

土木研究所資料

コンクリート充填鋼管の耐荷力 (その2)

平成元年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室

Copyright ©1989 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承認を得ずしてこれを行ってはならない。

コンクリート充填鋼管の耐荷力 (その2)

橋梁研究室 室 長 藤 原 稔
研 究 員 箕 作 光 一
杉 山 純

要旨

鋼とコンクリートの合成構造の一つであるコンクリート充填鋼管は、小さな断面で大きな耐荷力と塑性域での優れたねばりを有しており、今後、都市内の高架橋やモノレールの橋脚への適用が期待されている。

建設省土木研究所では、コンクリート充填鋼管の耐荷挙動を定量的に把握するために、昭和56年度から順次、はり部材、柱部材、はり-柱部材および接合部を対象とした実験を行い、日米天然会議耐震耐風構造専門部会の場などでそれらの結果の報告を行ってきた。

本報告書は、それらの結果のうち、柱部材、はり-柱部材および接合部を対象とした実験の結果をとりまとめたものである。なお、はり部材を対象とした実験の結果については、コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1)(土木研究所資料第1728号,昭和56年8月)にとりまとめている。

キーワード：コンクリート充填鋼管，合成構造，耐荷力，はり，柱，はり-柱

ま え が き

わが国で建設される橋梁の橋脚には、十分な耐震性が要求されるが、都市内などに建設される高架橋やモノレールの橋脚は、寸法的に制約を受けることが多い。このため、小さな寸法諸元で大きな耐荷力と塑性域での優れたねばりをもつ構造が橋脚として望ましいことになる。このような観点から、鋼管の中にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管の使用が、一部の橋梁の建設で検討されている。

建設省土木研究所では、コンクリート充填鋼管の耐荷挙動を定量的に把握するために、昭和56年度から順次、はり部材、柱部材、はり－柱部材および接合部を対象とした実験を行い、日米天然会議耐震耐風構造専門部会の場合などでそれらの結果の報告を行ってきた。

本報告書は、それらの結果のうち、下記に示す報告を基に柱部材、はり－柱部材および接合部を対象とした実験の結果をとりまとめたものである。なお、はり部材を対象とした実験の結果については、コンクリート充填鋼管の耐荷力（その1）（土木研究所資料第1728号、昭和56年8月）にとりまとめている。

1. 成田 信之，佐伯 彰一，金井 道夫；コンクリート充填鋼管の耐荷力（その2；曲げ部材），日米天然会議耐震耐風構造専門部会 第15回合同部会報告書，昭和58年5月
2. 佐伯 彰一，箕作 光一，滝沢 晃；コンクリート充填鋼管の耐荷力（その3；はり－柱部材），日米天然会議耐震耐風構造専門部会 第16回合同部会報告書，昭和59年5月
3. 多田 浩彦，篠原 洋司，箕作 光一，滝沢 晃，引野 純；コンクリート充填鋼管の耐荷力に関する研究，日米天然会議耐震耐風構造専門部会 第2回橋梁ワークショップ報告書，昭和60年9月
4. 多田 浩彦，篠原 洋司，箕作 光一，滝沢 晃，引野 純；コンクリート充填鋼管の接合部に関する載荷試験，日米天然会議耐震耐風構造専門部会 第18回合同部会報告書，昭和61年5月
5. 佐伯 彰一，藤原 稔，箕作 光一，引野 純；コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の二軸載荷試験，日米天然会議耐震耐風構造専門部会 第20回合同部会報告書，昭和63年5月

目 次

ま え が き

I	コンクリート充填鋼管の曲げ部材としての耐荷力	1
II	コンクリート充填鋼管のはり-柱部材としての耐荷力	18
II.1	静的試験	18
II.2	繰返し試験	34
III	コンクリート充填鋼管の接合部の耐荷力	43
IV	部分的にコンクリートを充填した鋼管の耐荷力	60

付 属 資 料

I	BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES AS A BENDING MEMBER	77
II	BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES AS A BEAM-COLUMN MEMBER	95
II.1	STATIC LOADING TEST	95
II.2	REPEATIVE LOADING TEST	112
III	BEHAVIOR OF CONNECTION COMPOSED OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES	123
IV	BEHAVIOR OF PARTIALLY-CONCRETE-FILLED STEEL TUBES	142
V	コンクリート充填鋼管の耐荷力算定プログラム (CDC 法)	157

I コンクリート充填鋼管の曲げ部材としての耐荷力

1. 概 要

コンクリート充填鋼管の耐荷力については、昭和56年度に圧縮力を受ける場合の挙動について検討した。その結果、コンクリート充填鋼管は、塑性域での鋼とコンクリートのポアソン比の差により、鋼管のフープ方向に大きな引張力が作用し、鋼管の局部座屈が防止されるとともにコンクリートが3軸圧縮状態になるため、大きな耐荷力とねばりが期待できることが明らかになった。一方、弾性域において鋼管とコンクリートが一体として挙動しないために、ずれ止め等が必要となる場合があることも指摘され、いくつかの問題点が残されている。

本章では、コンクリート充填鋼管をはりとして用いることはまれであると考えられるが、はり一柱としての挙動を調べるための基礎実験として行った曲げ試験の結果について述べる。

2. 実 験 方 法

供試体は全部で6体であり、表-I.1に示すように A-1~A-3の3体とB-1~B-3の3体よりなる。A-1~A-3の3体は、道路橋示方書の鋼管の規定にしたがってダイアフラムを設けた供試体であり、鋼管とコンクリートの間のせん断力の一部はダイアフラムで受け持つことができる。A-1には1断面16本のスタッドを15 cm ピッチで配置し、せん断力の伝達と鋼管の局部座屈防止を完全なものとしている。A-2はスタッドを設けず、鋼とコンクリートの付着とダイアフラムによってせん断力を伝達している。A-3は、鋼管内面にグリースを塗布し、鋼とコンクリートの付着を除去したものである。

一方、B-1~B-3の3体は、ダイアフラムを設けていない供試体である。B-1では、鋼とコンクリートの間のせん断力を伝達し、さらに弾性域において鋼とコンクリートがかい離することを防止するのに十分な数のスタッドを設けている。B-2では、せん断力を伝達するのに必要なスタッドのみを設けている。B-3では、スタッドは設けておらず、せん断力は鋼とコンクリートの付着によって伝達される。

実験は、建設省土木研究所構内の構造物実験施設に設置されている3000ton大型構造部材万能試験機により行った。実験に際しては、鋼管のひずみ、内部コンクリートのひずみおよび変形状態の計測を行った。実験時の状態を写真-I.1および写真-I.2に示す。

3. 耐 荷 力

6体の供試体の荷重-変位曲線を図-I.3~図-I.8に示す。はりとしての変形特性については、全断面有効とした場合、鉄筋コンクリートとみなした場合、および鋼材のみとみなした場合の理論曲線を図中に示す。また、コンクリート充填鋼管の耐荷力として、全塑性モーメントに相当する荷重(P_p)、およびコンクリート充填鋼管の鋼材引張側が降伏する荷重(P_{sy1})を図中

に示した。コンクリート充填鋼管は、材料の一部が降伏しても直ちに破壊に至らないため、鉄筋コンクリート理論等で耐荷力を推定することはできない。このため、全塑性モーメントを耐荷力の1つの目安と考え、図中に示した。また、コンクリート充填鋼管の挙動が弾性域をはずれる点として、引張側鋼材の降伏荷重を示した。

上記の全塑性モーメントは、次のような仮定にもとづいて算出している。

- 1) コンクリート充填鋼管では、鋼管の局部座屈もコンクリートのせん断破壊も生じないため、図-I 9 に示すような応力状態となる。
- 2) 鋼管とコンクリートの間の付着は完全である。
- 3) コンクリート充填鋼管としての独特の作用、すなわち鋼管のフープ方向引張力およびコンクリートの3軸圧縮状態は考えない。
- 4) 鋼管板厚は鋼管半径に比べて十分小さい。

上記により、全塑性モーメント M_p は次のように算出できる。まず、中立軸の位置 d は、次のつり合い方程式を解くことによって求めることができる。

$$\left(1 + 4 \cdot \frac{t}{r} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}\right) \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \sin \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{\pi}{2} \quad \text{..... (I.1)}$$

$$d = r \cdot \cos \alpha \quad \text{..... (I.2)}$$

また、全塑性モーメント M_p は次式により算出できる。

$$M_p = M_c + M_{sc} + M_{st} \quad \text{..... (I.3)}$$

ここに、 M_c はコンクリート部分の抵抗曲げモーメントであり、次式により算出できる。

$$M_c = A_c \cdot Y_c \cdot \sigma_{ck} \quad \text{..... (I.4)}$$

A_c , Y_c は次の近似式による。

$\alpha \geq \pi / 4$ のとき,

$$A_c = r^2 (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \quad \text{..... (I.5)}$$

$$Y_c = r \left(\frac{2 \sin^3 \alpha}{3 (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha)} - \cos \alpha \right) \quad \text{..... (I.6)}$$

$\alpha < \pi / 4$ のとき,

$$A_c = \frac{2}{3} R^2 \alpha^3 (1 - 0.2 \alpha^2 + 0.019 \alpha^4) \quad \text{..... (I.7)}$$

$$Y_c = 0.2 R \alpha^2 (1 - 0.0619 \alpha^2 + 0.0027 \alpha^4) \quad \text{..... (I.8)}$$

また、 M_{sc} および M_{st} は、それぞれ圧縮部分、引張部分の鋼管の抵抗曲げモーメントであり、次式で算出できる。

$$M_{sc} = A_{sc} \cdot Y_{sc} \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (I.9)$$

$$A_{sc} = 2 \cdot \alpha \cdot t \cdot r \quad \dots\dots\dots (I.10)$$

$$Y_{sc} = r \left(\frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \alpha \right) \quad \dots\dots\dots (I.11)$$

$$M_{st} = A_{st} \cdot Y_{st} \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (I.12)$$

$$A_{st} = 2 \cdot \alpha' \cdot t \cdot r \quad \dots\dots\dots (I.13)$$

$$Y_{st} = r \left(\frac{\sin \alpha'}{\alpha'} - \cos \alpha' \right) \quad \dots\dots\dots (I.14)$$

さて、図-I.3～図-I.8に示した荷重-変位曲線を見ると、A-3以外の各供試体では次の挙動を示す。

- 1) 載荷の初期段階では全断面有効に近い挙動を示す。その後コンクリートの引張領域にひびわれが発生するため、鉄筋コンクリート理論により算出した荷重-変位曲線に近い挙動を示す。
- 2) 材料の降伏後も、コンクリート充填鋼管の耐荷力はゆるやかに上昇し、全塑性モーメントを上回る耐荷力を示す。これは、後述するように、コンクリートが3軸圧縮状態になるためであると考えられる。
- 3) コンクリート充填鋼管は、はりの場合でも大きなねばりを示す。一方、A-3では、鋼管とコンクリートの間の付着が確保されないために、全塑性モーメントを期待することはできず、コンクリート充填鋼管としてのねばりも期待できない。

上記より、はりとしての耐荷力を問題とする限り、鋼管とコンクリートの間の付着(natural bond)が確保されていれば特にスタッド等のずれ止めは必要ない。しかし、油等により付着が損なわれると、耐荷力は著しく減少する。

載荷後のコンクリート充填鋼管では、載荷点付近の圧縮側鋼管で局部座屈が生じており(写真-I.3)、その部分のコンクリートは圧壊を生じている(写真-I.4)。しかし、このような状態でも、コンクリート充填鋼管の耐荷力は低下しない。これは、鋼管のフープ作用のためであると考えられる。また、引張側コンクリートでは、大きなクラックを生じている(写真-I.5)。

4. コンクリートのひずみ

コンクリートのひずみの挙動は、各供試体でそれ程差が見られないため、A-1供試体の例を図-I.10に示す。最大耐荷力の約4割程度の荷重である $P=60t$ においては、コンクリートの圧縮側ひずみは鉄筋コンクリート理論値より若干小さい値を示す。この場合も、引張側コンクリートにはひびわれを生じており、ゲージ位置によっては引張側コンクリートのひずみに乱れを生じている。

最大耐荷力に近い $P=150t$ においては、鋼材もコンクリートも降伏しているため、鉄筋コンクリート理論値よりも大きいひずみを生じる傾向にあるが、中立軸の位置にはそれ程の変動は見

られない。

以上より、材料が降伏を生じる以前のコンクリート充填鋼管は、ほぼ鉄筋コンクリート理論にしたがった挙動をすると考えてよい。材料が降伏した後のひずみの挙動は複雑であり、ひずみの解析により耐荷力を推定することには無理がある。耐荷力は、全塑性モーメント等の塑性理論的な考え方によるのが望ましい。

5. 鋼管のひずみ

鋼管の載荷点付近圧縮側のひずみの挙動を図-I.11～図-I.16に示す。右側のひずみは軸方向の圧縮ひずみであり、左側のひずみはフープ方向の引張ひずみである。フープ方向のひずみに対しては、2つの理論値を示しているが、1つは鋼管とコンクリートの間に付着がないと仮定した場合のひずみであり、次式で与えられる。

$$\epsilon_h = -\nu_s \cdot \epsilon_x \quad \dots\dots\dots (I.15)$$

ここに、 ϵ_h はフープ方向ひずみ、 ϵ_x は軸方向ひずみ、また ν_s は鋼材のポアソン比(0.3)を示す。

一方、鋼管とコンクリートの間に、付着やスタッドにより拘束があり、両者が一体として挙動するとすると、フープ方向ひずみは次の理論値を示す。詳しくはコンクリート充填鋼管の耐荷力(その1)(土木研究所資料第1728号;昭和56年8月)を参照されたい。

$$\epsilon_h = - \left(\nu_s - \frac{\nu_s - \nu_c}{1 + (1 - \nu_c) \frac{t \cdot E_s}{R \cdot E_c}} \right) \epsilon_x \quad \dots\dots\dots (16)$$

さて、図-I.11には供試体A-1のひずみの挙動を示すが、A-1ではスタッドによって鋼管とコンクリートの付着が保たれているため、フープ方向のひずみは、軸方向ひずみが塑性域に入るまで完全に付着が確保されると仮定した理論値に一致する。すなわち、A-1では鋼管とコンクリートが一体として挙動している。一方、A-2、A-3では、A-1に比べると付着が十分ではなく、鋼管とコンクリートが必ずしも一体として挙動していない。このことは供試体B-1～B-3でも同様であり、十分なスタッドを設けたB-1では、鋼管とコンクリートが一体として挙動しているが、スタッドの数が不十分なB-2、およびスタッドが無いB-3では、鋼管とコンクリートが一体として挙動していない。

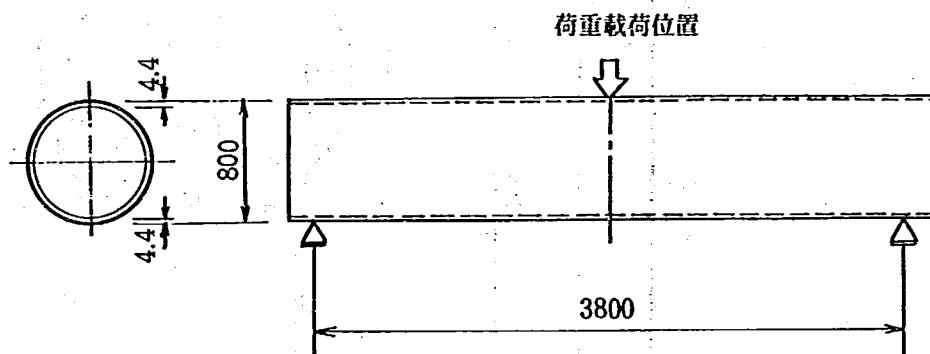
鋼管とコンクリートが一体として挙動していない供試体、たとえばA-2、B-2、B-3においては、3.耐荷力に示したように十分な耐荷力とねばりは確保されている。しかし、鋼管とコンクリートの一体性が損なわれた場合、繰返し荷重に対する挙動等に問題を生じる可能性もあり、今後の検討が必要となる。

表-I.1 供試体諸元表

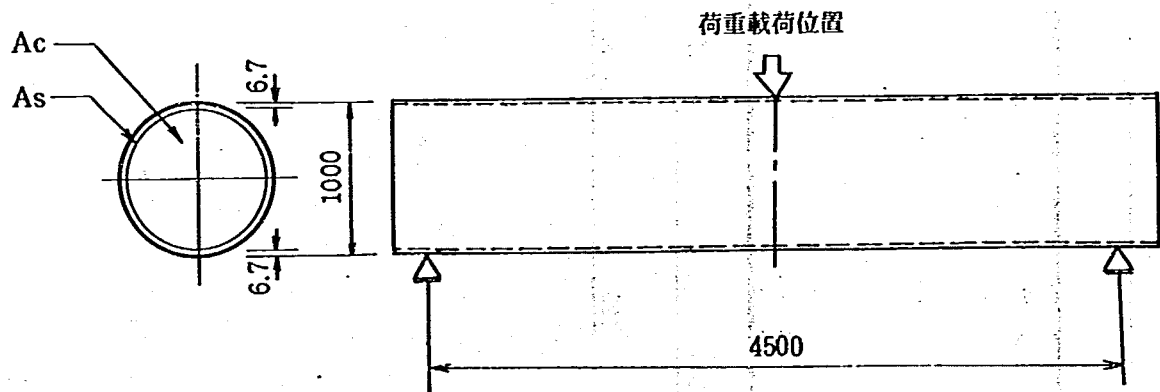
供試体	材 質	スタッド	t (mm)	A _c (cm ²)	A _s (cm ²)	σ_{ck} (kg/cm ²)	σ_{sy} (kg/cm ²)
A-1	S S 41	有	4.4	4916	41	284	2800
A-2	S S 41	無	4.4	4916	41	284	2800
A-3	S S 41	グリース	4.4	4916	41	284	2800
B-1	SM50Y	有 (768) [*]	6.8	7642	212	249	4540
B-2	SM50Y	有 (288) [*]	6.6	7648	206	247	4400
B-3	SM50Y	無	6.7	7645	209	247	4490

* () 内の数字はスタッドの本数

(Type A)



(Type B)



(単位 mm)

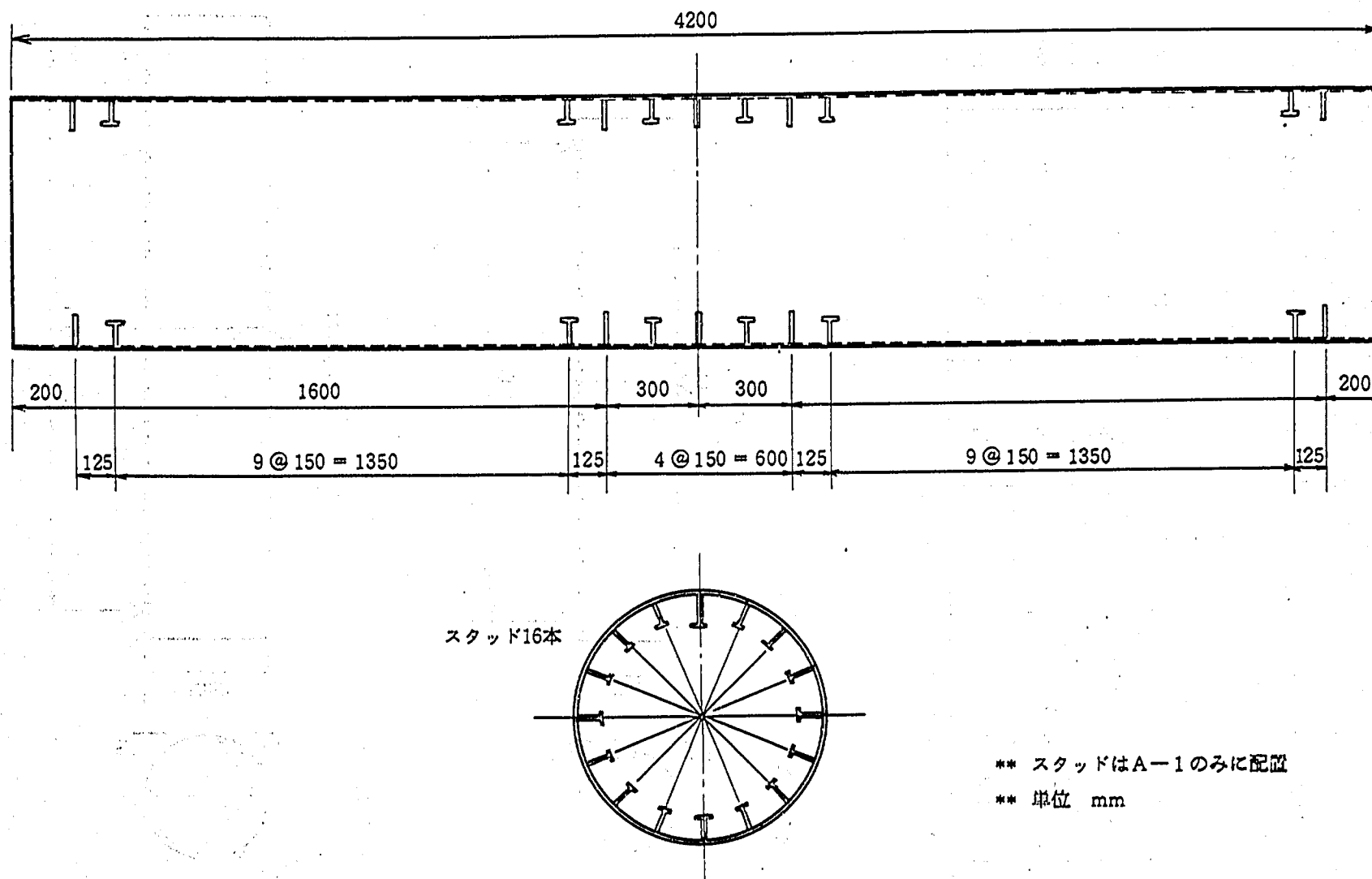
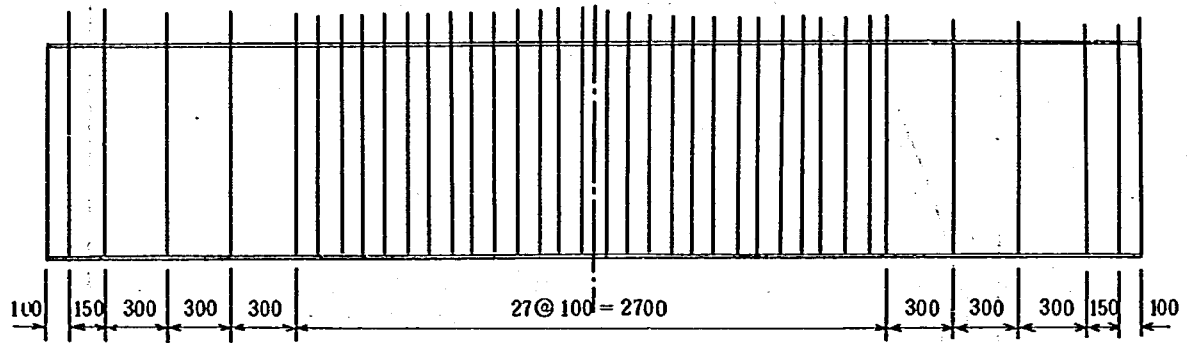
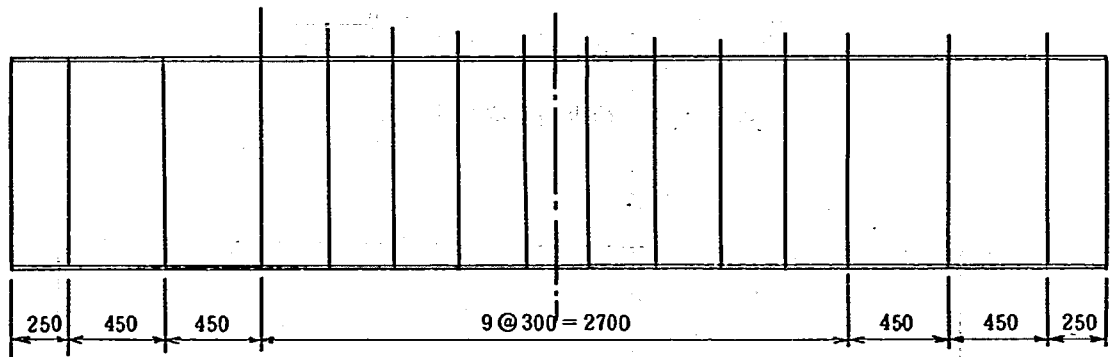


図 - I. 1 Aタイプ供試体

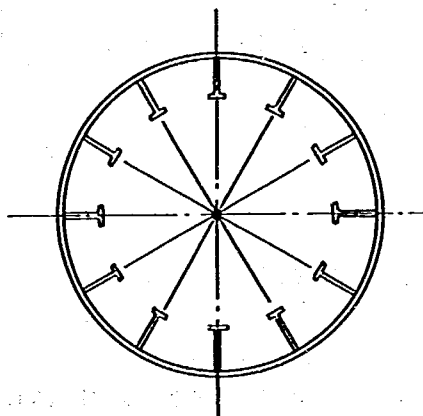
(B-1 スタッド位置)



(B-2 スタッド位置)



(B-1 断面)



(B-2 断面)

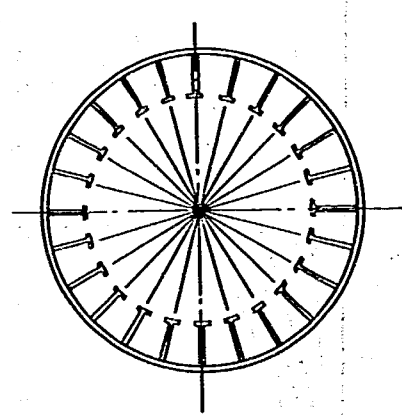


図-1.2 Bタイプ供試体

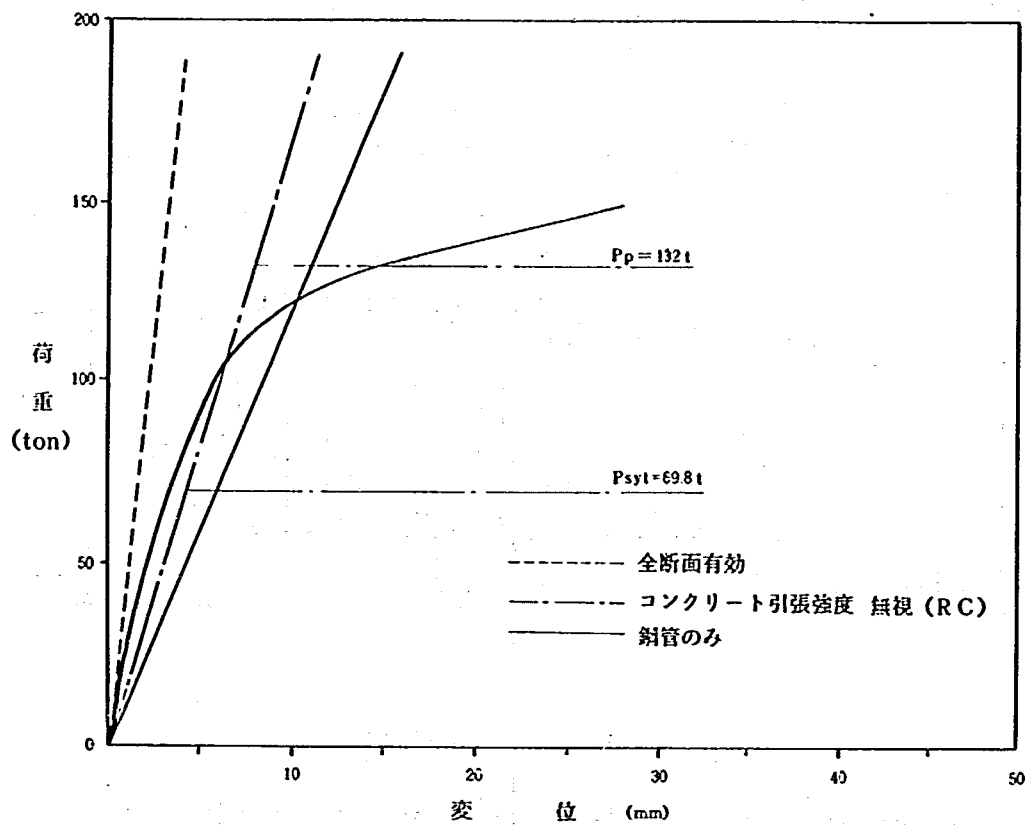


図 - I.3 荷重-変位曲線 (A-1)

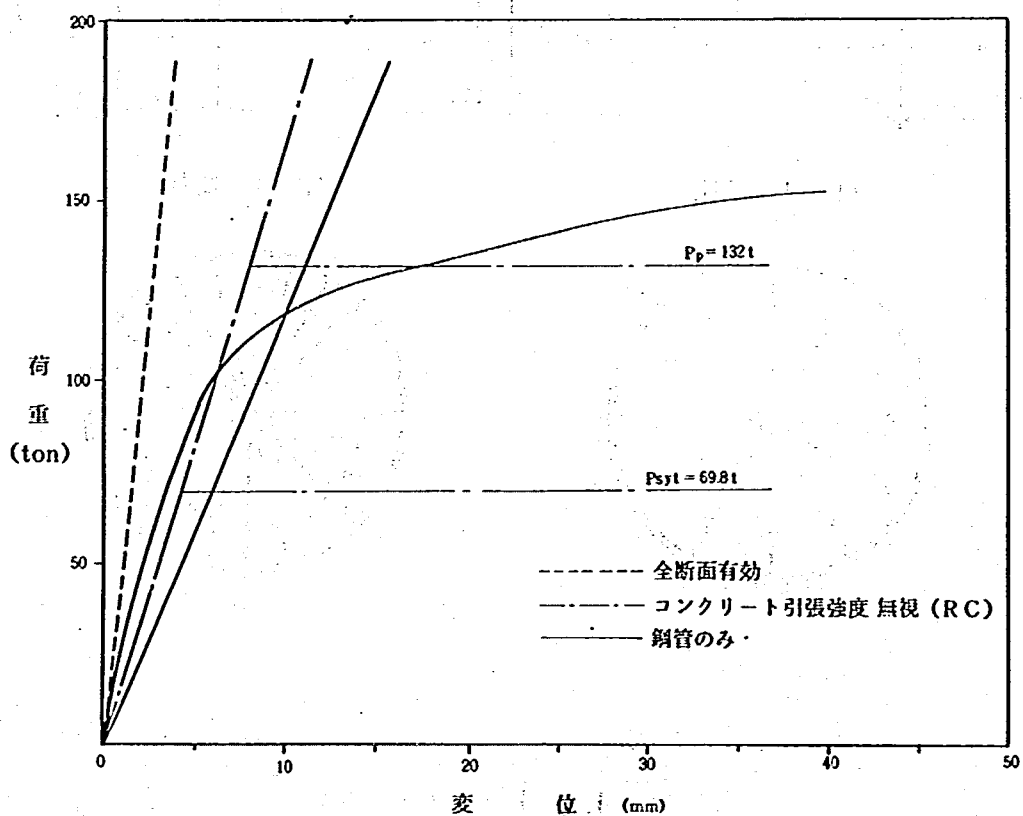


図 - I.4 荷重-変位曲線 (A-2)

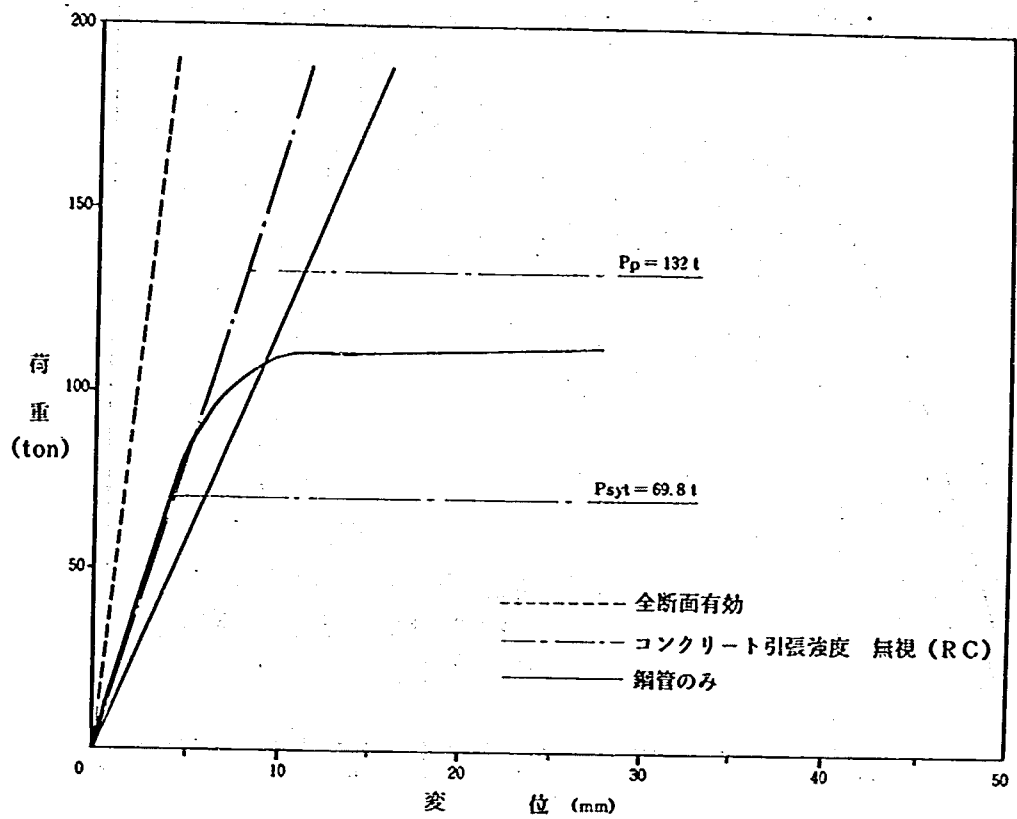


図 - 1.5 荷重-変位曲線 (A-3)

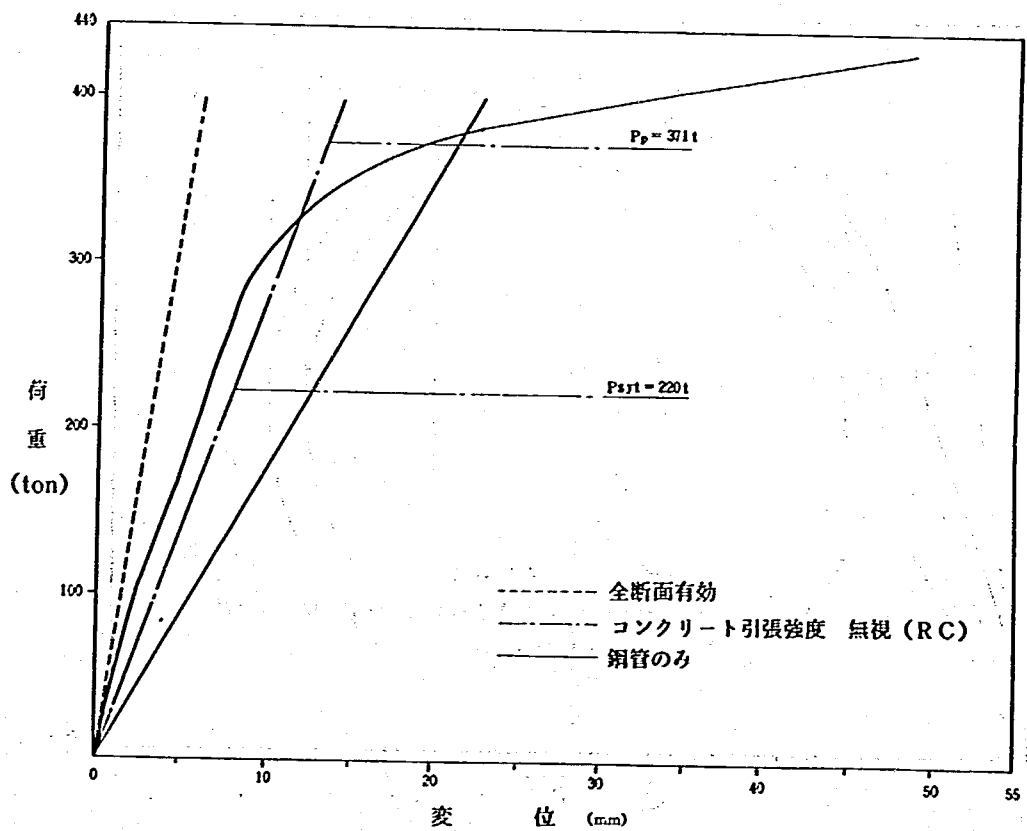


図 - 1.6 荷重-変位曲線 (B-1)

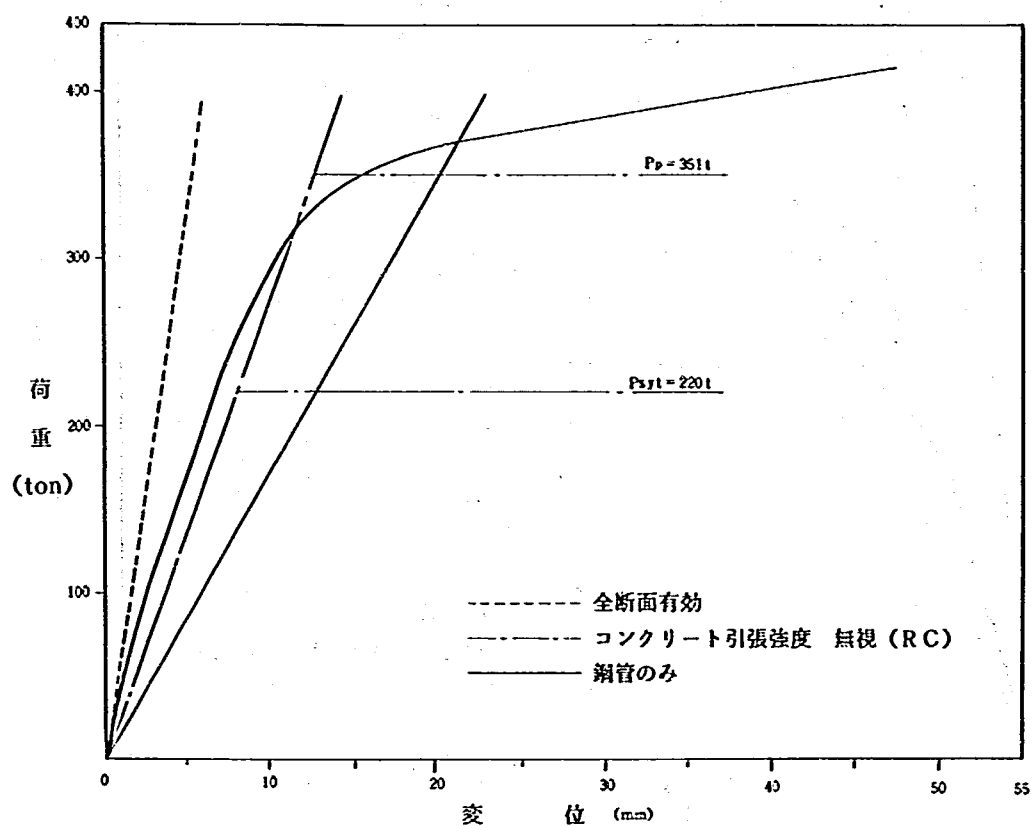


図 - I.7 荷重-変位曲線 (B-2)

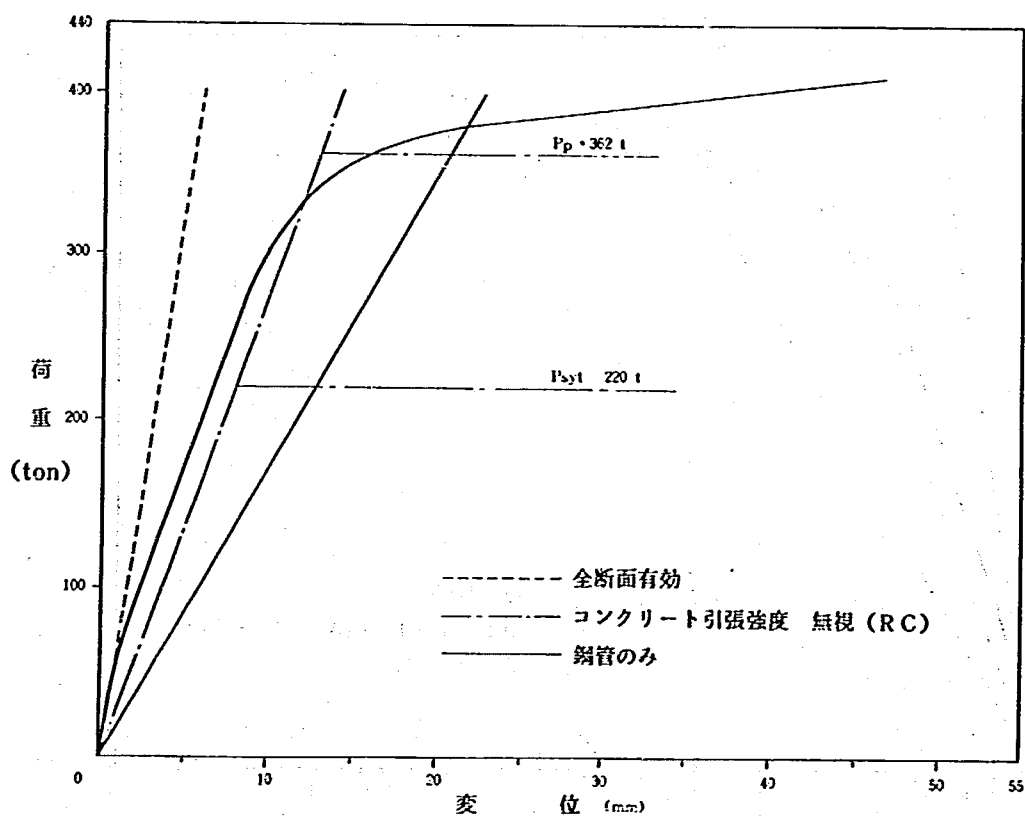


図 - I.8 荷重-変位曲線 (B-3)

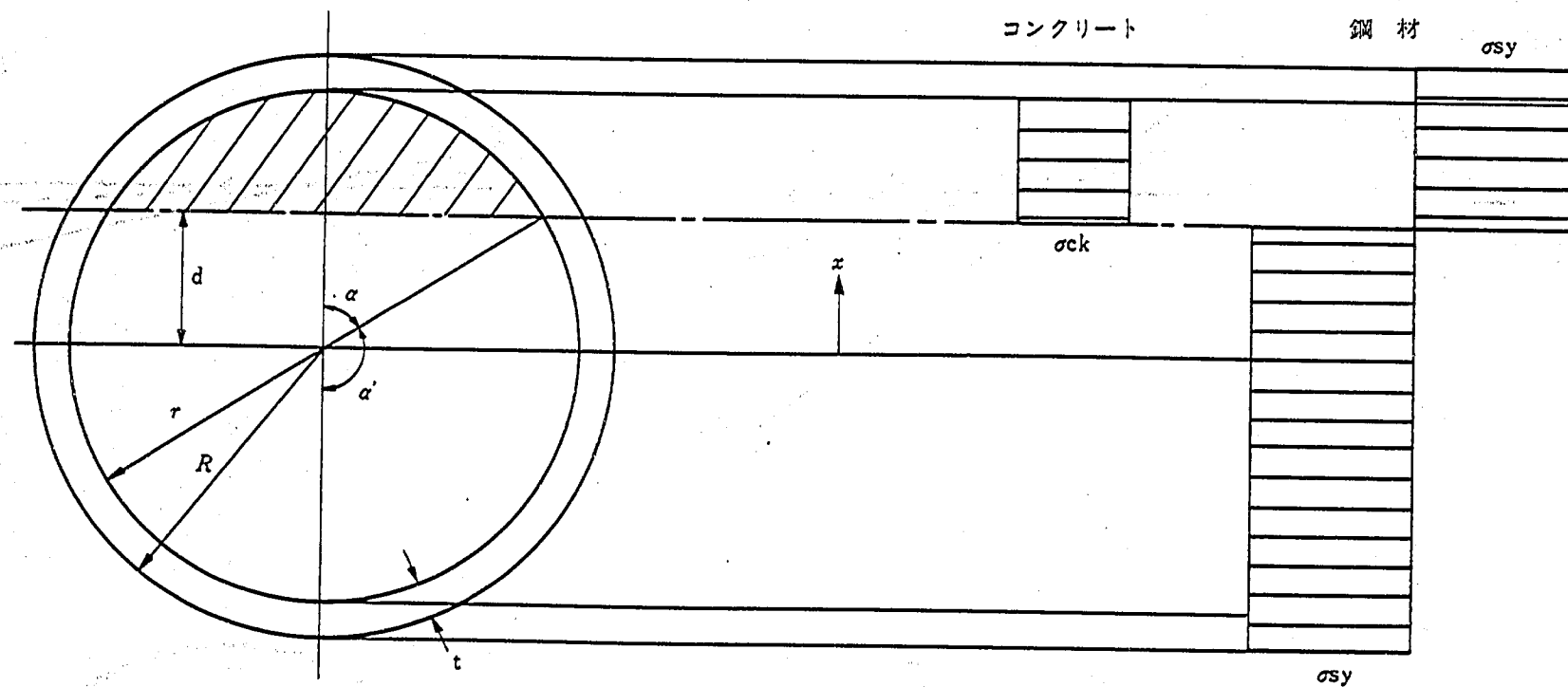


図 - I.9 全塑性モーメントの算出

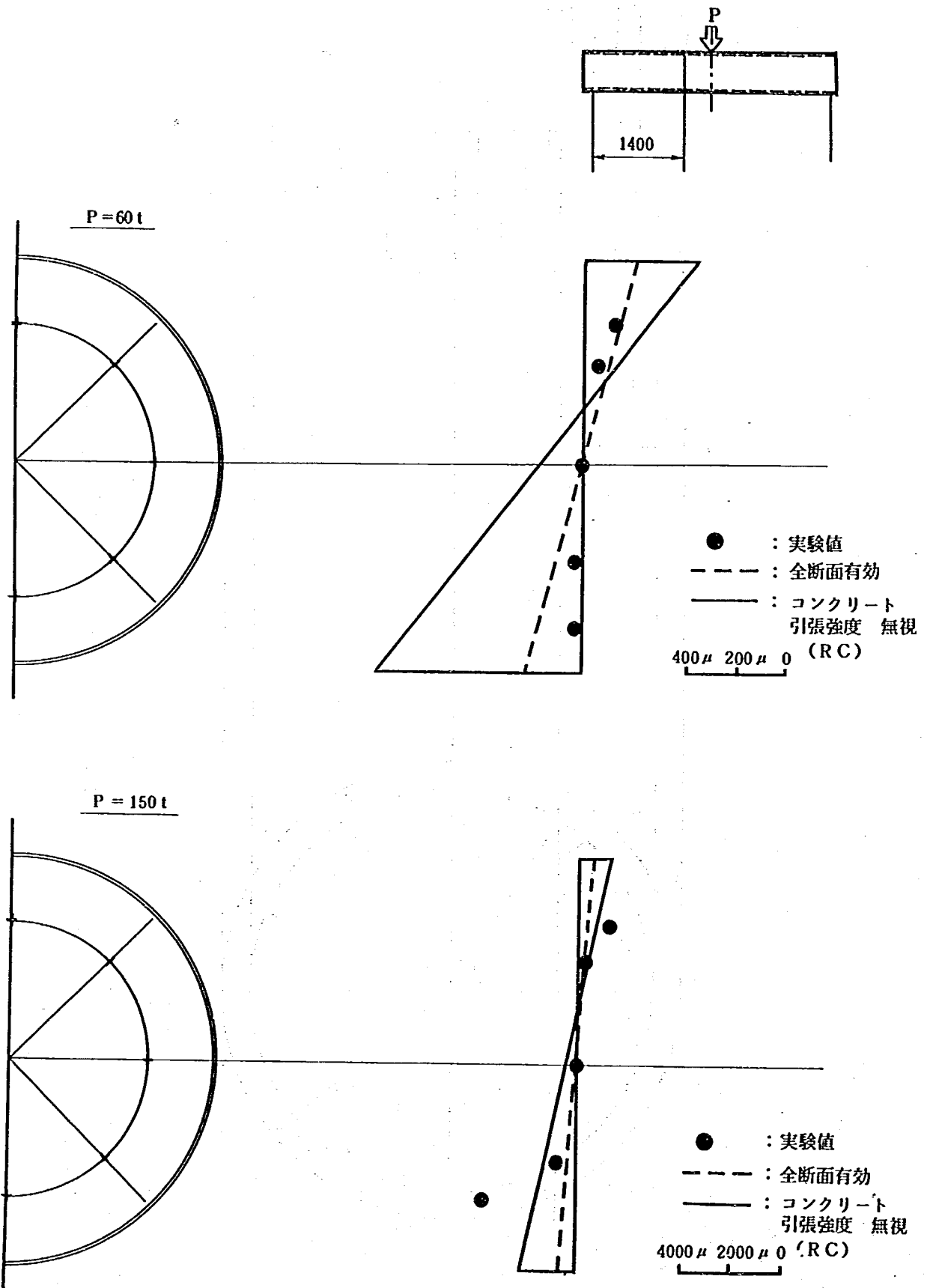


図 - I.10 コンクリートのひずみ (A-1)

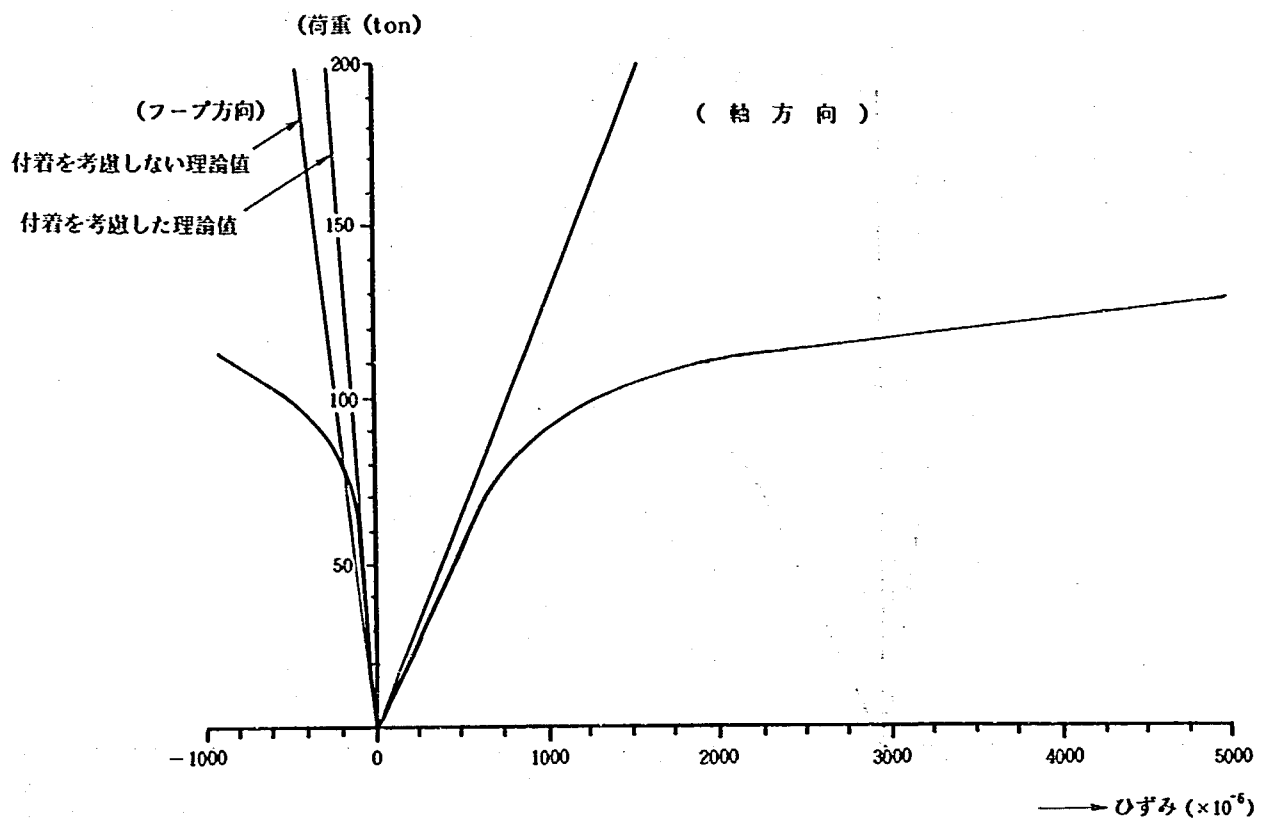


図 - I.11 鋼管のひずみ (A-1 ; 載荷点付近圧縮側)

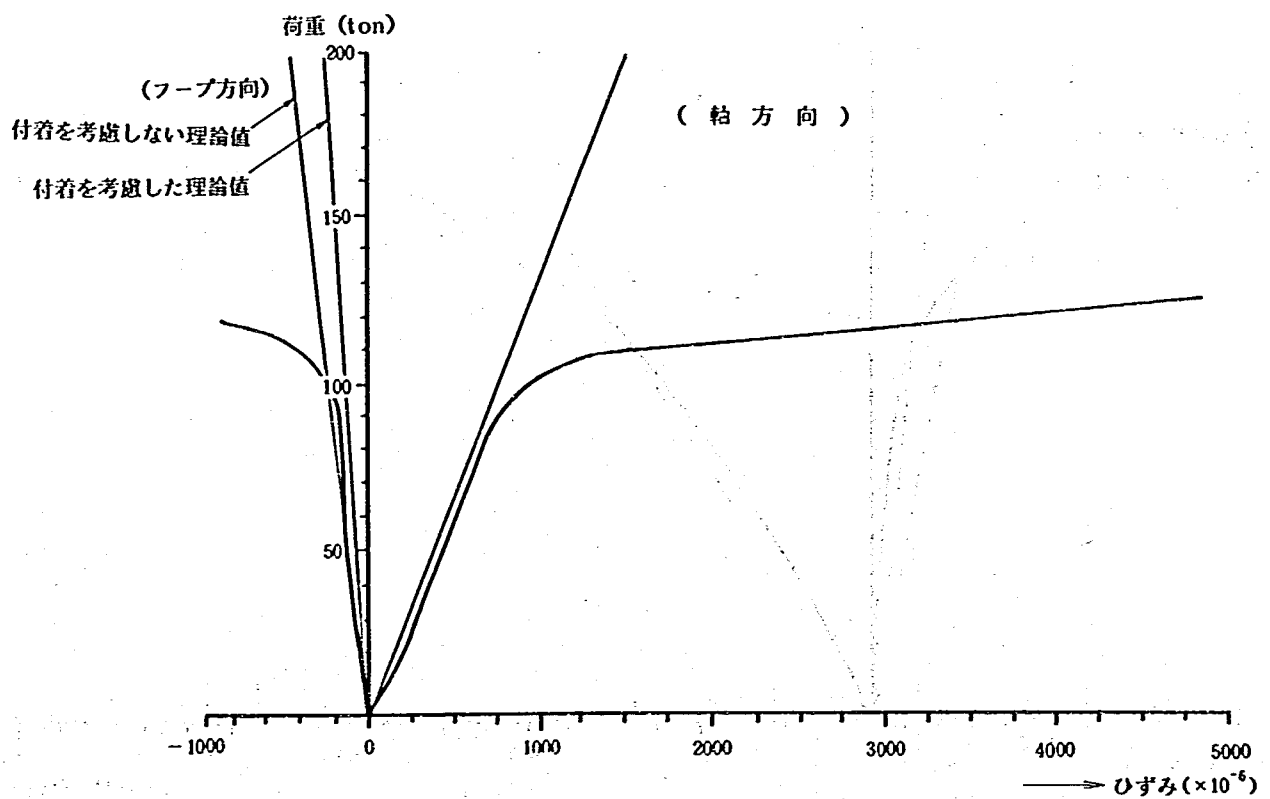


図 - I.12 鋼管のひずみ (A-2 ; 載荷点付近圧縮側)

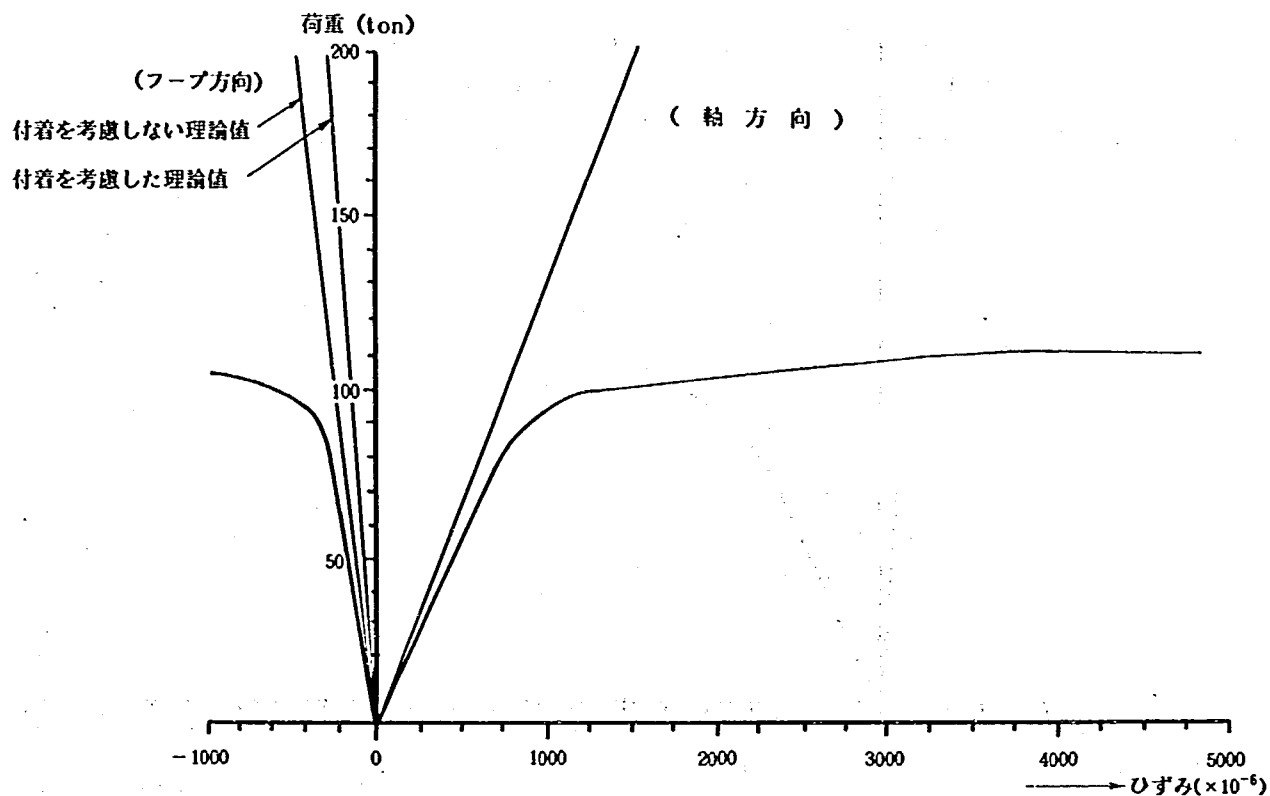


図 - I.13 鋼管のひずみ (A-3 ; 荷点付近圧縮側)

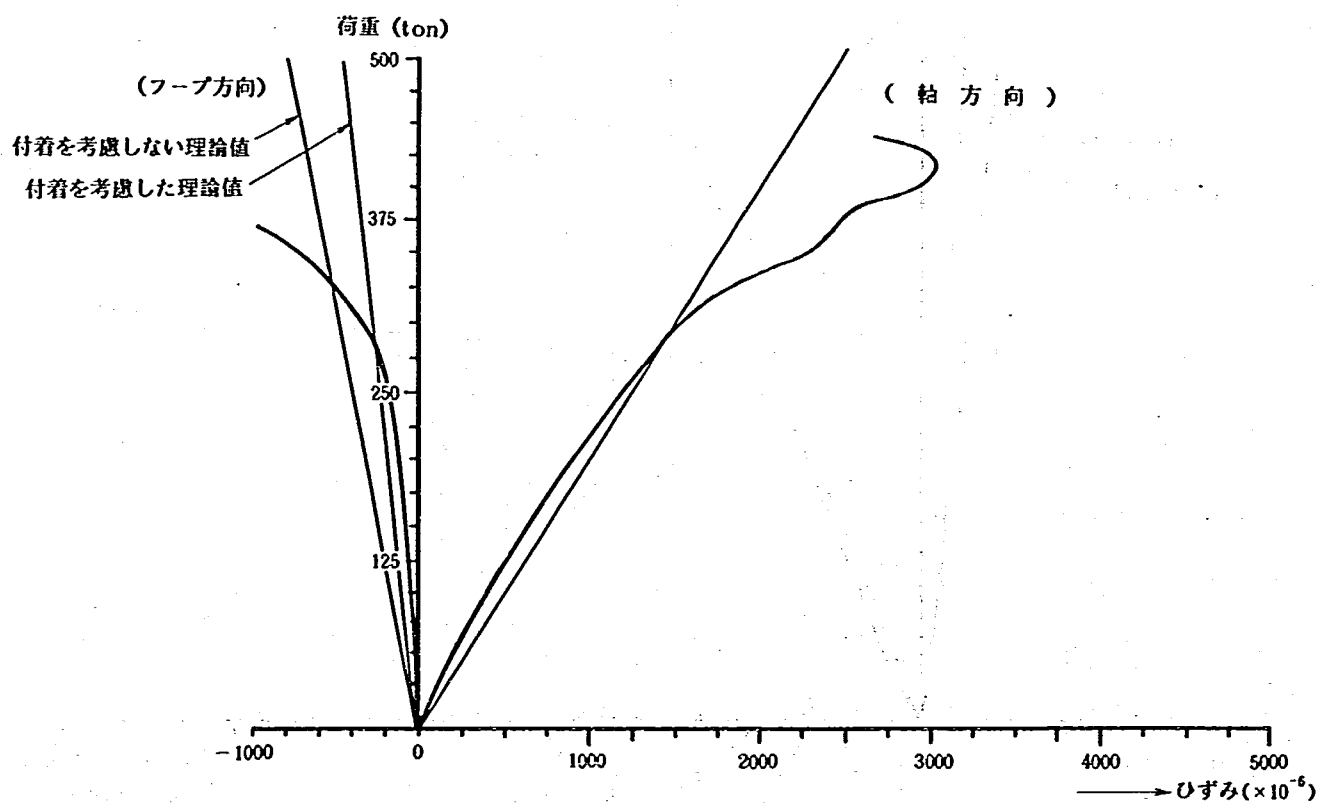


図 - I.14 鋼管のひずみ (B-1 ; 荷点付近圧縮側)

