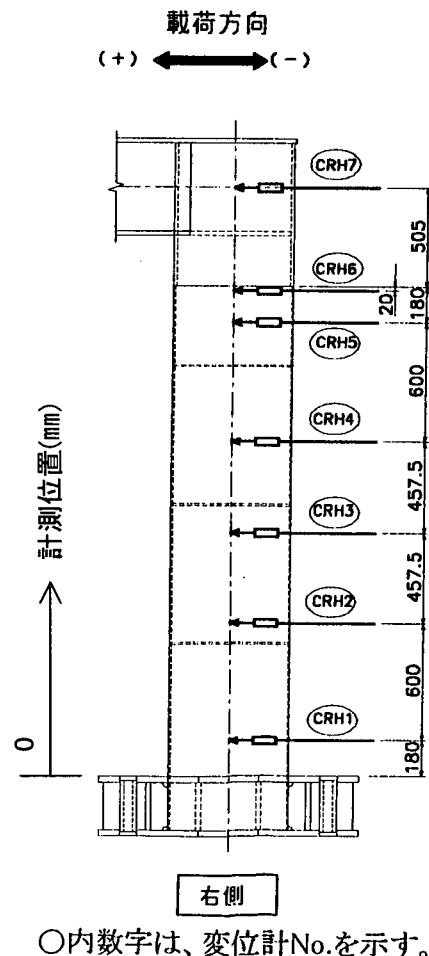


図-3.4 水平変位の鉛直方向分布(変形モード)

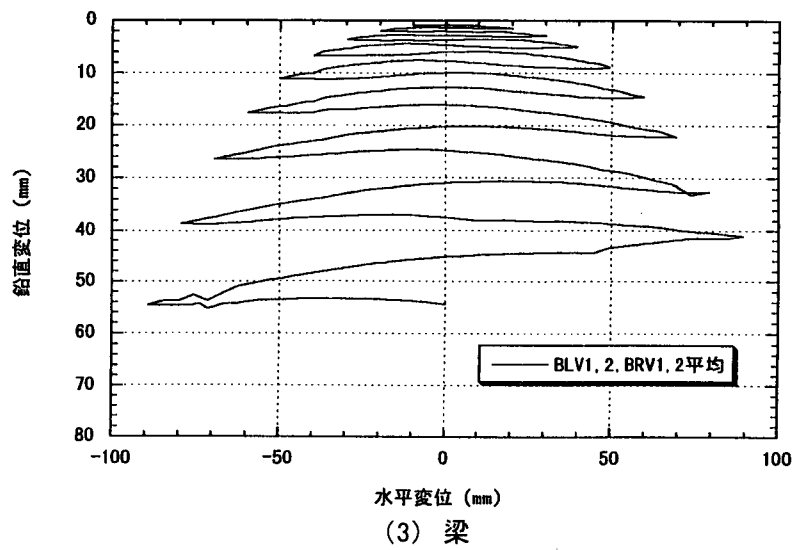
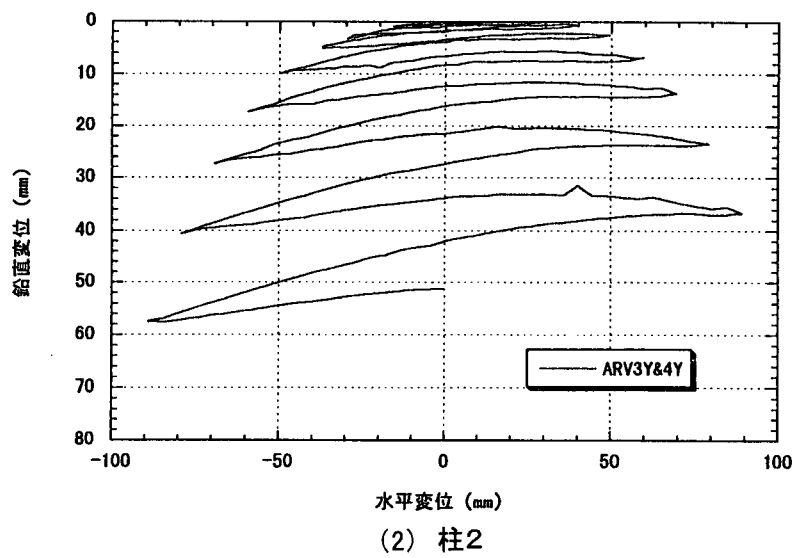
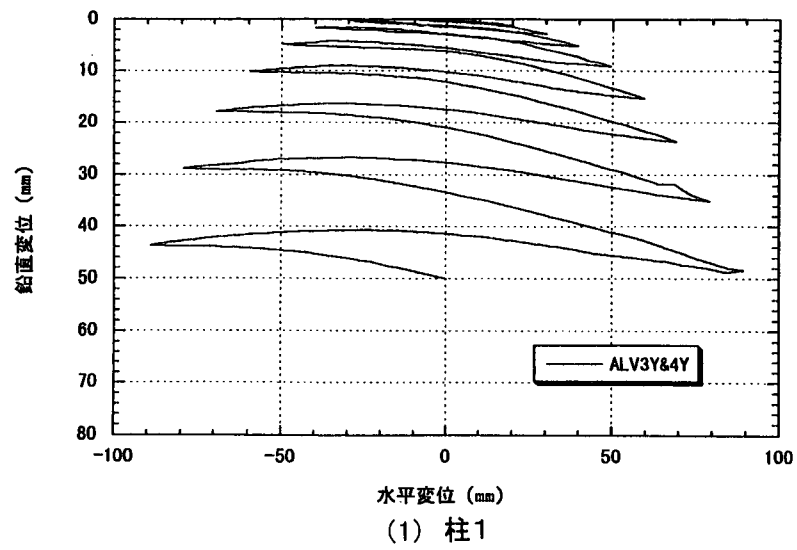


図-3.5 鉛直変位—水平変位関係

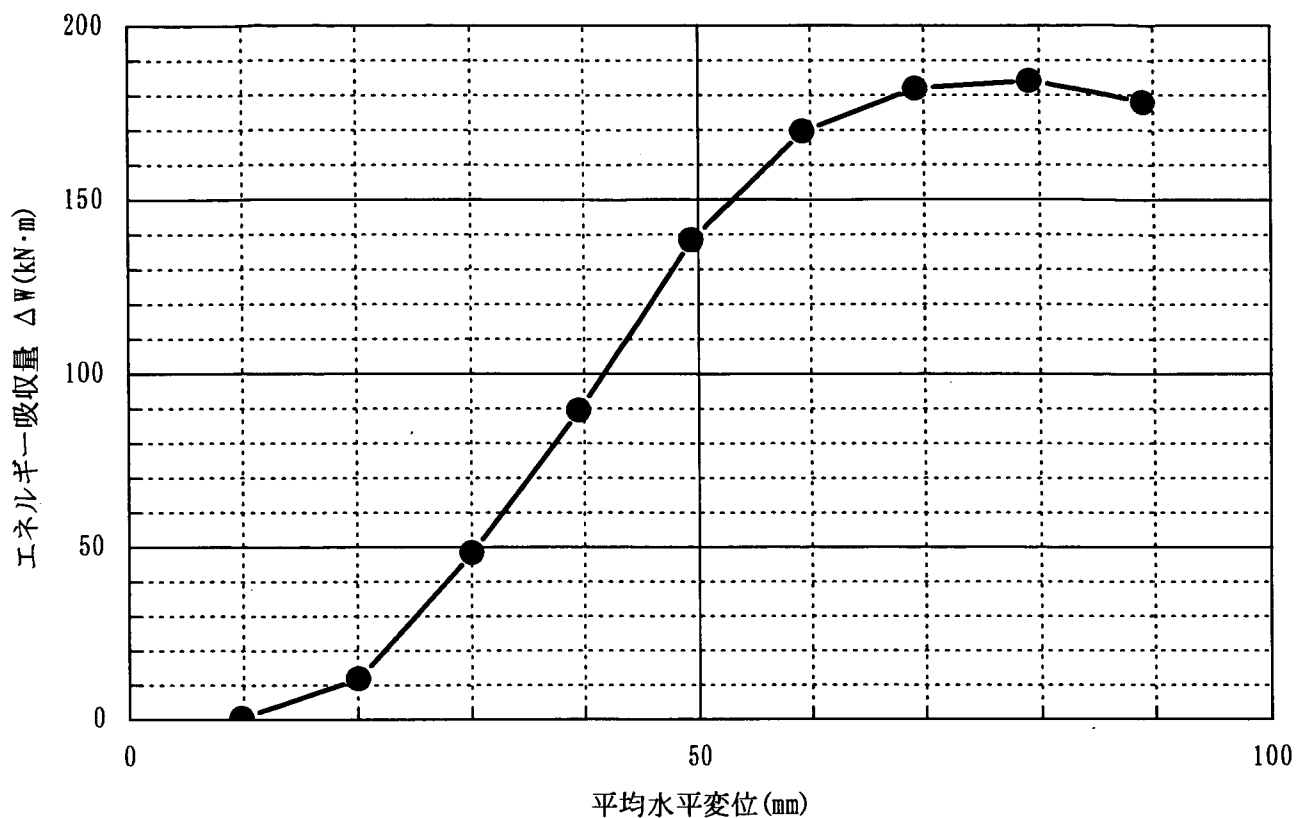


図-3.6.1 エネルギー吸収量

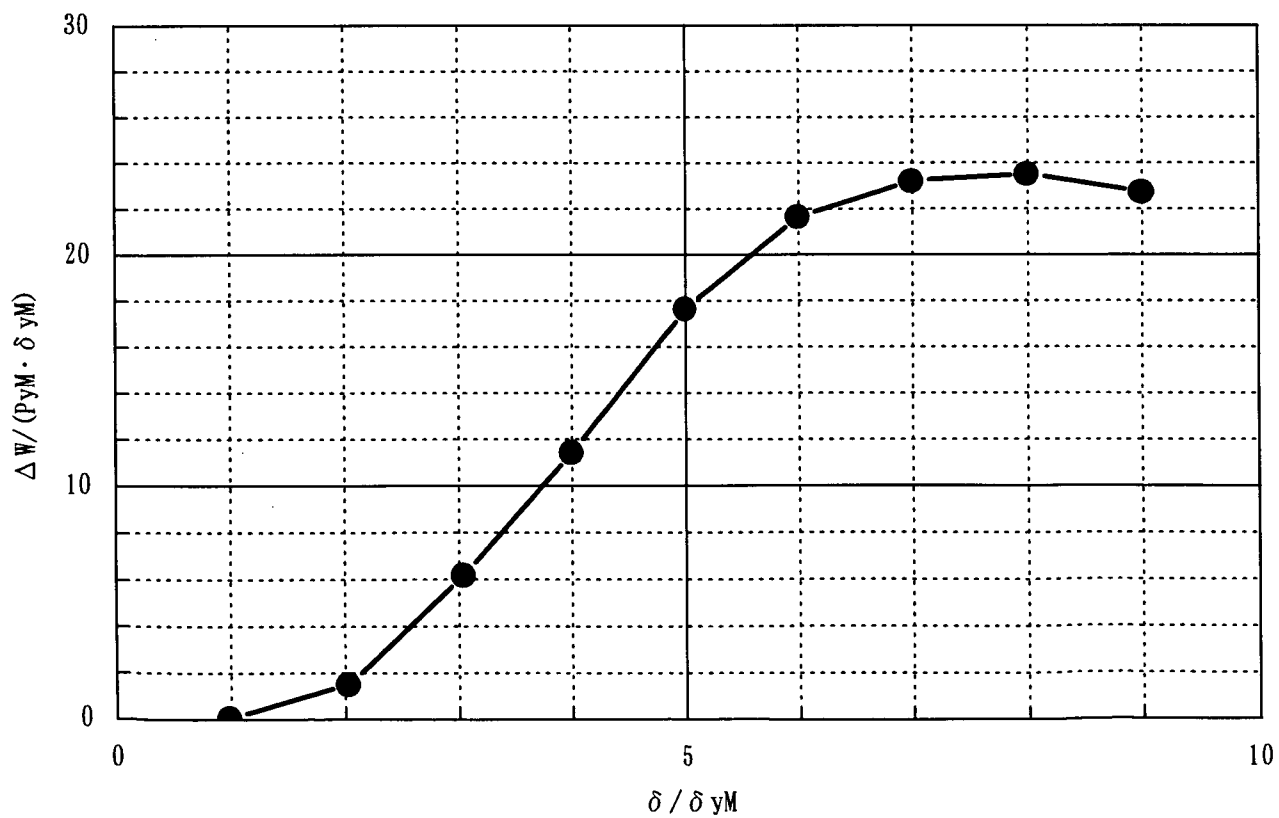


図-3.6.2 無次元化エネルギー吸収量

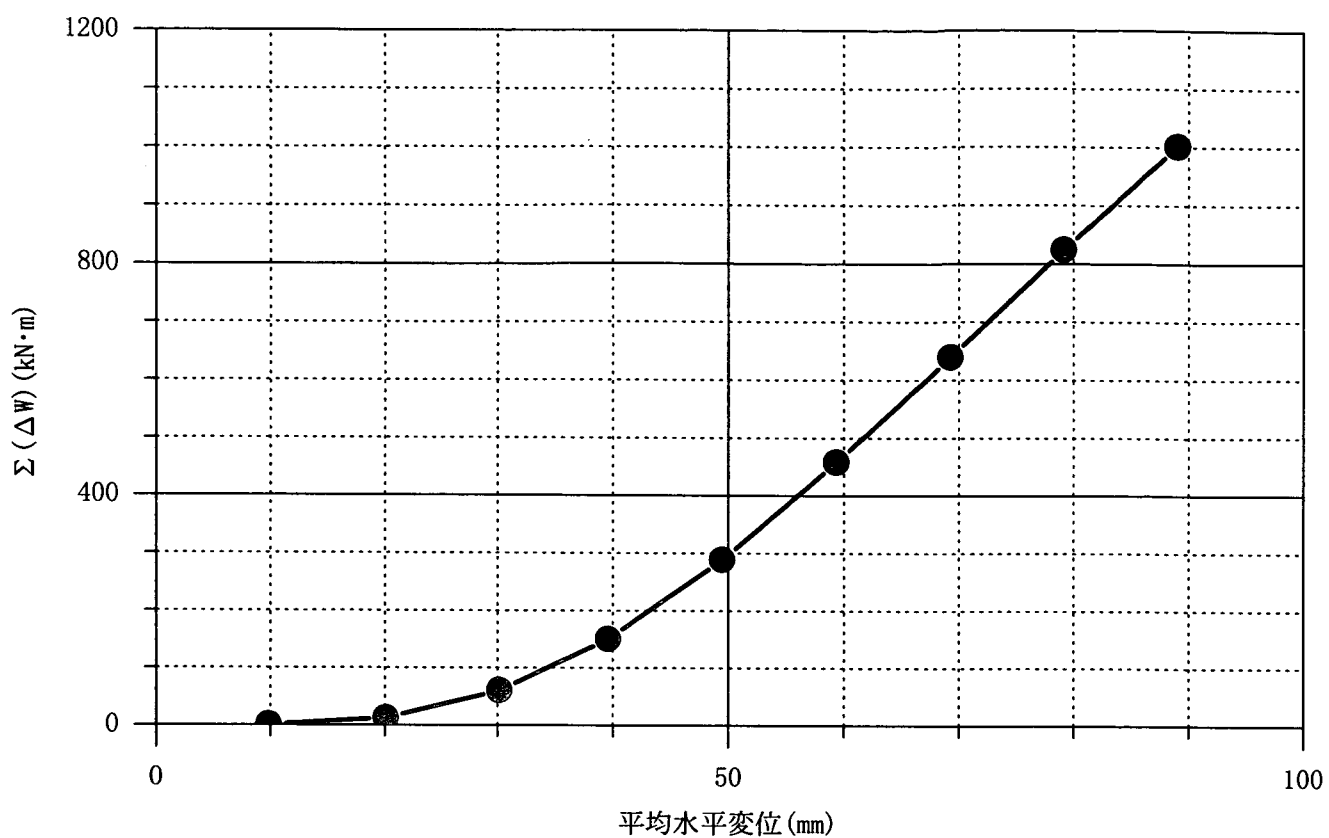


図3.6.3 累積吸収エネルギー量

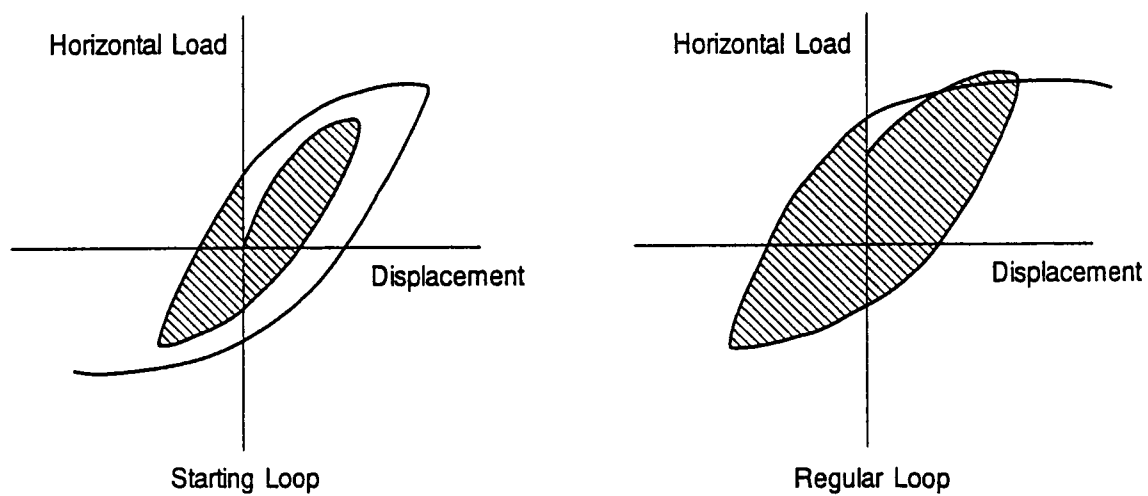


図-3.6.4 1 サイクルでのエネルギー吸収量

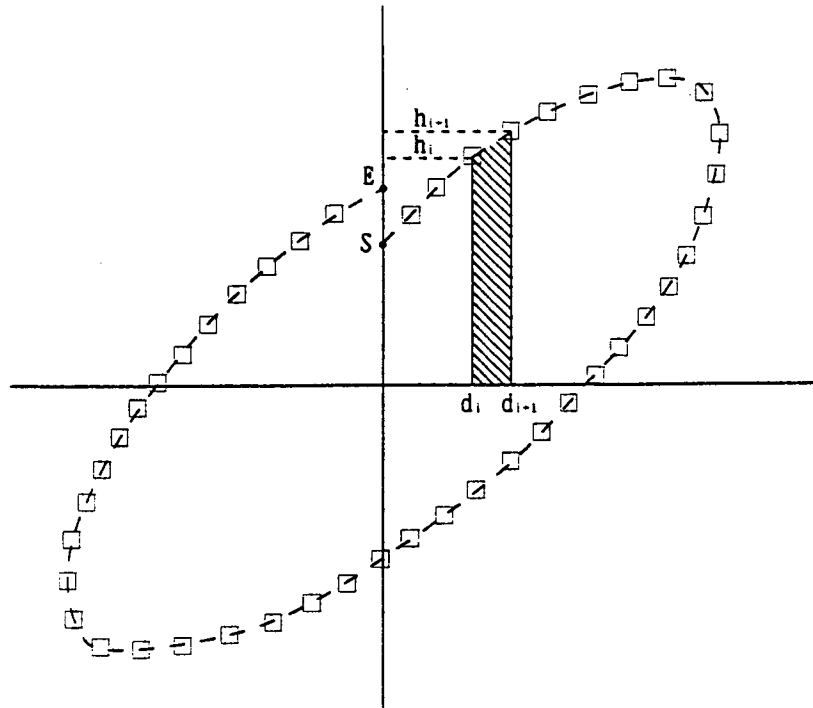


図-3.6.5 エネルギー吸収量の計算方法

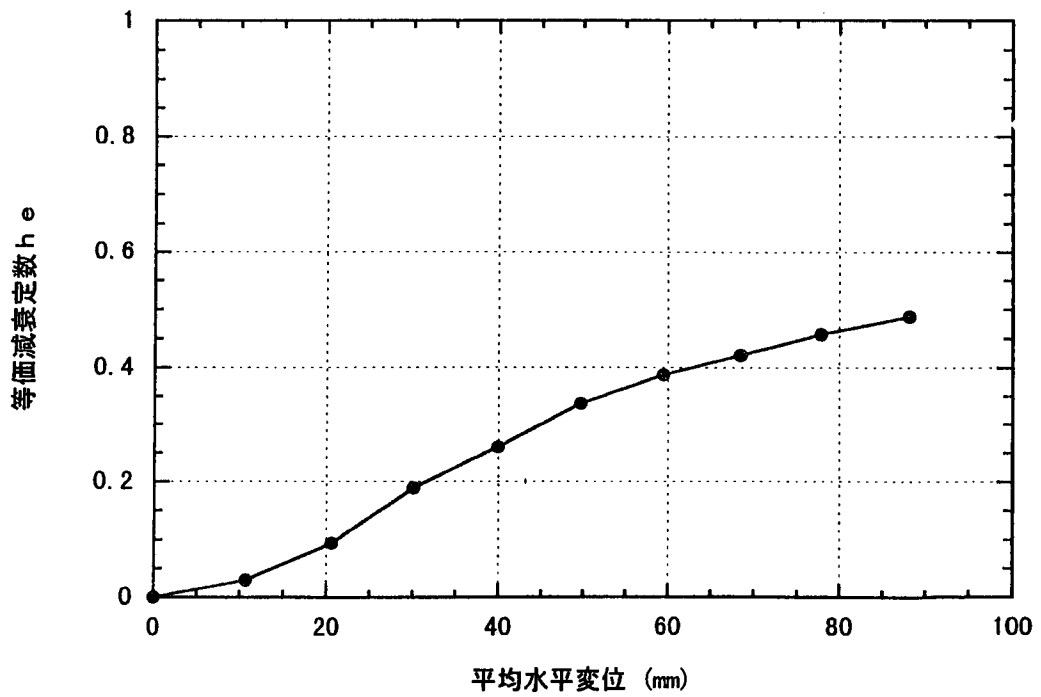


図-3.7.1 各サイクルでの減衰定数

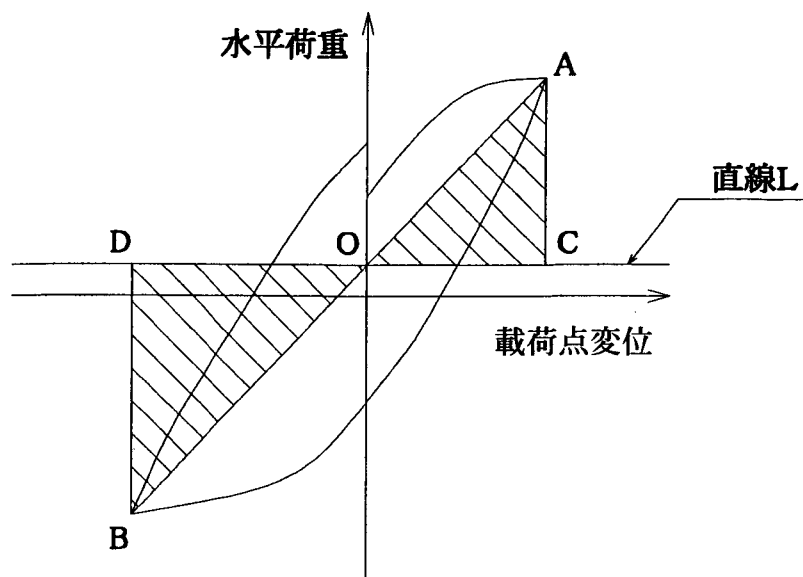
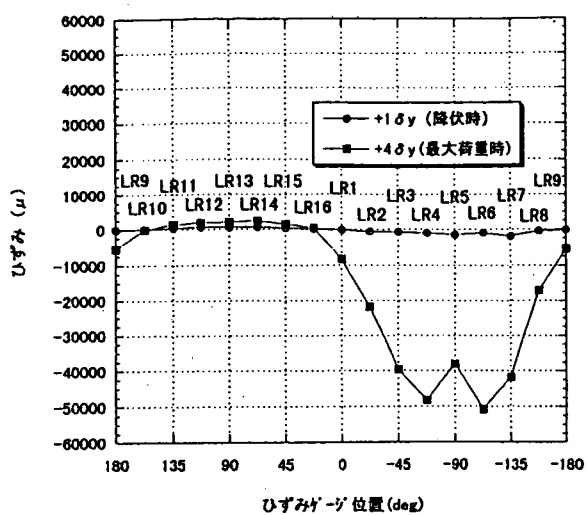
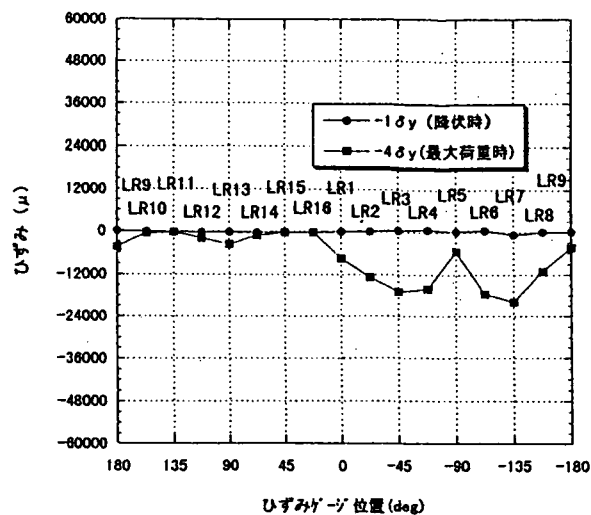


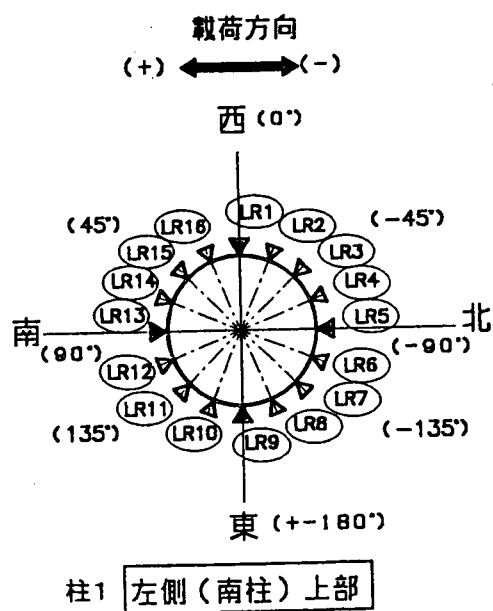
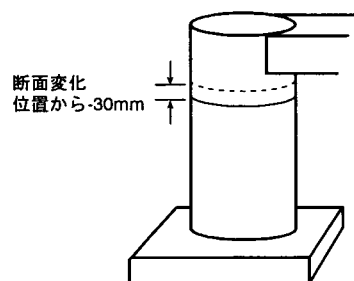
図-3.7.2 等価減衰定数と等価剛性の定義



(a) 載荷方向+側

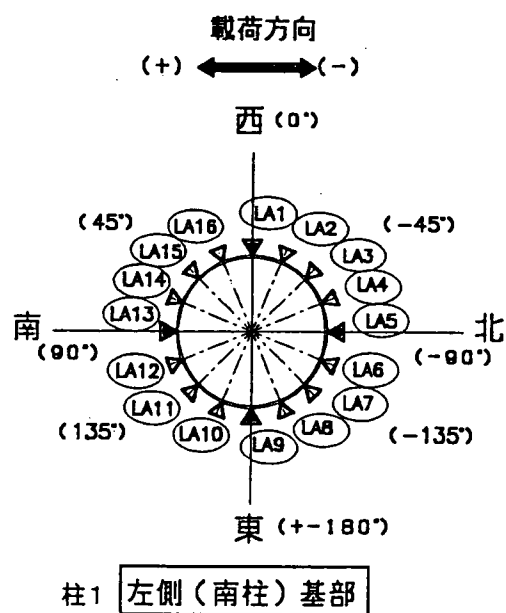
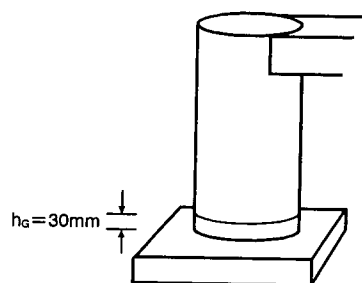
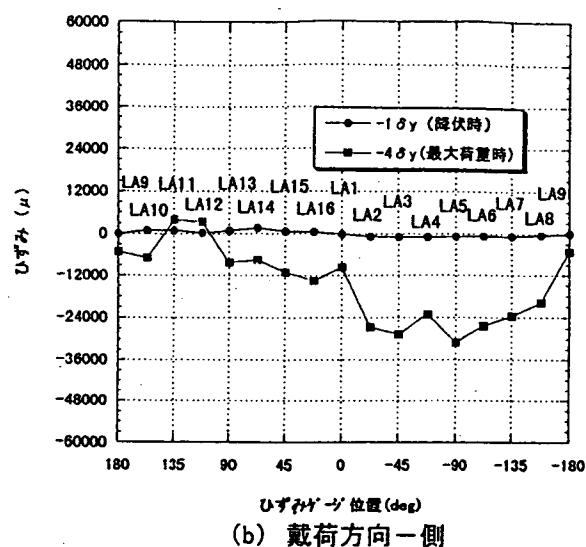
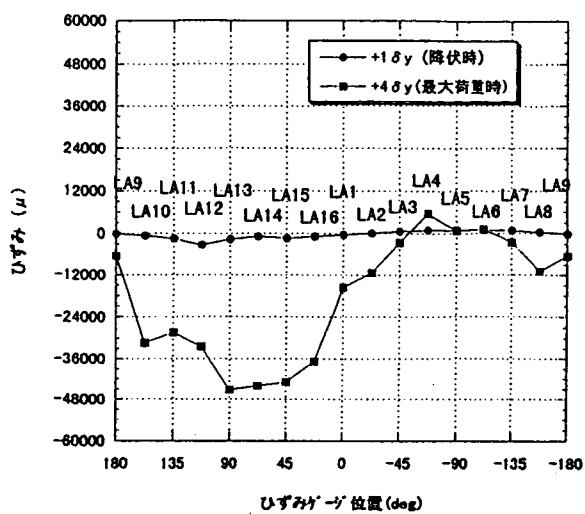


(b) 載荷方向-側



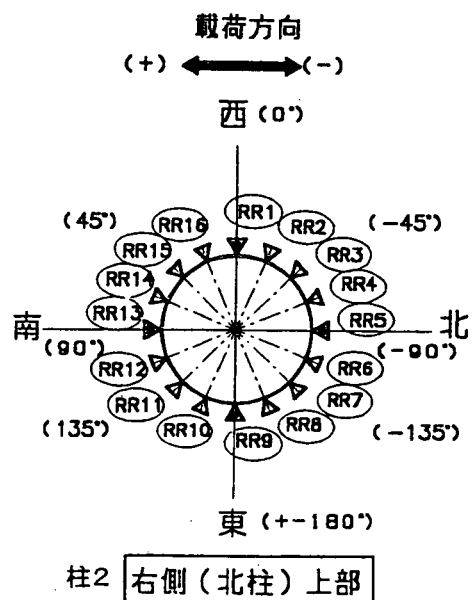
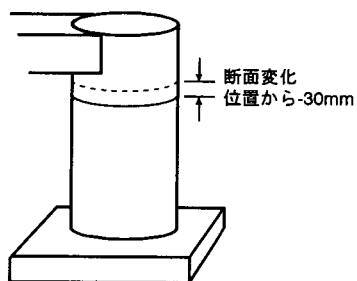
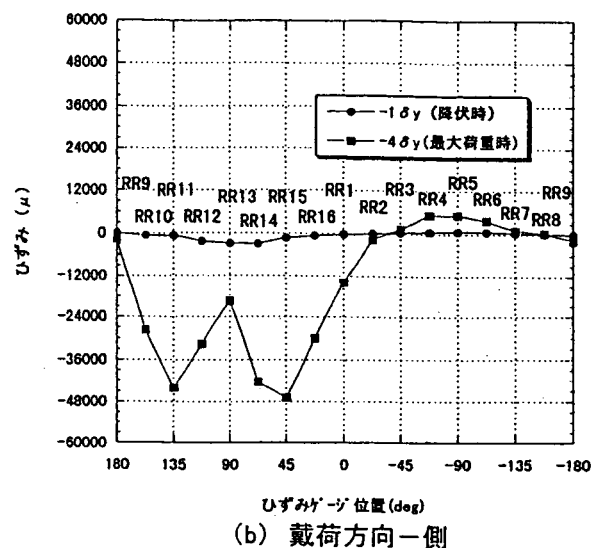
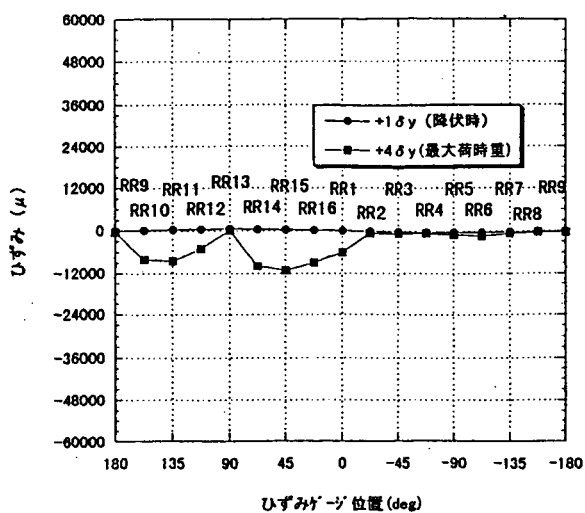
グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.1(1) 柱1 - 断面内の軸方向ひずみ分布 (高さ2445mm)



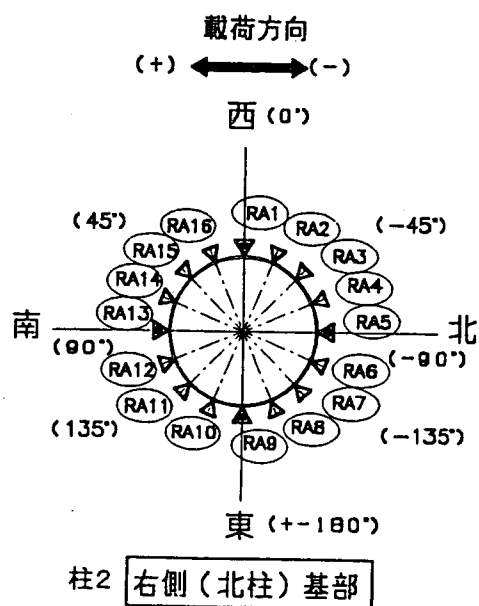
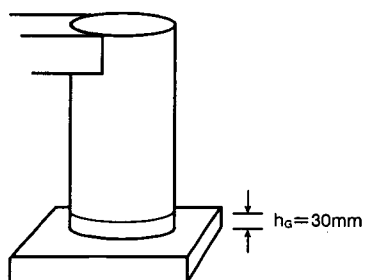
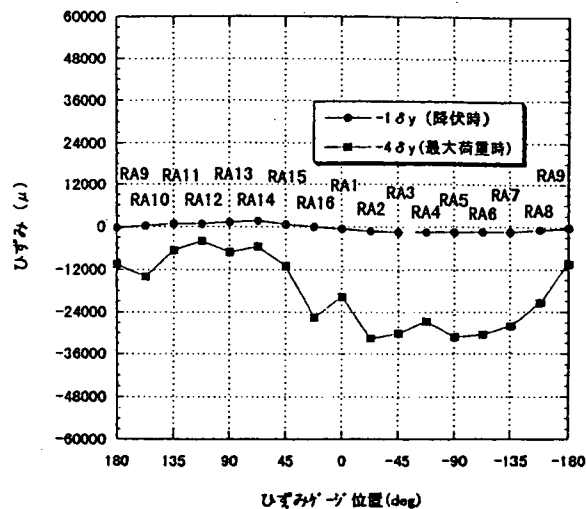
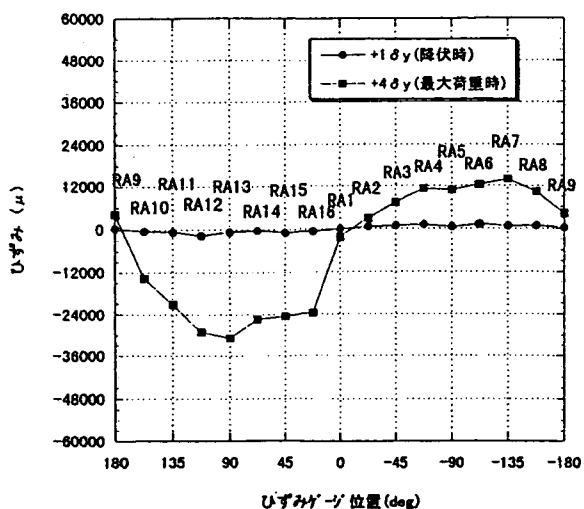
グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.1(2) 柱1－断面内の軸方向ひずみ分布 (高さ30mm)



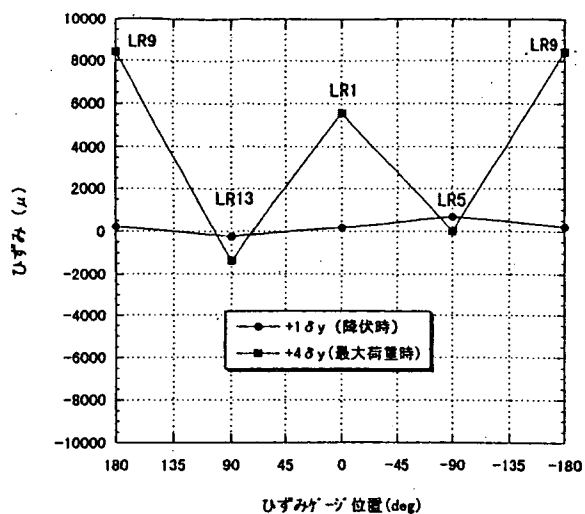
グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.1(3) 柱2 -断面内の軸方向ひずみ分布 (高さ2445mm)

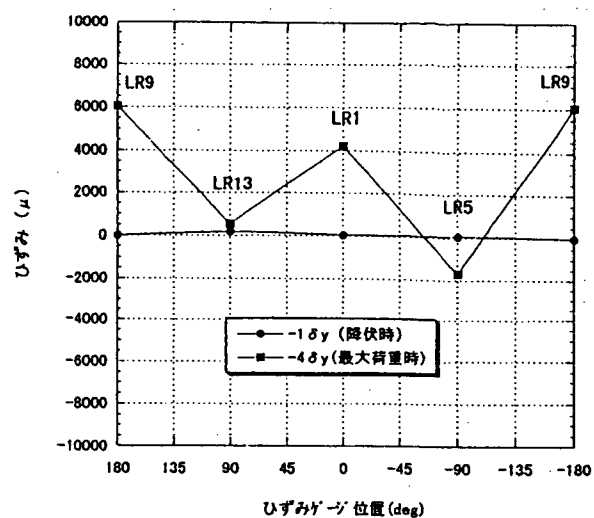


グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

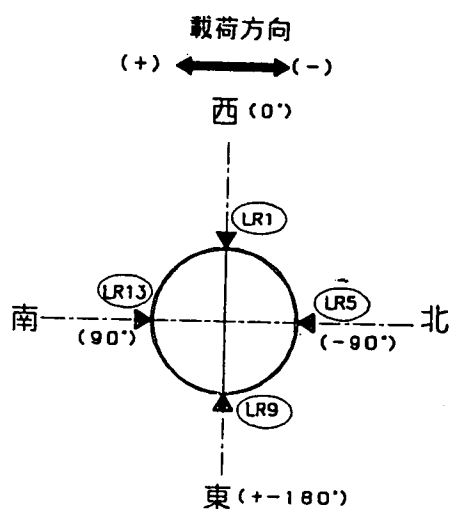
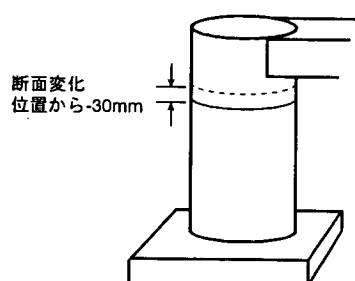
図-3.8.1(4) 柱2-断面内の軸方向ひずみ分布 (高さ30mm)



(a) 戴荷方向+側



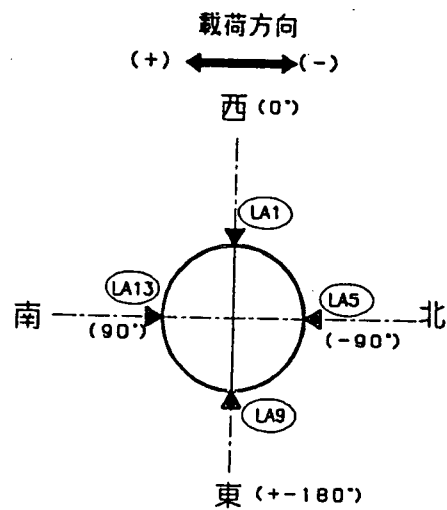
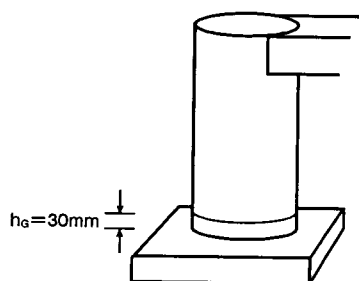
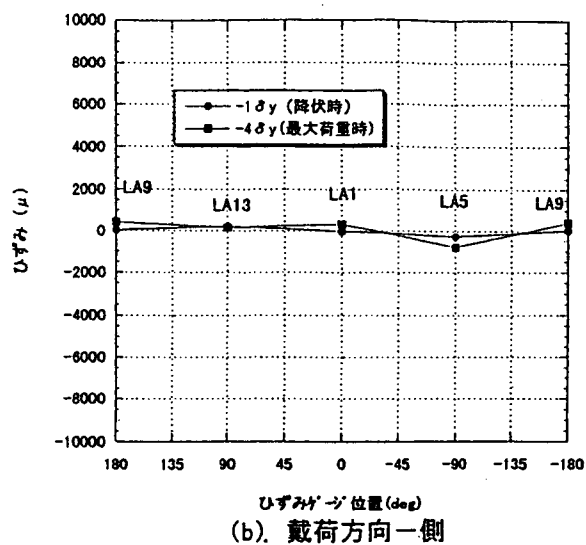
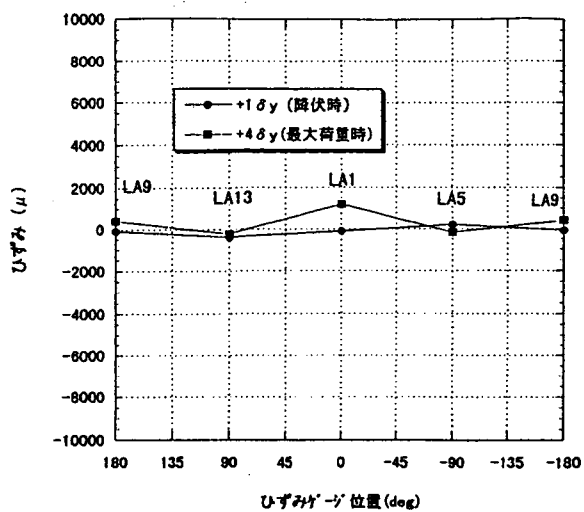
(b) 戴荷方向-側



柱1 左側(南柱)上部

グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

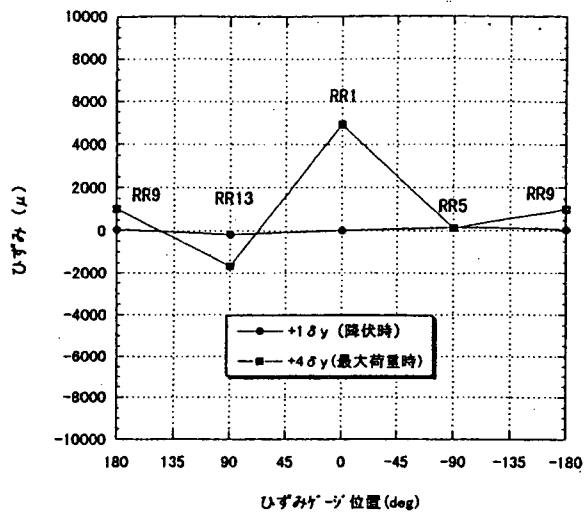
図-3.8.1(5) 柱1 - 断面内の周方向ひずみ分布 (高さ2445mm)