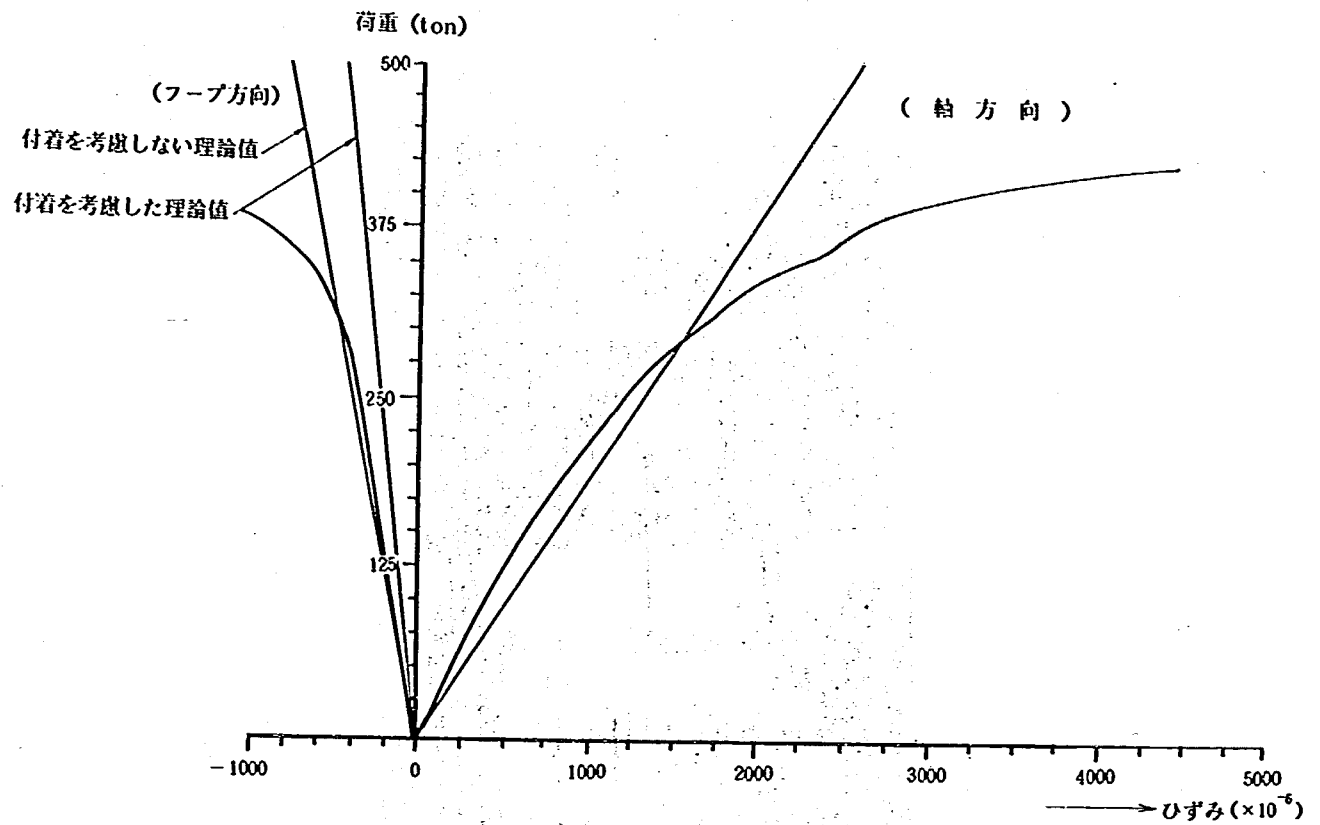


図 - I.15 鋼管のひずみ (B-2 ; 載荷点付近圧縮側)

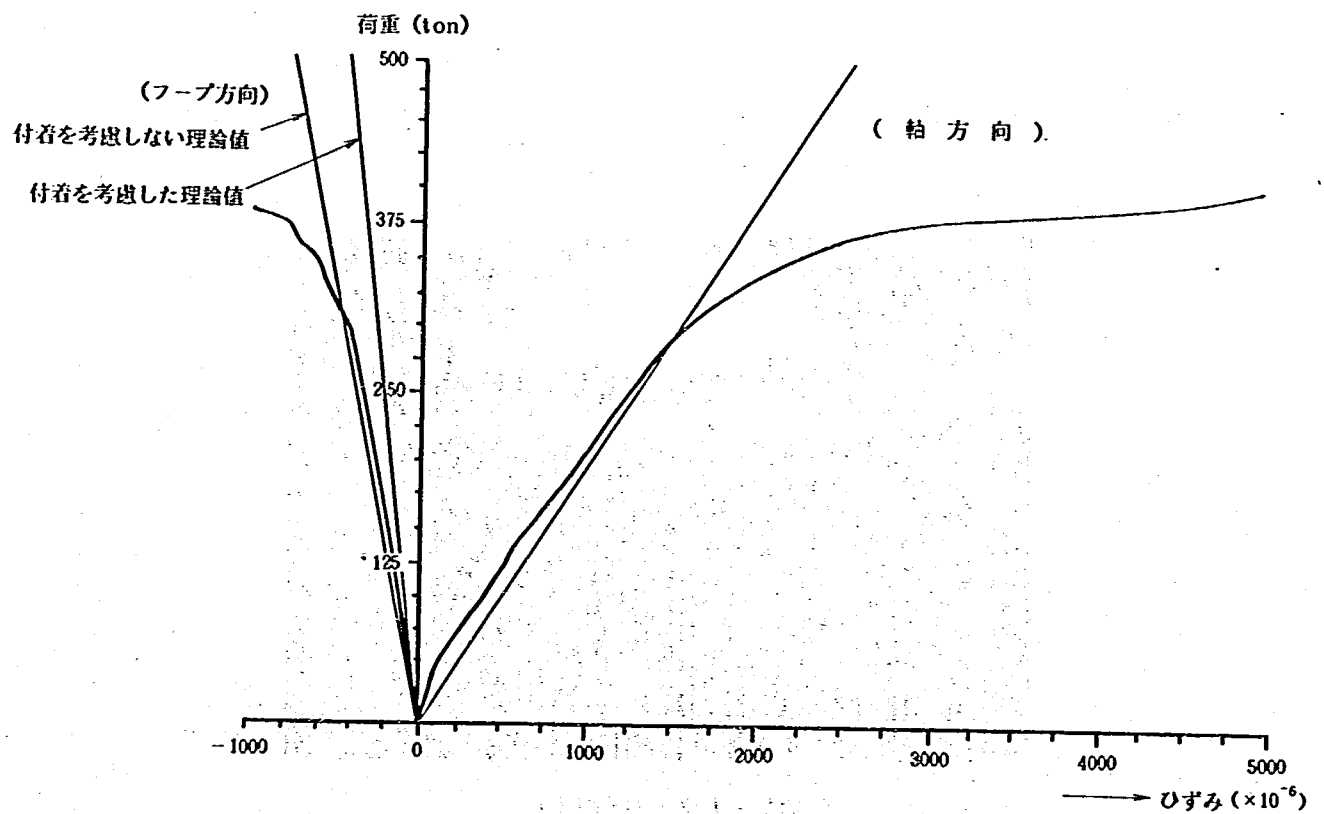


図 - I.16 鋼管のひずみ (B-3 ; 載荷点付近圧縮側)

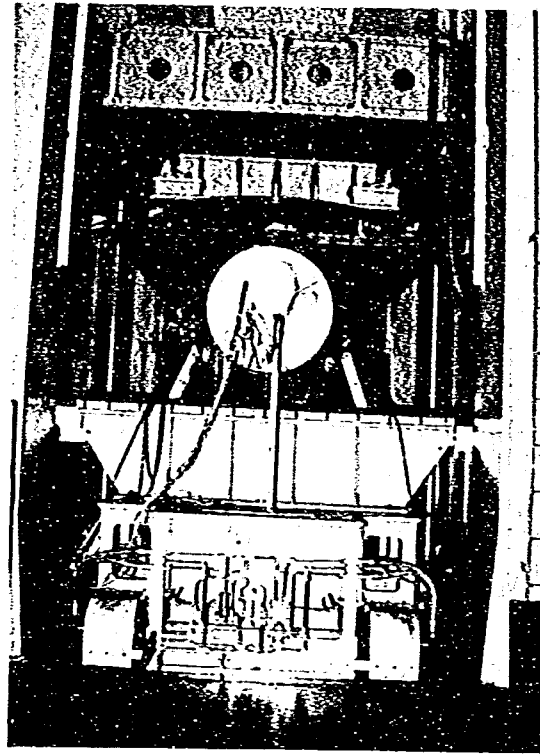


写真 - I. 1 載荷実験

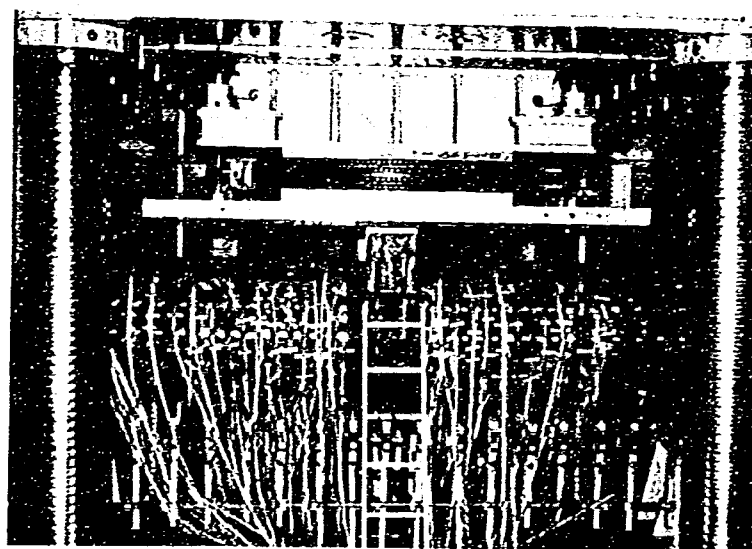


写真 - I. 2 載荷実験

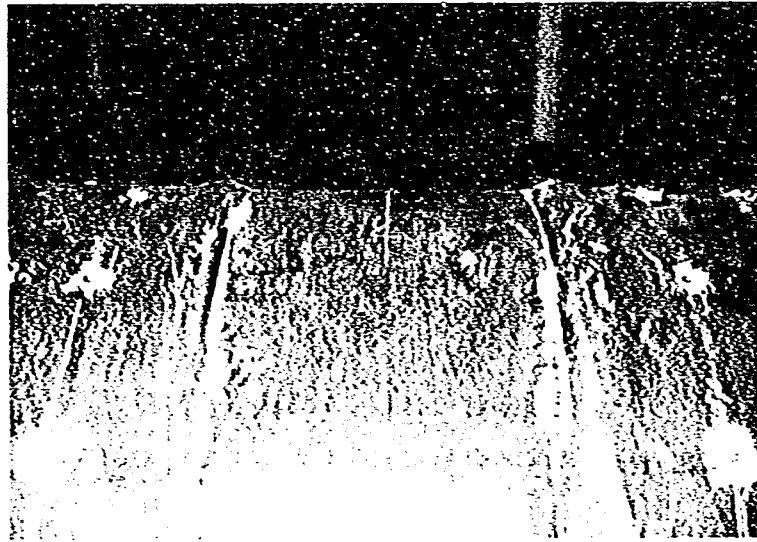


写真 - I. 3 載荷後 (載荷点付近圧縮側)

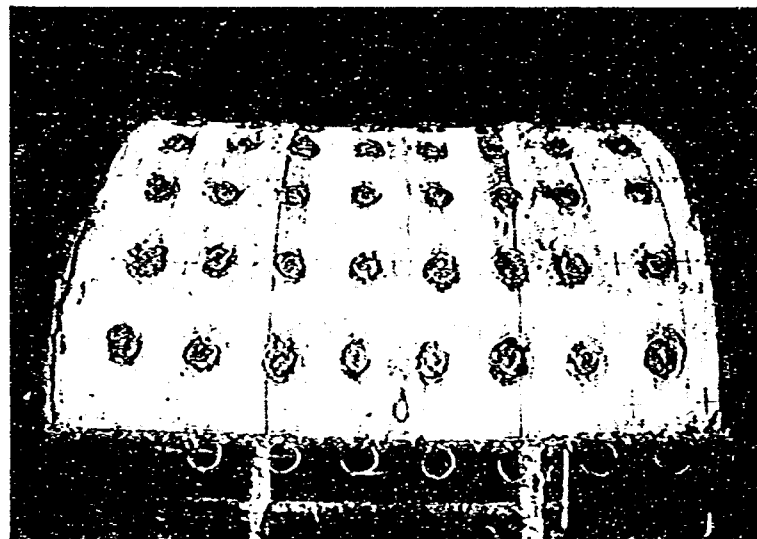


写真 - I. 4 載荷後 (載荷点付近圧縮側)

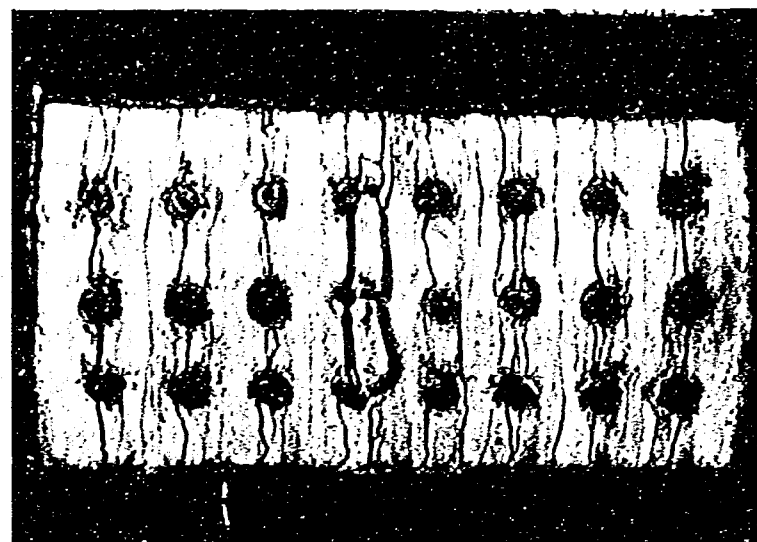


写真 - I. 5 載荷後 (載荷点付近引張側)

Ⅱ コンクリート充填鋼管のはり一柱部材としての耐荷力

Ⅱ.1 静 的 試 験

1. 概 要

コンクリート充填鋼管は鋼管とコンクリートの合成効果により大きなねばりを発揮し、大きな変位が生じるまで耐荷力は低下しないことが先の圧縮部材、曲げ部材を対象とした実験より明らかになっている。

本実験はこのコンクリート充填鋼管の有している大きな耐荷力とねばりが、はり一柱部材の場合にも確保されるか明らかにするために実施したものである。実験の主要な着目点は次のとおりである。

- 1) はり一柱部材の場合、水平荷重による水平変位と鉛直荷重により生じる二次曲げを考慮する必要がある。二次曲げを計算するにあたっては、部材の水平変位量を求める必要があるが、その水平変位量を算出する場合に用いる部材の曲げ剛性について充填したコンクリートの状態ならびに鋼管とコンクリートの合成程度を適確に評価した算出方法を考える必要がある。
- 2) 圧縮部材を対象とした実験の結果より、弾性領域内ではコンクリートと鋼のポアソン比の差によりコンクリートと鋼管が肌離れを生じることが確かめられている。このため、はり一柱部材の場合、鉛直荷重作用下で曲げを受けると合成構造としての特長が失なわれ、重ねばりのような挙動を示すことが考えられる。この場合、コンクリート充填鋼管の有する大きな耐荷力とねばりが発揮できない可能性がある。

本実験は上記のようなはり一柱部材に関する問題点を調べるために行ったものである。以下にその結果の概要について報告する。

2. 実 験 方 法

2.1 供 試 体

実験のために製作した供試体は、図-Ⅱ 1.2、表-Ⅱ 1.1に示すような寸法、諸元を有するA～Dの計4体である。

すべての供試体は同一寸法であり、外径が700 mm、高さが3500 mmである。A～Cの供試体の鋼管厚は6 mmと同じにし、コンクリートの圧縮強度をそれぞれ271 kg/cm²、341 kg/cm²、436 kg/cm²と変化させ、これらよりコンクリートの圧縮強度の耐荷挙動に及ぼす影響を調べることにした。供試体Dはコンクリートの圧縮強度を供試体Aとほぼ同じにし、鋼管厚を12 mmとして供試体Aとの比較において鋼管厚の相違がどのように耐荷挙動に影響を与えるか調べるために製作したものである。

なお、鋼管とコンクリートの間にはすべての供試体ともスタッド等のずれ止めを設けてお

らず、両者の付着力のみによりせん断力を伝達させることにした。

また、供試体は下端を固定するため、二重リング構造の剛なものとし、試験機とは、ボルトにより連結した。

2.2 載荷方法

実験は、土木研究所内の構造物実験施設にある大型構造物二軸載荷試験装置を用いて行った。

鉛直荷重の載荷方法は、まず供試体を試験装置の所定の位置にセットし、荷重ピッチを 50 ton として 700 ton まで荷重を増加させることにした。写真－II. 1. 1 に供試体の設置状況を示す。

二軸載荷の方法は、一定鉛直荷重 (700 ton) 作用下で水平荷重を漸増させることとした。まず、固定端引張側のコンクリートにひびわれが生じるまで水平荷重を増加させ、つづいて 0 ton とそのひびわれ発生荷重との間で10回繰返し載荷を行い、その後最終荷重まで荷重を増加させた。

2.3 測定方法

実験に際しては、図－II. 1. 3 に示すように鋼管圧縮側の表面に二軸ゲージ、引張側表面に一軸ゲージを貼付し、各荷重段階ごとにひずみを測定している。また、図－II. 1. 4 に示すようにコンクリート内部の圧縮側、断面図心位置、引張側にモールドゲージをあらかじめ埋込んでおき、コンクリート内部のひずみを測定した。さらに供試体の鉛直方向変位、水平方向変位を同図に示す位置に変位計をセットして測定している。

3. 実験結果

3.1 圧縮部材としての特性

各供試体の鉛直荷重と短縮量の関係を図－II. 1. 5 に示す。各供試体とも 700 ton まですべて弾性状態にあり、鉛直荷重と短縮量は比例的な関係にある。

鉛直荷重 700ton に対する各供試体の短縮量の計算値は、鋼とコンクリートのヤング係数比を考慮してコンクリート断面を鋼断面に換算して求めたものである。なお、コンクリートのヤング係数は、シリンダー試験で求めた割線ヤング係数を用いた。実測値と計算値を比べると計算値は実測値をすべての供試体で下回っている。供試体別でみれば、供試体 A, B がほぼ 4 割程度、供試体 C, D が 2 割程度、実測値を下回っている。

この結果は、供試体 A, B, C の比較から判断して、コンクリートのシリンダー試験から求めた割線ヤング係数と実際に鋼管に充填したコンクリートのヤング係数の相違による影響が大きいこと、供試体 A と D を比較して全断面に占めるコンクリート断面の割合が増加するにしたがって計算値が小さな値を与えることから、コンクリートのヤング係数の取り方が影響していることを示していると考えられる。

図－II. 1. 6 ～図－II. 1. 9 に、各供試体別に鉛直荷重と鋼管表面の軸方向ひずみ、フープ方向

ひずみ，およびコンクリート内部のひずみとの関係を示す。また，同図には軸方向ひずみの理論線を併記して示す。理論線は以下の仮定に基づいて求めたものである。

i) コンクリートの応力度とひずみの関係は道路橋示方書に示される関係を用いる。(図－II.1.1 参照)

ii) 鋼管の応力度とひずみの関係は線形関係とする。

iii) 平面保持の仮定

以上の仮定から鉛直荷重と軸方向ひずみの関係は次式で示される。

$$N = E_s \varepsilon A_s + 0.85 \sigma_{ck} \frac{\varepsilon}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon}{0.002} \right) A_c \quad \text{..... (II.1.1)}$$

N ; 鉛直荷重

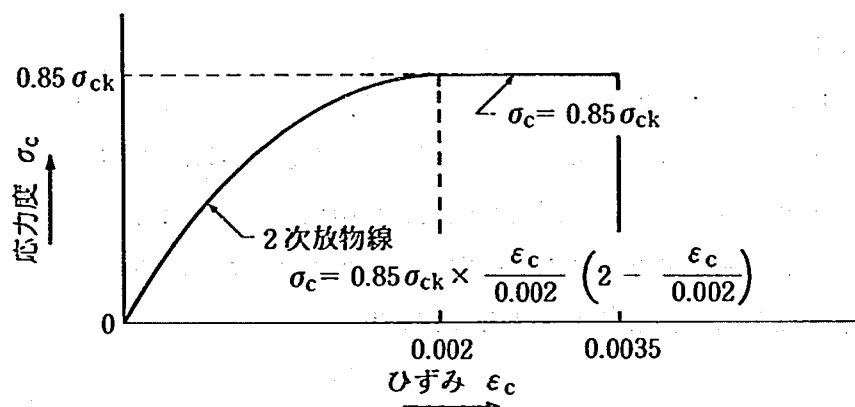
σ_{ck} ; コンクリート強度

ε ; 軸方向ひずみ

A_s ; 鋼管の断面積

E_s ; 鋼管のヤング係数

A_c ; コンクリートの断面積



図－II.1.1 コンクリートの応力度～ひずみ

さらに同図に，鋼管表面のフープ方向ひずみの理論線を示す。理論線は，鋼管とコンクリートの間に付着がない場合と，鋼管とコンクリートの間の付着が十分であり両者が一体として挙動すると仮定して求めたものである。

付着がない場合は次式でフープ方向ひずみが求められる。

$$\varepsilon_h = -\nu_s \cdot \varepsilon_x \quad \text{..... (II.1.2)}$$

ここに， ε_h ; フープ方向のひずみ

ν_s ; スチールのポアソン比 (0.3)

ε_x ; 軸方向ひずみ

一方，両者が一体として挙動する場合には次式で求められる。

$$\varepsilon_h = - \left(\nu_s - \frac{\nu_s - \nu_c}{\left(1 + (1 - \nu_c) \frac{t \cdot E_s}{R \cdot E_c} \right)} \right) \varepsilon_x \quad \text{..... (II.1.3)}$$

ここに、 t : 鋼管厚 R : 鋼管半径

ν_c : コンクリートのポアソン比

E_s, E_c : 鋼管, コンクリートのヤング係数

図-Ⅱ.1.6～図-Ⅱ.1.9より次のような点がコンクリート充填鋼管の圧縮部材の特性としてまとめられる。

- ① 式-(Ⅱ.1.1)で示した鉛直荷重と軸方向ひずみの関係は実測値を非常によく再現している。

しかしながら供試体B, Cに見られるようにコンクリートと鋼管が個々に鉛直荷重に抵抗するような場合、換言すれば、平面保持の仮定が成立しない場合は式-(Ⅱ.1.1)の理論値は小さめの軸方向ひずみを与える。

- ② 鋼管表面フープ方向ひずみについて見ると、供試体A, Dが両者が一体として挙動すると仮定した式-(Ⅱ.1.3)で求めた理論値によく一致している。一方、供試体B, Cは小さな鉛直荷重から付着がないと仮定した理論線に近づいている。

両者の相違はコンクリート強度の影響とも考え得るが、コンクリートの打設状況、養生方法、日数の影響が大きいと考えられ、供試体B, Cでは、コンクリートの乾燥収縮のために付着力が小さくなっている可能性が強い。

- ③ 軸方向ひずみとフープ方向ひずみの両者の関係を見比べると、鋼管とコンクリートが個々に鉛直荷重に抵抗するような状態になると式-(Ⅱ.1.1)で求めた軸方向ひずみの理論線から実測値が離れていくことがうかがえる。

3.2 はり一柱部材としての特性

写真-Ⅱ.1.2, 写真-Ⅱ.1.3に、載荷中および載荷後の供試体Dを示す。また写真-Ⅱ.1.4に、載荷中の固定端圧縮側の鋼管の局部座屈の様子、写真-Ⅱ.1.5, 写真-Ⅱ.1.6に、それぞれ載荷後の固定圧縮側、引張側のコンクリート内部の様子を示す。これらの写真に示すように供試体は、鋼管の局部座屈、コンクリートのはくり、コンクリートのひびわれを伴っているが両者の合成効果により、後述するように塑性域においても耐荷力を失なうことなく、十分なねばりを示している。

図-Ⅱ.1.10～図-Ⅱ.1.13に、それぞれ各供試体の水平荷重と水平変位の関係を示す。すべての供試体ともほぼ全塑性モーメントに等しい耐荷力(P_p)を確保している。

なお、全塑性モーメントの算出方法については I. コンクリート充填鋼管の曲げ部材としての耐荷力を参照されたい。

また、これらの図には、曲げひびわれ発生荷重の実測値と計算値、ならびに鋼管固定端圧縮側が降伏する状態の荷重(P_{syc})を示している。ここで曲げひびわれの発生荷重は、コンクリートの引張応力が一様に 30 kg/cm^2 になった場合に生じると仮定して求めたものである。さらにコンクリート断面を鋼断面に前記したヤング係数比を考慮し、全断面有効として求めた部材の荷重～変位関係の理論線と鋼管のみが曲げモーメントに抵抗するとして求めた理論

線を示す。

これらの図を見ると鋼管固定端圧縮側が降伏する付近まで水平荷重と水平変位はほぼ線形関係にあり、その後、水平変位が大きくなる傾向が認められる。部材の曲げ剛性に関しては、鋼管厚が薄い場合、すなわち供試体 A～C では小さな荷重状態でコンクリートの曲げ剛性が全体の曲げ剛性に寄与していることがわかる。しかしながら、コンクリートの曲げ剛性を定量的に評価するにあたっては、ヤング係数比 n をかなり大きくする必要がある。鋼管厚が厚い場合、このことは特に顕著であり、供試体 D では小さな荷重状態においても鋼管のみの曲げ剛性を考慮した理論線にほぼ一致していることからコンクリートの曲げ剛性はほとんど期待できないことがわかる。なお、供試体 A～C については全塑性モーメントに相当する水平荷重の作用時の水平変位は鋼管のみの曲げ剛性を考慮して求めた値と比較的よく一致することが今回の実験より確かめられた。

水平荷重と鋼管表面軸方向ひずみ、フープ方向ひずみ、コンクリートの軸方向ひずみとの関係を供試体 A～D に対してそれぞれ図－II. 1.14～図－II. 1.17 に示す。図中には前記した鋼管とコンクリートが一体となっている場合となっていない場合の鋼管表面フープ方向ひずみと水平荷重との関係を示す理論線を描いている。なお、同図において水平荷重 0 ton に対応するひずみは鉛直荷重載荷終了時の値を示したものである。

これらの図を見ると各供試体とも同様な荷重～ひずみ関係を有していることがわかる。鋼管表面のフープ方向ひずみは軸方向力の影響のために鋼管とコンクリートが一体となっていない場合の理論線にほぼ一致し、鋼管圧縮側が降伏する付近で徐々にその理論値から離れてかなり大きな値を示していることが認められる。

表 - II. 1. 1 供試体の諸元

TYPE	外 径 (mm)	鋼管厚 (mm)	高 さ (mm) (固定端と水平加 力点との距離)	使用鋼材	鋼 材 の 降伏強度 (kg/cm ²)	コンクリート 強 度 (kg/cm ²)	コンクリート のヤング係数 (kg/cm ²)
A	700	6	3500 (2920)	S M50Y	4400	271	2.59×10^5
B	700	6	3500 (2920)	S M50Y	4400	341	2.77×10^5
C	700	6	3500 (2920)	S M50Y	4400	436	3.01×10^5
D	700	12	3500 (2920)	S M50Y	4000	264	2.57×10^5

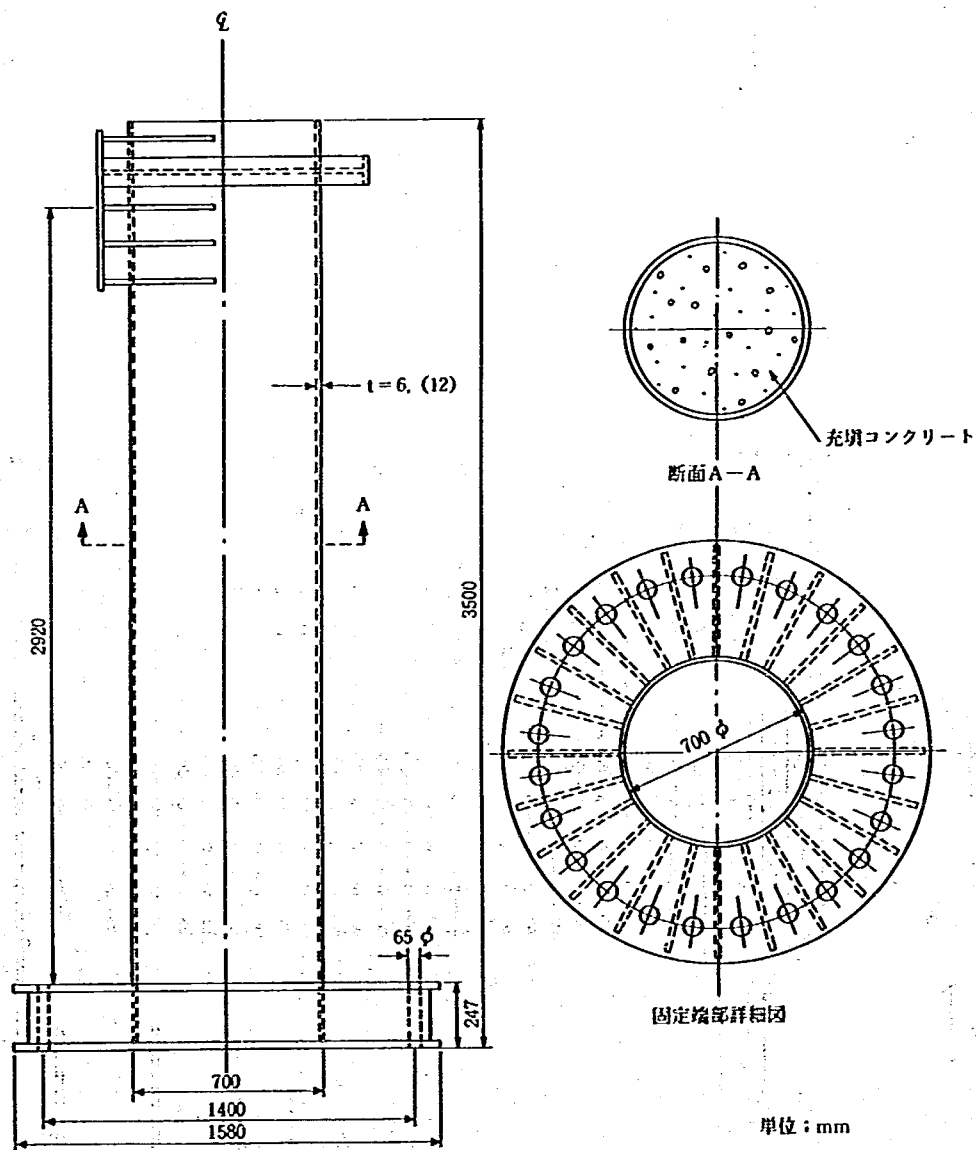


図 - II. 1. 2 供試体概要図

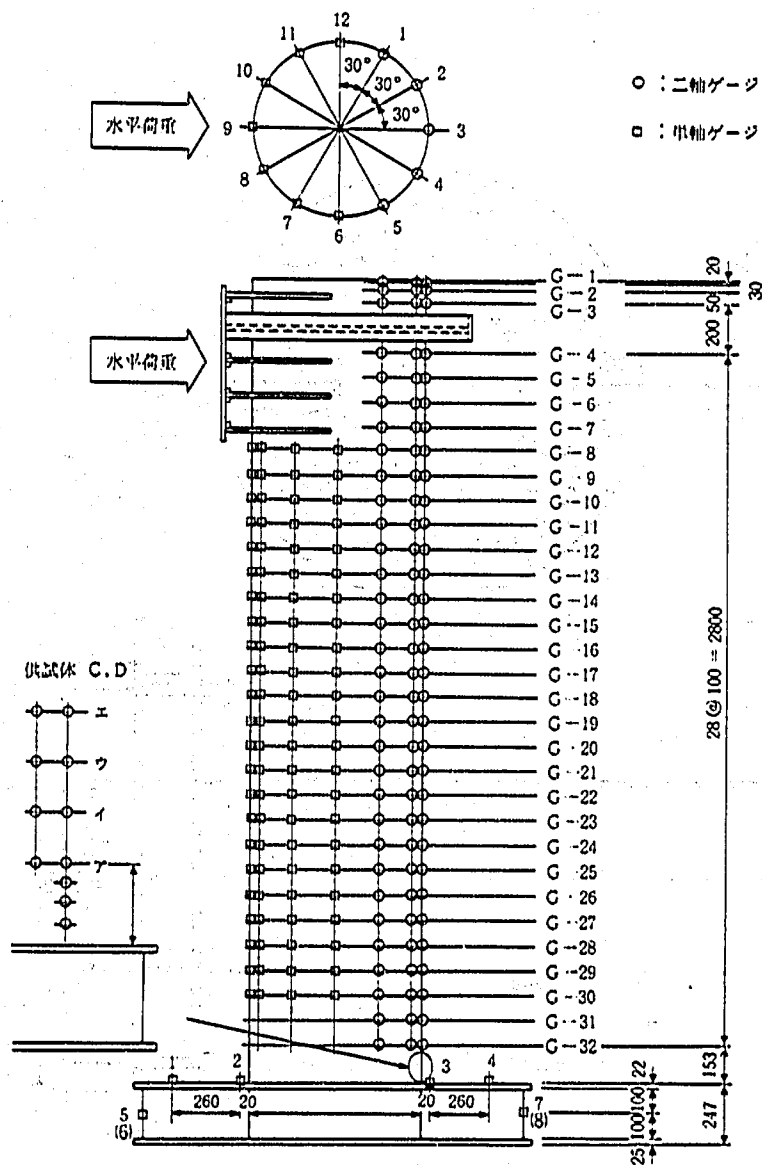


図 - II. 1. 3 鋼管表面ゲージ貼付位置

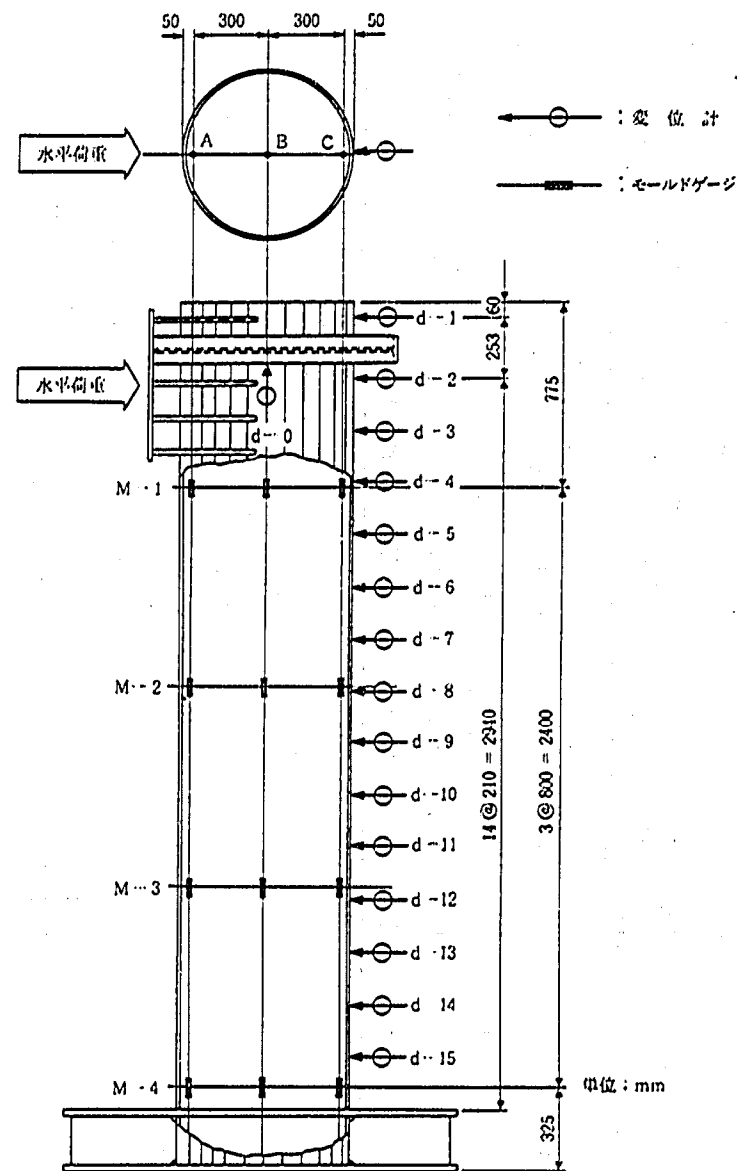


図 - II. 1. 4 モールドゲージ埋込位置および変位計取付位置

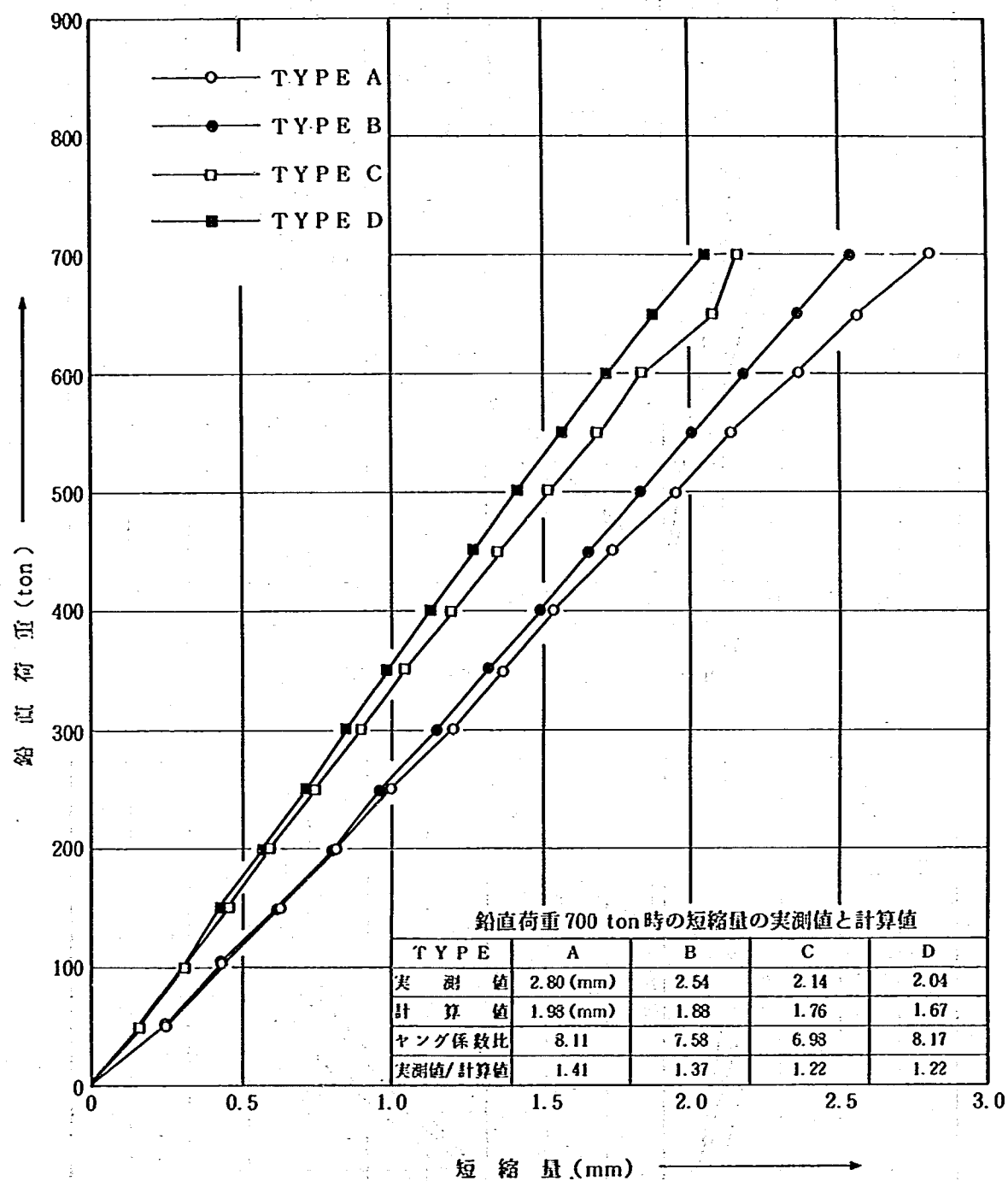


図 - II. 1. 5 鉛直荷重～短縮量

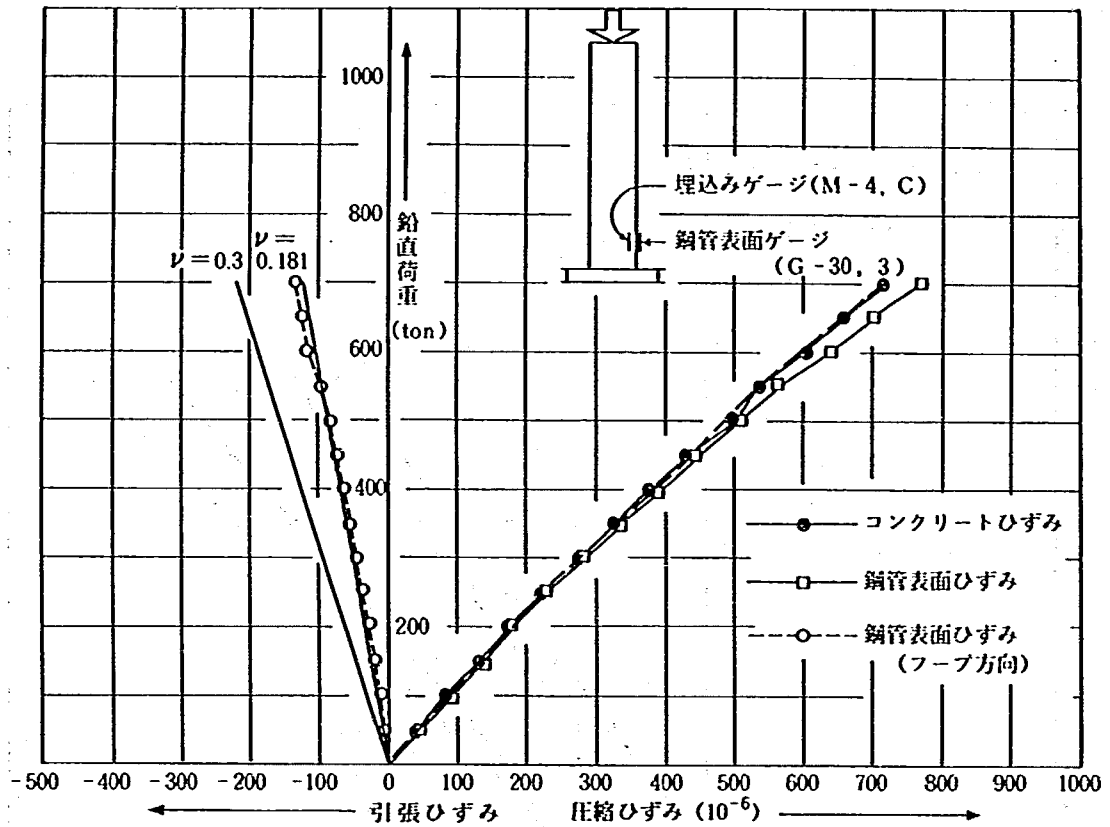


図-Ⅱ.1.6 鉛直荷重～ひずみ (タイプA)

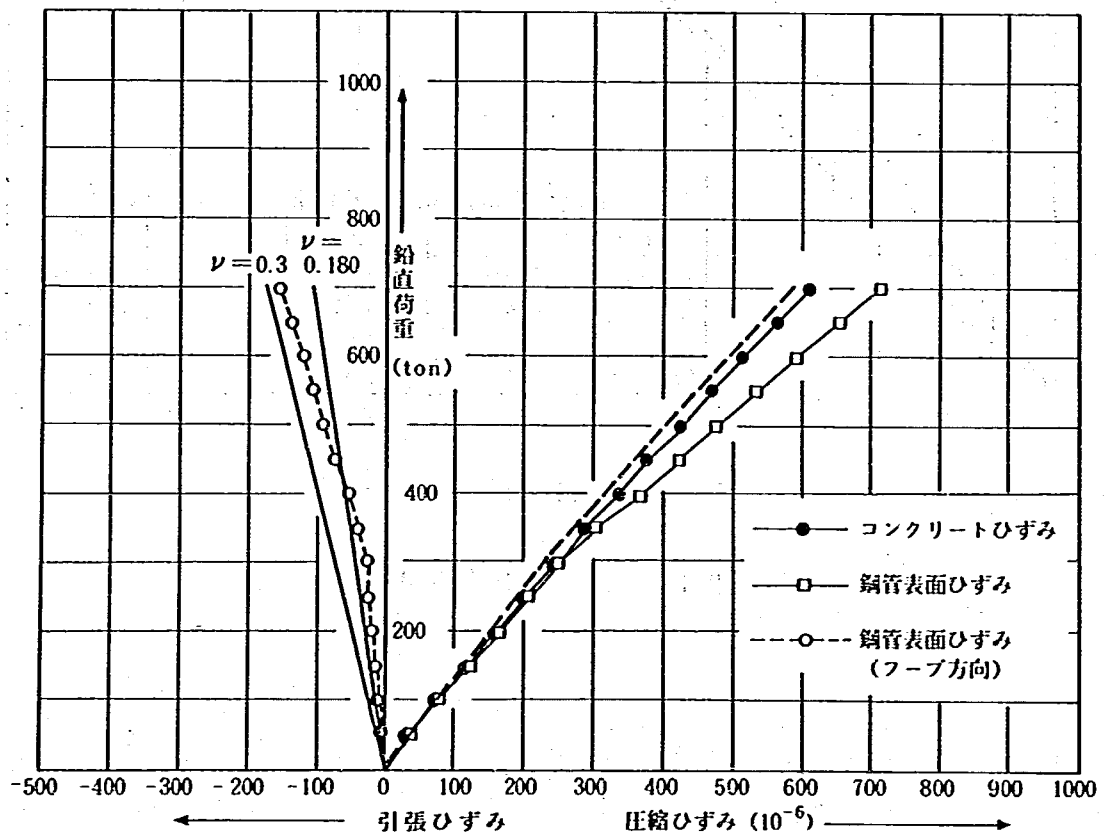


図-Ⅱ.1.7 鉛直荷重～ひずみ (タイプB)

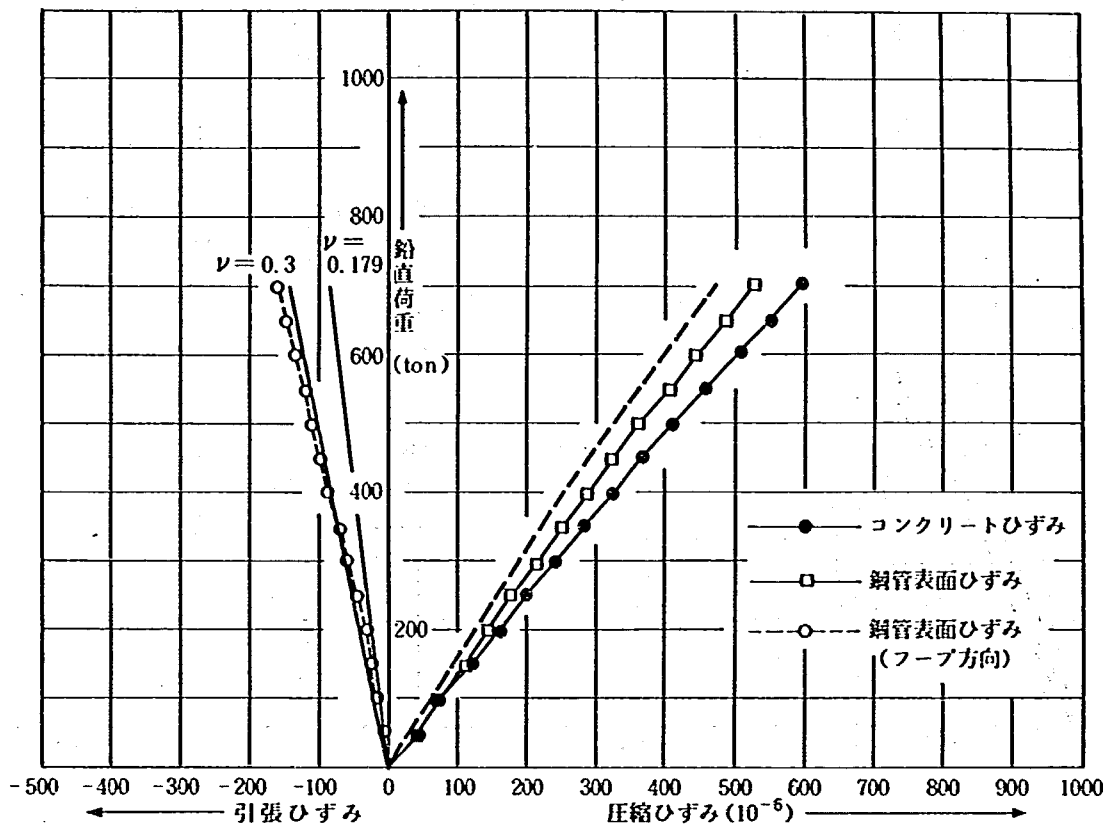


図-Ⅱ.1.8 鉛直荷重～ひずみ (タイプC)

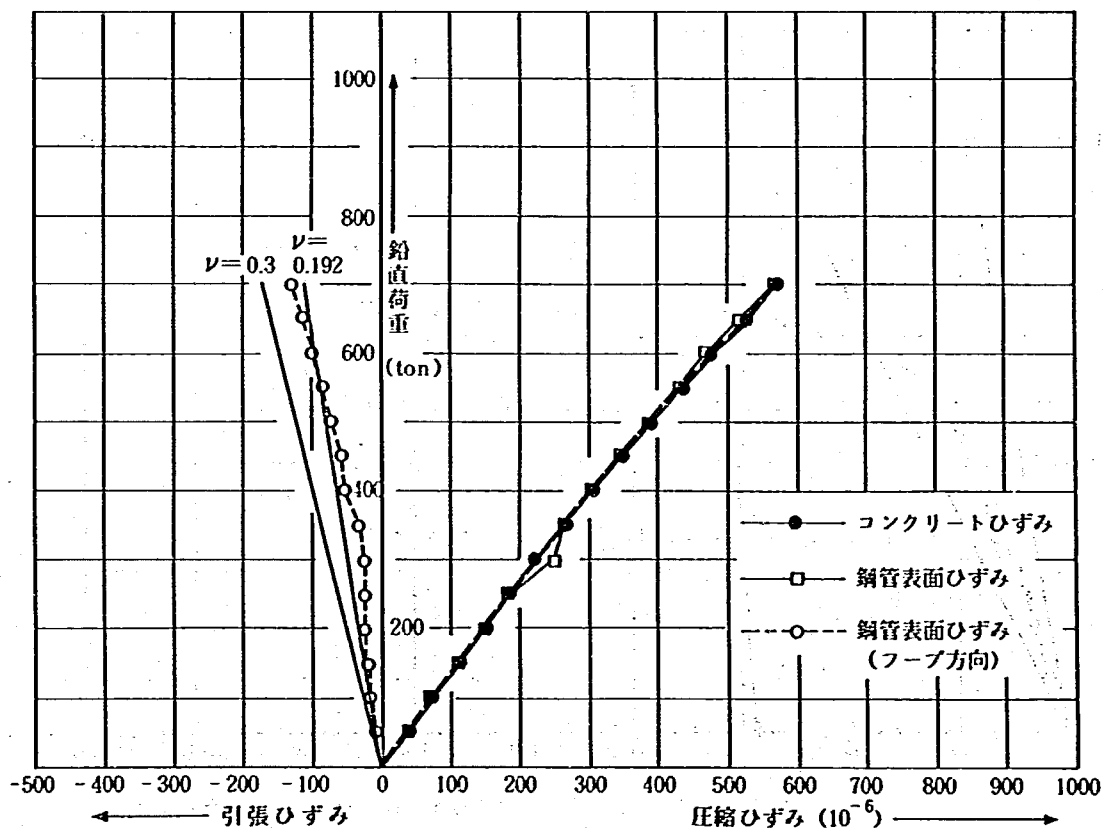


図-Ⅱ.1.9 鉛直荷重～ひずみ (タイプD)

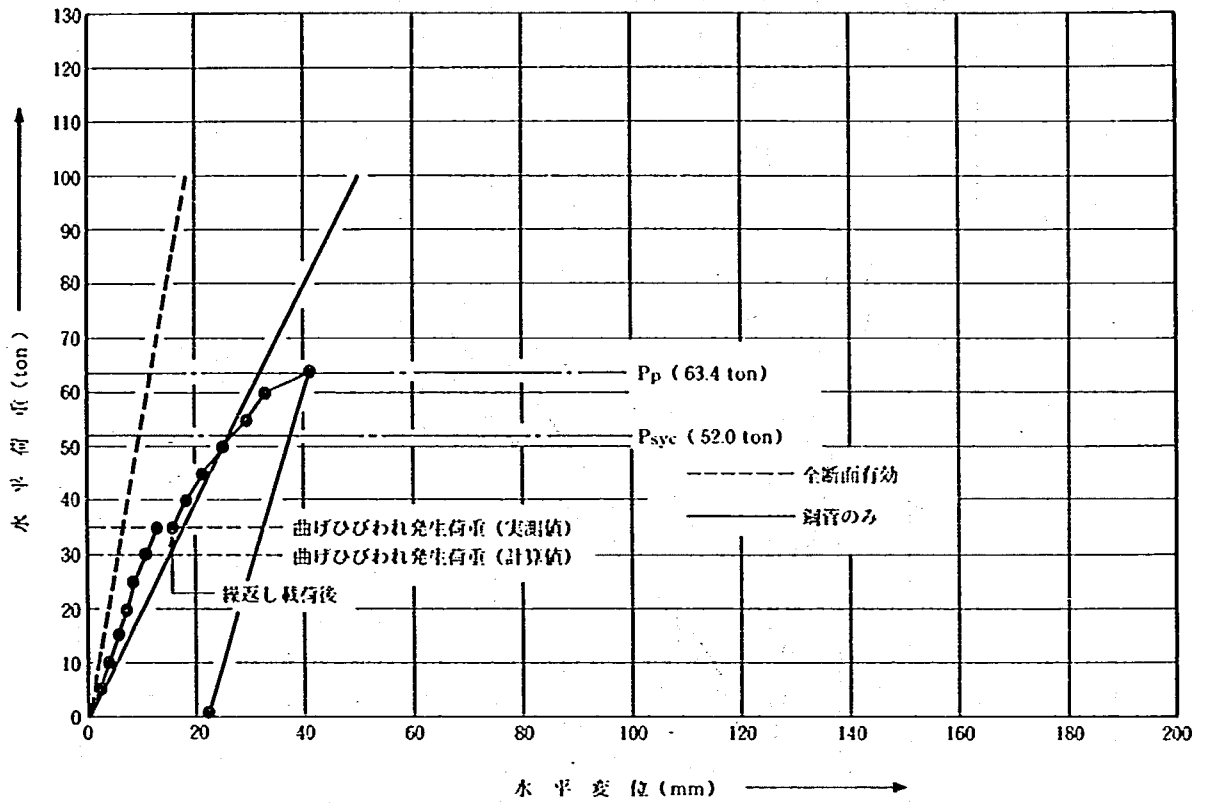


図 - II. 1. 10 水平荷重～水平変位 (タイプA)

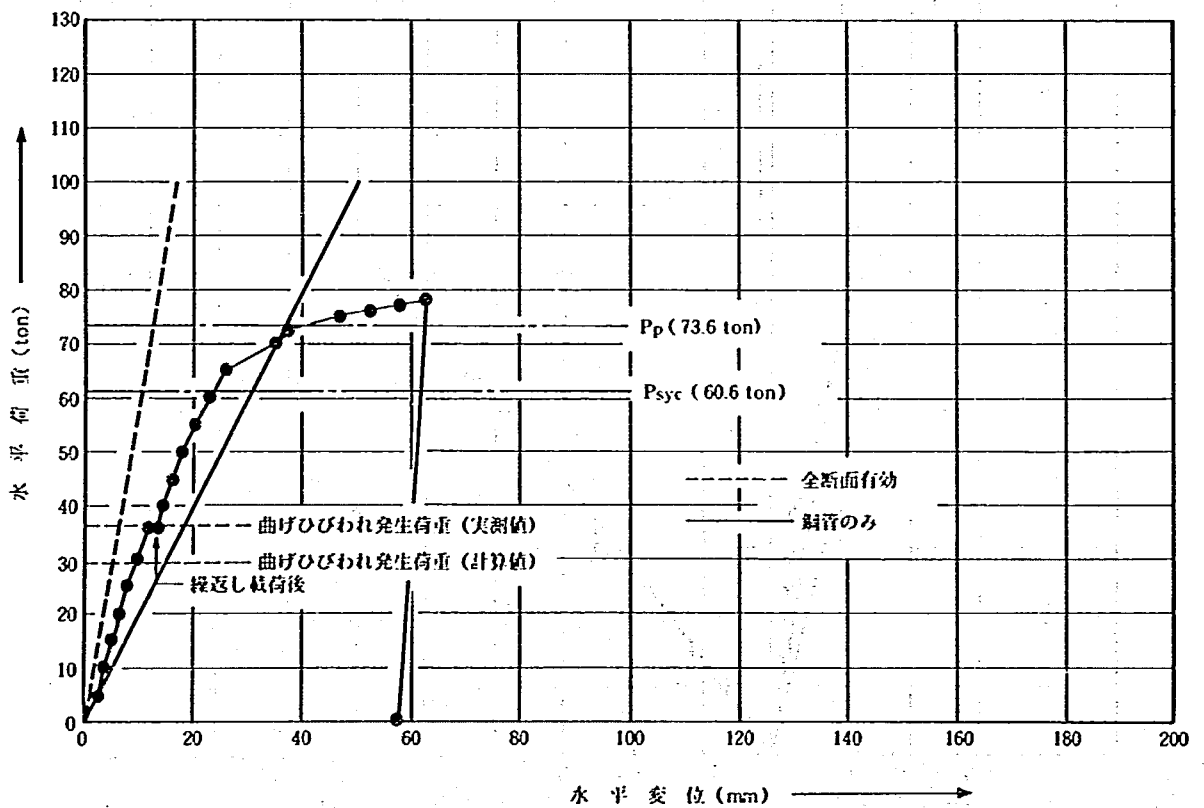


図 - II. 1. 11 水平荷重～水平変位 (タイプB)