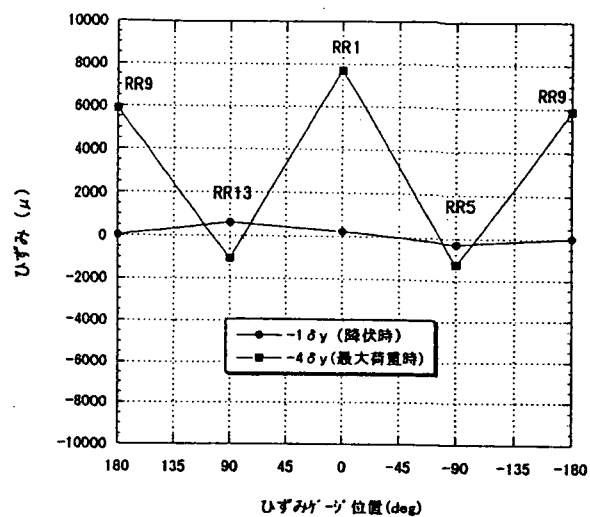
柱1 左側(南柱)基部

グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

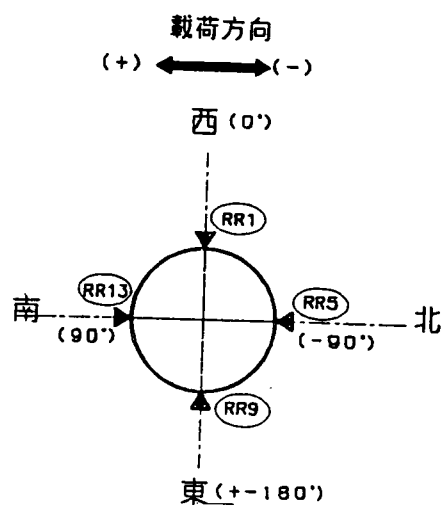
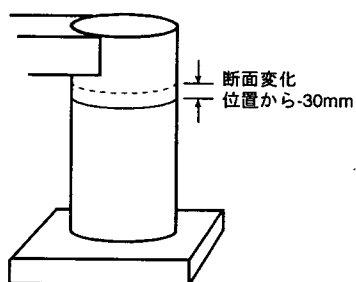
図-3.8.1(6) 柱1 - 断面内の周方向ひずみ分布 (高さ30mm)



(a) 載荷方向+側



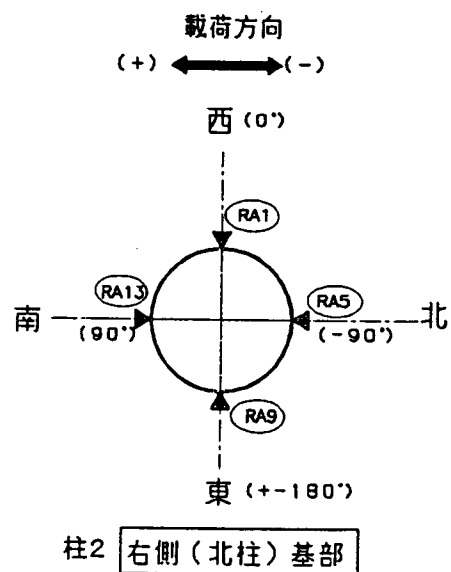
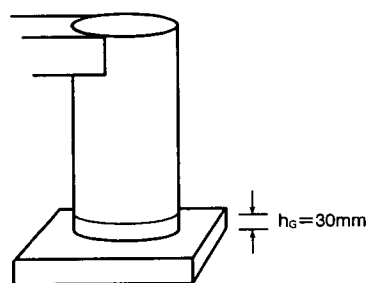
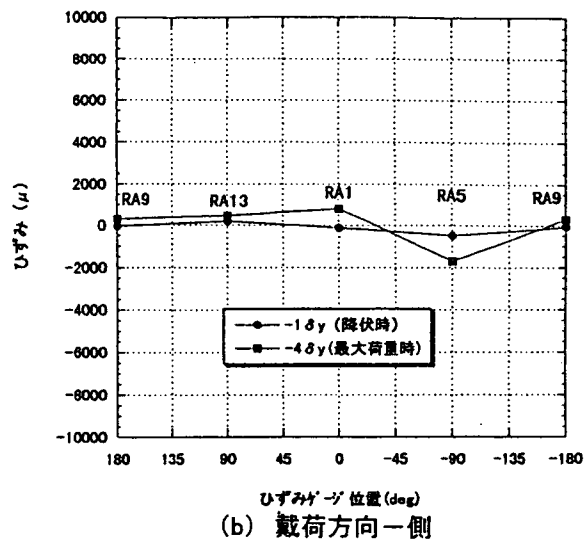
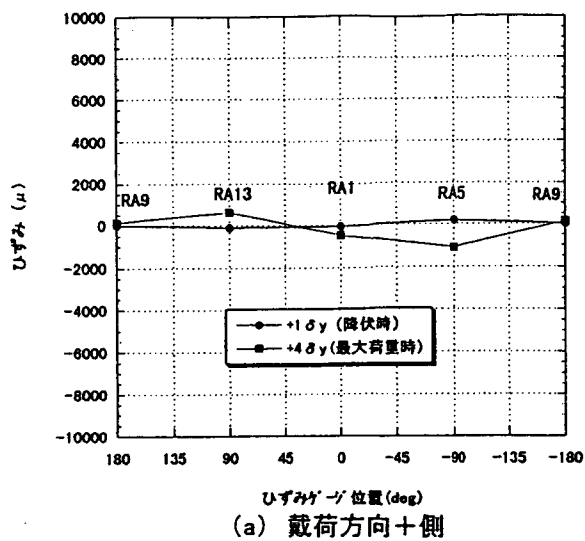
(b) 載荷方向-側



柱2 右側(北柱)上部

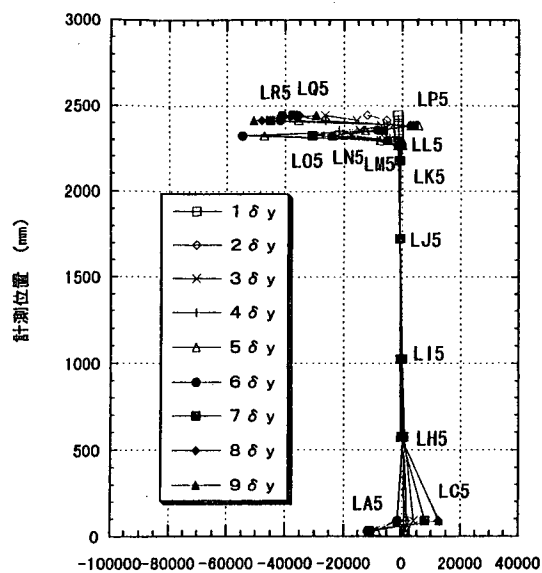
グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.1(7) 柱2 -断面内の周方向ひずみ分布 (高さ2445mm)

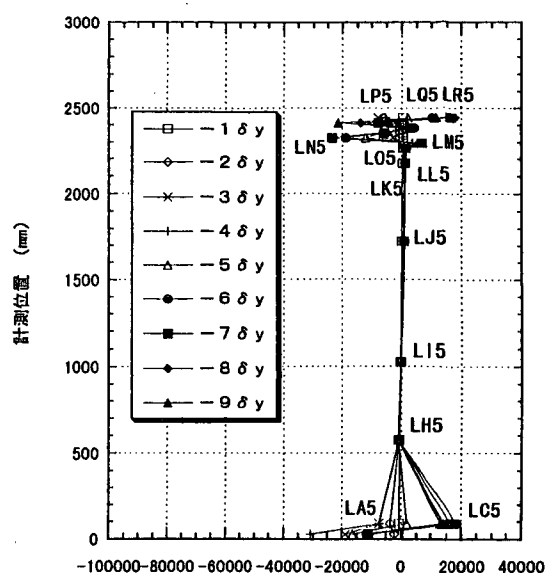


グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.1(8) 柱2－断面内の周方向ひずみ分布 (高さ30mm)

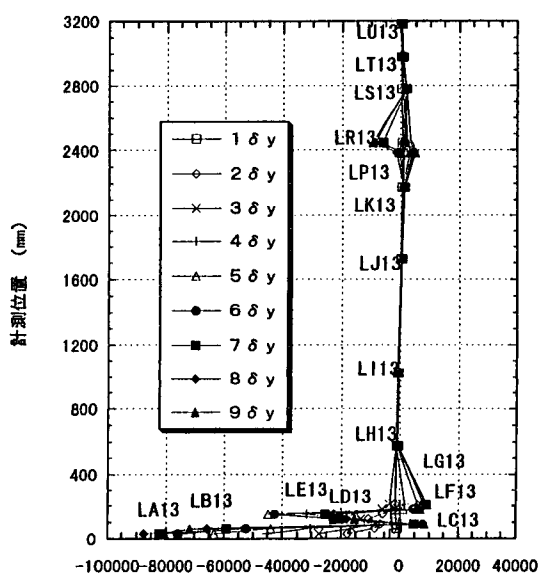


ひずみ (μ)
(a) 戴荷方向+側

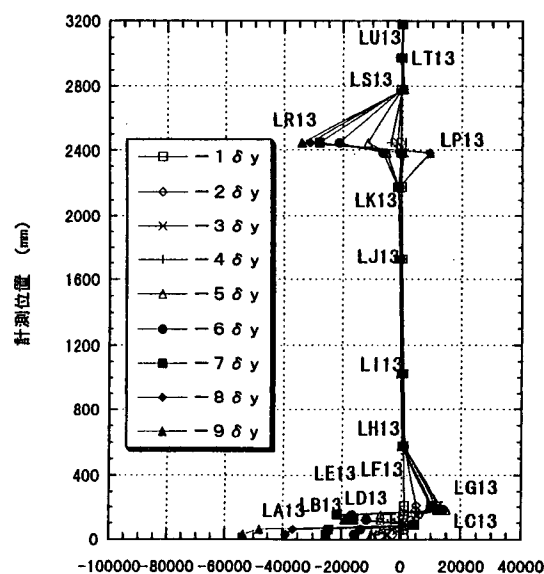


ひずみ (μ)
(b) 戴荷方向-側

(i) ゲージNo.5 ライン



ひずみ (μ)
(a) 戴荷方向+側



ひずみ (μ)
(b) 戴荷方向-側

(ii) ゲージNo.13 ライン
載荷方向

(+) $\longleftrightarrow$ (-)

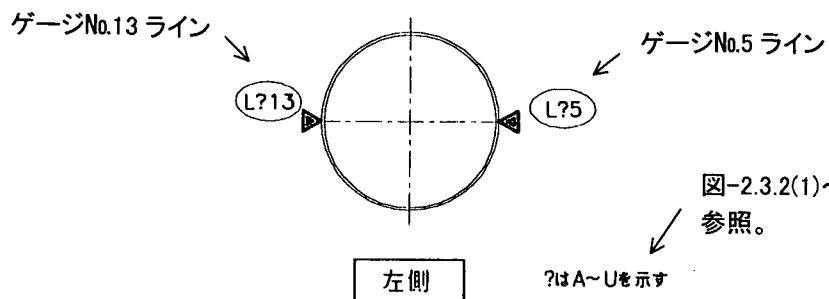
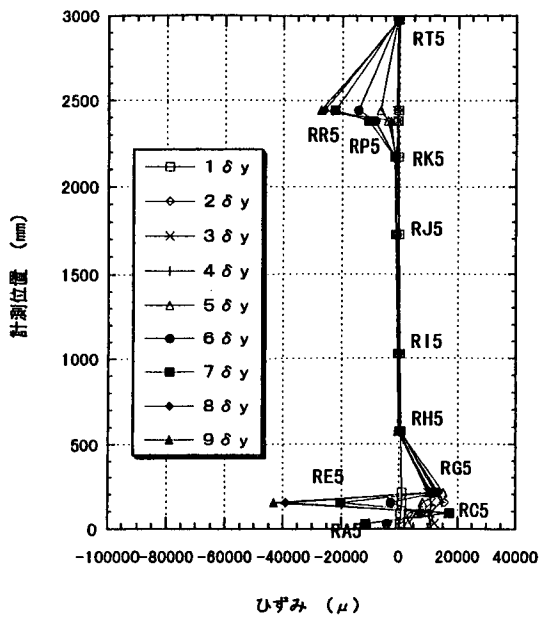


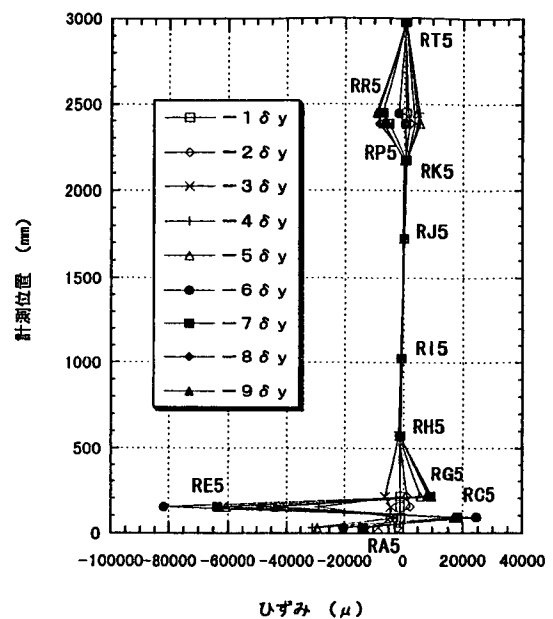
図-2.3.2(1)~(3)を
参照。

グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.2(1) 柱1-高さ方向の軸方向ひずみ分布 ($\pm 1 \delta y \sim \pm 9 \delta y$)

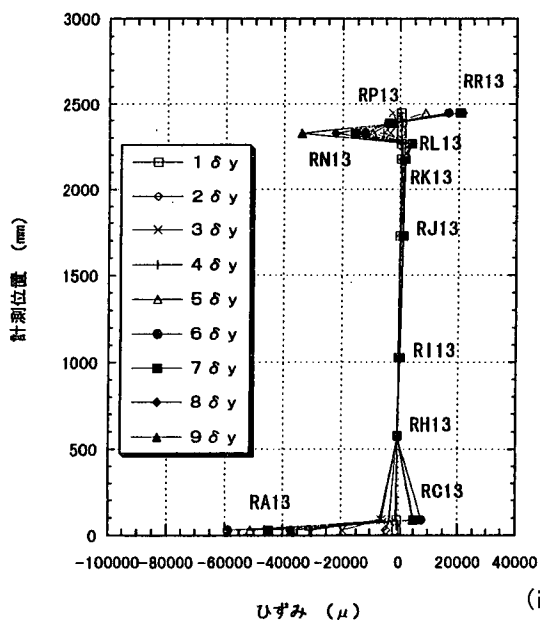


(a) 載荷方向＋側

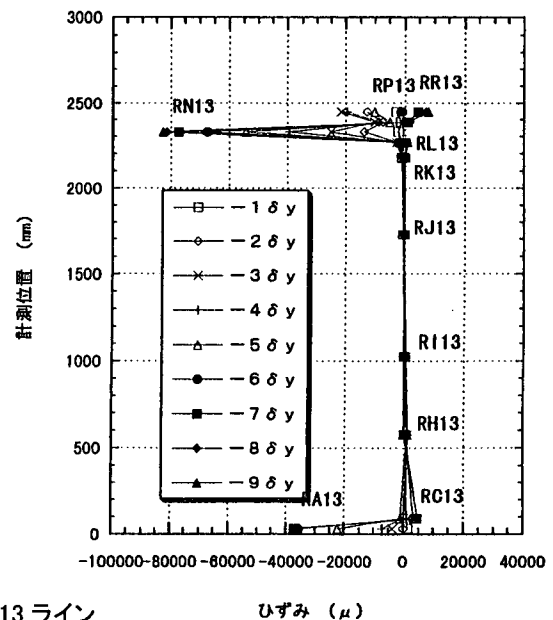


(b) 載荷方向－側

(i) ゲージNo.5 ライン



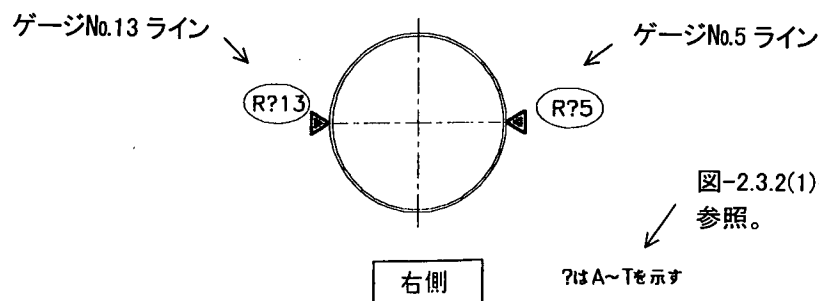
(a) 載荷方向＋側



(b) 載荷方向－側

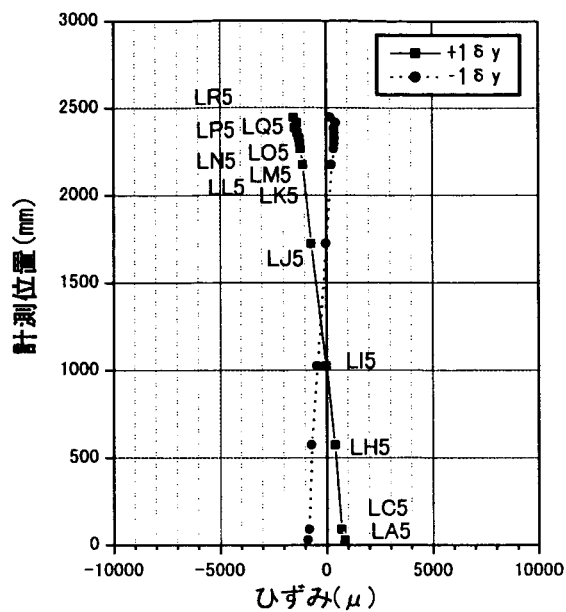
(ii) ゲージNo.13 ライン
載荷方向

(+) ←→ (-)

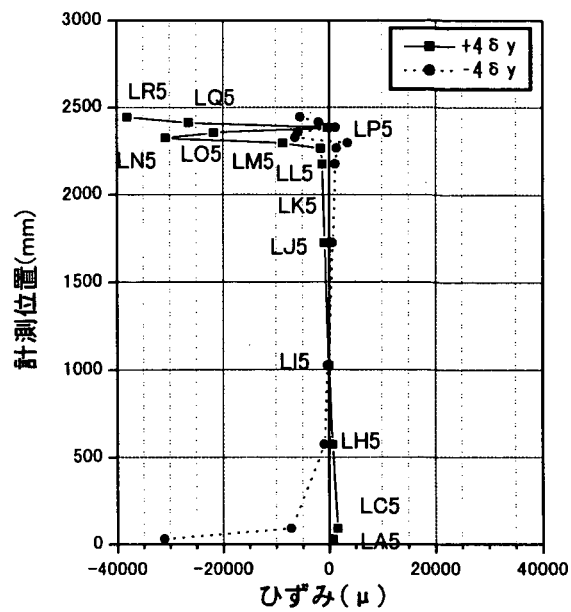


グラフおよび○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.8.2(1) 柱2ー高さ方向の軸方向ひずみ分布

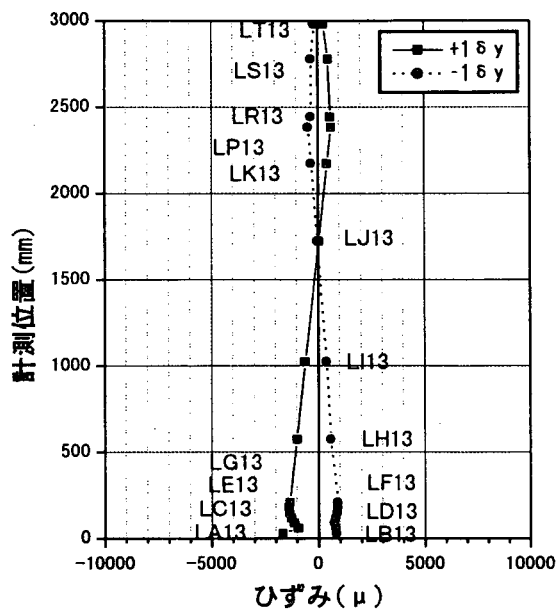


(a) $\pm 1 \delta y$ 時

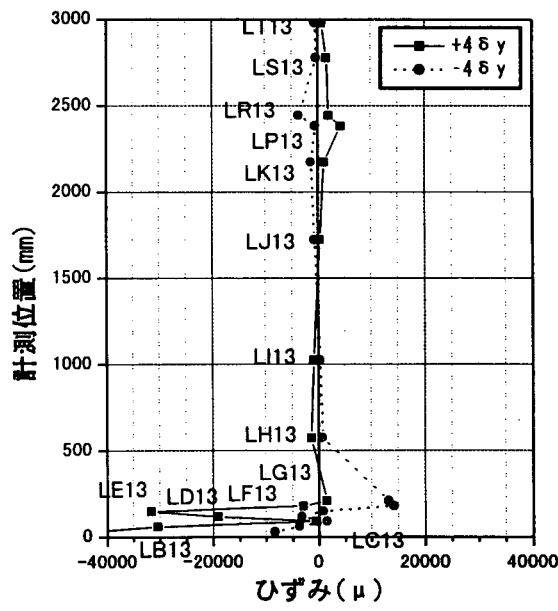


(b) $\pm 4 \delta y$ 時

(i) ゲージNo. 5ライン



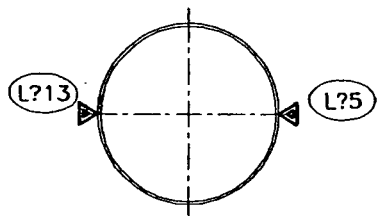
(a) $\pm 1 \delta y$ 時



(b) $\pm 4 \delta y$ 時

(ii) ゲージNo. 13ライン

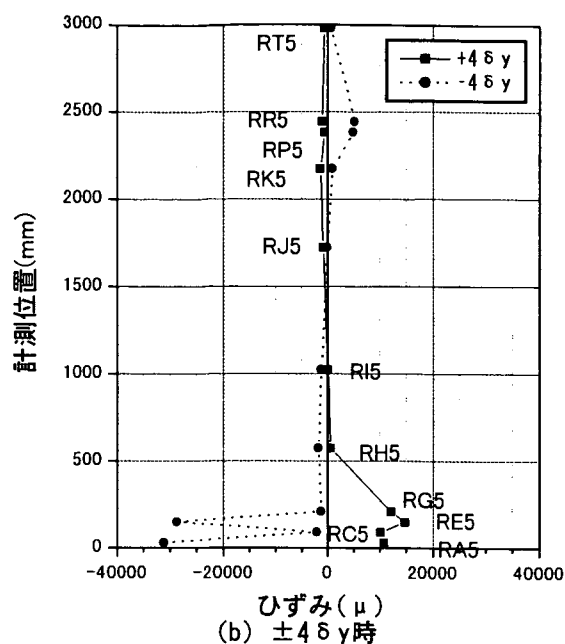
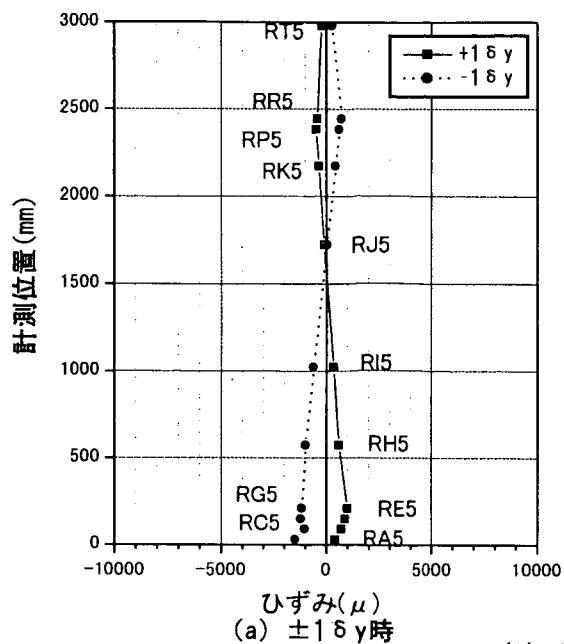
荷重方向
(+) $\longleftrightarrow$ (-)



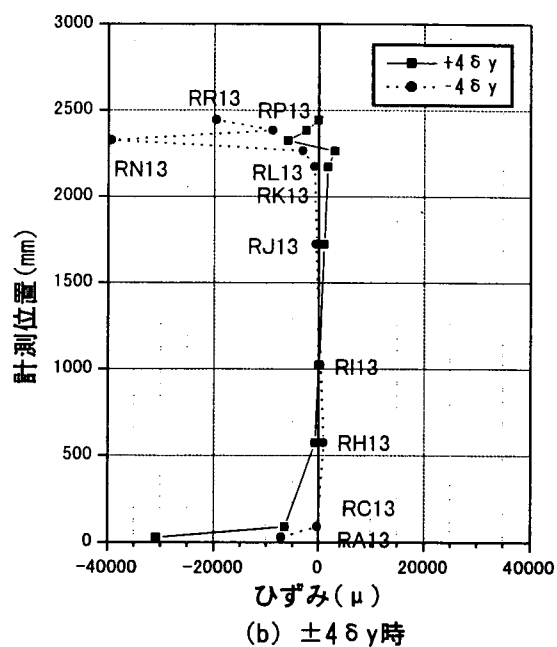
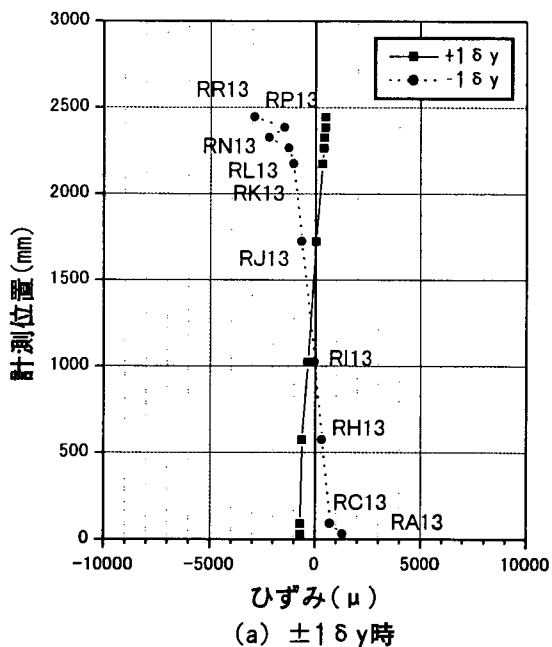
左側

?は断面番号を示す。
図-2.3.2(1)~(3)を参照。

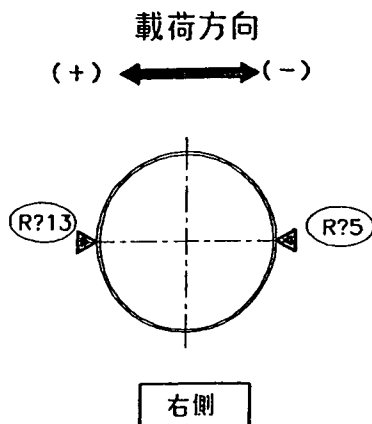
図-3.8.2(3) 柱1-高さ方向の軸方向ひずみ分布($\pm 1 \delta y$ 、 $\pm 4 \delta y$ のみ)



(i) ゲージNo. 5ライン

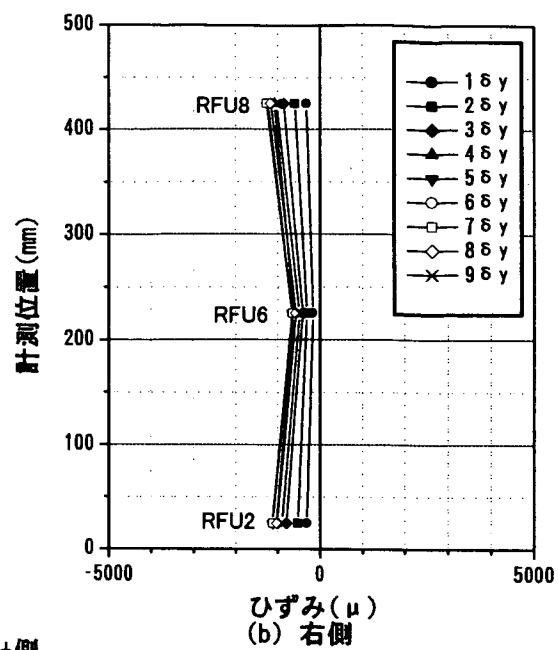
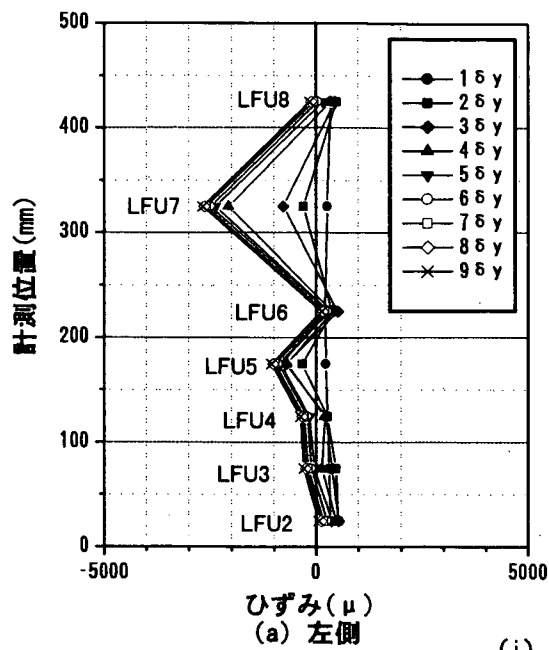


(ii) ゲージNo. 13ライン

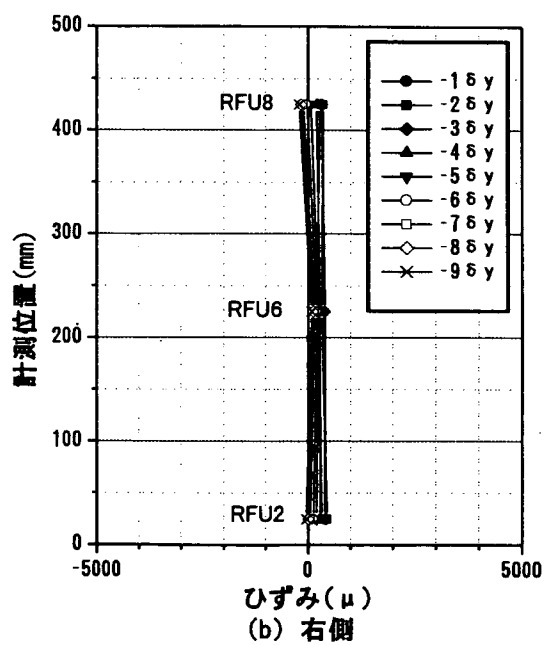
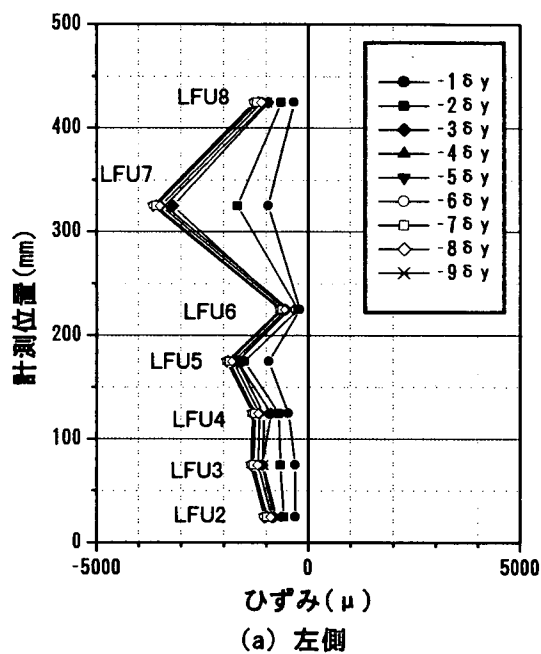


?は断面番号を示す。
図-2.3.2(1)～(3)を参照。

図-3.8.2(4) 柱2-高さ方向の軸方向ひずみ分布 ($\pm 1 \delta y$ 、 $\pm 4 \delta y$ のみ)



(i) 載荷方向+側



(ii) 載荷方向-側

載荷方向
(+) ← (−)

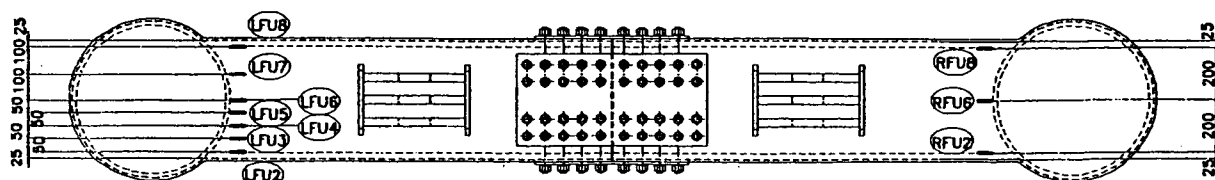
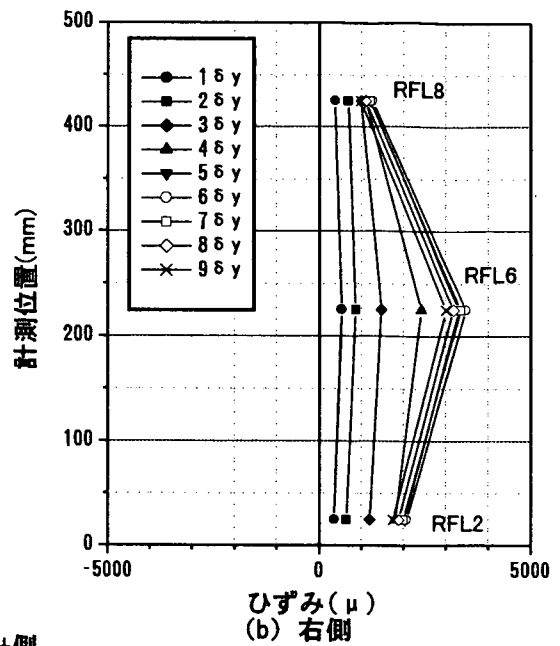
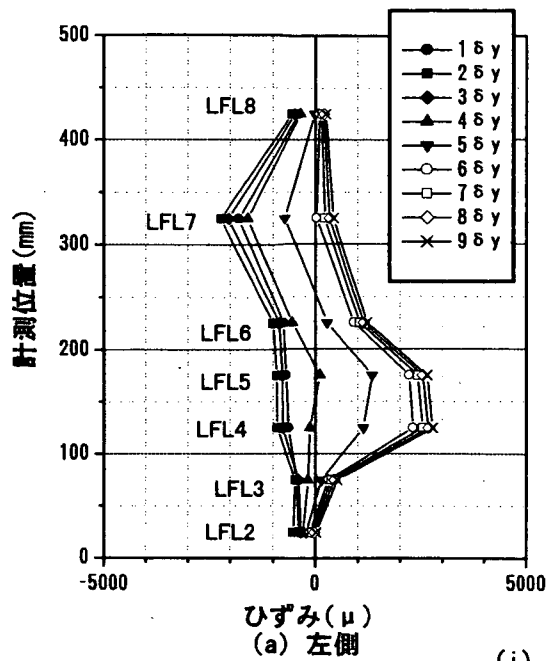
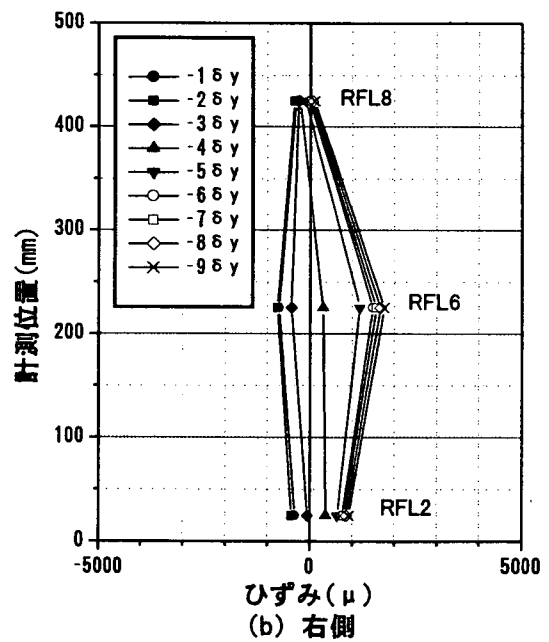
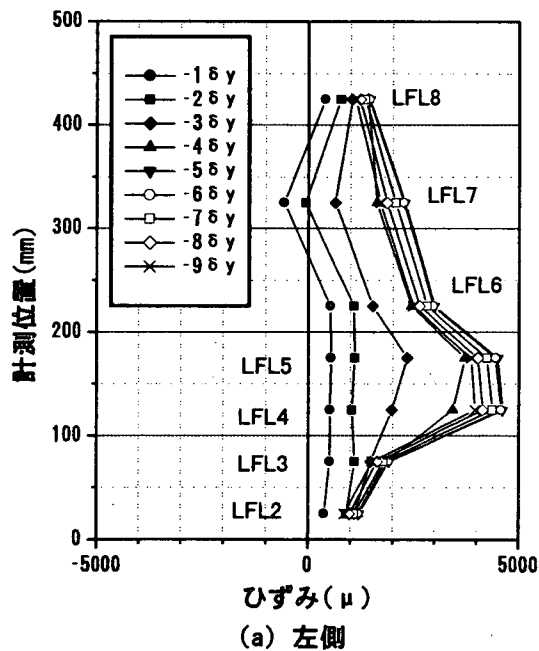


図-3.8.3(1) 梁上フランジ軸方向ひずみ分布



(i) 載荷方向+側



(ii) 載荷方向-側

載荷方向
(+) ← → (-)

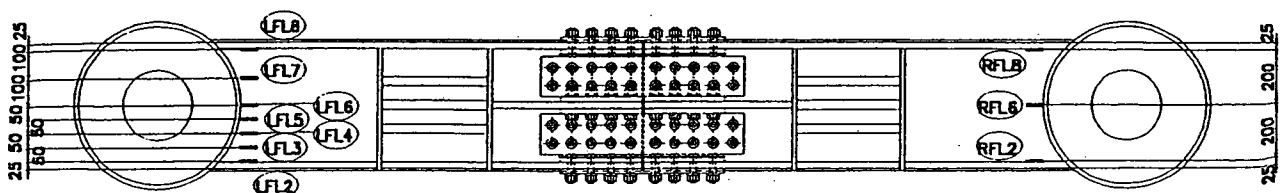
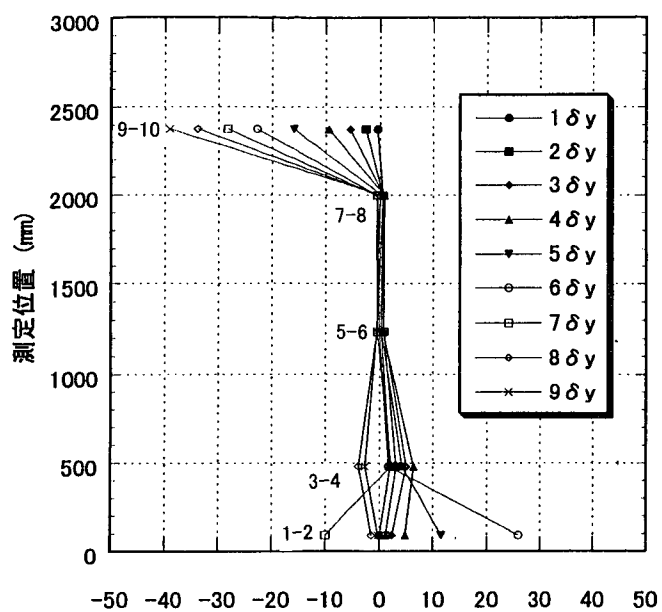
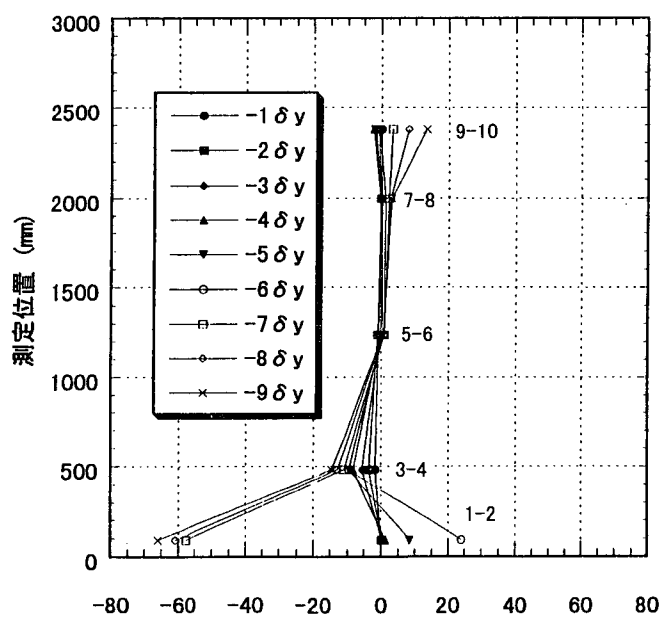