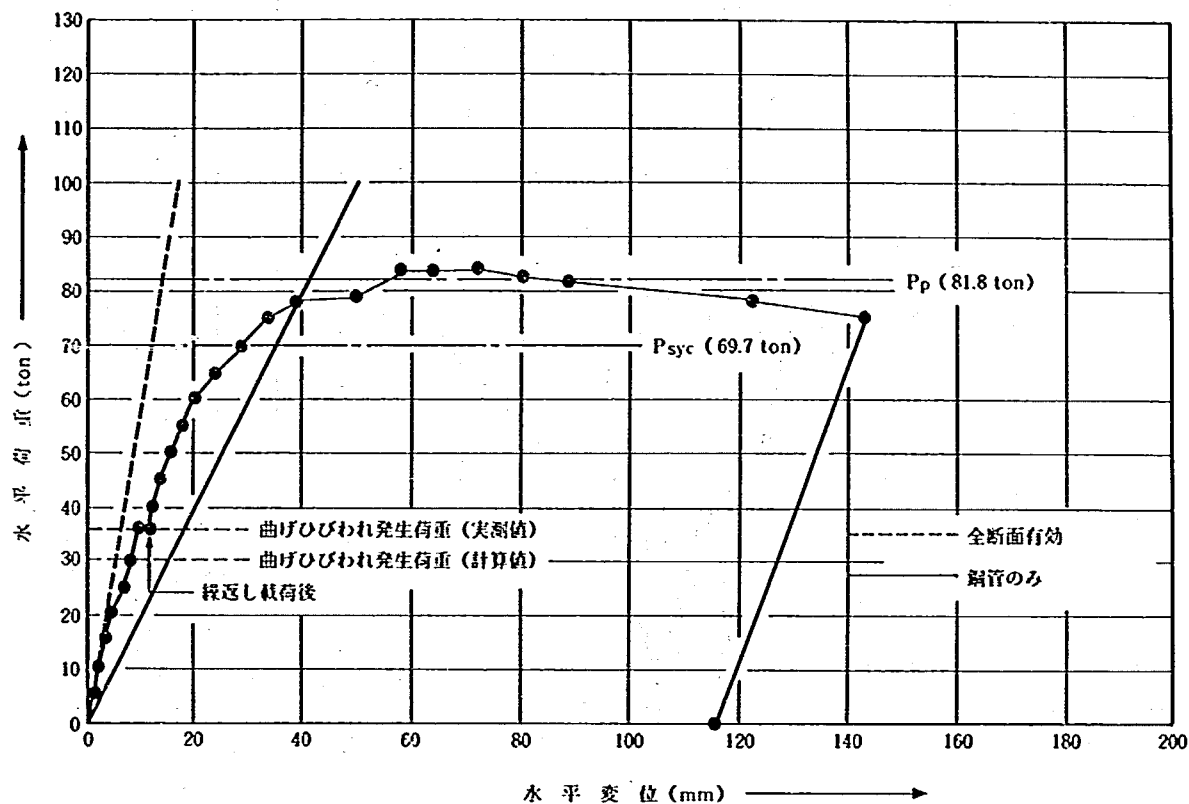


図 - II. 1. 12 水平荷重～水平変位 (タイプC)

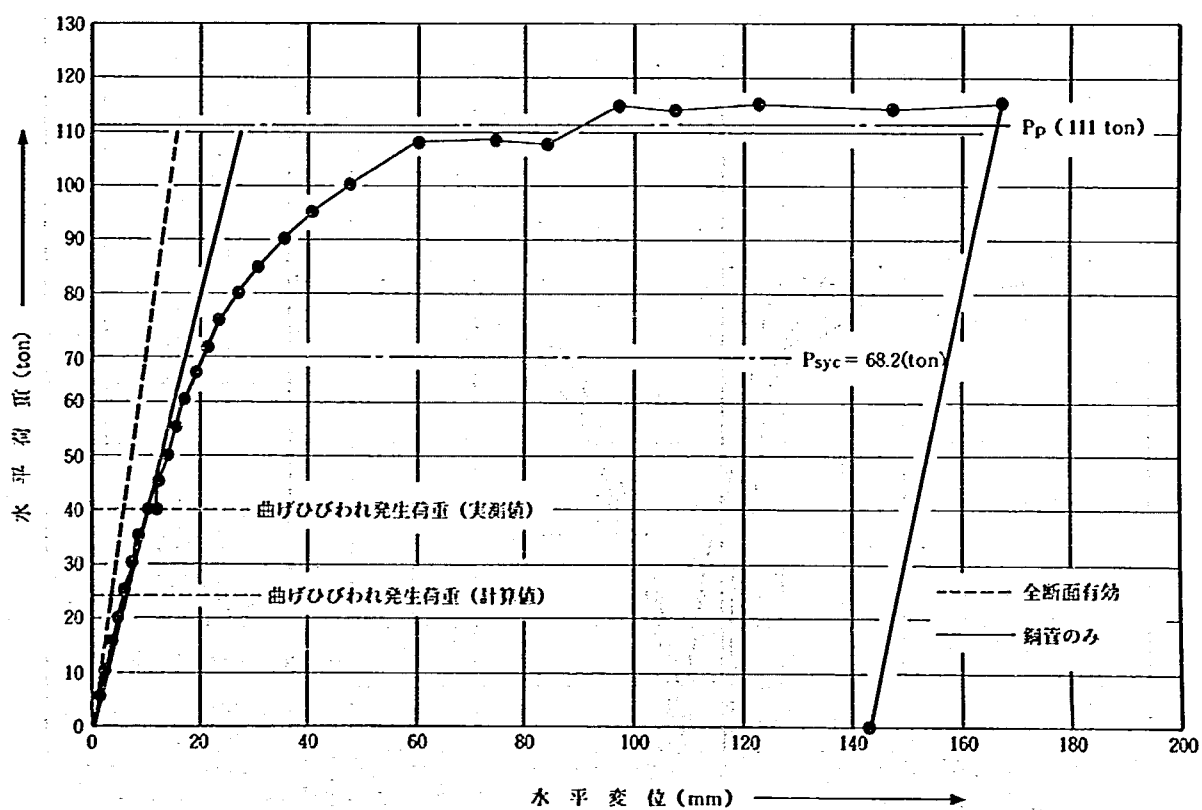


図 - II. 1. 13 水平荷重～水平変位 (タイプD)

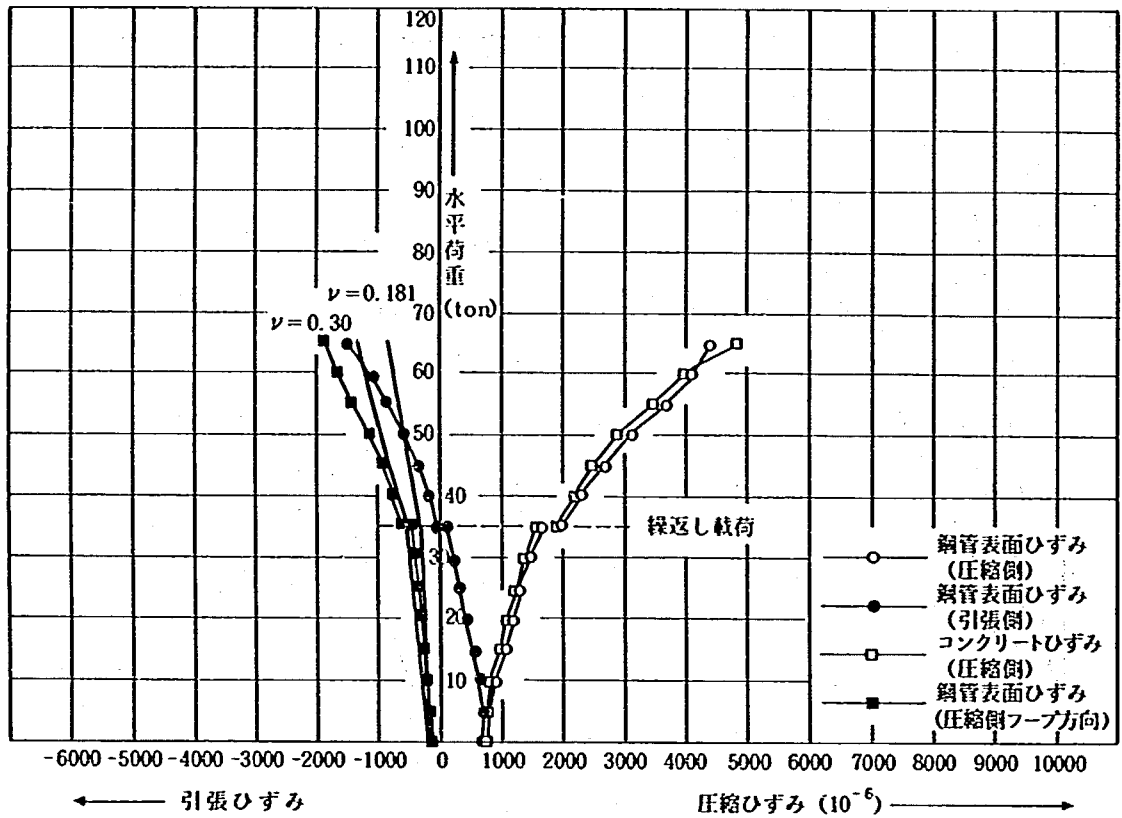


図 - II. 1. 14 水平荷重～ひずみ (タイプA)

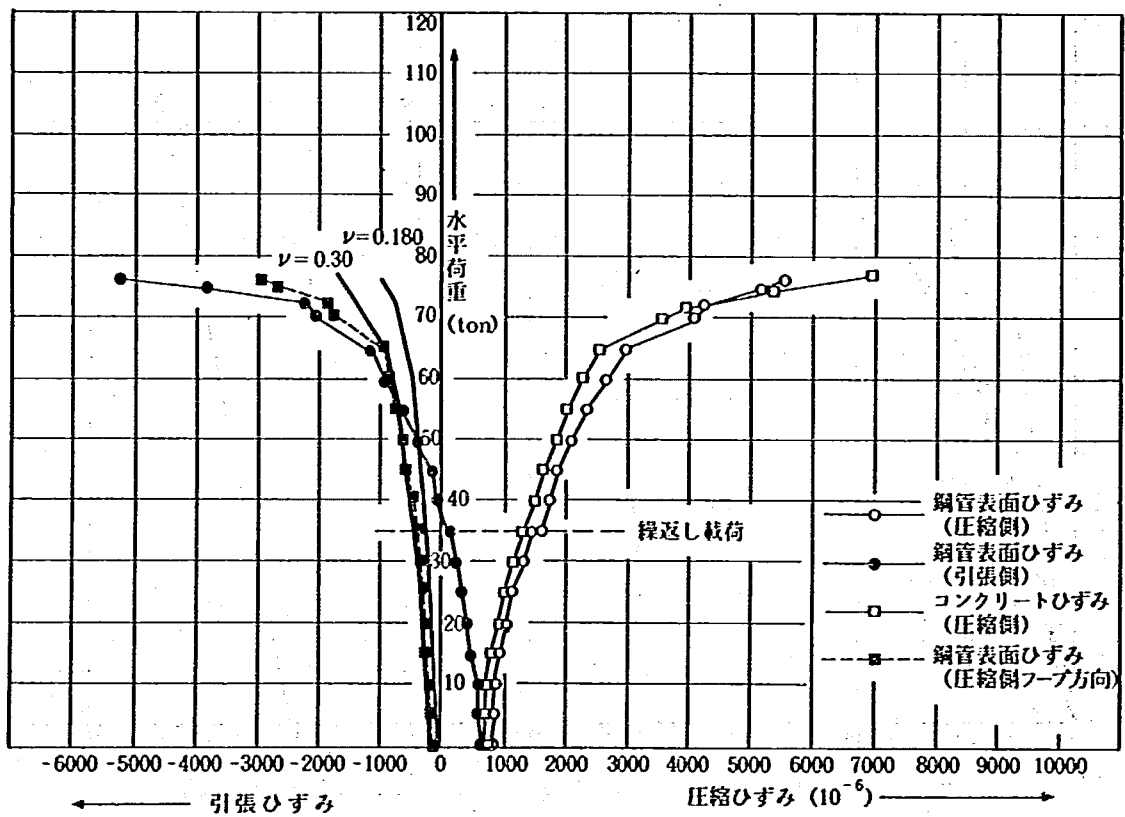


図 - II. 1. 15 水平荷重～ひずみ (タイプB)

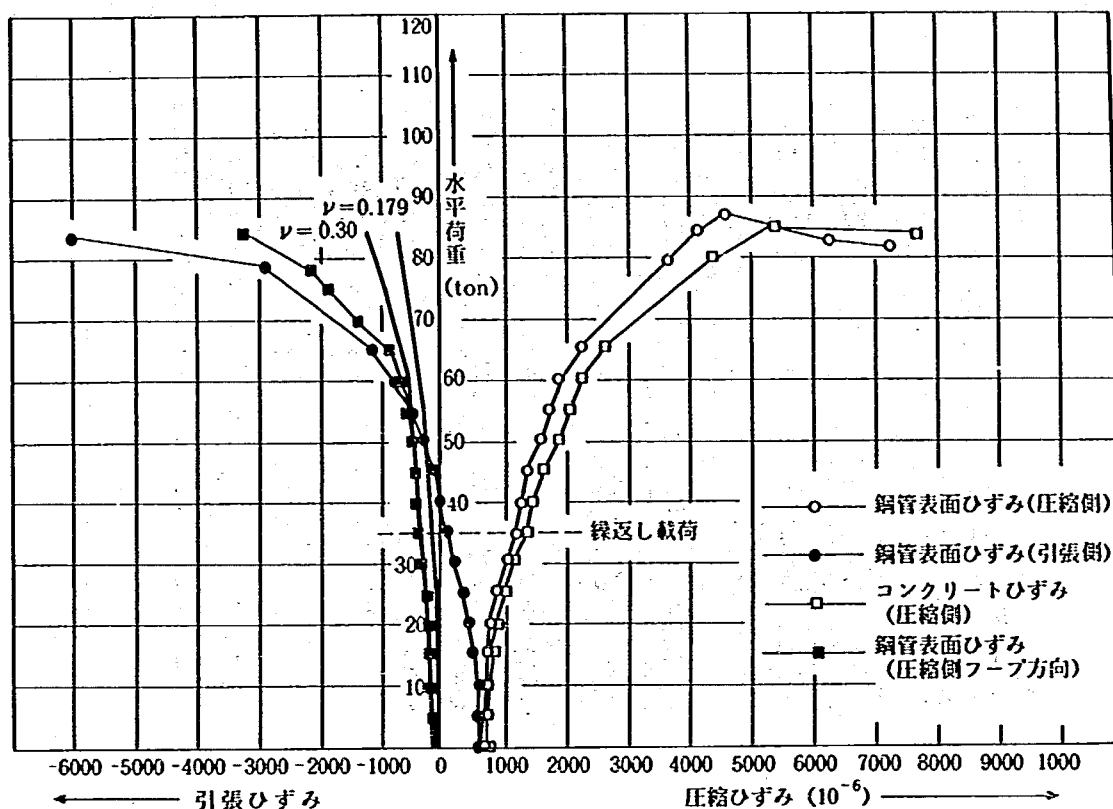


図 - II. 1. 16 水平荷重～ひずみ (タイプC)

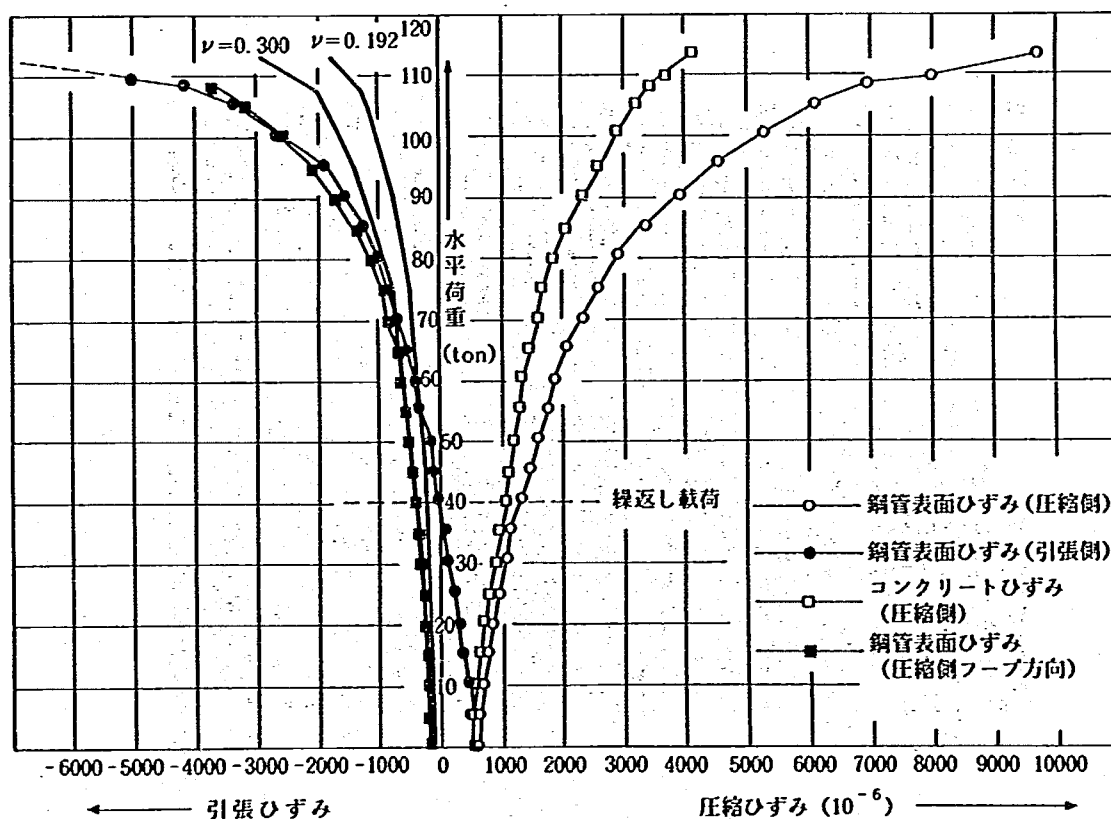
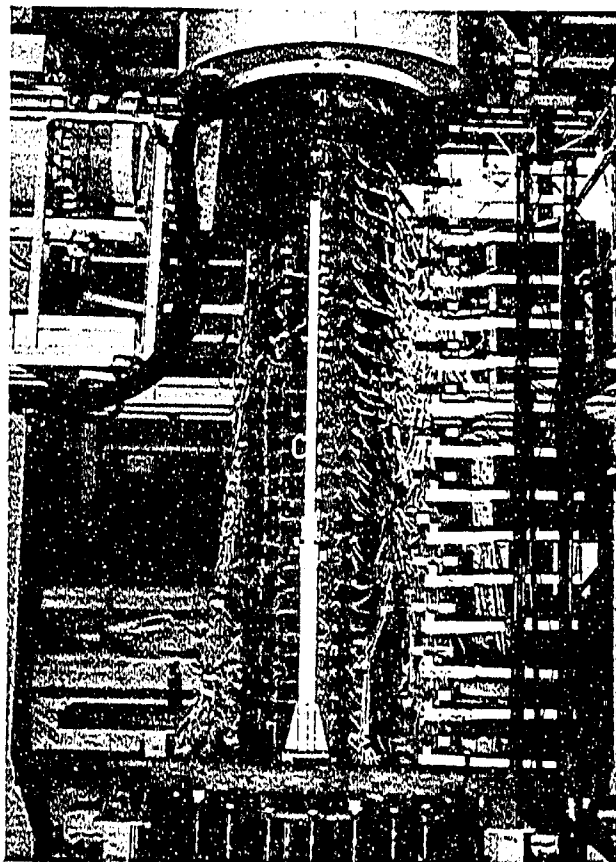
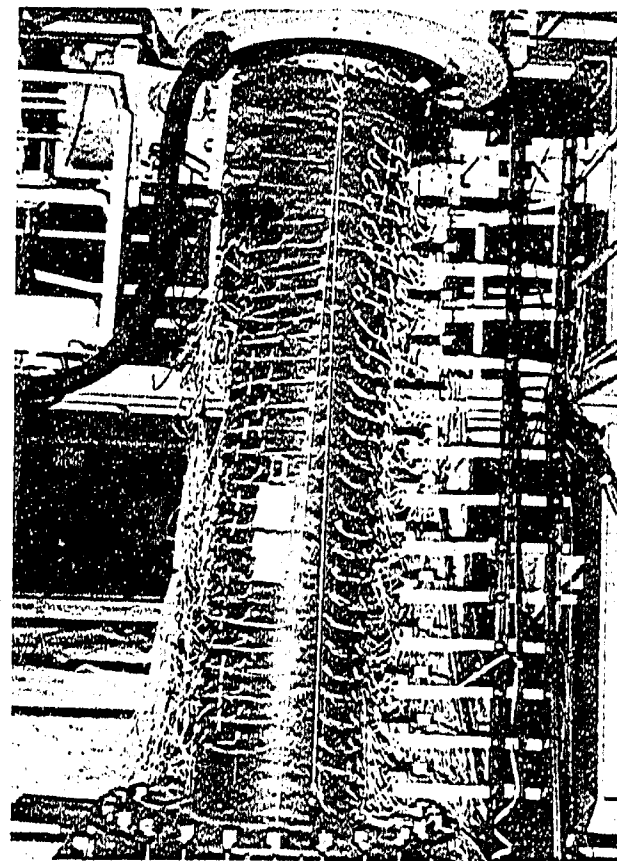


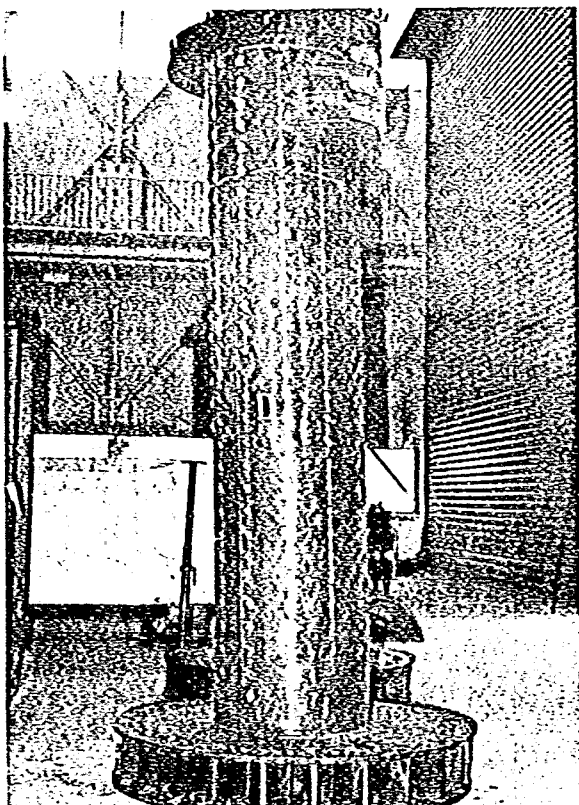
図 - II. 1. 17 水平荷重～ひずみ (タイプD)



写真－Ⅱ. 1. 1 供試体設置状況



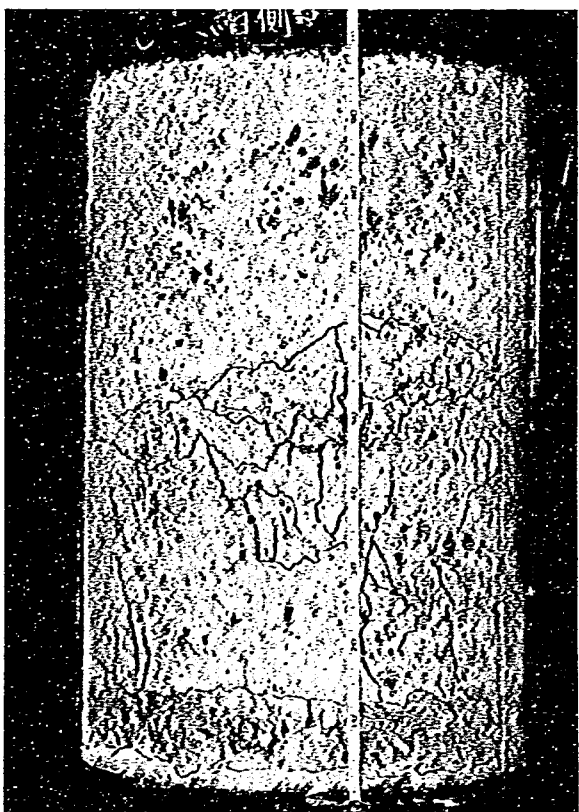
写真－Ⅱ. 1. 2 実験中の供試体



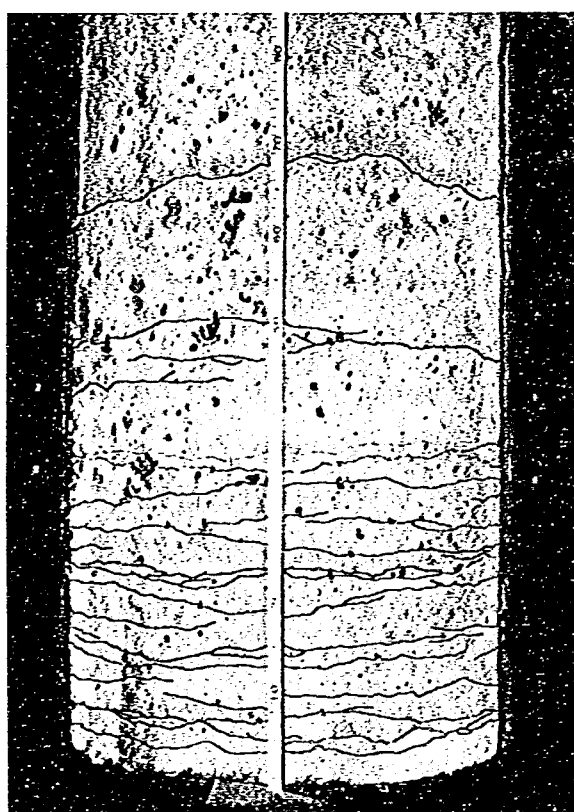
写真－Ⅱ.1.3 実験後の供試体



写真－Ⅱ.1.4 鋼管の局部座屈



写真－Ⅱ.1.5 コンクリートのはくり
(固定端圧縮側)



写真－Ⅱ.1.6 コンクリートのひびわれ
(固定端引張側)

II. 2 繰返し試験

1. 概 要

わが国において建設される橋梁の橋脚には、十分な耐震性が要求されるが、都市内の高速道路やモノレールの橋脚は、既存の道路上に設置されることが多く、滑らかな交通流を確保するために、その寸法がかなり制限される。このため、すぐれたじん性と高い耐荷力を有するコンクリート充填鋼管の実橋脚への適用が期待されている。

前章までにおいて、それぞれ主として静的荷重に対するはり、はり－柱部材の実験結果の報告を行ったが、コンクリート充填鋼管は、鋼とコンクリートの合成柱として、すぐれたじん性と高い耐荷力を有していることが確認されている。

しかしながら、このコンクリート充填鋼管を実橋脚に適用するまでには、次のような事項について検討を加えておく必要があると考えられる。

- ① 地震の影響のような繰返し荷重に対するコンクリート充填鋼管の耐荷挙動
- ② 理論的な検討に基づいたコンクリート充填鋼管の耐荷力の算定方法

このようなことから、はり－柱部材を対象とした繰返し載荷実験と Von Karman によって開発された柱たわみ曲線法（CDC 法）による理論的な検討を行った。

2. 実験方法

2.1 供試体

繰返し載荷試験に際しては、表－II.2.1 に示すような A－2 から D－2 の 4 体のはり－柱供試体の製作を行った。それらの形状、寸法を図－II.2.1 に示す。なお、同表の A－1 から D－1 は II.1 静的試験のはり－柱試験に用いた供試体であり、ここでは、CDC 法による計算結果とそれらの実験結果を比較するために参考として示している。

鋼管は A－2 から C－2 の供試体については厚さ 6 mm の鋼板を、D－2 については 12 mm の鋼板を、それぞれロール加工によって製作している。したがって、径厚比は A－2 から C－2 では 116.7、D－2 では 58.3 である。すべての供試体ともコンクリートの圧縮強度は 279 kg/cm^2 であり、また鋼管とコンクリートの間には、スタッドを配置していない。

2.2 繰返し載荷試験の方法

繰返し載荷試験は土木研究所に設置されている大型構造部材二軸載荷試験装置を用いて行った。まず、供試体を所定の位置に置き、下端をボルトにより結合、固定した。その後、上端から鉛直荷重を加えた。鉛直荷重の大きさとしては、それぞれ A－2 では 500 ton、B－2 では 700 ton、C－2 では 900 ton、D－2 では 900 ton である。

水平荷重は、一定鉛直荷重作用下の状態で鋼管の下端が降伏するまで荷重制御方式で加えた。一方、繰返し載荷試験は、図－II.2.2 に示すように変位制御方式で行った。実験に際しては、鋼管表面の軸方向ひずみ、フープ方向ひずみ、またコンクリートの軸方向ひずみを測定している。

3. 解析的検討の概要 (CDC法)

コンクリート充填鋼管は優れたじん性と高い耐荷力を有している。しかしながら、このような特徴を実設計に反映するには、耐荷力の計算方法を確立する必要がある。そこで、今回、CDC法による理論的なアプローチを試みた。計算では、鋼管内のコンクリートの応力-歪関係の評価が重要であると考え、種々の関係を仮定している。以下にCDC法の概要を述べる。

3.1 計算上の仮定

計算にあたっては、次のような仮定を設けている。

- (1) 鋼管とコンクリートの境界においてすべりは生じない。すなわち、軸方向ひずみの分布は平面保持の仮定に従うものとする。
- (2) 鋼の応力-ひずみ関係は、図-Ⅱ.2.3に示すような関係に従うものとする。
- (3) セン断破壊や局部座屈は生じないものとする。
- (4) コンクリートの引張強度は無視できるものとする。

3.2 計算方法

3.2.1 作用力と変位の関係

図-Ⅱ.2.4に解析モデルおよび作用力と変位の定義を示す。解析モデルを軸方向に小さな要素に分割すると、断面*i*でのたわみ角 θ_i 、たわみ W_i および曲げモーメント M_i はそれぞれ次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \theta_i &= \theta_{i-1} - (x_i - x_{i-1}) \phi_{i-1/2} \\ W_i &= W_{i-1} - (x_i - x_{i-1}) \theta_{i-1} + \frac{1}{2} (x_i - x_{i-1})^2 \phi_{i-1/2} \\ M_i &= P_H \cdot x_i + P_V \cdot W_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (Ⅱ.2.1)$$

ここで、 $\phi_{i-1/2}$ ：断面*i*と断面*i-1*間の中央断面の曲率

計算にあたっては、上端のたわみ角の初期値を解析モデルを弾性体と仮定して求めている。そして順次、任意断面のたわみ角を式-(Ⅱ.2.1)によって求めた。ただし、下端のたわみは零でなければならないので、ニュートン・ラフソン法によって逐次、下端のたわみ角が許容値以下になるように上端のたわみ角を修正している。

3.2.2 曲率とひずみの関係

任意断面を図-Ⅱ.2.5に示すように微小要素に分割すると点 s_k のひずみ ϵ_{sk} は、次式によって求められる。

$$\epsilon_{sk} = \phi (Z_{sk} - e) \dots\dots\dots (Ⅱ.2.2)$$

ここに、 ϕ ：曲率、 e ：偏心距離

Z_{sk} ：点 s_k と断面図心の間の距離

3.2.3 力のつり合い

鋼の応力は、図-Ⅱ.2.3に示す応力-ひずみ関係から求められる。一方、コンクリートの応力は、仮定した応力-ひずみ関係から求められる。したがって、任意断面の外力と内力の

差は次のようになる。

(1) 軸方向力に対して

$$f_P(\phi, e) = P_V - \left\{ \sum_{k=1}^m \sigma_{sk} \cdot A_{sk} + \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \right\}$$

(2) 曲げモーメントに対して,

$$f_M(\phi, e) = M_{i-1/2} - \left\{ \sum_{k=1}^m \sigma_{sk} \cdot Z_{sk} \cdot A_{sk} + \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot Z_{cj} \cdot A_{cj} \right\}$$

..... (II. 2.3)

3. 2. 4 曲率と偏心距離の逐次近似

上式における $f_P(\phi, e)$ と $f_M(\phi, e)$ は、力のつり合いを満足するためには零にならなければならない。したがって、2変数 ϕ, e に対するニュートン・ラフソン法によって、それらの値を零に収束させている。ただし、ここでは ϕ と e の初期値を弾性計算で与えている。

4. 実験結果とその考察

すべての供試体でひずみの測定ができた下端から 883 mm 離れた断面における鋼管が降伏する時の曲げモーメントと上端の変位量が $4 \delta y$ (δy ; 降伏変位) になる時の曲げモーメントを表 II. 2. 2 に示す。また、図 II. 2. 6 に、繰返し載荷試験を行った A-2 から D-2 の水平荷重と水平変位の関係を示す。ここで同図には、鋼管のみの曲げ剛性を評価した荷重変位関係 S-線と鋼管とコンクリートの両方の曲げ剛性を考慮した S+C-線を示す。

鋼管降伏時曲げモーメントの計算値は、コンクリートの引張強度を無視し、コンクリートの応力-歪関係を図 II. 2. 7 (a) に示す道路橋示方書に示されている関係を用い、さらにスチールの応力-歪関係を図 II. 2. 3 に示すバイ・リニア-であると仮定して逐次近似によって求めたものである。

まず、鋼管降伏時曲げモーメントに関しては、鋼管厚の厚い D-1, D-2 そして鉛直荷重が大きい C-2, D-2 を除いて計算値がよく実測値と一致している。D-1, D-2 および C-2 の計算値が実測値より小さくなる理由としては、次のような点が考えられる。

- (1) 鉛直荷重が大きくなるにしたがって、実際のコンクリートの応力-ひずみ関係と仮定した同関係の差が大きくなる。
- (2) 鋼管厚が厚い場合、鋼管とコンクリートの間の境界でずれが生じ易くなり、その結果、後述するように平面保持の仮定が満足されにくくなる。

上端の変位が $4 \delta y$ になる時の曲げモーメントに関しては、水平荷重のみによる実測値は、D-1, D-2 および C-2 を除いて計算値より若干小さくなっている。しかしながら、鉛直荷重による二次曲げモーメントを厳密に考慮した実測値は、すべての供試体とも計算値より大きくなっている。なお、ここで計算値は全塑性抵抗曲げモーメントを表わしている。したがっ

て、はり一柱部材の耐荷力は、コンクリート強度、鋼管厚、繰返し荷重の影響には関係なく、全塑性抵抗曲げモーメント程度であることが認められる。

じん性に関しては、A-1とB-2の実験結果がほぼ同じであることより、繰返し荷重の影響は認められなかった。ここでA-1とB-2は、ほぼ同じコンクリートの圧縮強度と鋼管厚を有している。また、図-II.2.6に示すように繰返し載荷後、若干の荷重低下が見られるが、その荷重変位関係は優れたねばりが確保されていることを示している。

このように、コンクリート充填鋼管は静的荷重に対するのと同様、繰返し荷重に対しても高い耐荷力と優れたじん性を有していることがわかる。

図-II.2.8(a)から図-II.2.8(b)に、先のはり一柱試験から得られたA-1からD-1の荷重変位関係を示す。前述のごとく、今回、コンクリート充填鋼管の荷重変位関係を追跡するためにCDC法による理論的アプローチを試みた。同図には、2つの曲線を示している。1つは図-II.2.7(a)に示すコンクリートの応力-歪関係を用いて描いたものであり、他の1つは、図-II.2.7(b)に示す関係に基づいて描いたものである。

解析結果と実験結果を比較すると、良好な結果は後者の関係を用いた場合に得られることがわかる。ただし、D-1については高荷重の領域において、解析結果と実験結果の間に差が認められる。また、その曲げ剛性は鋼管のみの曲げ剛性を評価した場合に、ほぼ等しくなっている。この理由としては、前述したように平面保持の仮定が満足されないためと考えられる。例えば、図-II.2.9に示すようにB-1がなめらかな分布を示しているのに対して、D-1のひずみ分布には鋼管とコンクリートの境界において段差が見られる。

5. 結 論

繰返し載荷試験とCDC法による解析的アプローチによって次のような結果が得られた。

- (1) コンクリート充填鋼管は、繰返し荷重に対しても全塑性抵抗曲げモーメント程度の高い耐荷力と、すぐれたじん性を有している。
- (2) コンクリート充填鋼管の荷重変位関係は、CDC法によって追跡することが可能であるが、コンクリートの応力-ひずみ関係については、より詳細な検討を加える必要がある。

表 - II. 2. 1 供試体の諸元

Specimen	Diameter (mm)	Thickness of Steel Tube (mm)	Height (Span Length) (mm)	Grade of Steel	Yield Strength of Steel (kg/cm ²)	Young's Modulus of Concrete (kg/cm ²)	Remark
A - 1	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.59×10^5	
B - 1	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.77×10^5	
C - 1	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	3.01×10^5	
D - 1	700	12	3500 (2920)	SM53	4000	2.57×10^5	
A - 2	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.62×10^5	Repeative Loading
B - 2	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.62×10^5	Repeative Loading
C - 2	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.62×10^5	Repeative Loading
D - 2	700	12	3500 (2920)	SM53	4000	2.62×10^5	Repeative Loading

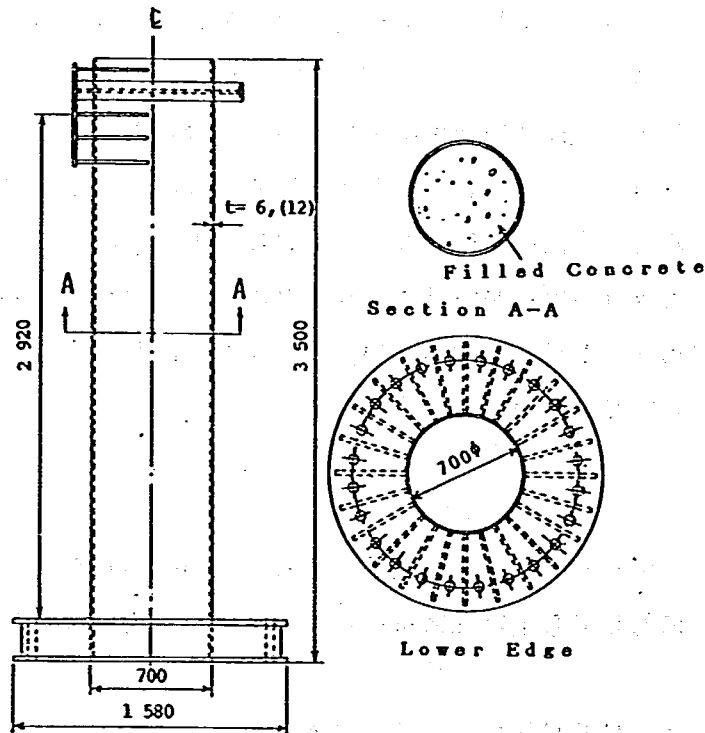


図 - II. 2. 1 供試体の形状, 寸法

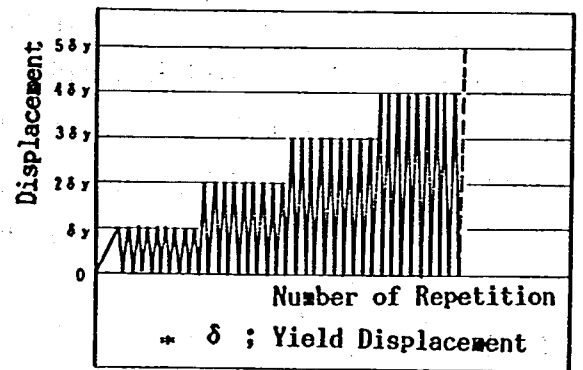
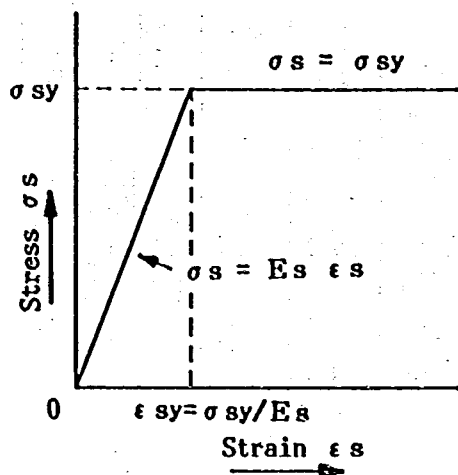
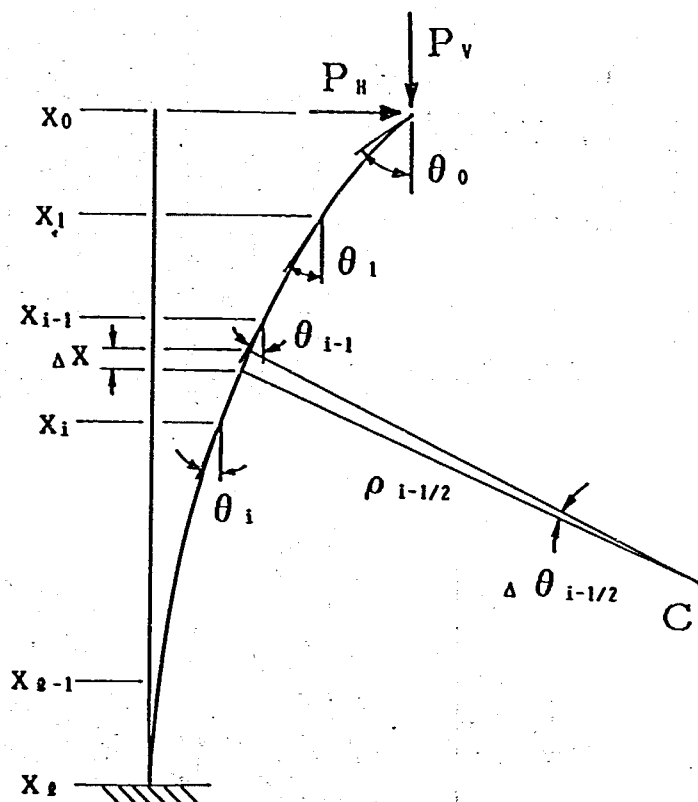


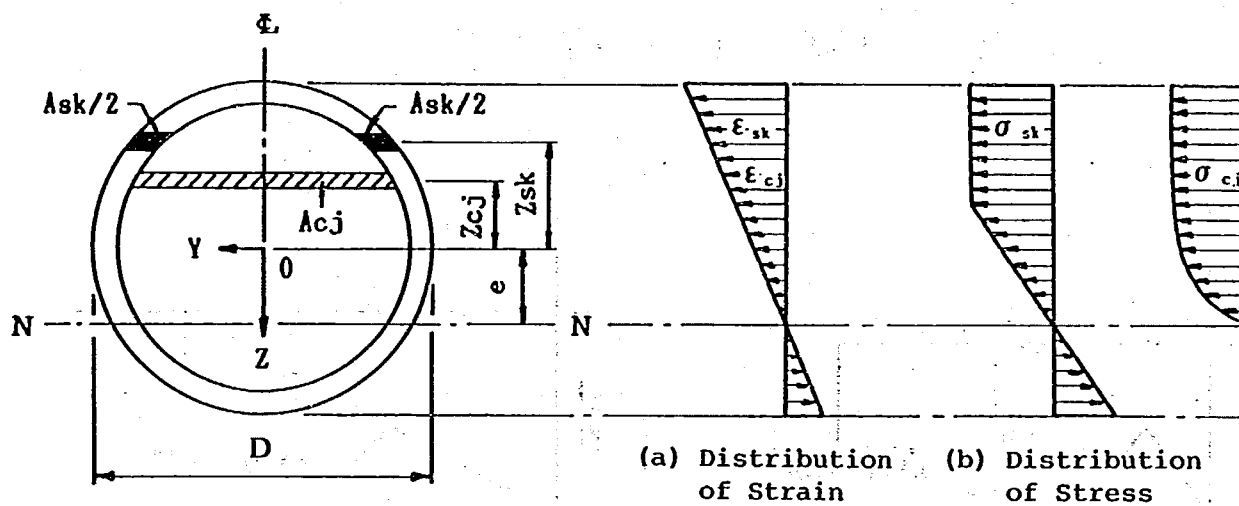
図 - II. 2. 2 繰返し載荷試験の方法



図－Ⅱ.2.3 鋼の応力－ひずみ
関係の解析モデル



図－Ⅱ.2.4 作用力と変位の定義

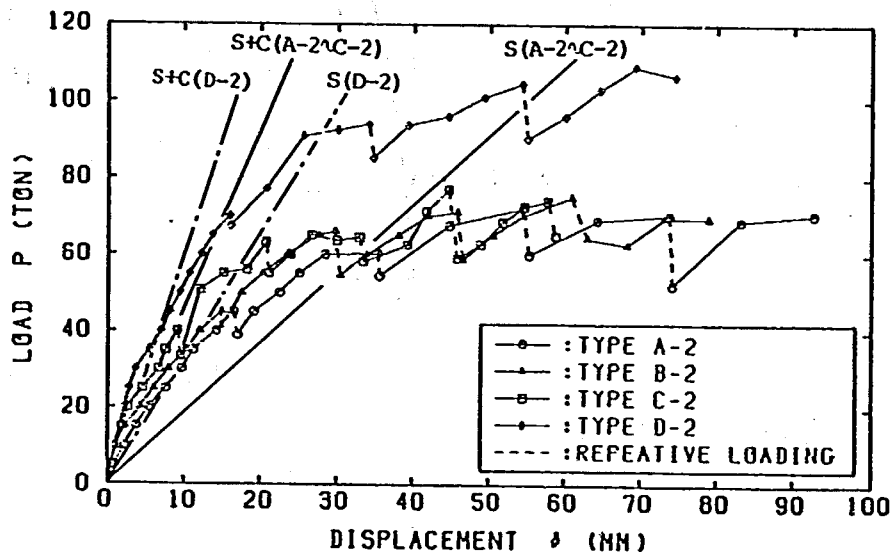


図－Ⅱ.2.5 断面内の応力とひずみの分布

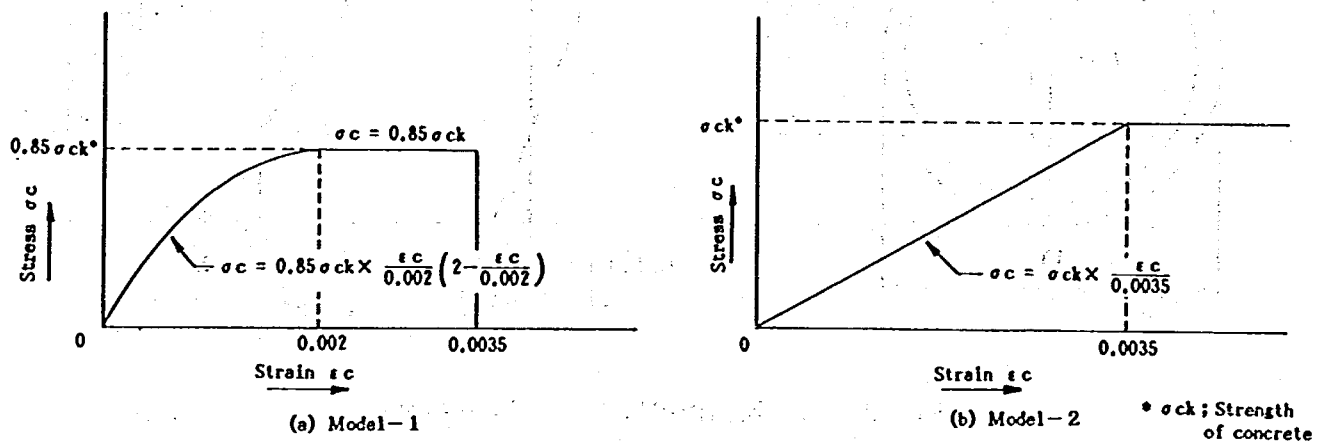
表－II. 2. 2 載荷試験結果

Type		A-1	B-1	C-1	D-1	A-2	B-2	C-2	D-2
Axial Force N (ton)		700	700	700	700	500	700	900	900
Strength of Concrete (kg/cm ²)		271	341	436	264	279	279	279	279
Thickness of Steel Tube (mm)		6	6	6	12	6	6	6	12
Bending Moment at which steel tubes yield (ton-m)	Measured Values (M _m)	93.6	118.7	155.6	158.1	112.0	114.0	113.0	179.0
	Calculated Values (M _c)	98.9	123.5	151.2	136.0	119.0	101.0	76.0	119.0
	M _m / M _c	0.95	0.96	1.03	1.16	0.94	1.13	1.49	1.50
Bending Moment at which the displacement at upper edge becomes 4δ y (ton-m)	Measured Values (M _m)	187.0	228.0	239.0	315.0	204.0	190.0	225.0	312.0
	M _m + N · 4 δ y	215.0	270.0	295.0	371.0	238.0	233.0	267.0	381.0
	Calculated Values (M _c)	197.0	230.0	250.0	300.0	209.0	202.0	173.0	280.0
	M _m / M _c	0.95	0.97	0.96	1.05	0.98	0.94	1.30	1.11
(M _m + N · 4 δ y) / M _c		1.09	1.17	1.18	1.24	1.14	1.15	1.54	1.36

Note; δ y, the displacement at which steel tubes yield



図－II. 2. 6 水平荷重と水平変位の関係



図－II. 2. 7 コンクリートの応力－ひずみ関係の解析モデル

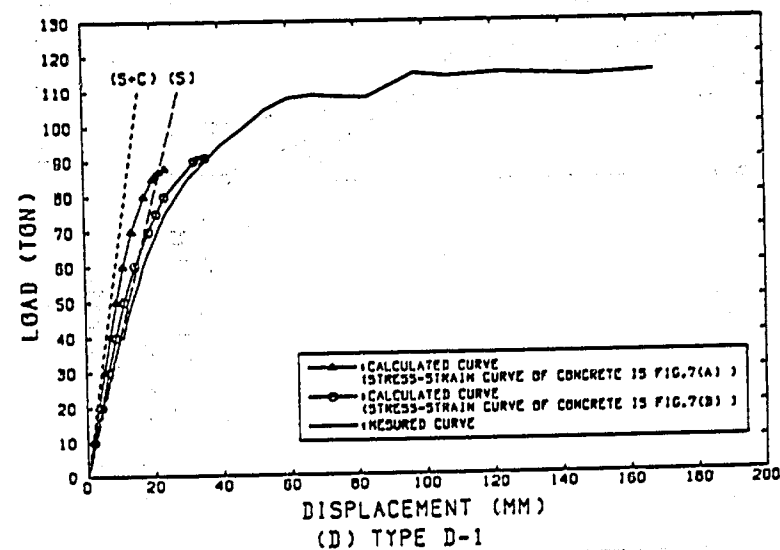
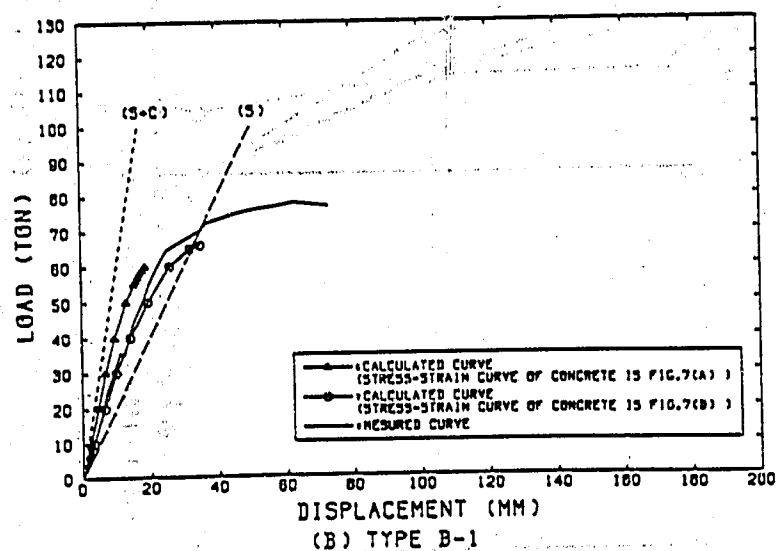
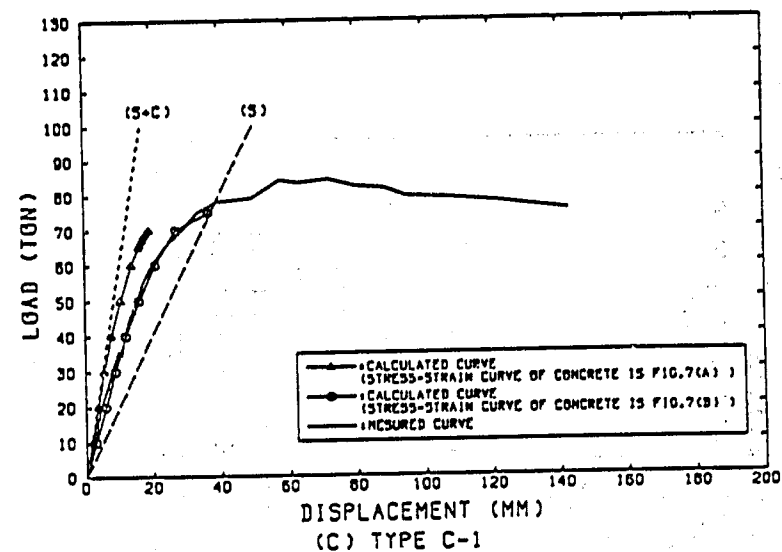
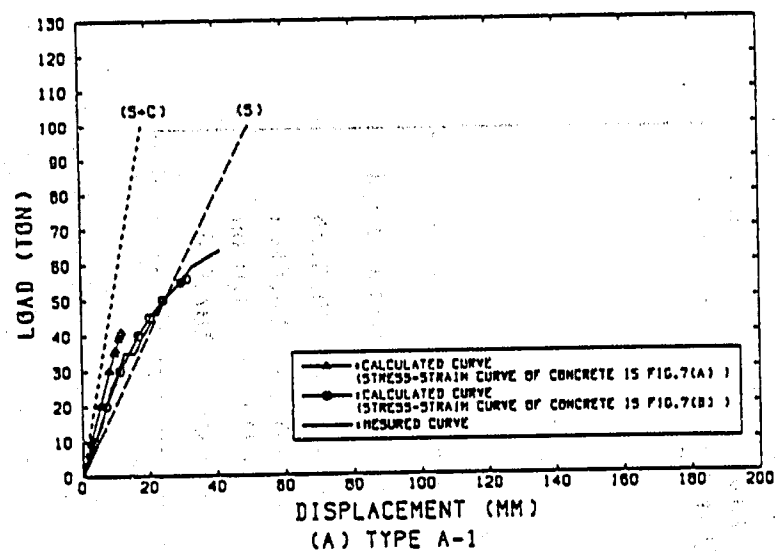
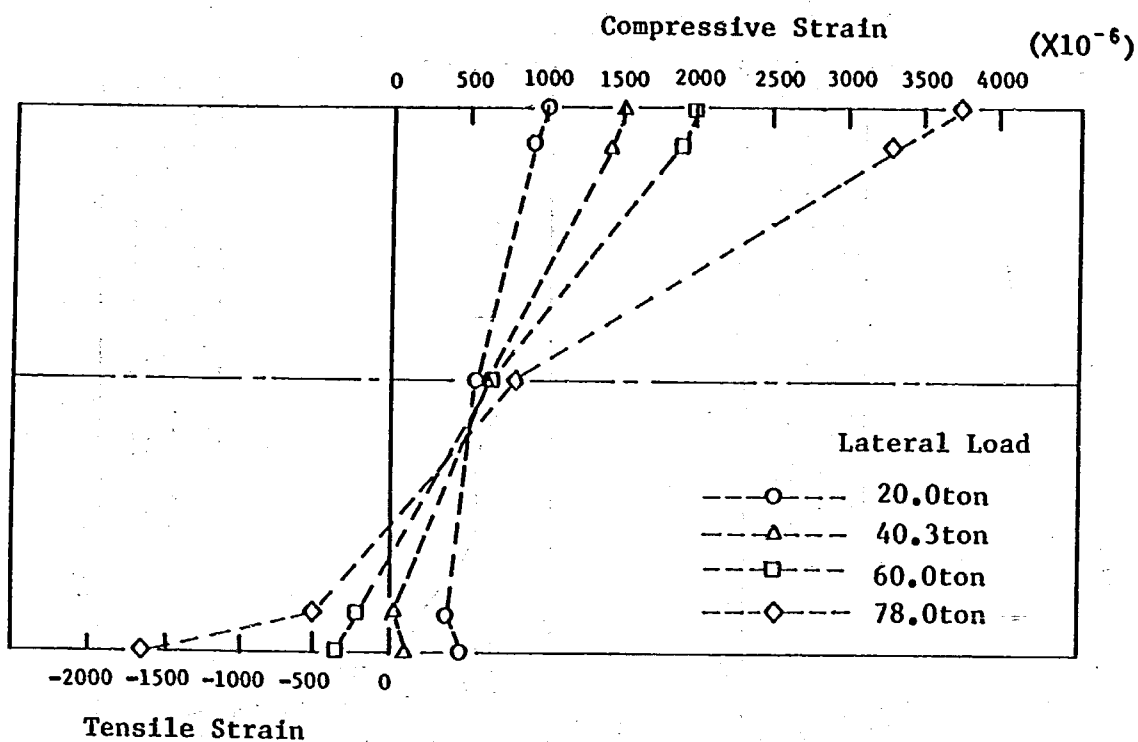
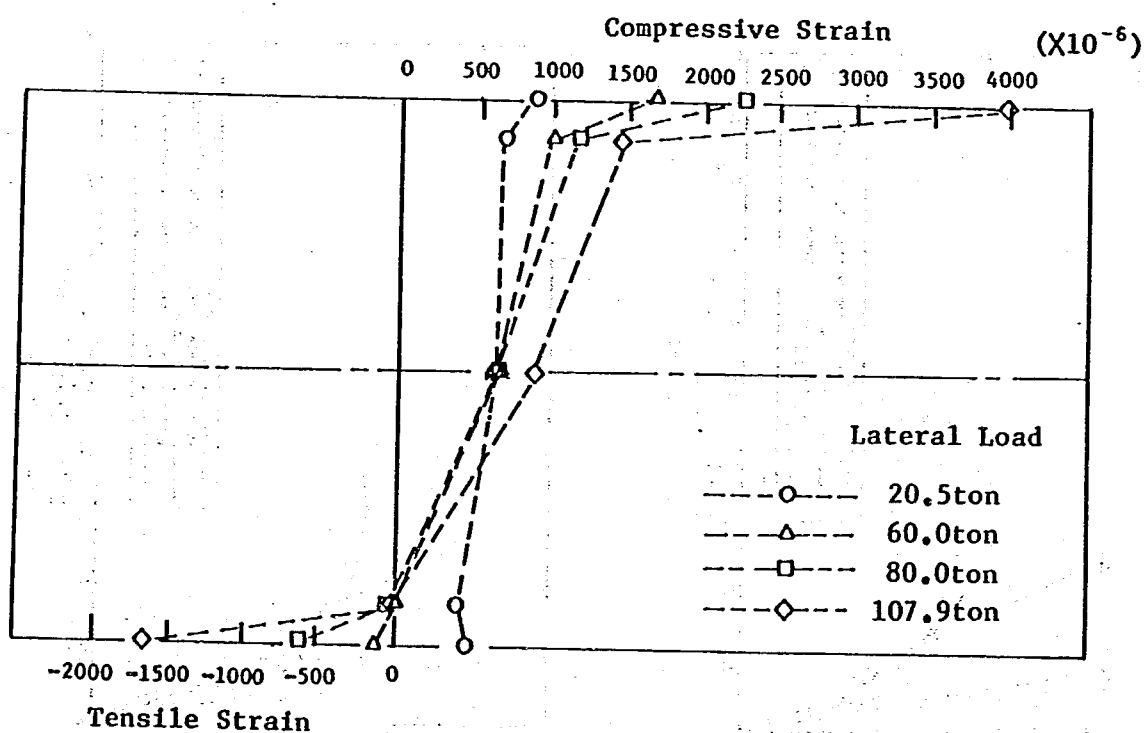


図-Ⅱ.2.8 供試体A-1からD-1の荷重変位関係



(a) Type B-1



(b) Type D-1

図-Ⅱ.2.9 断面内のひずみ分布

Ⅲ コンクリート充填鋼管の接合部の耐荷力

1. 概 要

コンクリート充填鋼管は、鋼とコンクリートの合成構造の一つとして大きな耐力と優れたじん性を有している。このため今後、小さな断面寸法で大きな耐力と耐震性能が要求される都市内の高架橋やモノレールの橋脚への適用が期待されている。しかし、このようなコンクリート充填鋼管の特徴は、はりや柱などの単一部材に対してのみに確かめられており、ラーメン橋脚などの実構造物に適用した場合に、その特徴が十分に確保されるか疑問が残されている。その一つに構造物においては、一般に部材と部材を連結する接合部があり、コンクリート充填鋼管の特徴を十分に考慮した接合部を設けない場合は、その接合部が崩壊することによって構造物の崩壊を招く恐れがある。

一般に接合部に要求される条件としては、次のようになる。

- ① 橋脚の本来有している強度、じん性を発揮する以前に崩壊しないこと。
- ② ラーメン橋脚では、計算上の剛節点の仮定が満足されるように十分な強度、剛性を有すること。

このような条件に対して、鋼製のラーメン橋脚などの接合部については、多くの研究例があり奥村ら⁵⁾によって実用的な設計法が提示されている。

一方、コンクリート充填鋼管を柱部材に用いた場合の接合部に関しては検討例がほとんどなく、その場合の設計法あるいは構造細目については十分に明らかにされていない状況にある。特に、コンクリート充填鋼管を柱部材に用いた場合には、鋼製橋脚の場合にその考慮が不可欠となるせん断遅れ現象や局部座屈の抑止が期待でき、接合部の簡素化を図ることが可能になると考えられる。しかし、コンクリート充填鋼管は単一部材として、大きな耐荷力と優れた粘り強さを有していることから、必然的に接合部にもそれと同等以上の耐荷性能が必要とされる。

以上のような観点から、本章では、主としてコンクリート充填鋼管を柱部材として用いた場合の望ましい接合形式を見い出すことを目的とした。そのために、コンクリートの充填の有無、あるいは充填範囲、さらにスタッドやダイアフラムの有無による接合部の耐荷挙動の違いを調べるために、ラーメン橋脚の接合部をモデル化した種々の接合形式を有する供試体を5体製作し、静的な鉛直載荷試験を行った。そして2次元FEM解析による剛性の検討や、ニュートン・ラフソン法による可変軸力作用下の曲げ耐力算定プログラムを作成し、それによる数値計算結果と実験結果の比較などを行った。