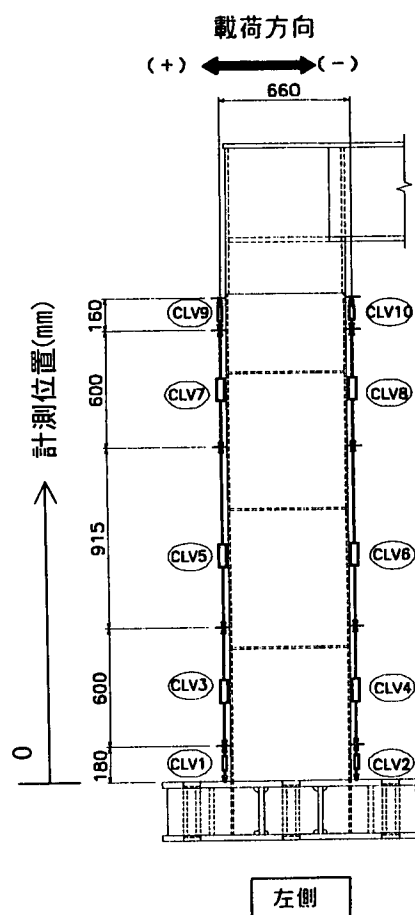
図-3.8.3(2) 梁下フランジ軸方向ひずみ分布



曲率 ϕ ($\times 10^{-3}$)
(i) 載荷方向＋側

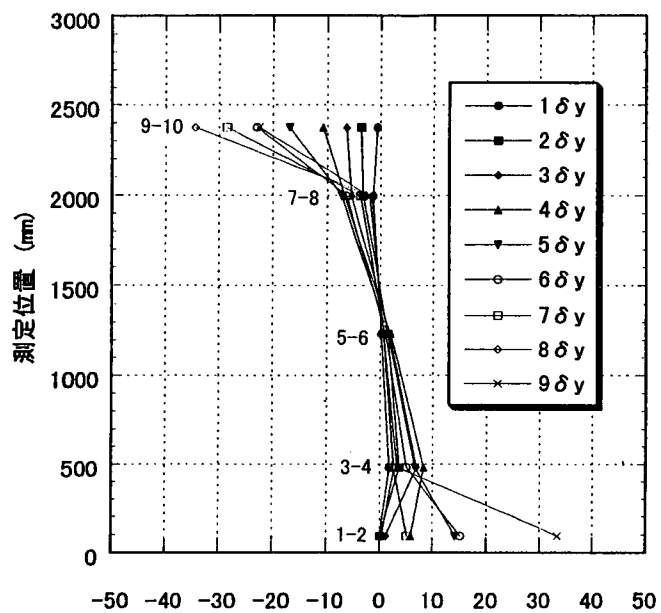


曲率 ϕ ($\times 10^{-3}$)
(ii) 載荷方向－側

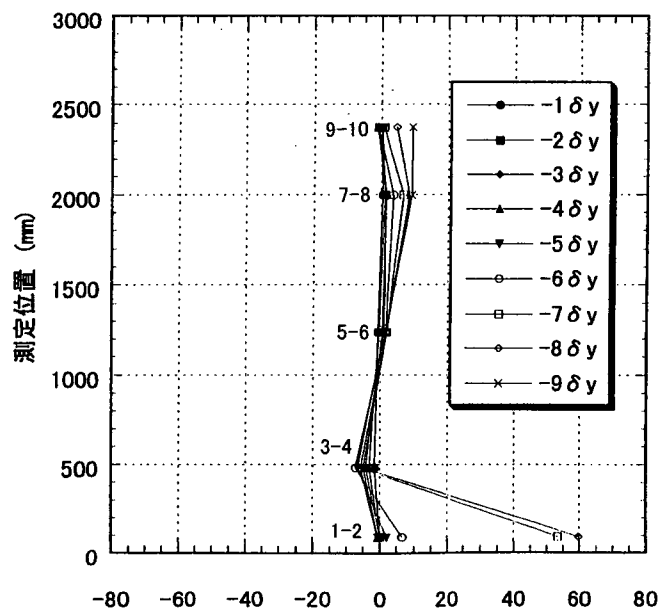


○内数字は、変位計No.を示す。

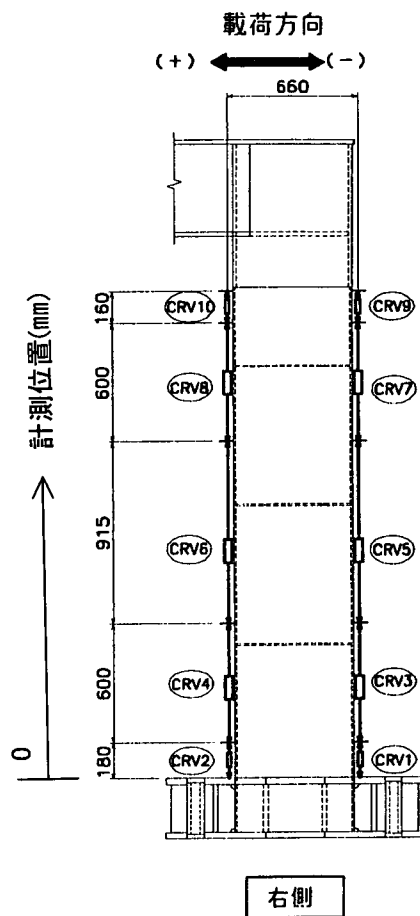
図-3.9.1(1) 柱1－曲率分布



曲率 ϕ ($\times 10^{-3}$)
(i) 載荷方向+側

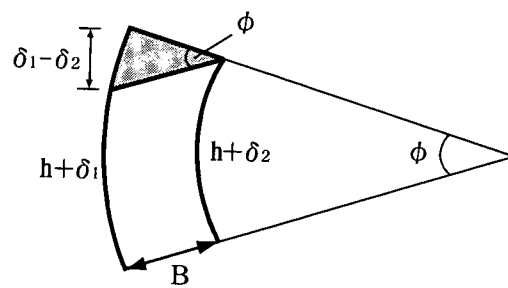
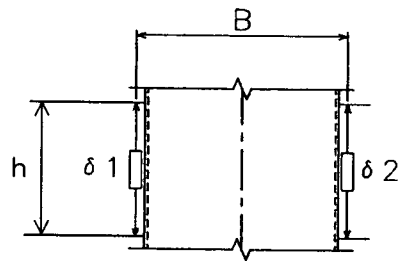


曲率 ϕ ($\times 10^{-3}$)
(ii) 載荷方向-側



○内数字は、変位計No.を示す。

図-3.9.1(2) 柱2-曲率分布



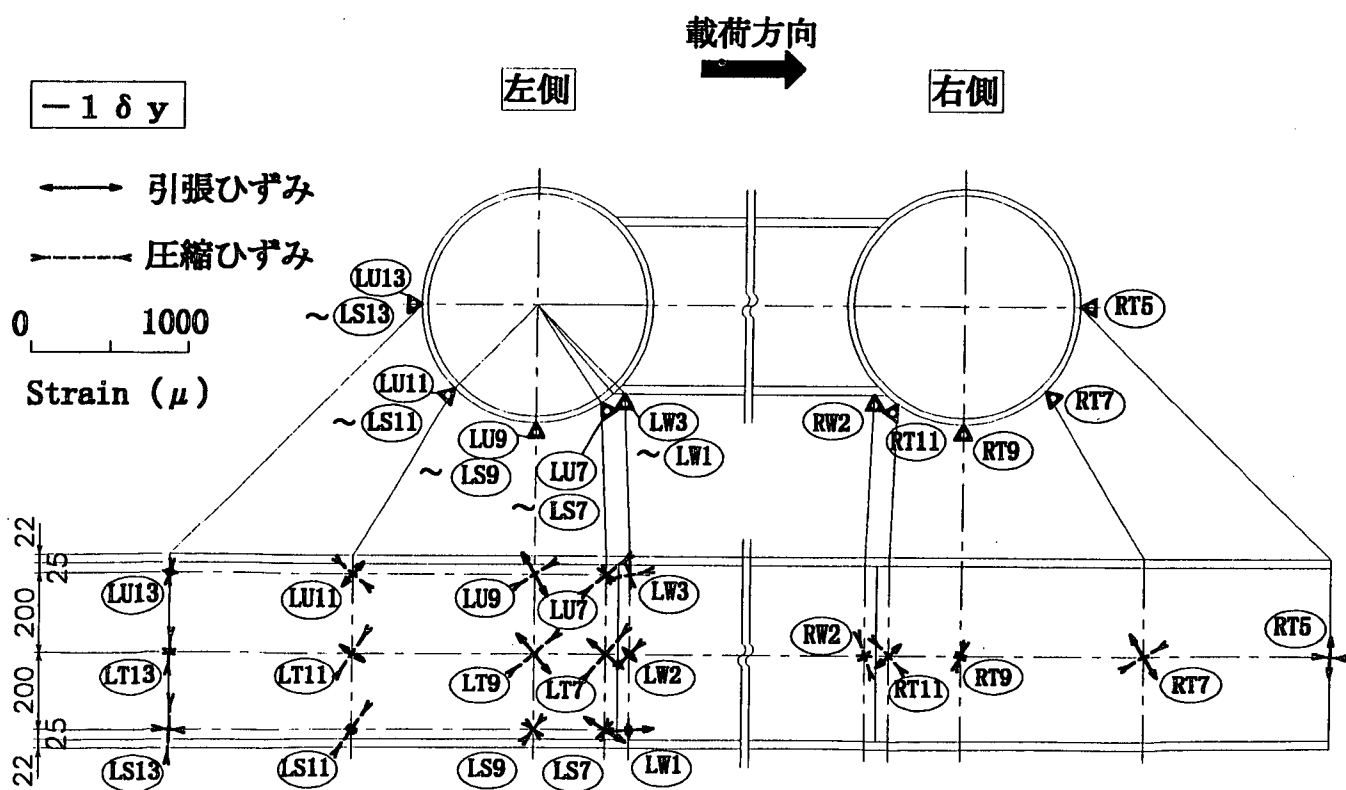
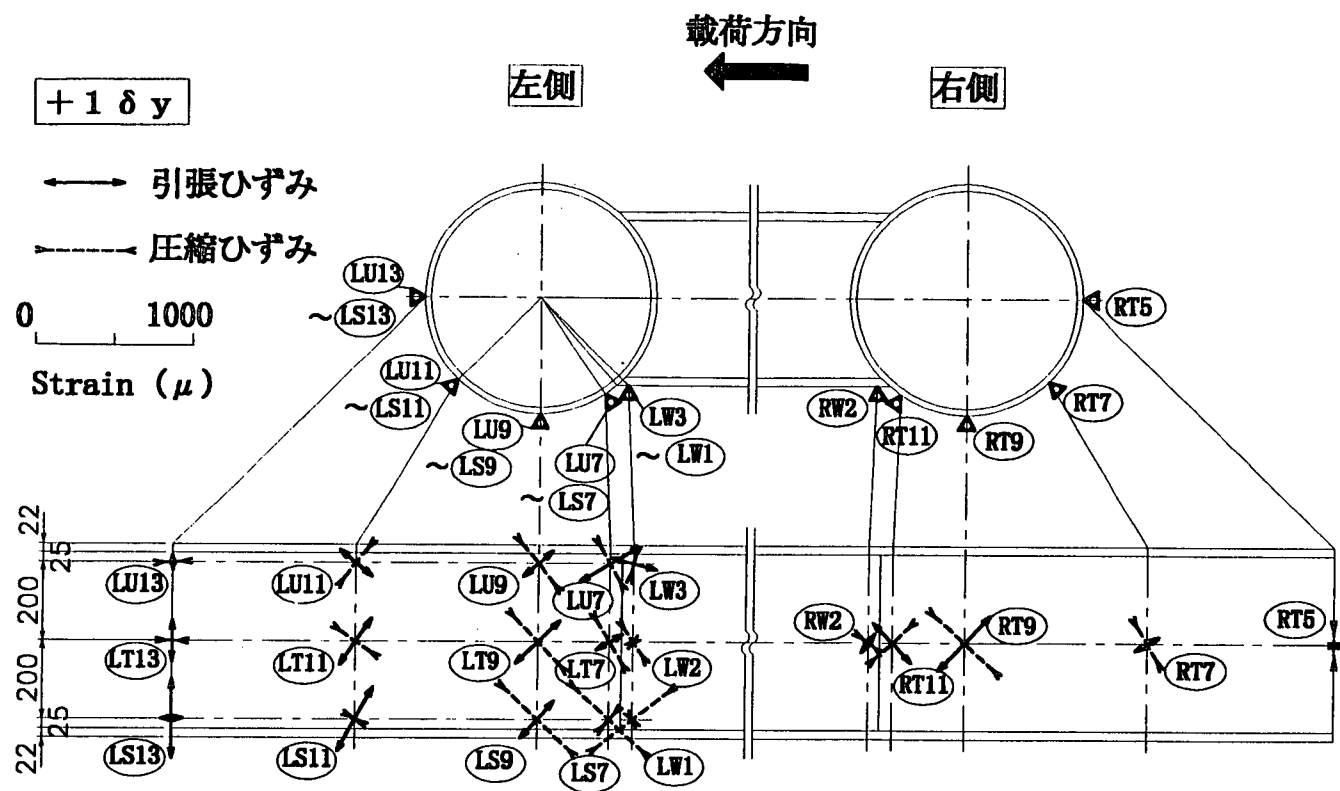
$$\phi = \frac{\delta_1 - \delta_2}{B}$$

ここに、 δ_1 、 δ_2 : 変形量

B : 変位計取付位置 (= 660mm)

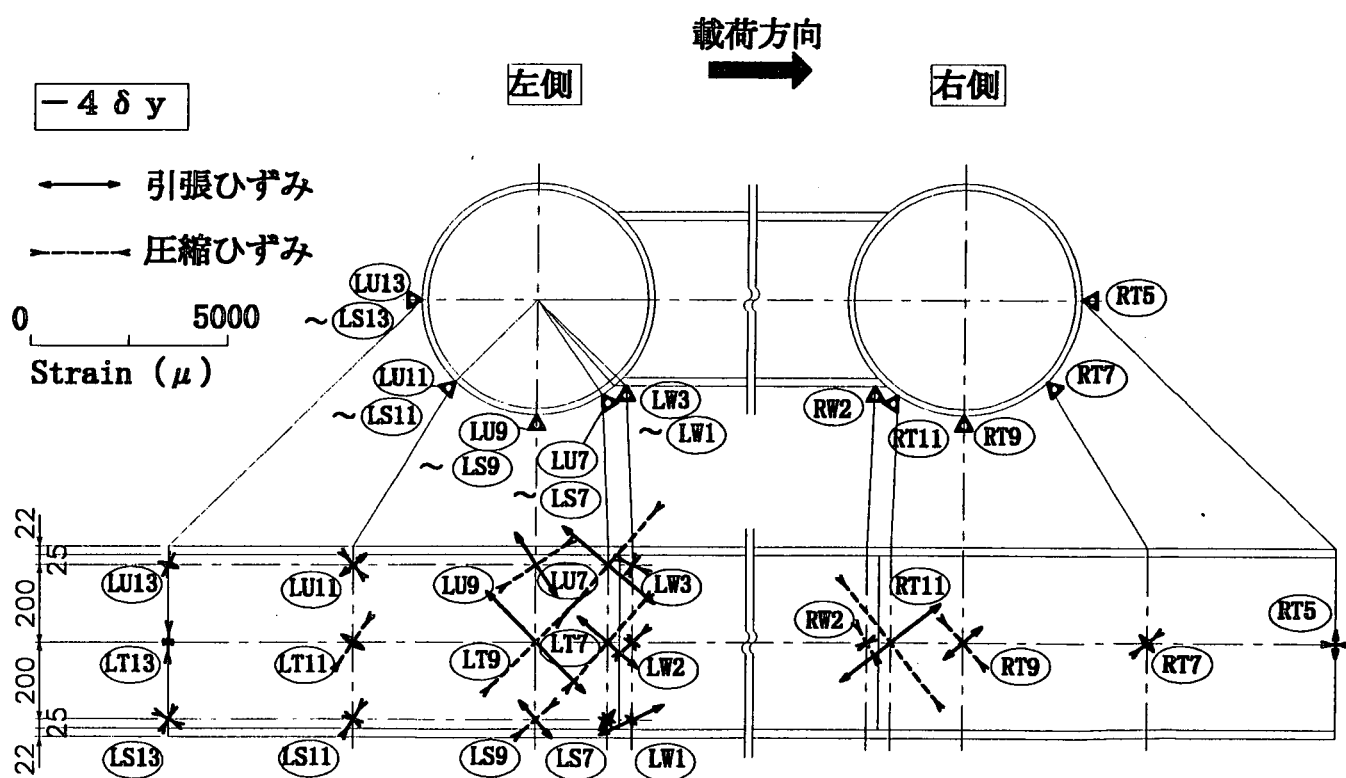
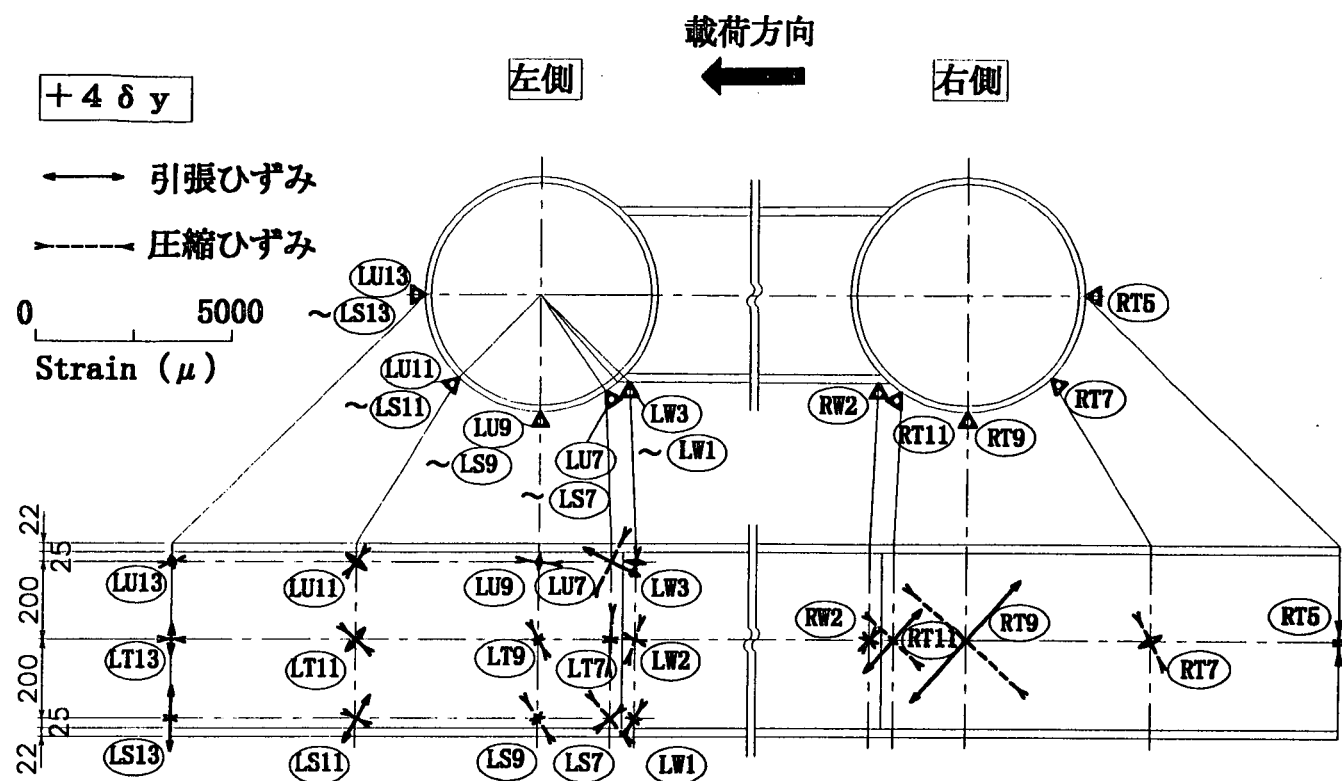
h : 変位計取付間隔

図-3.9.2 曲率算定方法



○ 内数字は、ゲージNo.を示す。

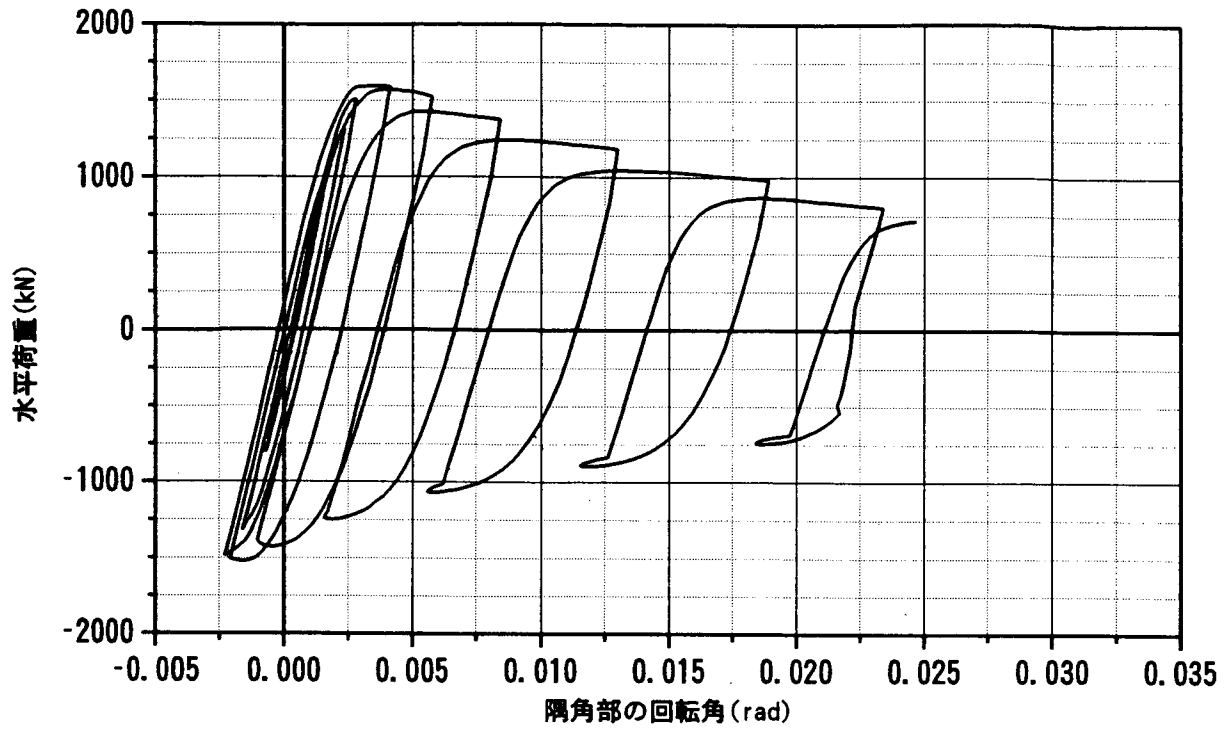
図-3.10(1) 隅角部—主ひずみ分布(± δ y)



○ 内数字は、ゲージNo.を示す。

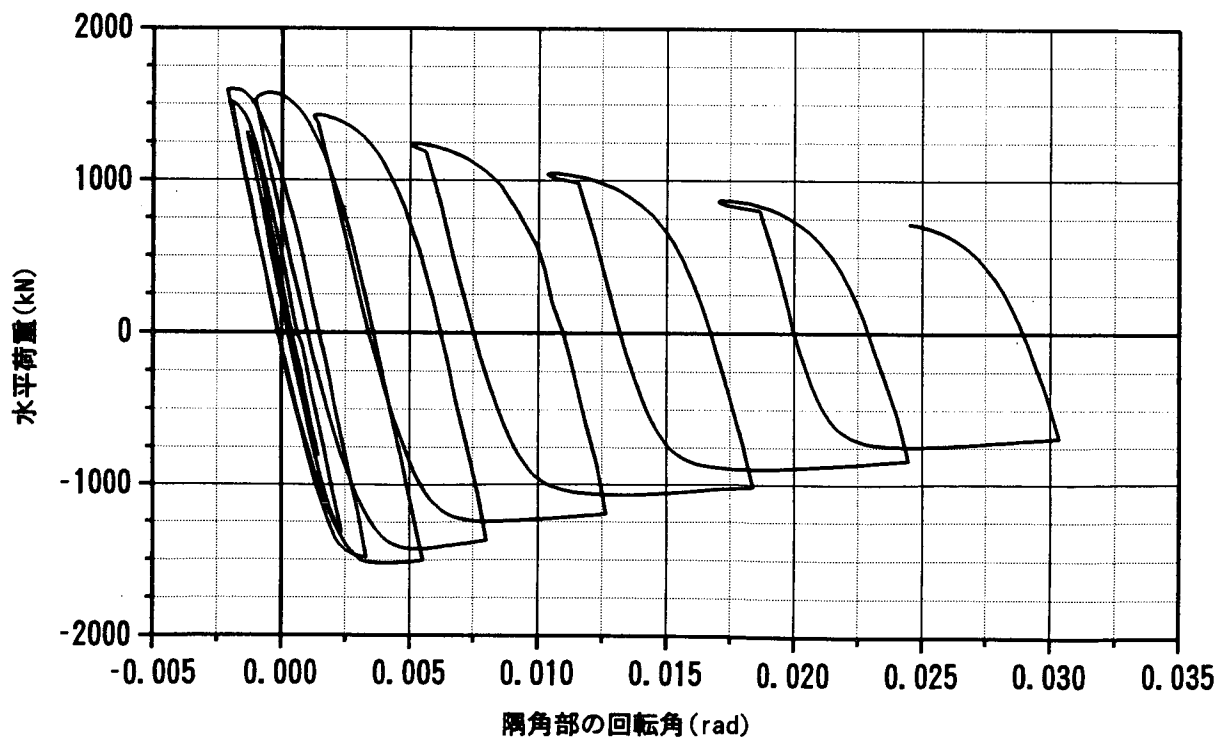
図-3.10(2) 隅角部-主ひずみ分布(±4 δ y)

変位計ALV5



(1) 柱1

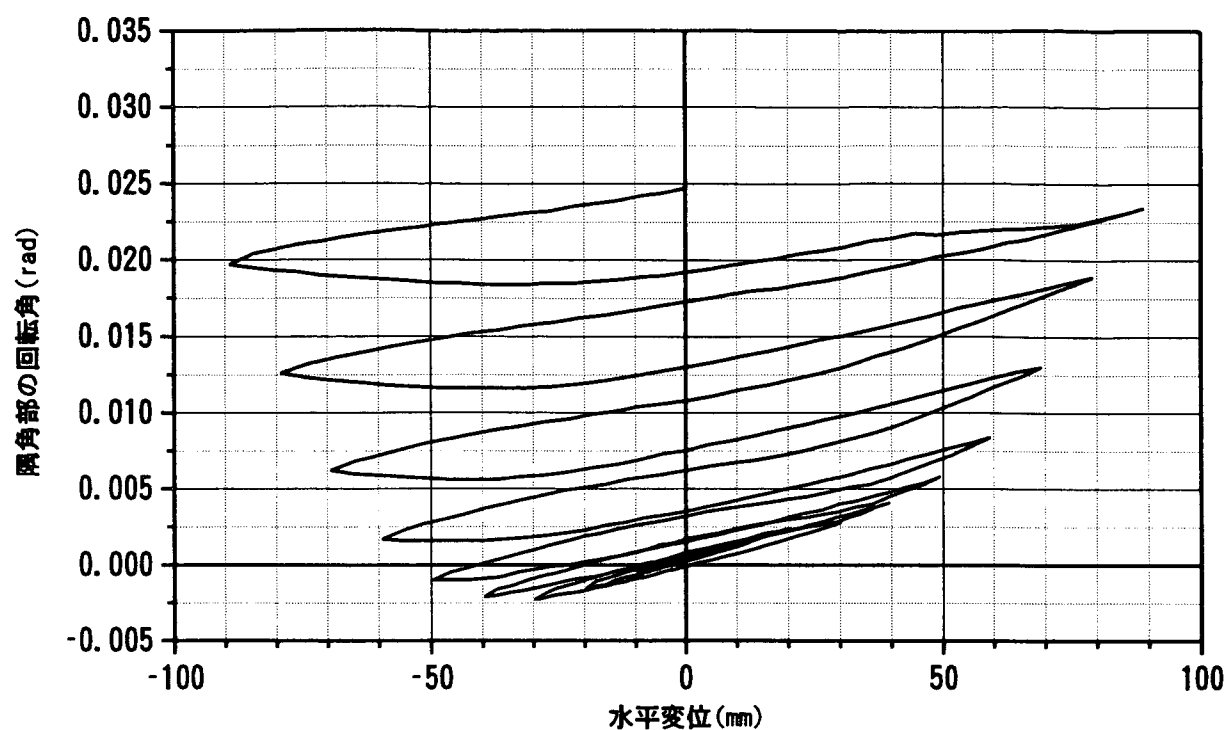
変位計ARV5



(2) 柱2

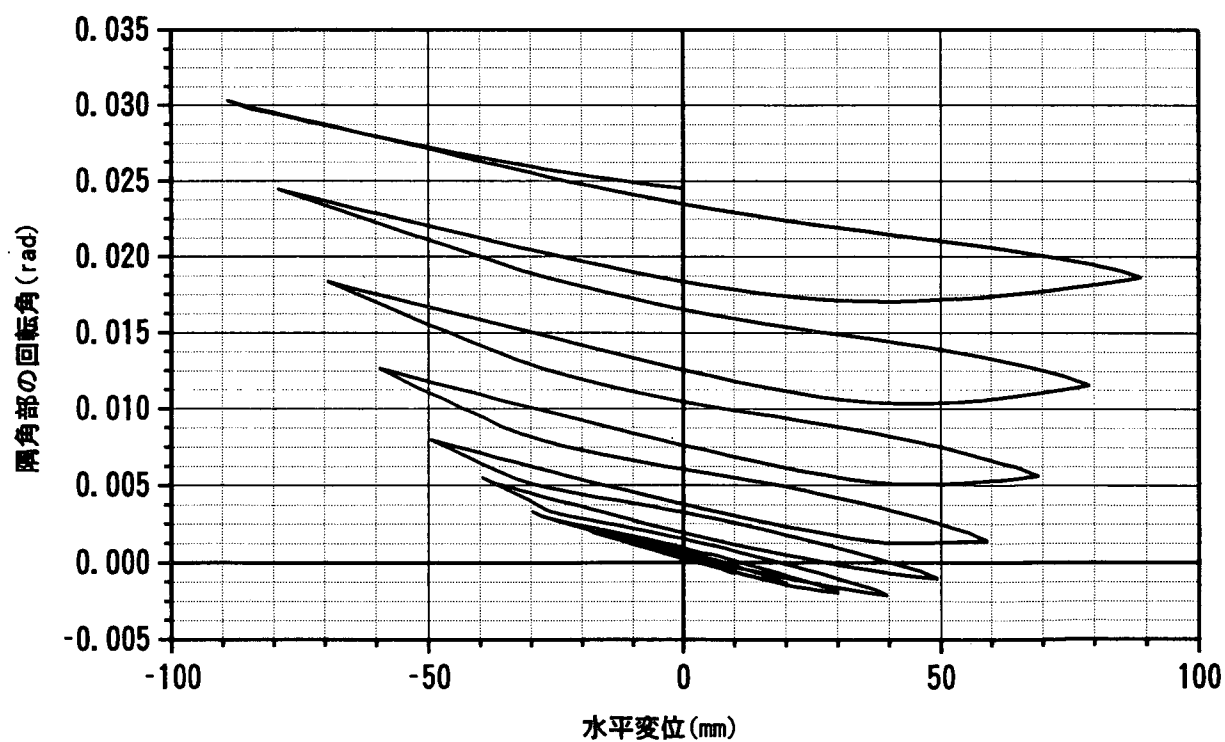
図-3.11.1 水平荷重—隅角部回転角履歴曲線

変位計 A L V 5



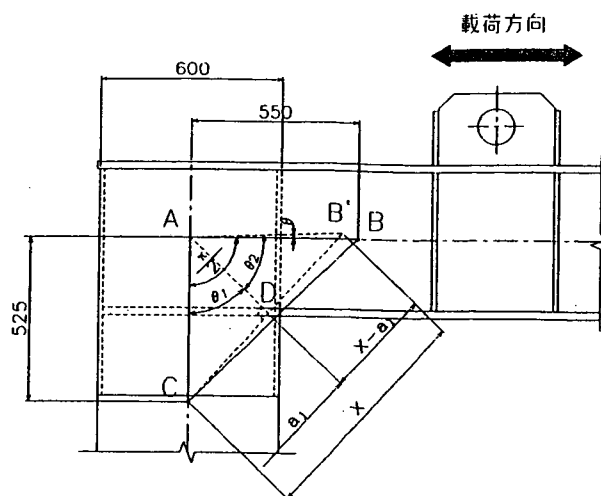
(1) 柱 1

変位計 A R V 5



(2) 柱 2

図-3.11.2 隅角部回転角—水平変位履歴曲線



X : 点 B' と点 C 間の距離 (mm), $X = \sqrt{550^2 + 525^2} + \Delta X$

a_1 : 点 C から点 D (点 A から直線 $B'C$ への垂線の足) までの距離 (mm),

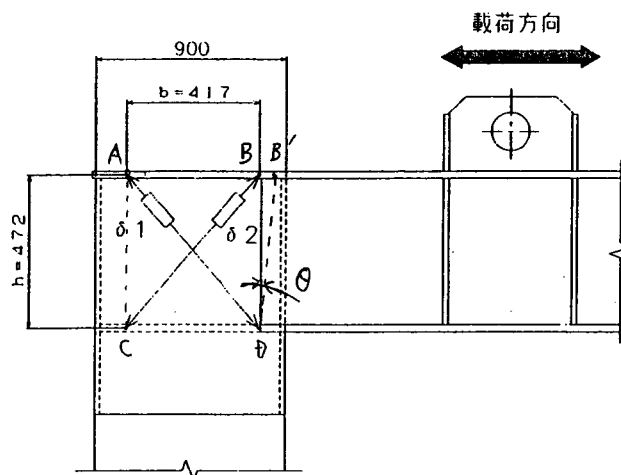
$$a_1 = \frac{X^2 - (550^2 - 525^2)}{2X}$$

θ : 隅角部回転角 (rad), $\theta = \frac{\pi}{2} - (\theta_1 + \theta_2)$

θ_1 : $\theta_1 = \sin^{-1}\left(\frac{a_1}{525}\right)$

θ_2 : $\theta_2 = \sin^{-1}\left(\frac{X - a_1}{550}\right)$

(1) 柱-梁部の隅角部回転角

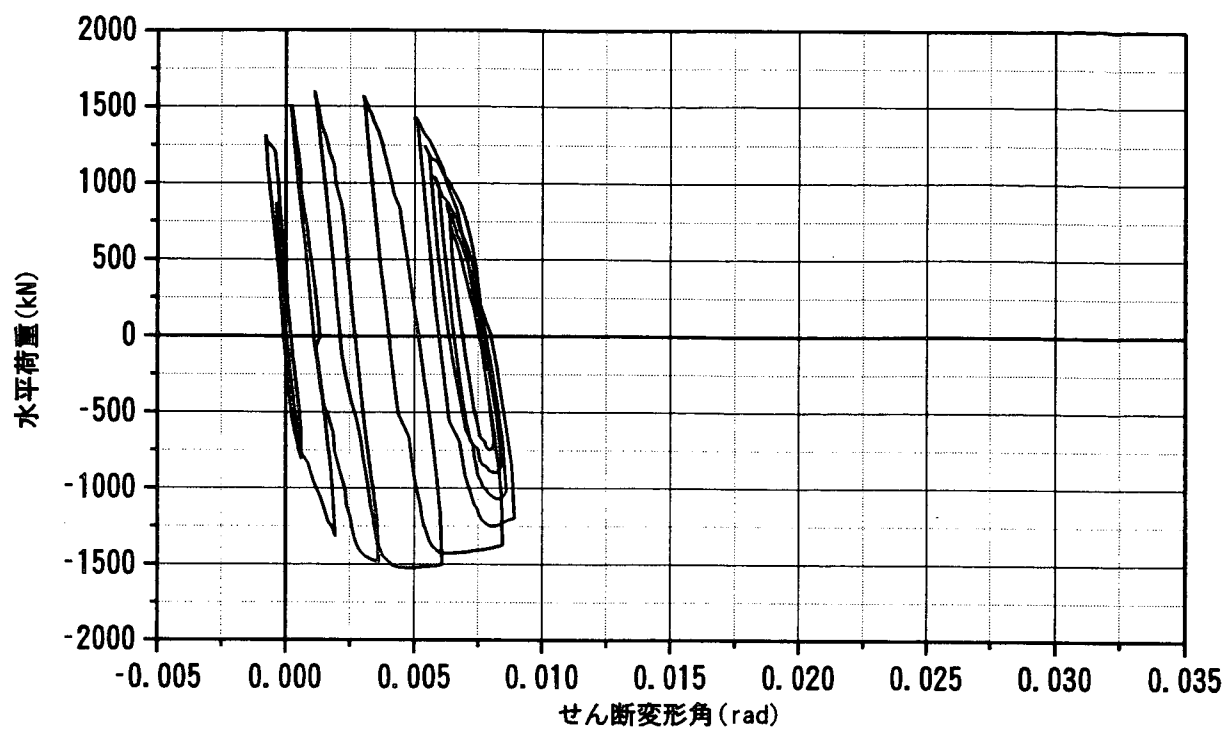


$$\theta : \text{せん断変形角 (rad)}, \quad \theta = \frac{b - \left[\left(\sqrt{b^2 + h^2} + \frac{\delta_2 - \delta_1}{2} \right)^2 - h^2 \right]^{1/2}}{h}$$

(2) 柱隅角部のせん断変形角

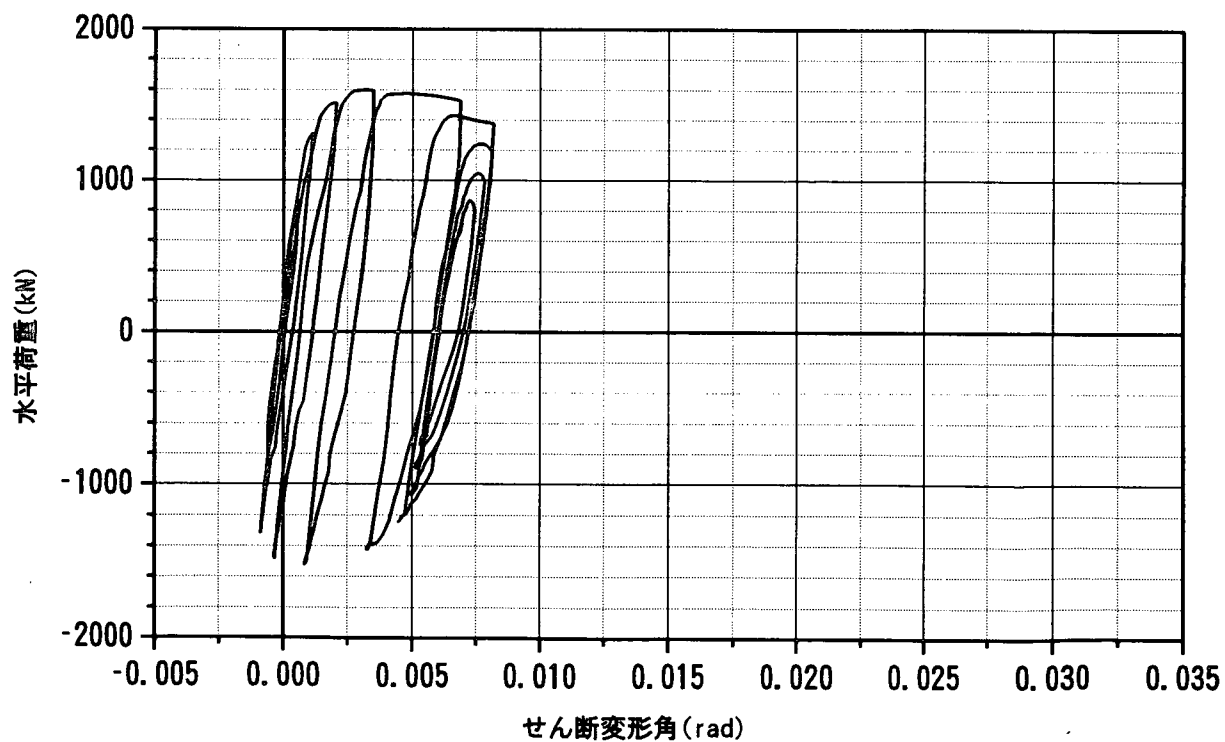
図-3.11.3 隅角部変形角、せん断変形角の算定方法

変位計ALV1-ALV2



(1) 柱 1

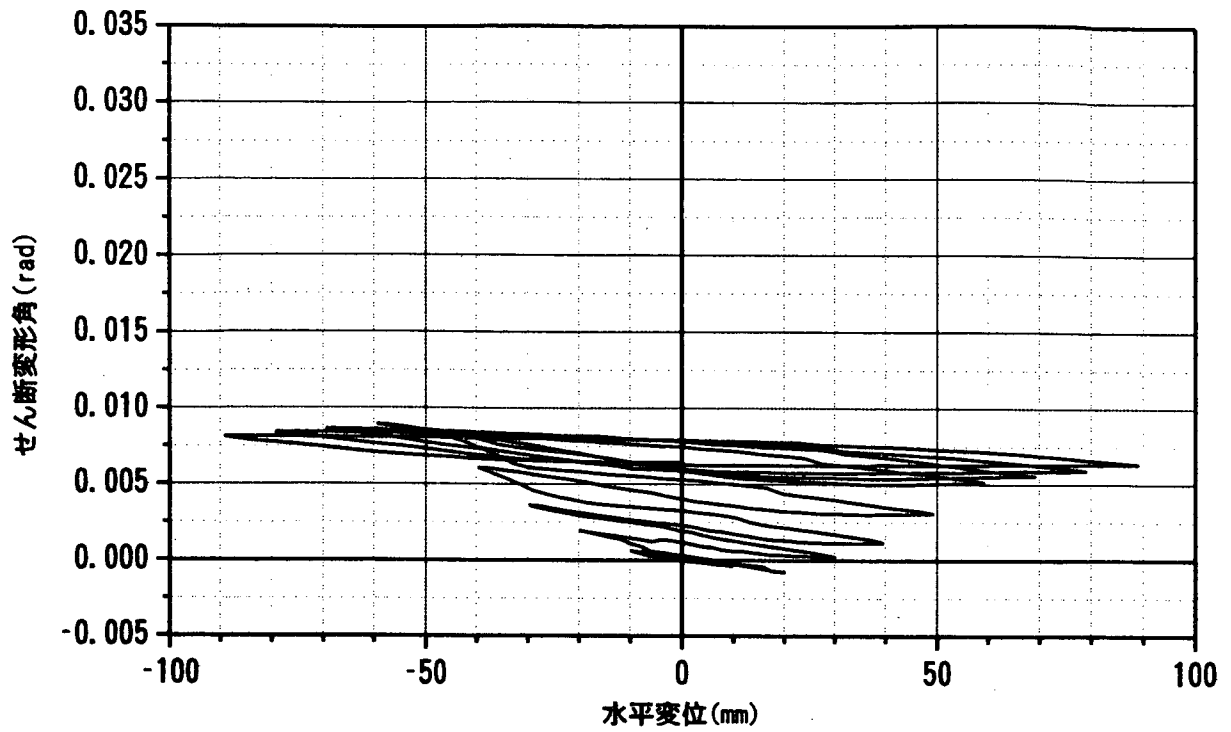
変位計ARV1-ARV2



(2) 柱 2

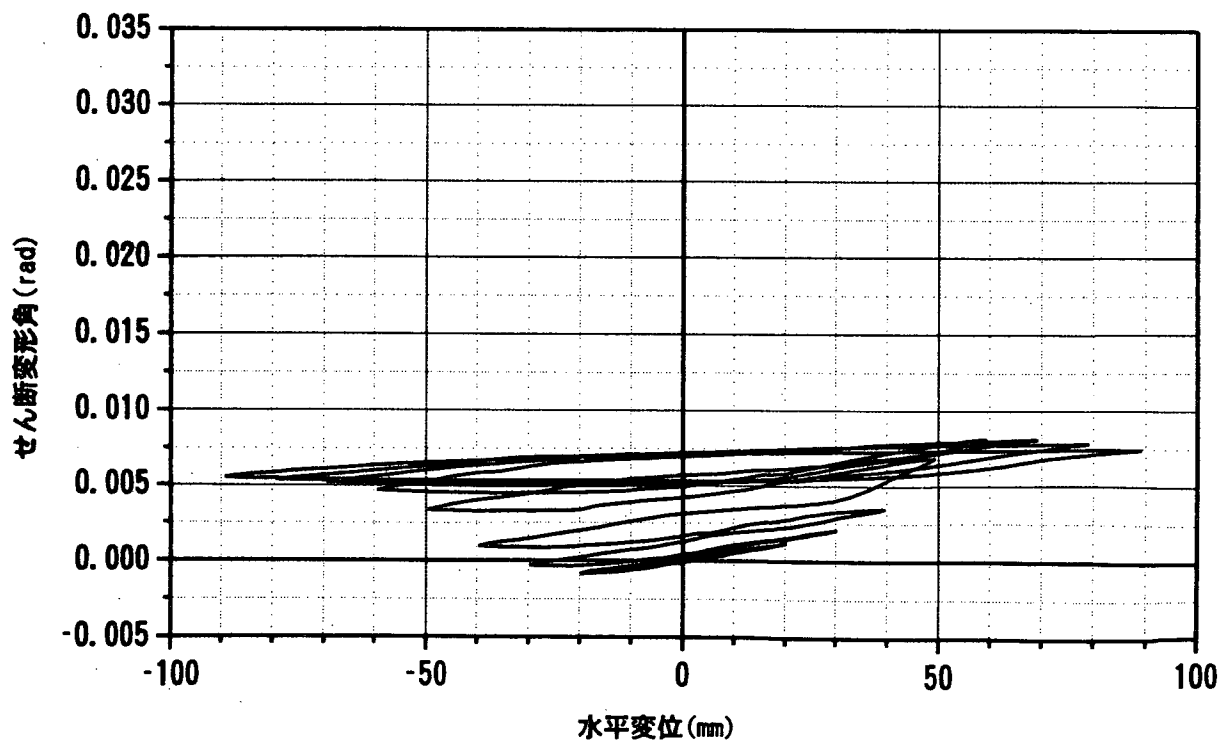
図-3.12.1 水平荷重—せん断変形角履歴曲線

変位計ALV1-ALV2



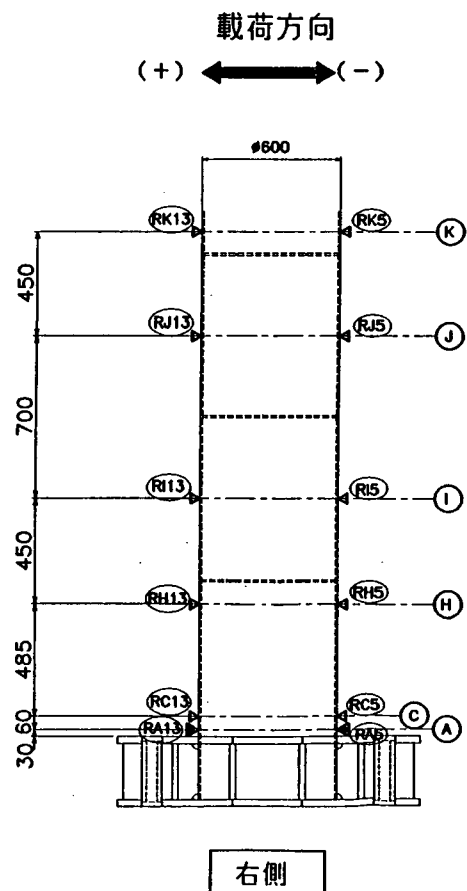
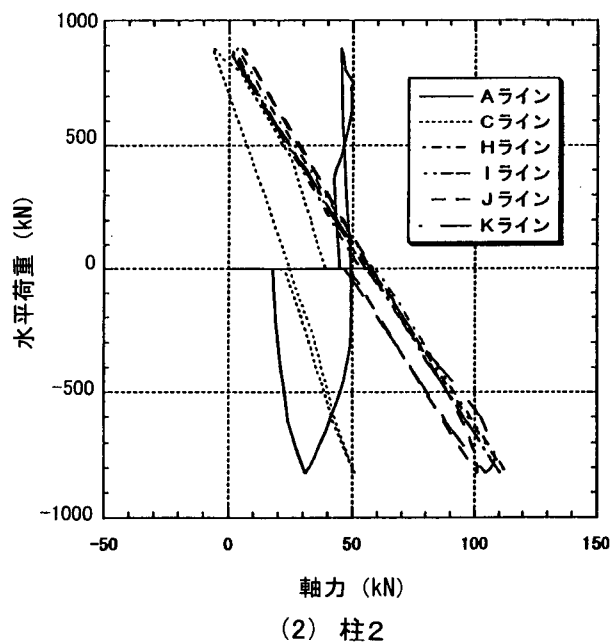
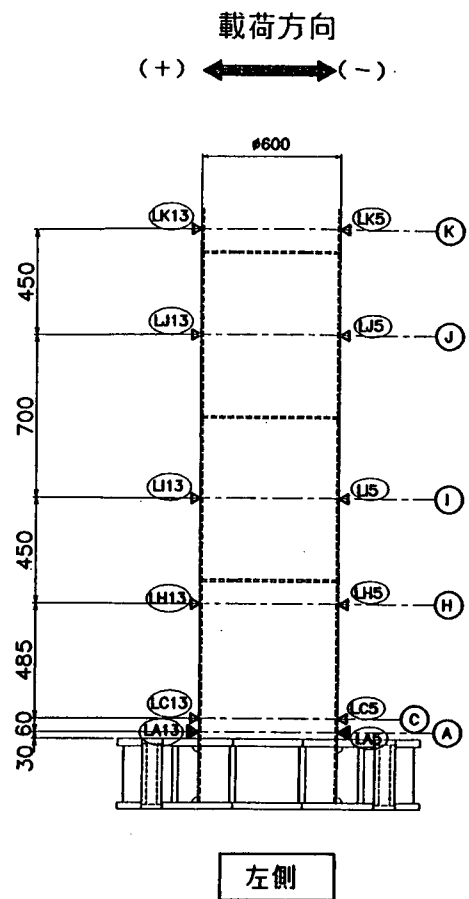
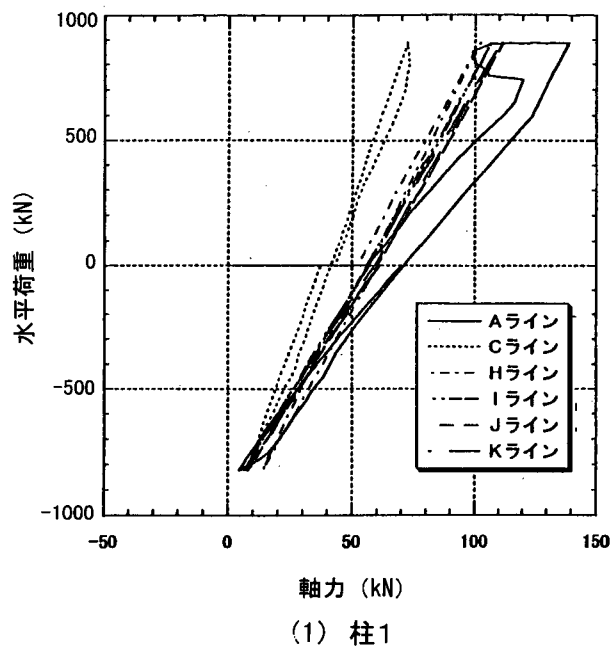
(1) 柱 1