2. 実験の概要

2.1 供 試 体

コンクリート充填鋼管を柱部材に用いた場合の望ましい接合形式を見い出すために、種々の接合形式を考え、ラーメン橋脚の接合部をモデル化した供試体を5体製作した。それぞれの供

試体の寸法，諸元を表－Ⅲ.1 および図－Ⅲ.1 に示す。鋼管としては，比較的薄肉の既製鋼管を用い，はりは鋼板を加工して製作した。一般に今回のような接合部試験を行う際には，加力点近傍において，局部的に大きな力が作用し，その付近が局部変形し易いので，全ての供試体とも十分な補剛材を取り付けた。一方，下端は二重リング構造とし，試験機のベッドと完全固定出来るようにした。

供試体の設計にあたっては，以下に述べるようなそれぞれの特徴を有する接合部（図－Ⅲ.2 参照）の耐荷挙動の相違を明らかにするために，はり部分が柱部材より先行して破壊しないようにした。

供試体 A …… はりと柱の両方ともコンクリートを充填していない供試体であり，他のコンクリートを充填した供試体の耐荷性能との比較を行うために製作した基準供試体である。はりの下フランジにあたる鋼管内部には，通常配置されるダイアフラムを取り付けた。

供試体 B …… 柱とはりの一部（鋼管との付け根から 30 cm 程度の範囲）にコンクリートを充填した供試体であり，ダイアフラムやスタッドを取り付けていない。ただし，はりには所定の範囲のみにコンクリート充填するため型枠代りの薄板を取り付けた。

供試体 C …… 柱のみにコンクリートを充填しており，供試体 B との比較において，はり部分の一部にコンクリートを充填する必要性の有無を調べようとした供試体である。

供試体 D …… 供試体 B と同様，柱およびはりの一部にコンクリートを充填し，はり部分に強固なダイアフラムを取り付けた供試体である。このダイアフラムによって，鋼とコンクリートのずれの防止や塑性域でのコンクリートの体積膨張の抑止が期待できる。

供試体 E …… 供試体 B と同様，柱およびはりの一部にコンクリートを充填し，接合部付近にスタッドを配置した供試体である。このスタッドによって，ダイアフラムの効果と同様，鋼とコンクリートのずれの防止や，これまでの試験で確かめられているように，弾性域で鋼とコンクリートのポアソン比の違いによるコンクリートの肌離れ現象の抑止が期待できる。

使用したコンクリートは，一般の RC 構造に用いられている 240 kg/cm^2 程度の圧縮強度を得るために，表－Ⅲ.2 に示すような配合条件としており，材令 7 日時点での $10 \times 20 \text{ cm}$ のシリンドラ試験の結果では，3 本の平均値で 251 kg/cm^2 であった。

2.2 載荷方法

載荷試験は，建設省土木研究所構内の構造物実験施設に設置されている 3000 ton 大型構造部材万能試験機を用いて行った。供試体を試験機のベッドにボルトによって固定し，荷重が偏心して加わらないようにセットした。写真－Ⅲ.1 に，その状況を示す。鉛直荷重は，小さな荷重

領域では荷重制御方式で、大きな荷重領域では変位制御方式により、試験機あるいは載荷用治具の許容ストロークに達するまで静的に加えた。ここで、加力盤に取り付けた載荷用治具によって供試体上端は回転および水平移動が自由に行えるようになっている。

2.3 計 測

図－Ⅲ.3(a), (b)に示すように、ひずみゲージや変位計を取りつけ、所定の荷重時に鋼管表面のひずみや供試体の所定位置の変位を測定した。ここで、接合部付近には、詳細な応力分布状態が測定できるように、三軸ゲージを貼付した。

また、接合部および供試体下端には、巻込み型変位計を取り付け、間接的にたわみ角度の変化を計測した。このほか、試験中には、黒皮（ミルスケール）剝離現象や面外変形などの観察を行った。

3. 実験結果と考察

3.1 一 般

柱部にコンクリートを充填している供試体B～供試体Eは、基準供試体Aに比べて、かなり大きな耐荷力を示し、また塑性域で十分なじん性を示していた。

図－Ⅲ.4(a)～(e)に、各供試体の載荷後の変形状態を示す（写真－Ⅲ.2，写真－Ⅲ.3参照）。タイプAは最大荷重付近で柱のはり付け根部に大きな面外変形が見られ、その後の変位増加につれて、その変形が増加するとともに、はりにおいても下フランジのみにミルスケールの剝離が観察された。供試体Bでは、160ton 前後ではりの柱付け根部全体にミルスケールの剝離が見られ、170 ton 前後に柱のはり付け根部において、外側への局部座屈が観察された。その後、はりの柱付け根部下フランジにも外側への局部座屈が生じた。供試体C～Eについては、ほぼ供試体Bと同様の性状を示すことが認められた。しかし、供試体Cでは、はりの柱付け根部において、コンクリートを充填していないためと考えられる内側への局部座屈が認められた。また、供試体D, Eでは、はりの柱付け根部の外側への局部座屈が、スタッドやダイアフラムの効果によって、供試体Bに比べると非常に軽微であった。これらより、コンクリートを充填することによって、鋼の内側への局部座屈が抑止されること、また、スタッドを配置した場合は鋼の外側への局部座屈も抑制されることが理解された。

3.2 耐 荷 力

表－Ⅲ.3に各供試体の主要な荷重の計算結果と実験結果を示す。

耐荷力の計算にあたっては、次のような仮定を設けた。

- ① スチールとコンクリートの境界面では、ずれが生じないものとし、断面内のひずみ分布は平面保持の仮定に従うものとする（曲げひびわれ発生荷重，鋼材降伏時荷重）。
- ② せん断破壊および局部座屈は生じないものとする。
- ③ 鋼材降伏時荷重および全塑性抵抗モーメント相当荷重の計算にあたっては、コンクリートの引張強度を無視できる。

- ④ スチールおよびコンクリートの応力ひずみ関係は、それぞれ図-Ⅲ.5(a), (b)に示す関係に従うものとする。

以上の仮定に基づいて、図-Ⅲ.6に示すように断面を微小要素に分割し、中立軸の位置 e および荷重 P を変数とする2変数ニュートン・ラフソン法による数値解析を行った。

解析では、まず弾性理論によって荷重および中立軸の初期値 P_0, e_0 を求め、順次、式(Ⅲ.1)の力のつり合い式を満足し、断面の上縁あるいは下縁のひずみが仮定したひずみになるように、式(Ⅲ.2)~(Ⅲ.4)によって P, e の修正を行った。

軸力に対して

$$\left. \begin{aligned} F_N &= N + \left\{ \sum_{k=1}^m (\sigma_{sk} \cdot A_{sk} + \sigma_{ck} \cdot A_{ck}) - \sum_{j=1}^n (\sigma_{sj} \cdot A_{sj} + \sigma_{cj} \cdot A_{cj}) \right\} = 0 \\ \text{曲げモーメントに対して} \\ F_M &= M - \left\{ \sum_{k=1}^m (\sigma_{sk} \cdot A_{sk} \cdot Z_{sk} + \sigma_{ck} \cdot A_{ck} \cdot Z_{ck}) - \sum_{j=1}^n (\sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sj} + \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \cdot Z_{cj}) \right\} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (Ⅲ.1)$$

ここに、 N : 外力による軸方向力 (kg)

柱部 : $N = P \cdot \cos \theta$

梁部 : $N = P \cdot \sin \theta$

M : 外力モーメント (kg · cm)

柱部 : $M = P \cdot \cos \theta \times (11.2 + e) + P \cdot \sin \theta \times 168$

梁部 : $M = P \cdot \cos \theta \times 109.5 - P \cdot \sin \theta \times e$

$$\left. \begin{aligned} \Delta p &= - \frac{F_M(p, e) \cdot G_{n, e} - F_N(p, e) \cdot G_{m, e}}{G_{m, p} \cdot G_{n, e} - G_{n, p} \cdot G_{m, e}} \\ \Delta e &= - \frac{F_N(p, e) \cdot G_{m, p} - F_M(p, e) \cdot G_{n, p}}{G_{m, p} \cdot G_{n, e} - G_{n, p} \cdot G_{m, e}} \end{aligned} \right\} \dots\dots (Ⅲ.2)$$

$$\left. \begin{aligned} G_{n, p} &= \frac{F_N(p + \Delta p_0, e) - F_N(p, e)}{\Delta p_0}, \quad G_{n, e} = \frac{F_N(p, e + \Delta e_0) - F_N(p, e)}{\Delta e_0} \\ G_{m, p} &= \frac{F_M(p + \Delta p_0, e) - F_M(p, e)}{\Delta p_0}, \quad G_{m, e} = \frac{F_M(p, e + \Delta e_0) - F_M(p, e)}{\Delta e_0} \end{aligned} \right\} \dots (Ⅲ.3)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta p_0 &= \frac{p}{1000} \\ \Delta e_0 &= \frac{e}{1000} \end{aligned} \right\} \dots\dots (Ⅲ.4)$$

表－Ⅲ.3，あるいは前述したように，柱のはり付け根部の局部座屈が卓越していることから，供試体の設計で考慮したように，全ての供試体とも柱部分の耐荷力で接合部の強度が決定されたと考えられる。

しかし，はり部分にコンクリートを充填していない供試体Cについては，全塑性抵抗モーメント相当荷重以上の耐荷力を示しているが，供試体B，D，Eに比べると，若干耐荷力が小さくなっており，前述したはり部分の局部座屈の影響が伺える。供試体Aについては，ほぼ鋼材降伏時荷重程度で面外変形が進行し，その場合の耐荷力は，全塑性抵抗モーメント相当荷重をかなり下回ることが認められた。以上より，柱あるいははり内部にコンクリートを充填することによって，コンクリート部の荷重分担が十分に期待できるほか，コンクリートが鋼材の局部座屈の発生，進展を抑制し，鋼材の降伏以降の強度を期待できることが明らかになった。

一方，鋼材降伏時荷重について計算値と実測値を比べると，全ての供試体とも実測値が計算値より下回っており，特に柱あるいははりにコンクリートを充填していない供試体Aおよび供試体Cはかなり下回っている。ここで，鋼材降伏時荷重の計算にあたっては，せん断遅れ現象を無視していることを考えると，供試体Cや供試体Aのような接合形式を用いた場合はもちろんのこと，供試体B，D，Eのようにはり部分にコンクリートを充填した接合形式を用いる場合でも，せん断遅れ現象を考慮しておくことが必要と考えられる。

3.3 剛性とじん性

図－Ⅲ.7～Ⅲ.10にそれぞれ鉛直変位，水平変位，および水平変位と鉛直変位の比ならびに接合部のたわみ角と鉛直荷重の関係を示す。また，図－Ⅲ.7，Ⅲ.8およびⅢ.10に，供試体を図－Ⅲ.11に示すように2次元平面モデルに置き換え，有限要素法により線形解析を行った結果を示す。S－線は，鋼材部分のみの剛性を考慮した場合であり，S＋C－線は，鋼材部分とコンクリート部分の両者の剛性を考慮した場合に対応するものである。ここで，コンクリート部分の剛性の評価にあたっては，鋼材とコンクリートのヤング係数比を考慮した。2次元平面モデルにおいては，次式によって求められる応力度 σ が供試体とモデルとで一致するように，すなわち断面積Aと断面係数Wが一致するように板厚あるいは板幅などを定めた。

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{P}{A} \dots\dots\dots (Ⅲ.5)$$

ここで， M；外力モーメント

P；外力による軸方向力

図－Ⅲ.7や図－Ⅲ.8を見ると，供試体B～Eについては，充填したコンクリートが10～15 ton程度で曲げひびわれが発生しているが，供試体Aも含めて鋼材降伏時荷重付近まで，その関係はほぼ直線性を有しており，その後に変形が大きくなっていることがわかる。

供試体Aと供試体B～Eの主として弾性範囲での直線の傾きを比較すると，充填したコンクリートによって供試体の剛性が増大していることが理解される。例えば，荷重が50 ton前後の時の供試体B～Eの変形量は供試体Aのほぼ50％程度になっている。また，塑性域においても，

充填したコンクリートによってかなり変形性能が改善されていることが伺える。すなわち、供試体Aは徐々に耐力低下を生じているのに対して、供試体B～Eは耐力低下がほとんど見られなかった。

図－Ⅲ.9 に示す荷重と水平変位と鉛直変位の比は、小さな荷重範囲では、供試体のセット誤差や測定誤差のために供試体によってかなりばらついているが、最大荷重付近までは、ほぼ一定値を辿り、その後、増加していることが判る。このことは、最大荷重付近になると、柱の変形が大きくなり、水平変位が大きくなることを意味しており、供試体の耐荷力が柱部分で決定されたことを物語っている。

実験結果と解析結果を比較すると、図－Ⅲ.7、図－Ⅲ.8とも供試体B～Eの実測値は、ほぼS+C－線上にあり、計算で仮定したように、充填したコンクリートが鋼部分と一体となって荷重に抵抗していることが理解される。一方、供試体Aについては、図－Ⅲ.8 からわかるように水平変位は、ほぼS－線上にあるが、図－Ⅲ.7 より鉛直変位は、小さな荷重状態から実測値の方がかなり大きくなっている。この原因としては、供試体Aが接合部でのせん断ずれの影響を顕著に受けたためと、柱のはり付け根部で内側への局部変形が、他の供試体に比べて大きくなったためと考えられる。

3.4 ひずみの特性

荷重と柱およびはりの接合部の引張縁のひずみの関係を図－Ⅲ.12、Ⅲ.13に、そして柱の軸方向ひずみ分布を図－Ⅲ.14(a)～(e)に示す。

図－Ⅲ.12、Ⅲ.13より、供試体Aは柱のはり付け根部が60 ton前後で降伏した後、はり部分が降伏していることが認められる。柱部分が降伏した後のはり部分のひずみ増加はほとんどなく、柱部分のみが崩壊に近づいていくことが伺える。

一方、供試体B～Eは、各供試体ともほぼ同様な荷重－ひずみ関係を示しており、柱部分が降伏した後も、充填コンクリートの効果によって柱部分の強度増加が見られ、柱部分が崩壊しないために、はり部分のひずみも増加している。

供試体別に見ると、図－Ⅲ.14(c)より供試体Cでは、はり部分にコンクリートを充填していないために、供試体Aと同様に、供試体B、D、Eに比べてせん断遅れ現象が顕著であることが理解される。

4. 結 論

本載荷試験によって次のような諸点が結論として得られた。

- (1) 接合部にコンクリートを充填することによって、① せん断遅れ現象を緩和できること
② 鋼材の局部座屈を抑止でき、塑性範囲での強度増加が期待できること、など効果が得られ、部材試験でも確認されたように、全塑性抵抗モーメント相当の大きな耐荷力と優れたじん性が得られることが明らかになった。
- (2) コンクリート充填鋼管を柱部材として用いた場合の接合部の形式としては、耐荷力、じん性、

あるいは、ひずみ特性などから、はりの一部にもコンクリートを充填した形式が良好と考えられる。

- (3) コンクリート充填鋼管の弾性範囲での剛性は、鋼とコンクリートのヤング係数比を考慮し、コンクリート部分と鋼部分が一体となって荷重に抵抗すると見なして評価できることが明らかになった。

参 考 文 献

- 1) 成田 信之, 佐伯 彰一, 金井 道夫, 大塩 俊雄; コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1); 土木研究所資料 第1728号; 昭和56年8月
- 2) 成田 信之, 佐伯 彰一, 金井 道夫; コンクリート充填鋼管の耐荷力(その2; 曲げ部材); 日米天然会議, 耐風耐震構造専門部会; 第15回 合同部会; 1983. 5
- 3) 佐伯 彰一, 箕作 光一, 滝沢 晃; コンクリート充填鋼管の耐荷力(その3; はり-柱部材); 日米天然会議, 耐風耐震構造専門部会; 第16回 合同部会; 1984. 5
- 4) Hirohiko Tada, Hiroshi Shinohara, Koichi Minosaku, Akira Takizawa and Jun-Hikino; A Study on Behavior of Concrete Filled Steel Tubes; Proc. of the 2-nd J Task Committee; September 1985
- 5) 奥村 敏恵, 石沢 成夫; 薄肉構造ラーメン隅角部の応力計算について; 土木学会論文報告集 第153号; 昭和43年5月

表-Ⅲ.1 供試体の諸元

Type of specimens		A	B	C	D	E
Column	Diameter (mm)	609.6	609.6	609.6	609.6	609.6
	Thickness (mm)	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
	Designation	STK41	STK41	STK41	STK41	STK41
	Yield strength (kg/cm ²)	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500
	Breaking strength (kg/cm ²)	4,800	4,800	4,800	4,800	4,800
Beam	Width (mm)	450	450	450	450	450
	Height (mm)	450	450	450	450	450
	Thickness (mm)	19	19	19	19	19
	Designation	SS41	SS41	SS41	SS41	SS41
	Yield strength (kg/cm ²)	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000
	Breaking strength (kg/cm ²)	4,500	4,500	4,500	4,500	4,500
Concrete	Column	without	with	with	with	with
	Beam	without	with	without	with	with
Concrete strength (kg/cm ²)		—	251	251	251	251
Stud		without	without	without	without	with 9.5φ×80
Diaphragm		without	without	without	with t=16mm (SS41)	without
Remarks					effect of diaphragm	effect of stud

表-Ⅲ.2 使用コンクリートの仕様

Nominal strength	Unit	Cement C	Water W	W/C	Fine aggregate	Coarse aggregate	Slump	Air content
	(m ³)	(kg)	(kg)	(%)	(kg)	(kg)	(cm)	(%)
240	1.0	251	148	59.0	839	1,119	8.0	4.0

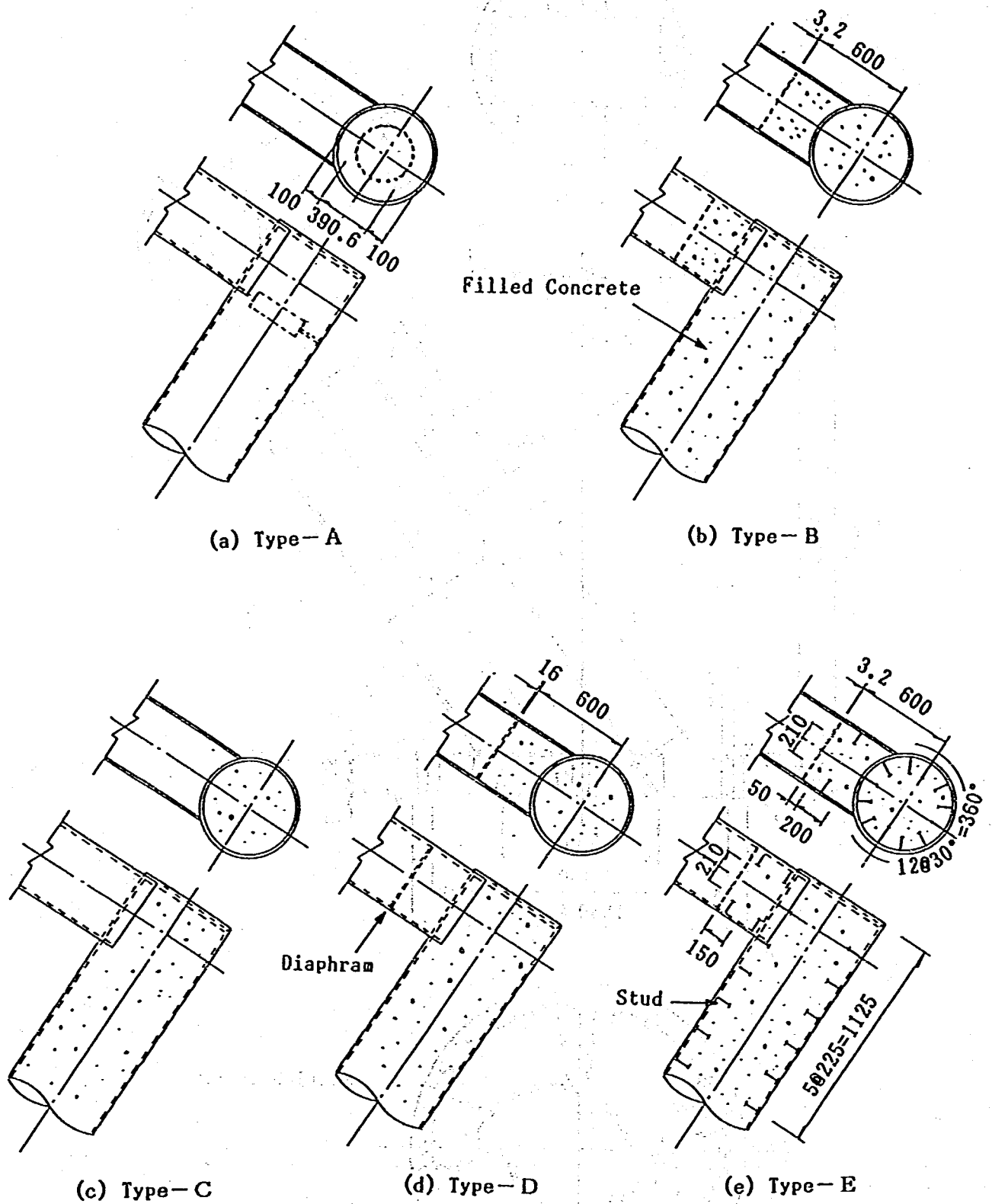
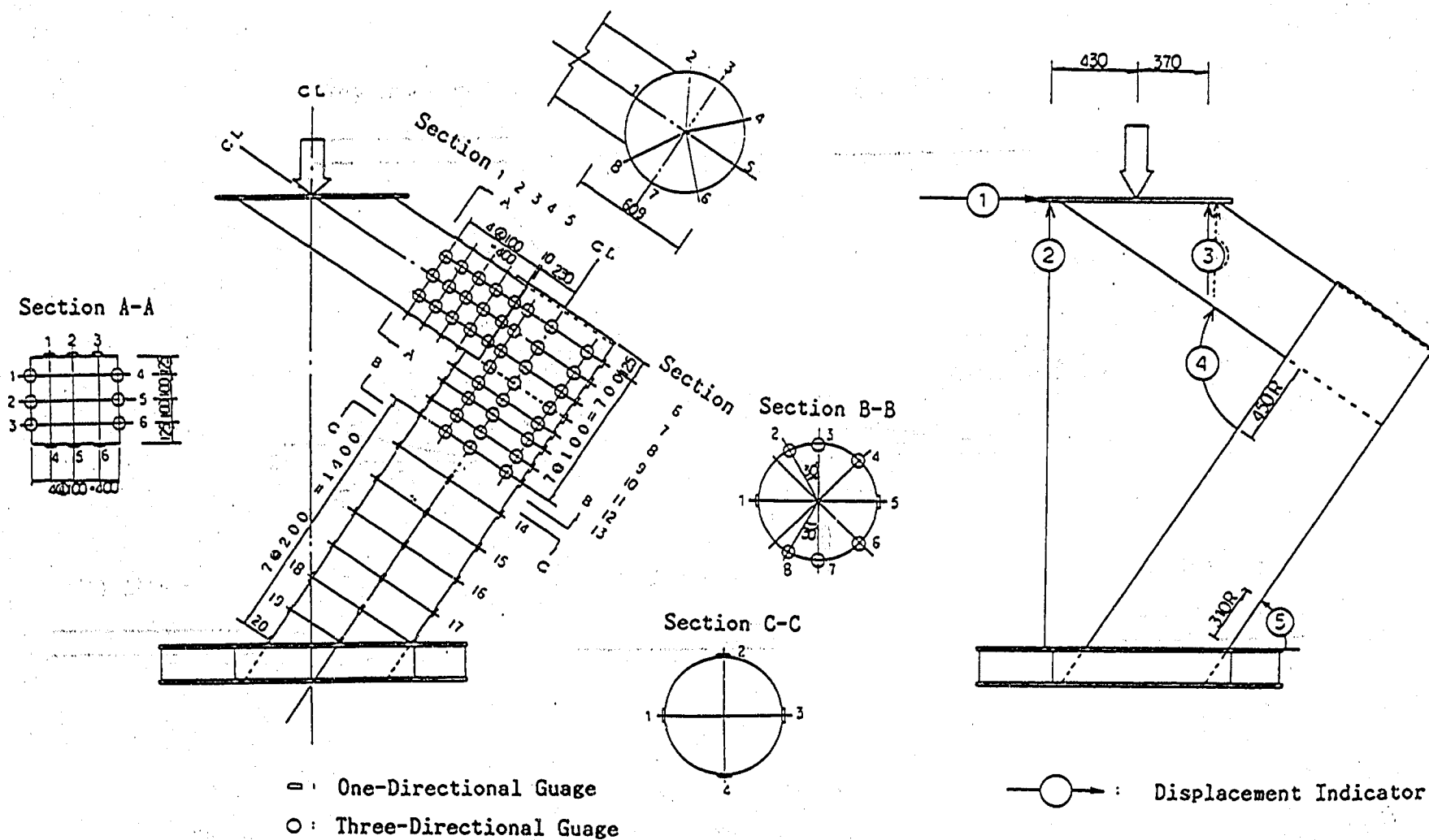


図-Ⅲ.2 各供試体の接合部の詳細



(a) Mesuring Position of Strains

(b) Mesuring Position of Displacement

図-Ⅲ 3 計測方法とゲージ貼付位置

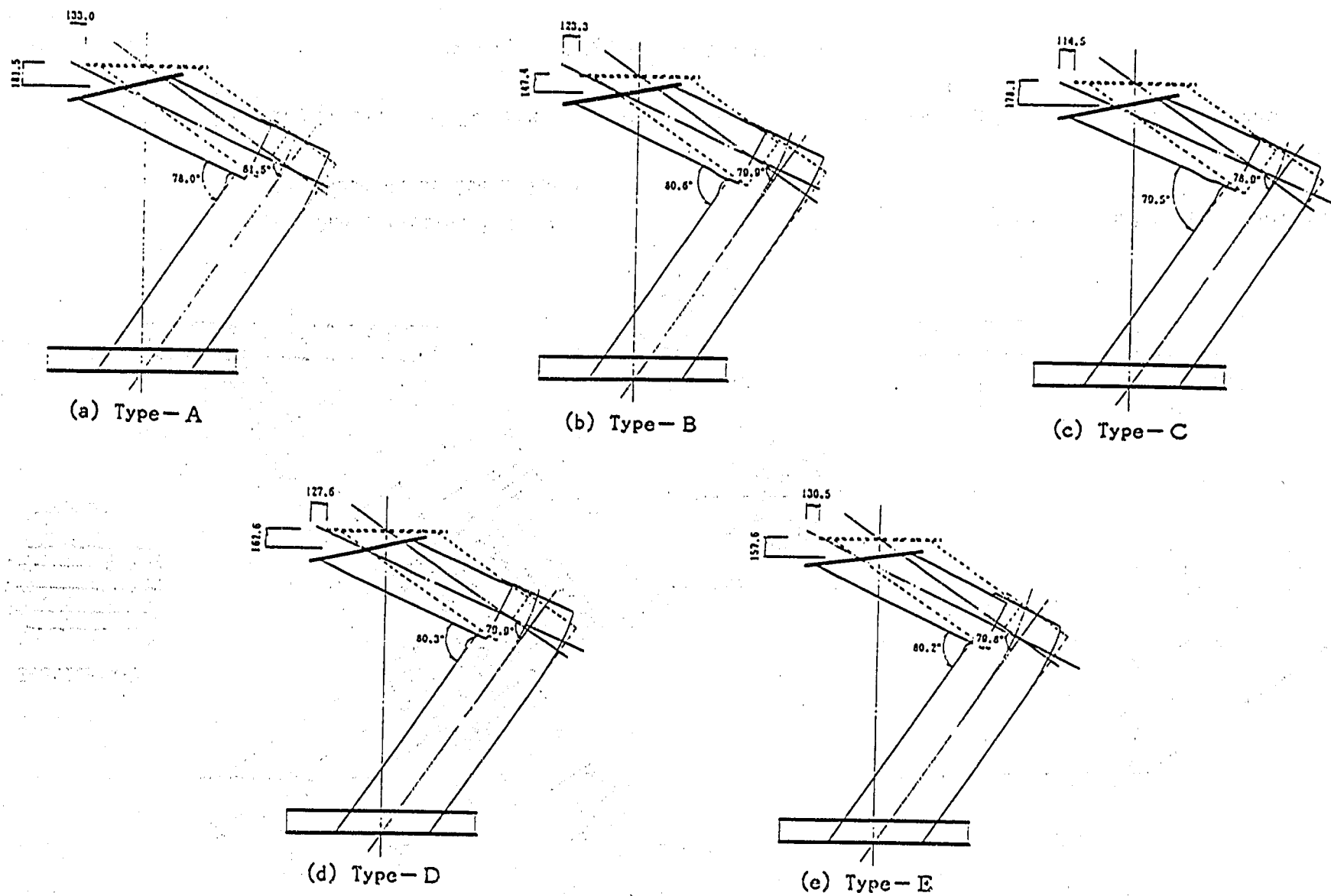
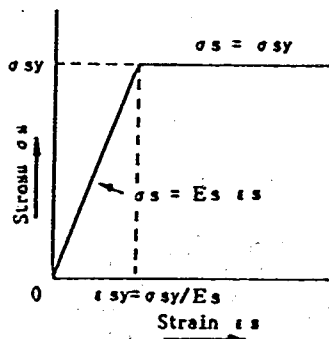
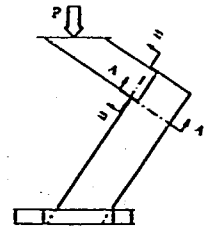


図-Ⅲ.4 載荷後の供試体の変形状態

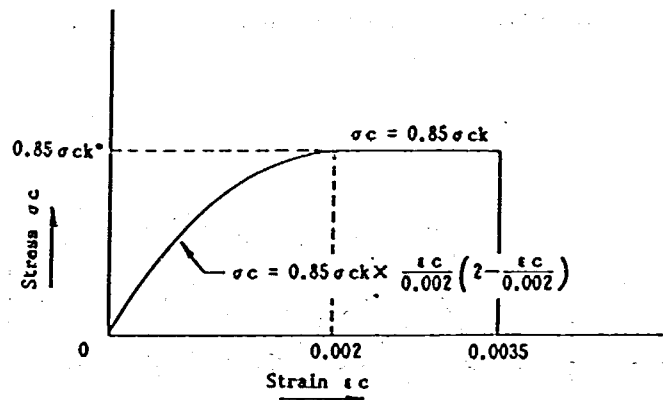
表-Ⅲ.3 主要な荷重の解析値と実験値

Specimen	Type	Bending Cracking Load			Steel Yielding Load						Maximum Load		
		Measured Value P_{cr}	Calculated Value P_{cc}	P_{cr}/P_{cc}	Tension Side			Compression Side			Measured Value P_{pm}	Calculated Value P_{pc}	P_{pm}/P_{pc}
					Measured Value P_{py}	Calculated Value P_{yc}	P_{py}/P_{yc}	Measured Value P_{py}	Calculated Value P_{pc}	P_{py}/P_{pc}			
A	Column	-	-	-	57.3	96.5	0.59	75.6	80.4	0.94	88.4	113.1	0.78
	Beam	-	-	-	72.2	165.8	0.44	-	143.0	-	-	186.1	-
B	Column	-	10.5	-	121.5	105.9	1.15	140.3	117.5	1.19	177.2	146.2	1.21
	Beam	-	15.3	-	102.9	165.8	0.62	-	165.2	-	-	192.1	-
C	Column	-	10.5	-	77.9	105.9	0.74	131.0	117.5	1.11	165.7	146.2	1.13
	Beam	-	15.3	-	87.1	165.8	0.53	-	143.0	-	-	186.1	-
D	Column	-	10.5	-	97.6	105.9	0.92	130.2	117.5	1.11	176.8	146.2	1.21
	Beam	-	15.3	-	93.0	165.8	0.56	103.1	165.0	0.62	-	192.1	-
E	Column	-	10.5	-	116.1	105.9	1.10	123.0	117.5	1.05	173.5	146.2	1.19
	Beam	-	15.3	-	97.3	165.8	0.59	98.3	165.2	0.60	-	192.1	-

- 1) Calculated Value of Maximum Load indicates Load corresponding to the full-plastic resisting moment.
- 2) Each Load shows values of Section A-A in a column and Section B-B in a beam.



(a) Steel



(b) Concrete

図-Ⅲ.5 応力-ひずみ関係の解析モデル

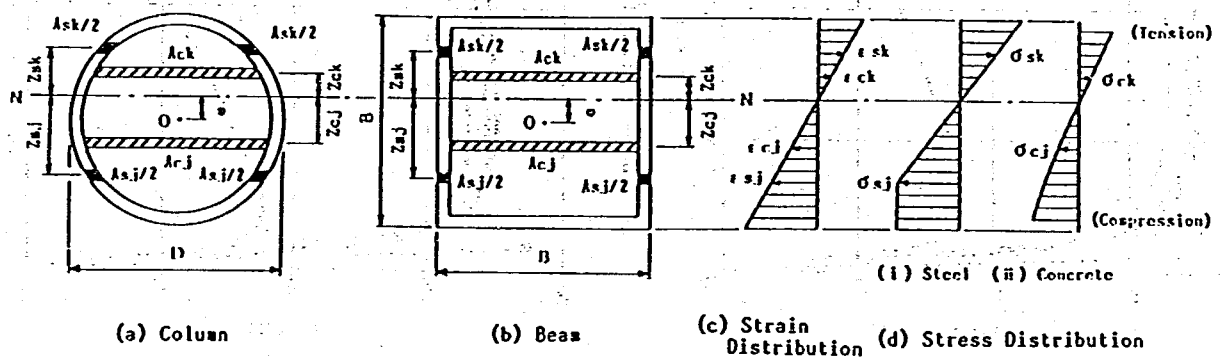


図-Ⅲ.6 断面内の応力とひずみの分布

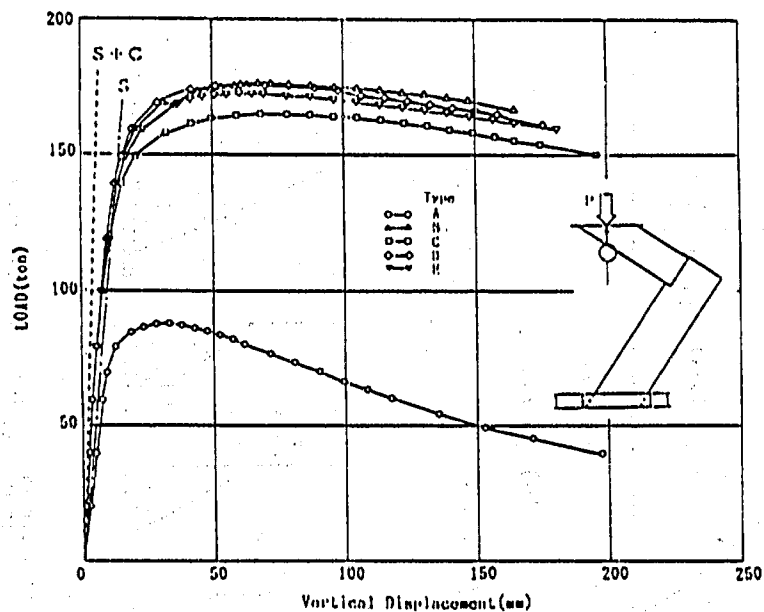


図-Ⅲ 7 鉛直荷重と鉛直変位の関係

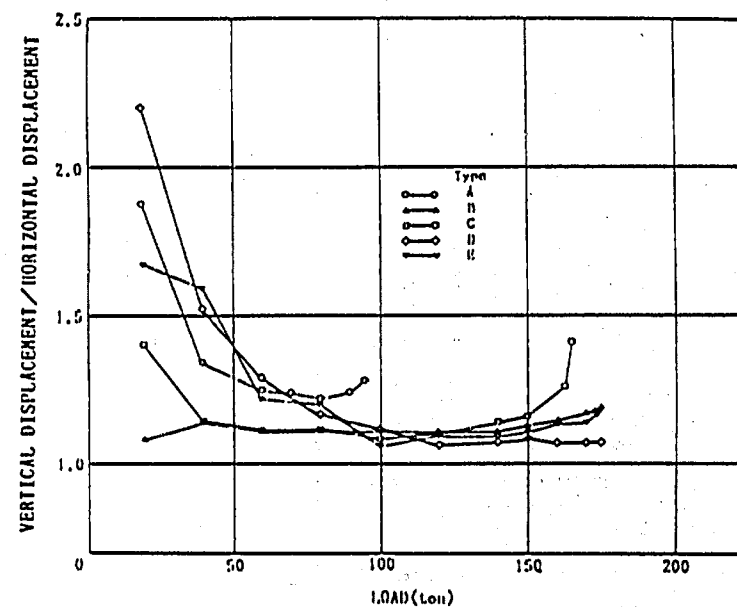


図-Ⅲ 9 鉛直荷重と水平変位に対する鉛直変位の比の関係

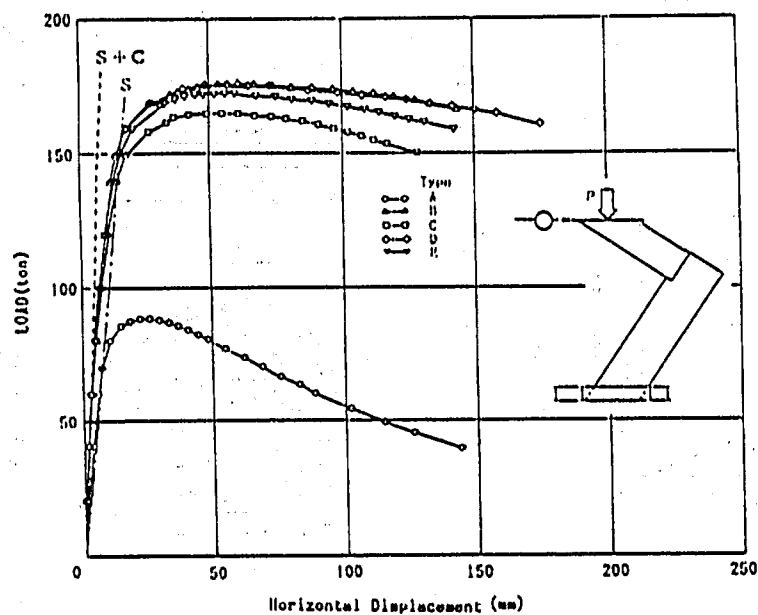


図-Ⅲ 8 鉛直荷重と水平変位の関係

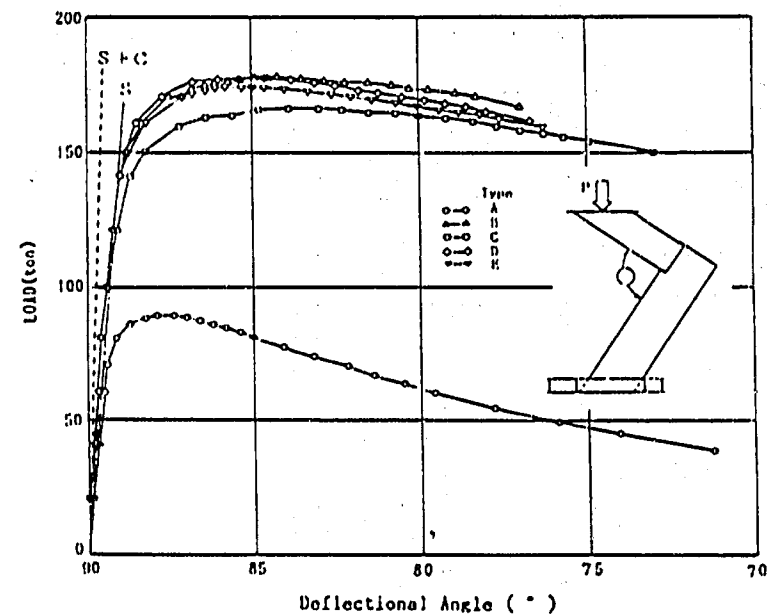
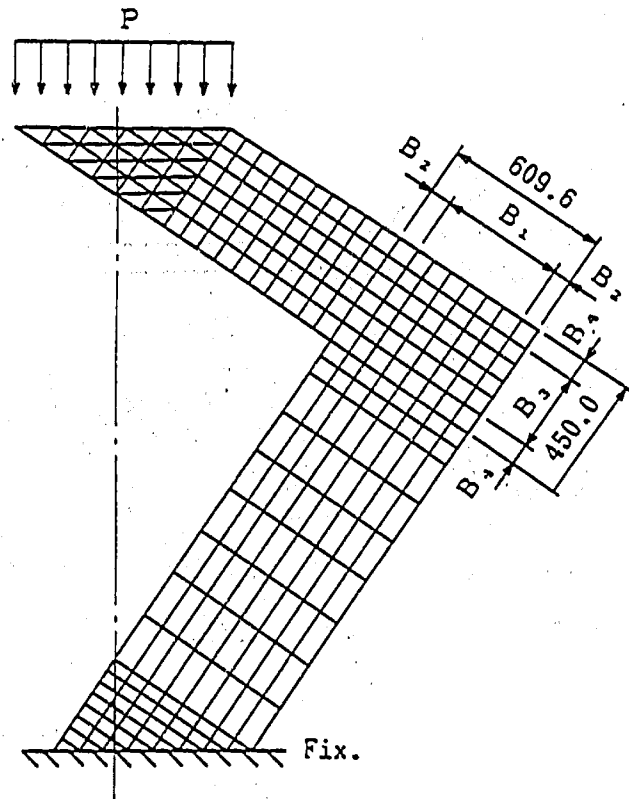


図-Ⅲ 10 鉛直荷重とたわみ角の関係



Input Data

	Width B (mm)	Plate Thickness (cm)		
		Type-A	Type-B,D,E	Type-C
Column	B ₁ 45.72	1.922	9.266	9.266
	B ₂ 7.62	5.987	7.924	7.924
Beam	B ₃ 30.00	1.789	7.550	1.789
	B ₄ 7.50	18.260	21.830	18.260

Note : Young's Modulus $E=2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
Poisson Ratio $\nu=0.3$

図-Ⅲ 11 供試体の変位の計算のためのFEM解析モデル

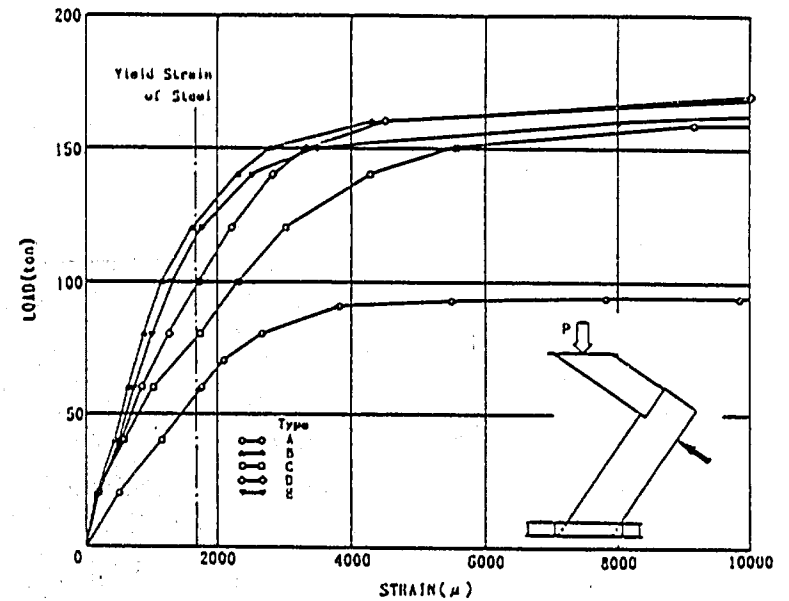


図-Ⅲ 12 鉛直荷重と柱部のひずみの関係

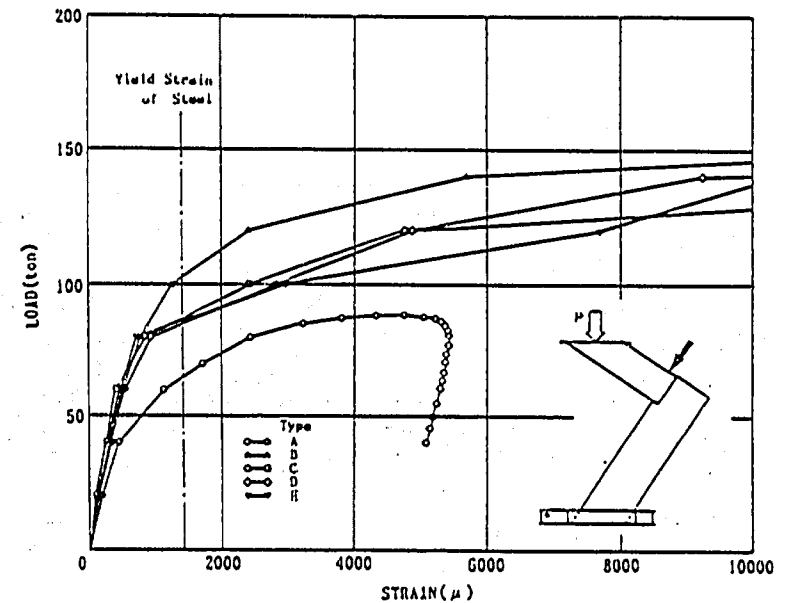
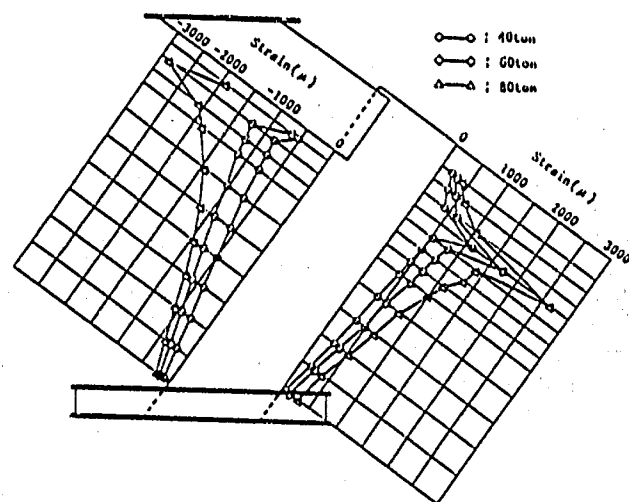
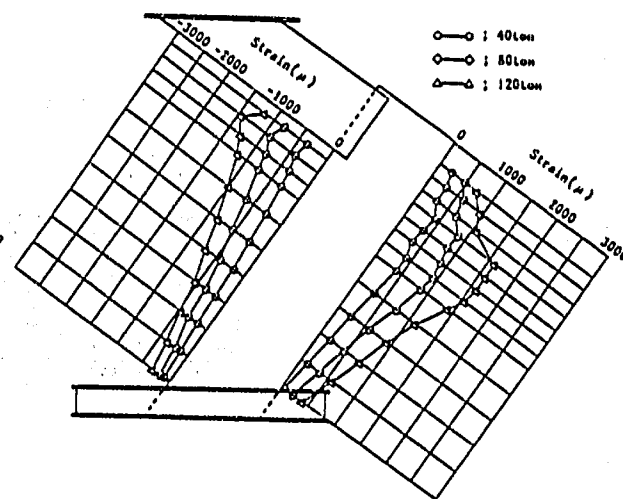


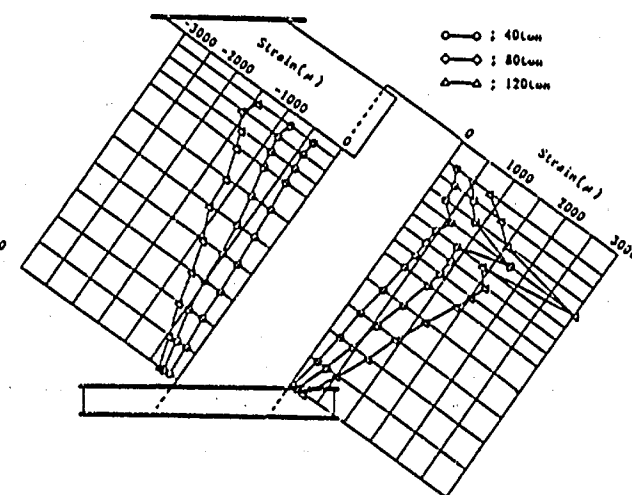
図-Ⅲ 13 鉛直荷重とはり部のひずみの関係



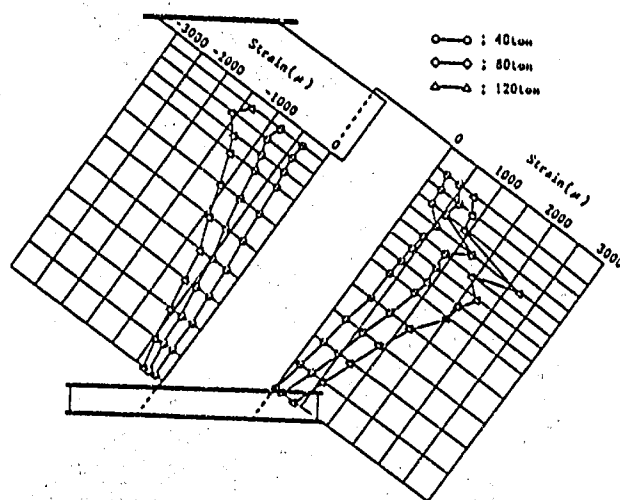
(a) Type-A



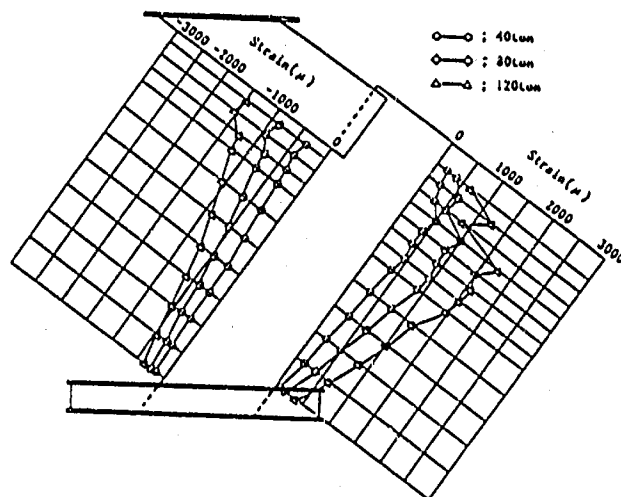
(b) Type-B



(c) Type-C

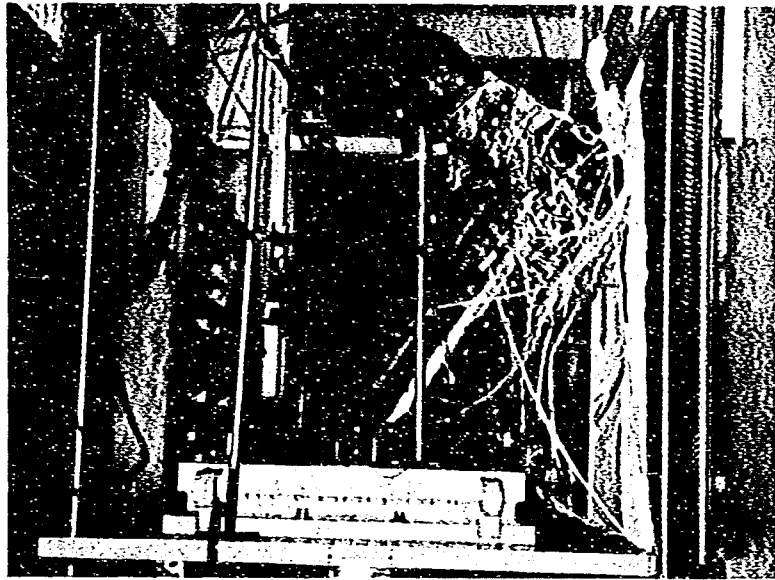


(d) Type-D

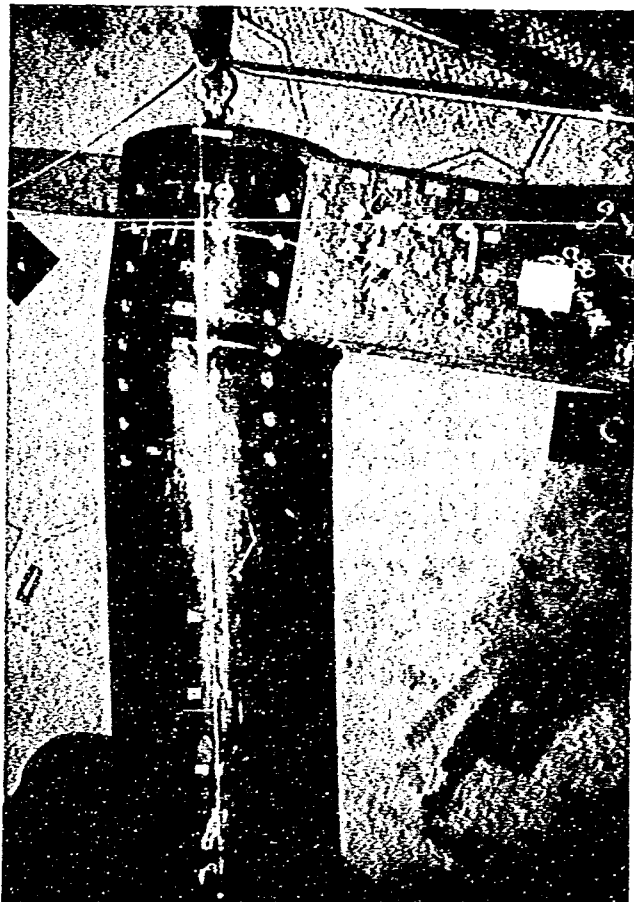


(e) Type-E

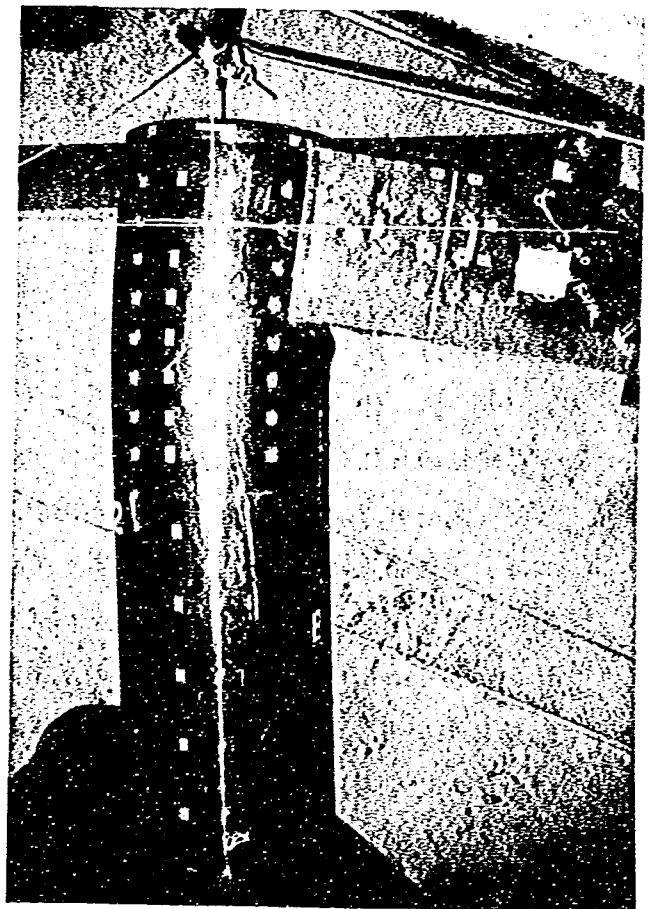
図-Ⅲ.14 柱部の軸方向ひずみの分布



写真－Ⅲ.1 供試体の設置状況



写真－Ⅲ.2 載荷後の状況
(供試体－A)



写真－Ⅲ.3 載荷後の状況
(供試体－B)

Ⅳ 部分的にコンクリートを充填した鋼管の耐荷力

1. 概 要

大阪湾泉州沖に建設される関西国際空港と大阪市の南西約 40km の泉佐野市を結ぶ連絡橋の橋脚形式には、図－Ⅳ.1 に示す鋼製の 2 層ラーメン構造が選定されている。この鋼製橋脚の設計では、海中部にあたる部分にコンクリートを充填し、鋼とコンクリートの合成構造として地震時の大きな曲げモーメントに対処することが考えられた。このように部分的にコンクリートが充填されたのは、自重の増加をなるべく少なくし、基礎構造の設計に大きな影響を与えないためである。

鋼管内全体にコンクリートを充填した鋼管柱の耐荷挙動についてはかなり明らかになっている¹⁾。しかし、今回のような部分的にコンクリートを充填した鋼管柱を対象とした検討例はなく、実構造物への適用にあたっては次のような点を明らかにしておく必要が生じた。

- ① 鋼管内全体にコンクリートを充填した鋼管柱を対象に提案されている耐荷力算定方法²⁾の適用性
- ② コンクリートの充填部と無充填部の境界付近の応力分布状態とその応力の流れをなめらかにすることを目的として配置した鉛直隔壁の効果

そこで、関西国際空港株式会社との共同研究として実橋脚の脚柱を 1/5 程度に縮小した供試体を対象に二軸載荷試験を行い、これらの点について検討を行った。本章では、その結果の概要について述べる。

2. 実 験 方 法

2.1 供 試 体

実橋脚の脚柱を 1/5 程度に縮小した $90 \times 90 \times 350$ (cm) の寸法を有する供試体を計 4 体製作した。図－Ⅳ.2 および表－Ⅳ.1 にそれらの形状、寸法および主要な諸元を示す。供試体の製作では、実橋脚と同様に水平隔壁をすべての供試体に配置するとともに、供試体 C を除く供試体には鉛直隔壁を配置した。その際、コンクリートの充填部と無充填部の境界には鉛直荷重をコンクリートに伝えるため密閉型の水平隔壁を配置し、その他の部分には中空型の水平隔壁を配置している。鋼管の肉厚は、供試体 D を除いて実橋脚での鋼管部分とコンクリート部分との面積の比を考慮して設定した。鋼材は、試験機の載荷能力等を考慮し、実橋脚の建設に用いられる SM 50Y 材に比べて強度が小さい SM 41 材を使用している。また、コンクリートの配合は、実橋脚の建設に用いられるコンクリート（圧縮強度： 240 kg/cm^2 ）と同等の圧縮強度が得られるように行なった。表－Ⅳ.2(a), (b) に示すコンクリートおよび鋼材の材料特性値は、載荷試験の直前に材料試験を行なって求めたものである。

各供試体の設計は、上述した点を明らかにできるように行なった。ここで、個々の供試体の特徴を示すと次の通りである。

供試体 A…… 供試体 B とともに実橋脚とはほぼ同様な構造を有する供試体で、鉛直隔壁を配置し、コンクリートを配置していない部分で破壊しないようにその部分の鋼管の肉厚を厚くしている。供試体 B とは、載荷条件の一つである鉛直荷重の大きさが異なっている（この供試体の軸方向応力度は実橋脚での軸方向応力度にほぼ同等になるようにしている）。

供試体 B…… 供試体 A と同様な諸元を有する供試体である。部分的にコンクリートを充填した鋼管柱の耐荷挙動に及ぼす鉛直荷重の影響をみるために、この供試体の載荷試験では鉛直荷重を供試体 A の場合の 5 倍程度に増加している。

供試体 C…… 鉛直隔壁を配置していない供試体で、その他の諸元および鉛直荷重は供試体 A の場合と同じである。

供試体 D…… 特にコンクリートの充填部と無充填部の境界における応力の流れを明らかにするために製作した供試体で、境界部にあたる部分の鋼管の肉厚を薄くしている。

2.2 載荷方法

載荷試験は、建設省土木研究所構内の構造物実験施設に設置されている大型構造部材二軸載荷試験装置（鉛直：1000 ton、水平：200 ton）を用いて実施した。水平載荷は、二重リング構造となっている供試体の下端を試験機のベッドにボルトで固定し、所定の鉛直荷重（供試体 A、C：100 ton、供試体 B：500 ton）を加えた状態で静的に行なった。なお、供試体 D については、65 ton の鉛直荷重を作用させた状態で固定端の圧縮側が降伏する程度まで水平荷重を加えた後一度除荷し、試験後の水平載荷能力の範囲内で供試体の破壊が生じるように鉛直荷重を 500 ton まで増し、再度水平載荷を行なっている。

2.3 計測方法

載荷試験に際しては、供試体の鉛直変位や水平変位ならびに鋼管や鉛直隔壁のひずみを測定した。また、モールドゲージをピアノ線を用いてあらかじめ鋼管内の所定の位置に設置しておき、コンクリート内部の軸方向ひずみを測定した。

3. 実験結果

3.1 荷重と変位の関係

図－IV.3(a)～(d)に各供試体の水平荷重と加力点での水平変位の関係を示す。すべての供試体とも、固定端引張側でコンクリートのひびわれが生じた後、固定端圧縮側での鋼管の降伏および鋼管の局部座屈と続き、最大荷重に達している。コンクリートのひびわれの発生は、外観から確認できないのでモールドゲージによって測定したコンクリートのひずみから推定した。写真－IV.1、IV.2にそれぞれコンクリートのひびわれ発生状況および鋼管の局部座屈状況を示す。