変位計ARV1-ARV2



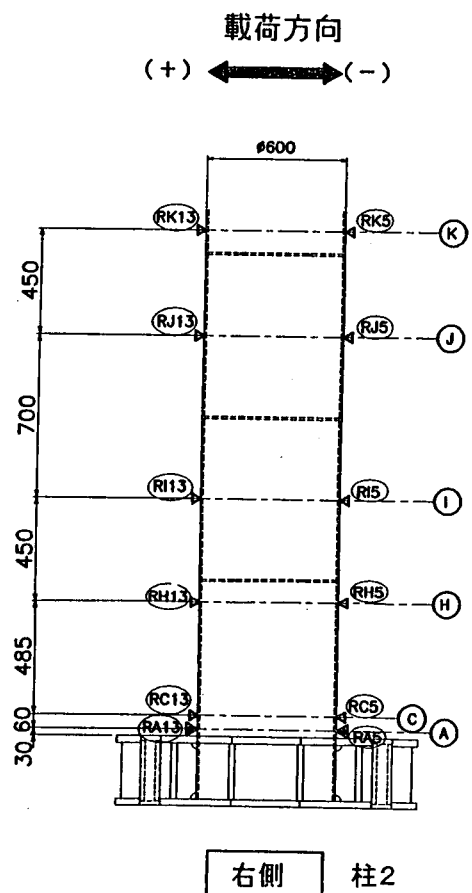
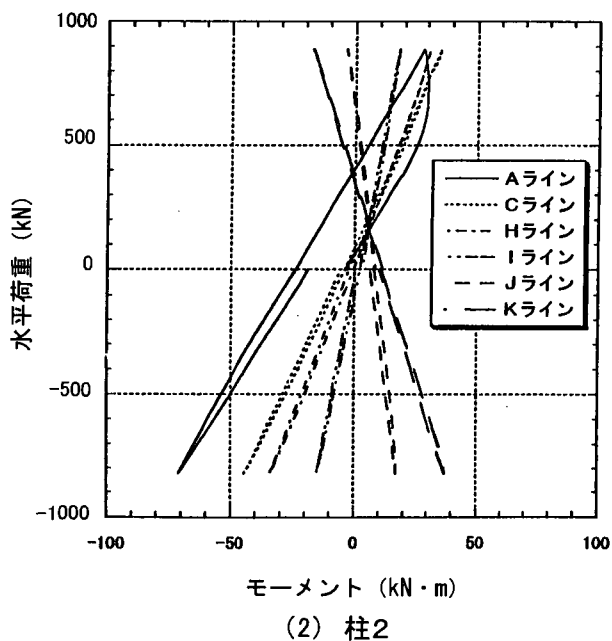
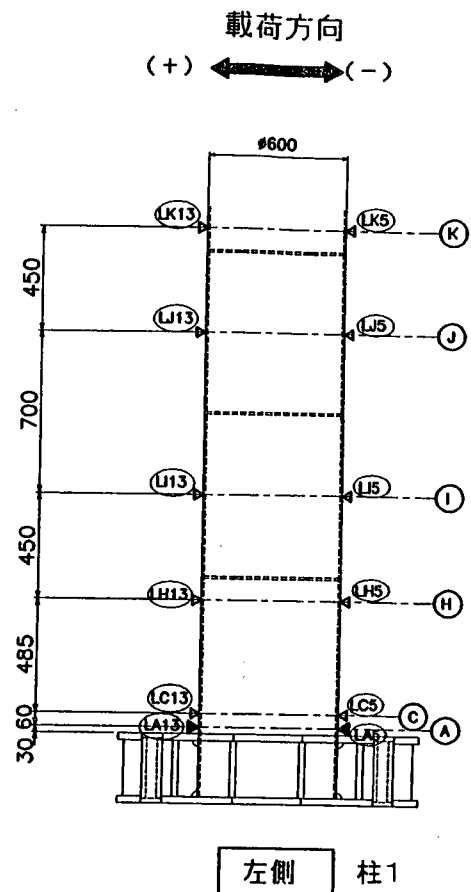
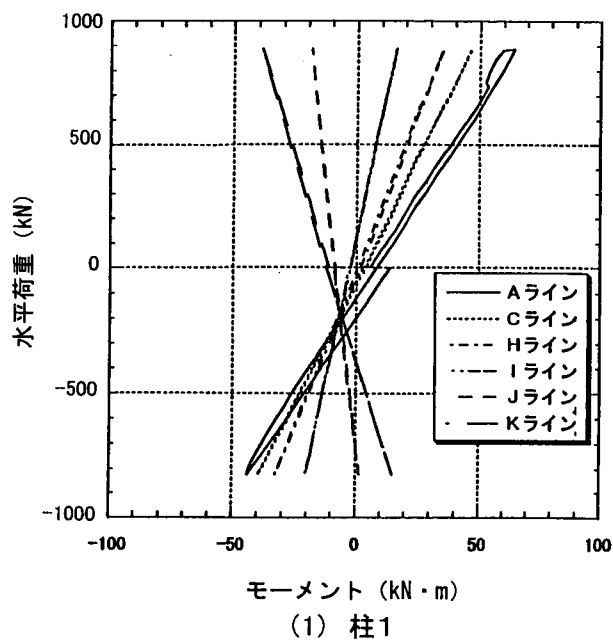
(2) 柱 2

図-3.12.2 せん断変形角—水平変位履歴曲線



○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.13.1 水平荷重－軸力変動関係 ($\pm 1 \delta y$ 時)



○内数字は、ゲージNo.を示す。

図-3.13.2 水平荷重－モーメント変動関係 ($\pm 1\delta y$ 時)

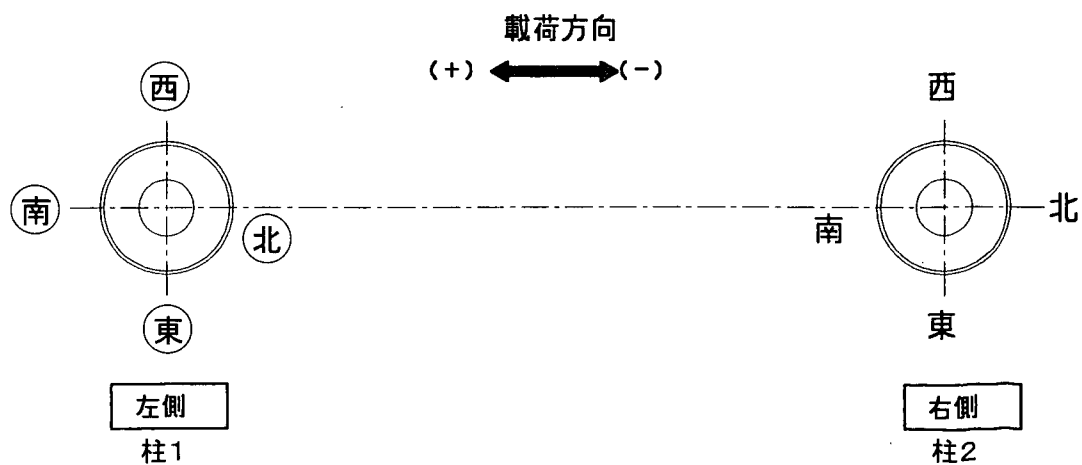
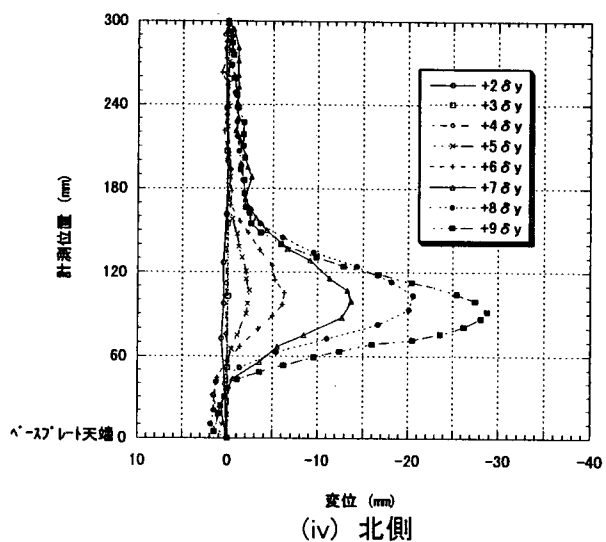
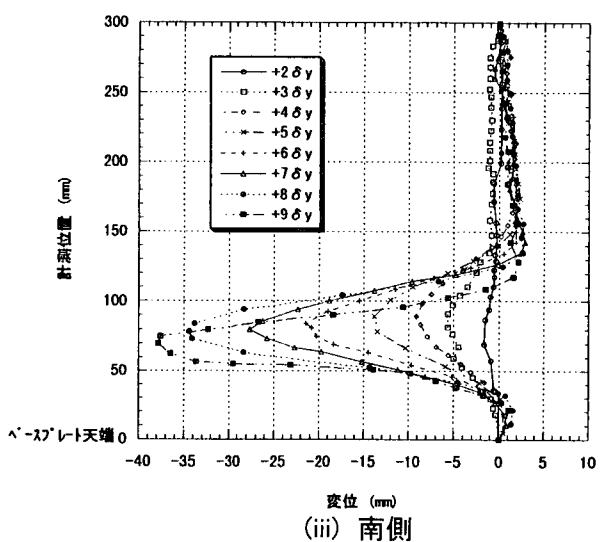
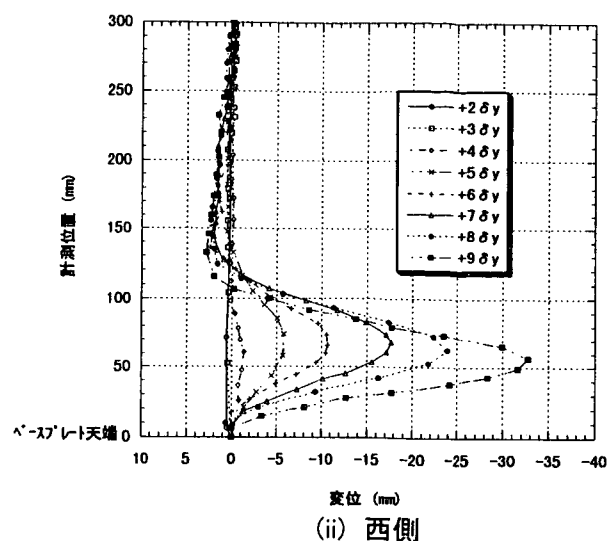
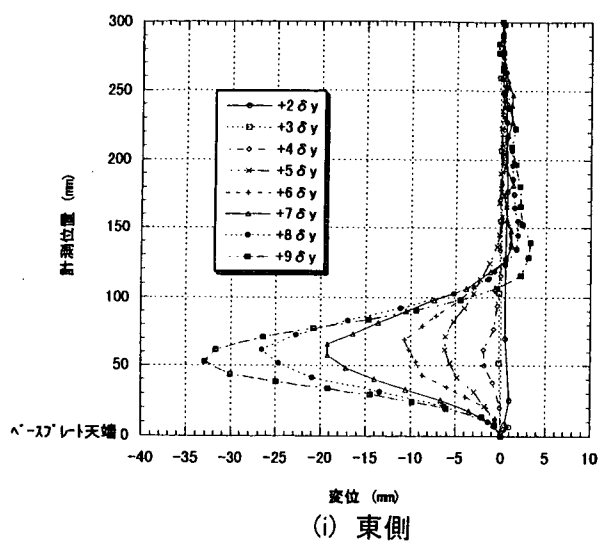
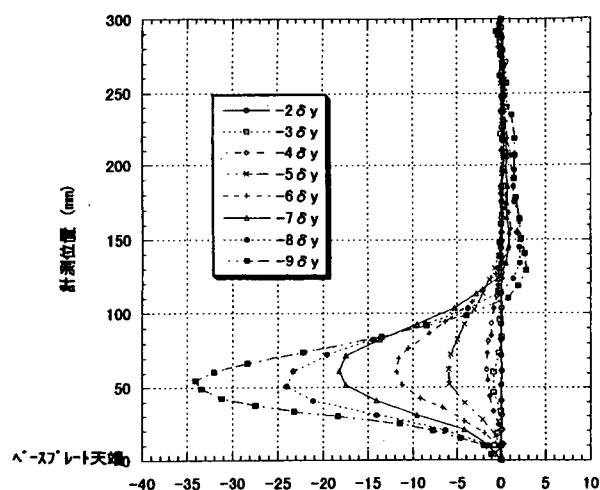
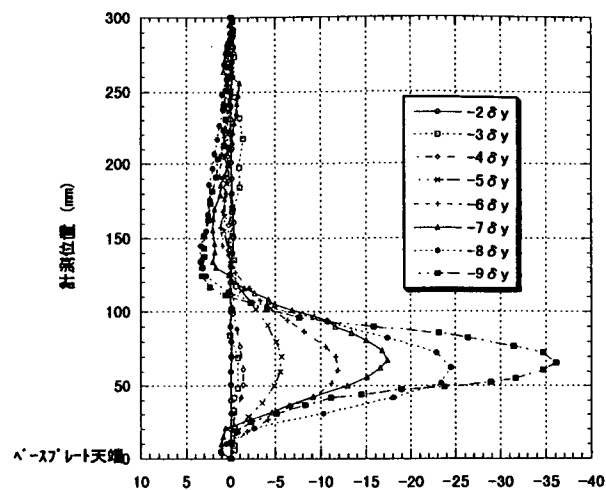


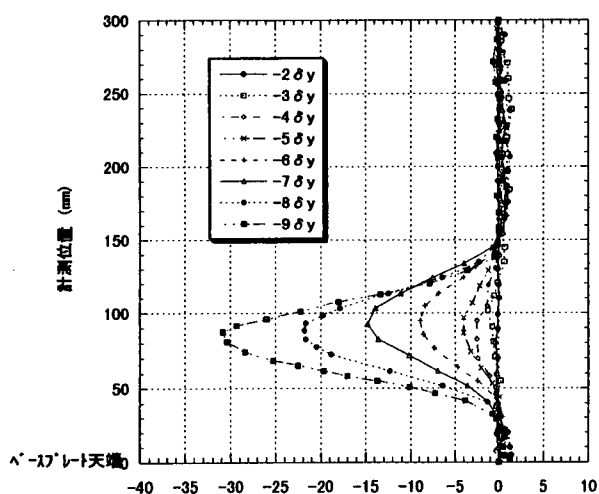
図-3.14(1) 座屈波形 (柱1基部、+ $n\delta y$ 時、高さ0~300mm)



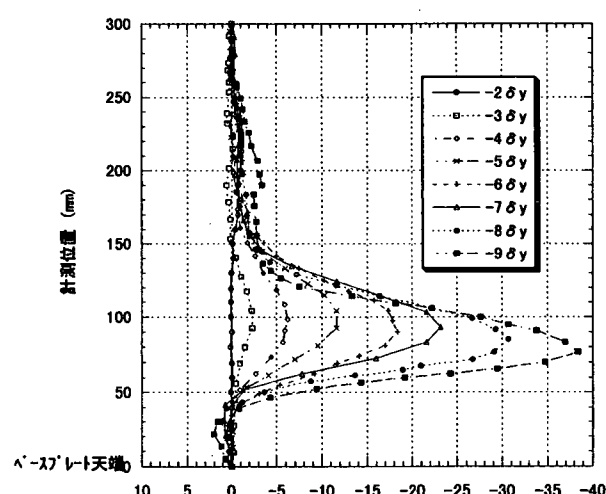
(i) 東側



(ii) 西側



(iii) 南側



(iv) 北側

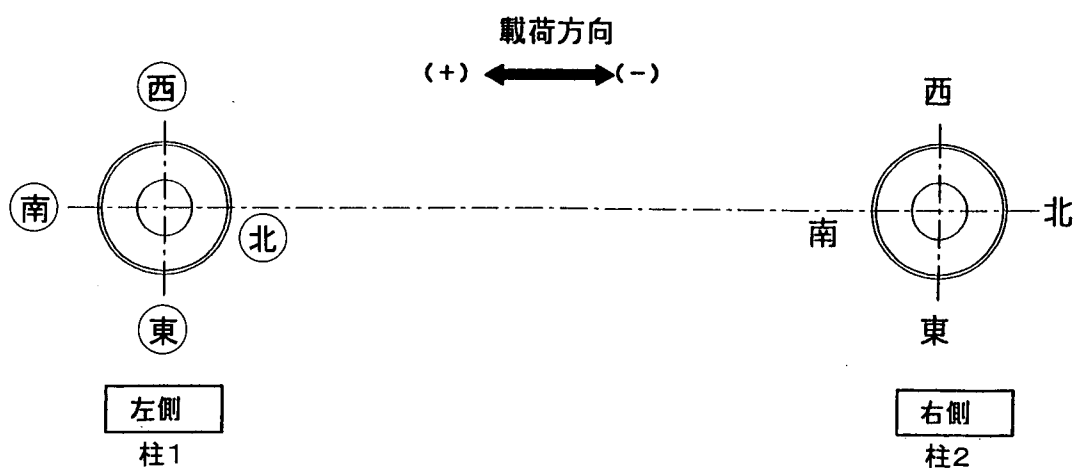
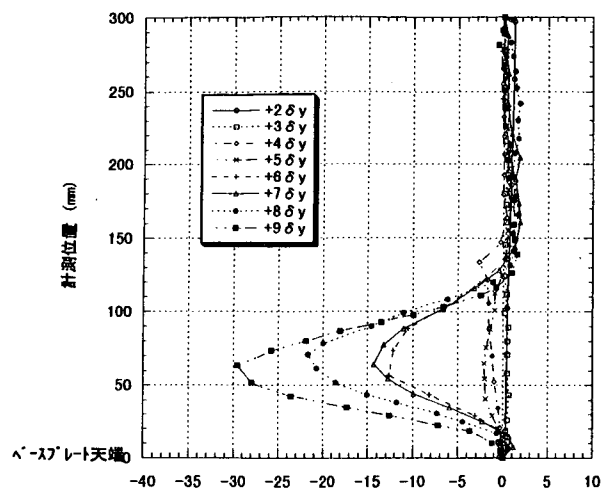
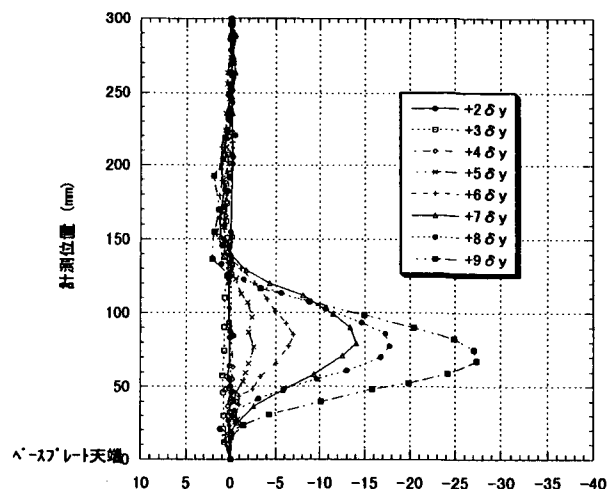


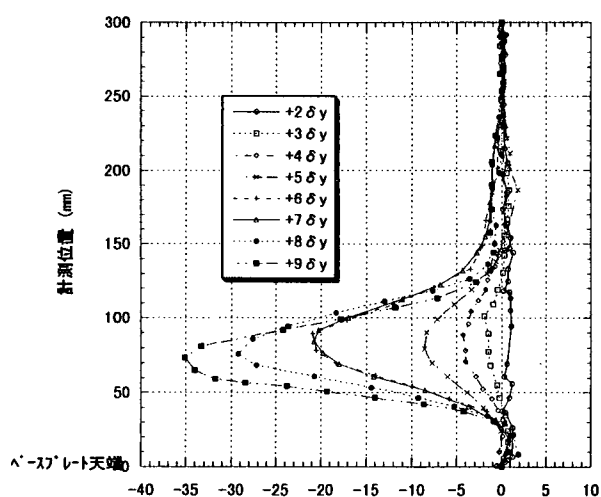
図-3.14(2) 座屈波形 (柱1基部、 $-n\delta y$ 時、高さ0~300 mm)



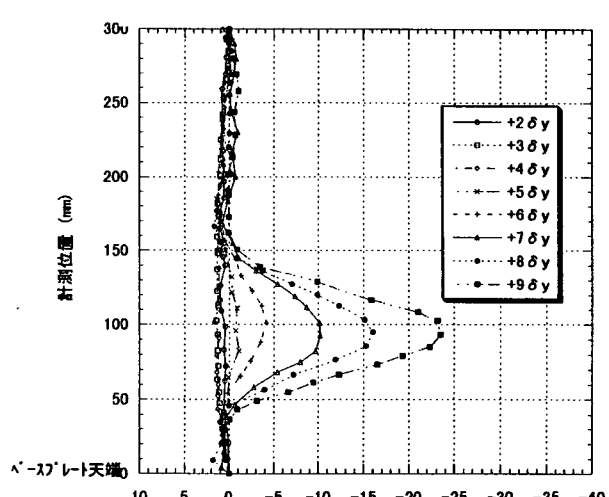
(i) 東側



(ii) 西側



(iii) 南側



(iv) 北側

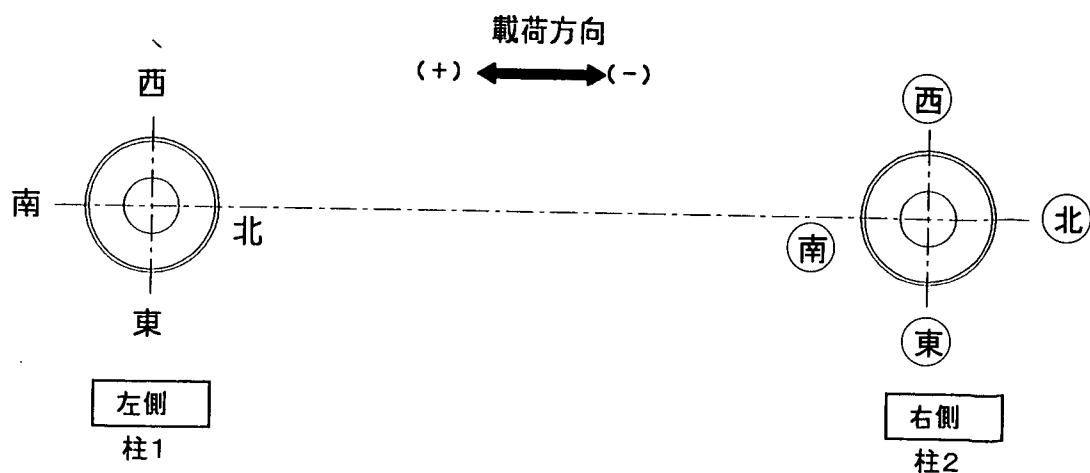
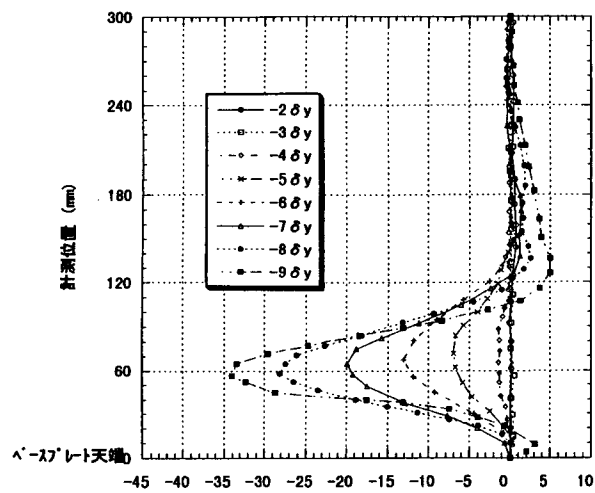
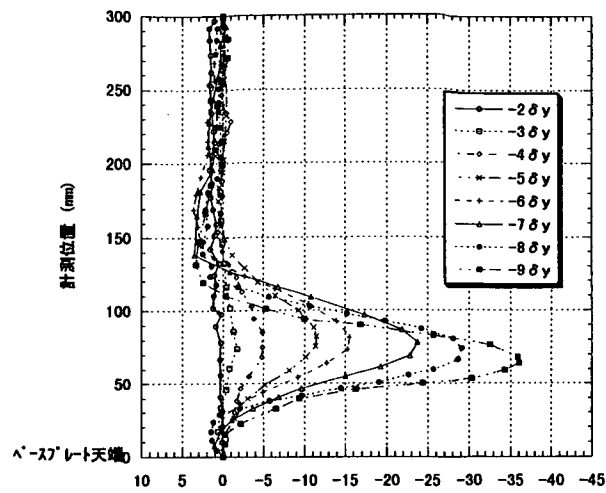


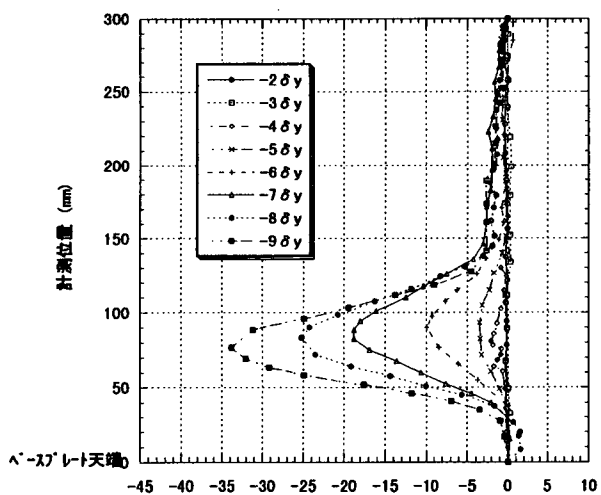
図-3.14(3) 座屈波形 (柱2 基部、 $+n\delta y$ 時、高さ 0~300 mm)



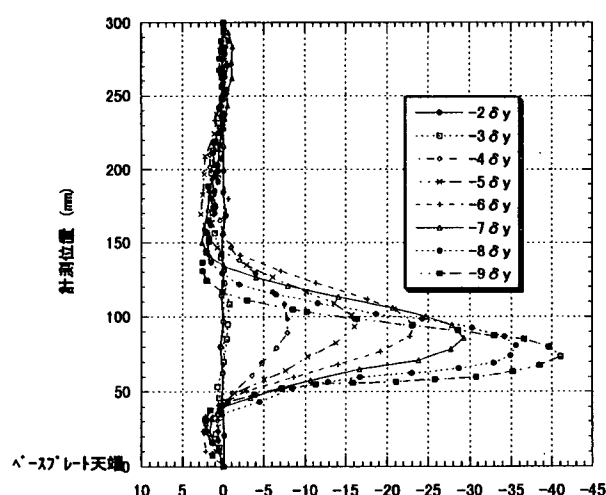
(i) 東側



(ii) 西側



(iii) 南側



(iv) 北側

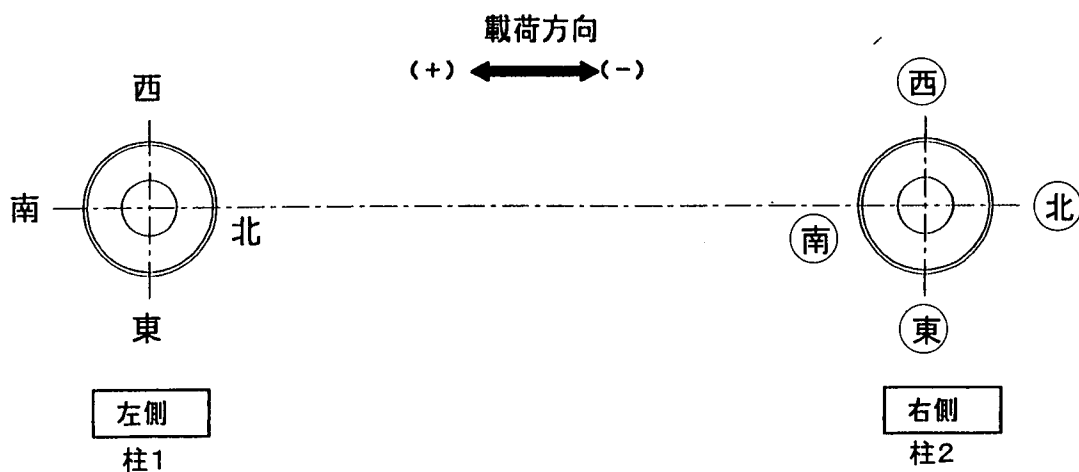


図-3.14(4) 座屈波形 (柱 2 基部、 $-n\delta y$ 時、高さ 0~300 mm)

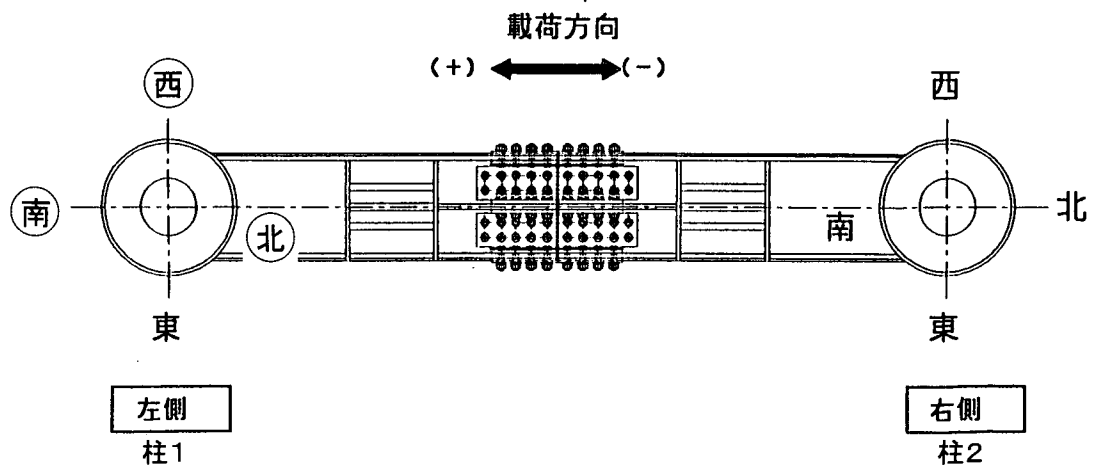
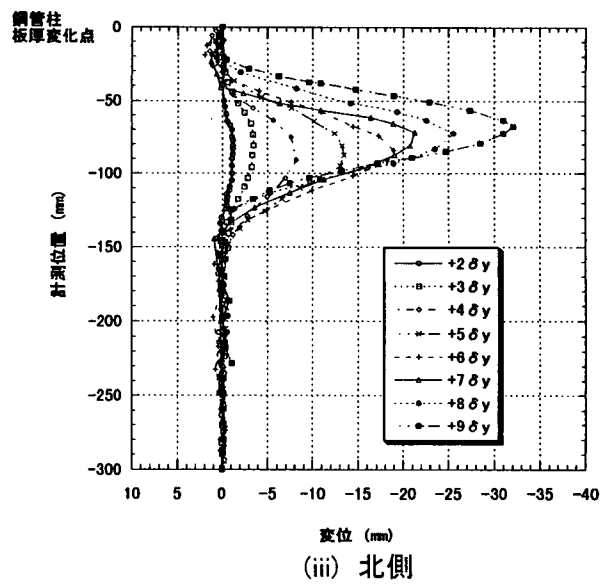
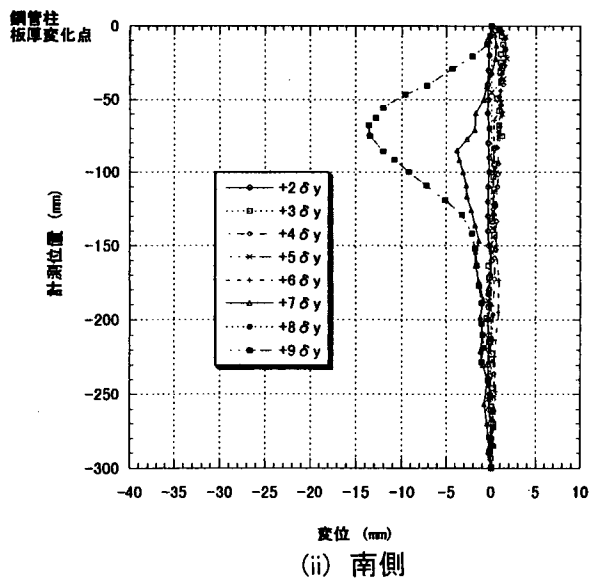
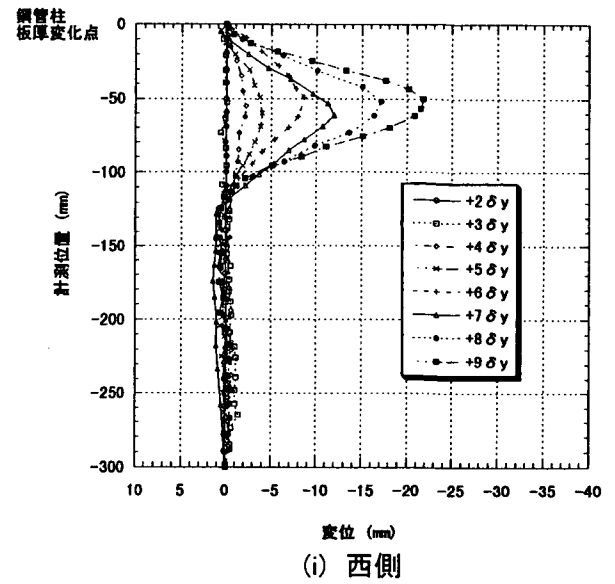


図-3.14(5) 座屈波形 (柱1隅角部直角、 $+n\delta y$ 時、板厚変化点から -300 mm (高さ $2175\sim 2475\text{ mm}$))

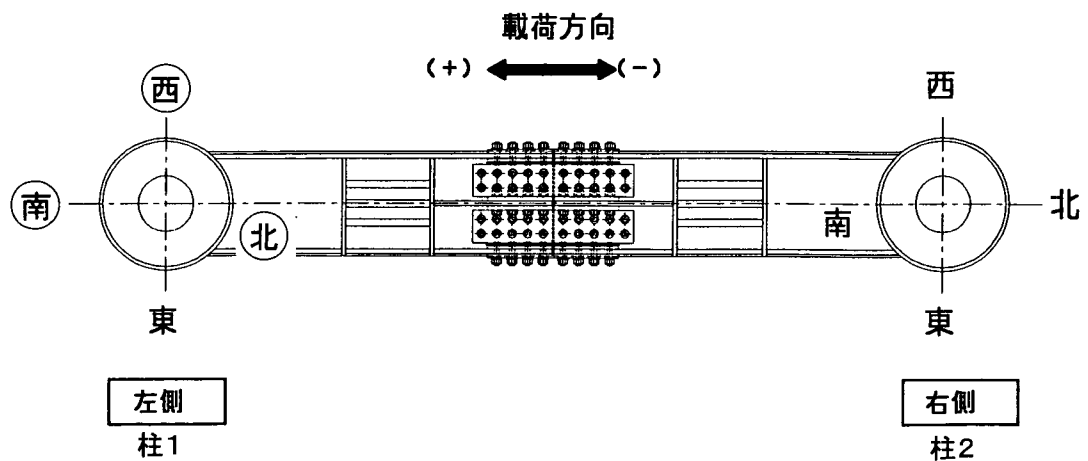
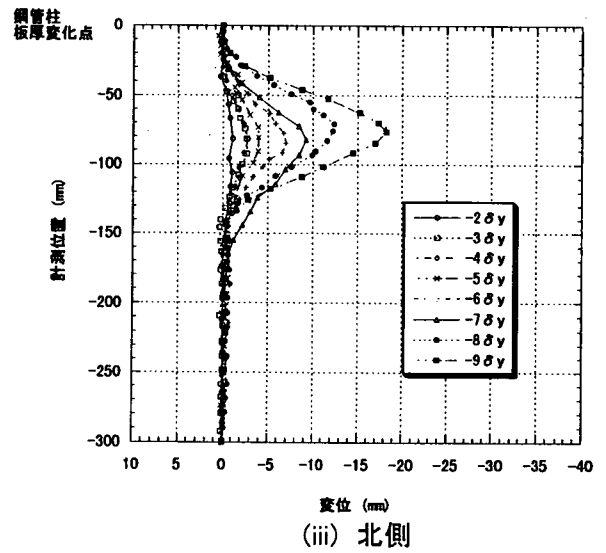
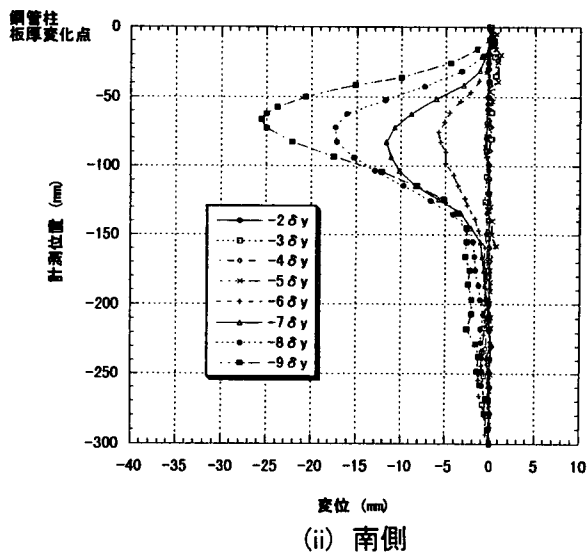
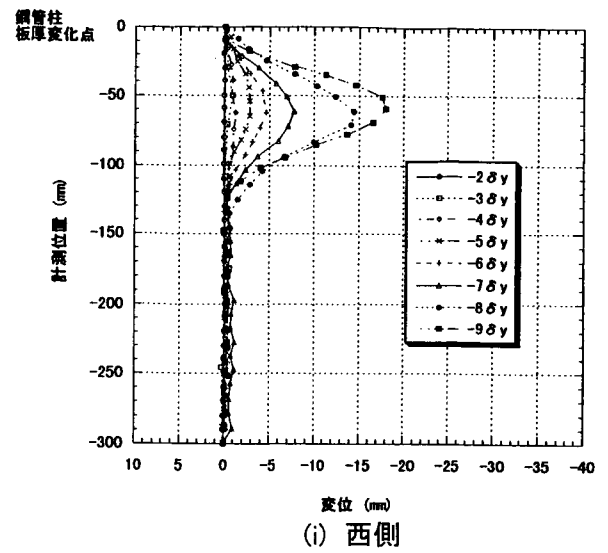


図-3.14(6) 座屈波形 (柱1隅角部直角、 $-n\delta y$ 時、板厚変化点から -300 mm (高さ $2175\sim 2475\text{ mm}$))

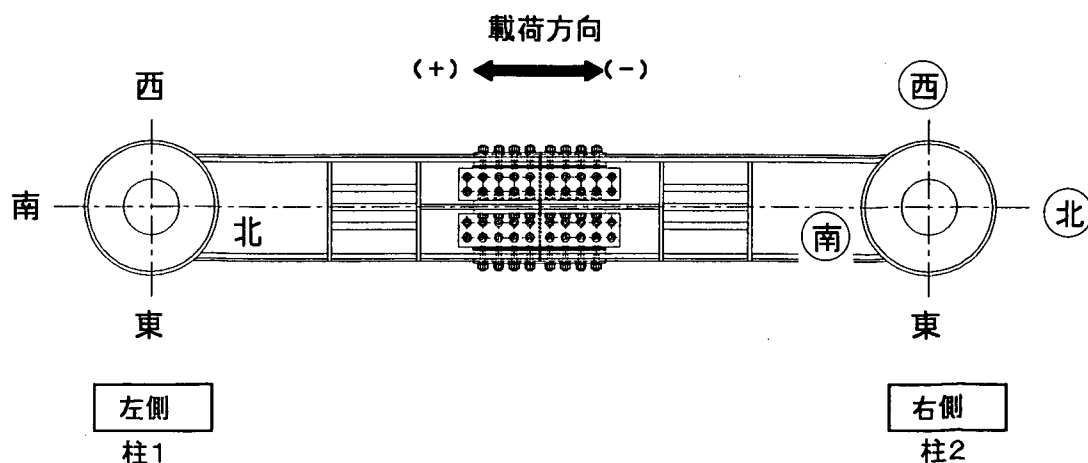
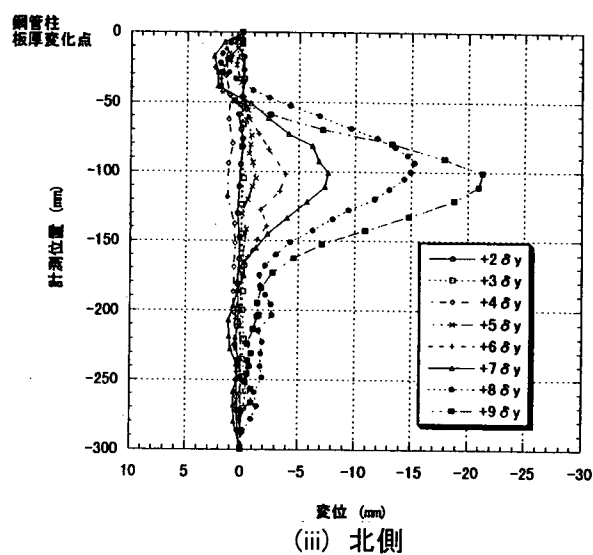
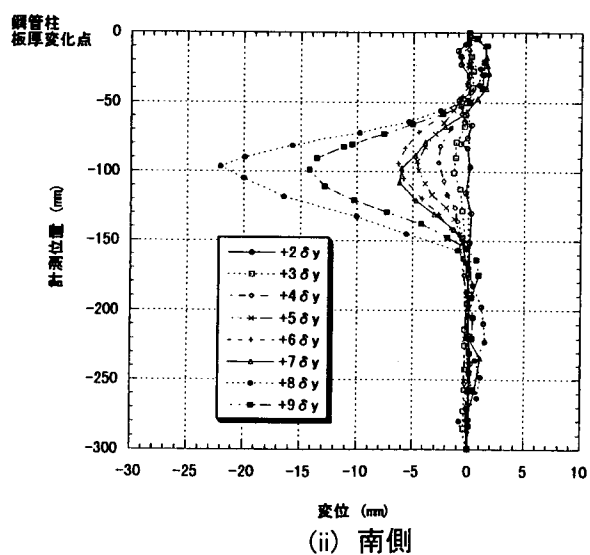
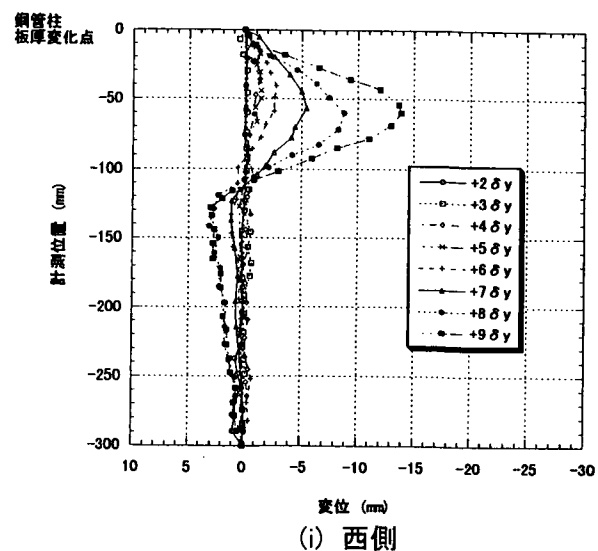


図-3.14(7) 座屈波形 (柱2隅角部直角、 $+n\delta y$ 時、板厚変化点から -300 mm (高さ $2175\sim 2475$ mm))

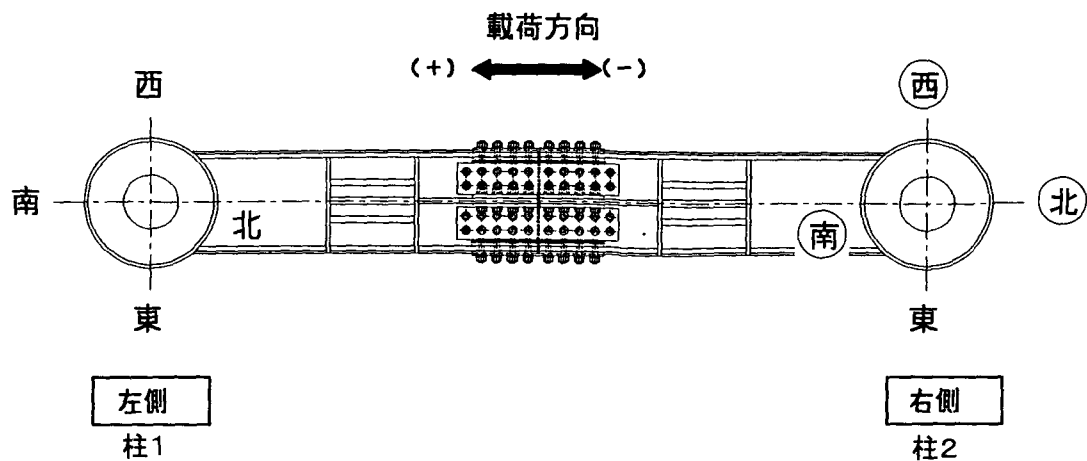
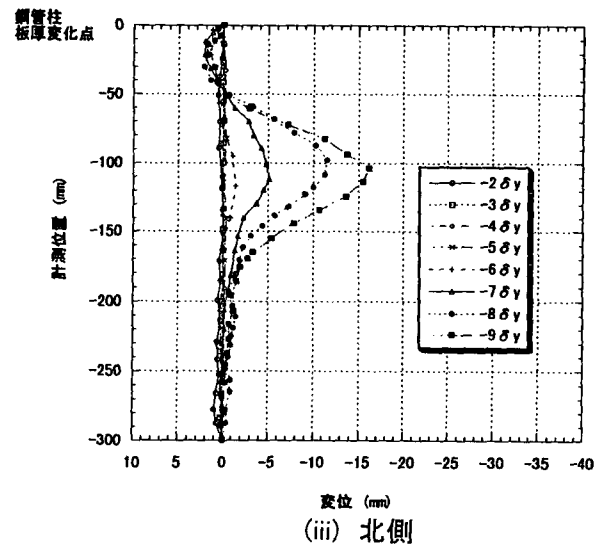
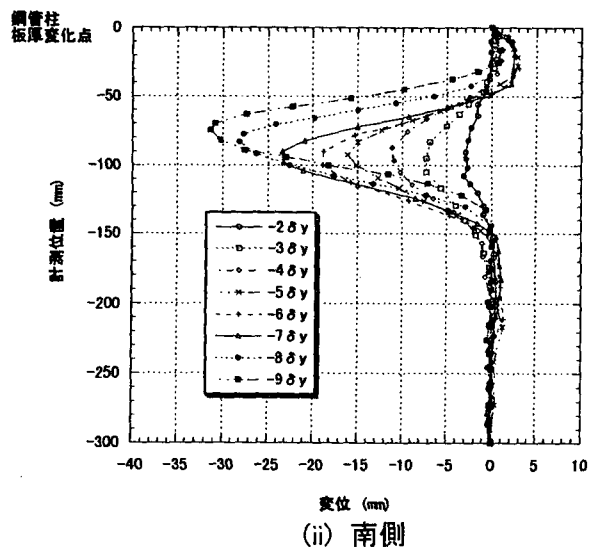
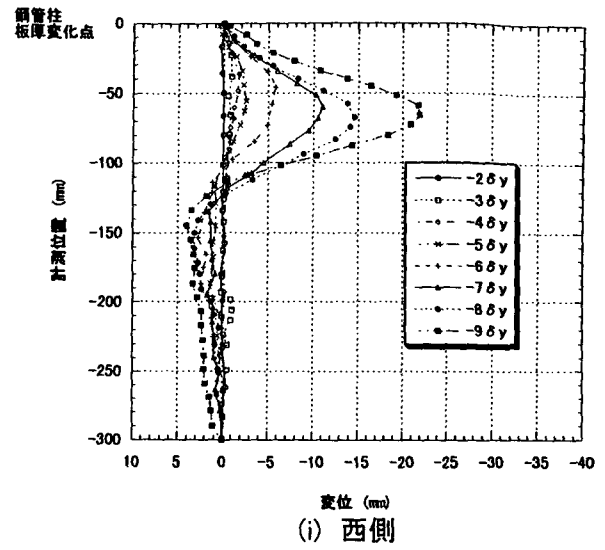


図-3.14(8) 座屈波形 (柱 2 隅角部直角、 $-n\delta y$ 時、板厚変化点から -300 mm (高さ 2175~2475 mm))

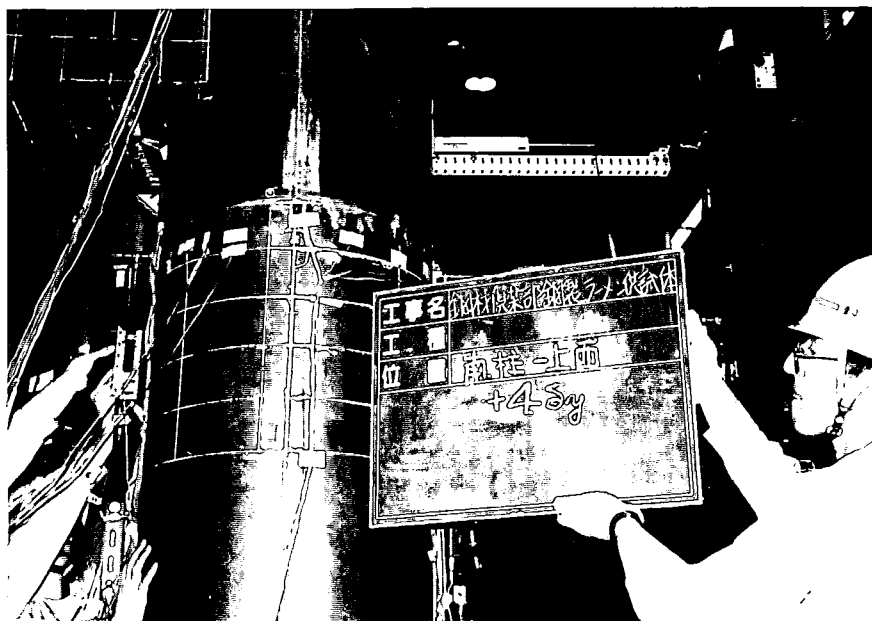


写真-3.15(1) 座屈状況（柱 1 隅角部直下、西側、 $\pm 4\delta y$ ）

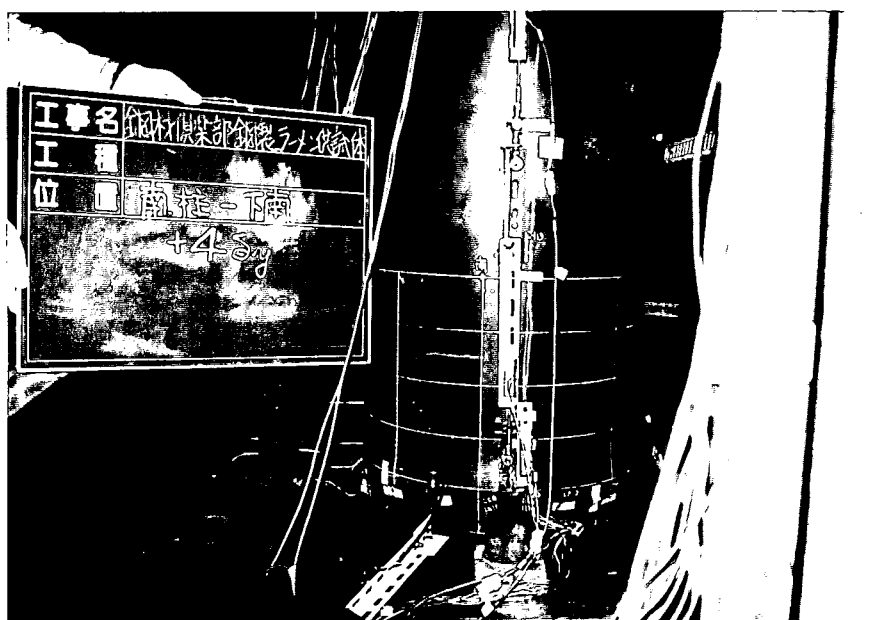


写真-3.15(2) 座屈状況（柱 1 基部、南側、 $\pm 4\delta y$ ）

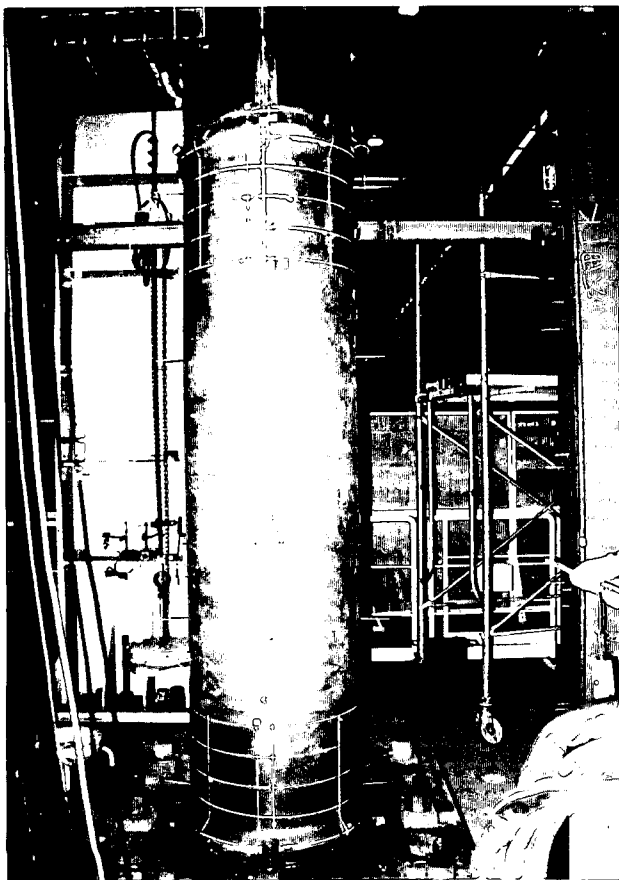


写真-3.15(3) 座屈状況（柱1 戴荷直角方向から見た図、西側、実験終了後）

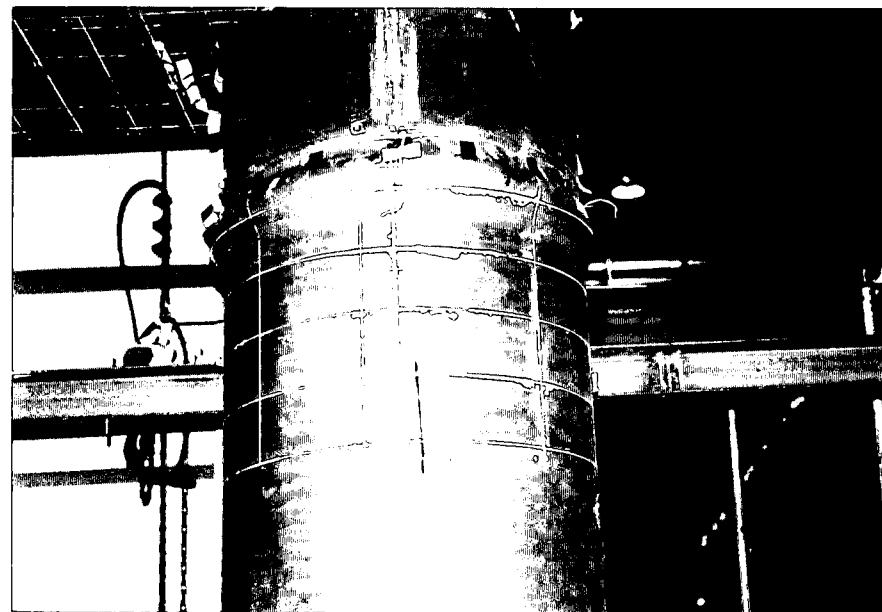


写真-3.15(4) 座屈状況（柱1 隅角部直下、西側、実験終了後）

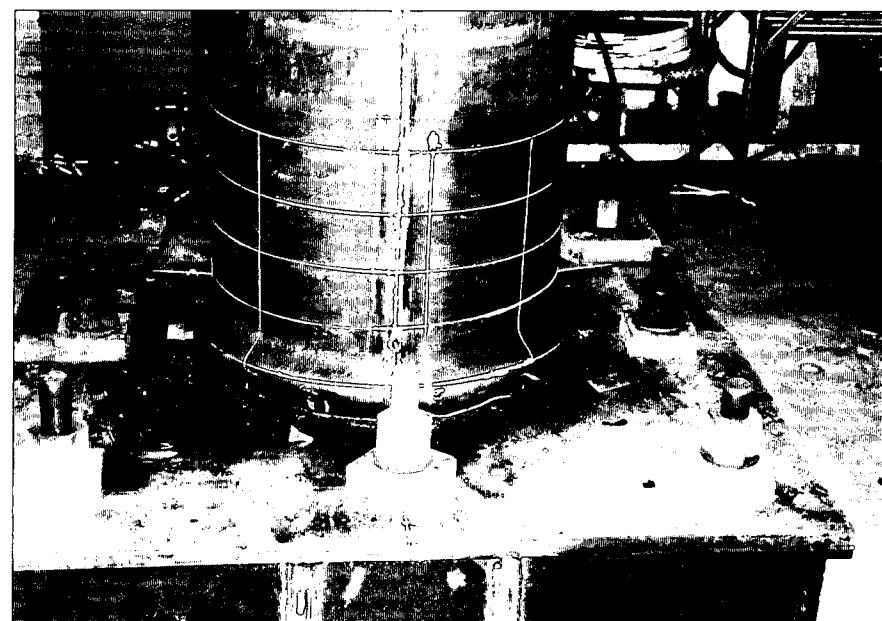


写真-3.15(5) 座屈状況（柱1 基部、東側、実験終了後）

付 録

表-付録-1.1 包絡線データ

水平荷重(kN)	水平変位(mm)
0.0	0.0
791.3	9.9
1234.9	20.1
1433.8	30.1
1516.6	39.6
1448.8	49.5
1297.8	59.4
1107.9	69.3
905.3	79.2
722.5	89.1

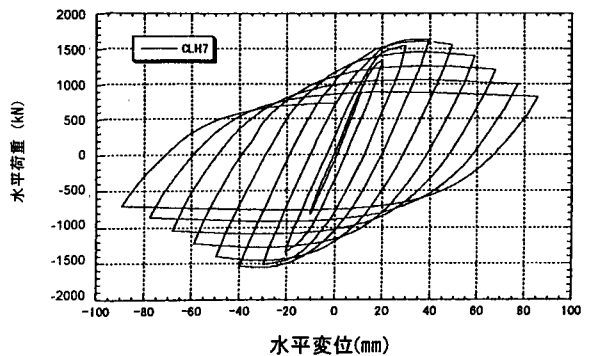
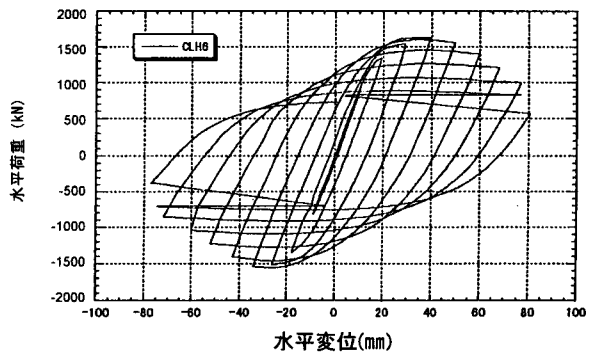
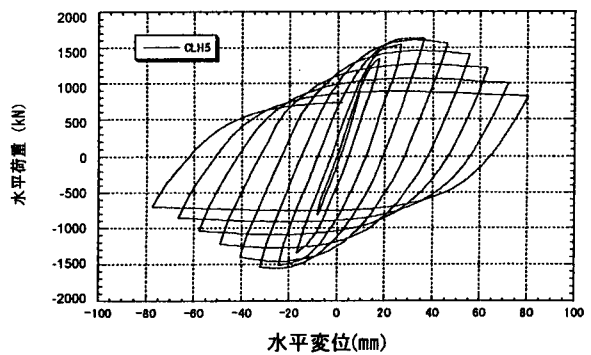
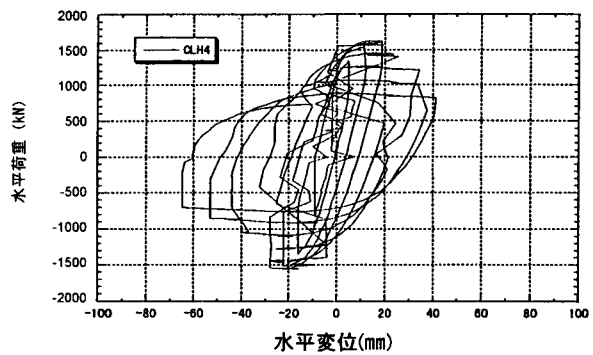
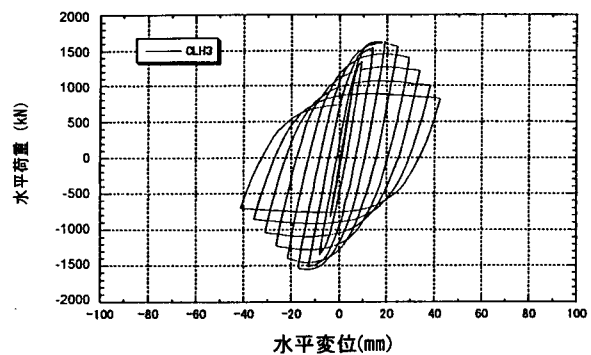
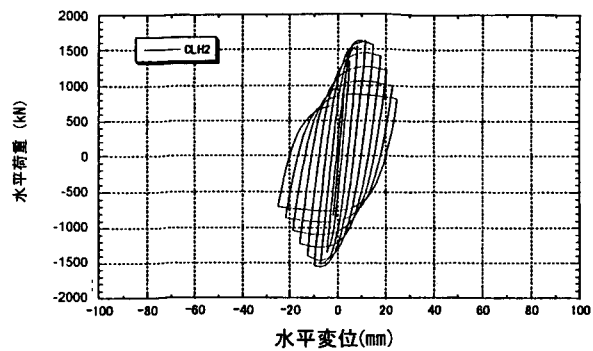
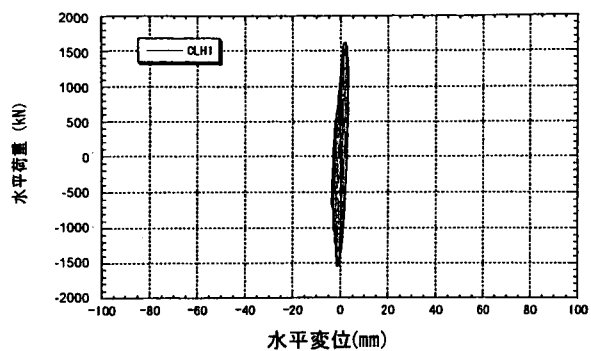


图-参考-1.1(1) 水平荷重—水平变位履歴曲線 (柱 1)

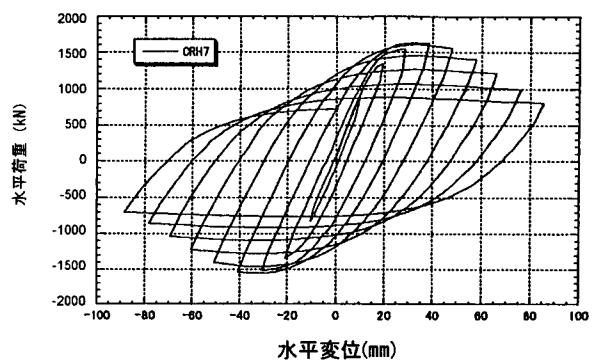
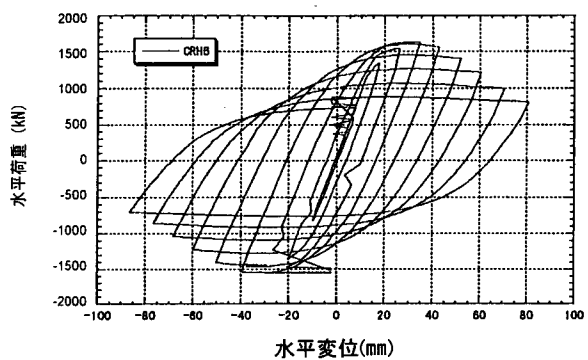
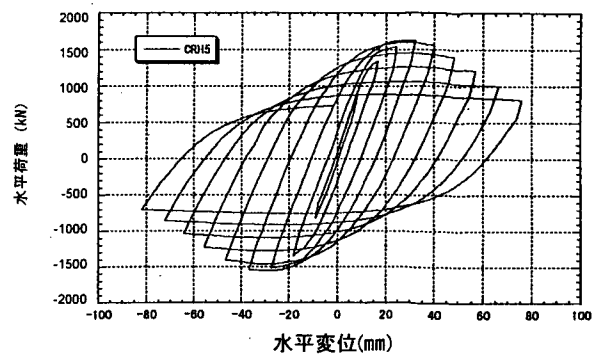
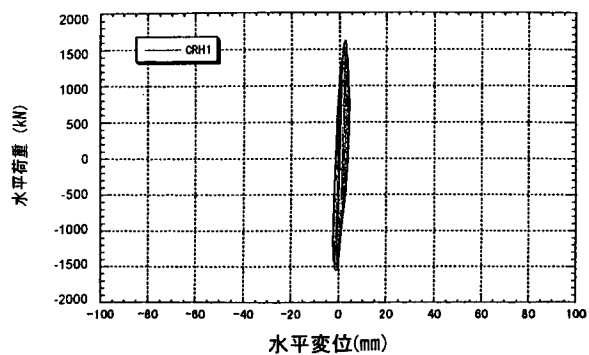


圖-參考-1.1(2) 水平荷重—水平變位履歷曲線 (柱 2)

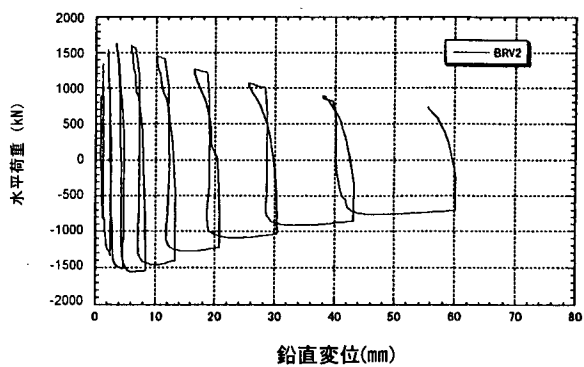
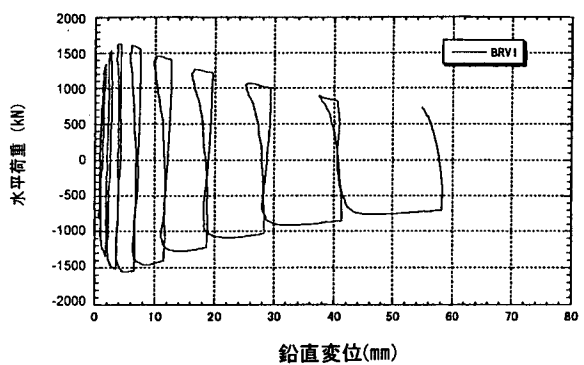
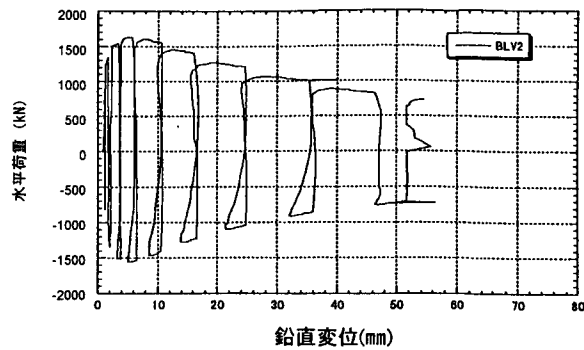
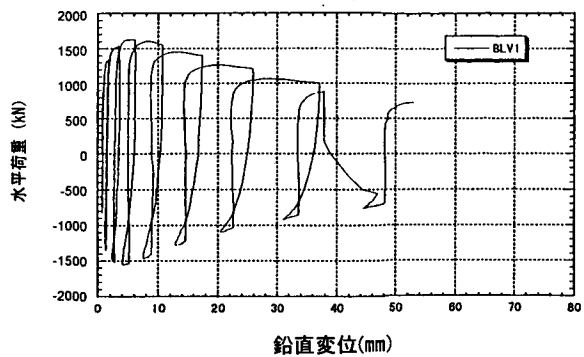


图-参考-1.1(3) 水平荷重—鉛直変位履歴曲線 (梁部)

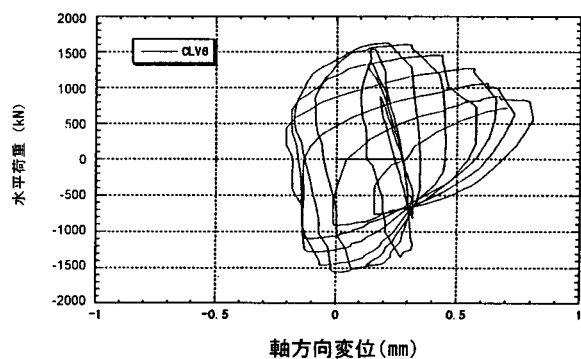
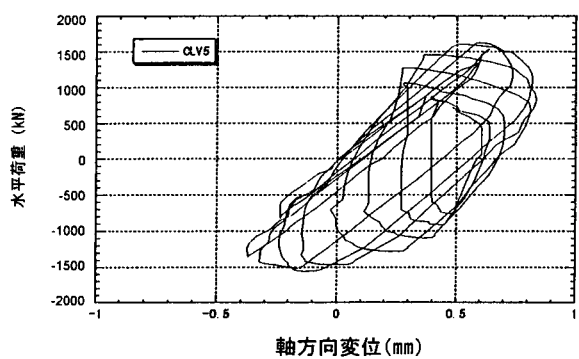
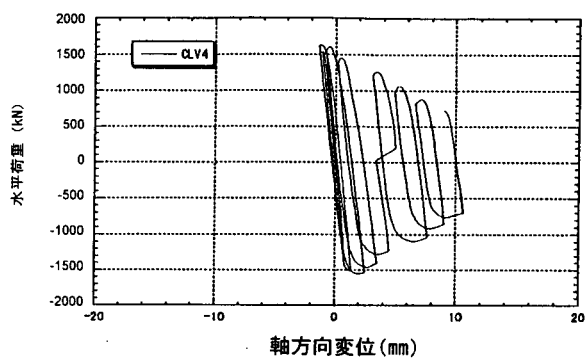
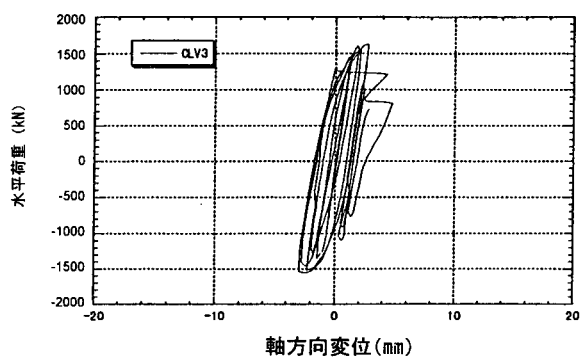
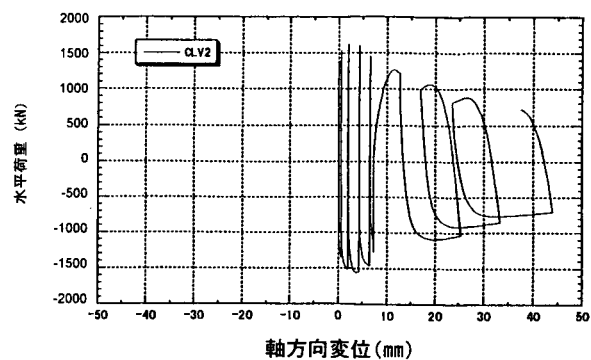
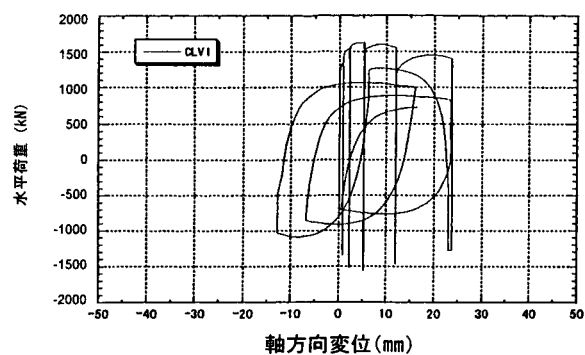


图-参考-1.1(4) 水平荷重—軸方向変位履歴曲線 (柱 1)

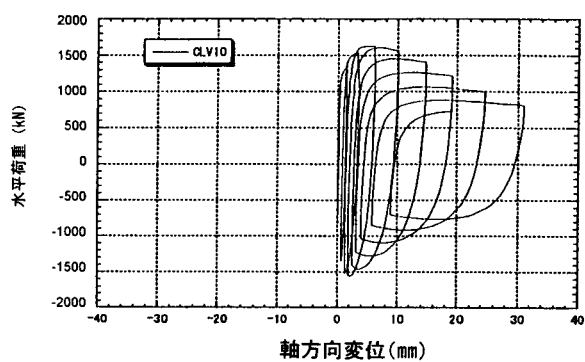
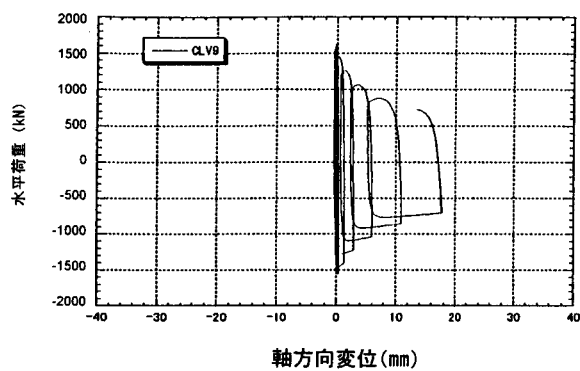
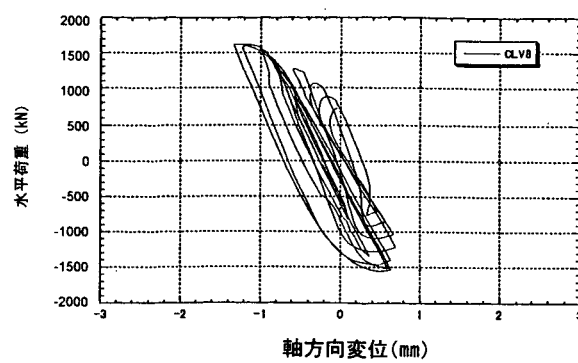
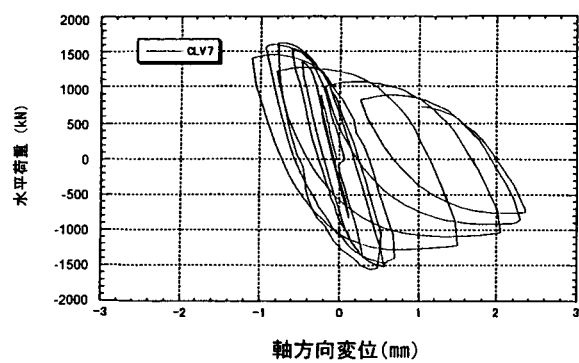


图-参考-1.1(5) 水平荷重—軸方向変位履歴曲線 (柱 1)

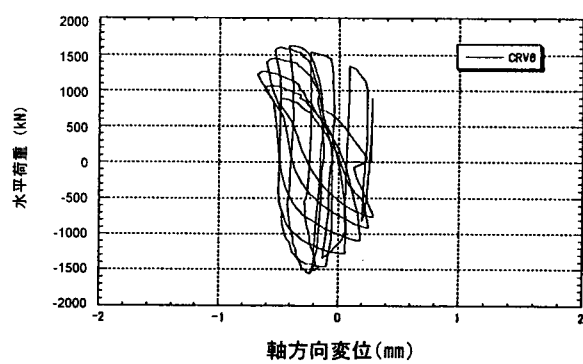
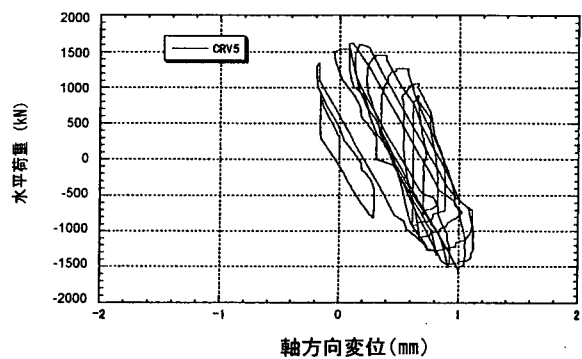
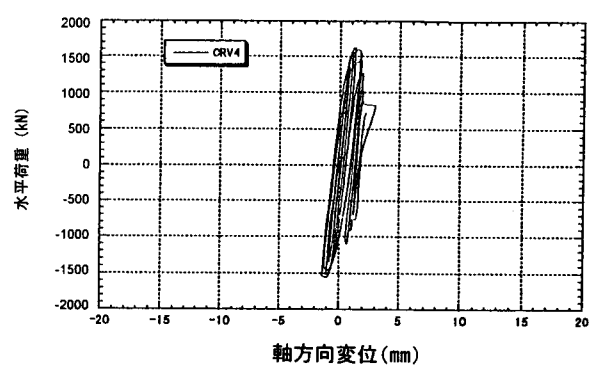
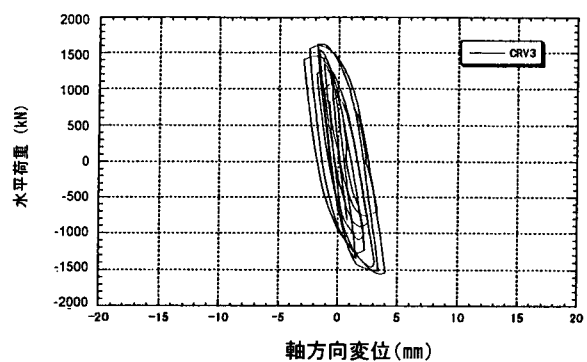
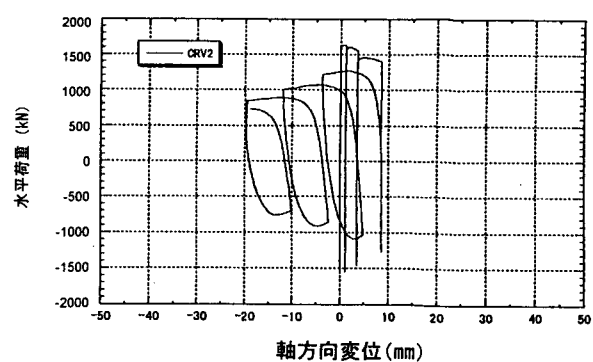
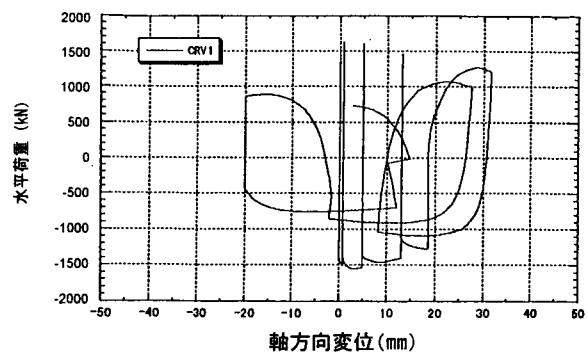


图-参考-1.1(6) 水平荷重—軸方向変位履歴曲線 (柱 2)

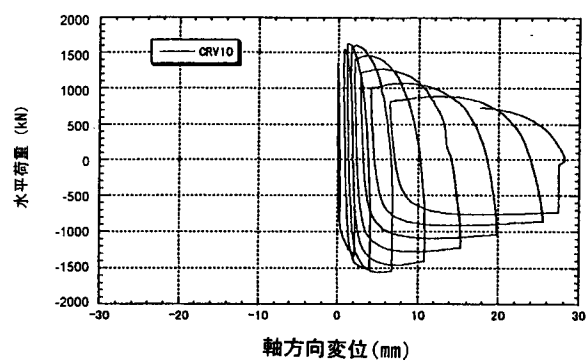
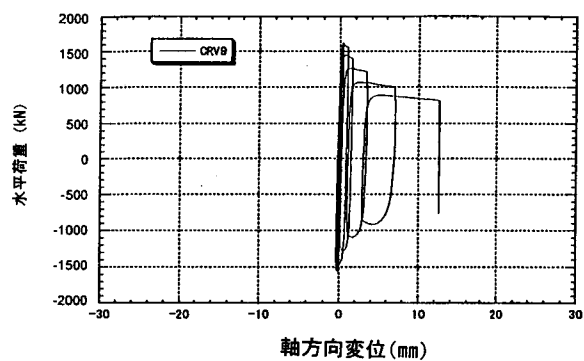
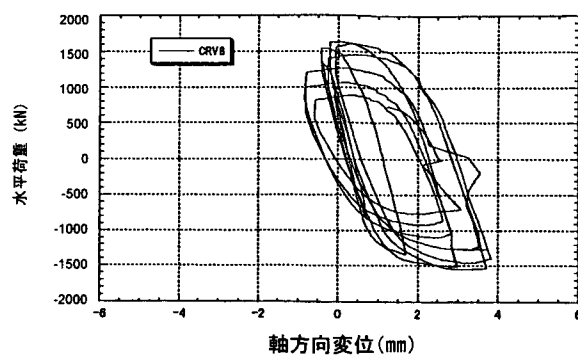
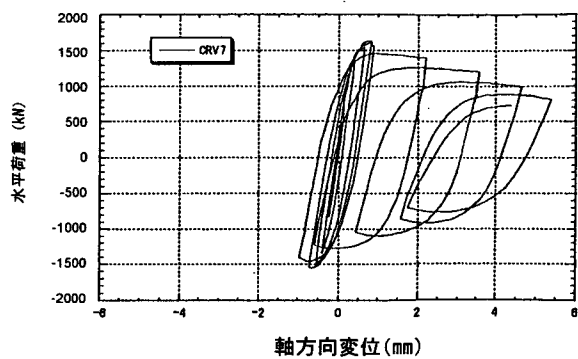


圖-參考-1.1(7) 水平荷重—軸方向變位履歷曲線 (柱 2)

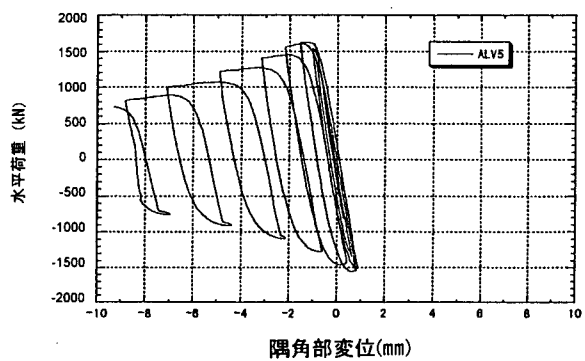
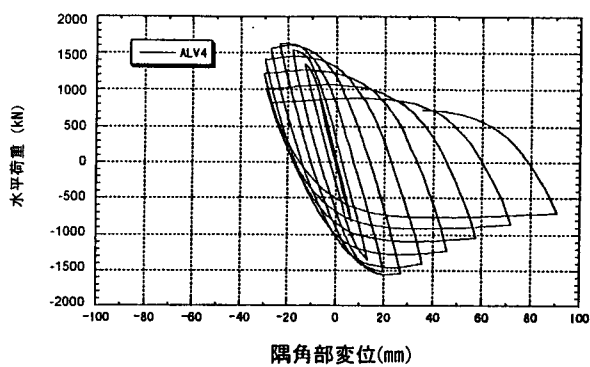
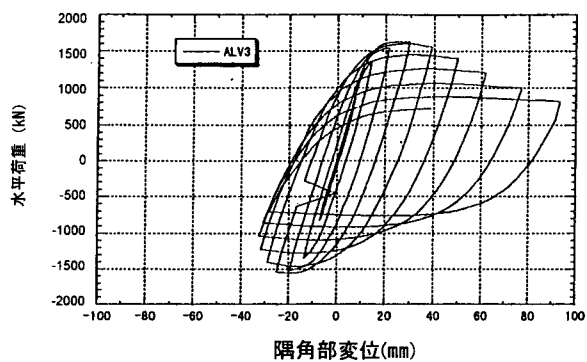
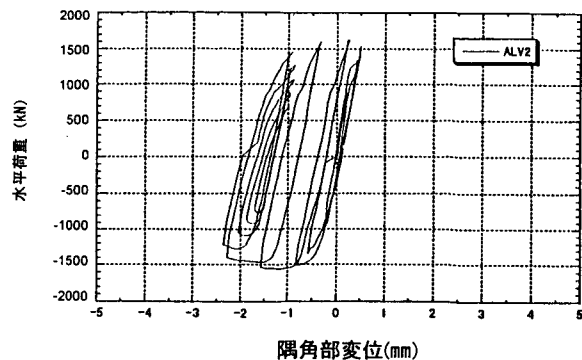
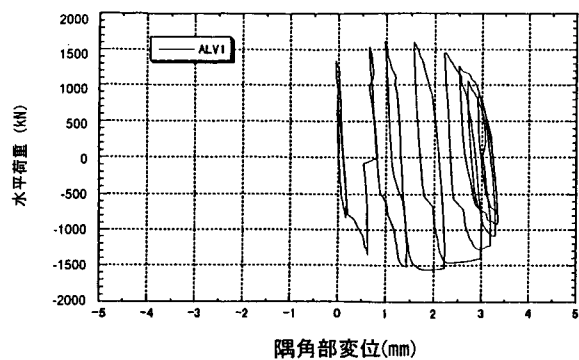