図－IV.3に示す破線と一点鎖線は、それぞれ弾性理論に基づいて鋼管のみが水平荷重を負担するとした場合の荷重変位関係および鋼管とコンクリートが一体となって水平荷重を負担するとした場合の荷重変位関係を示す。後者の計算では、コンクリートのヤング係数に割線弾性係

数を用いた。これらの図をみると、すべての供試体ともコンクリートにひびわれが生じる程度までは、コンクリート部分の剛性が供試体の全体合成にかなり寄与していることがわかる。

写真－IV.3, IV.4は、供試体Cと供試体Dの破壊箇所の状況を示したものである。供試体Cは、最大荷重に達した後、固定端引張側で鋼管の亀裂が生じて耐荷力を失った。供試体Dは、軸方向力が500tonの状態、コンクリートの充填部と無充填部の境界の近くのコンクリートを充填していない部分で鋼管の局部座屈が急激に進行し耐荷力を失った。ちなみに、供試体Cと供試体Dの破壊時の変位は、それぞれ降伏変位の6.3倍および3.5倍であった一方、供試体Aと供試体Bについてはそれぞれ降伏変位の5.3倍および11.3倍まで水平載荷を行なっているが、破壊点を確認できなかった。

図－IV.4(a), (b)は、それぞれ供試体Aと供試体Cの水平変位の分布を示したものである。鉛直隔壁を配置している供試体Aの分布が、鉛直隔壁を配置していない供試体Cの分布に比べて特にコンクリートの充填部と無充填部の境界の近くのコンクリートが充填されていない箇所であめらかになっている。

3.2 耐 荷 力

表－IV.3にコンクリートのひびわれ発生時の荷重、鋼管降伏時の荷重および最大荷重の実測値と理論値を示す。これらの荷重の理論値は、表－IV.4に示す軸方向応力分布を仮定して求めたものである。コンクリートのひびわれ発生時の荷重の理論値を求めるにあたっては、コンクリートの引張強度としてシリンダー供試体(10×20cm)の割裂引張強度を用いた。鋼管降伏時の荷重の理論値は、コンクリートと鋼管が一体となって水平荷重を負担すると仮定して求めたもの(Ptysc)と鋼管のみが水平荷重を負担すると仮定して求めたもの(Ptys)を示している。Ptyscの計算では、コンクリートの引張強度を無視した。最大荷重の理論値は、鋼管全体にコンクリートを充填した鋼管柱を対象に提案されている耐荷力算定方法に基づいて求めたもの(Puh)と、鋼材のひずみ硬化の影響を無視した全塑性抵抗モーメントに相当する荷重(Pup)を示している。

コンクリートのひびわれ発生時の荷重をみると、すべての供試体とも理論値と実測値が比較的一致している。しかし、鋼管降伏時の荷重の実測値は、コンクリートと鋼管が一体となって水平荷重を負担すると仮定して求めた理論値をかなり下回り、鋼管のみが水平荷重を負担すると仮定して求めた理論値に比較的一致している。一方コンクリートが充填されていない部分で破壊した供試体Dを除く供試体の最大荷重の実測値は、いずれも上述のPuhを上回り、Pup程度になっている。このように、部分的にコンクリートを充填した鋼管柱は、弾性領域では完全な合成構造としての耐荷性能を期待しえない面があるが、塑性領域では、断面全体が塑性化する以前に急激に耐荷力が失われないことが理解される。

3.3 ひずみ分布特性

図－IV.5(a)～(d)に各供試体の軸方向載荷状態におけるコンクリートと鋼管の軸方向ひずみの分布を示す。図中の破線および一点鎖線は、それぞれ鋼管のみが鉛直荷重を負担とした場

合の分布線およびコンクリートと鋼管が一体となって鉛直荷重を負担する場合の分布線を表わす。これらの図をみると、供試体の種類に関係なく、コンクリートが充填されている部分の軸方向ひずみの分布は、コンクリートの充填部と無充填部の境界付近で一点鎖線に近く、下端に近づくにつれて破線に近づくことがわかる。また、鉛直荷重が大きい供試体Bの分布は、コンクリートの無充填部でかなりばらついていることやコンクリートの充填部と無充填部の境界で他の供試体より破線に近くなっていることがわかる。さらに、供試体Cや供試体Dの分布は、供試体Aの分布と比べて、コンクリートの充填部と無充填部の境界付近でのばらつきが少し大きくなっていることがわかる。

図-IV.6 (a), (b)にそれぞれ二軸載荷状態での供試体Aと供試体Cの軸方向ひずみの分布を示す。これらの分布の形状は、上述の軸方向載荷の状態での分布とあまり変わらず、供試体の下端に近づくにつれて鋼管のみが荷重を負担すると仮定した場合の分布線である破線に近づいている。また、鉛直隔壁を配置していない供試体Cの分布は、供試体Aの分布に比べてコンクリートを充填していない箇所ではばらついている。

図-IV.7 (a)~(b)は、供試体Aの鋼管のフランジ上の代表的な3点の軸方向ひずみと水平荷重の関係を示したものである。図中の破線と一点鎖線は、それぞれ鋼管のみが荷重を負担すると仮定した場合の関係およびコンクリートと鋼管が一体となって荷重を負担すると仮定した場合の関係を示している。これらの図をみると、フランジのせん断遅れ現象のように、鉛直隔壁との接合点のひずみが大きく、その荷重-ひずみ関係は一点鎖線に近くなっているのに対して、他の二点のひずみは小さく、その荷重-ひずみ関係は破線に近いことがわかる。

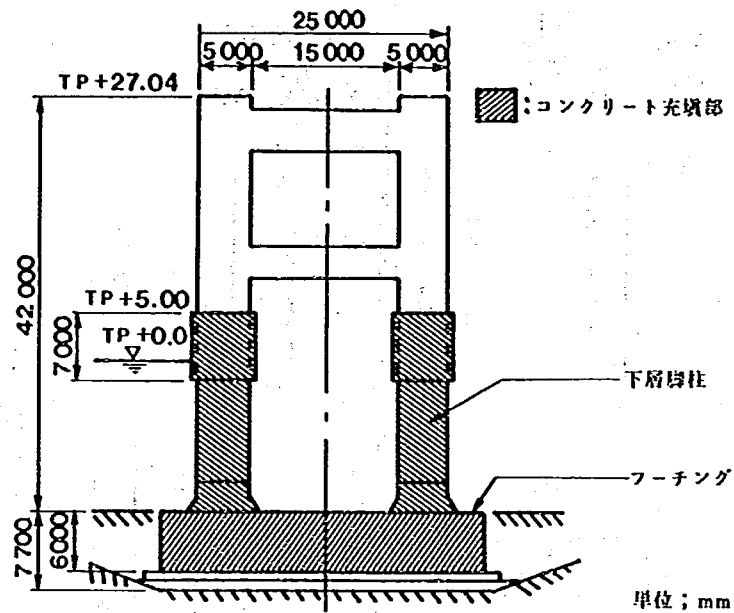
4. 結 論

現在、工事が進められている関西国際空港連絡橋の橋脚に適用されたコンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷性能を確認するために、実橋脚の脚柱の1/5程度の供試体を製作し、静的な二軸載荷試験を実施した。得られた結果をまとめると次の通りである。

- (1) 供試体下端での鋼管降伏時の水平荷重の実測値は、鋼管のみが荷重を負担するとして求めた理論値に近くっており、弾性領域内では完全な合成構造としての耐荷性能を期待しえないことが確認された。
- (2) しかし、塑性領域では断面全体が塑性化する以前に鋼管に大きな局部座屈の発生がなく、鋼管内全体にコンクリートを充填した場合と同等の大きな耐荷力が得られることが確認された。
- (3) 鉛直隔壁を配置することにより、コンクリートの充填部と無充填部の境界付近の応力の流れや水平変位の分布がなめらかになることが確認された。
- (4) 鉛直荷重が大きくなるに伴って、コンクリートの充填部と無充填部の境界付近の応力の流れが乱れ易くなることが確認された。

参 考 文 献

- 1) Hirohiko Tada, Hiroshi Shinohara, Koichi Minosaku, Akira Takizawa, and Jun Hikino: A Study on Behavior of Concrete Filled Steel Tubes, Proc. of the 2-nd Bridge Workshop, September 1985.
- 2) 合成柱（充填方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案）：阪神高速道路公団，1986. 3



図－IV.1 関西国際空港連絡橋の橋脚の形状・寸法

表－IV.1 供試体の諸元

供 試 体		A	B	C	D
高 さ (cm)		350	350	350	350
断 面 (cm)		90×90	90×90	90×90	90×90
鋼 板 の 厚 さ ¹⁾ (mm)	上部	16	16	16	8
	下部	8	8	8	16
鉛 直 隔 壁		有	有	無	有
鉛 直 荷 重 (ton)		100	500	100	65⇒500

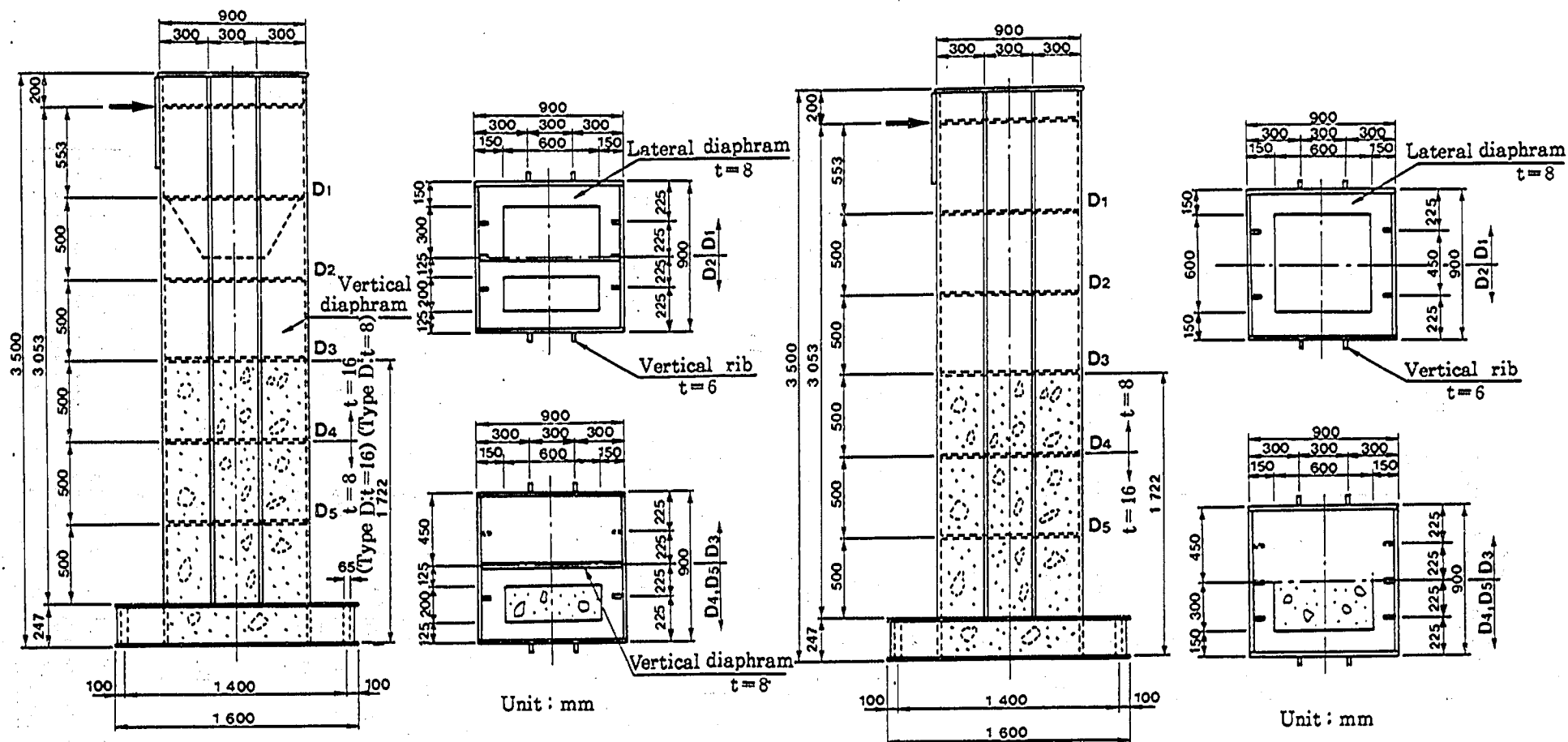
1) 鋼板の厚さは、下端から100 cm 上の断面で変化させている。

表－IV.2(a) 鋼材の材料試験結果 (SM 41)

鋼 材 厚 (mm)	8	16
降 伏 点 (kg/cm ²)	3,540	2,950
引 張 強 度 (kg/cm ²)	4,770	4,480
ヤング係数 (× 10 ⁶ kg/cm ²)	1.98	2.03

表－IV.2(b) コンクリートの材料試験結果

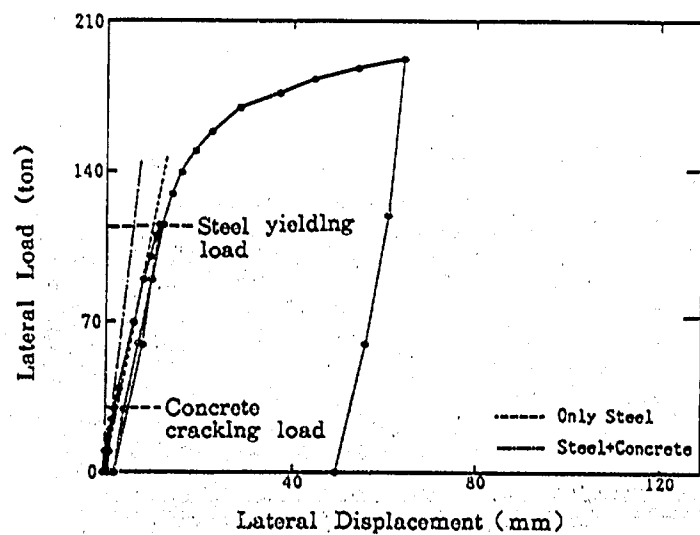
供 試 体	A	B	C	D
圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	267	260	253	219
引 張 強 度 (kg/cm ²)	26.1	21.6	23.4	25.7
ヤング係数 (× 10 ⁶ kg/cm ²)	2.27	2.17	2.14	2.08



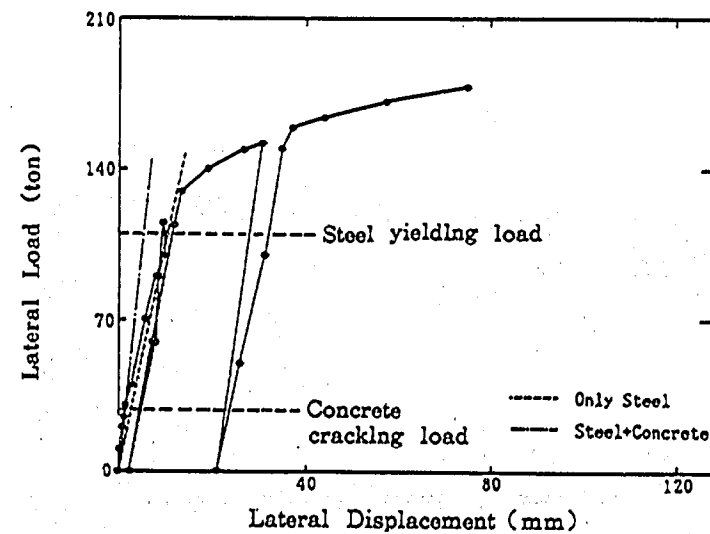
(a) Type-A, B and D

(b) Type-C

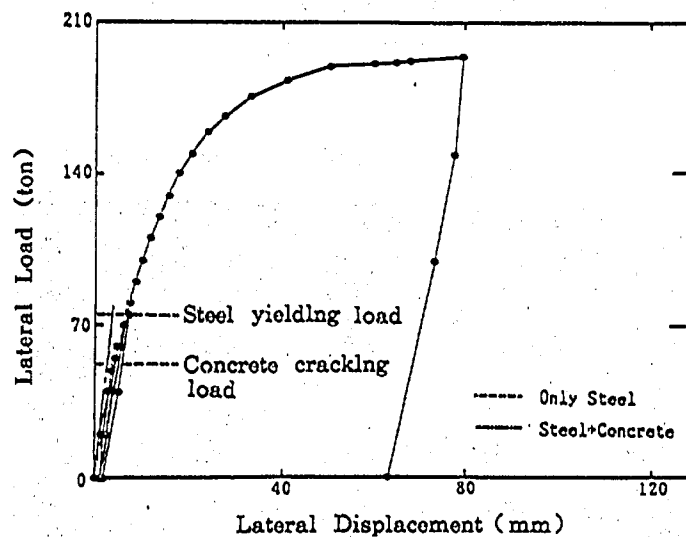
図-IV.2 供試体の形状寸法



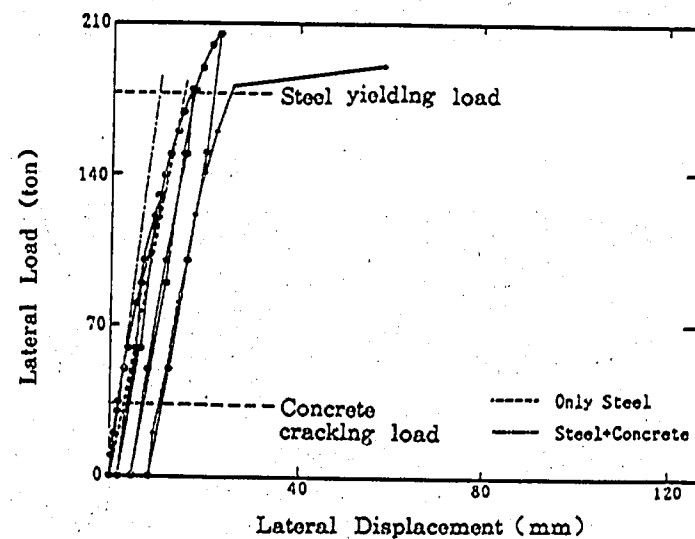
(a) Type-A



(c) Type-C



(b) Type-B



(d) Type-D

図-IV 3 水平荷重と水平変位の関係

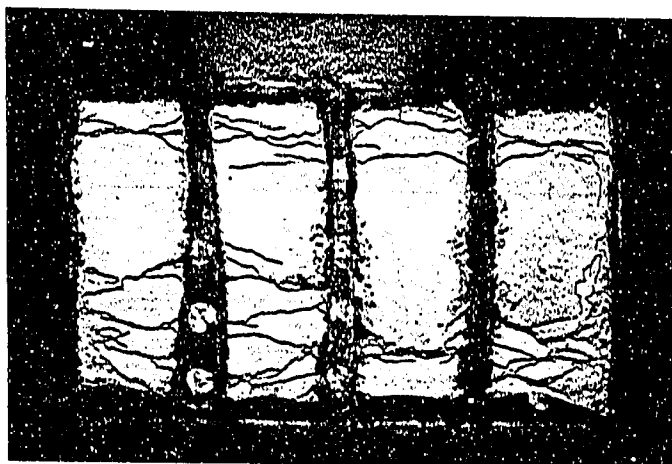


写真-IV.1 充填コンクリートのひびわれ（供試体C）

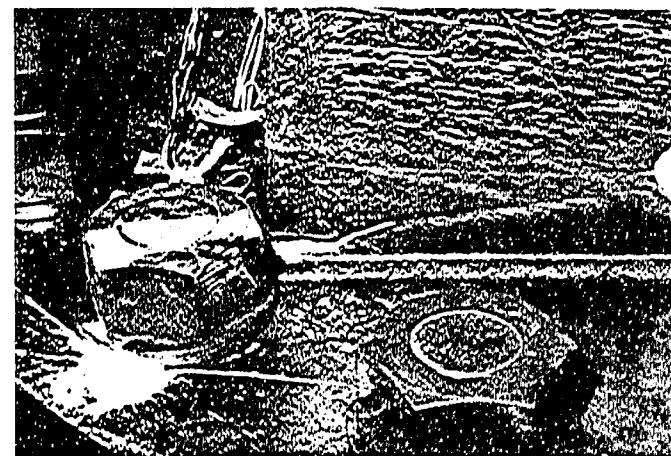


写真-IV.3 固定端圧縮側での鋼管の破断（供試体C）

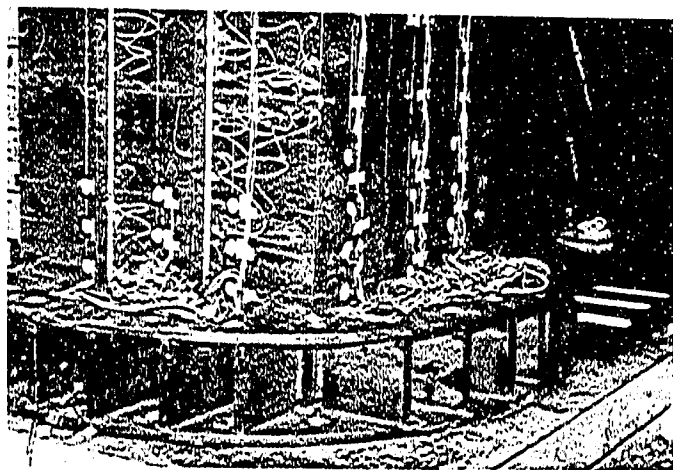


写真-IV.2 鋼管の局部座屈（供試体A）

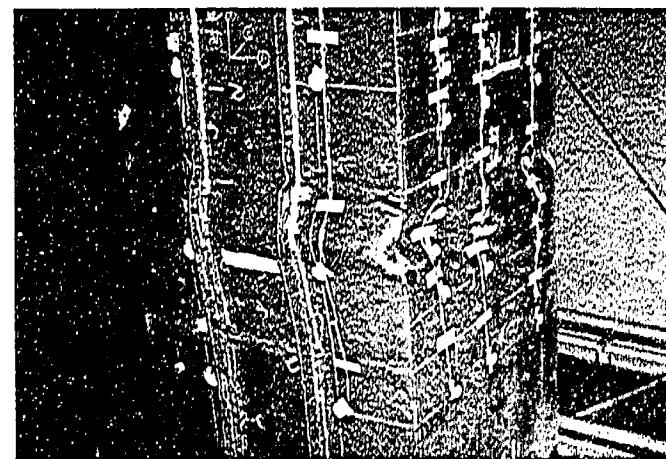
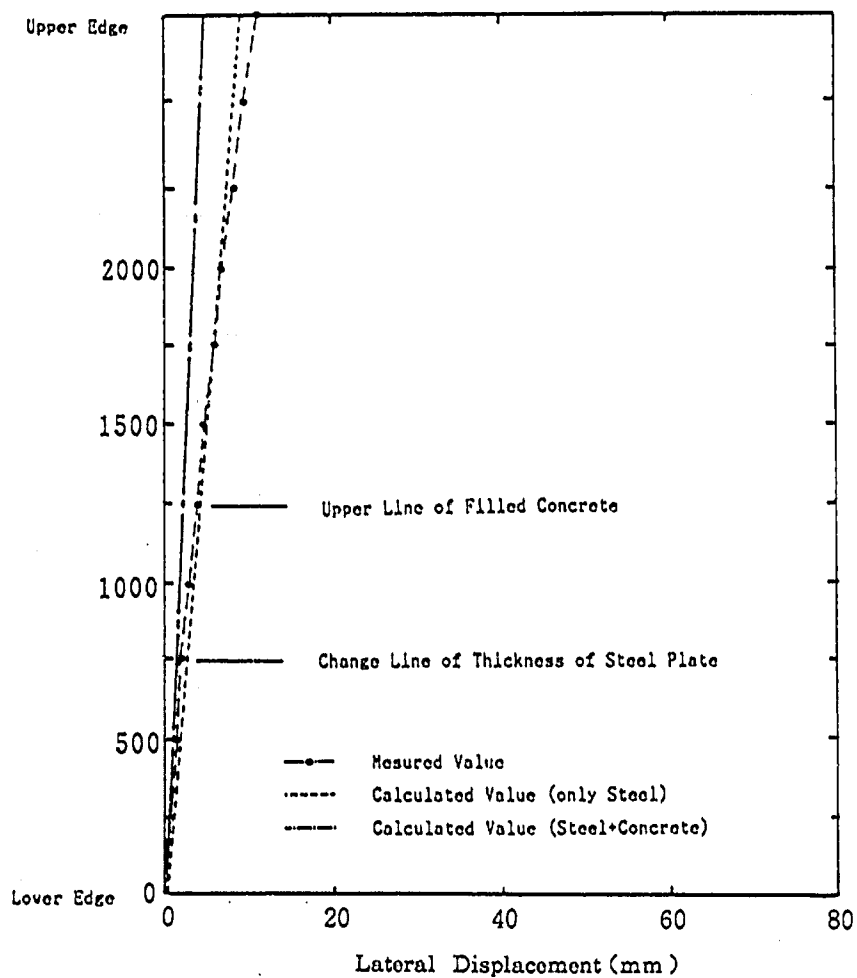
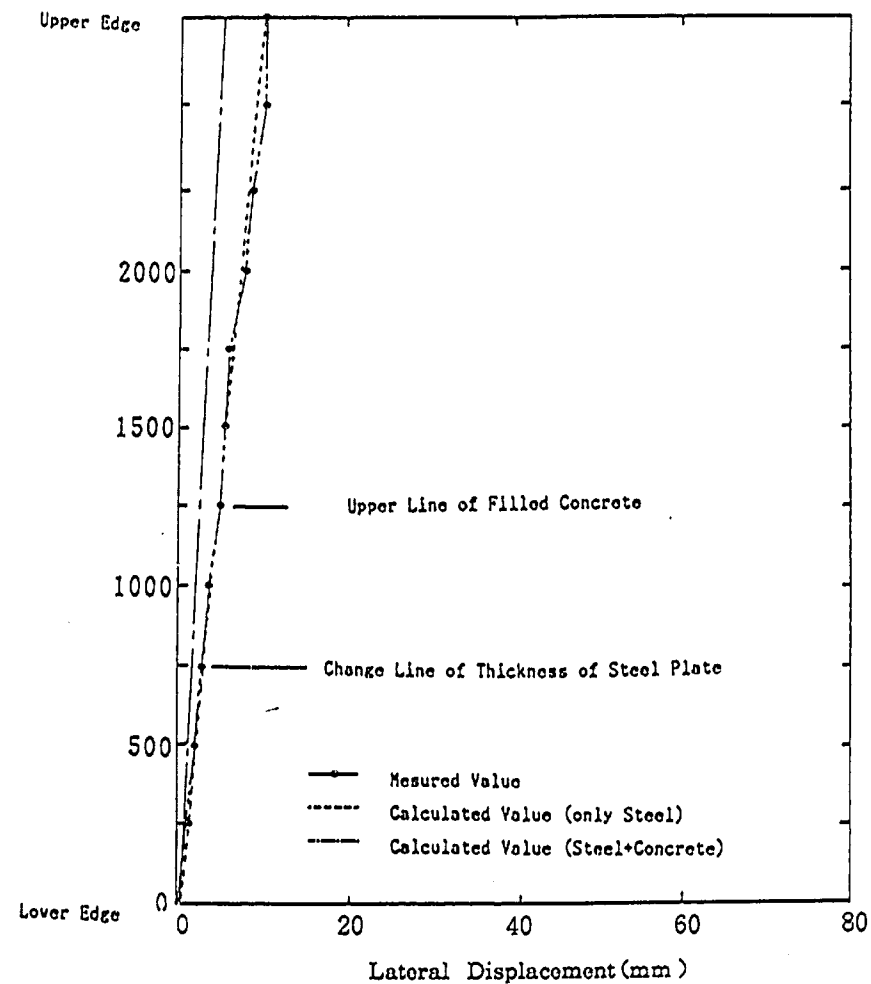


写真-IV.4 コンクリートの充填部と無充填部との境界部
近傍で生じた鋼管の破断（供試体D）



(a) Type-A (Lateral Load : 114.5 ton)



(b) Type-C (Lateral Load : 114.8 ton)

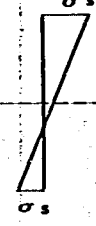
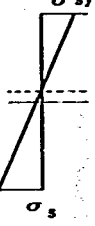
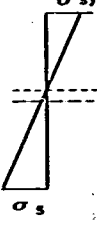
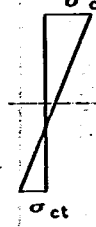
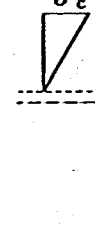
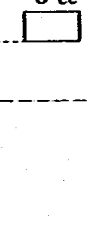
図-IV.4 水平変位の軸方向分布

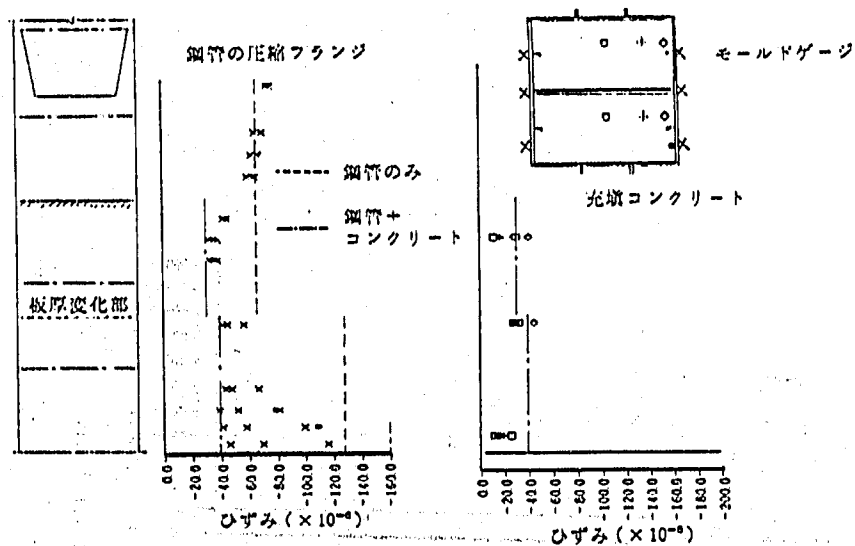
表-IV.3 主要な荷重の実測値と計算値

単位: ton

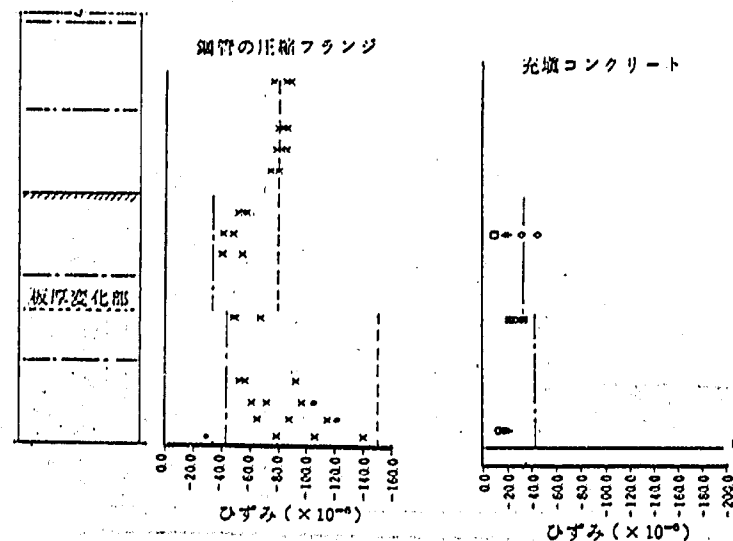
供 試 体		A	B	C	D	
鉛 直 荷 重		100	500	100	65	500
コンクリートの ひびわれ発生 荷重	実測値 P _{cm}	29.7	54.7	30.0	34.8	-
	理論値 P _{cc}	32.2	47.5	29.7	38.3	-
	P _{cm} / P _{cc}	0.92	1.15	1.01	0.91	-
鋼材の降伏荷重	実測値 P _{ym}	114.6	74.7	109.8	179.5	99.8
	理論値	P _{tys}	108.3	73.0	98.3	174.4
		P _{tysc}	141.2	137.3	128.9	210.4
	P _{ym} / P _{tys}		1.06	1.02	1.12	1.03
	P _{ym} / P _{tysc}		0.81	0.54	0.85	0.56
最 大 荷 重	実測値 P _{mm}	192.6	194.5	184.6	-	187.0
	理論値	P _{uh}	169.4	168.9	-	253.9
		P _{up}	178.3	201.0	-	308.2
	P _{mm} / P _{uh}		1.14	1.15	-	0.73
	P _{mm} / P _{up}		1.08	0.97	-	0.61

表-IV.4 主要な荷重の算定における軸方向ひずみ分布

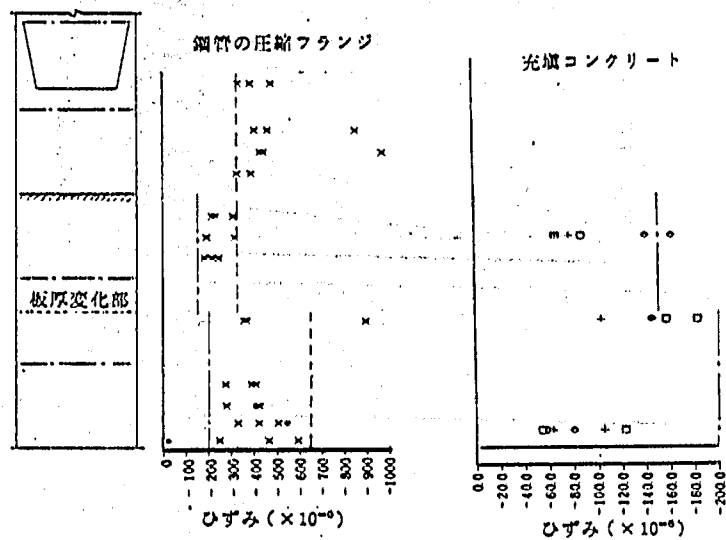
Concrete cracking load	Steel yielding load		Maximum load	
P _{cc}	P _{tysc}	P _{tys}	P _{uh}	P _{up}
Steel; 	Steel; 	Steel; 	Steel; 	Steel; 
Concrete; 	Concrete; 	Concrete; 	Concrete; 	Concrete; 
σ_{ct} ; Tensile strength of concrete	σ_{sy} ; Yield point of steel	σ_{sy} ; Yield point of steel	σ_{lb} ; Local buckling strength of steel σ_{cc} ; Compression strength of concrete	σ_{sy} ; Yield point of steel σ_{cc} ; Compression strength of concrete



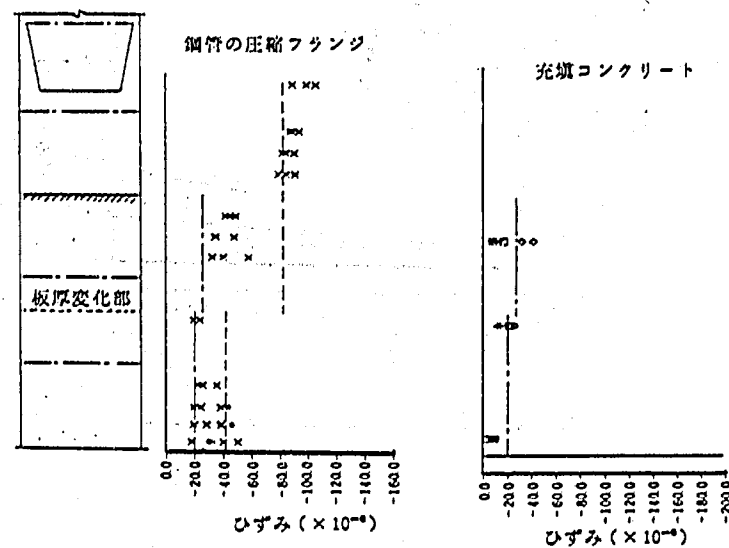
(a) 供試体 A (鉛直荷重; 100 ton)



(c) 供試体 C (鉛直荷重; 100 ton)

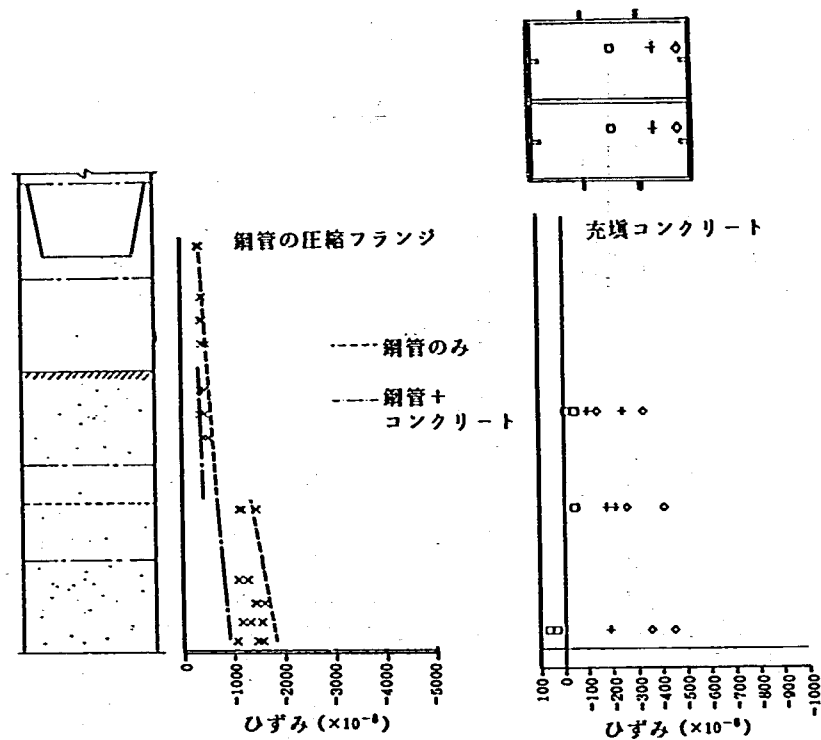


(b) 供試体 B (鉛直荷重; 500 ton)

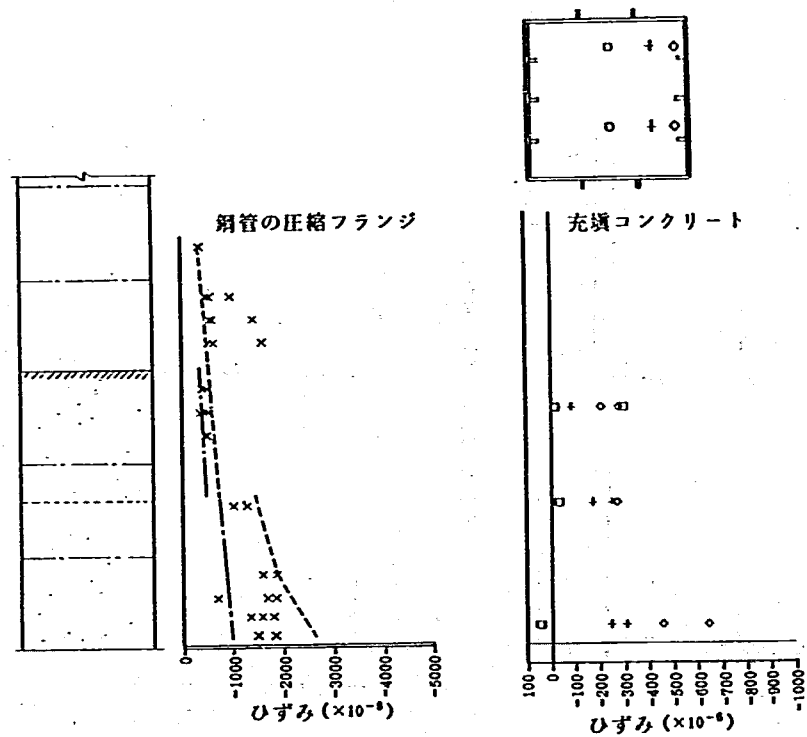


(d) 供試体 D (鉛直荷重; 100 ton)

図 - IV. 5 軸方向ひずみの分布 (鉛直荷重作用下)

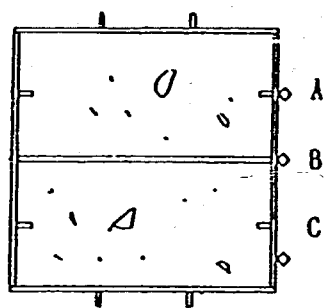
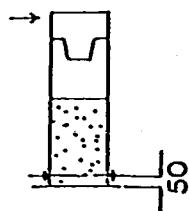


(a) 供試体-A (水平荷重: 114.5 ton)

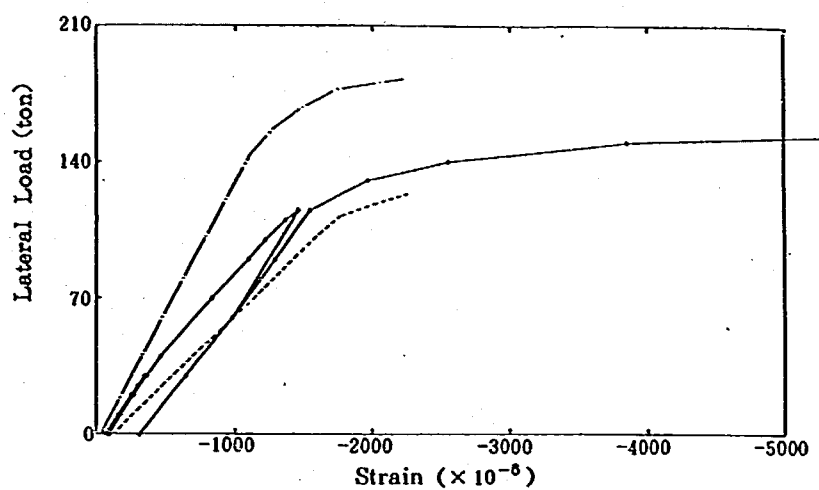


(b) 供試体-C (水平荷重: 114.8 ton)

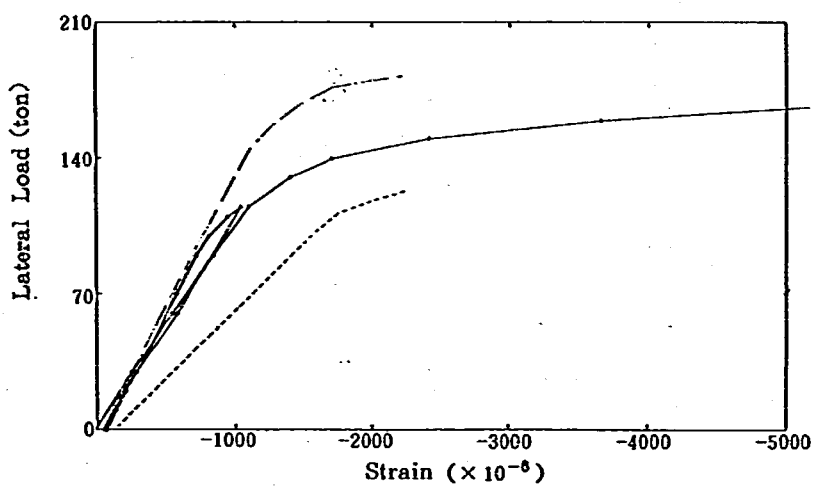
図-IV.6 軸方向ひずみの分布(二軸載荷状態下)



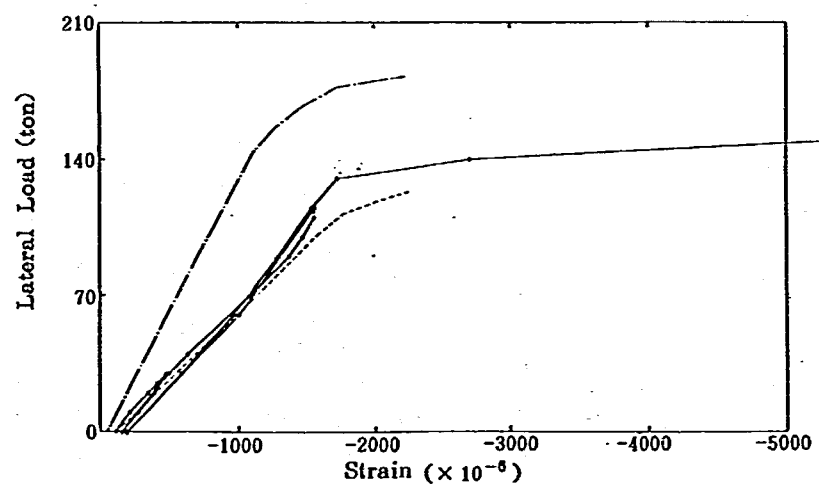
- - - - Only Steel Column
 — Steel Column and Filled Concrete



(a) Point A



(b) Point B

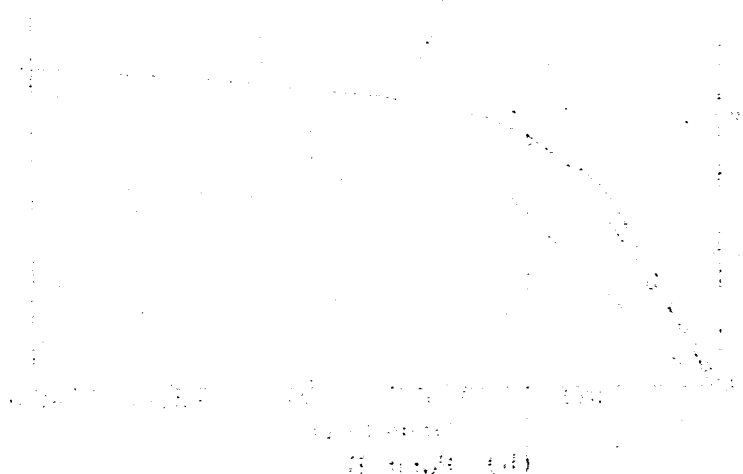


(c) Point C

図-IV.7 水平荷重と軸方向ひずみの関係
 (二軸载荷状態下, 供試体A)



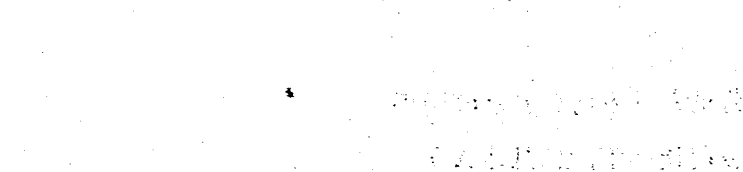
100
1960
1965
1970



100
1960
1965
1970



100
1960
1965
1970



100
1960
1965
1970

100
1960
1965
1970

付 属 資 料

I. BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES AS A BENDING MEMBER

1. INTRODUCTION

Last year, the behavior of concrete-filled steel tubes was discussed under compression. High resistance and good ductility of concrete-filled steel tubes were observed, because the local buckling of the steel tubes was prevented and the concrete is triaxially compressed due to the hoop tension action of the steel tubes. However, shear connectors are sometimes needed to secure the composite action of the concrete-filled steel tubes.

In this report, the behavior of concrete-filled steel tubes under bending is discussed. Although the concrete-filled steel tubes are not expected to be used as beams, bending tests are effective to know the behavior of beam-columns. The beam-column tests are expected to be made next year.

2. OUTLINE OF THE TESTS

Six specimens were tested, the dimensions of which are shown in Table 1. Specimens A-1 to A-3 have diaphragms which are designed to satisfy the Highway Bridge Specifications in Japan. The shearing forces between the steel tubes and the concrete can be shared with diaphragms. A-1 has 16 studs in every 15 cm section, which transmit the shearing forces and prevent the local buckling of the tube. A-2 has no stud, the shearing forces are transmitted by the natural bond of the steel tubes and the concrete. A-3 has grease between the steel tubes and the concrete, which will remove the natural bond.

Specimens B-1 to B-3 have no diaphragms, B-1 has enough studs to transmit the shearing forces and to prevent the separation of the steel tube and the concrete in elasticity. The separation occurs because the Poisson's ratio of concrete is smaller than that of the steel tubes in elasticity. B-2 has studs only to secure the transmission of the shearing forces. B-3 has no studs, the shearing force being transmitted by the natural bond only.

The test was performed using 3000 ton testing machine of the P.W.R.I.. The strain of the steel tubes and of the concrete, and the deformation were measured in the test (Photo-1, 2).

3. RESISTANCE

The Load-Deformation curves of the specimens are shown in Fig. 3 - Fig. 8. The theoretical curves are also shown, supposing gross section, net section (reinforced concrete theory), and steel section are effective. The loadings corresponding to the full-plastic bending moment (P_p), and to the tensile yielding of the steel tube (P_{sy}) are also shown in the Figures. Concrete-filled steel tubes will not collapse even if the yielding of the materials are observed, therefore, the resistance of the concrete-filled steel tubes can not be evaluated by reinforced concrete theory. In this report, full-plastic bending moment is used as a measure to evaluate the resistance. The tensile yielding of the steel tubes are indicated to show the beginning of plasticity.

The full-plastic moment is evaluated supposing the following conditions.

- 1) Stress distribution is shown in Fig. 9, because local buckling of the tubes and shearing failure of the concrete is prevented.
- 2) The steel tube and the concrete will confine each other strictly.
- 3) The hoop tension action of the steel tube and the triaxial compression of the concrete are not considered.
- 4) The thickness of the tube is much smaller than the radius.

Then, the full-plastic moment (M_p) is evaluated as follows. First, the location of neutral axis (d) is obtained by solving the follows.

$$(1 + 4 \cdot \frac{t}{r} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}) \cdot (\frac{\pi}{2} - \alpha) + \sin \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{\pi}{2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$d = r \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (2)$$

Then the M_p is obtained by the follows.

$$M_p = M_c + M_{sc} + M_{st} \quad \dots\dots\dots (3)$$

where, M_c indicates the bending moment due to the concrete and can be estimated as,

$$M_c = A_c \cdot Y_c \cdot \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (4)$$

were A_c , Y_c are given by
if $\alpha \geq \pi/4$

$$A_c = r^2(\alpha - \sin\alpha \cdot \cos\alpha) \dots\dots\dots(5)$$

$$Y_c = r\left(\frac{2\sin^3\alpha}{3(\alpha - \sin\alpha \cdot \cos\alpha)} - \cos\alpha\right) \dots\dots\dots(6)$$

if $\alpha < \pi/4$

$$A_c = \frac{2}{3}R^2\alpha^3(1 - 0.2\alpha^2 + 0.019\alpha^4) \dots\dots\dots(7)$$

$$Y_c = 0.2R\alpha^2(1 - 0.0619\alpha^2 + 0.0027\alpha^4) \dots\dots\dots(8)$$

and M_{sc} and M_{st} denotes the bending moment of steel tubes in compression and in tension, which can be evaluated as follows.

$$M_{sc} = A_{sc} \cdot Y_{sc} \cdot \sigma_y \dots\dots\dots(9)$$

$$A_{sc} = 2 \cdot \alpha \cdot t \cdot r \dots\dots\dots(10)$$

$$Y_{sc} = r\left(\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \cos\alpha\right) \dots\dots\dots(11)$$

$$M_{st} = A_{st} \cdot Y_{st} \cdot \sigma_y \dots\dots\dots(12)$$

$$A_{st} = 2 \cdot \alpha' \cdot t \cdot r \dots\dots\dots(13)$$

$$Y_{st} = r\left(\frac{\sin\alpha'}{\alpha} - \cos\alpha'\right) \dots\dots\dots(14)$$

Now, the following behavior of the specimens is observed from the Figures, except for specimen A - 3.

- 1) Gross section is effective at the first state of loadings, but after that net section (obtained from reinforced concrete theory) is effective due to the cracking of the concrete in tension.
- 2) Even after the yielding of the materials, the load bearing capacity of the specimens increases steadily, finally exceeding the full-plastic bending moment due to the triaxial compression of the concrete.
- 3) High ductility can be expected.

While in specimen A - 3, the full-plastic moment cannot be expected and poor ductility was observed because the natural bond of the steel tube and the concrete was removed.

Therefore, as far as the resistance of the beams is concerned, high resistance and good ductility is secured by the natural bond between the steel

tube and the concrete, and studs are not needed. However, the resistance will be reduced significantly when natural bond is impaired.

After the loading, local buckling of the steel tube and cracking of the concrete were observed at the center span of the beam (Photo-3,4). However, even after yielding local buckling, the resistance of the beam is secured, because of the hoop tension action of the steel tubes. The concrete in tension has many cracks (Photo-5).

4. STRAIN OF CONCRETE

Typical behavior of the strain of the concrete (specimen A - 1) is shown in Fig. 10. At the loading of 60 tons (about 2/5 of the maximum loading), the strain of concrete in compression can be estimated conservatively by reinforced concrete theory. Of course, the strain of the concrete in tension can be disturbed by the cracking.

At the loading of 150 tons, measured strains exceeds the theoretical values because of the yielding of the steel and the concrete. However, the location of neutral axis may be estimated by reinforced concrete theory.

Therefore, the strain of concrete-filled steel tubes before yielding can be evaluated conservatively by reinforced concrete theory, whereas the strain after yielding is pretty complicated. The resistance of the concrete-filled steel tubes should be evaluated by plastic theory.

5. STRAIN OF STEEL TUBE

The strains of the steel tubes in compression at the center span of the beam is shown in Fig. 11 to Fig. 16. The strain in the right side is compressive axial strain, the strain in the left side being hoop tension strain. Two theoretical curves for the hoop tension strain are shown in the Figures. Supposing that the steel tube and the concrete will behave independently without bond, the strain is given by

$$\epsilon_h = \nu_s \cdot \epsilon_x \quad \dots\dots\dots(15)$$

where ϵ_h denotes the hoop tension strain, ϵ_x is the axial strain and ν_s is the Poisson's ratio of the steel tube. While supposing that the steel tube and the concrete will behave together, the strain will be given by

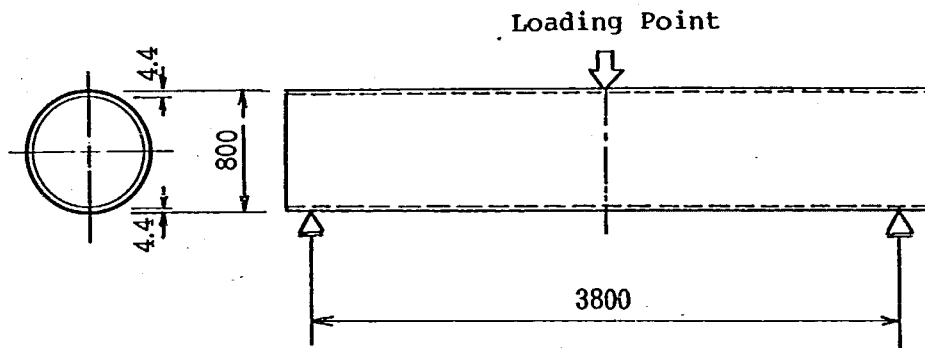
$$\epsilon_h = - \left(v_s - \frac{v_s - v_c}{1 + (1 - v_c) \frac{t \cdot E_s}{R \cdot E_c}} \right) \epsilon_x \quad \dots\dots\dots (16)$$

Now, the hoop strain of the specimen A - 1 shows that the strain follows the curve (16), where the bond between the steel tubes and the concrete is supposed, and the steel tube and the concrete behave together, because of the studs between them. However, the strain of A - 2 and A - 3 shows that the bond is not enough. Similarly, B - 1 has enough studs to secure the composite action of the steel tube and the concrete, whereas the strains of B - 2, B - 3 indicates that the studs in B - 2 and the natural bond of B - 3 are not enough for the steel tubes and the concrete to behave together. As discussed earlier, even the specimens A - 2, B - 2 and B - 3 has high resistance and good ductility, however, the behavior is doubtful when subjected to repeated loadings, because the steel tube and the concrete do not behave together in elasticity. More research works are required in this regard.

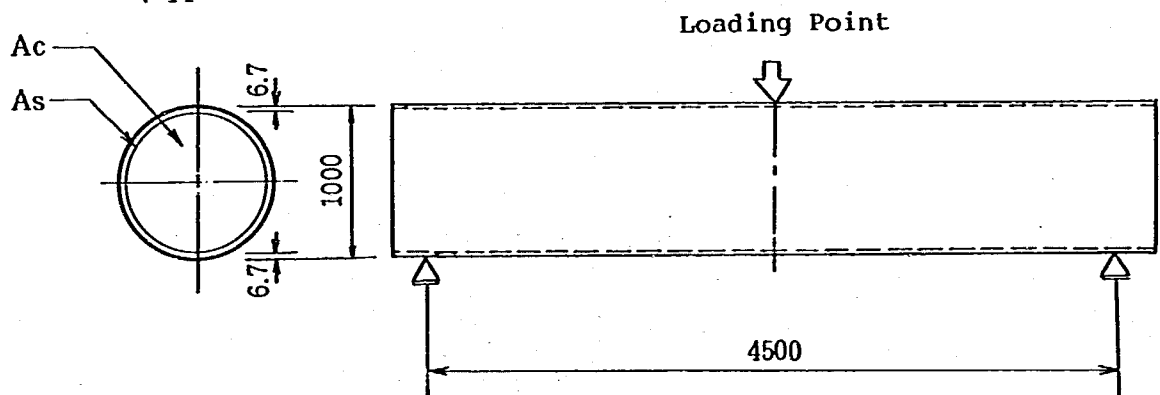
Table-1 Dimensions of the Specimens

specimen	material	stud	t (mm)	A _c (cm ²)	A _s (cm ²)	σ_{ck} (kg/cm ²)	σ_{sy} (kg/cm ²)
A-1	S S 41	with	4.4	4916	41	284	2800
A-2	S S 41	without	4.4	4916	41	284	2800
A-3	S S 41	grease	4.4	4916	41	284	2800
B-1	SM50Y	with(768)	6.8	7642	212	249	4540
B-2	SM50Y	with(288)	6.6	7648	206	247	4400
B-3	SM50Y	without	6.7	7645	209	247	4490

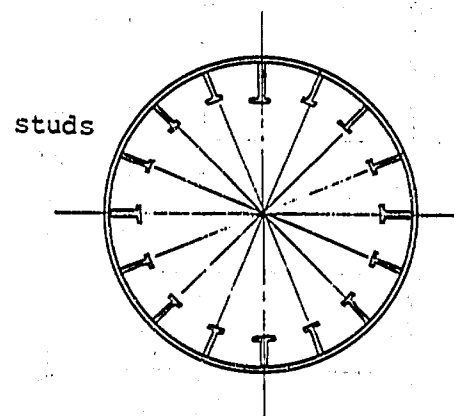
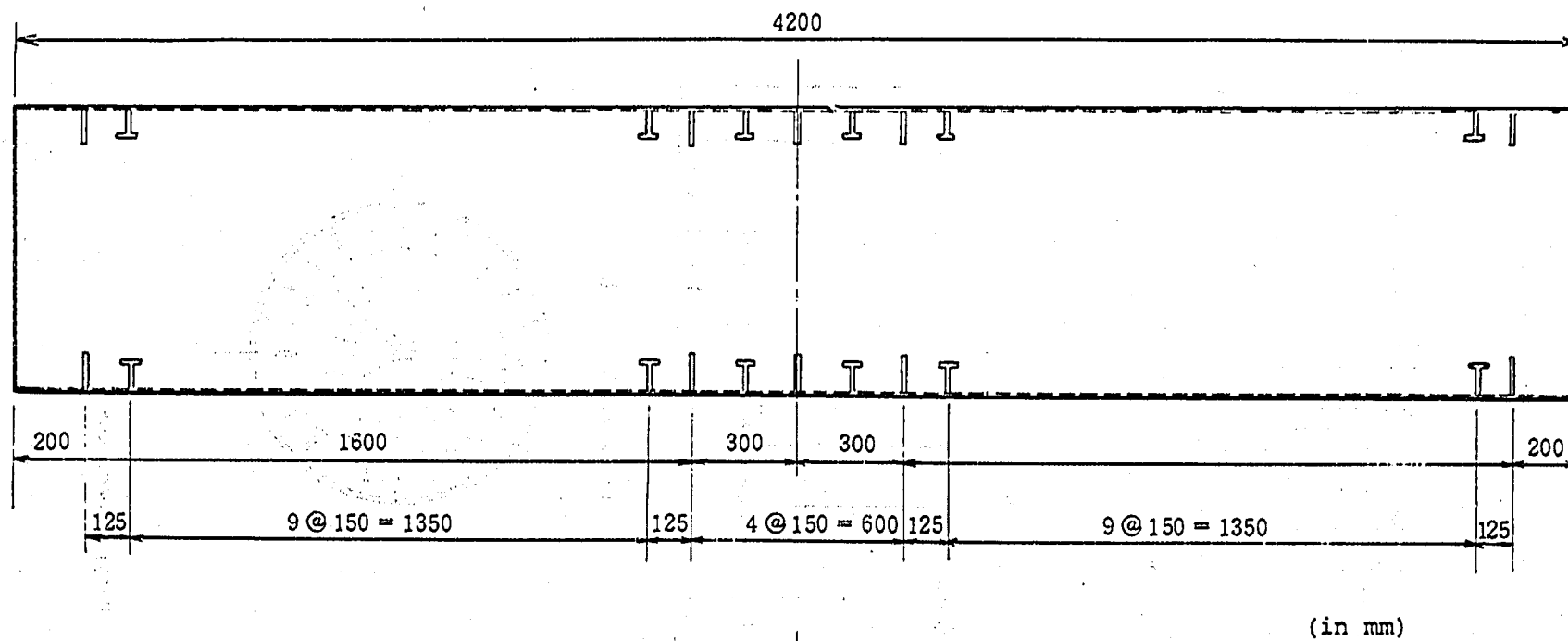
(Type A)



(Type B)



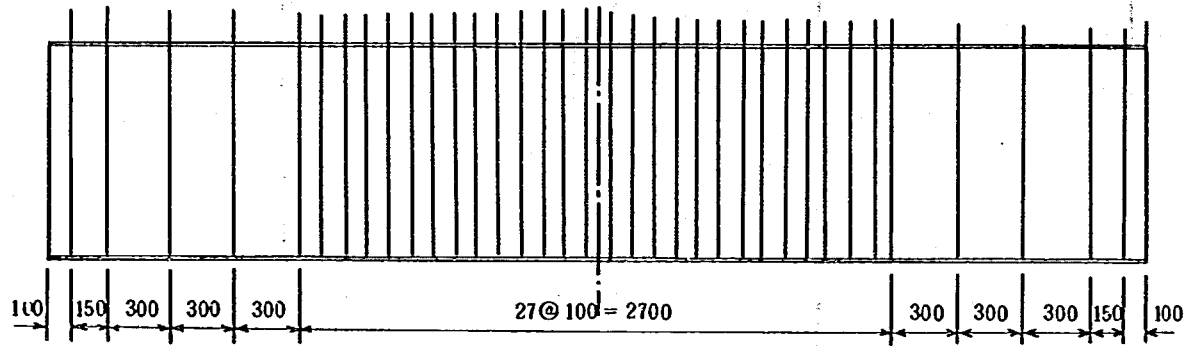
(in mm)



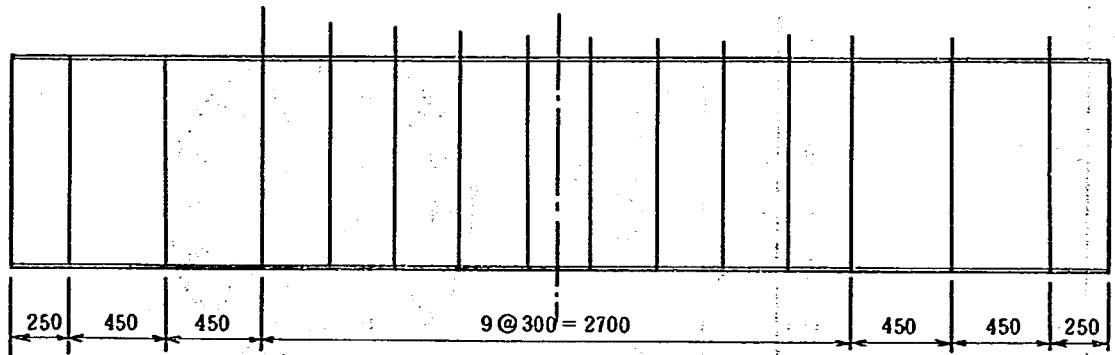
** Only A-1 has studs

Fig.-1 A-type Specimens

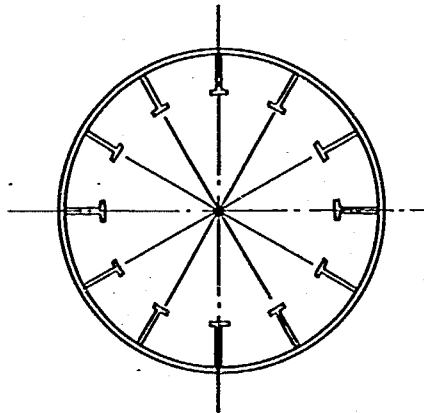
(Location of studs in B-1.)