図-参考-1.1(8) 水平荷重—隅角部変位履歴曲線 (柱 1)

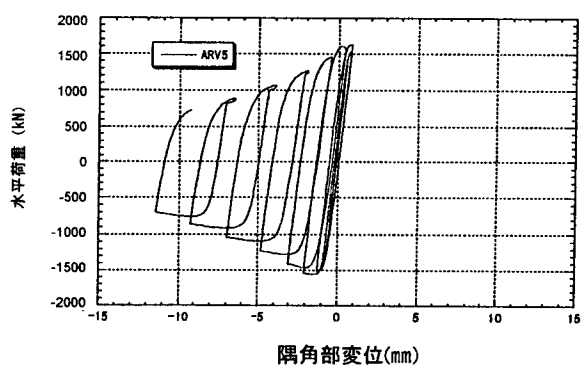
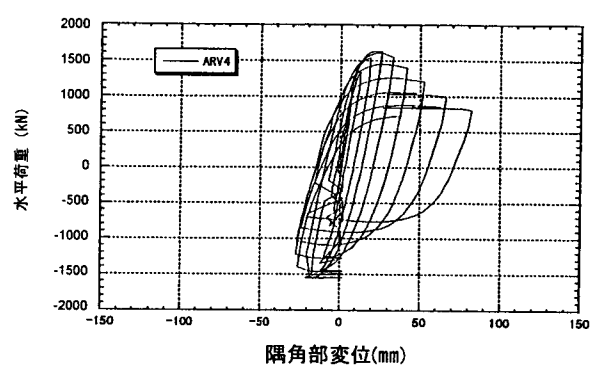
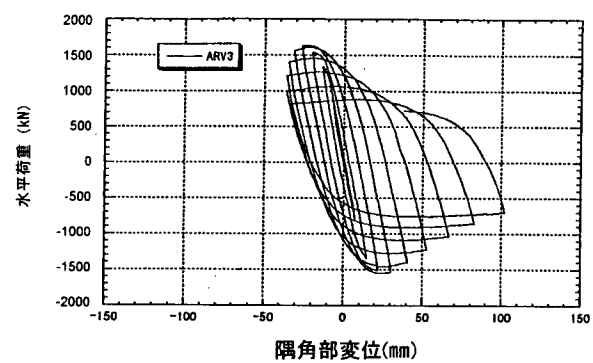
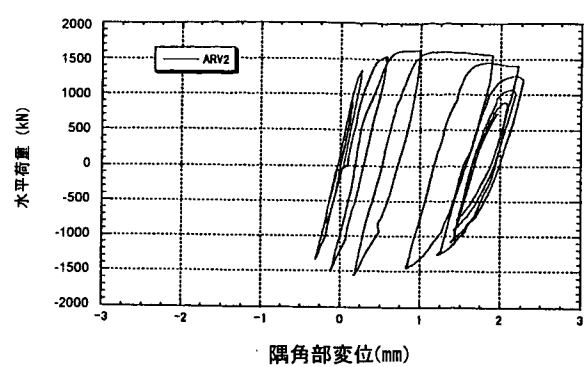
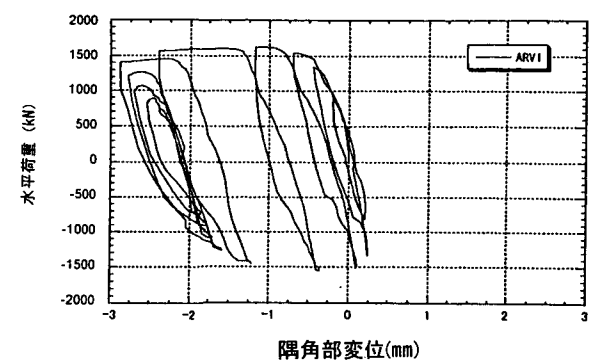


图-参考-1.1(9) 水平荷重—隅角部変位履歴曲線 (柱 2)

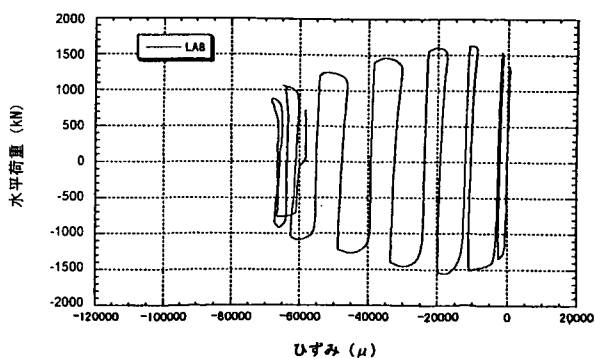
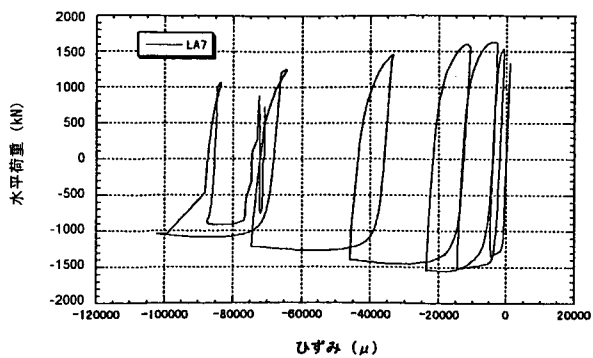
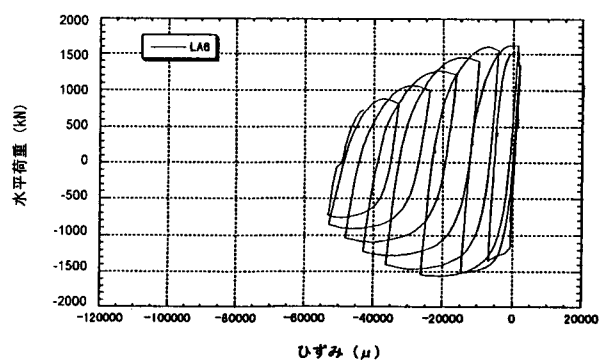
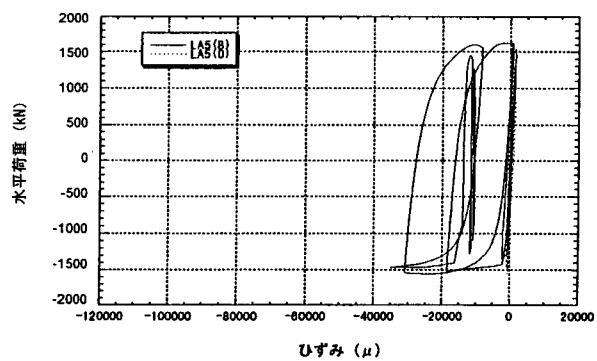
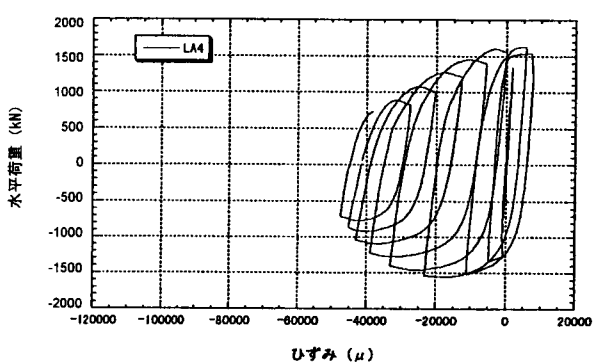
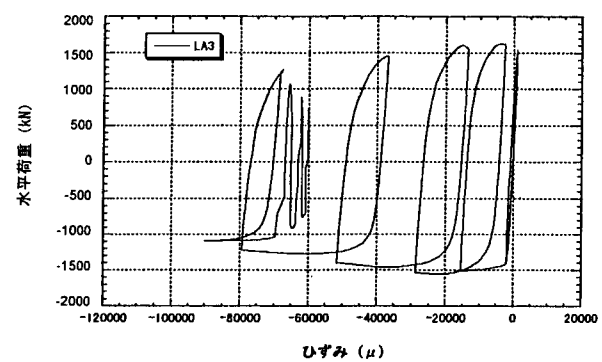
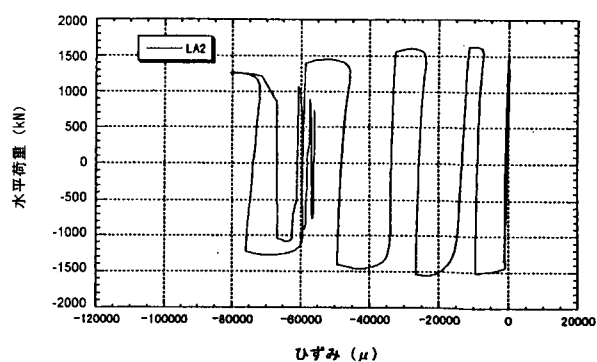
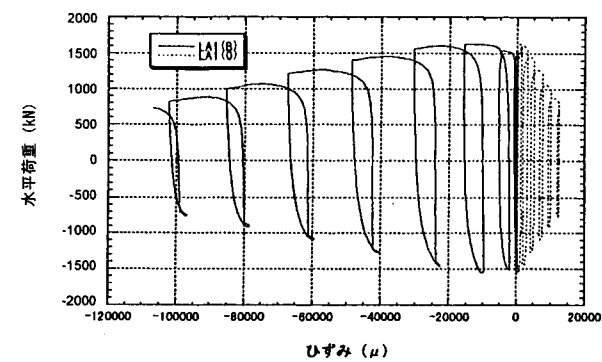


図-参考-1.2(1) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱 1）

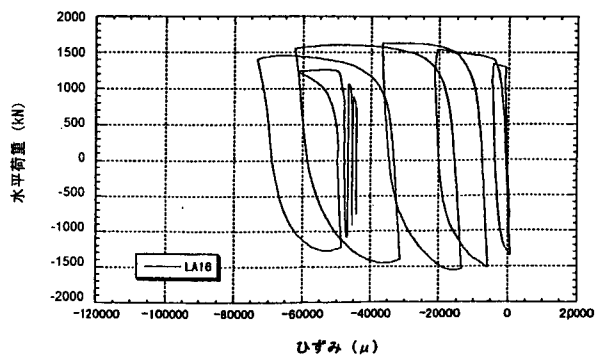
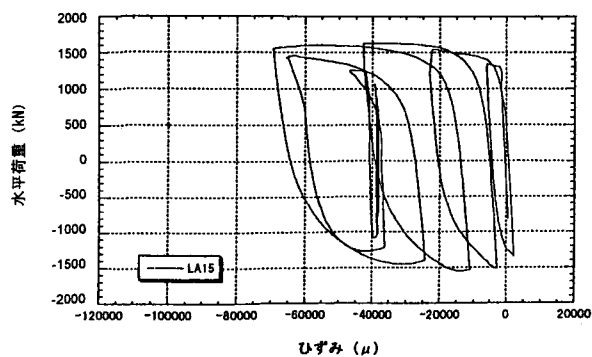
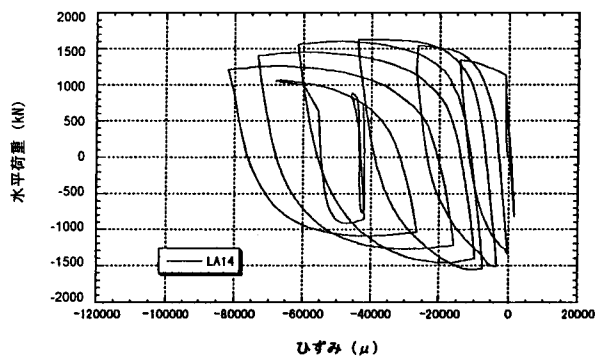
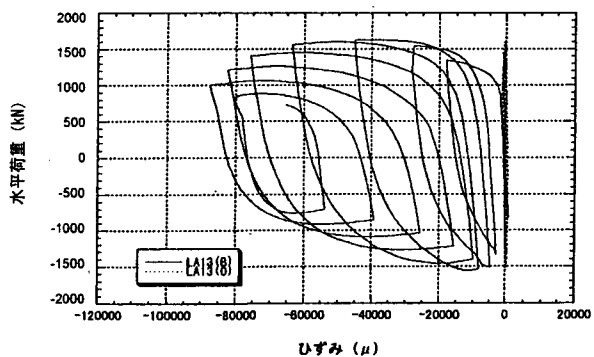
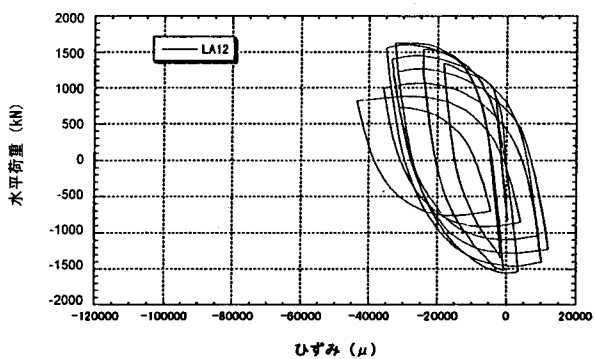
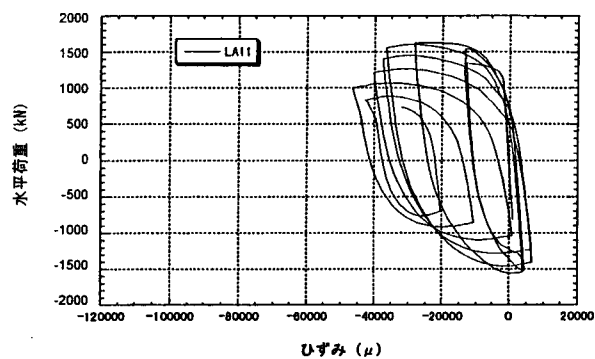
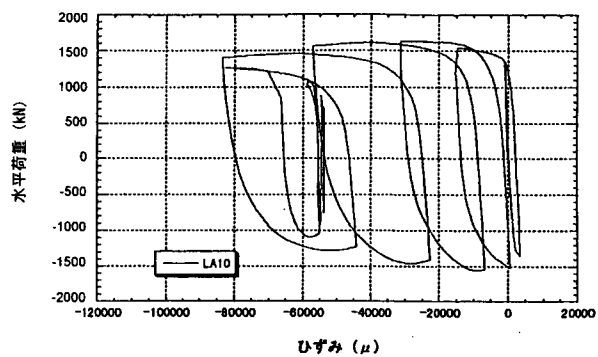
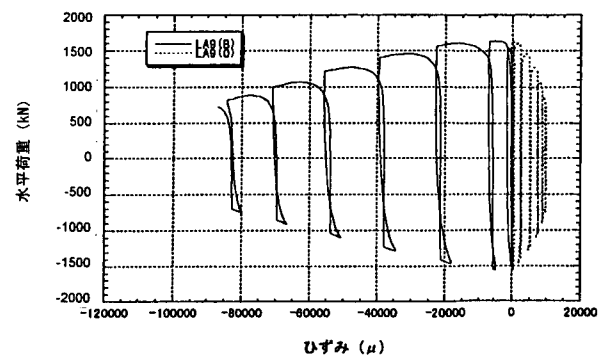


図-参考-1.2(2) 水平荷重-軸方向ひずみ履歴曲線 (柱 1)

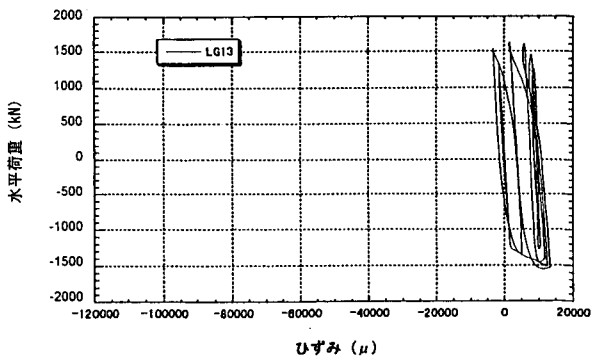
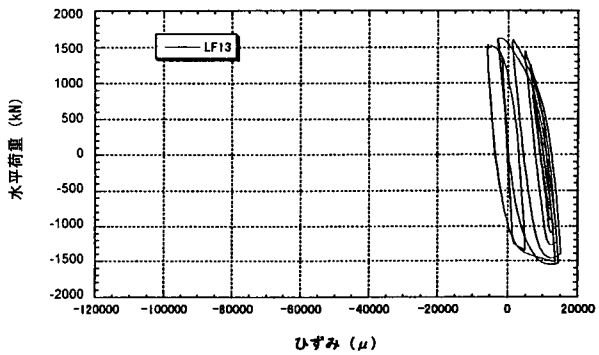
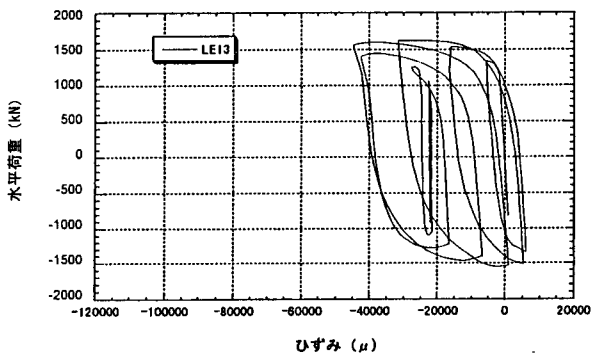
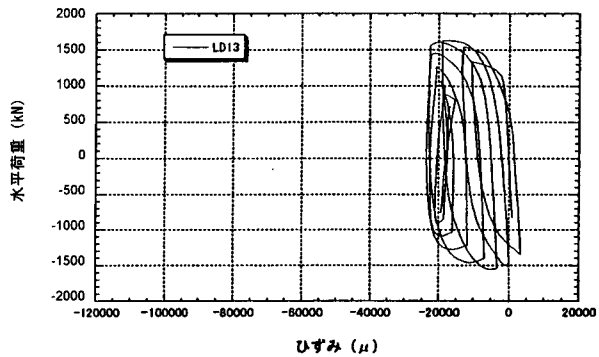
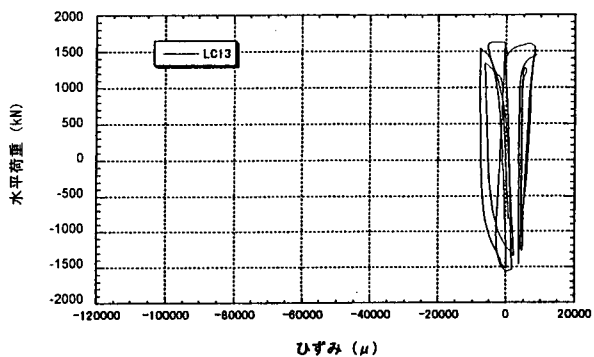
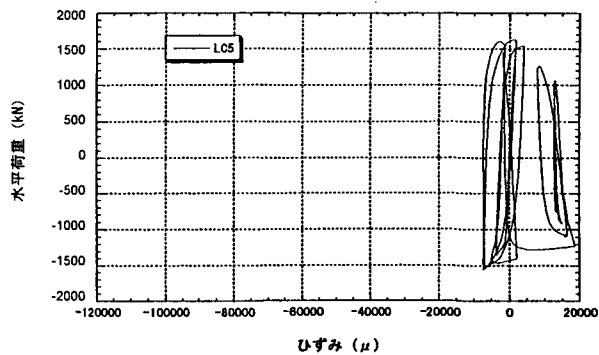
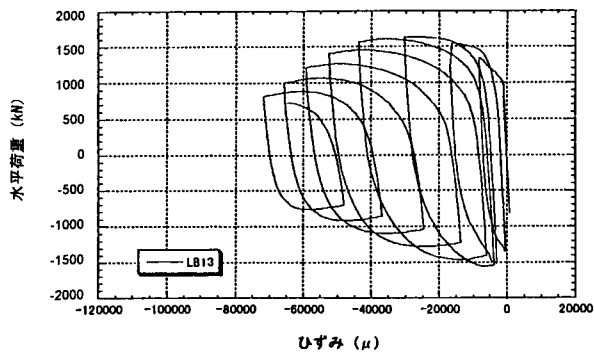


図-参考-1.2(3) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱 1）

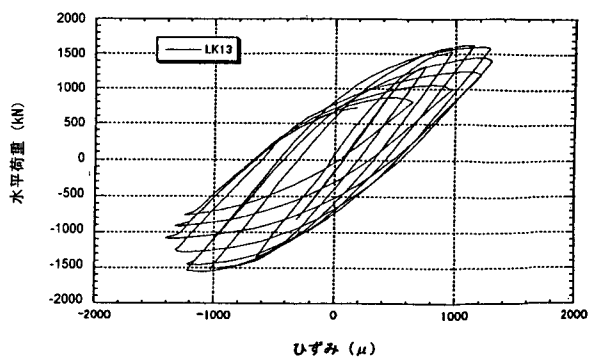
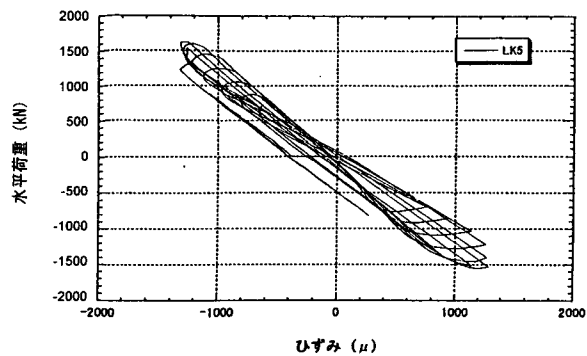
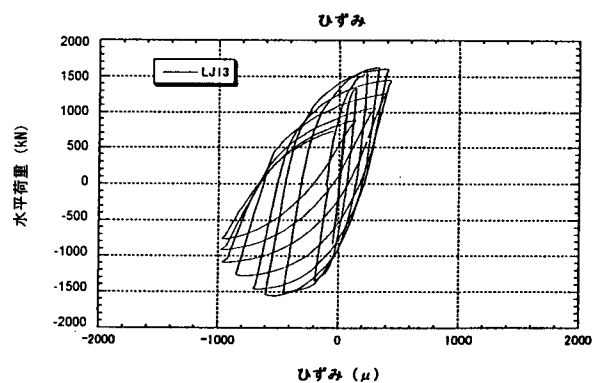
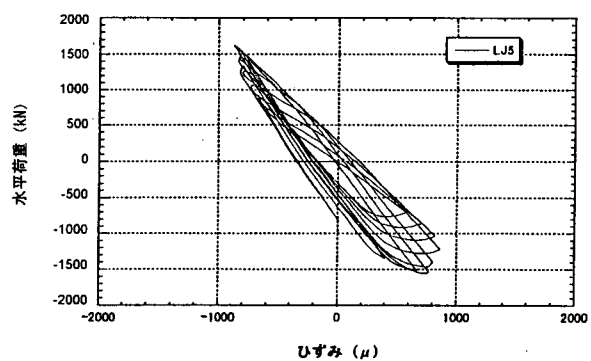
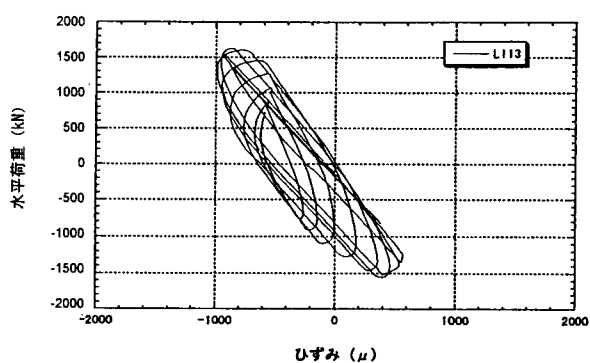
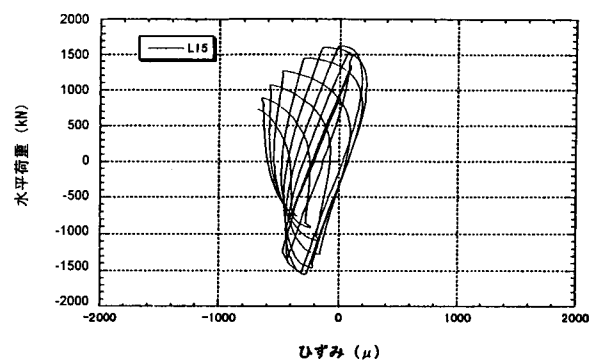
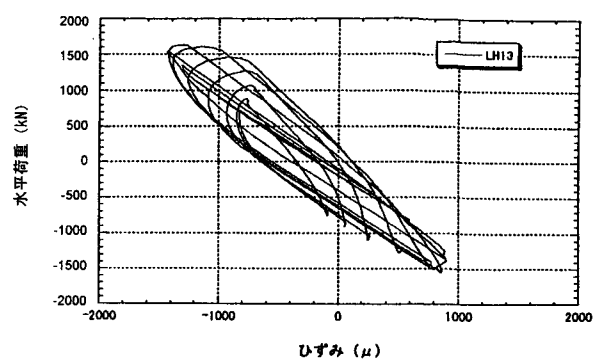
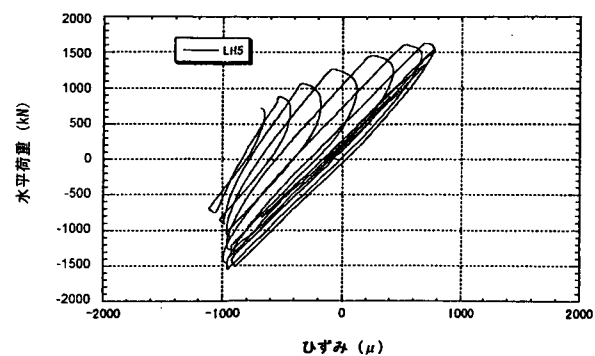


図-参考-1.2(4) 水平荷重-軸方向ひずみ履歴曲線 (柱 1)

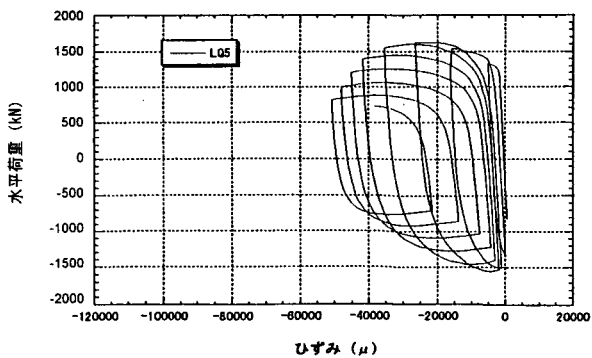
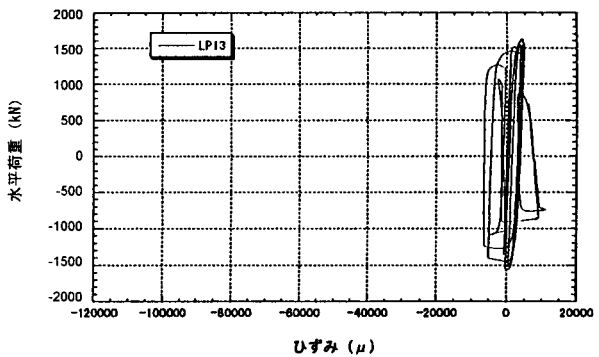
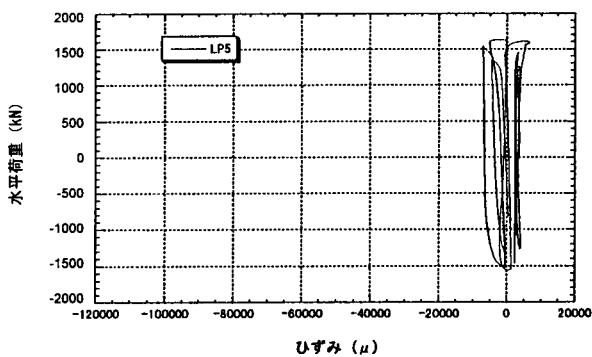
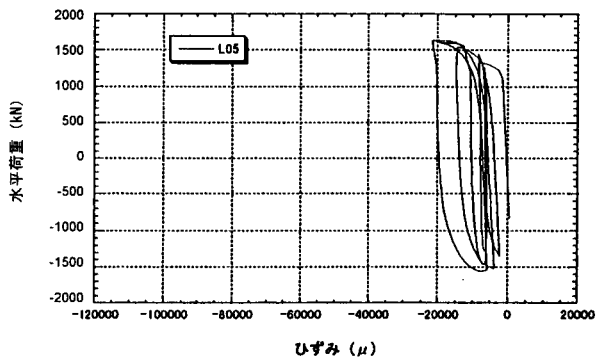
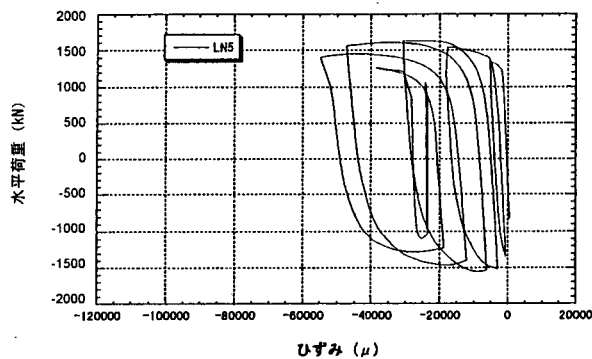
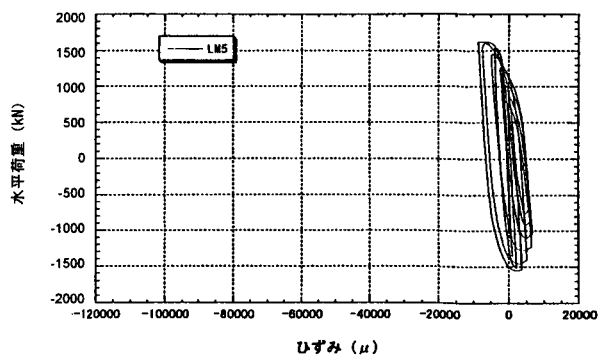
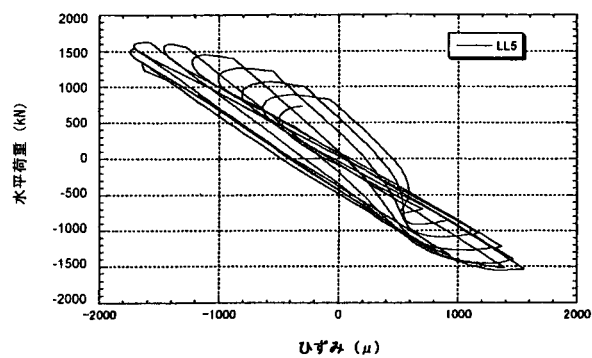


図-参考-1.2(5) 水平荷重-軸方向ひずみ履歴曲線 (柱 1)

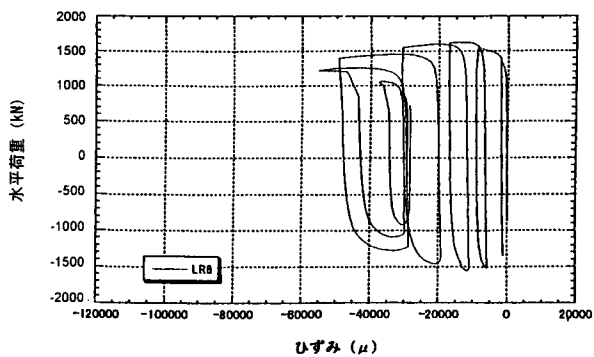
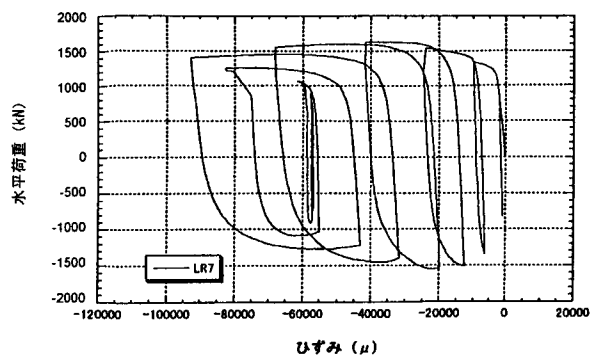
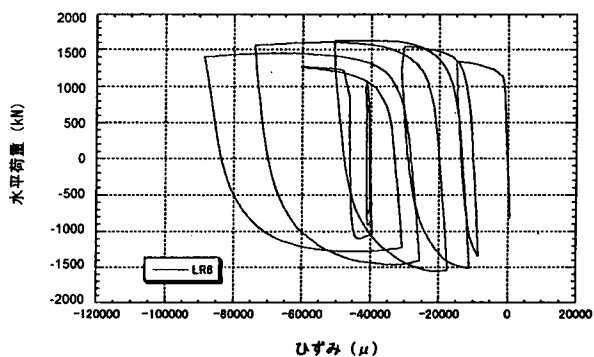
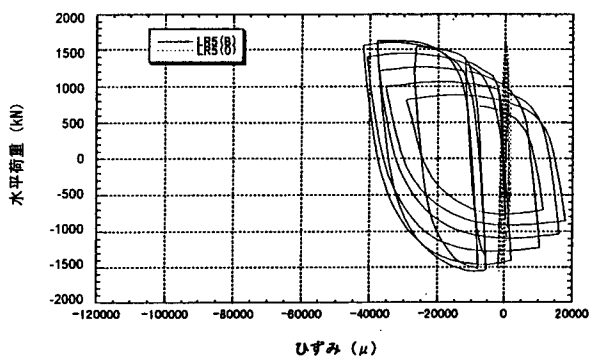
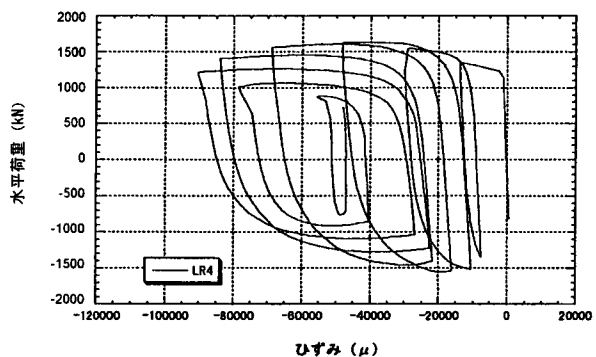
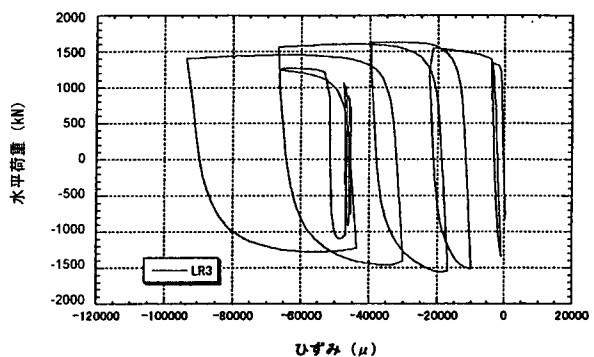
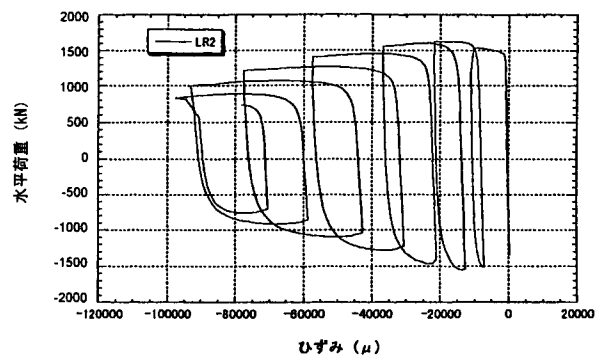
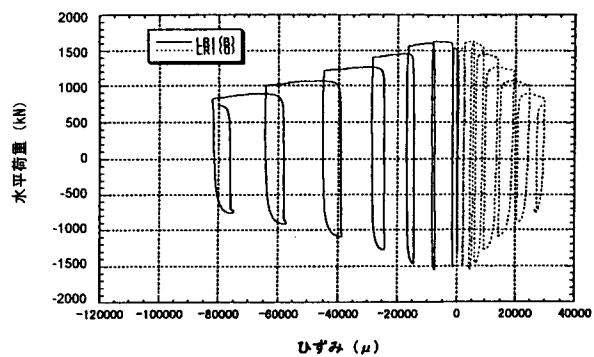


図-参考-1.2(6) 水平荷重-軸方向ひずみ履歴曲線 (柱 1)

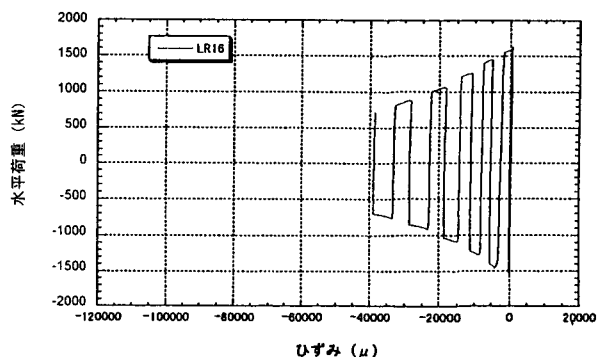
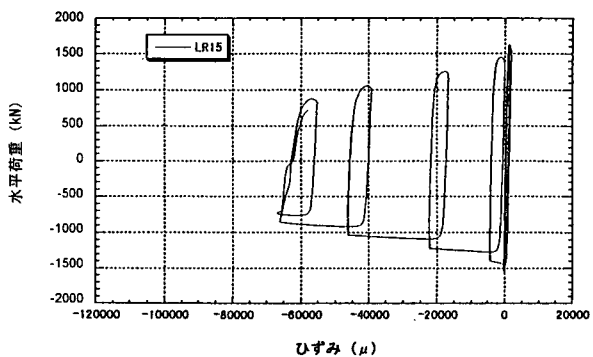
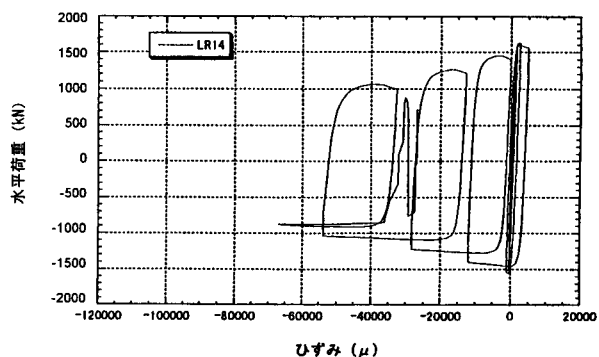
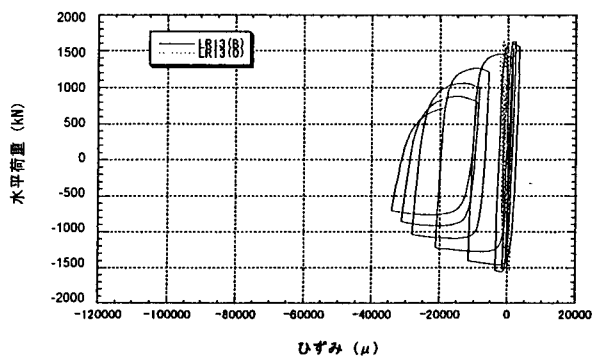
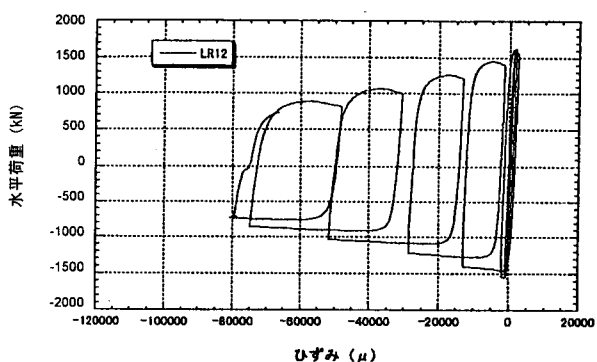
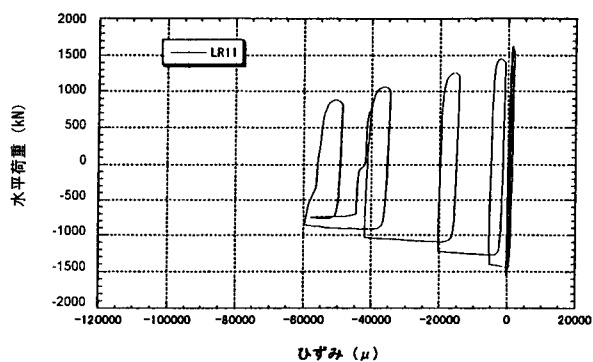
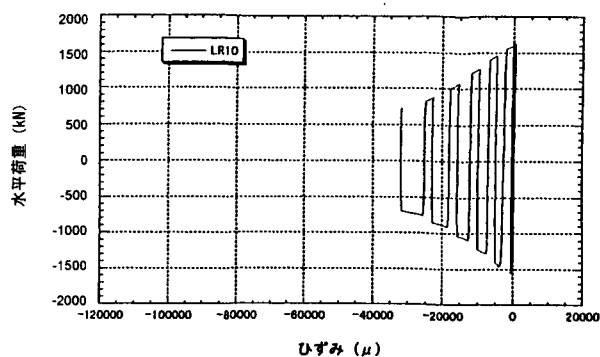
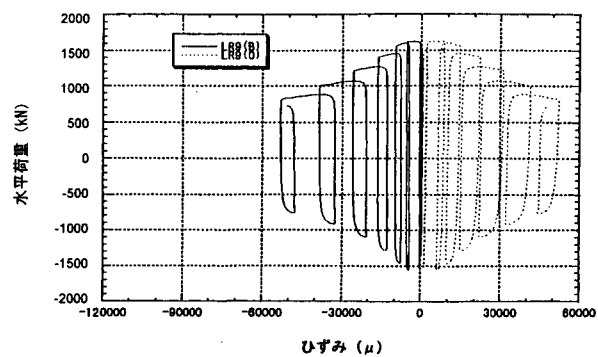