(Location of studs in B-2)



(Cross Section of B-1)



(Cross Section of B-2)

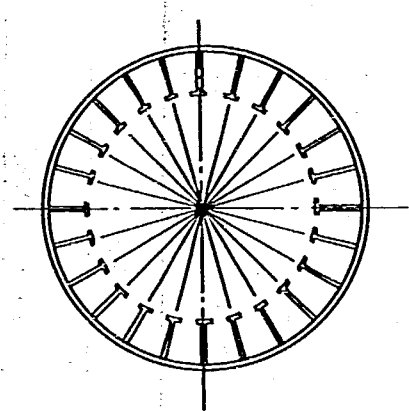


Fig.-2 B-type Specimens

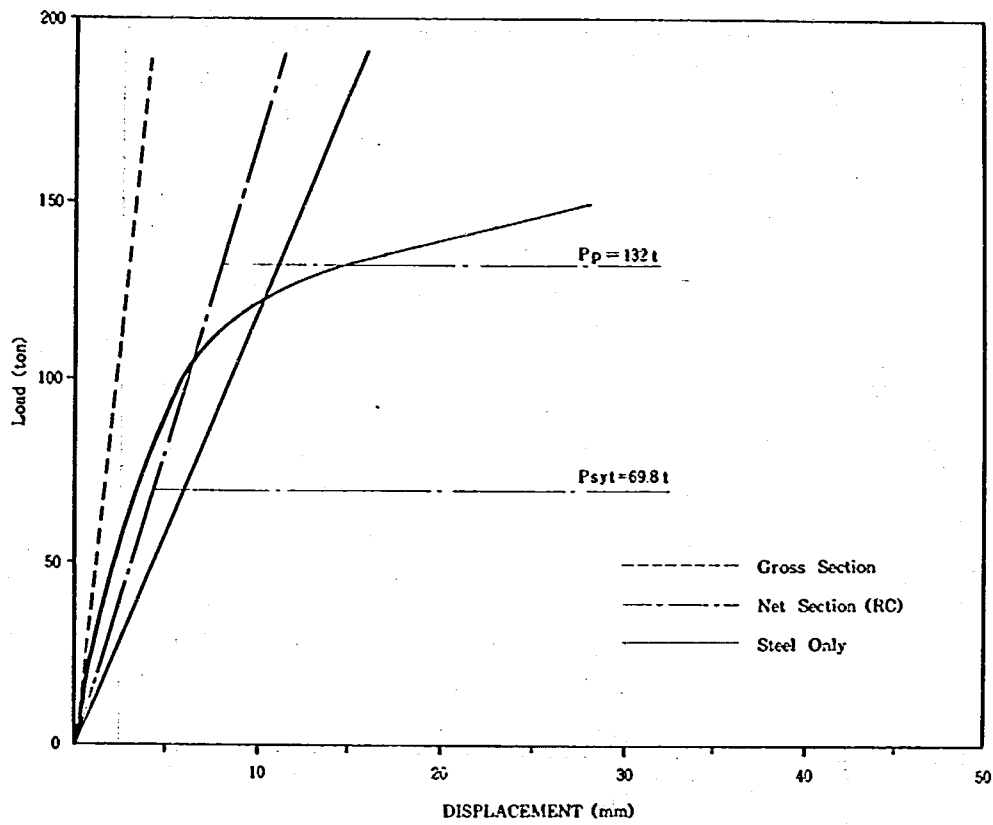


Fig.-3 Load-Deformation Curves (A-1)

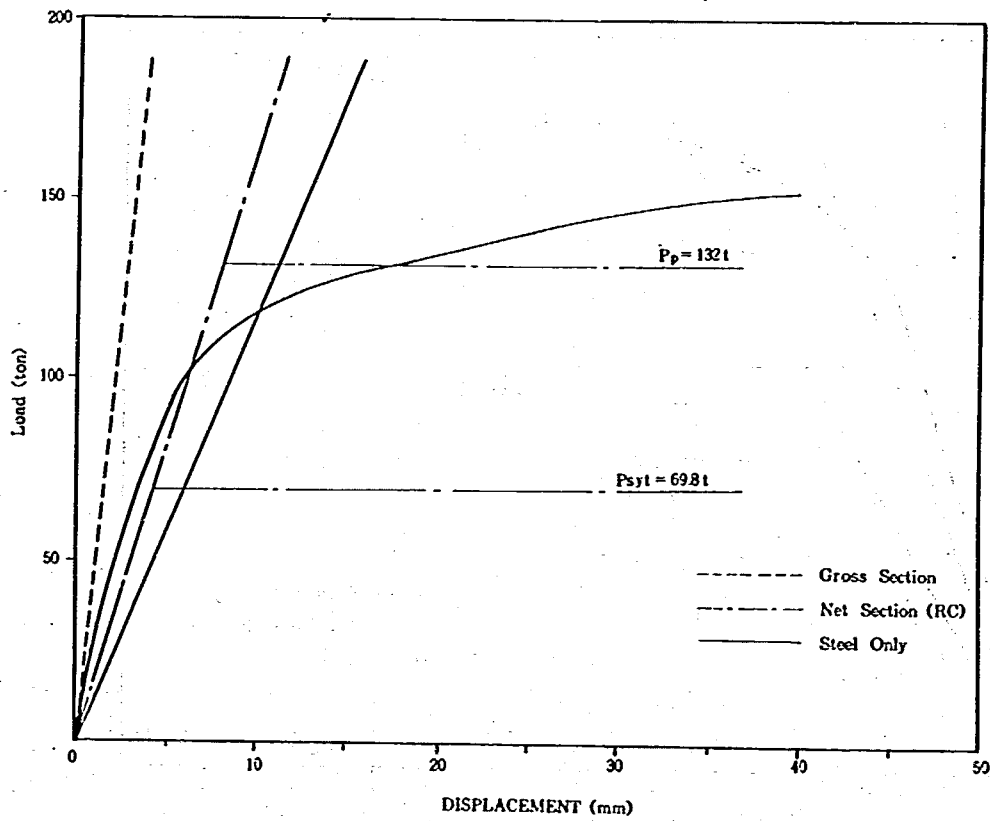


Fig.-4 Load-Deformation Curves (A-2)

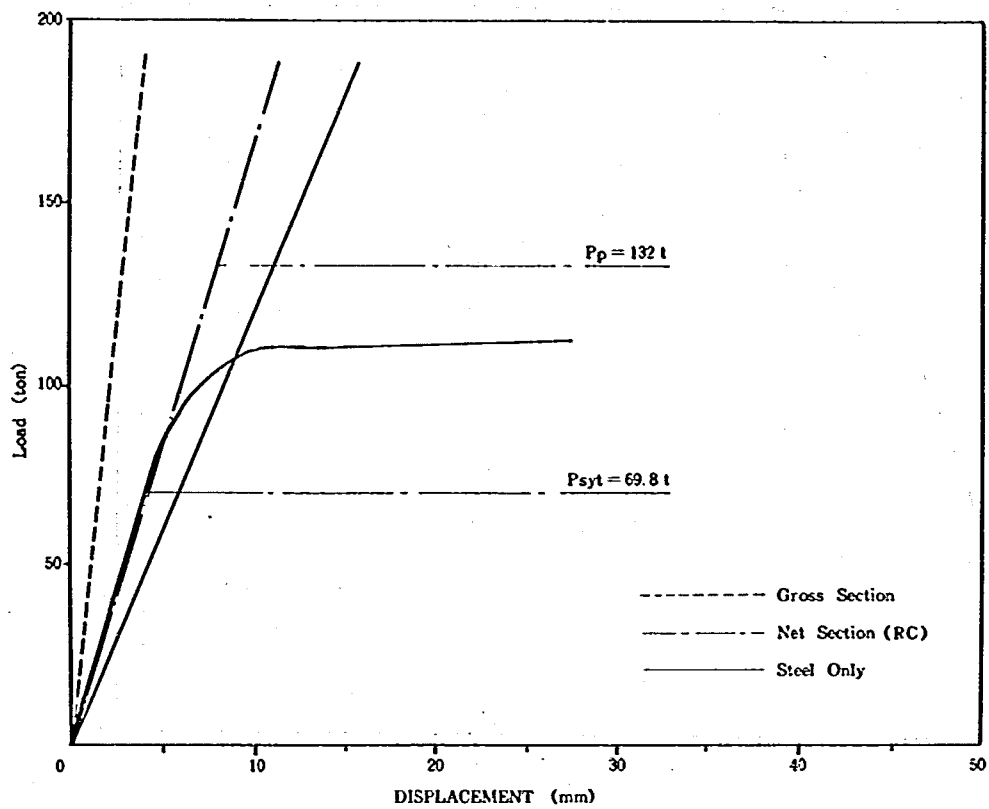


Fig.-5 Load-Deformation Curves (A-3)

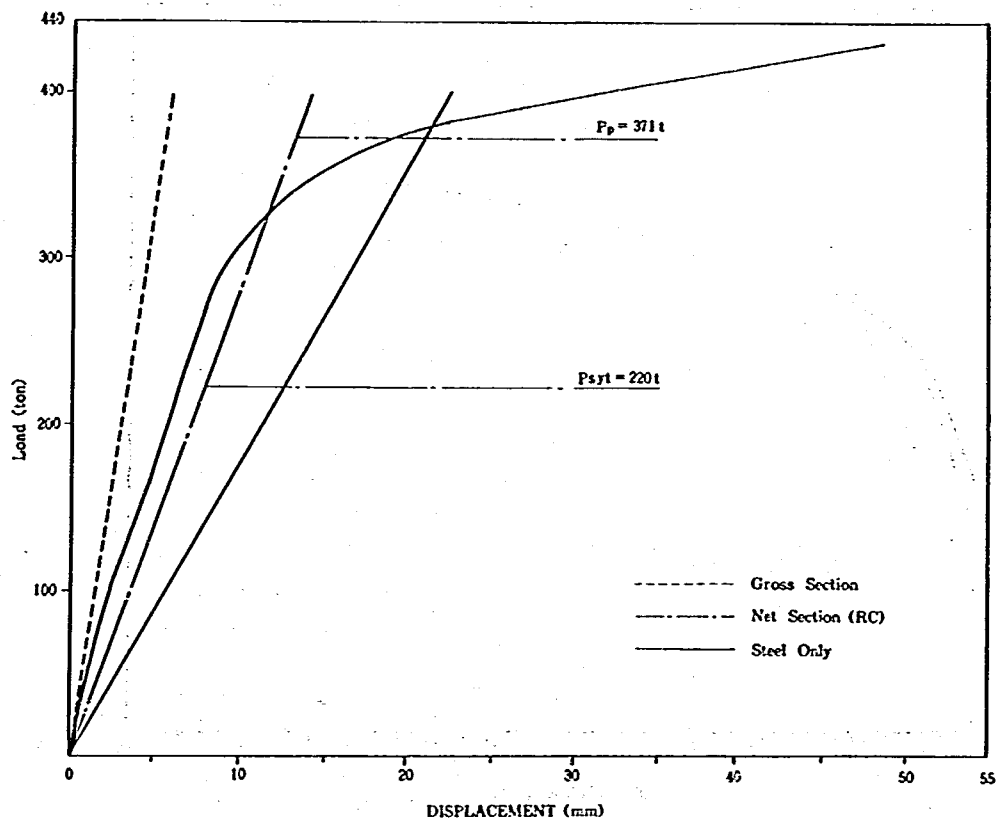


Fig.-6 Load-Deformation Curves (B-1)

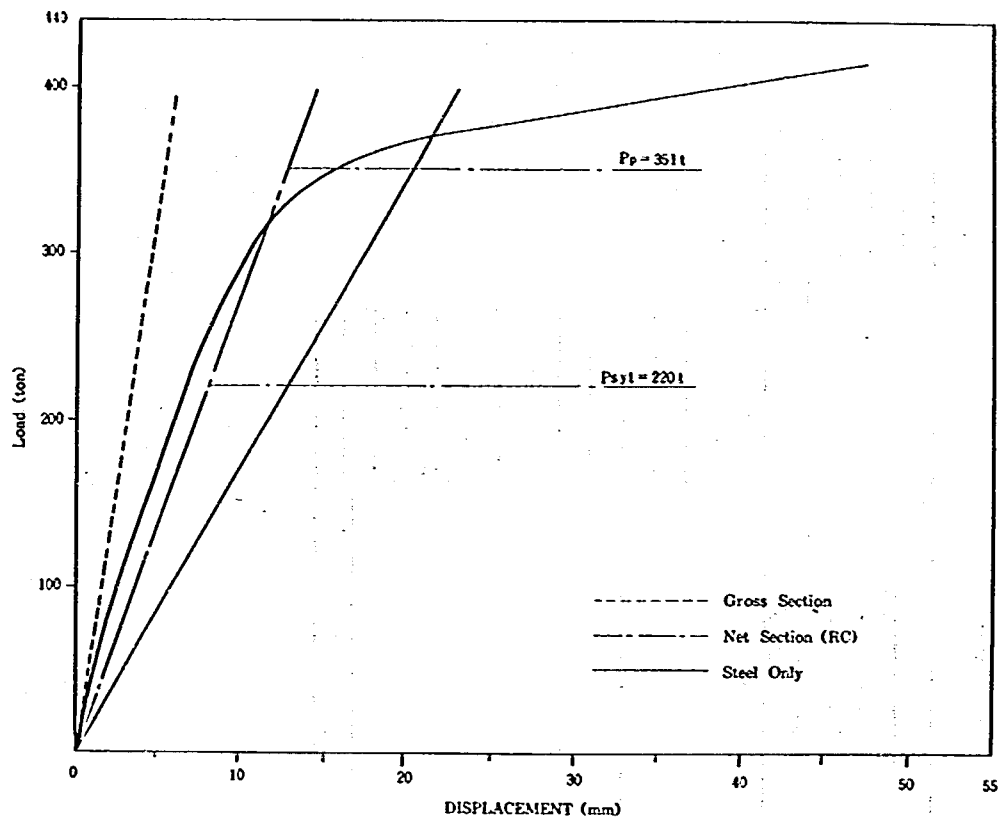


Fig.-7 Load-Deformation Curves (B-2)

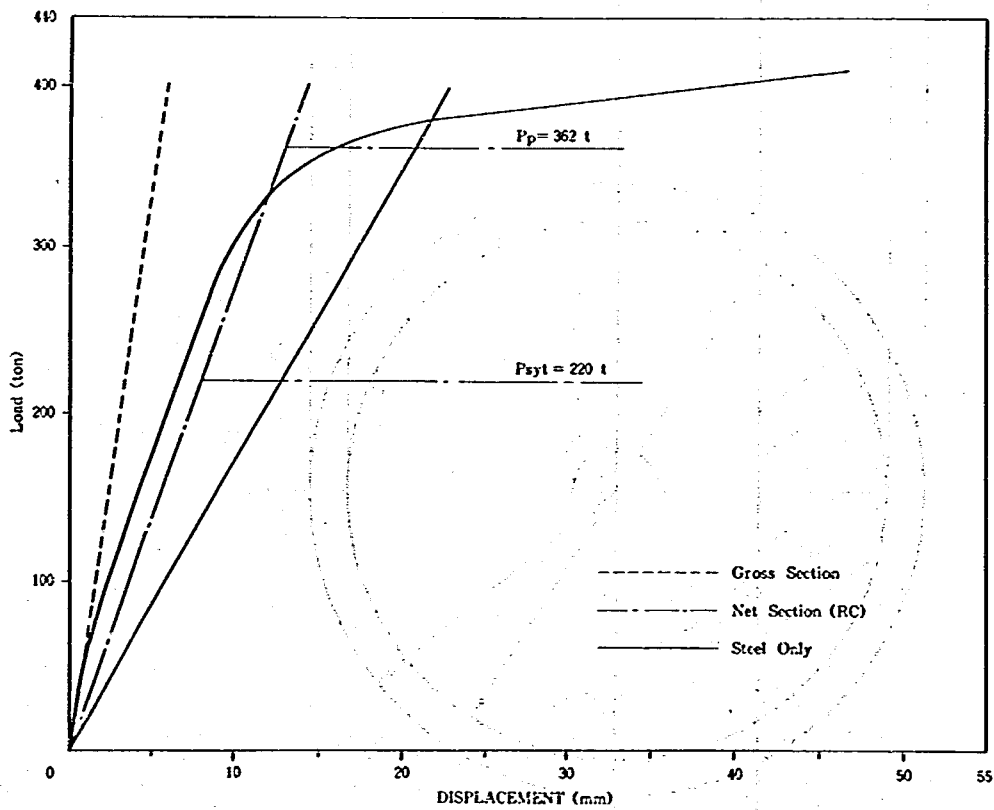


Fig.-8 Load-Deformation Curves (B-3)

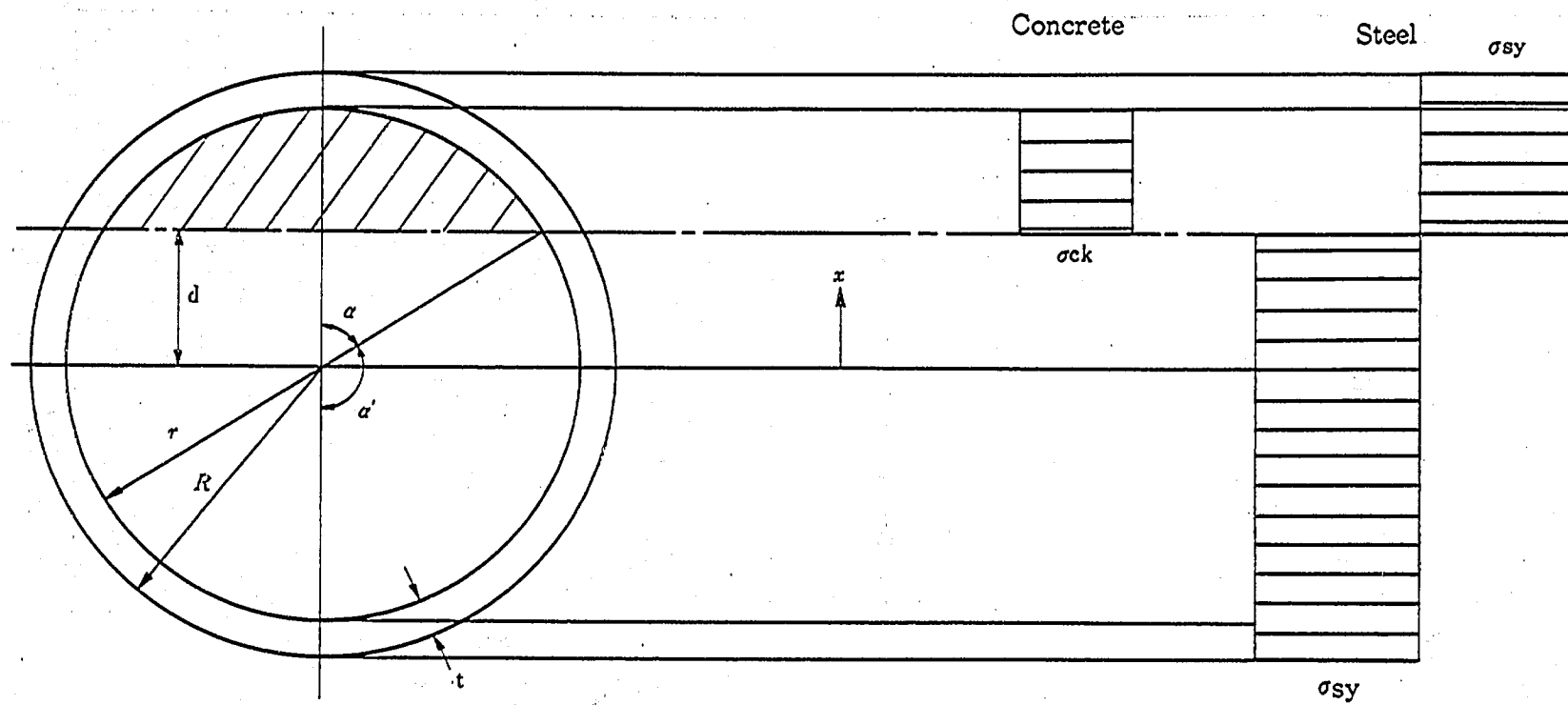


Fig.-9 Full-Plastic Bending Moment

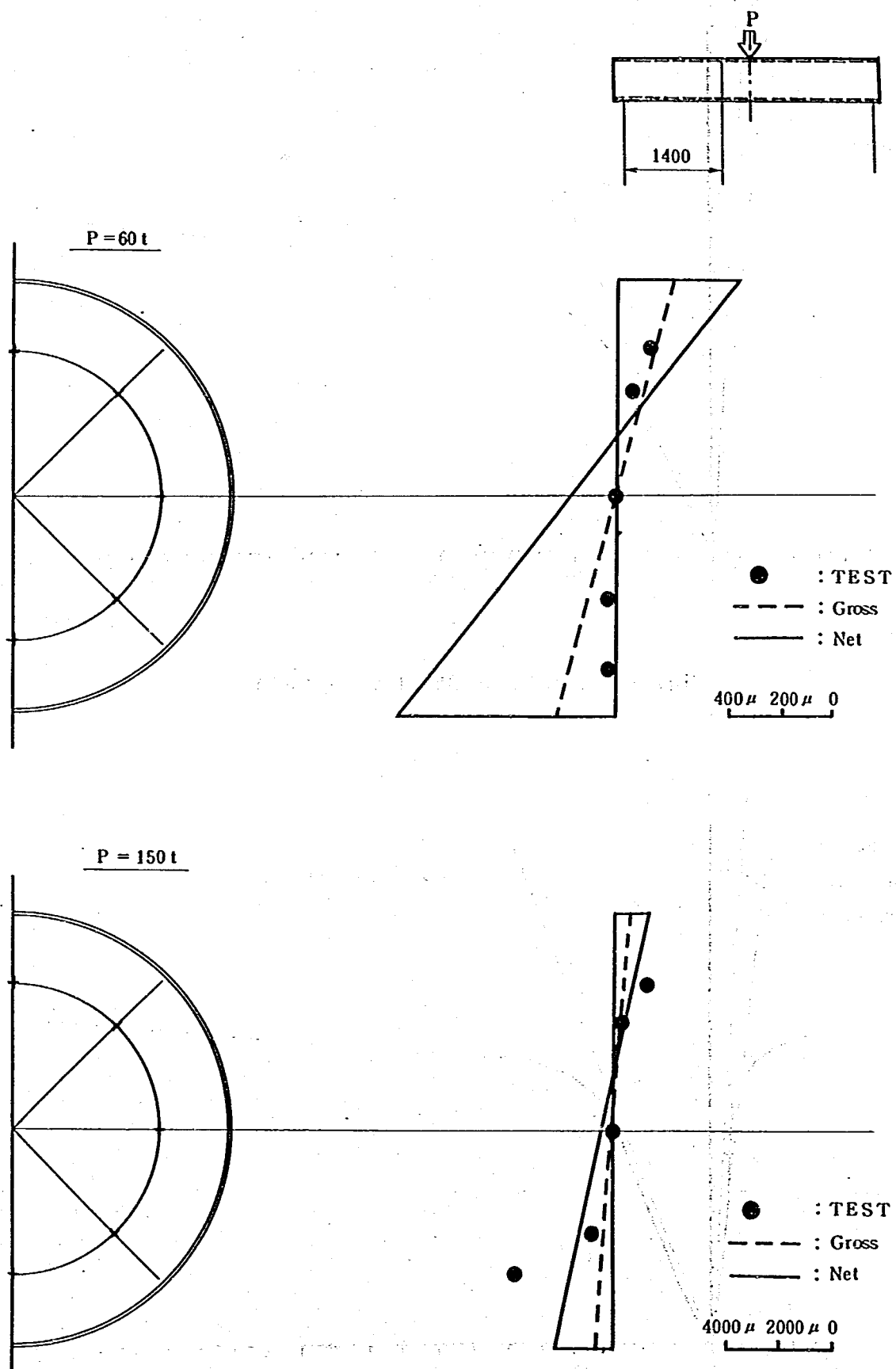


Fig.-10 Strain of Concrete (A-1)

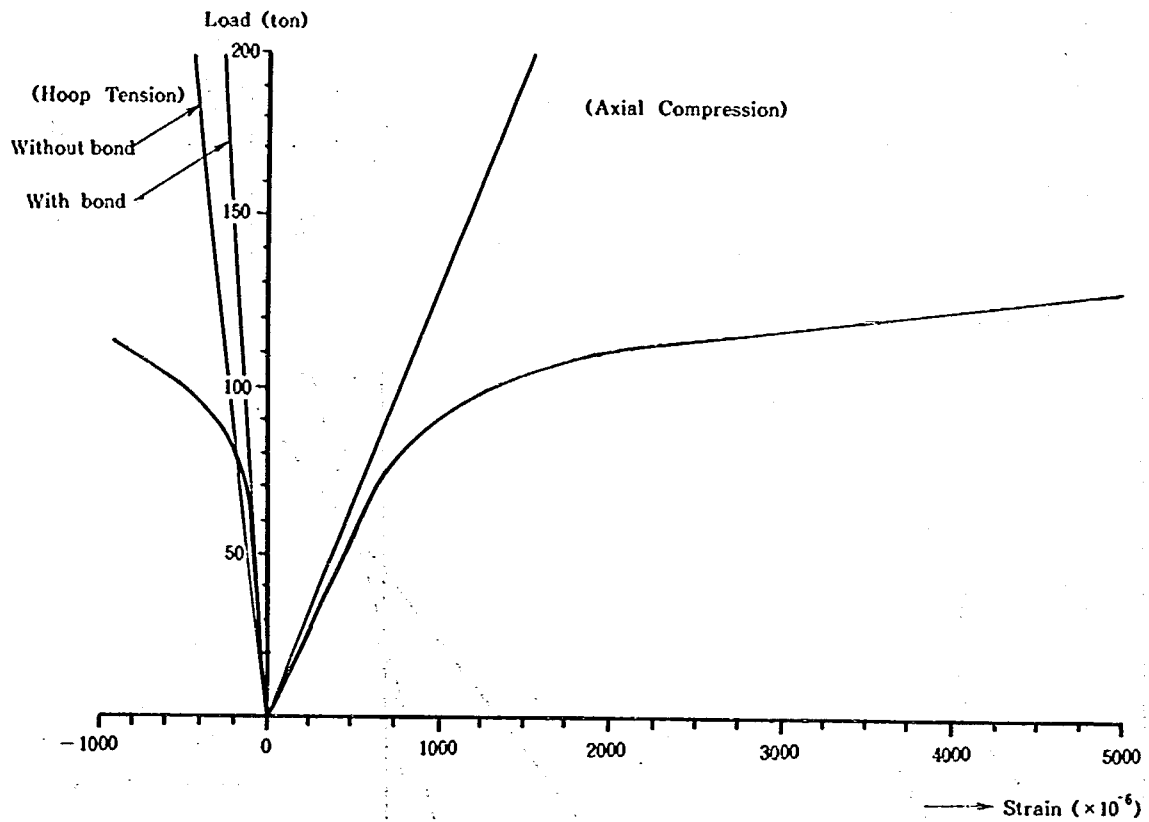


Fig.-11 Strain of Steel Tube (A-1)

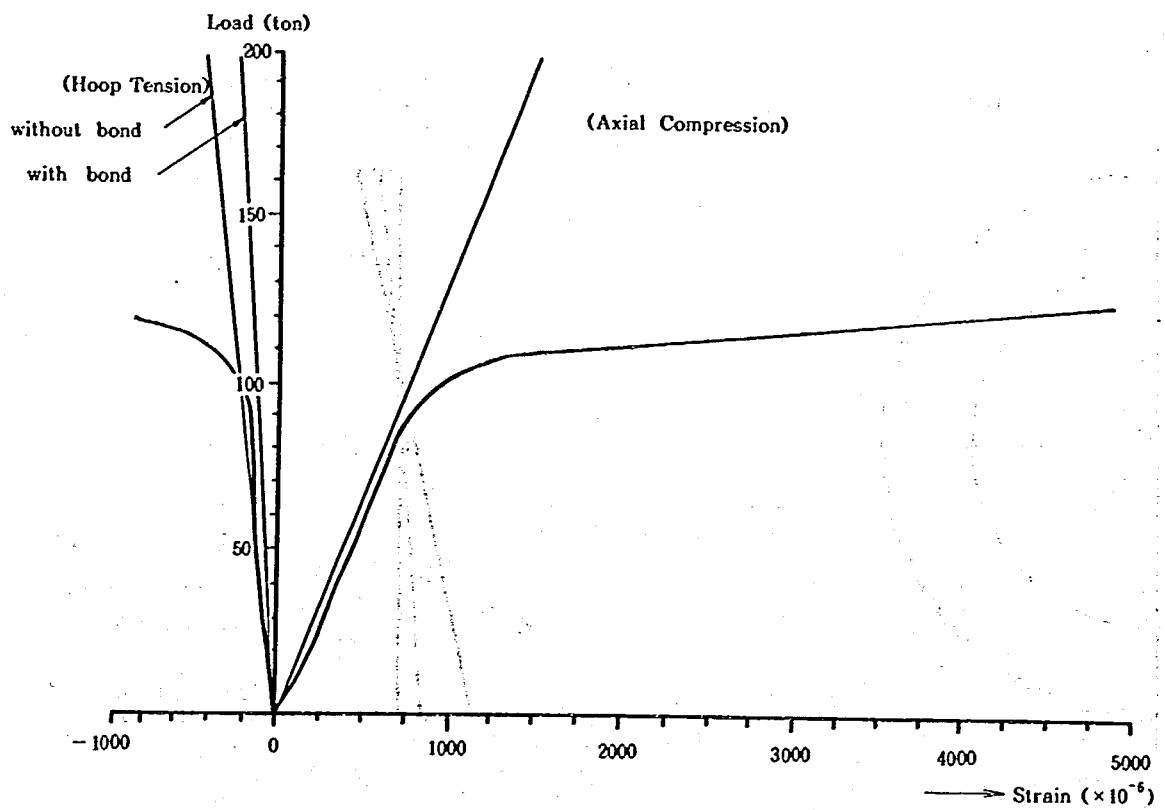


Fig.-12 Strain of Steel Tube (A-2)

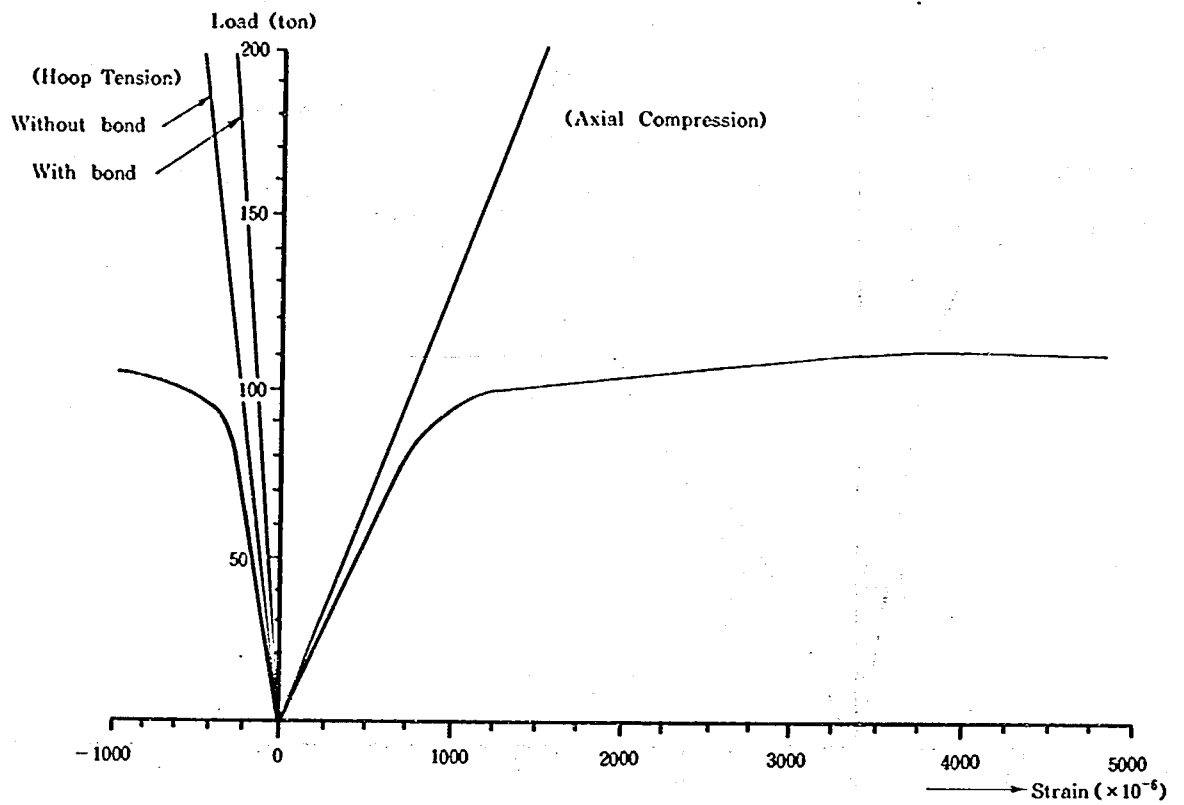


Fig.-13 Strain of Steel Tube (A-3)

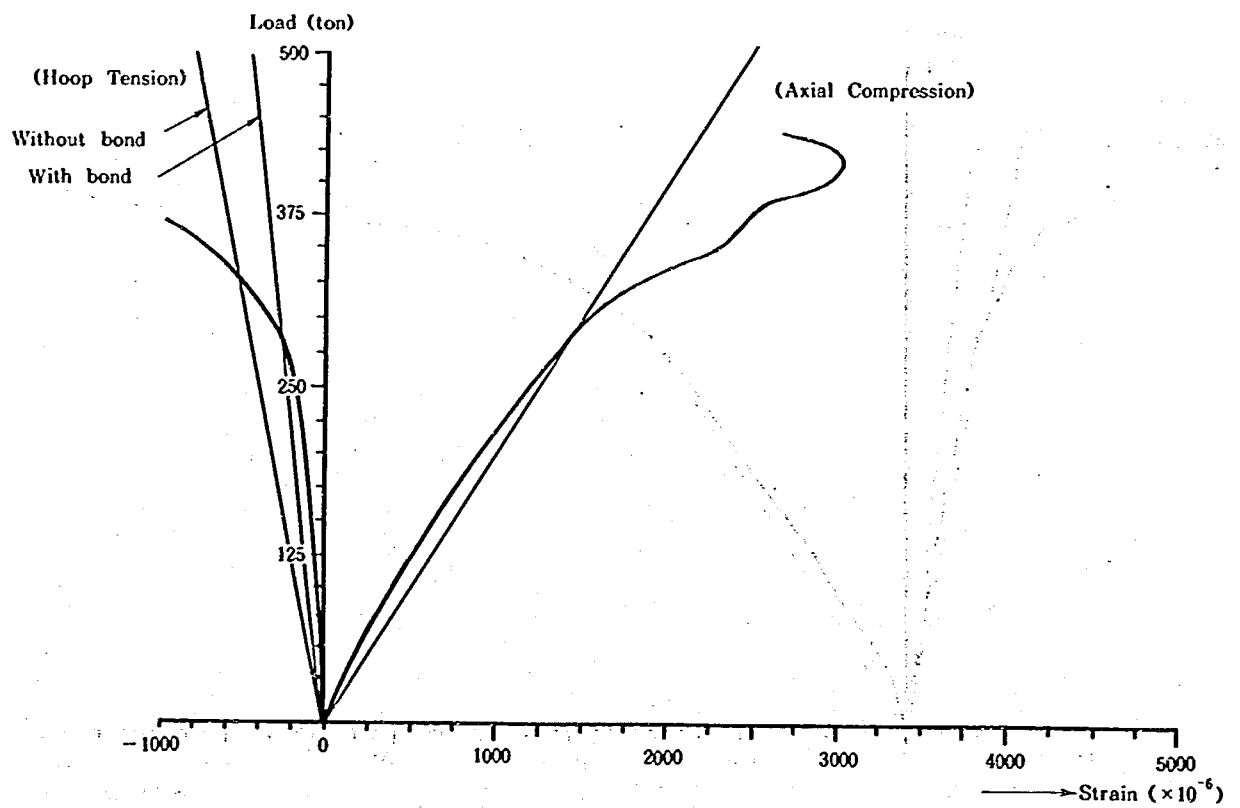


Fig.-14 Strain of Steel Tube (B-1)

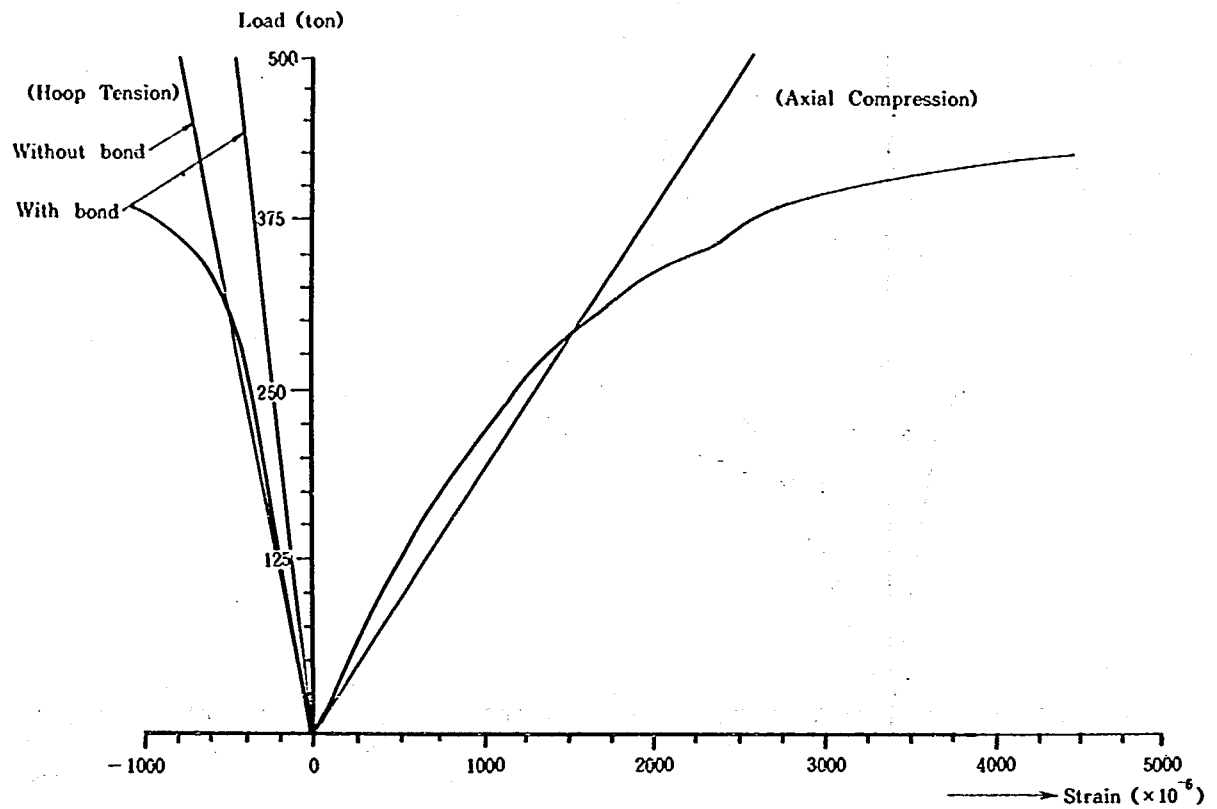


Fig.-15 Strain of Steel Tube (B-2)

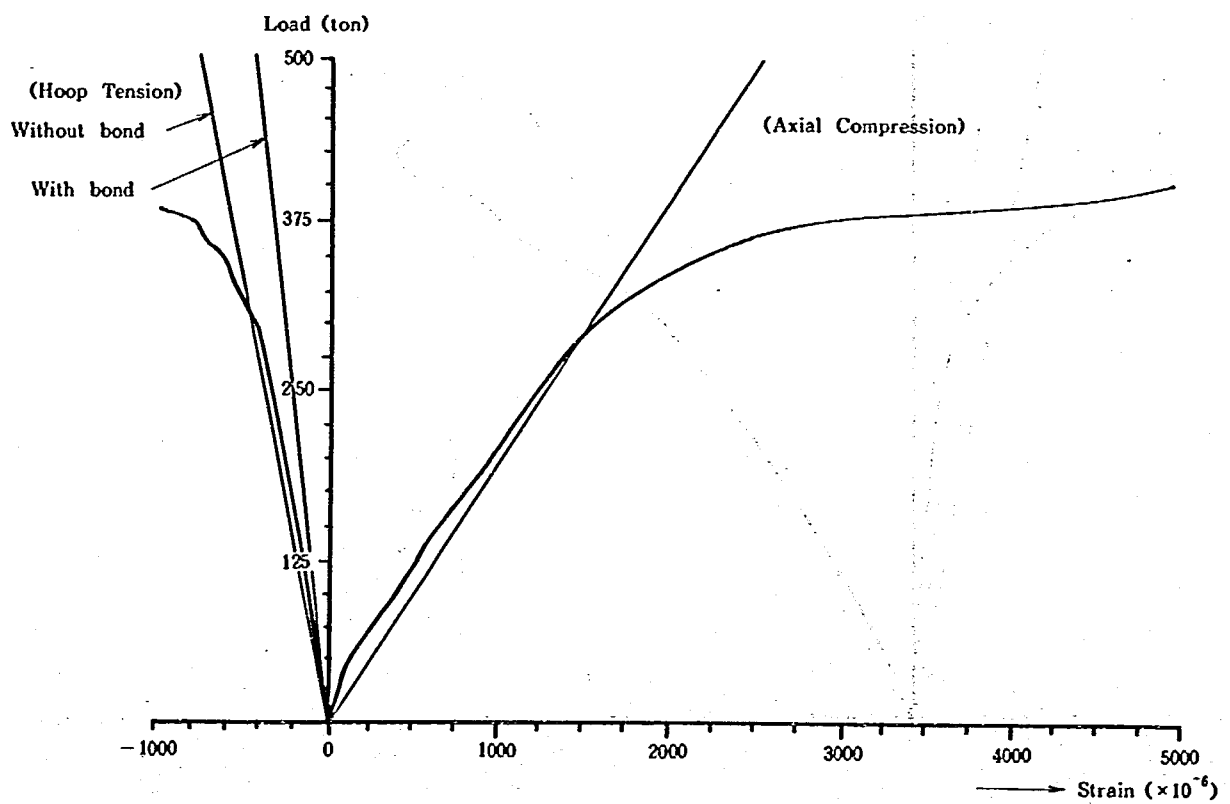


Fig.-16 Strain of Steel Tube (B-3)

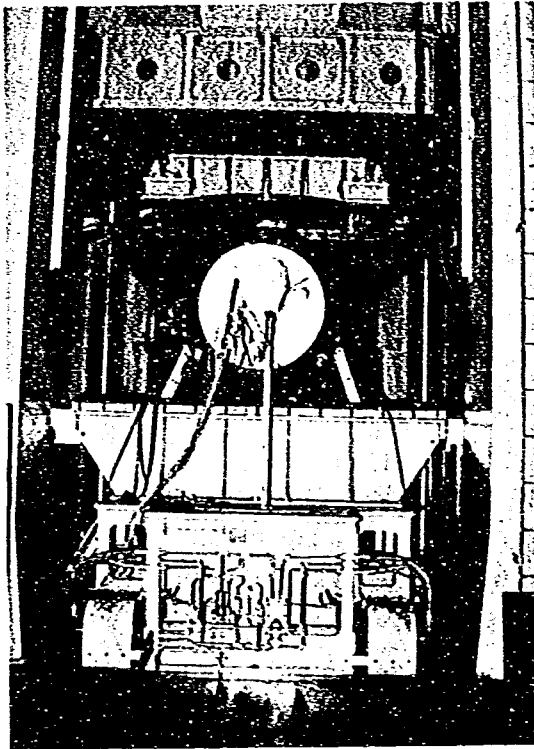


Photo-1 Loading Test

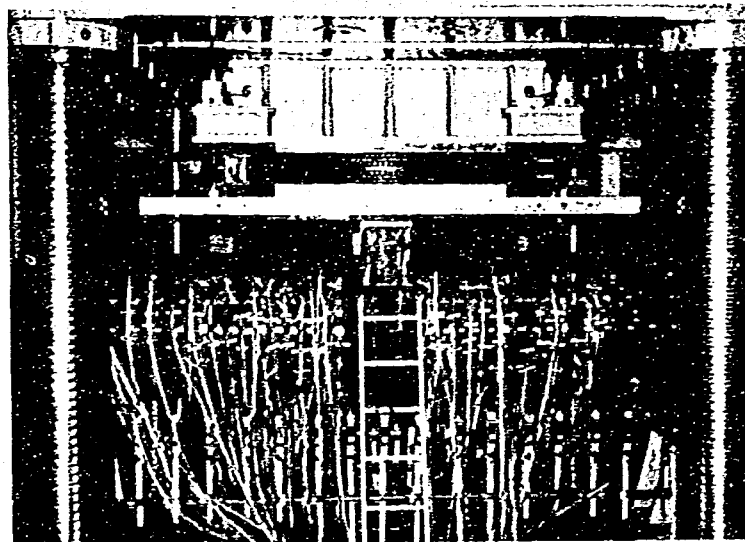


Photo-2 Loading Test

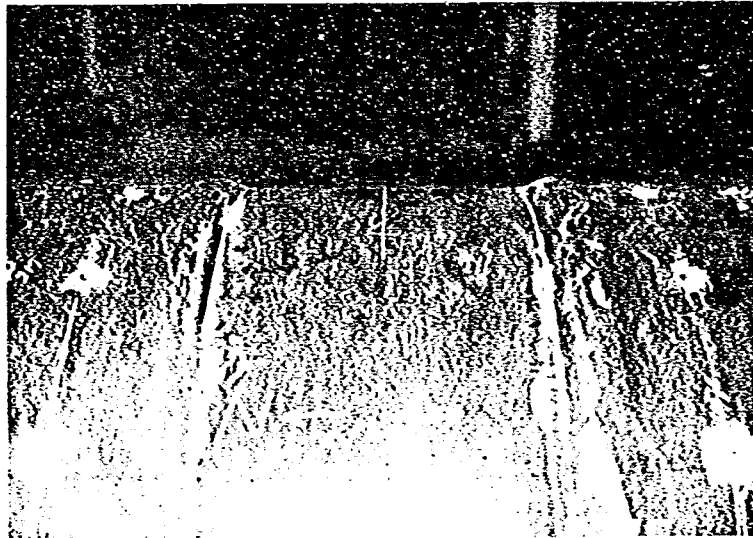


Photo-3 After Loading
(Compression Side near Center Span)

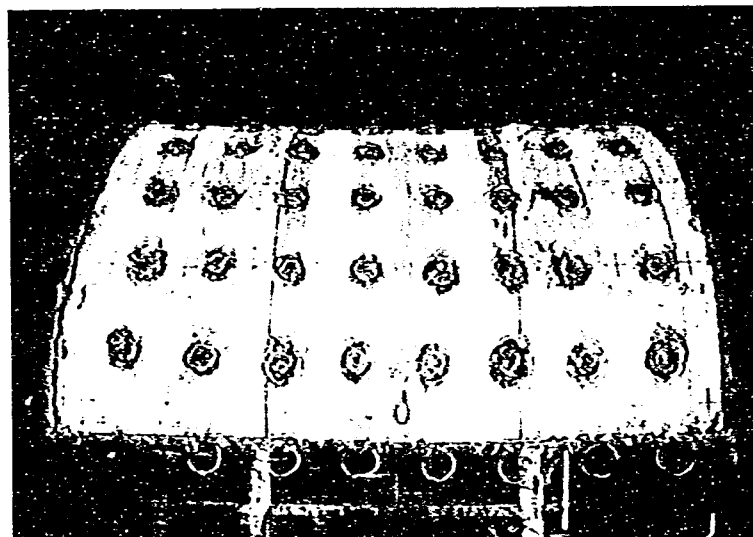


Photo-4 After Loading
(Compression Side near Center Span)

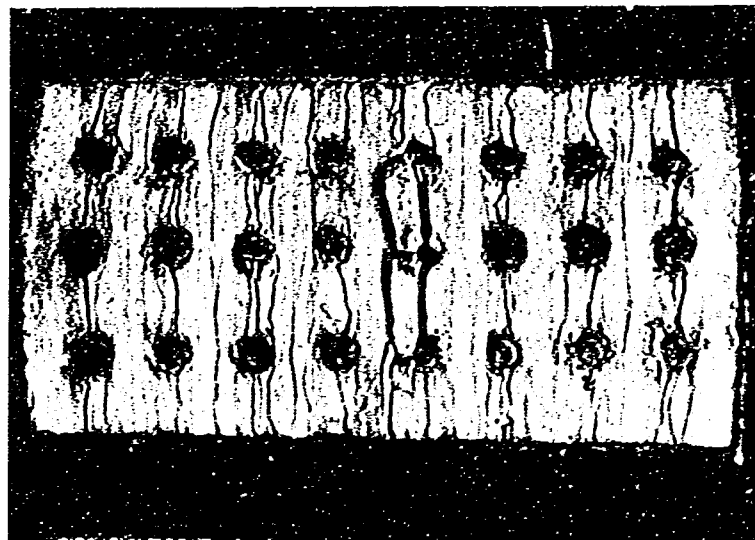


Photo-5 After Loading
(Tension Side near Center Span)

II. BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES AS A BEAM-COLUMN MEMBER

II. 1 STATIC LOADING TEST

1. INTRODUCTION

From the results of former two tests, it can be said that the concrete-filled steel tubes have fully toughness due to the composite action between the concrete and the steel tube, and do not lose high capacity even when a large displacement produces.

This test is carried out to clear up the fact whether the concrete-filled steel tubes have such high capacity and good toughness as beam-column members.

Main purposes of this test are as follows.

- 1) In case of beam-column members, the second-order bending moment must be considered. Calculating the second-order bending moment, the horizontal displacement has to be calculated. The method to calculate the flexural rigidity must be established, which the condition of concrete and the composite degree between the concrete and the steel tube are taken into consideration.
- 2) From the former test on compression members, it is ascertained that the concrete separates from the steel tube due to the difference of Poisson's ratio of two in the elastic region. Therefore, it is feared that the concrete-filled steel tubes as beam-column members would behave like the built-up beam and lose their merits as composite structures, when the bending moment applies on them under the axially load.

For these reasons, the behavior of concrete-filled steel tubes as beam-column members must be made clear up experimentally.

2. OUTLINE OF TESTS

2.1 SPECIMENS

Four specimens, type-A to type-D shown in Fig.-2 and Table-1 were fabricated for tests. All specimens were same in diameter, 700mm, and in height, 3500mm.

Type-A, type-B and type-C have 6mm in the thickness of steel tube and 271kg/cm, 341/cm, 436/cm in the concrete strength respectively.

These specimens were set to investigate the influence of the concrete strength on the behavior of concrete-filled steel tubes. The concrete strength of type-D was almost the same as that of type-A and the thickness of steel tube of type-D was set 12mm in order to investigate how the difference of the thickness of steel tube influences on the behavior.

Shear connectors such as studs were not provided for all specimens between the concrete and the steel tube. And also specimens were stiffened with double panells in order to fix the test machine by bolts.

2.2 METHOD OF TESTS

Tests were carried out by using Large Structural Members Bi-axial Test Machine of P.W.R.I..

The loading process was composed of the only axially loading and the bi-axially loading. In the only axially loading, specimens were set at the fixed position of the machine not to produce the eccentric load. And then the axially load was increased to 700 ton with 50 ton in the pitch of the load. Photo-1 shows the condition of specimens.

In the bi-axially loading, the horizontal load was increased till the load when bending cracks produce in part of the tension side of the fixed edge. Continuously, the repetitive loading was carried out at ten times, which the load was 0 ton to the cracking load. After that, the load was increased till the ultimate load.

2.3 METHOD OF MEASUREMENTS

2 directional strain gauges on a surface of the compression side of steel tube and 1 directional strain gauges on a surface of the tension side were put on to measure strains of steel tubes at every loading steps as shown in Fig.-3. And also mould gauges were set inside the concrete of the compression side, the center of cross section and the tension side as shown in Fig.-4.

In addition, displacements in the vertical direction and in the horizontal direction were measured at positions shown in the same figure.

3. SUMMARY OF TEST RESULTS

3.1 PROPERTY AS COMPRESSION MEMBERS

Fig.-5 shows the relationships between the load and the displacement in the vertical direction of each specimen.

As shown in the same figure, all specimens show proportional load - displacement relationships to 700 ton. The theoretical displacements of each specimen versus 700 ton in the vertical load shown in Fig.-5 are calculated, taking account of the ratio of Young's modulus between the concrete and the steel tube. Young's modulus of concrete is determined by the specified cylinder test. All measured values are larger than theoretical values.

Theoretical values of type-A and type-B are about forty per cent larger than measured values and type-C and type-D being about twenty per cent larger.

This is attributed to the difference of Young's modulus of concrete between the concrete for the cylinder test and actual concrete.

Fig.-6 to Fig.-9 show the relationship between the vertical load and the axial strain of steel tube, the relationship between the vertical load and the circumferential strain of steel tube, the relationship between the vertical load and the axial strain of concrete, and theoretical lines of the axial strain versus the vertical load. Theoretical lines are based on the following assumptions.

- 1) The relationship specified by the Highway Bridge Specification of Japan is used as the stress and strain curve of concrete.
(reference on Fig.-1)
- 2) The relationship of stress and strain of steel tube is linear. Young's modulus are set from the material test.
- 3) The strain distribution in cross section follows the rule of plane preservation.

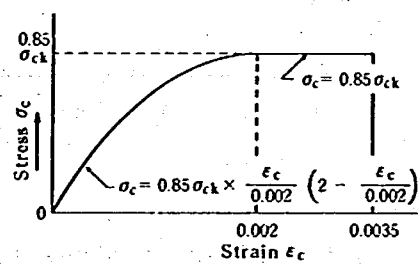


Fig. - 1 Stress-strain curve of concrete

$$N = E_s \epsilon A_s + 0.85\sigma_{ck} \frac{\epsilon}{0.002} \left(2 - \frac{\epsilon}{0.002} \right) A_c \quad \dots\dots\dots (1)$$

where,

N; vertical load

ϵ ; axial strain

E_s ; Young's modulus of steel tube

σ_{ck} ; concrete strength

A_s ; cross sectional area of steel tube

A_c ; cross sectional area of concrete

In Fig.-6 to Fig.-9, two theoretical lines between the circumferential strain of steel tube and the vertical load are indicated. One is got by the assumption that no bond between the concrete and the steel tube occur, and the other is got by the assumption being enough bond.

In case of no bond, the circumferential strain can be calculated by the following equation.

$$\epsilon_h = -\nu_s \cdot \epsilon_x \quad \dots\dots\dots(2)$$

where,

ϵ_h ; circumferential strain

ν_s ; Poisson's ratio of steel tube (0.3)

ϵ_x ; axial strain

On the other hand, in case of enough bond, the circumferential strain is as follows.

$$h = -(\nu_s - \frac{\nu_s - \nu_c}{(1 + (1 - \nu_c) \frac{t \cdot E_s}{R \cdot E_c}}) \epsilon_x \quad \dots\dots\dots(3)$$

where,

t; thickness of steel tube

R; radius of steel tube

ν_c ; Poisson's ratio fo concrete

E_s, E_c ; Young's modulus of steel tube, concrete

From Fig.-6 to Fig.-9, the following results are obtained as compression members of concrete-filled steel tubes.

- 1) The relationship between the vertical load and the axial strain calculated by equation-(1) expresses mesured values sufficiently. However, as shown in type-B and type-C, the theoretical values obtained by equation-

- (1) give small axial strains when the concrete and the steel tube independently resist against the vertical load.
- 2) Concerning the circumferential strain of steel tube, the measured values of type-A and type-D may agree well with the theoretical values obtained by equation-(3) based on the assumption that enough bond is secured. Alternatively, the measured values of type-B and type-C approach the theoretical lines assuming no bond. The difference of concrete strength between type-A,D and type-B,C may lead to the results. And a cast of concrete and a curing method of concrete and a curing days of concrete may be influent on this results. Furthermore, a bond of type-B,C may be small due to a shrinkage of concrete.
- 3) In comparison with the relationship between the vertical load and the axial strain and the relationship between the vertical load and the circumferential strain, measured values are away from the previous theoretical lines obtained by equation-(1) when the steel tube and the concrete resist against the vertical load individually.

3.2 PROPERTY AS BEAM-COLUMN MEMBERS

As mentioned in the beginning of this report, it is proved that the concrete-filled steel tubes have high capacity and good toughness in case of beam-column members.

Photo-2 and photo-3 show type-D during the loading and after the loading, and photo-4 shows the situation of local buckling of steel tube. In addition, the state of concrete in the compression side and the tension side are respectively shown in photo-5 and photo-6.

As shown in these photos, local buckling of steel tube and cracks of concrete produces. However, the capacity does not drop down even in the plastic region.

Fig.-10 to Fig.-13 show the relationships between the load and the displacement in the horizontal direction. These figures indicate that all specimens may almost hold the load corresponding to the full plastic bending moment (P_p).

In these figures, the measured loads and the calculated loads when bending cracks produce in the tension side of the fixed edge are indicated. Additionally, the loads when the yield of steel tube produces in the compression side of the fixed edge are shown. It is assumed that bending cracks produce when

the tension stress of concrete becomes 30kg/cm^2 . And also, two theoretical lines which express the relationships between the load and the displacement in the horizontal direction are indicated. One is based on the assumption that whole section is effective, taking account of the ratio of Young's modulus as above mentioned. The other is based on the assumption that the only steel tube resist against the bending moment.

From these figures, the relationships between the load and the displacement in the horizontal direction are linear to the load when the yield of steel tube produces in the compression side of the fixed edge. Afterward, it is proved that the displacements tend to be getting larger.