図-参考-1.2(7) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱1）

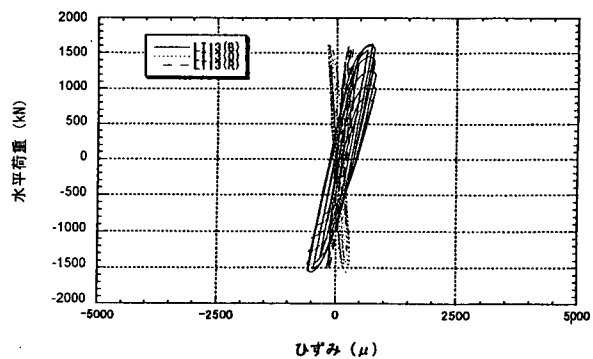
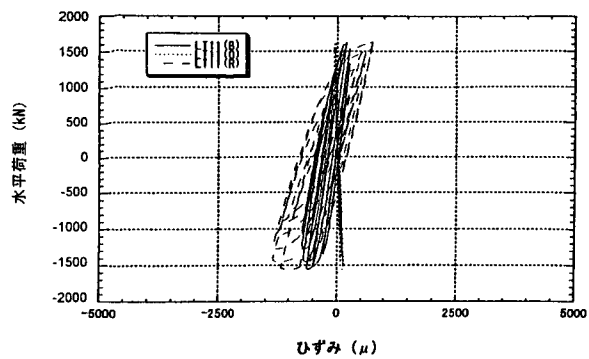
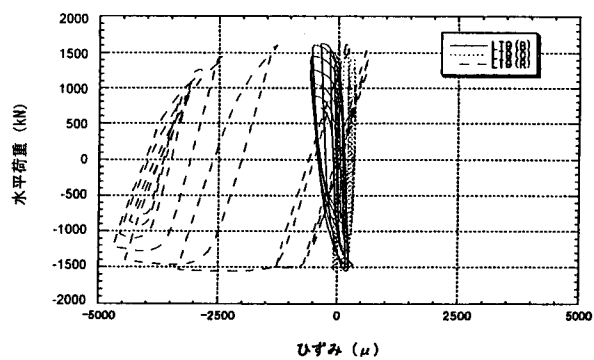
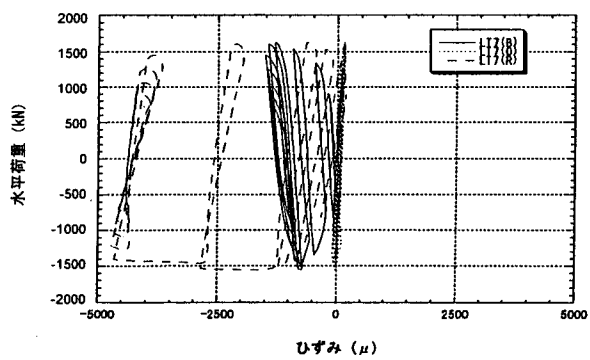
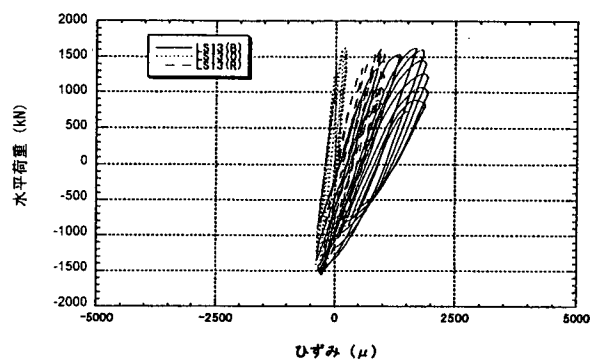
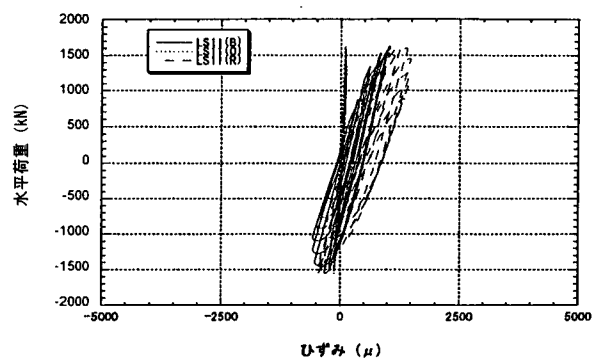
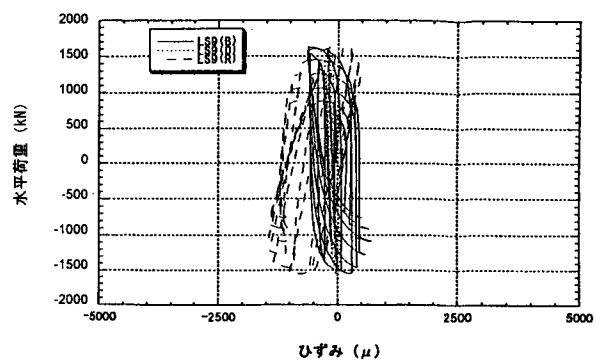
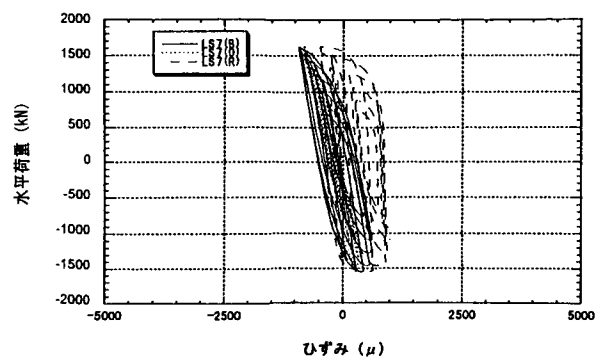


図-参考-1.2(8) 水平荷重-隅角部ひずみ履歴曲線 (柱 1)

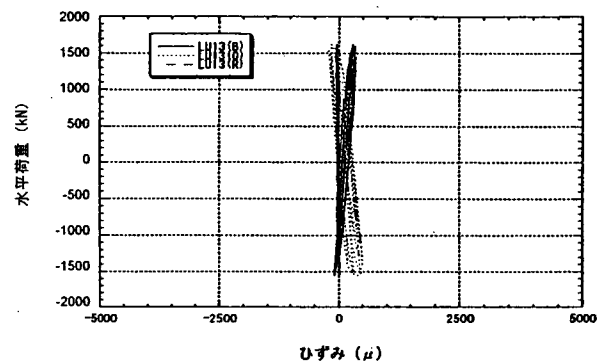
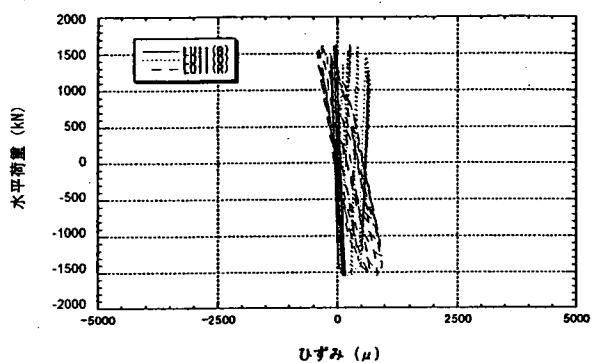
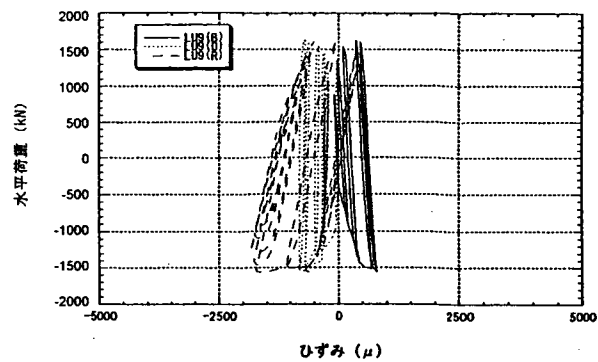
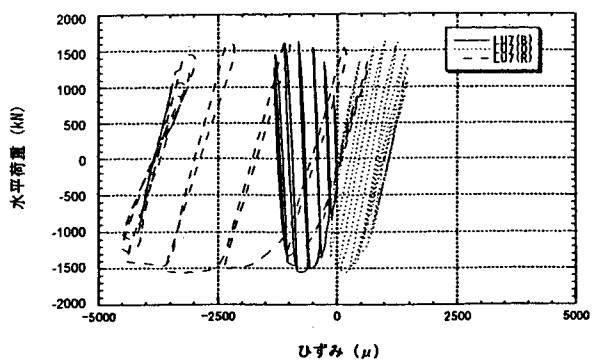


図-参考-1.2(9) 水平荷重－隅角部ひずみ履歴曲線（柱1）

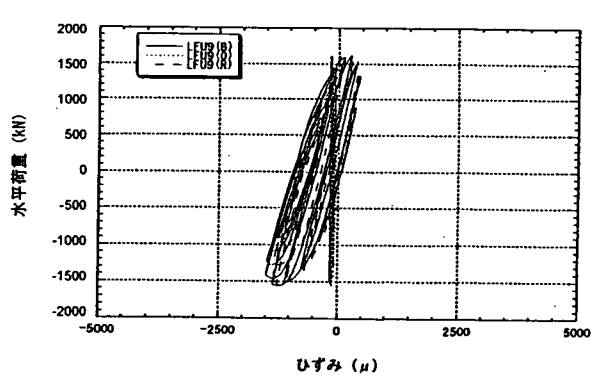
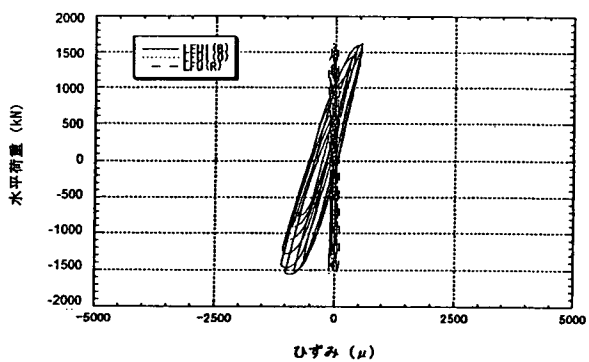


図-参考-1.2(10) 水平荷重－柱上部ひずみ履歴曲線（柱1）

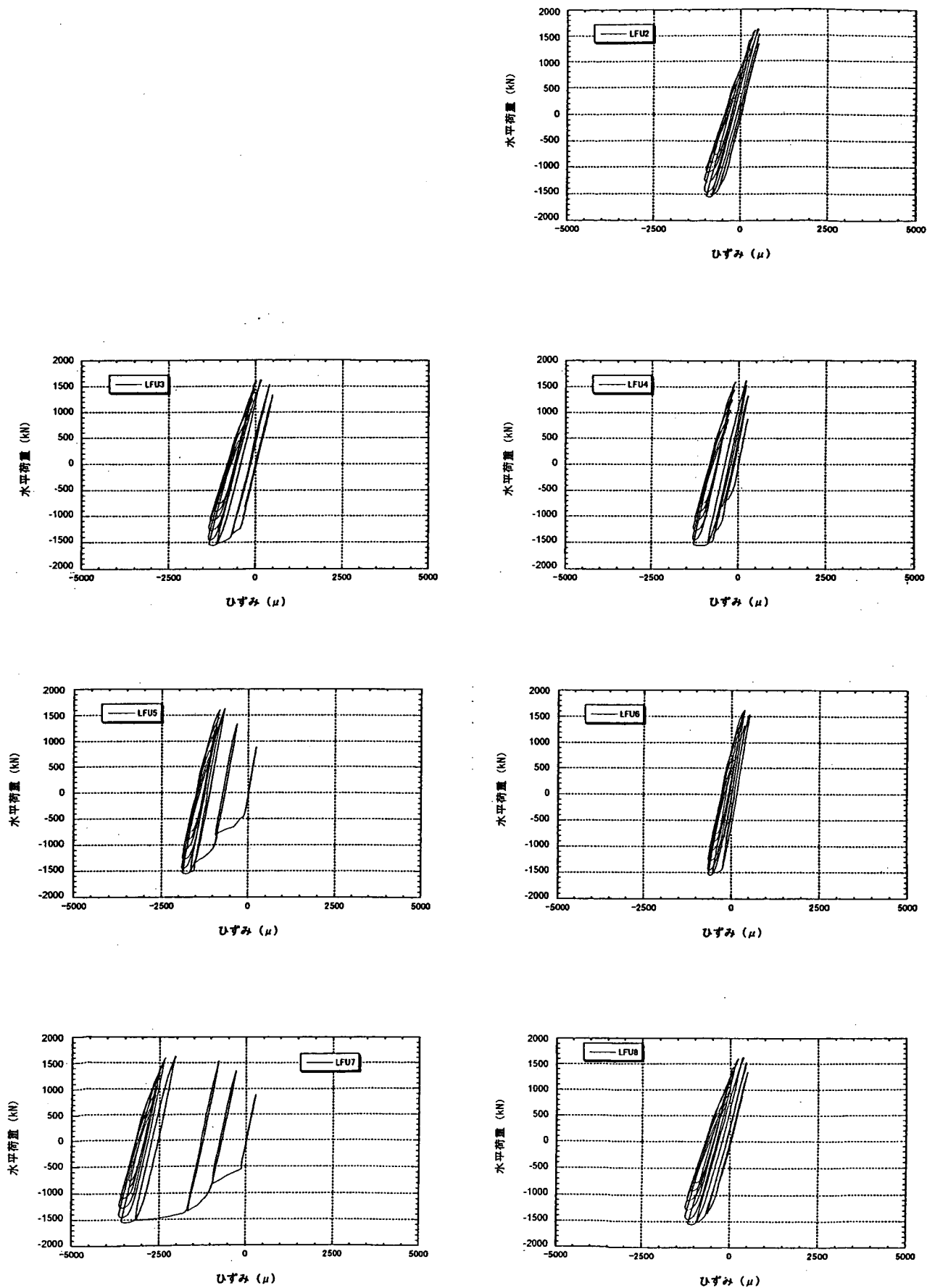
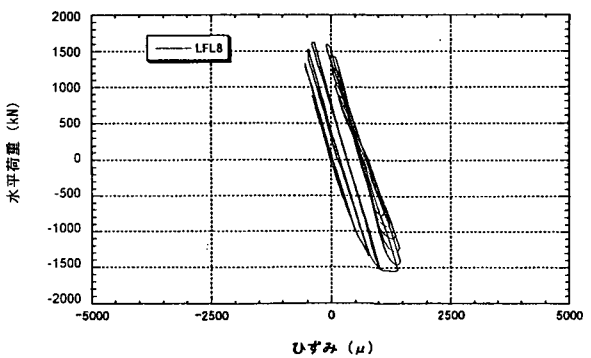
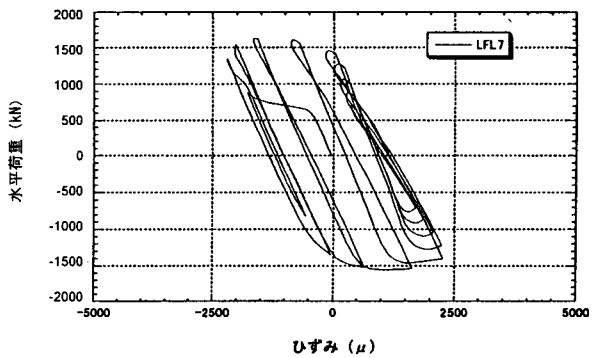
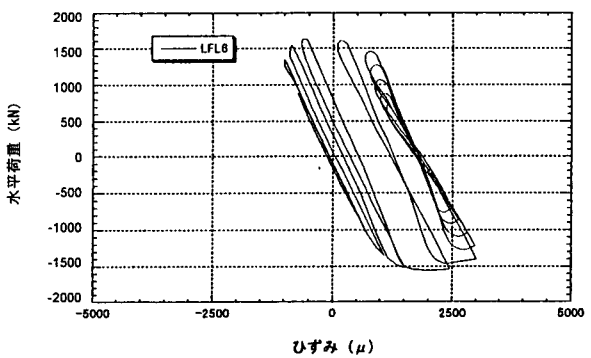
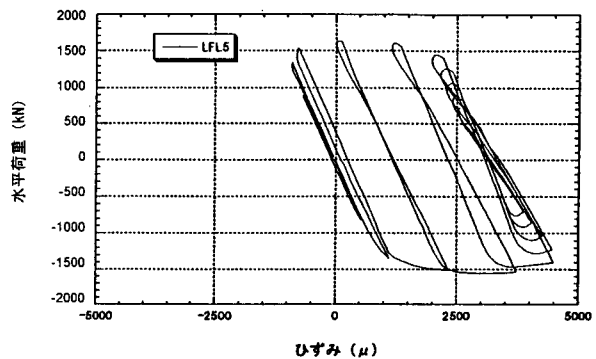
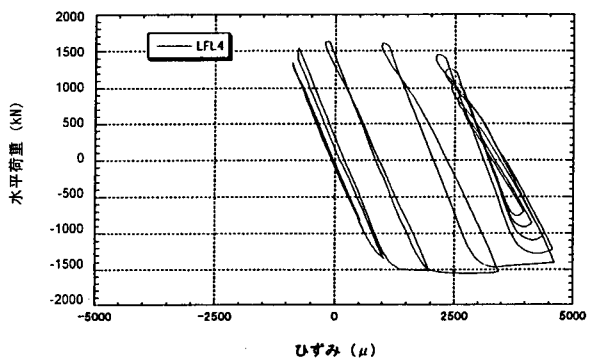
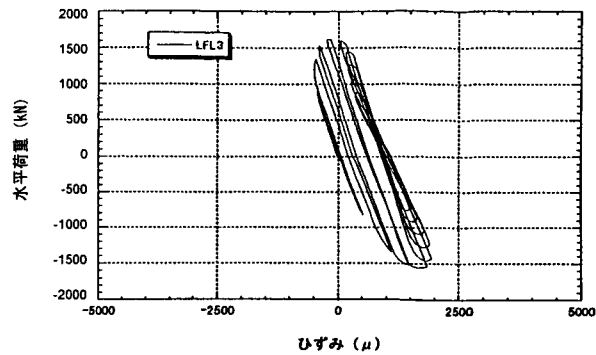
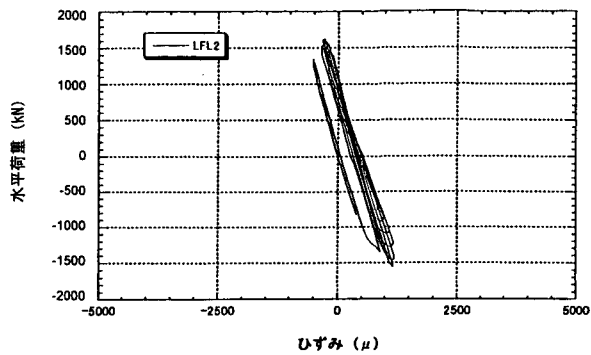


図-参考-1.2(11) 水平荷重-梁上フランジひずみ履歴曲線 (柱1側)



梁一下フランジひずみ

図-参考-1.2(12) 水平荷重-ひずみ履歴曲線 (柱1)

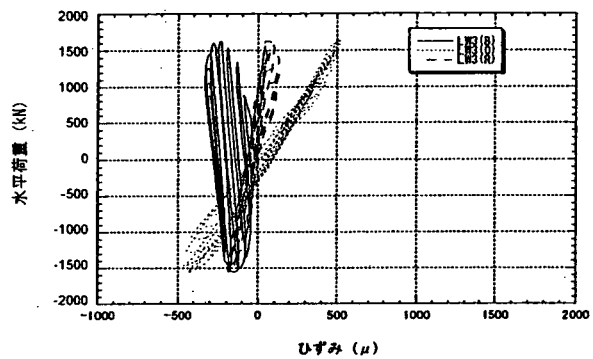
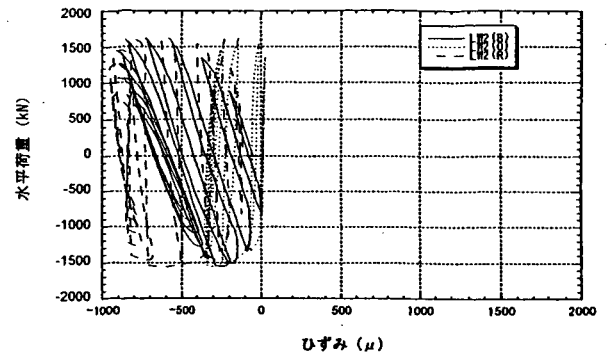
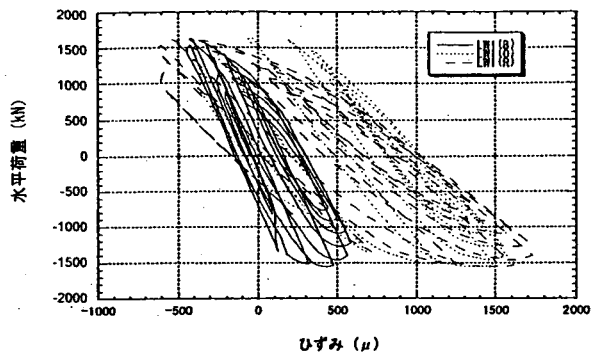


図-参考-1.2(13) 水平荷重－梁ウェブひずみ履歴曲線（隅角部近傍）

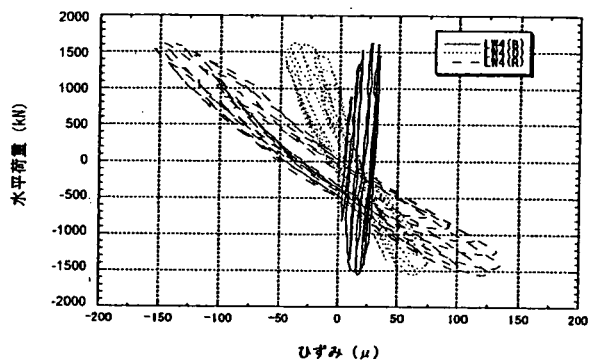


図-参考-1.2(14) 水平荷重－梁ウェブひずみ履歴曲線

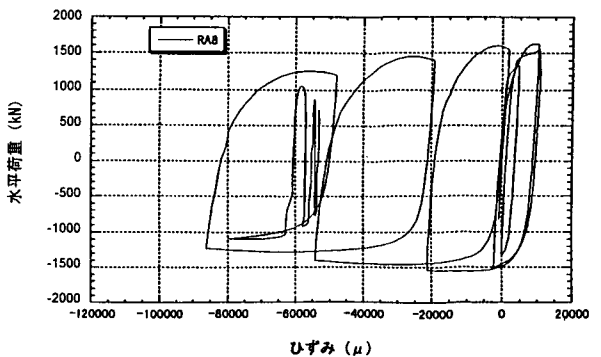
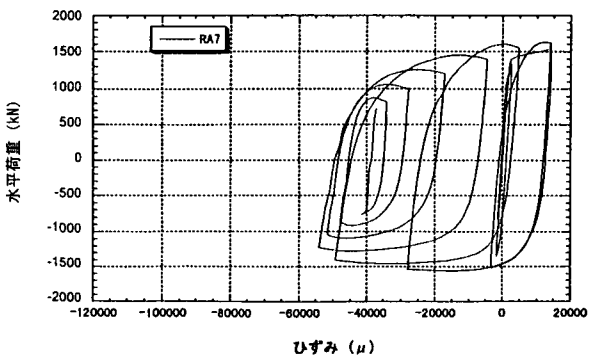
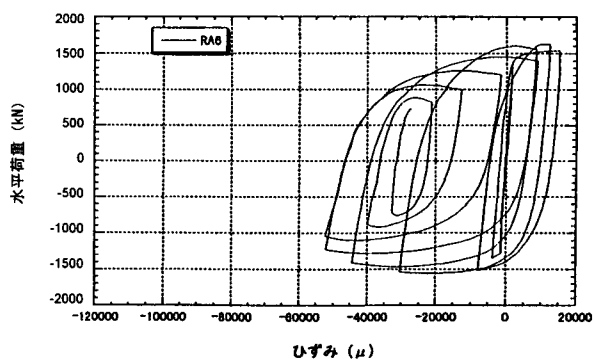
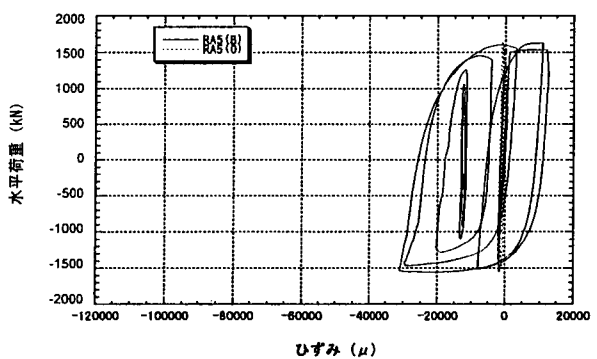
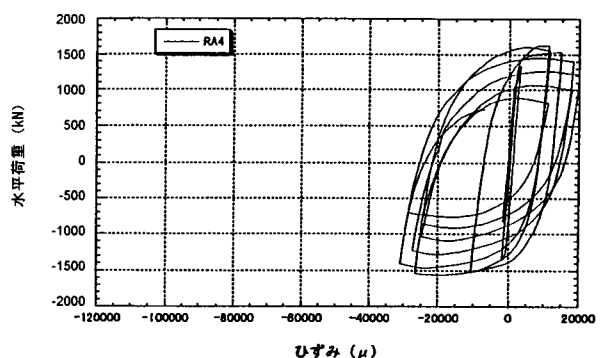
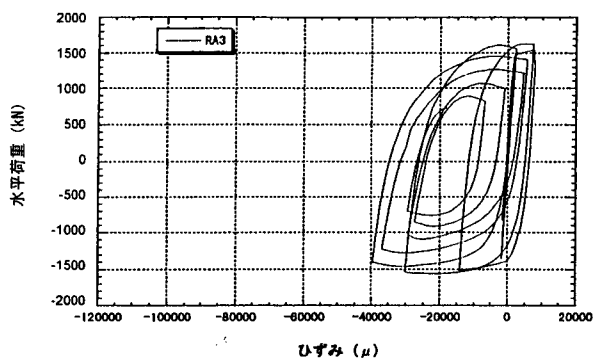
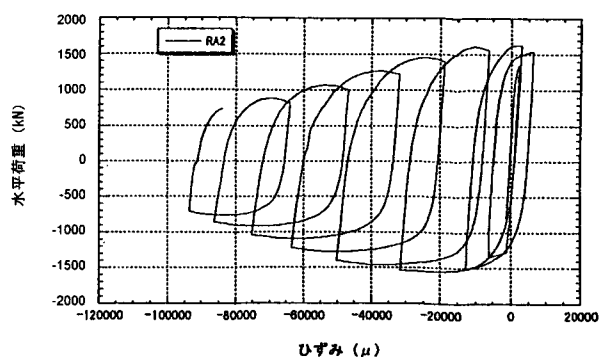
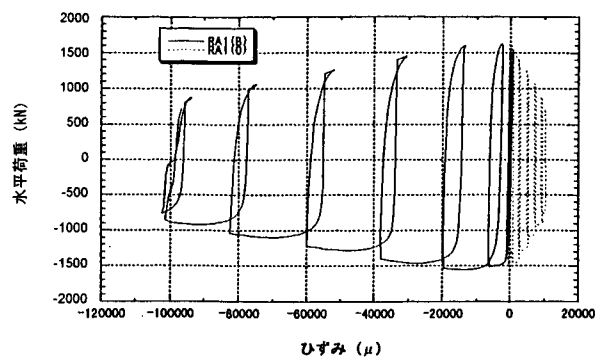


図-参考-1.2(15) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱２）

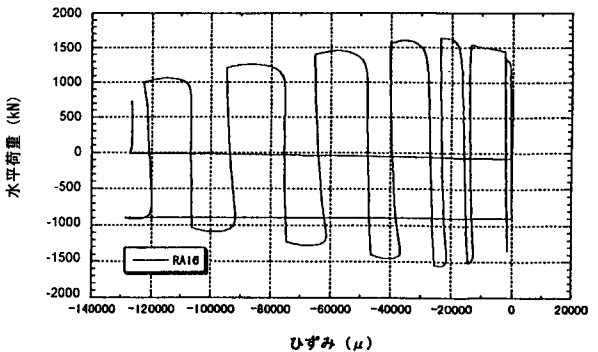
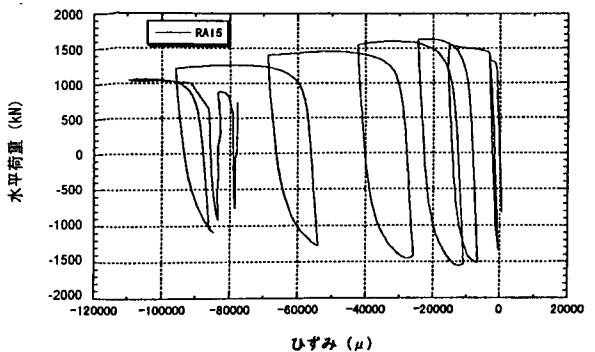
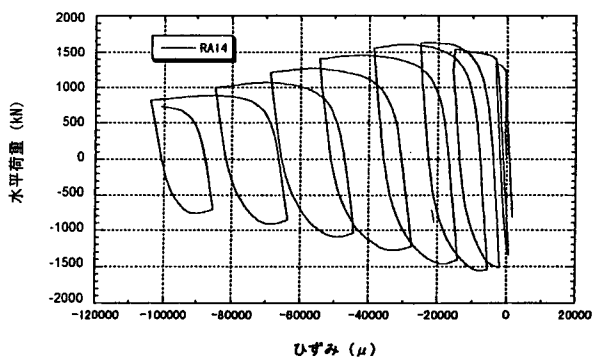
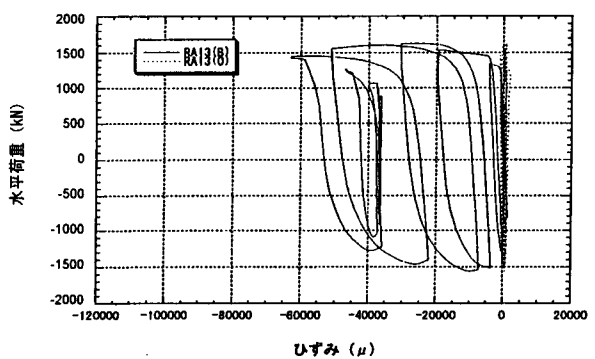
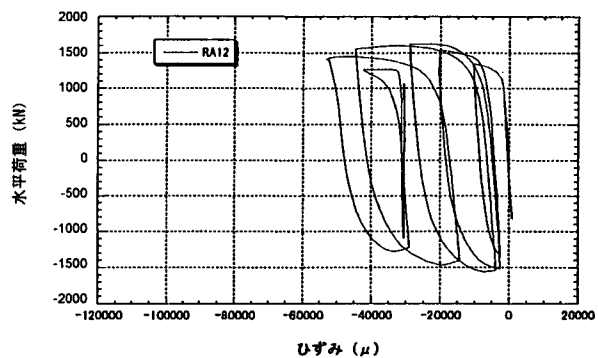
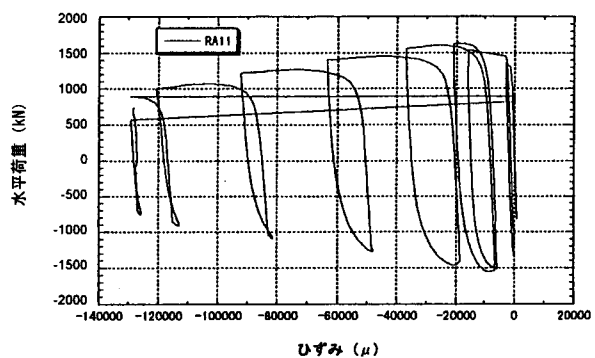
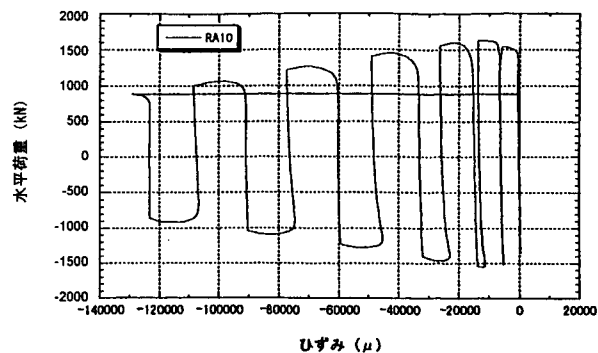
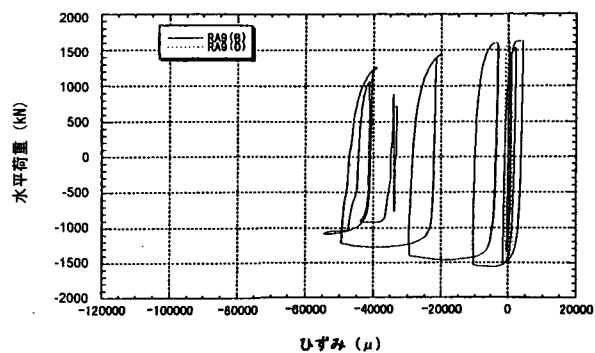


図-参考-1.2(16) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱2）

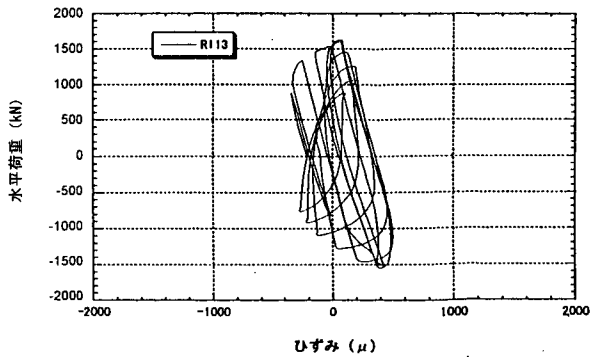
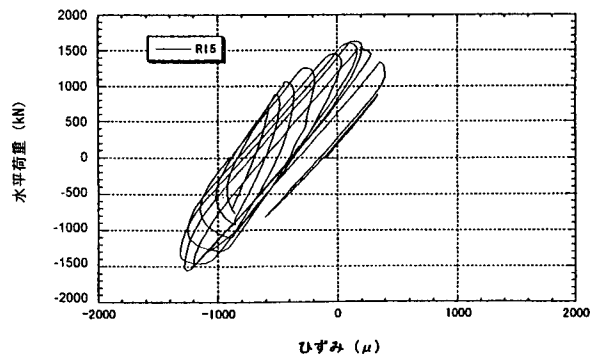
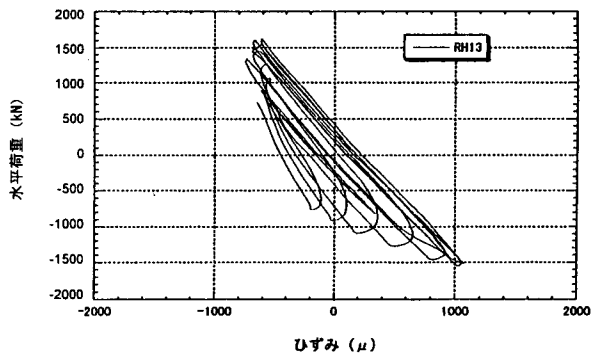
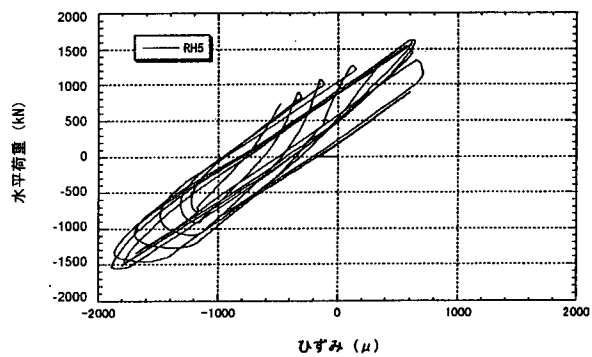
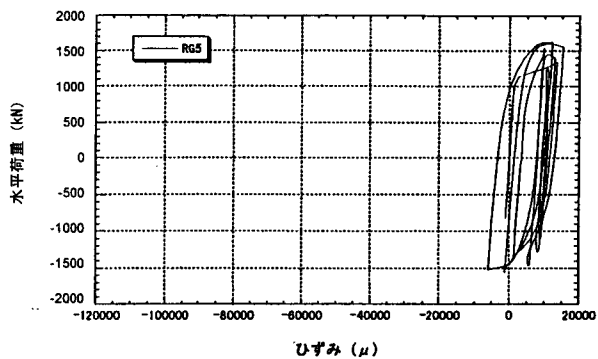
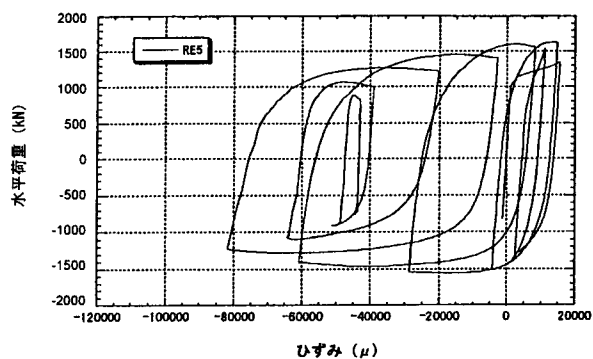
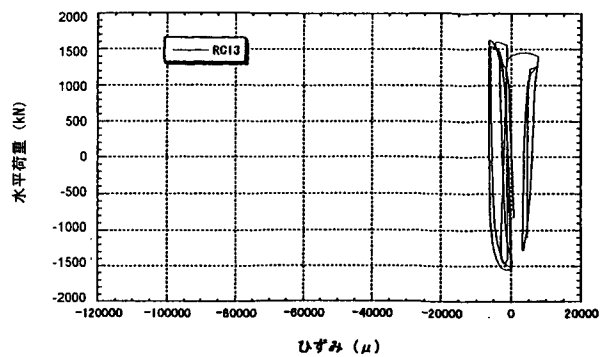
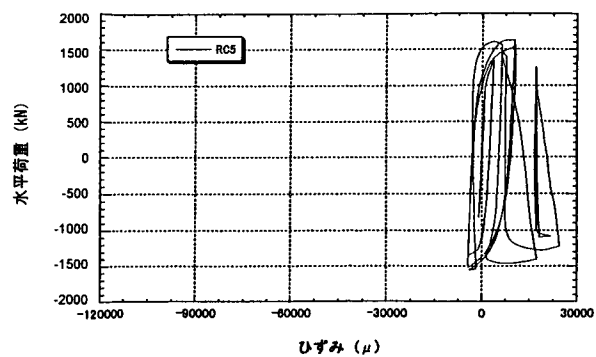


図-参考-1.2(17) 水平荷重一軸方向ひずみ履歴曲線 (柱2)

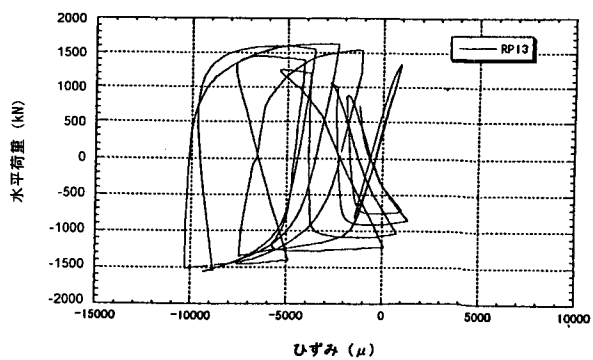
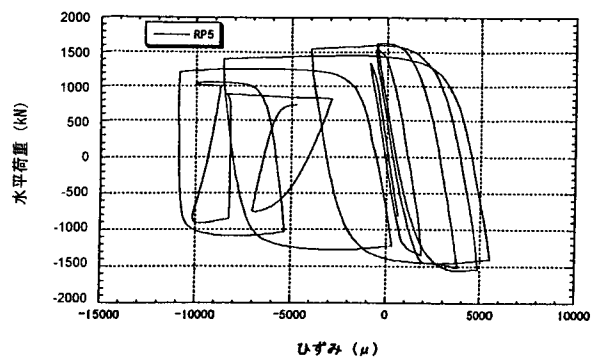
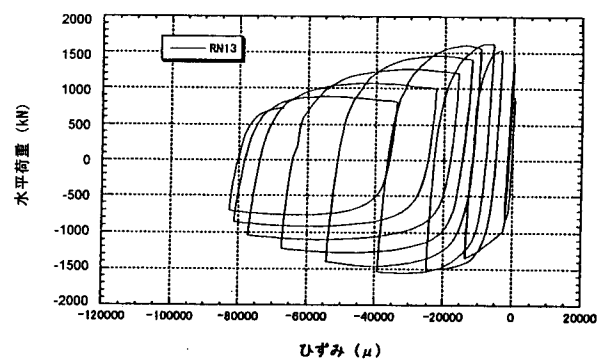
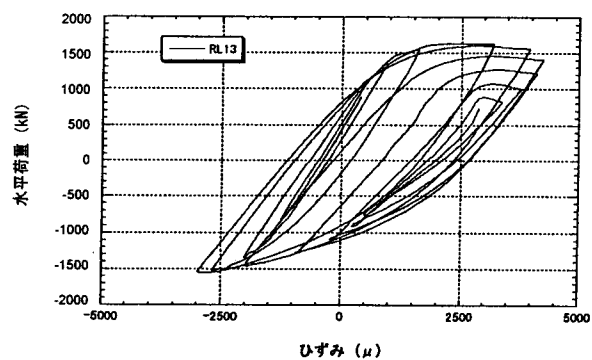
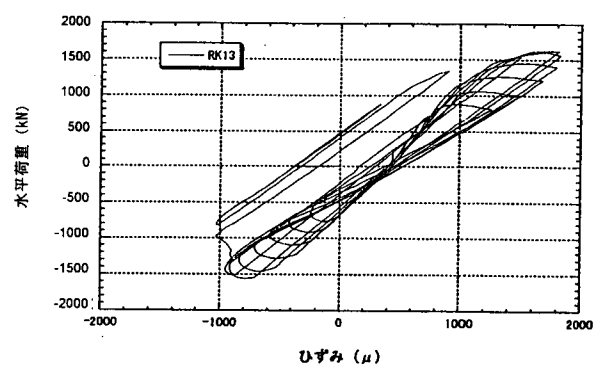
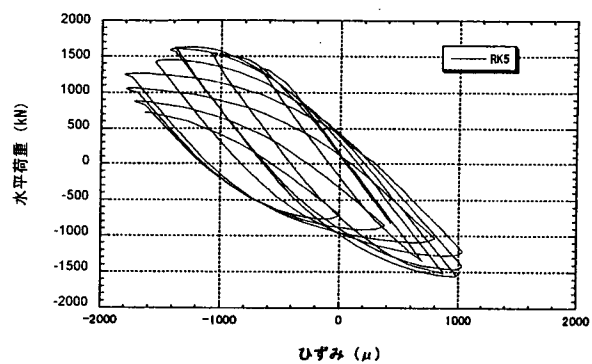
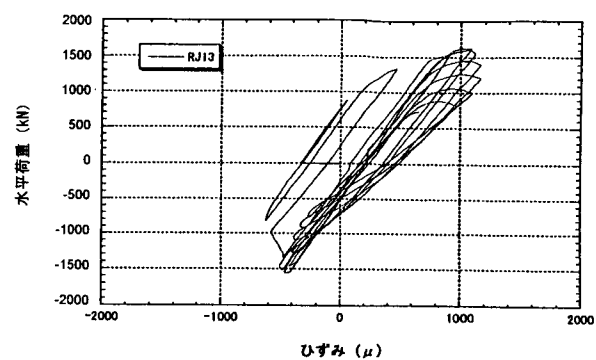
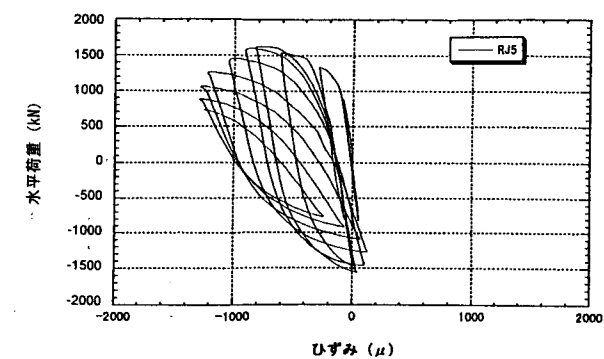


図-参考-1.2(18) 水平荷重-軸方向ひずみ履歴曲線 (柱2)

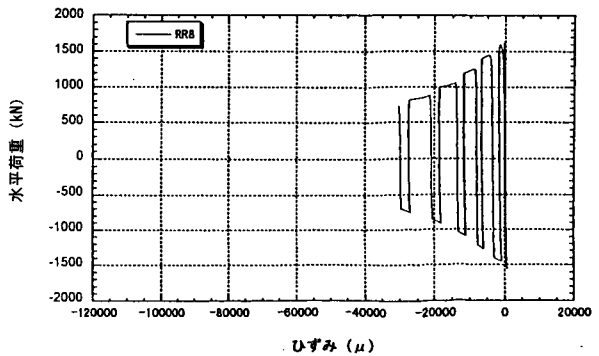
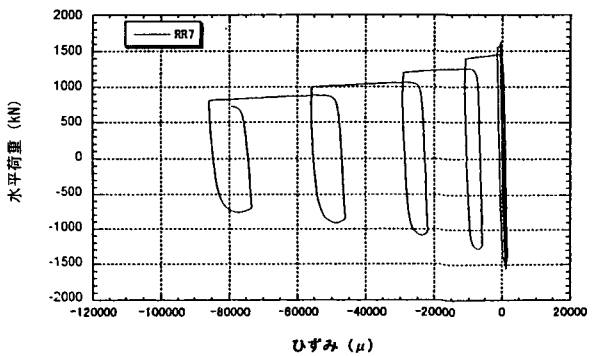
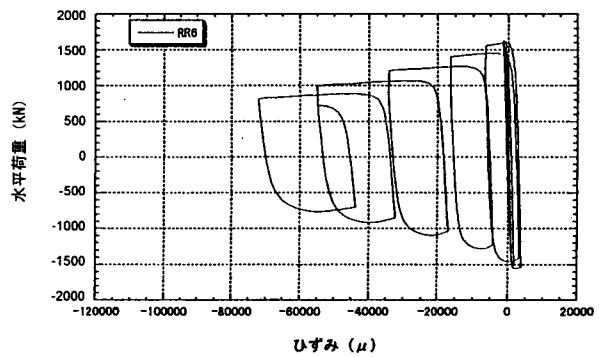
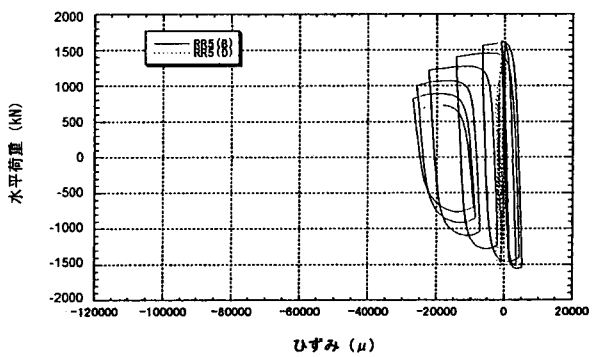
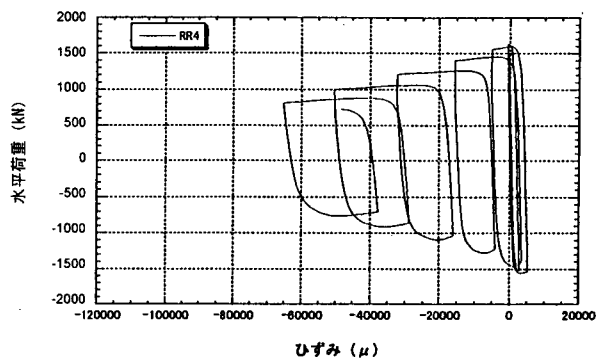
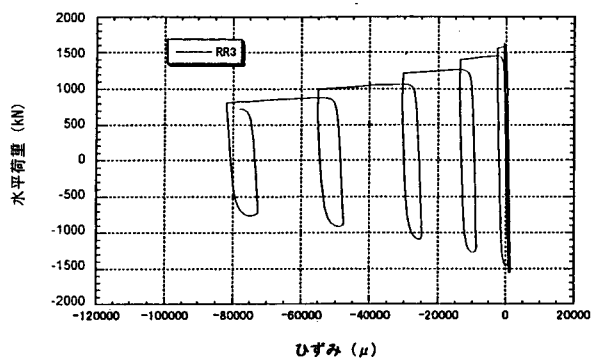
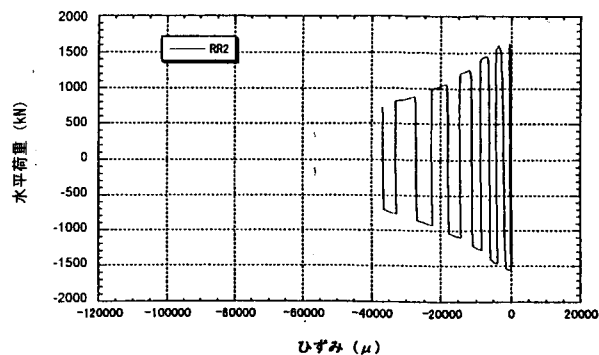
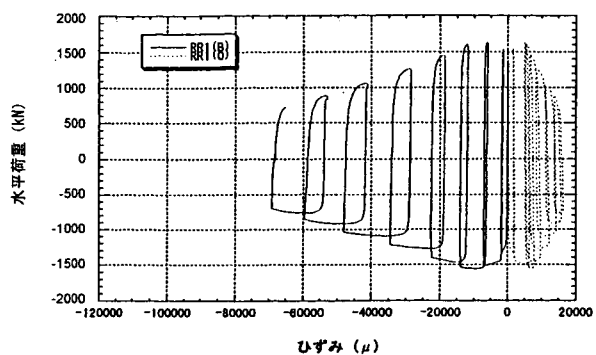


図-参考-1.2(19) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱２）

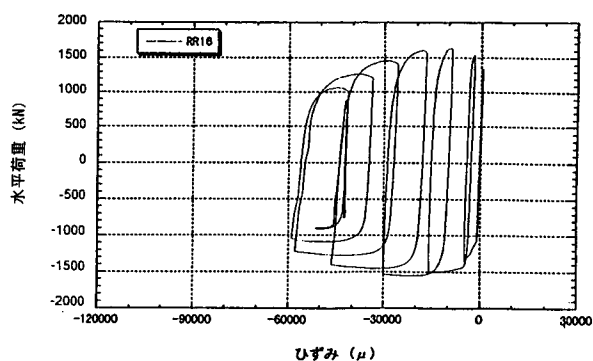
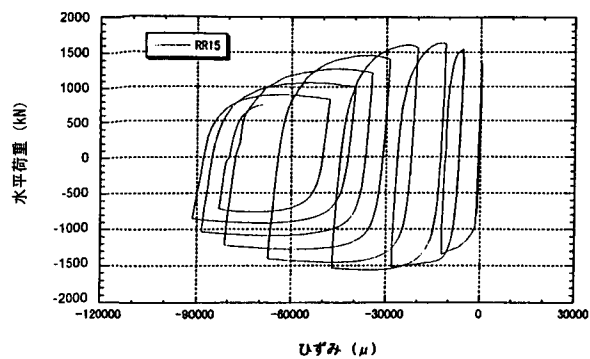
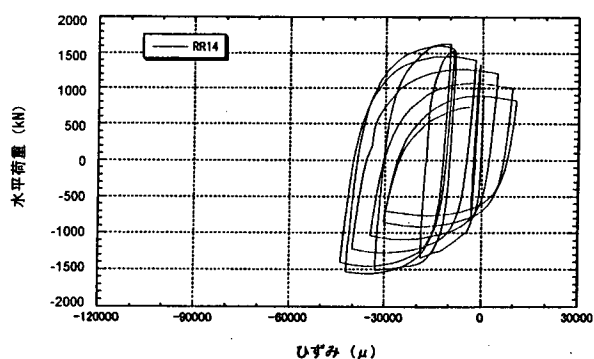
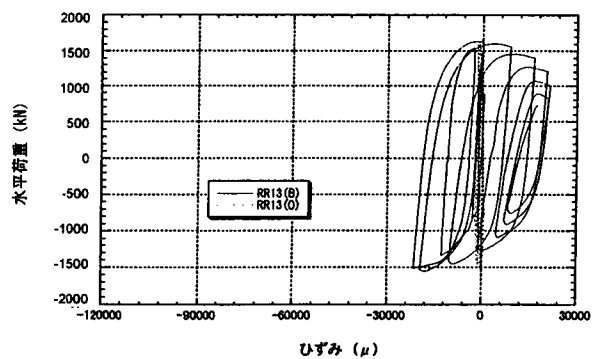
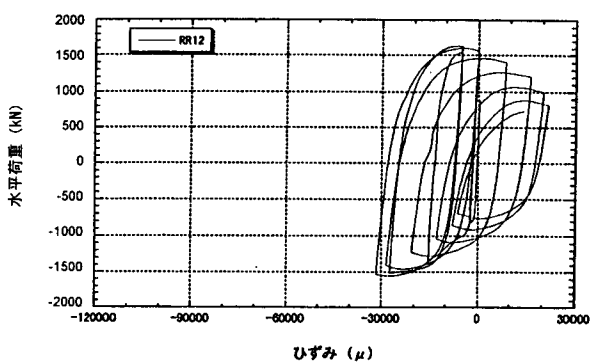
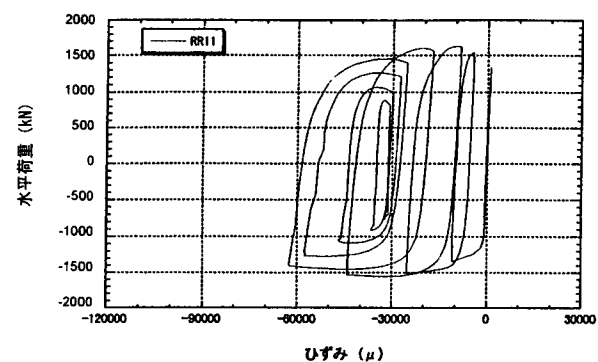
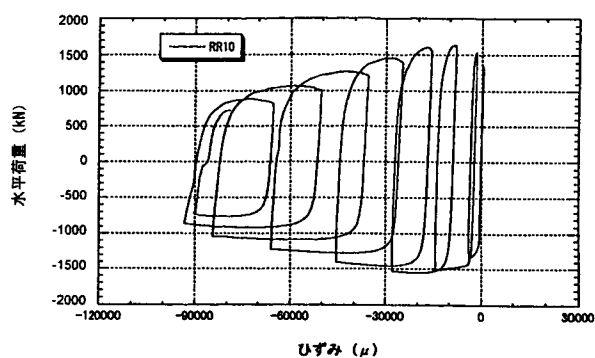
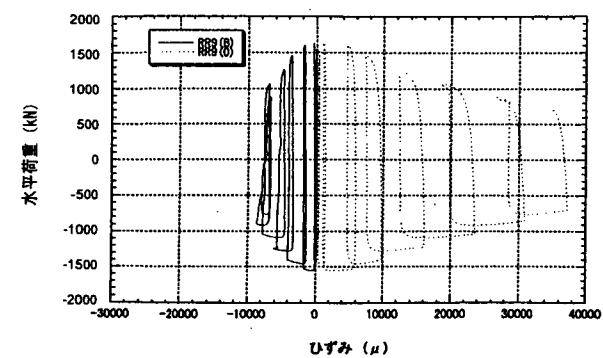


図-参考-1.2(20) 水平荷重－軸方向ひずみ履歴曲線（柱2）

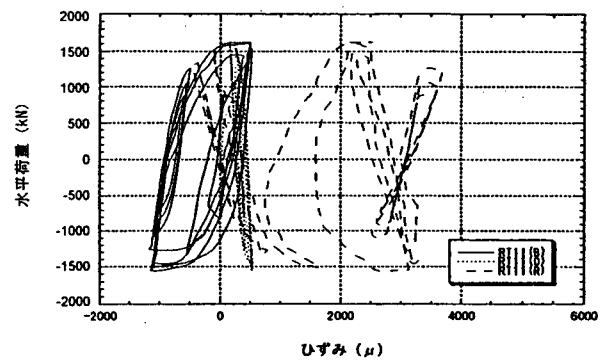
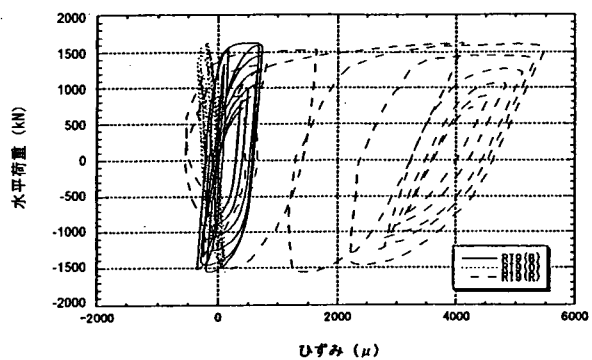
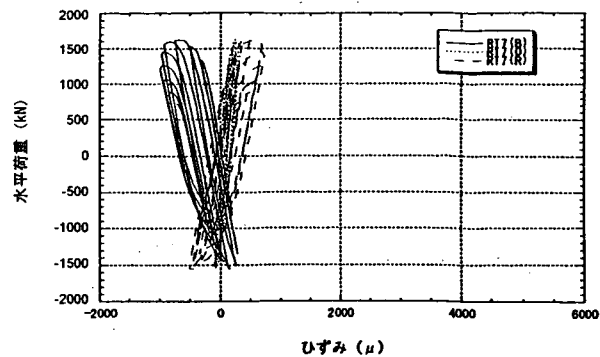
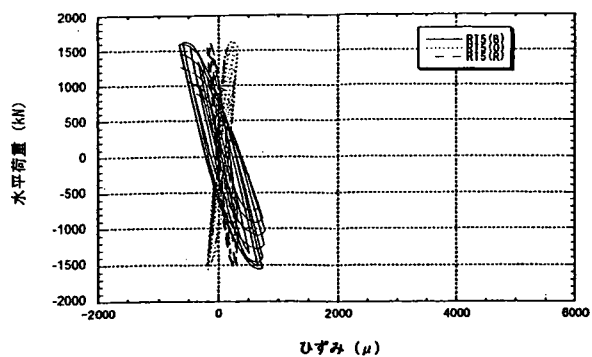


図-参考-1.2(21) 水平荷重－隅角部ひずみ履歴曲線（柱2）

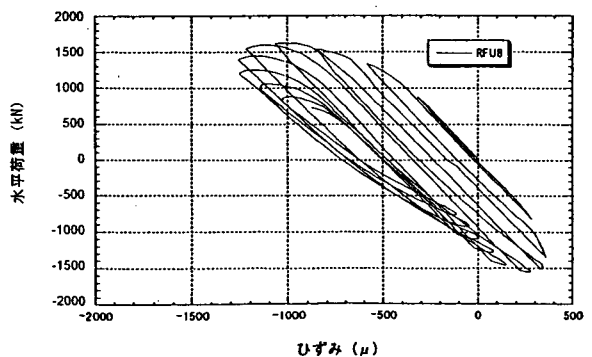
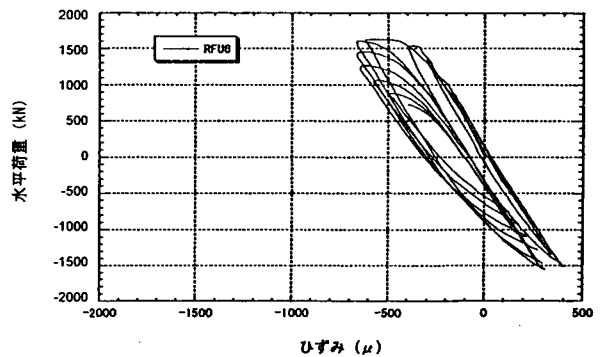
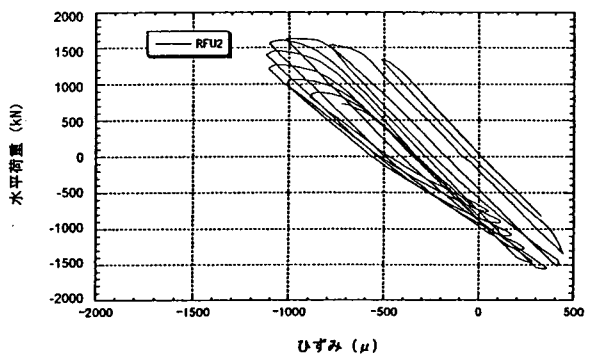


図-参考-1.2(22) 水平荷重－梁上フランジひずみ履歴曲線（柱2側）

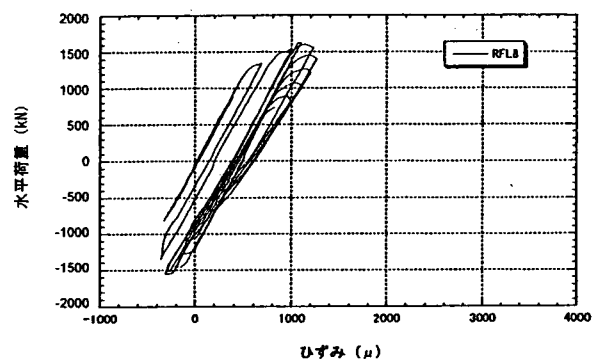
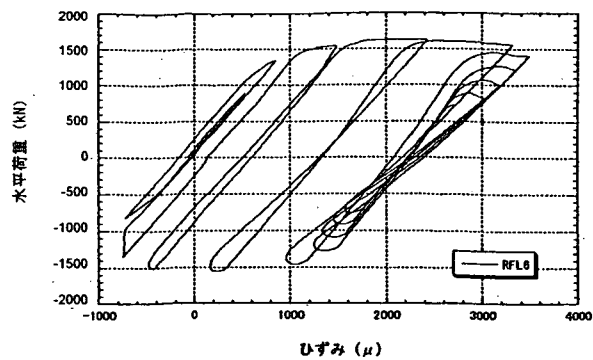
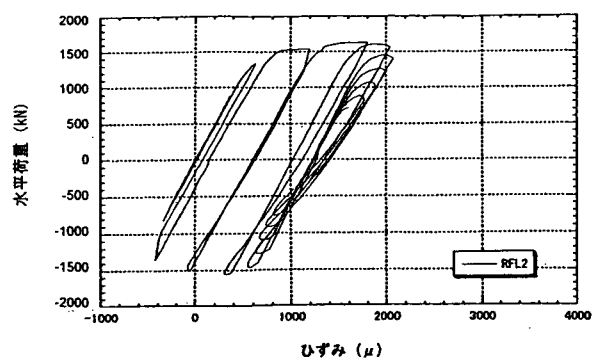


図-参考-1.2(23) 水平荷重-梁下フランジひずみ履歴曲線 (柱2側)

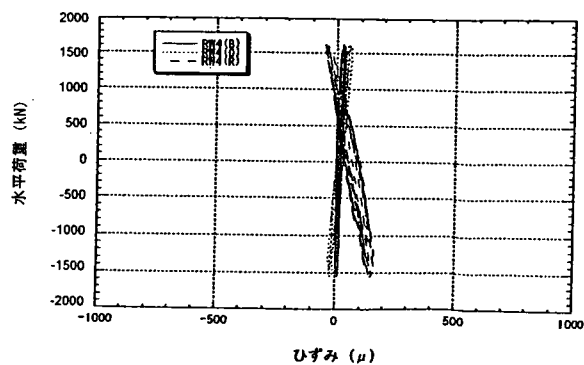
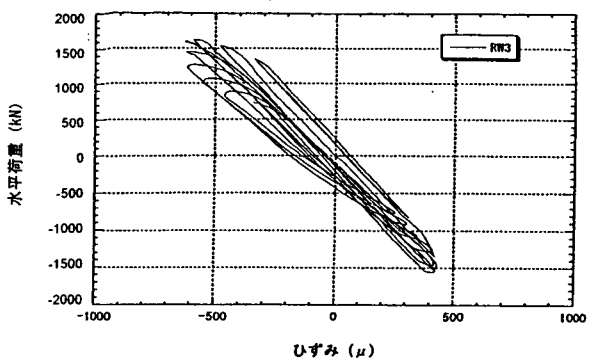
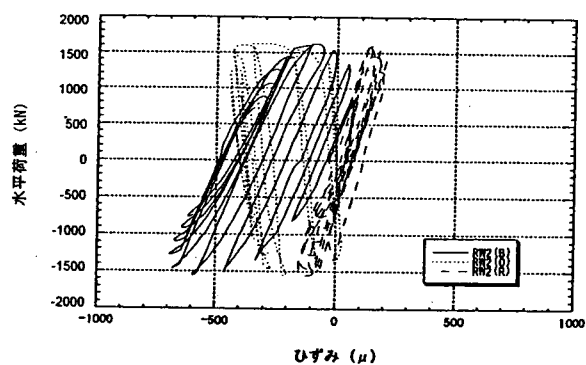
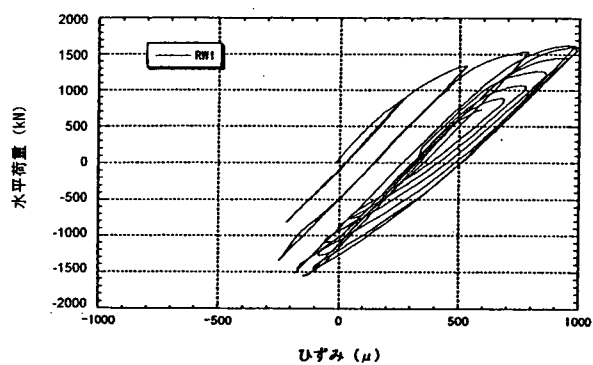


図-参考-1.2(24) 水平荷重-梁ウェブひずみ履歴曲線

参考資料

鋼製ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析

1. はじめに

大地震時における鋼製橋脚の弾塑性挙動を解明するには、実験に加えて数値解析的な検討が必要になってくる。また、解析的な手法は費用および時間的制約条件において有効な手法であると考えられる。単柱式橋脚に関しては、種々の非線形数値解析やハイブリッド地震応答実験のシミュレートが試みられ、それぞれの解析法の精度や適用限界などに関して有用な知見が得られている（例えば、参考資料－参考文献[1]、[2]）。しかし、ラーメン橋脚に関しては、未だ実験データおよび非線形数値解析の適用性に関する検討などが十分とはいえないのが現状である。

ここでは、シェル要素を用いた有限要素解析により円形断面ラーメン橋脚の水平繰返し載荷実験をシミュレートし、有限要素解析の適用性を検討した。解析条件の設定および、解析モデルの作成方法など解析結果に影響を与えると考えられる事項については、(社)鋼材倶楽部の鋼製橋脚耐震検討WGで実施した鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性^[2]を参照して決定した。なお、本解析はB社(川崎製鉄(株)鋼構造研究所)が主に担当したものである。

2. 解析仕様

表-参考-2.1に主な解析仕様を示す^[2]。有限要素法による解析は、弾塑性有限変形解析とし、汎用構造解析プログラムMARC^[3]を使用した。解析に使用した要素は4節点シェル要素で、局部座屈などの幾何学的非線形性を表現するためにUpdated Lagrangianによる定式化の方法を適用した。また、構成則としては色々なモデルが考えられるが、ここでは応力-ひずみ関係を図-参考-2.1、表-参考-2.2に示すような引張試験結果に基づき12～14点で結んだマルチリニアとし、硬化則として移動硬化則を適用したものをを用いた。

表-参考-2.1 解析仕様

項目	解析仕様
解析プログラム名	MARC(K7.2)
使用要素	4節点シェル要素
積分点	面内方向2×2、板厚方向5点
剛性評価	ロッキングシェアの除去(低減積分による)
応力評価点	積分点
応力度-ひずみ曲線	材料試験データに基づくマルチリニア(表-参考-2.2参照)
降伏条件	Von Mises
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形性	①ひずみ、応力表示:工学ひずみ、工学応力 ②定式化:Updated Lagrangian
初期条件	初期不整、初期応力(残留応力):なし
収束法	ニュートン-ラプソン法
収束条件	最大残差力/最大反力 $\leq 1\%$

表-参考-2.2 マルチリニアの応力-歪み関係

鋼管 板厚16mm	
ひずみ (%)	応力 (N/mm ²)
0.0	290.3
1.1	290.3
2.0	331.5
4.0	385.4
6.0	412.9
8.0	430.5
10.0	439.3
12.0	444.2
14.0	448.2
16.0	449.1
20.0	449.1
40.0	449.1

鋼管 板厚9mm	
ひずみ (%)	応力 (N/mm ²)
0.0	316.8
2.0	316.8
3.0	350.1
4.0	371.7
6.0	402.1
8.0	419.7
10.0	431.5
12.0	436.4
14.0	440.3
16.0	443.3
17.6	445.2
20.0	445.2
40.0	445.2

鋼板 板厚22mm	
ひずみ (%)	応力 (N/mm ²)
0.0	277.5
1.8	277.5
2.0	293.2
4.0	355.0
6.0	391.3
8.0	413.8
10.0	427.6
12.0	435.4
14.0	441.3
16.0	444.2
18.0	445.2
18.2	446.2
20.0	446.2
40.0	446.2

鋼板 板厚9mm	
ひずみ (%)	応力 (N/mm ²)
0.0	319.7
2.6	319.7
3.0	326.6
4.0	352.1
6.0	383.4
8.0	405.0
10.0	417.8
12.0	424.6
14.0	430.5
16.0	435.4
18.0	437.4
20.0	438.4
40.0	438.4

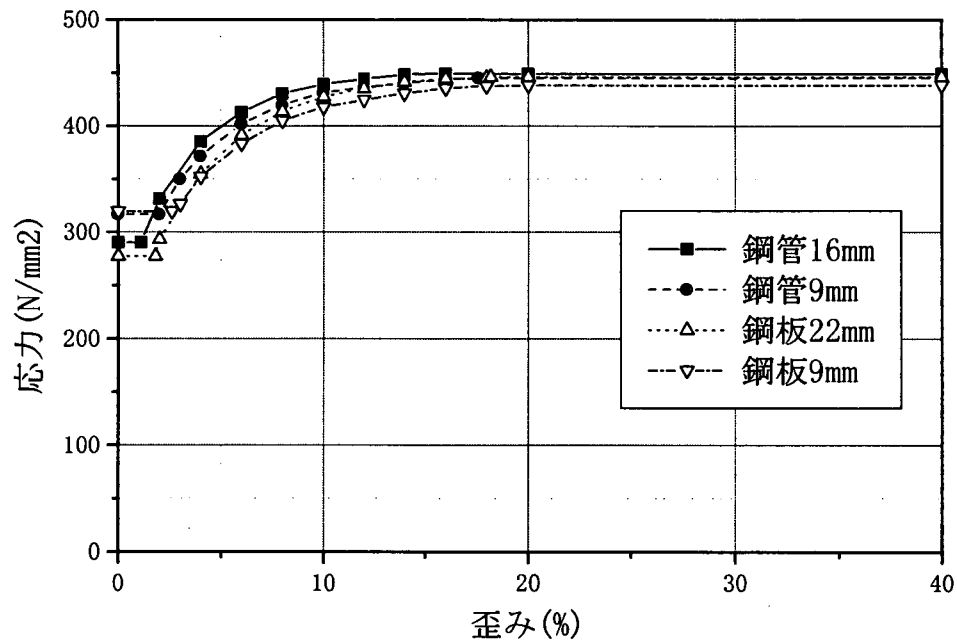


図-参考-2.1 マルチリニアの応力-歪み関係

3. 解析モデル

図-参考-3.1に解析モデルおよび有限要素分割図を示す。解析モデルは、水平荷重载荷方向を含む鉛直面を対称面とした全体の1/2モデルとした。座屈が生じる可能性がある柱基部および隅角部直下の分割は細かくした。

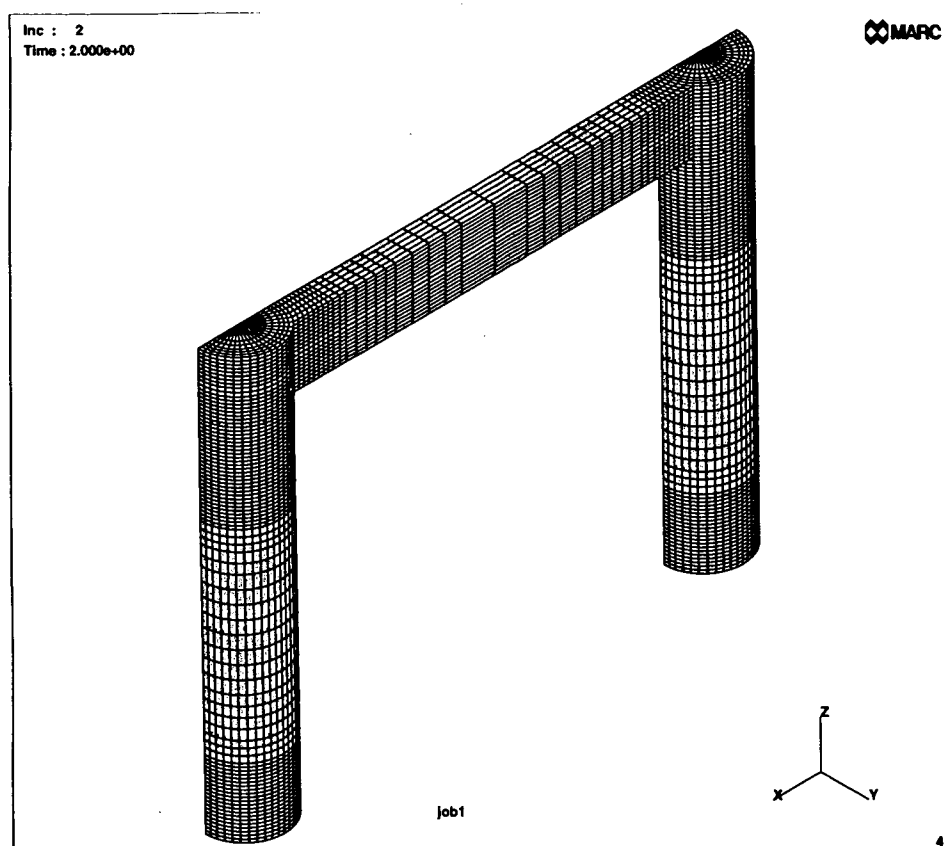


図-参考-3.1 有限要素分割図

4. 解析方法および解析諸元

表-参考-4.1 に主な解析諸元を示す。载荷は、実験と同様に変位制御で行い、実験を解析によりシミュレーションさせて実験結果と比較するため、実験における降伏水平変位 $\delta_{yM}=9.9\text{mm}$ の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を 1 回とする両振りの漸増繰返し载荷を行った(その時の水平荷重は、950.3kN (解析値)であった)。なお、解析における降伏水位変位 δ_{yF} には载荷実験における降伏水位荷重 $P_{yM}=791.3\text{kN}$ を作用させたときの水平変位を用い、その値は $\delta_{yF}=8.27\text{mm}$ であった。 $\delta_{yF}=8.27\text{mm}$ を载荷したときの解析では、柱 1 基部圧縮側 (南側) の有限要素は降伏していた。

表-参考-4.1 解析諸元

項目	諸元
鋼材	SS400
材料試験による降伏応力: σ_{yM} (N/mm ²)	316.9
ヤング係数: E (N/mm ²)	206000
柱 1 本の断面積: A (mm ²)	16700
全断面降伏鉛直力: N_{yN} (kN)	3930 (公称降伏応力により算出)
鉛直力: N (kN)	589.5 (=0.15 N_{yN})
水平降伏荷重 P_{yM} (kN)	791.3
水平降伏変位 δ_{yF} (mm)	8.27
載荷パターン	$\pm \delta_{yM}$ 、 $\pm 2 \delta_{yM}$ 、 $\pm 3 \delta_{yM}$ 、 $\pm 4 \delta_{yM}$ 、 $\pm 5 \delta_{yM}$ 、 $\pm 6 \delta_{yM}$ 、(各 1 サイクル)
供試体高さ (mm)	3227 (ベースプレート上面から梁フランジ上面)
載荷点高さ (mm)	3792 (ベースプレート上面からの高さ)
境界条件	反力支持点: ベース上板位置で完全拘束 対称面: 鉛直方向と水平方向の変位、および対称面内の回転を自由、他を拘束 載荷点: 鉛直方向と水平方向の変位、および対称面内の回転を自由、他を拘束

5. 解析結果

図-参考-5.1に解析から得られた水平荷重 P と水平変位 δ の関係を示す。なお、図中には、実験値も併せて示した。

本解析においては、降伏水平荷重 $P_{yM}=791.3$ kNが作用したときの降伏水平変位 δ_{yF} は $\delta_{yF}=8.27$ mmであり、実験において P_{yM} が作用したときの降伏水平変位 $\delta_{yM}=9.9$ mmより1.63 mm小さかった。この差は供試体を固定している基部の弾性変形に起因するものと考えられる。実験結果との比較では、水平荷重は実験結果と解析結果ともに降伏水平荷重 $P_{yM}=791.3$ kNにより無次元化し、水平変位は、実験結果は実験における降伏水平変位 $\delta_{yM}=9.9$ mmにより無次元化し、解析結果は解析における降伏水平変位 $\delta_{yF}=8.27$ mmにより無次元化した。

有限要素解析により得られた各変位ステップにおける変形図を図-参考-5.2に示す。なお、これらは変形を3倍に拡大して描いている。実験と同様に変位 $2 \delta_{yM}$ では柱隅角部に、 $3 \delta_{yM}$ では柱基部に軽微な座屈が発生し、 $4 \delta_{yM}$ ではその座屈変形が大きくなっていることが判る。

軸力変動の履歴を図-参考-5.3に示す。柱1本あたりの鉛直力589.5 kNに対して、 $\pm \delta_{yF}$ のループでは0 kN～1200 kN、 $\pm 4 \delta_{yF}$ のループでは-400～+1600 kNと柱に引張力が作用するほどの、軸力変動が発生している。

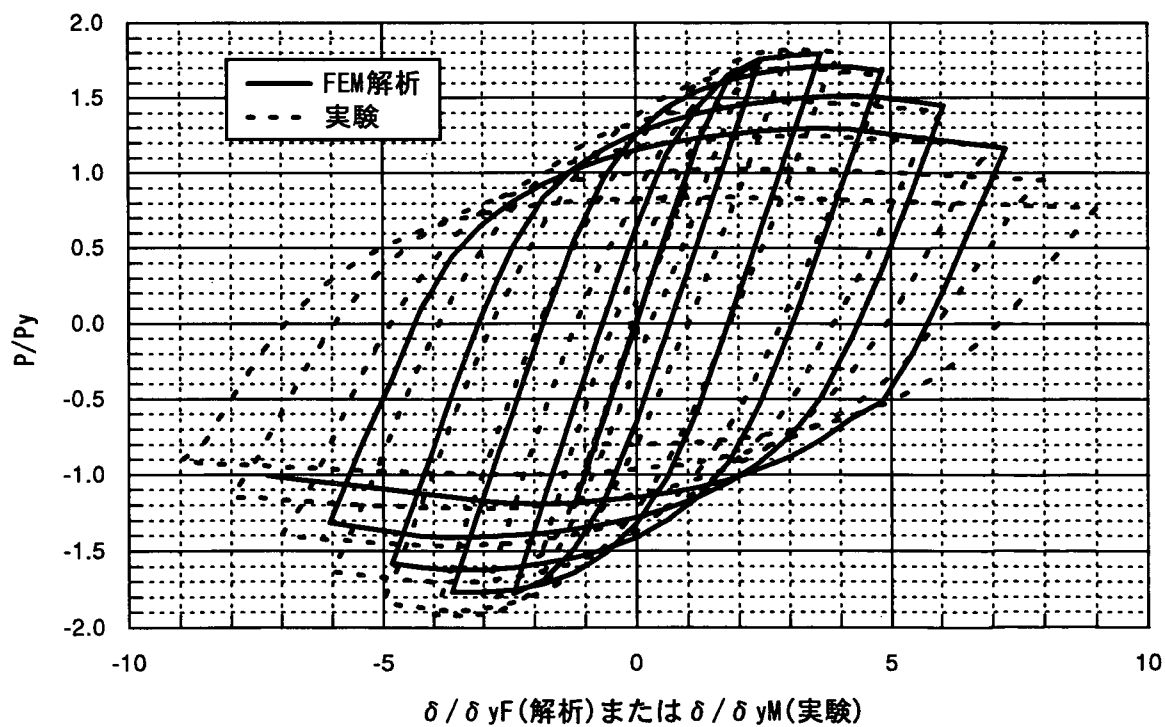
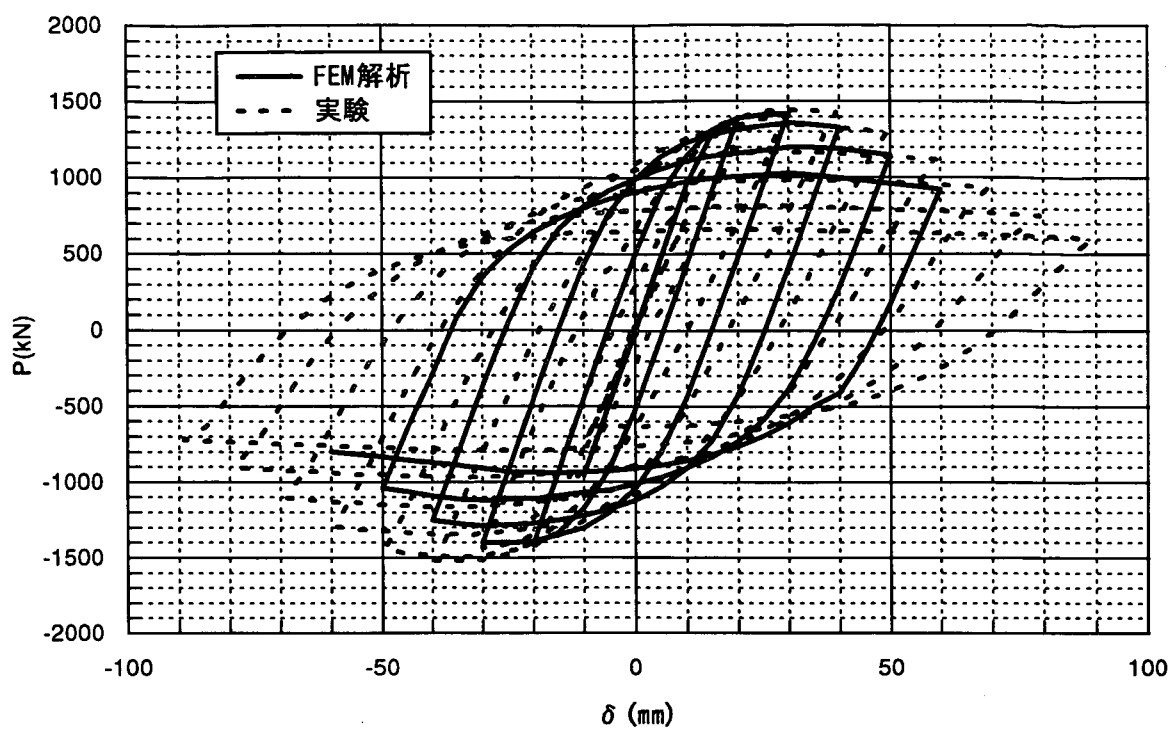
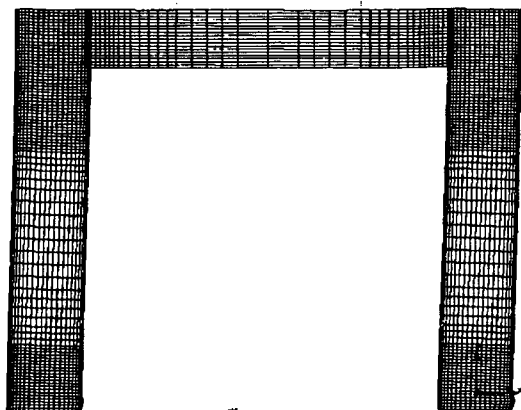


図-参考-5.1 水平荷重－水平変位履歴曲線

Job: 01
Time: 3/10/2007

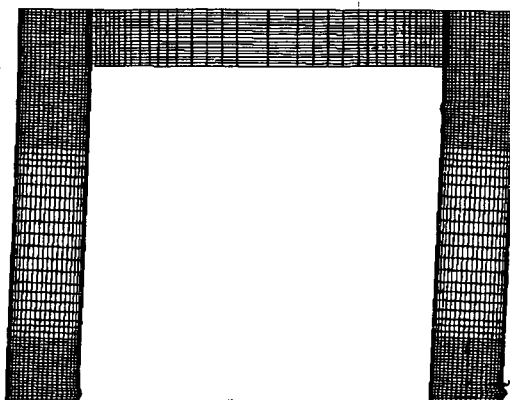
MARC



+30mm($3 \delta_{yM}$)

Job: 02
Time: 3/10/2007

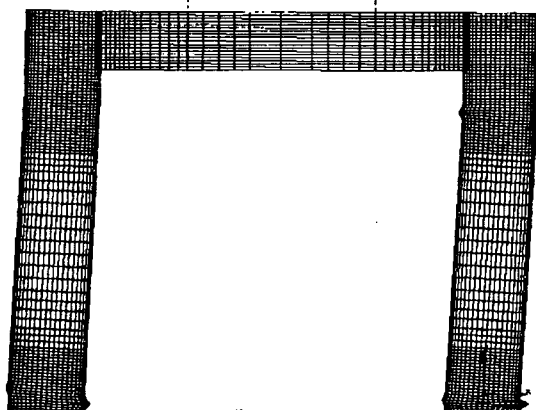
MARC



+40mm($4 \delta_{yM}$)

Job: 03
Time: 3/10/2007

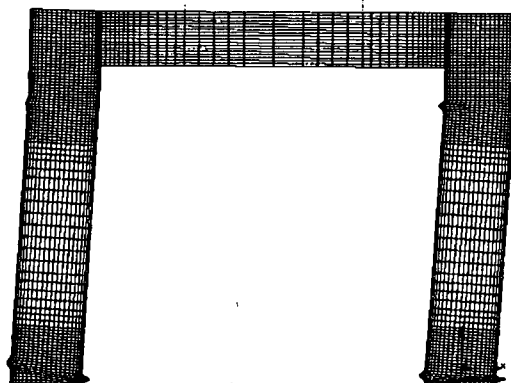
MARC



+50mm($5 \delta_{yM}$)

Job: 04
Time: 3/10/2007

MARC



+60mm($6 \delta_{yM}$)

图-参考-5.2 变形图

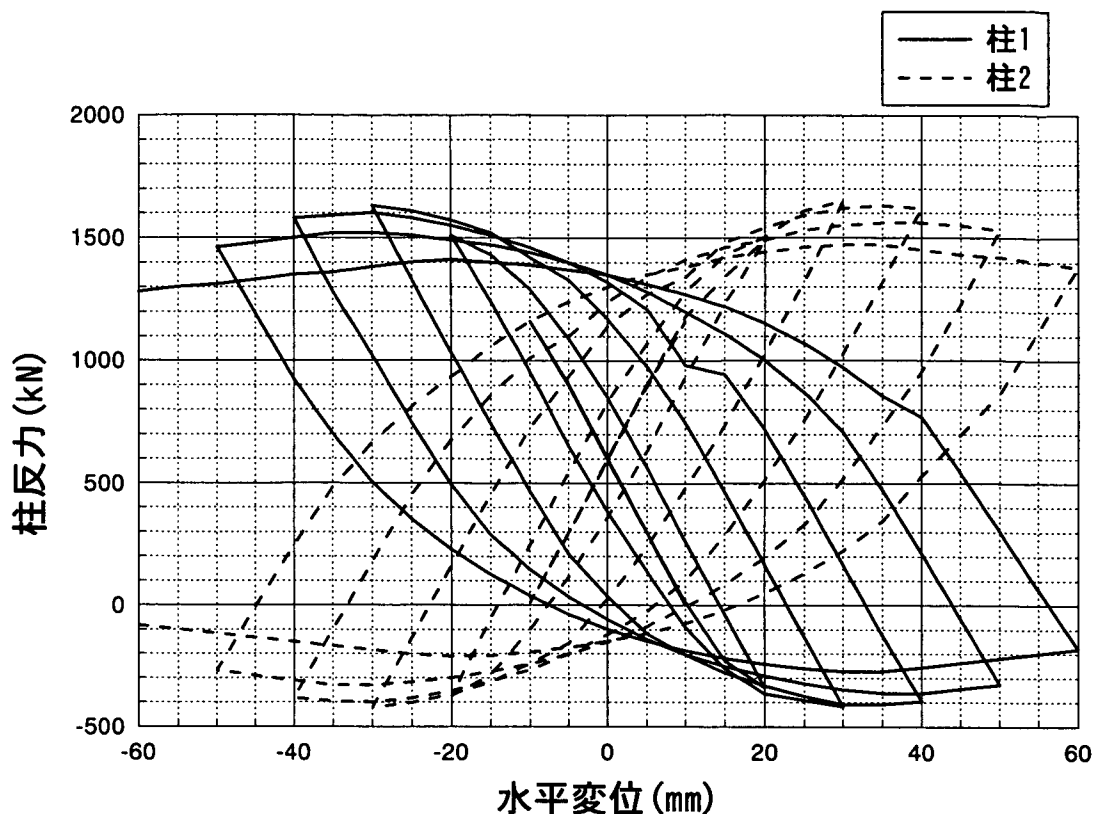


図-参考-5.3 軸力変動

6. まとめ

シェル要素を用いた有限要素解析により円形断面ラーメン橋脚の水平繰返し载荷実験をシミュレートし、その適用性を検討した。有限変位解析により得られた水平荷重 P と水平変位 δ の関係は、荷重の低下に若干の相違があるが、実験値と良い対応を示した。局部座屈の発生状況についても、はじめに柱基部から発生し、その後隅角部直下に発生して荷重が低下しており、実験と解析は良く対応していた。

また、水平力による軸力変動により、589.3kN の鉛直力に対して、軸力は-500～+1700kN の範囲で変動していることが判った。

[参考資料－参考文献]

- [1]大田孝二・中村聖三・小林洋一・中川和知・水谷慎吾・野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎，第31巻，第12号，1997年12月。
- [2]日本橋梁建設協会：鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル，1998年2月。
- [3]日本マーク：MARC Ver.K7 User's Manual (A-E)，1998年。