Regarding the flexural rigidity of specimens, when the thickness of steel tube is thin, that is, in case of type-A, type-B and type-C, the flexural rigidity of concrete contributes to whole flexural rigidity under small horizontal load, but the ratio of Young's modulus should be taken a larger value. When the thickness is thick, this tendency is remarkable. The flexural rigidity of concrete cannot be expected, because the experimental lines nearly equal to the theoretical lines based on the assumption that the only steel tube is effective. On the other hand, it is proved that the horizontal displacements under the horizontal loads corresponding to the full-plastic bending moment nearly equal to the theoretical displacements, supposing that the only flexural rigidity of steel tube is effective.

Fig.-14 to Fig.-17 show the relationships between the horizontal load and the axial strain, the relationships between the horizontal load and the circumferential strain of steel tube, and the relationships between the horizontal load and the axial strain of concrete.

In these figures, two theoretical lines which express the relationships between the circumferential strain and the horizontal load are drawn as above mentioned. One is based on the assumption that the steel tube and the concrete behave individually, the other is based on the assumption that the steel tube and the concrete behave together. The strains corresponding to 0 ton in the horizontal load indicate the strains after the only axial loading. From these figures, it is proved that all specimens have similar load - strain relationships.

Mesured circumferential strains of steel tube nearly equal to the theoretical lines supposing that the concrete and the steel tube behave independently. And the axial strains are gradually getting larger from the load when the yield of steel tube produces in the compression side of the fixed edge.

Table. - 1 Specification of Specimens

TYPE	Dia- meter (mm)	Thick- ness of Steel Tube (mm)	Height (mm) (Span Length)	Steel	Yield Strength of Steel (kg/cm ²)	Concrete Strength (kg/cm ²)	Young's Modulus of Concrete (kg/cm ²)
A	700	6	3500 (2920)	SM50Y	4400	271	2.59×10^5
B	700	6	3500 (2920)	SM50Y	4400	341	2.77×10^5
C	700	6	3500 (2920)	SM50Y	4400	436	3.01×10^5
D	700	12	3500 (2920)	SM50Y	4000	264	2.57×10^5

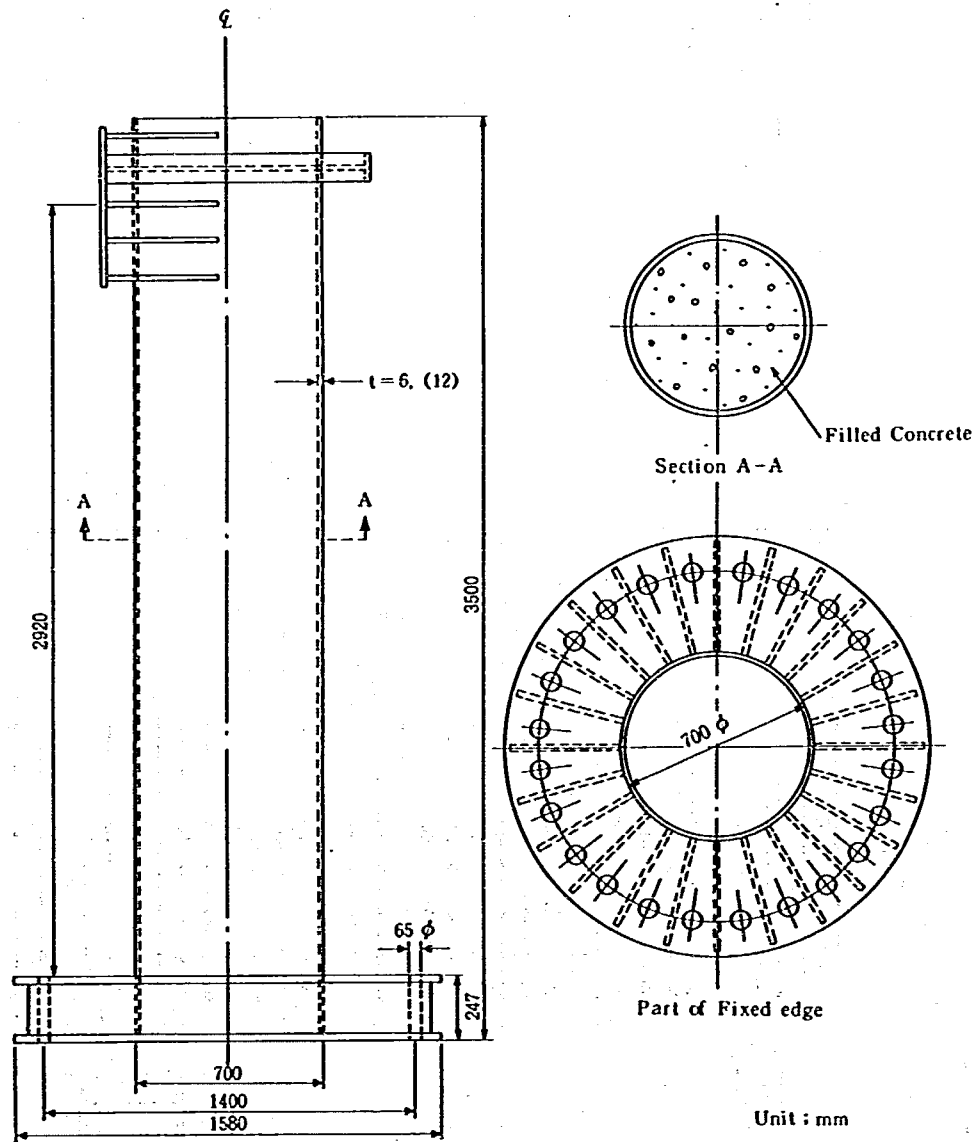


Fig.-2 Configuration of Specimen

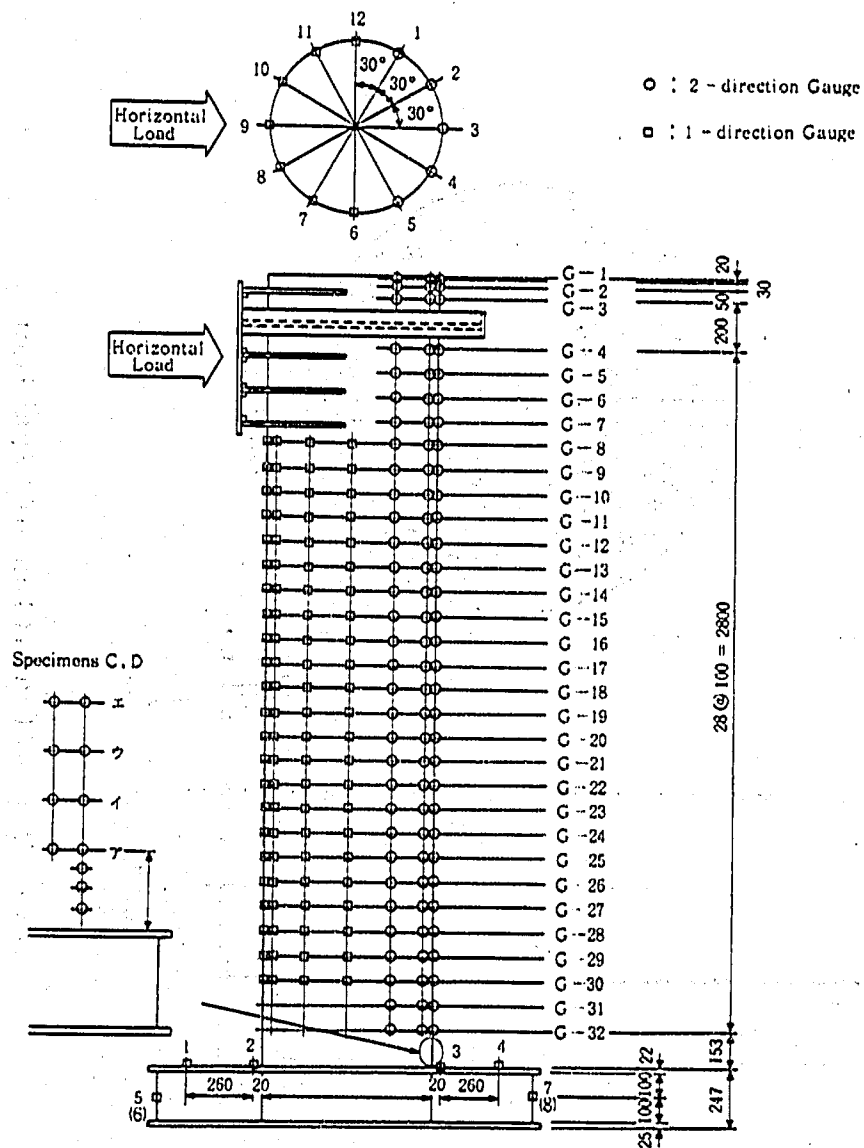


Fig.-3 Position of Strain Gauge on Steel Tube

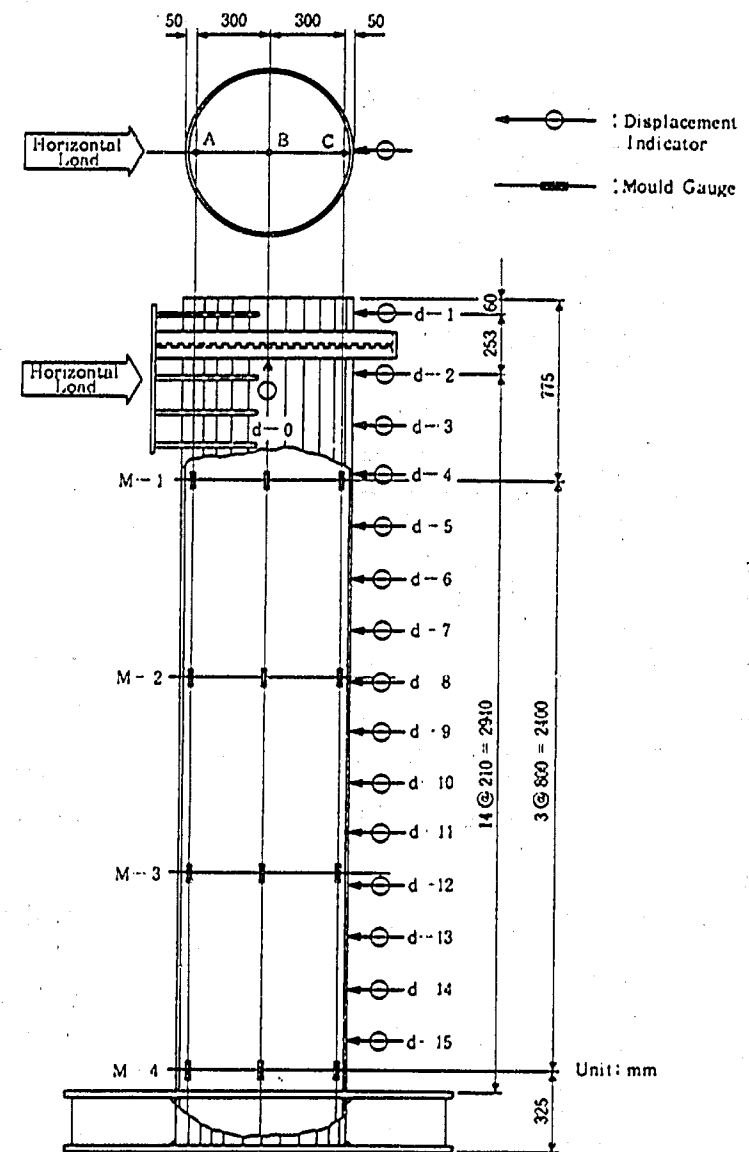


Fig.-4 Position of Mould Gauge of Concrete and Displacement Measurement

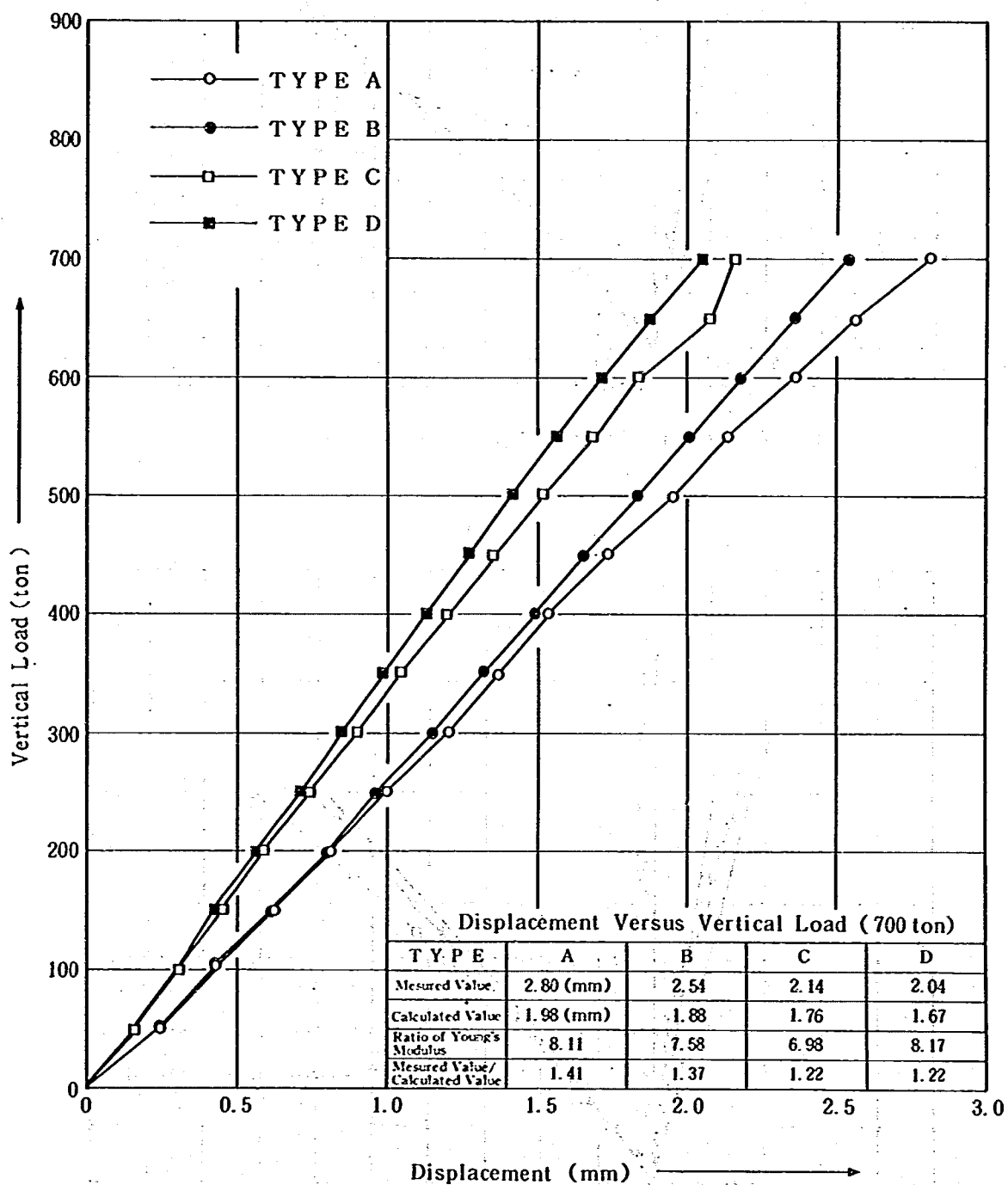


Fig.-5 Vertical Load-Displacement Relationship

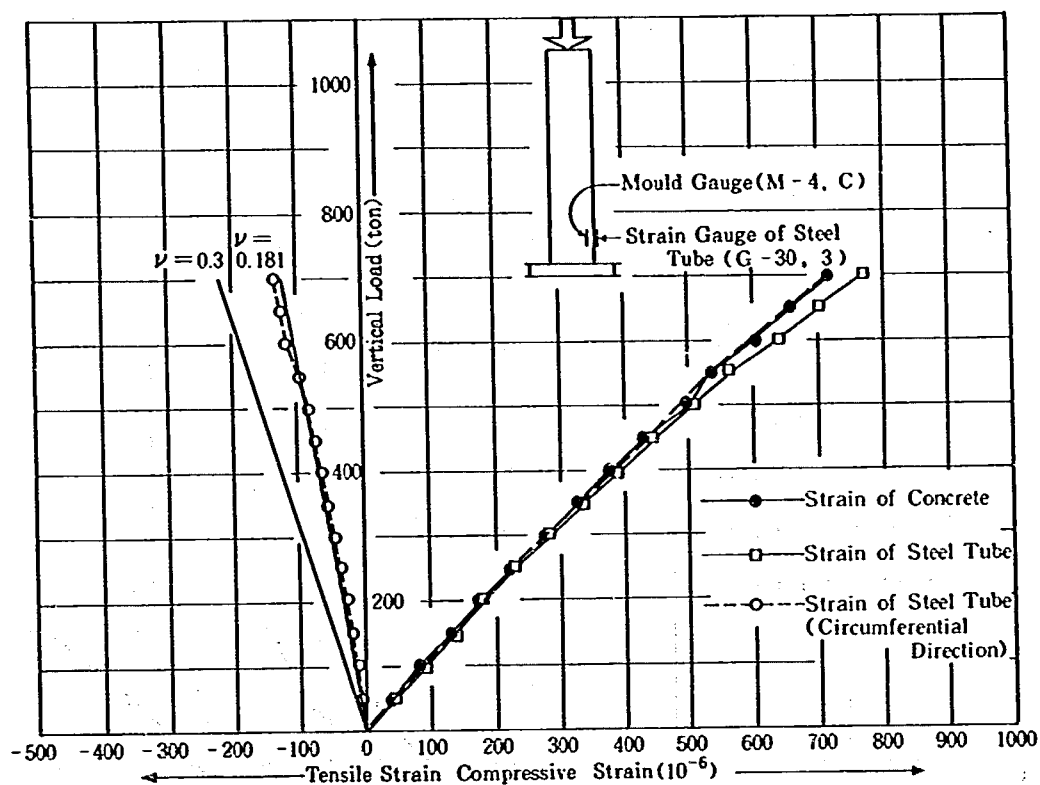


Fig.-6 Vertical Load-Strain Curve (Type-A)

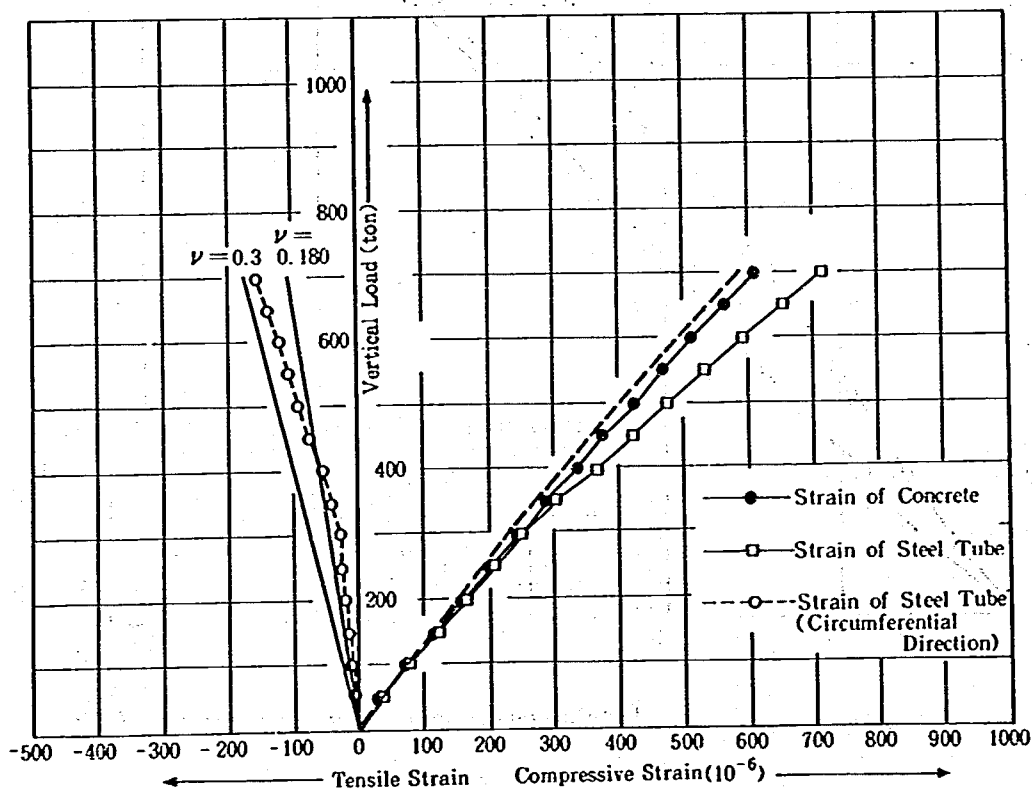


Fig.-7 Vertical Load-Strain Curve (Type-B)

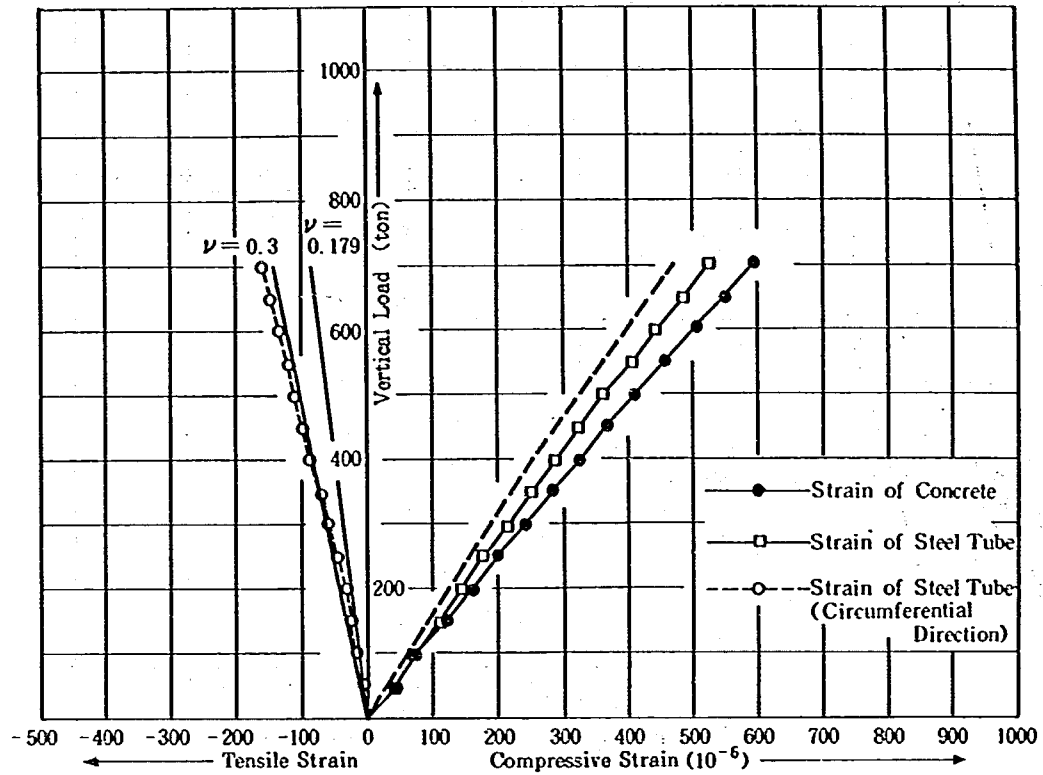


Fig.-8 Vertical Load-Strain Curve (Type-C)

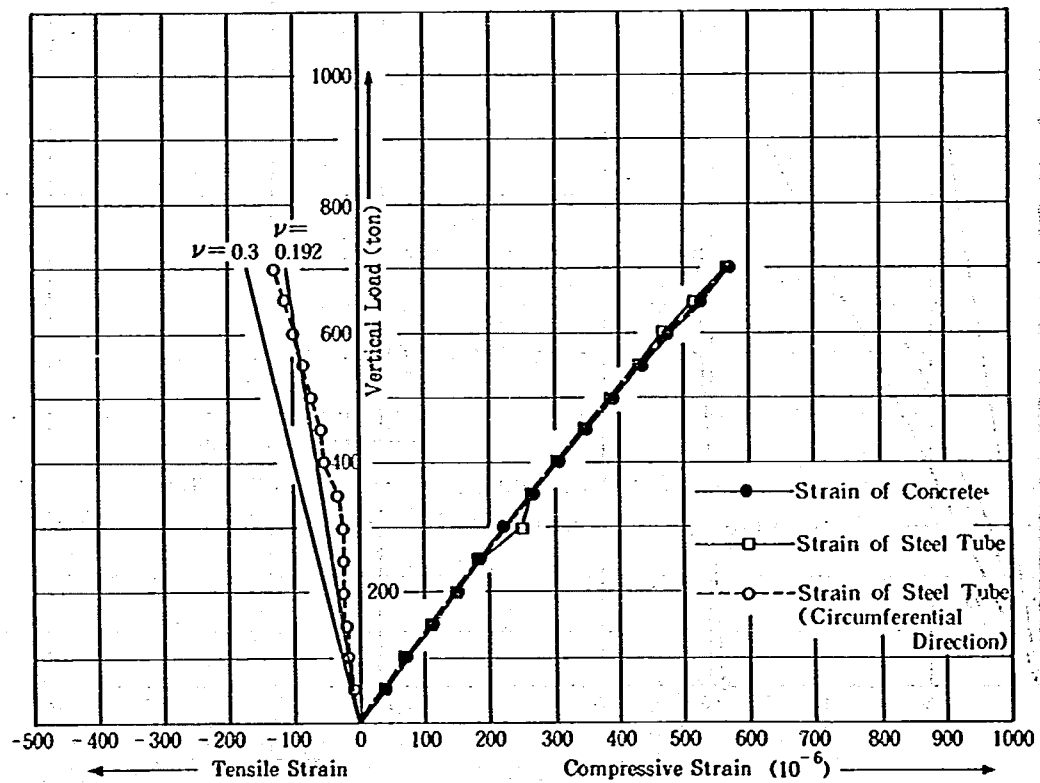


Fig.-9 Vertical Load-Strain Curve (Type-D)

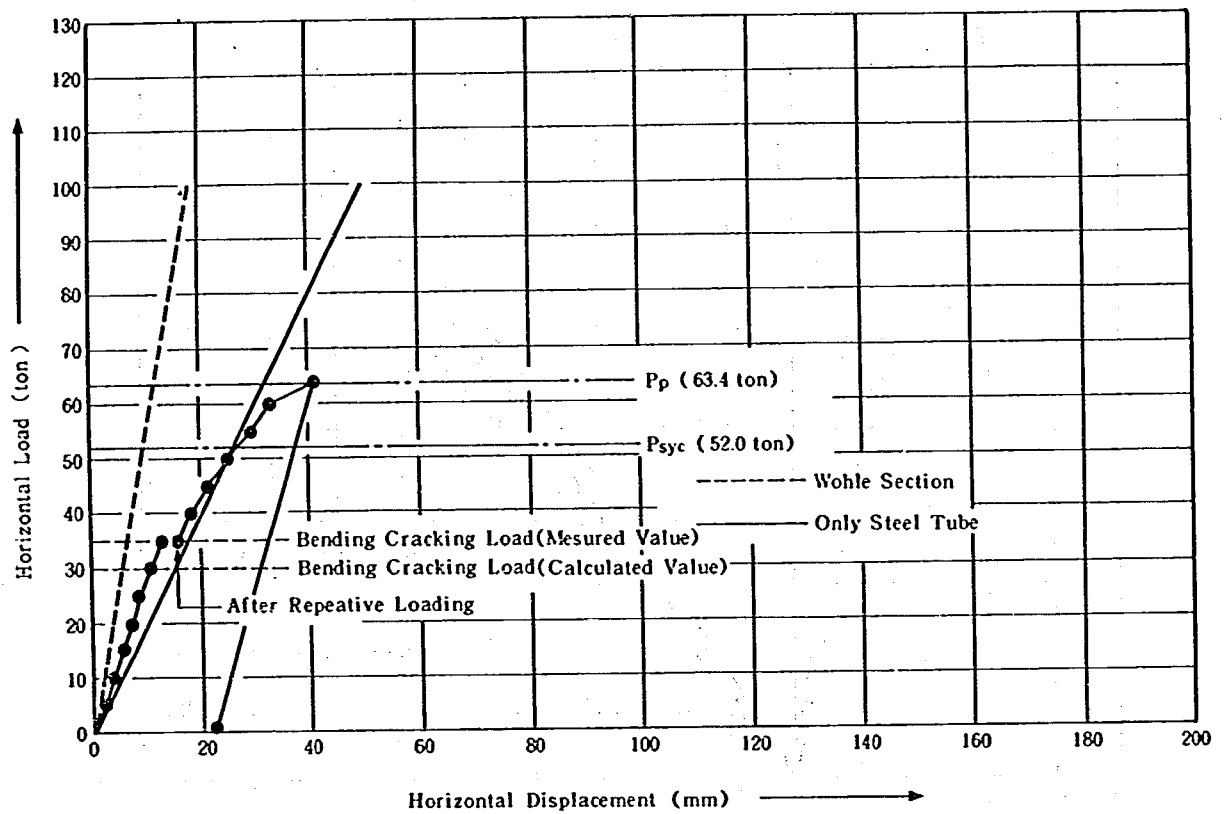


Fig.-10 Horizontal Load-Displacement Curve (Type-A)

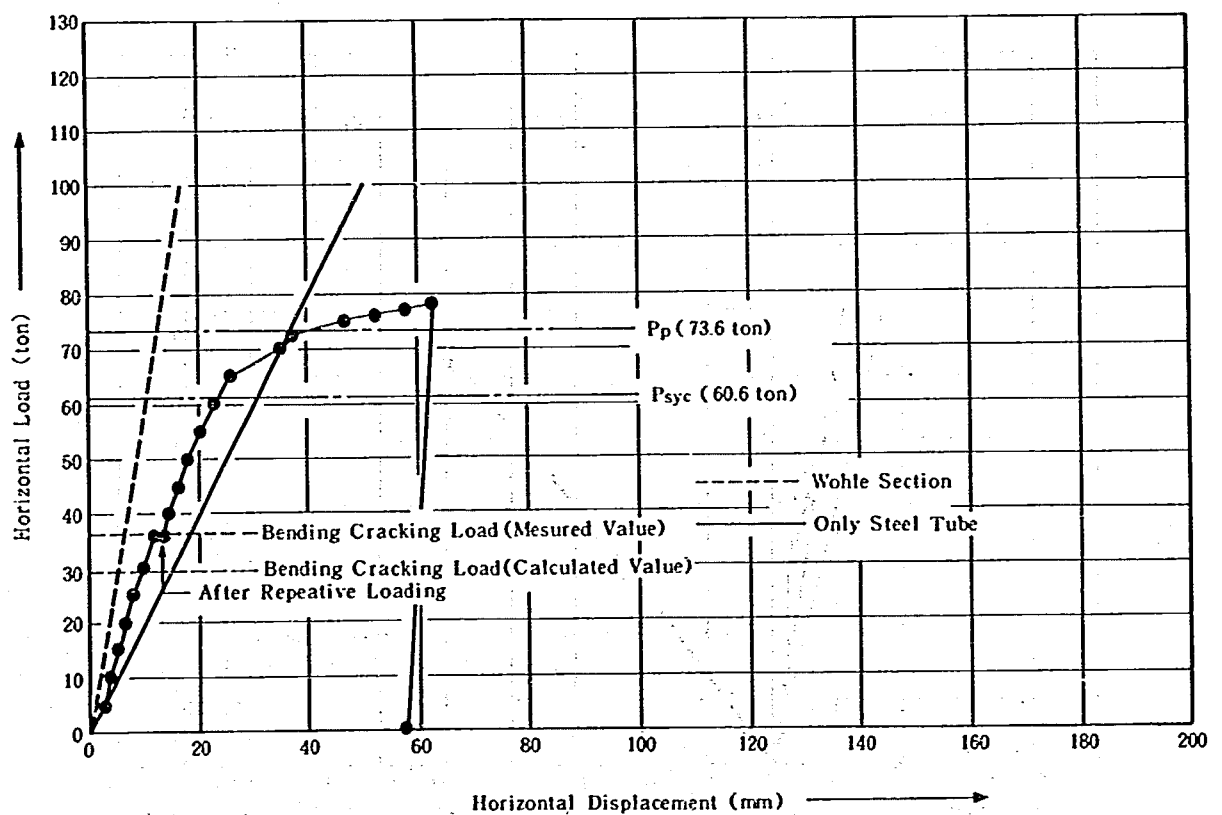


Fig.-11 Horizontal Load-Displacement Curve (Type-B)

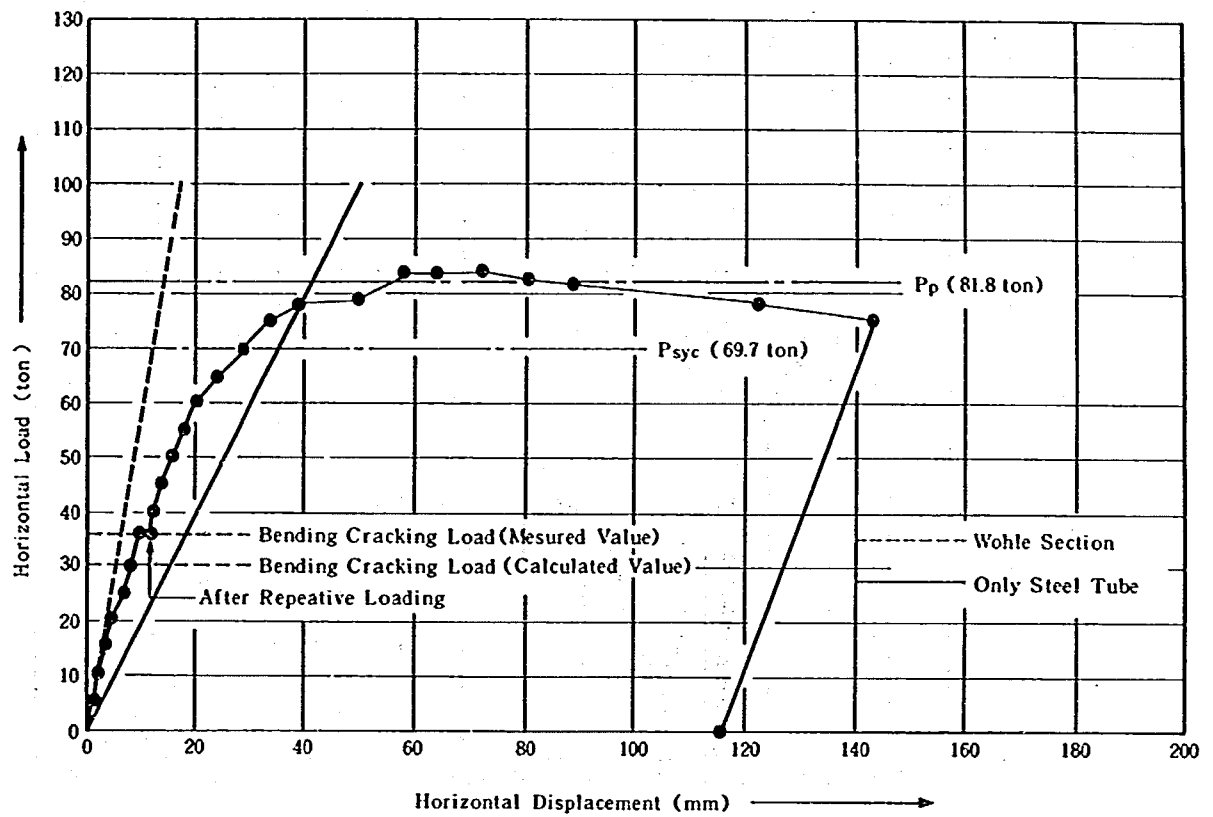


Fig.-12 Horizontal Load-Displacement Curve (Type-C)

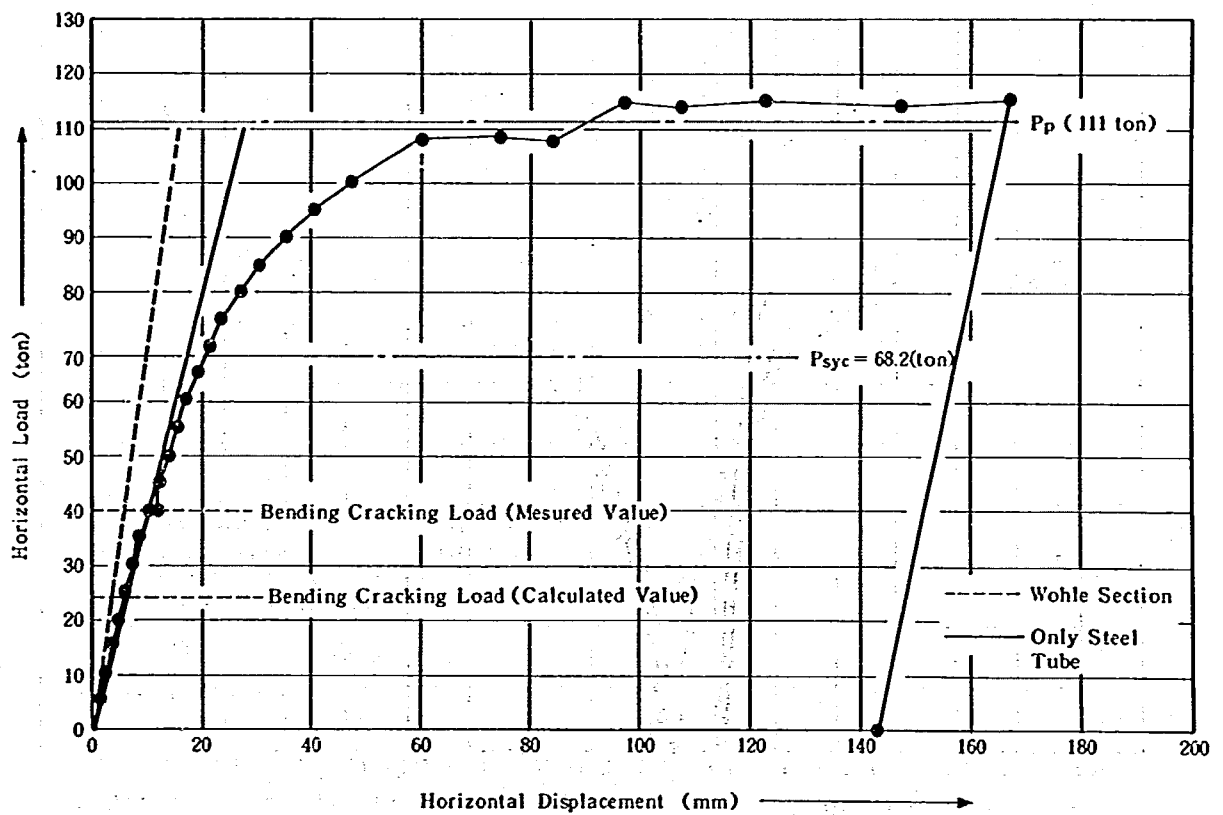


Fig.-13 Horizontal Load-Displacement Curve (Type-D)

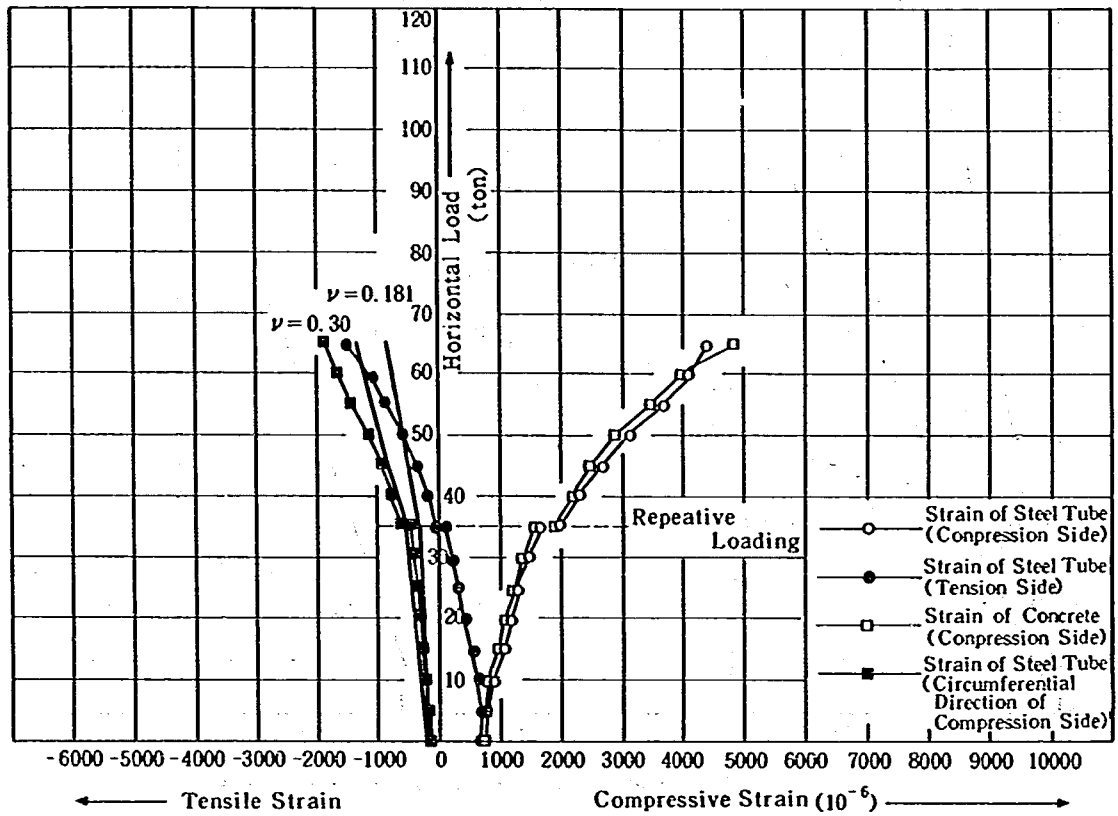


Fig.-14 Horizontal Load-Strain Curve (Type-A)

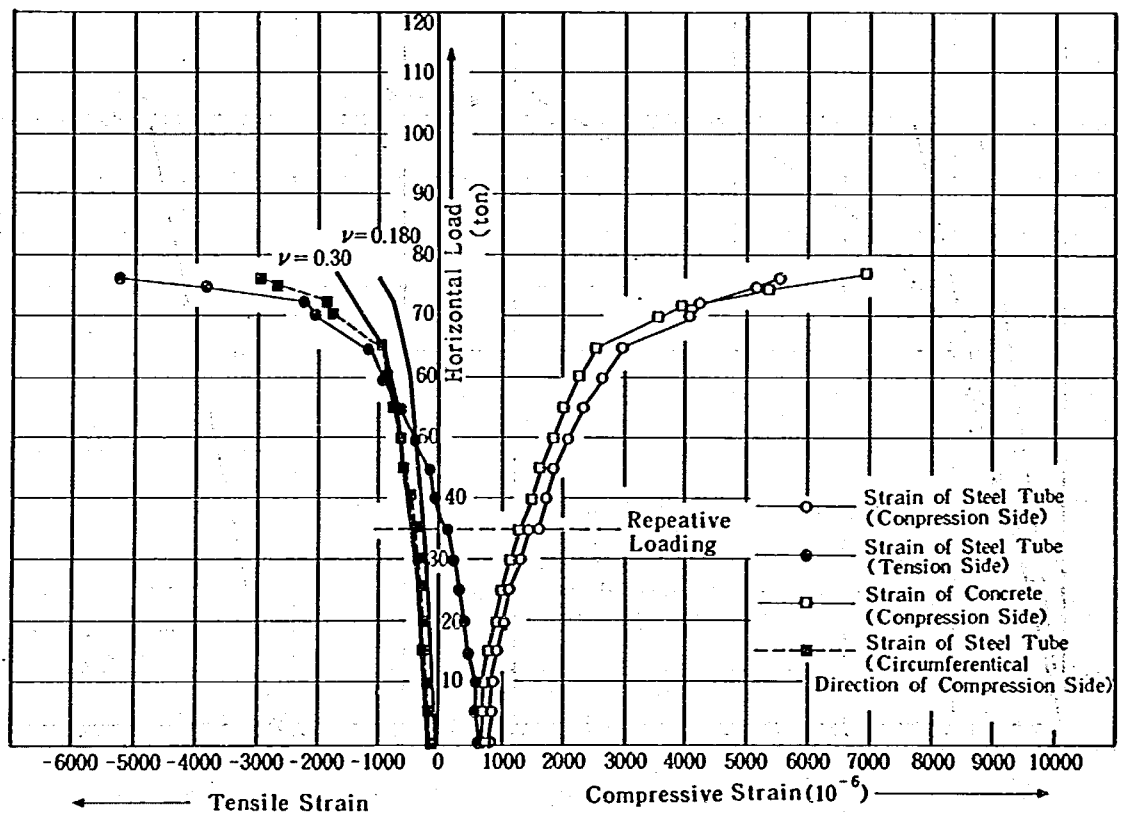


Fig.-15 Horizontal Load-Strain Curve (Type-B)

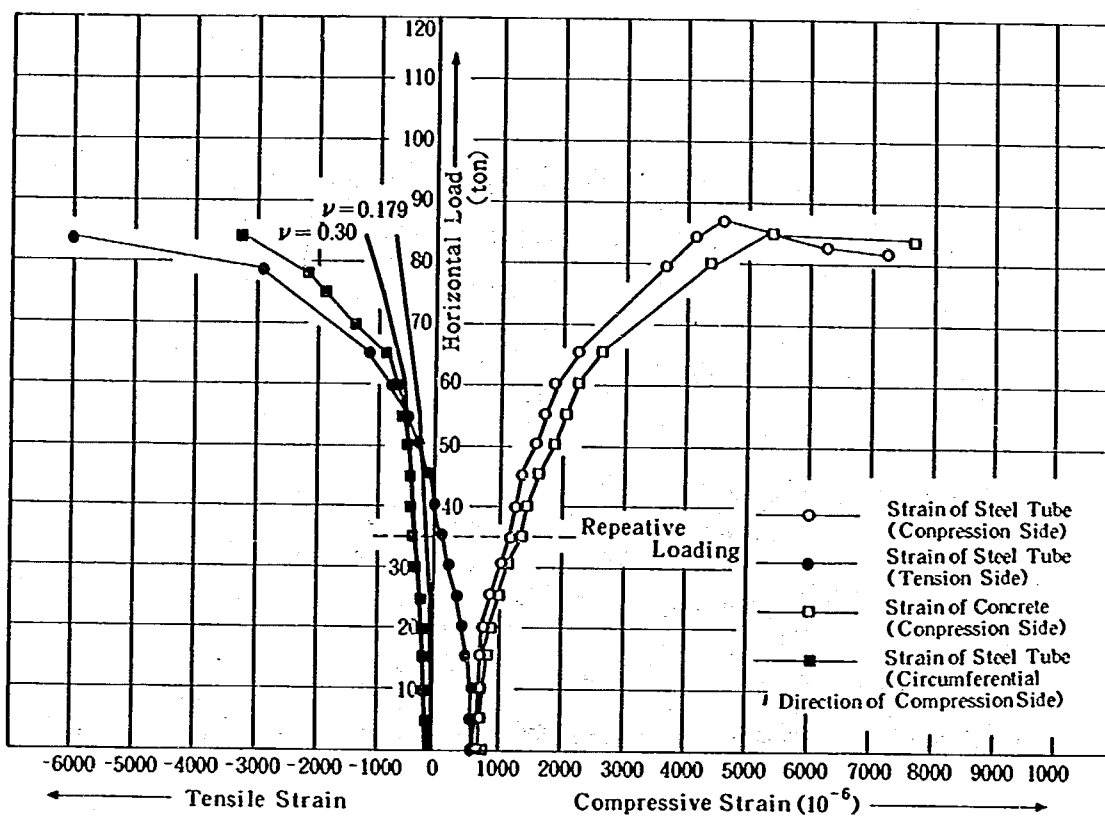


Fig.-16 Horizontal Load-Strain Curve (Type-C)

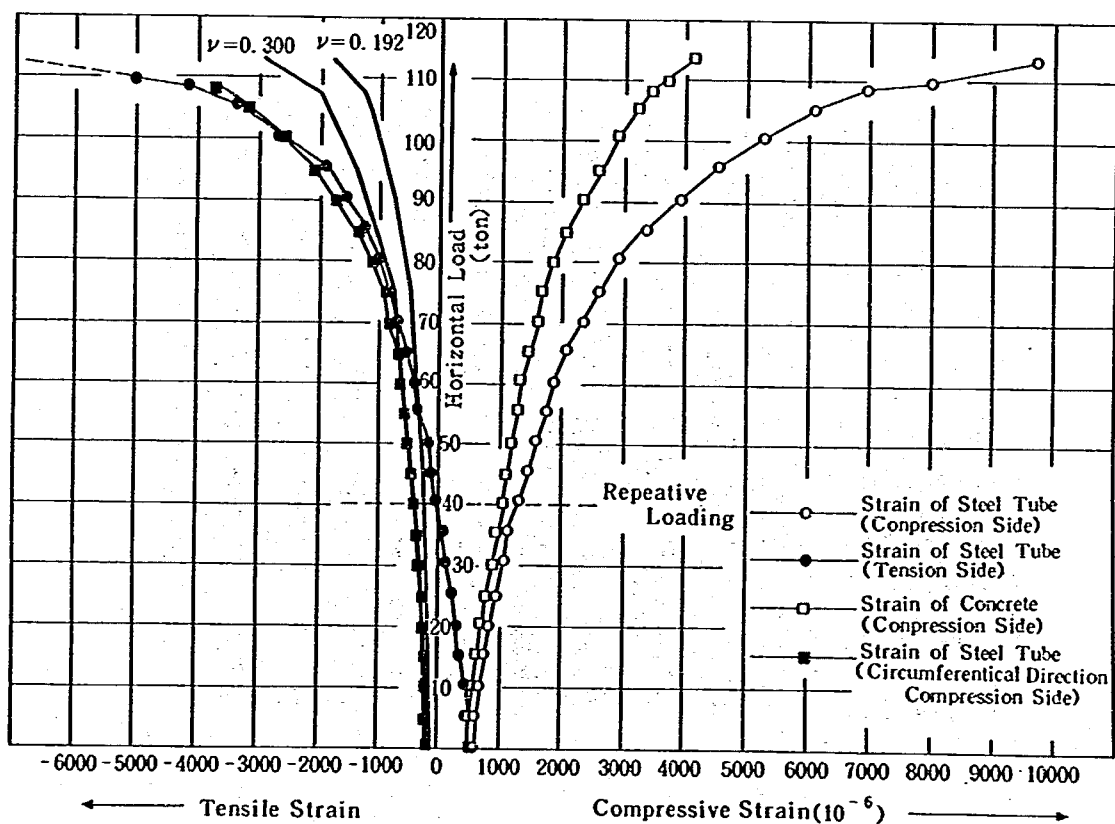


Fig.-17 Horizontal Load-Strain Curve (Type-D)

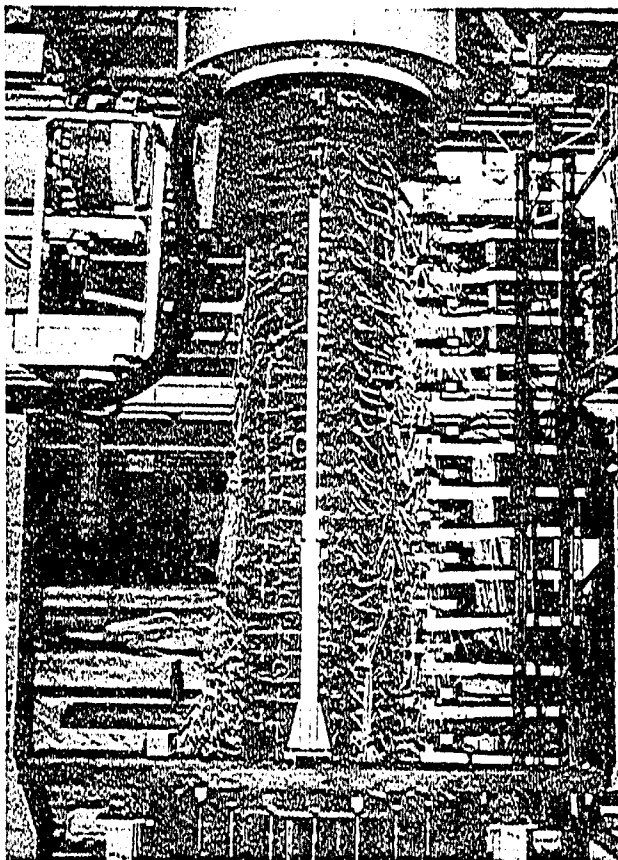


Photo-1 Specimen before Loading

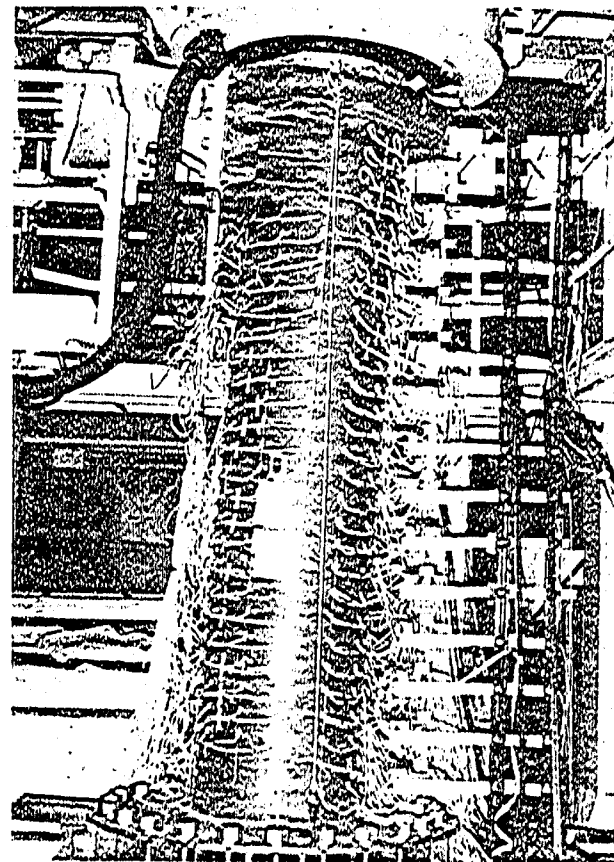


Photo-2 Specimen during Loading

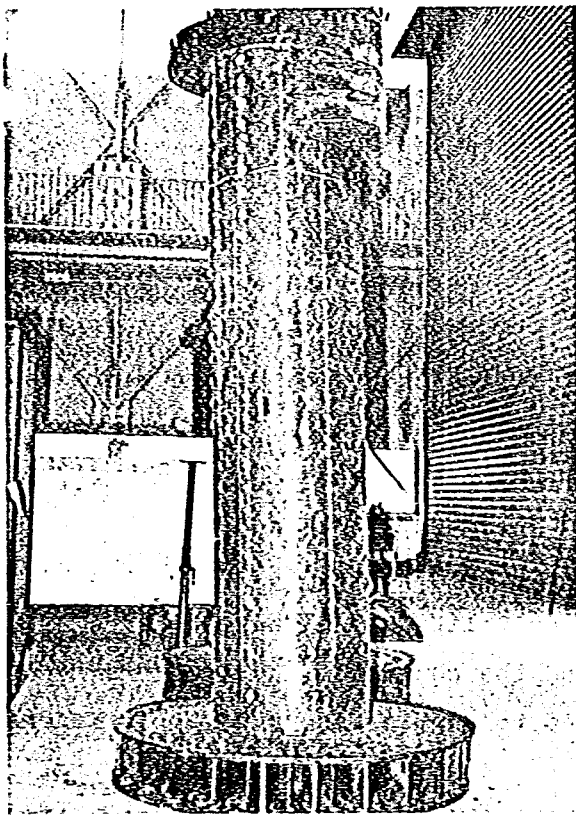


Photo-3 Specimen after Loading

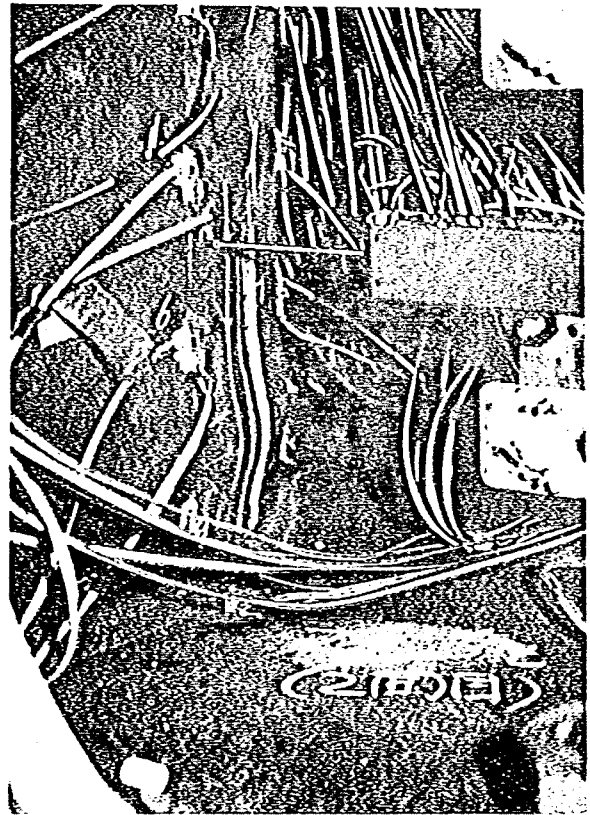


Photo-4 Local Buckling of Steel Tube



Photo-5 Crush of Concrete after Loading

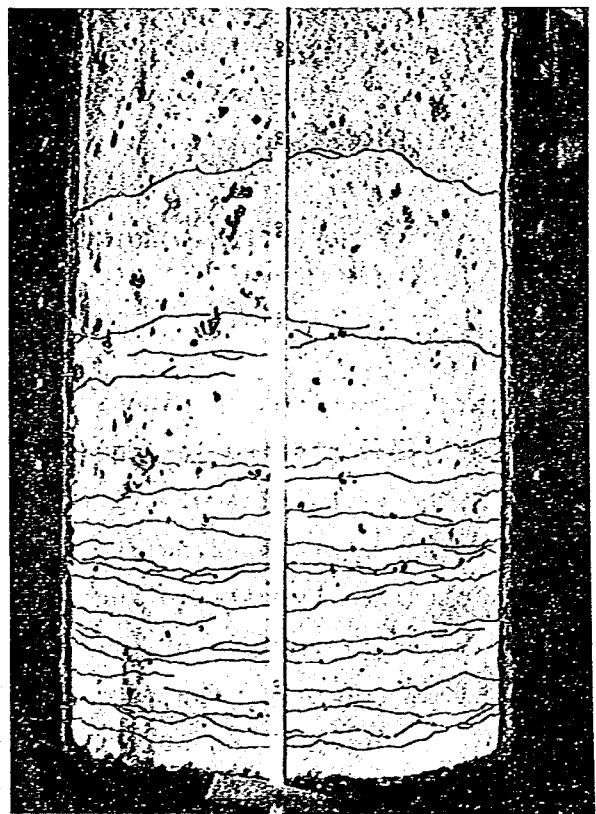


Photo-6 Crack of Concrete after Loading

II. 2 REPEATIVE LOADING TEST

1. INTRODUCTION

Bridge piers in Japan are required to have sufficient resistance against earthquakes. Furthermore, the size of bridge piers in urban expressways and monorails is considerably limited to ensure smooth traffic on existing roads. Therefore, the application of concrete filled steel tubes to bridge piers is expected because of their good ductility and high resistance.

The results of tests on short columns, beams and beam-columns mainly subjected to the static load were presented at 14-th, 15-th and 16-th UJNR Joint Meetings, respectively. As described in each paper, it is ascertained that concrete filled steel tubes have good ductility and high resistance as a composite column composed of the steel and the concrete.

However, the following items are needed to examine so as to apply concrete filled steel tubes to actual bridge piers.

- (1) Behavior of concrete filled steel tubes subjected to the repetitive load as the effects of earthquakes.
- (2) Method for estimating the load carrying capacity of concrete filled steel tubes based on the theoretical approach.

For these reasons, the repetitive loading test for beam-column members and the theoretical approach by using the column-deflection-curve method (CDC method) which was developed by Von Karman were carried out.

2. OUTLINE OF REPEATIVE LOADING TEST

2.1 Specimen

Four beam-column specimens as shown in Table 1, A-2 to D-2, were fabricated for the repetitive loading test. Their shape and dimension is shown in Fig.-1. The properties of A-1 to D-1, which were used for previous beam-column test, are shown as reference to compare their test results with analytical results obtained by calculating with the CDC method. The steel tubes were made by means of rolling steel plates with the thickness of 6mm for A-2 to C-2 and 12mm for D-2. The ratio of diameter to thickness of steel tubes is 116.7 for A-2 to C-2 and 58.3 for D-2. The strength of concrete is 279kg/cm^2 for all specimens and also studs between the steel tubes and the concrete is not provided for all specimens.

2.2 Method of Repeative Loading Test

The repeative loading test was carried out by using Large Structural Members Bi-Axial Testing Machine installed in P.W.R.I.. To begin with, specimens were placed at fixed position and connected the lower edge with bolts. The axial force was applied at the upper edge provided that the magnitude of axial force was 500 ton for A-2, 700 ton for B-2, 900 ton for C-2 and 900 ton for D-2, respectively. The lateral load was increased by controlling the load to the load at which the steel tube yields at the lower edge under constant axial force mentioned above. The repeative loading test was performed by controlling the displacement as shown in Fig.-2. Axial strains, circumferential strains on the steel tubes and axial strains of the concrete inside steel tubes were measured by electric resistance strain gauges during the test.

3. OUTLINE OF ANALYTICAL APPROACH (CDC METHOD)

Concrete filled steel tubes have good ductility and high resistance mentioned above. However, the calculation method of the load carrying capacity must be provided in order to reflect this feature to actual design of concrete filled steel tubes. In this regard, the theoretical approach by the CDC method was attempted. In this calculation, it was considered that the evaluation of the relation between stresses and strains of the concrete inside steel tubes was important. Therefore, various relations were assumed. The outline of the CDC method is given below.

3.1 Assumptions in Calculation

The following assumptions were set in the calculation.

- (1) No slip occur in the boundary between the steel tubes and the concrete. That is, the distribution of axial strains at any section follows the plane preservation.
- (2) The relation between stresses and strains of the steel follows the relation as shown in Fig. 3.
- (3) Shear failure and local buckling do not occur.
- (4) The tensile strength of the concrete is able to be ignored.

3.2 Method of Calculation

3.2.1 Relation between applied force and displacement

Fig. 4 indicates the analytical model and the definition of applied forces and displacements. The analytical model was divided into small elements in axial direction. Therefore, the angle of deflection θ_i , the deflection w_i and the bending moment M_i at section i are as follows, respectively.

$$\left. \begin{aligned} \theta_i &= \theta_{i-1} - (x_i - x_{i-1}) \phi_{i-1/2} \\ w_i &= w_{i-1} - (x_i - x_{i-1}) \theta_{i-1} + \frac{1}{2} (x_i - x_{i-1})^2 \phi_{i-1/2} \\ M_i &= P_H \cdot x_i + P_V \cdot w_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

in which, $\phi_{i-1/2}$; the curvature at the central section between section i and section $i-1$

In the calculation, the initial value of the angle of deflection at the upper edge is obtained, assuming that the analytical model is an elastic body. And in turn, the angle of deflection at the each section are given by equation-(1). The angle of deflection at the upper edge is revised to make the angle of deflection at the lower edge below the allowable value by the procedure of Newton-Raphson method, because the angle of deflection at the lower edge must be zero.

3.2.2 Relation between curvature and strain

Dividing arbitrary section into infinite small elements as shown in Fig. 5, the strain at the point sk , ϵ_{sk} , is obtained from the following equation.

$$\epsilon_{sk} = \phi (Z_{sk} - e) \dots\dots\dots (2)$$

in which, ϕ ; curvature, e ; eccentric distance
 Z_{sk} ; distance between the point sk and the center of section

3.2.3 Equilibrium of force

The stress of steel is obtained from the relation between stress and strain as shown in Fig.-3, while the stress of concrete is calculated from assumed relations. Therefore, the difference between the external force and the internal force at arbitrary section is as follows. (see, Fig. 4)

(1) To the axial force

$$f_p(\phi, e) = P_v - \left(\sum_{k=1}^m \sigma_{sk} \cdot A_{sk} + \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \right)$$

(2) To the bending moment

$$f_M(\phi, e) = M_{i-1/2} - \left(\sum_{k=1}^m \sigma_{sk} \cdot Z_{sk} \cdot A_{sk} + \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot Z_{cj} \cdot A_{cj} \right)$$

..... (3)

3.2.4 Successive approximation of curvature and eccentric distance

$f_p(\phi, e)$ and $f_M(\phi, e)$ in above equations must be zero in order to satisfy the equilibrium of force. Therefore, their values are converged to zero by the procedure of Newton-Raphson method with two parameters, ϕ and e . The initial values of ϕ and e are given by the elastic calculation.

4. RESULTS OF TESTS AND DISCUSSION

The bending moment at which the steel tube yields at the section with the distance, 883 mm, from the lower edge and the bending moment at which the displacement at the upper edge becomes $4 \delta y$ (δy ; yield displacement) are shown in Table 2 for each specimen. And also, the relation between the lateral load and the displacement of A-2 to D-2 obtained from the repetitive loading test are shown in Fig.-6. Furthermore, the S-line expressing the elastic load-displacement relation with only flexural redigity of the steel tubes and the S+C-line indicating one with both the steel tubes and the concrete are drawn in same figure.

Calculated values of the bending moment at the yield point of the steel tubes are calculated by the successive approximation, assuming that the tensile strength of the concrete can be ignored, and the relation between stresses and strains of the concrete based on the relation in Specifications For Highway Bridge as shown in Fig.-7(a) and the relation between stresses and strains of the steel tubes has the bi-linear relation as shown in Fig.-3.

First of all, it was found that calculated values of the bending moment at the yield point of the steel tubes agreed well with mesured values except for D-1 and D-2, which the thickness of the steel tubes is greater than those of other specimens, and C-2 and C-2, the axial force of which is greater

than those of other specimens. The reasons that calculated values are smaller than measured values of D-1, D-2 and C-2 are considered as follows.

- (1) The difference between actual stress-strain relation and assumed stress-strain relation of the concrete becomes greater with the increase of the axial force.
- (2) When the thickness of the steel tubes is thick, the slide in the boundary between the steel tubes and the concrete is apt to occur, as a result, the assumption of plane preservation is not satisfied described later.

As for the bending moment at $4 \delta y$ of the displacement at the upper edge, measured values due to only lateral load are slightly smaller than calculated values except for D-1, D-2 and C-2. On the other hand, measured values which is strictly taken into account the secondary bending moment due to the axial force are greater than calculated values being the full-plastic resistance bending moment for all specimens. Therefore, it is said that the load carrying capacity as beam-column members is greater than the full-plastic resistance bending moment regardless of the strength of the concrete, the thickness of the steel tubes and the repetitive load.

As for the ductility. no effects of the repetitive load is considered because the results of A-1 is almost same as those of B-2 in which A-1 and B-2 have almost same strength of the concrete and the thickness of the steel tubes. And also, the relation between load and displacement indicates good toughness at plastic region as shown in Fig. 6, though some reduction of load is observed after the repetitive loading. Thus, it is apparent that concrete filled steel tubes have high resistance and good ductility against the repetitive load as well as the static load.

The relation between load and displacement of A-1 to D-1 obtained from previous beam-column test are shown in Fig. 8(a) to 8(d). As described in previous section, the theoretical approach was tried by using the CDC method in order to trace the relation between load and displacement of concrete filled steel tubes. Two analytical curves are drawn in same figures. One is based on the relation between stresses and strains of the concrete as shown in Fig. 7(a). The other is based on the relation as shown in Fig. 7(b). Compared analytical results with the results of the tests, it is proved that appreciate results are able to obtain in the case of latter relation. Provided that, some difference between the results of the tests and analytical results of D-1 is observed in the region of high load and its flexural rigidity is almost same as one with only steel tubes. The reason for this is considered that the assumption of plane preservation is not satisfied described above. For example, pretty slide is observed in the distribution of strains of D-1.

to slight slide of B-1 as shown in Fig. 9.

5. CONCLUSION

The following results were obtained from the repetitive loading test and the analytical approach by using the CDC method.

- (1) Concrete filled steel tubes have high resistance which is greater than the full-plastic resistance bending moment and splended ductility against the repeative load.
- (2) The relation between load and displacement of concrete filled steel tubes is obtained by using the CDC method provided that the relation between strains and stresses of the concrete is needed to be examined.

Table. 1 Properties of Specimens

Specimen	Diameter (mm)	Thickness of Steel Tube (mm)	Height (Span Length) (mm)	Grade of Steel	Yield Strength of Steel (kg/cm ²)	Young's Modulus of Concrete (kg/cm ²)	Remark
A - 1	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.59×10^5	
B - 1	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.77×10^5	
C - 1	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	3.01×10^5	
D - 1	700	12	3500 (2920)	SM53	4000	2.57×10^5	
A - 2	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.62×10^5	Repeative Loading
B - 2	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.62×10^5	Repeative Loading
C - 2	700	6	3500 (2920)	SM53	4400	2.62×10^5	Repeative Loading
D - 2	700	12	3500 (2920)	SM53	4000	2.62×10^5	Repeative Loading

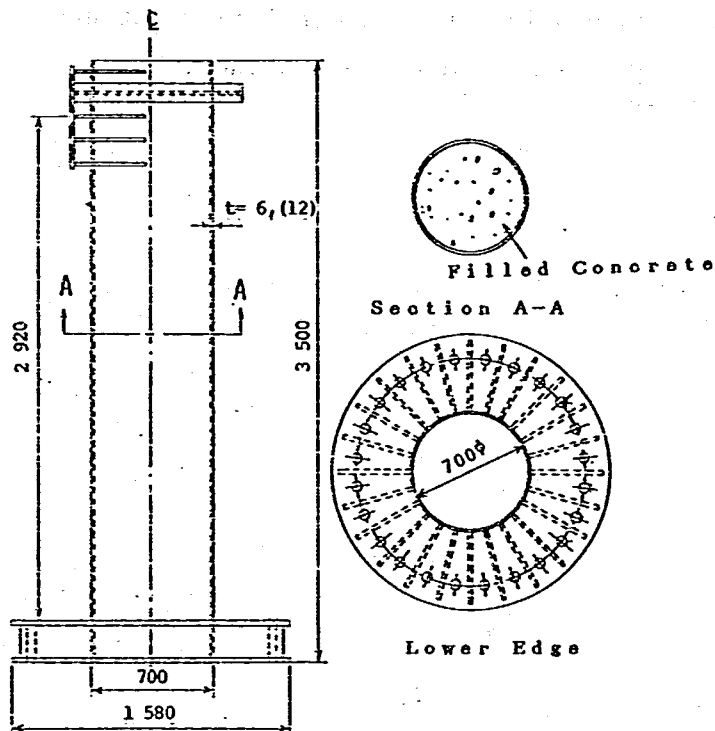


Fig. 1 Shape and Dimension of Specimens

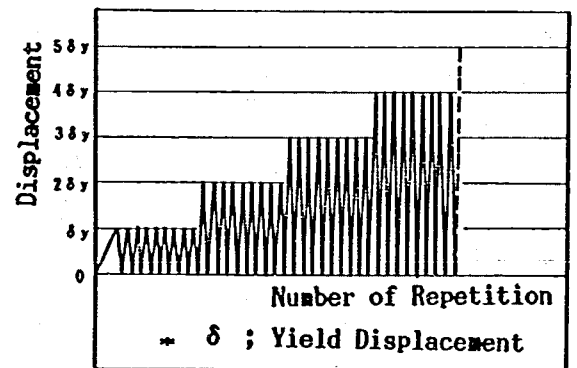


Fig. 2 Method of Repeative Loading

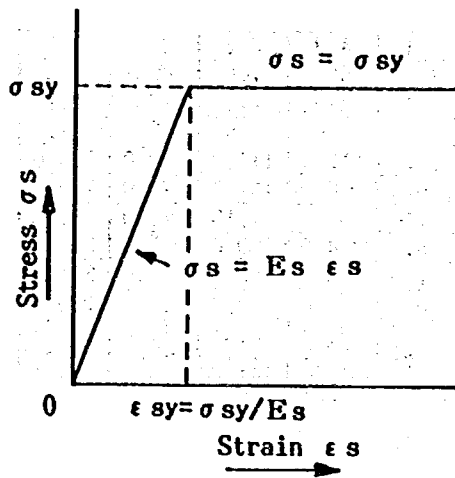


Fig.3 Analytical Model of Stress-Strain Relation of Steel

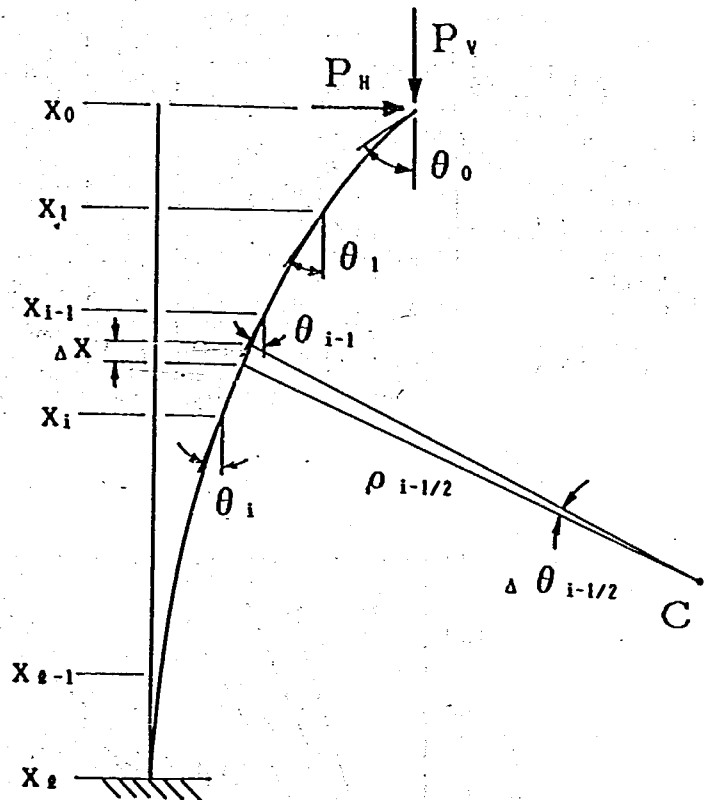


Fig.4 Definition of Applied Forces and Displacements

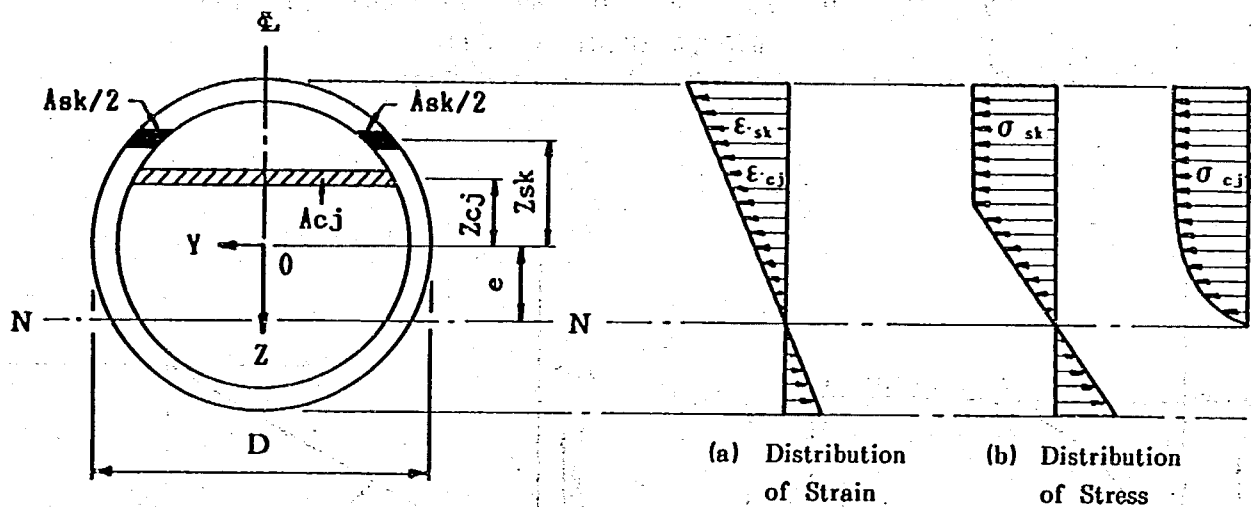


Fig.5 Distribution of Stress and Strain in Composite Column

Table 2 Results of Tests

Type	A-1	B-1	C-1	D-1	A-2	B-2	C-2	D-2
Axial Force N (ton)	700	700	700	700	500	700	900	900
Strength of Concrete (kg/cm ²)	271	341	436	264	279	279	278	279
Thickness of Steel Tube (mm)	6	6	6	12	6	6	6	12
Bending Moment at which steel tubes yield (ton-m)	Measured Values (M _m)	93.6	118.7	155.6	158.1	112.0	114.0	113.0
	Calculated Values (M _c)	98.9	123.5	151.2	136.0	119.0	101.0	76.0
	M _m / M _c	0.95	0.96	1.03	1.16	0.94	1.13	1.49
Bending Moment at which the displacement at upper edge becomes 4δy (ton-m)	Measured Values (M _m)	187.0	228.0	239.0	315.0	204.0	190.0	225.0
	M _m +N·4δy	215.0	270.0	295.0	371.0	238.0	233.0	381.0
	Calculated Values (M _c)	197.0	230.0	250.0	300.0	209.0	202.0	173.0
	M _m / M _c	0.95	0.97	0.96	1.05	0.98	0.94	1.30
	(M _m +N·4δy) / M _c	1.09	1.17	1.18	1.24	1.14	1.15	1.54

Note; δy, the displacement at which steel tubes yield

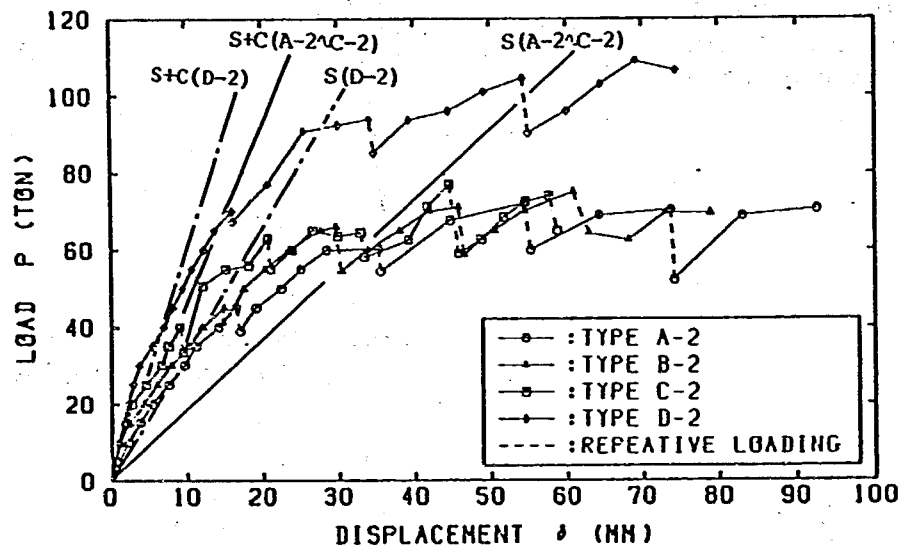
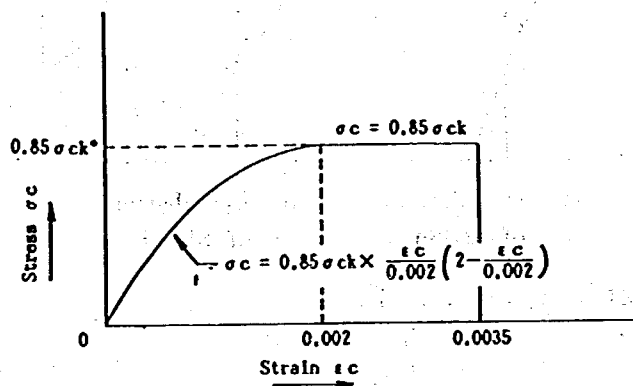
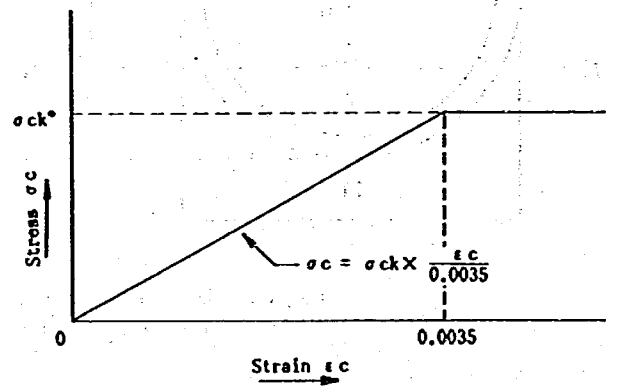


Fig. 6 Load-Displacement Curve



(a) Model-1



(b) Model-2

* σck; Strength of concrete

Fig. 7 Analytical Model of Stress-Strain Relation of Concrete

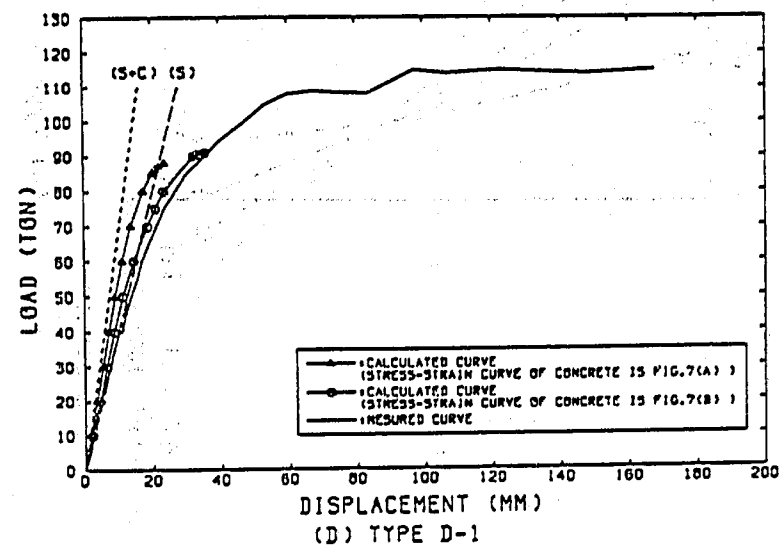
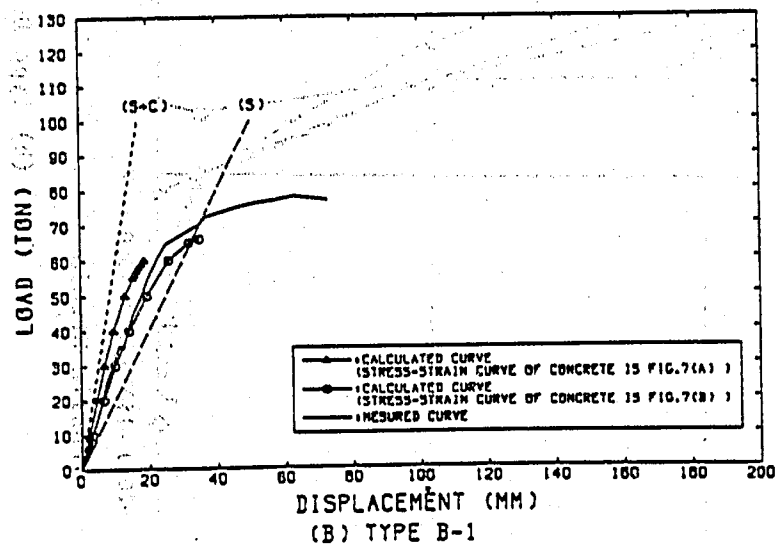
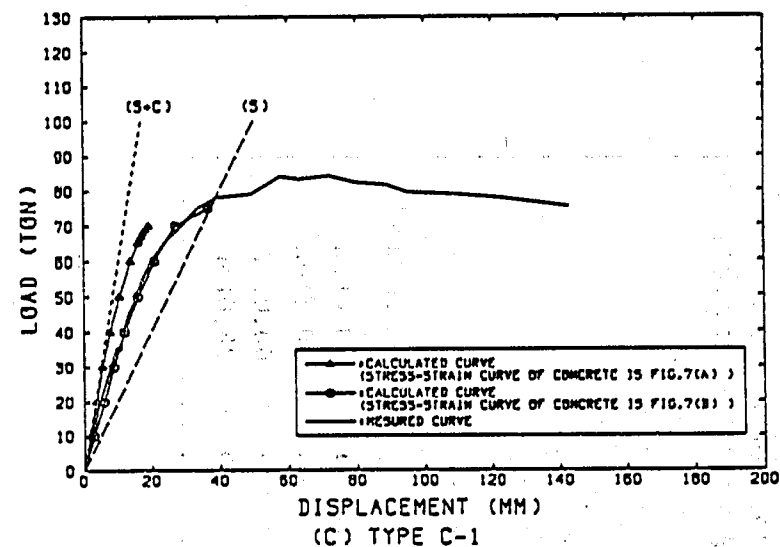
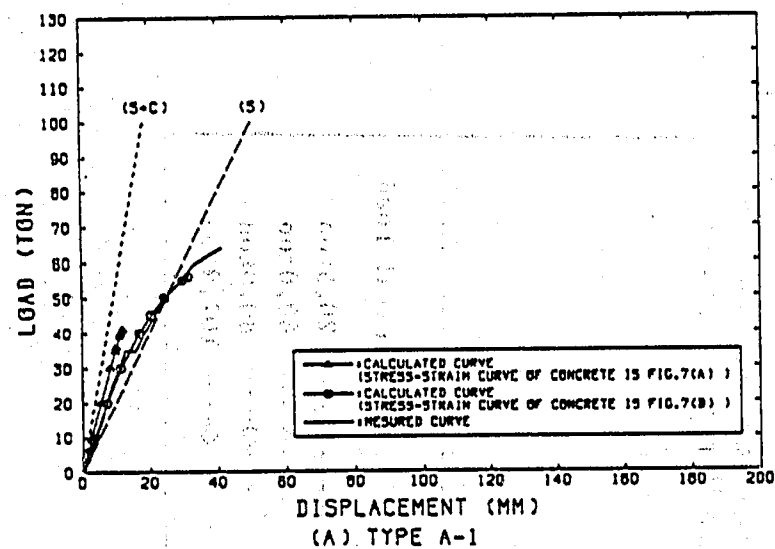
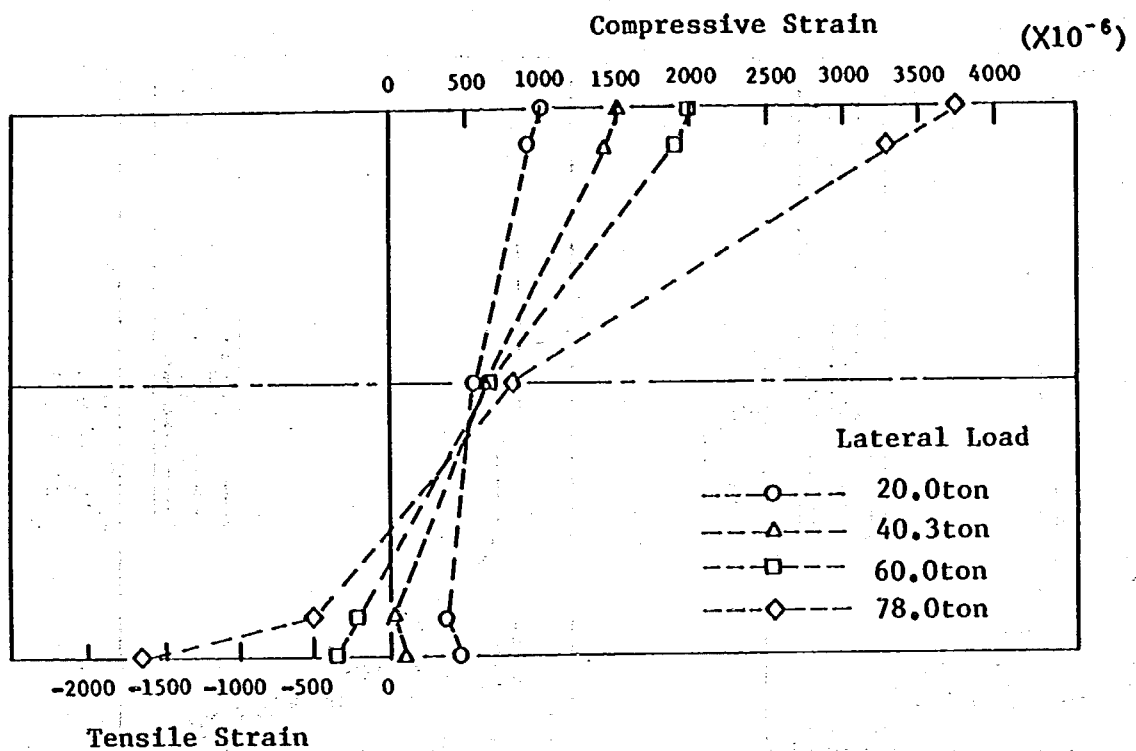
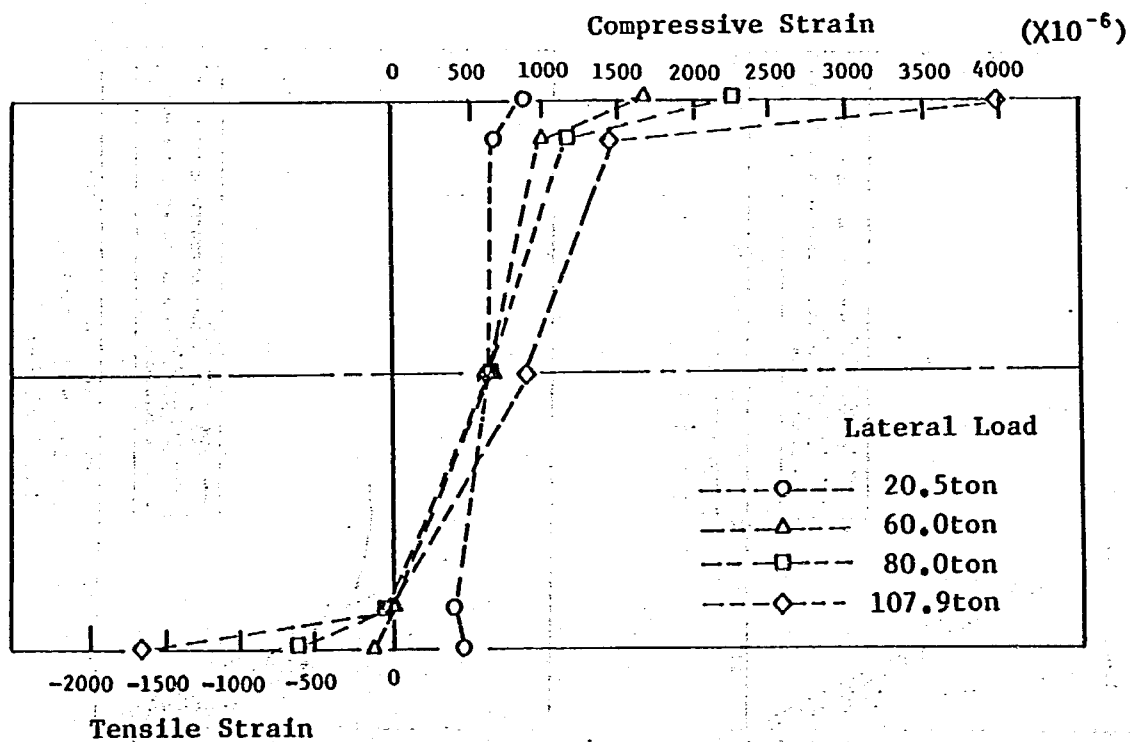


Fig.8 Load-Displacement Curve



(a) Type B-1



(b) Type D-1

Fig.9 Postribution of Strain at Section

III. BEHAVIOR OF CONNECTION COMPOSED OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES

1. INTRODUCTION

As described in previous reports^{1)~4)}, concrete filled steel tubes (hereinafter called "CFST") have large capacity and good ductility as one of composite structures composed of steel and concrete. For these features, the application of CFST to bridge piers in urban expressways and monorails for which large capacity and good ductility are required in small size is expected. However, good features of CFST are confirmed for only simple members such as a beam and a column, and it is doubtful whether such features are secured or not in the case of applying CFST to actual structures.

One of questions is the design of the connection which connects a member to a member. That is, it is feared that the collapse of the connection leads to the collapse of a structure in the case where the features of CFST are not taken into consideration sufficiently.

In general, conditions required for the connection will be as follows.

- (1) Not to collapse before bridge piers show original strength and ductility.
- (2) To possess ample strength and rigidity to be satisfied with the assumption in the calculation that the part of connection is a rigid point.

Against these requirements, there are a lot of studies on the connection of steel piers, and practical design method is presented by Okumura et al. . On the other hand, there is few studies on the connection in the case of using CFST as a column, and the design method and structural details are not realized enough. Though the simplification of the connection of CFST is considered to be possible by filled concrete, its connection needs to have high load-resisting performance than that of a steel column because CFST have large capacity and good toughness as mentioned at the beginning.

From this standpoint, it is intended to find out the desirable typed connection of CFST in this loading test. For this purpose, five typed models of the connection in rigid frame typed piers are made, and static loading tests are carried out in order to investigate the difference of the load-resisting behavior with respect to filled concrete, studs and diaphragms as well as the region of filled concrete. Then, the estimation for the rigidity of specimens by two dimensional finite element method, the comparison of test results and theoretical results by the calculation program for bending capacities under changeable axial force are done.

2. OUTLINE OF TEST METHOD

2.1 Specimens

As described in the introduction, five typed models of the connection in rigid frame typed piers are made so as to find out the desirable type of connection of CFST. The dimensions and the specifications for each specimen are indicated in Table-1 and Fig.-1. Ready-made steel tubes with thin wall are used as a column, and beams are made from steel plates. Stiffened plates are attached to the part near the applied point of force not to produce local deflection due to the concentrated force. On the other hand, double rigid steel plates are arranged at the lower edge so that the specimen can be fixed in the bed of the testing machine.

In the design of specimens, the part of beam is made not to fail before the collapse of the part of column so as to know the difference of the load-resisting behavior for each specimen having the following features (see. Fig.-2).

- Type A --- This type is the standard specimen without filled concrete in both a beam and a column. A diaphragms in attached to the inside of a column adjacent to the lower flange of a beam prevent local buckling.
- Type B --- This type has filled concrete in a column. A part of beam does not have a stud or a diaphragm. A thin steel plate is fixed in place of the form to fill into concrete in the prescribed part of beam.
- Type C --- This type with filled concrete in only column is made to check the necessity for filling concrete in a beam.
- Type D --- This type is almost same as Type B, but solid diaphragm is arranged in a beam. This diaphragm is expected to prevent the sliding in the boundary between steel and concrete and the volume expansion of concrete in the plastic region.
- Type E --- This type is almost same as Type B, but studs are arranged near the joint between a beam and a column. This stud is expected to prevent the sliding in the boundary between steel and concrete and the separation of concrete from steel due to the difference of Poisson's ratio in steel and concrete.

Concrete used has the specification as shown in Fig.-2 so that the compressive strength of 240kg/cm^2 can be obtained. Average compressive strength at the age of seven days of three cylinders, which have 10cm in length and 20cm in diameter, is 251kg/cm^2 .

2.2 Loading method

Loading tests are carried out using the 3000 ton large structural members universal testing machine installed in the structure engineering laboratory of PWRI. Each specimen is fixed in the bed of testing machine by bolts not to subject to the eccentric force. Photo-1 shows the set situation of specimen.

Static load is applied to the top plate of specimen until the horizontal displacement of specimen reaches to the allowable stroke of testing machine controlling the load in the region of low load and the displacement in the region of high load. The upper edge is possible to move freely in the horizontal direction and the rotation by the above equipment for loading.

2.3 Mesuring method

Strain guages and displacement indicators are set as shown in Fig.-3(a) to (b). Strains on the surface of steel and displacements at prescribed points are mesured at fixed loads. Particularly, three directional guages are attached to the surface of steel near the joint between a column and a beam so that detailed distribution of stress can be known. Also, the change of deflectional angle at the joint and the lower edge is indirectly mesured by setting the rolling typed displacement indicators. The separation of mill scale and the out-of-plane deflection are observed during the tests.

3. TEST RESULTS AND DISCUSSION

3.1 General

Type B to Type E with filled concrete in a column show large capacity and enough ductility in comparison with Type A without filled concrete. Fig.-4(a) to (e) show the situation after loading for each specimen (ref. Photo-2, Photo-3). Type A indicates large out-of-plane deflection near the joint in a column at almost maximum load, and its deflection grows in proportion to the increment of load. Simultaneously, the separation of mill scale is seen at only lower flange in a beam.

Type B shows the separation of mill scale near the joint in a beam at the load of 160 ton and also the out-of-plane deflection near the joint in a column at the load of 170 ton. Thereafter, the out-of-plane deflection near the joint in the lower flange of a beam is observed.

It is recognized that the performance of Type C to Type E is approximately same as that of Type B. However, Type C indicates the mode of local buckling toward the inside of a beam near the joint. This is probably because this type does not have filled concrete in a beam. Also, the out-of-plane deflection near the joint in a beam in Type D and Type E is comparatively slight compared with that of Type B. This is considered to be effects of a stud and a diaphragm. From these points, it is understood that filled concrete prevents the out-of-plane deflection toward the inside of steel, and the arrangement of studs controls the out-of-plane deflection toward the outside of steel.

3.2 Capacity

Table-3 shows theoretical results and test results related to three kinds of load.

The followings are assumed in the calculation of capacities.

- (1) No slip occurs in the boundary between steel and concrete. That is, the distribution of longitudinal strains at a section follows the assumption of the plane preservation (bending cracking load and steel yielding load).
- (2) Neither shear failure nor local buckling occurs.
- (3) The tensile strength of concrete is negligible in the calculation of steel yielding load and the full-plastic resisting moment.
- (4) The stress-strain relationships of steel and concrete follows the relationship as shown in Fig.-5(a), (b) respectively.

Based on these assumptions, the section is divided into small elements as shown in Fig.-6, and numerical analysis is done using Newton-Raphson method with two parameters, which are the position of neutral axis e and the load P .

In the analysis, first of all, the initial values of the vertical load and the position of neutral axis, P_0 , e_0 , are obtained by the elastic theory, and in turn they are corrected in accordance with equation-(1) to equation-(4), so that the equilibrium of force can be satisfied and strains of upper or lower fiber at a section become prescribed values.

- Equilibrium of force -

(1) To axial force

$$F_n = N + \left\{ \sum_{k=1}^n (\sigma_{sk} \cdot A_{sk} + \sigma_{ck} \cdot A_{ck}) - \sum_{j=1}^n (\sigma_{sj} \cdot A_{sj} + \sigma_{cj} \cdot A_{cj}) \right\} = 0$$

(2) To bending moment

$$F_m = M - \left\{ \sum_{k=1}^m (\sigma_{sk} \cdot A_{sk} \cdot Z_{sk} + \sigma_{ck} \cdot A_{ck} \cdot Z_{ck}) - \sum_{j=1}^n (\sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sj} + \sigma_{cj} \cdot A_{cj} \cdot Z_{cj}) \right\} = 0$$

... (1)

in which, N ; Axial force due to external force (kg)

$$\text{Column : } N = P \cdot \cos \theta$$

$$\text{Beam : } N = P \cdot \sin \theta$$

M ; Bending moment due to external force (kg.cm)

$$\text{Column : } M = P \cdot \cos \theta \times (11.2 + e) + P \cdot \sin \theta \times 168$$

$$\text{Beam : } M = P \cdot \cos \theta \times 109.5 - P \cdot \sin \theta \times e$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta p &= - \frac{F_m(p, e) \cdot G_{n, e} - F_n(p, e) \cdot G_{m, e}}{G_{m, p} \cdot G_{n, e} - G_{n, p} \cdot G_{m, e}} \\ \Delta e &= - \frac{F_n(p, e) \cdot G_{m, p} - F_m(p, e) \cdot G_{n, p}}{G_{m, p} \cdot G_{n, e} - G_{n, p} \cdot G_{m, e}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} G_{n, p} &= \frac{F_n(p + \Delta p_0, e) - F_n(p, e)}{\Delta p_0}, \quad G_{n, e} = \frac{F_n(p, e + \Delta e_0) - F_n(p, e)}{\Delta e_0} \\ G_{m, p} &= \frac{F_m(p + \Delta p_0, e) - F_m(p, e)}{\Delta p_0}, \quad G_{m, e} = \frac{F_m(p, e + \Delta e_0) - F_m(p, e)}{\Delta e_0} \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta p_0 &= \frac{p}{1000}, \quad \Delta e_0 = \frac{e}{1000} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

It is supposed that the capacity of all specimens are determined by the capacity of a column as considered in the design of specimens. This is also realized from the fact that the out-of-plane deflection is large near the joint in a column. However, as long as Type C without filled concrete in a beam concerns, the influence of the out-of-plane deflection in a beam upon the capacity is seen because the capacity of this specimen is larger than the load corresponding the full-plastic resisting moment, but its capacity is slightly smaller than that of Type B, D, E. Type A indicates the increment of out-of-plane deflection from almost the steel yielding load, and its capacity is considerably smaller than the load corresponding to the full-plastic resisting moment. From these points, it is obvious that filled concrete inside a column or a beam does not only have enough resistance against the load, but also hold the increase of strength after yielding of steel. This is because filled concrete prevents the development of out-of-plane deflection of steel.

Compared calculated values with measured values regarding the steel yielding load, measured values are smaller than calculated values for all specimens. Especially, measured values for Type A and Type C related to a column are comparatively smaller than calculated values. Therefore, the influence of shear lag is needed to consider in the case of the types of connection like Type B, D, and E, to say nothing of the types of connection like Type A and C.

3.3 Rigidity and ductility

Fig.-7 to Fig.-10 indicate the relationships between the vertical load and vertical displacement, horizontal displacement, the ratio of vertical displacement to horizontal displacement and the deflectional angle at the joint, respectively. Furthermore, the results of linear analysis by the finite element method, in which specimens are replaced to the two dimensional plate model as shown in Fig.-11, are indicated in Fig.-7, 8, and 10. S-line shows load-displacement relationships provided that flexural rigidity of only steel is taken into account, and S+C-line indicates one when both concrete and steel. The ratio of Young's modulus in steel and concrete is considered in the evaluation for rigidity of filled concrete. The plate thickness and the plate width of analytical model are determined so that a fiber strain σ in specimens and the analytical model can be coincide. That is, area of cross-section A and section modulus W in the following equation are made to be equal in specimens and the analytical model.

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{P}{A} \quad \dots\dots\dots(5)$$

in which: M ; Moment due to external force

P ; Axial force due to external force

It is considered from Fig.-3 that the relationship between the load and the displacement becomes unlinear in Type B to Type E, because bending cracks of filled concrete occur. However, it is found from Fig.-7 and Fig.-8 that their relationship between the load and the displacement including that of Type A are almost linear to the steel yielding load, and thereafter the displacement becomes larger.

Compared the slope of straight line of Type A with one of Type B to Type E before the steel yields, it is realized that the rigidity of specimens becomes large by the effect of filled concrete. For instance, the displacement of Type B to Type E is almost 50% of that of Type A at the load of 50 ton. Furthermore, the ductility of Type B to Type E is improved by filled concrete compared with that of Type A because dropping of load is seen in Type A and not seen in Type B to Type E.

The relationship between the load and the ratio of horizontal displacement to vertical displacement shown in Fig.-9 is dispersed by the setting error and measuring error in the range of small load. Thereafter, its relation continues to be almost constant value and finally increases near the maximum load. This means that the deflection of a column abruptly increases near the maximum load, and the capacity of specimens is determined by the capacity of a column.

It is found that both filled concrete and steel resist against the load cooperatively as supposed in the theoretical calculation, because measured values of Type B to Type E in Fig.-7 and Fig.-8 lie on S+C-line approximately. On the other hand, measured values of horizontal displacement of Type A in Fig.-8 lie on almost S-line, but measured values of vertical displacement of Type A in Fig.-7 is considerably larger than theoretical values. This reason is considered that Type A is affected severely by the shear lag and the out-of-plane deflection compared with other specimens.

3.4 Characteristics of strain

Fig.-12 and Fig.-13 show the relationship between the load and the tensile strain at positions indicated in same figures. Fig.-14(a) to (e) show the distribution of longitudinal strains in a column at representative loads.

First of all, it is found from Fig.-12 and Fig.-13 that a beam of Type A yields after yielding of a column near the load of 60 ton, and there is little increase of strain in a beam after yielding of a column. This means that only column goes toward the collapse.

On the other hand, Type B to Type E indicate almost same relationships between the load and the strain. The strain in a beam increases even after yielding of a column because a column does not collapse by the effect of filled concrete. But it is realized from Fig.-14 that the influence of shear lag in Type C as well as Type A is larger than that of other specimens.

4. CONCLUSION

The following results are obtained from this loading test.

- (1) The following effects are acquired by filling concrete in the connection.

- 1) The influence of shear lag can be decreased.
- 2) The out-of-plane deflection can be controlled, and the strength in the plastic region is expected.

And it is clarified that the capacity larger than the full-plastic resisting moment and splendid ductility are secured.

- (2) Judging from the capacity, the ductility and the characteristics of strain, Type B, Type D and Type E which have filled concrete in both a column and a beam are desirable types of connection when concrete filled steel tubes are used as a column.
- (3) It is found that the rigidity of concrete filled steel tubes in the elastic region can be evaluated as a composite structure provided that the ratio of Young's modulus in concrete and steel is taken into consideration.

REFERENCES

- 1) Narita, N., Saeki, S., Kanai, M., Oshio, T., "Behavior of concrete Filled Steel Tubes (Part 1; Compression Members)", Technical Memorandum of PWRI No. 1771, February, 1982.
- 2) Narita, N., Saeki, S., Kanai, M., "Behavior of Concrete Filled Steel Tubes (Part 2; Bending Members)", The 15th Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, May, 1983.
- 3) Saeki, S., Minosaku, K., Takizawa, A., "Behavior of Concrete Filled Steel Tubes (Part 3; Beam-Column Members)", The 16th Joint Meeting of U.S.-Japan

Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, May, 1984.

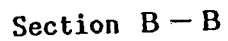
- 4) Tada, H., Shinohara, H., Minosaku, K., Takizawa, A., Hikino, J., "A Study on Behavior of concrete Filled Steel Tubes", Proc. of the 2nd J Task Committee, September, 1985.
- 5) Okumura, T., Ishizawa, N., "The Design of Knee Joints for Rigid Steel Frames with Thin Walled Section", Transactions of the Japan Society of Civil Engineers, No. 153, May, 1968.

Table.1 Specifications for Specimens

Type of specimens		A	B	C	D	E
Column	Diameter (mm)	609.6	609.6	609.6	609.6	609.6
	Thickness (mm)	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
	Designation	STK41	STK41	STK41	STK41	STK41
	Yield strength (kg/cm ²)	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500
	Breaking strength (kg/cm ²)	4,800	4,800	4,800	4,800	4,800
Beam	Width (mm)	450	450	450	450	450
	Height (mm)	450	450	450	450	450
	Thickness (mm)	19	19	19	19	19
	Designation	SS41	SS41	SS41	SS41	SS41
	Yield strength (kg/cm ²)	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000
	Breaking strength (kg/cm ²)	4,500	4,500	4,500	4,500	4,500
Concrete	Column	without	with	with	with	with
	Beam	without	with	without	with	with
Concrete strength (kg/cm ²)		—	251	251	251	251
Stud		without	without	without	without	with 9.5 φ × 80
Diaphragm		without	without	without	with t=16mm (SS41)	without
Remarks					effect of diaphragm	effect of stud

Table.2 Specification for concrete

Nominal strength	Unit (m ³)	Cement C (kg)	Water W (kg)	W/C (%)	Fine aggregate (kg)	Coarse aggregate (kg)	Slump (cm)	Air content (%)
240	1.0	251	148	59.0	839	1,119	8.0	4.0



— 133 —

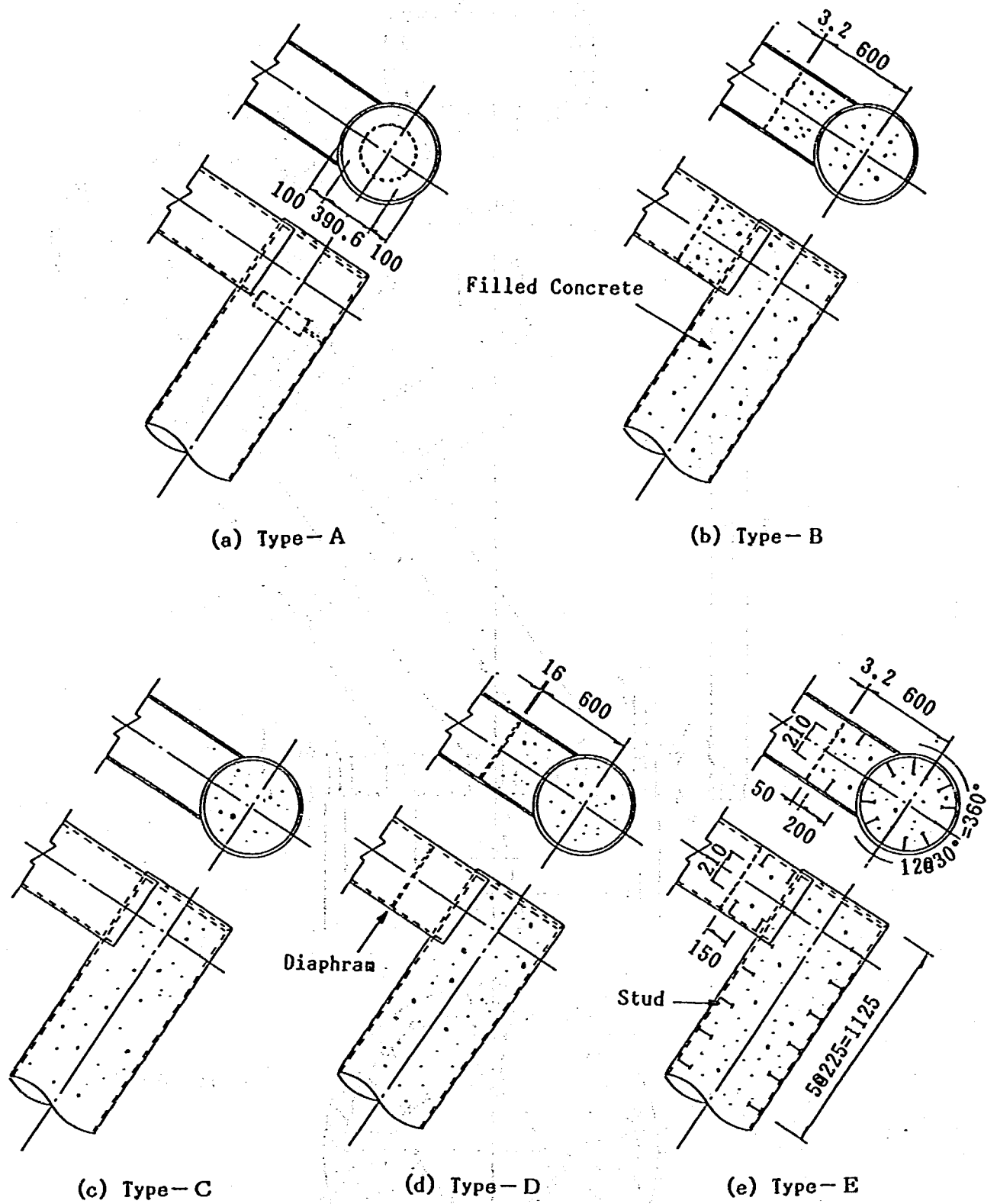


Fig.2 Detail of Connection Part

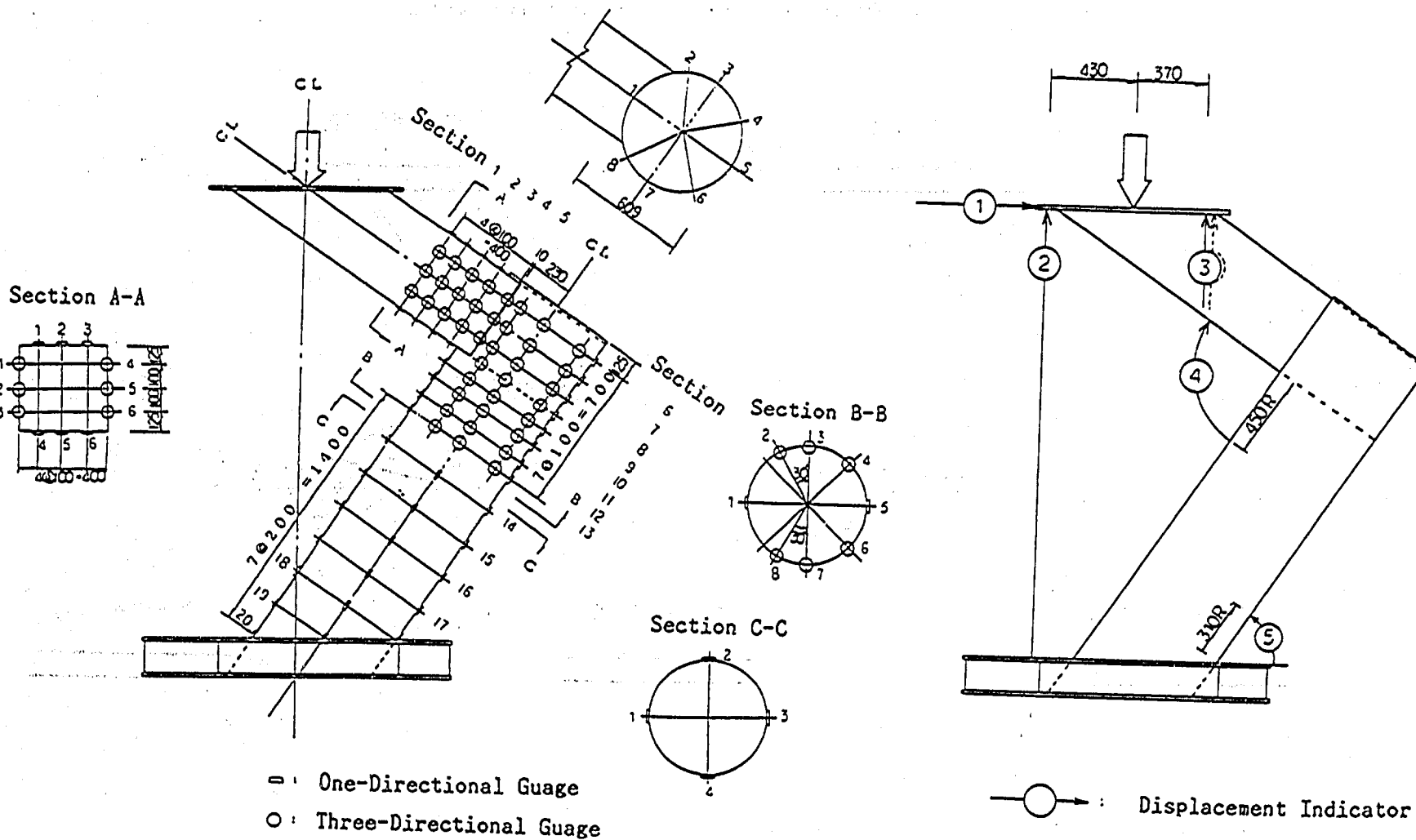


Fig.3 Mesuring Method

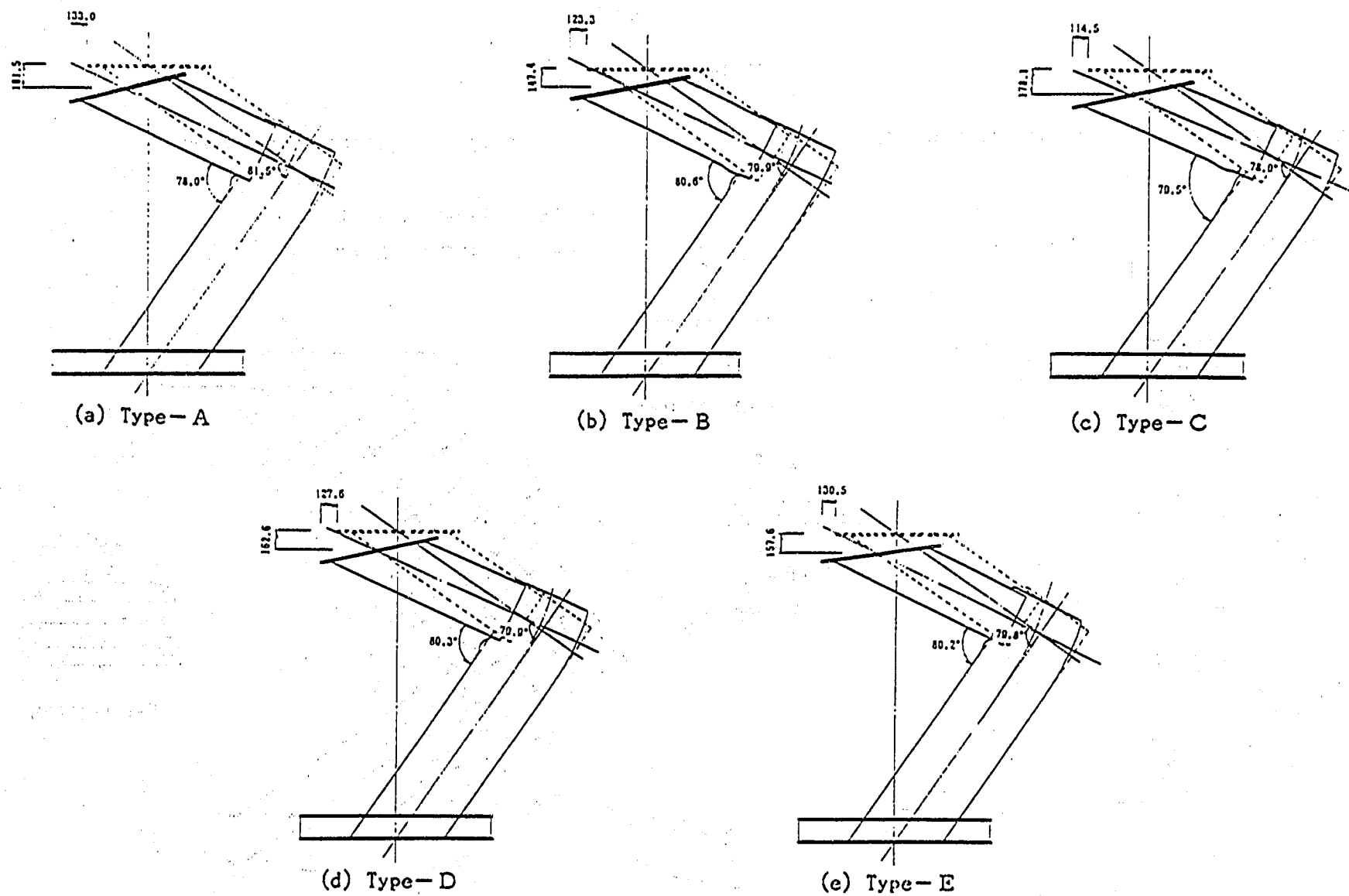
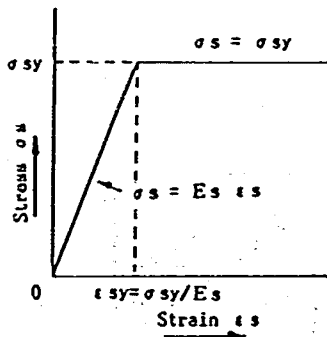
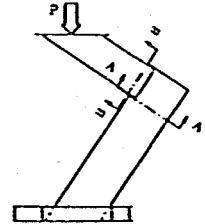


Fig.4 Situation of Specimens after Loading

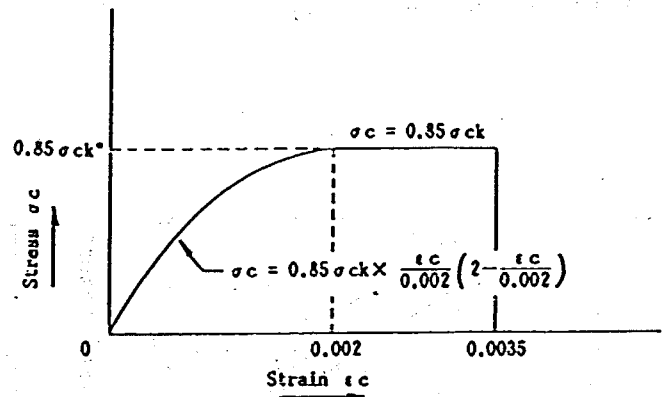
Table.3 Theoretical and Experimental Resistance

Specimen	Type	Bending Cracking Load			Steel Yielding Load						Maximum Load		
		Measured Value P_{cr}	Calculated Value P_{cc}	P_{cr}/P_{cc}	Tension Side			Compression Side			Measured Value P_{pe}	Calculated Value P_{pc}	P_{pe}/P_{pc}
					Measured Value P_{ym}	Calculated Value P_{yc}	P_{ym}/P_{yc}	Measured Value P_{yn}	Calculated Value P_{yn}	P_{yn}/P_{yn}			
A	Column	—	—	—	57.3	96.5	0.59	75.6	80.4	0.94	88.4	113.1	0.78
	Beam	—	—	—	72.2	165.8	0.44	—	143.0	—	—	186.1	—
B	Column	—	10.5	—	121.5	105.9	1.15	140.3	117.5	1.19	177.2	146.2	1.21
	Beam	—	15.3	—	102.9	165.8	0.62	—	165.2	—	—	192.1	—
C	Column	—	10.5	—	77.9	105.9	0.74	131.0	117.5	1.11	165.7	146.2	1.13
	Beam	—	15.3	—	87.1	165.8	0.53	—	143.0	—	—	186.1	—
D	Column	—	10.5	—	97.6	105.9	0.92	130.2	117.5	1.11	176.8	146.2	1.21
	Beam	—	15.3	—	93.0	165.8	0.56	103.1	165.0	0.62	—	192.1	—
E	Column	—	10.5	—	116.1	105.9	1.10	123.0	117.5	1.05	173.5	146.2	1.19
	Beam	—	15.3	—	97.3	165.8	0.59	98.3	165.2	0.60	—	192.1	—

- 1) Calculated Value of Maximum Load indicates Load corresponding to the full-plastic resisting moment.
- 2) Each Load shows values of Section A-A in a column and Section B-B in a beam.



(a) Steel



(b) Concrete

Fig.5 Stress-Strain Curve

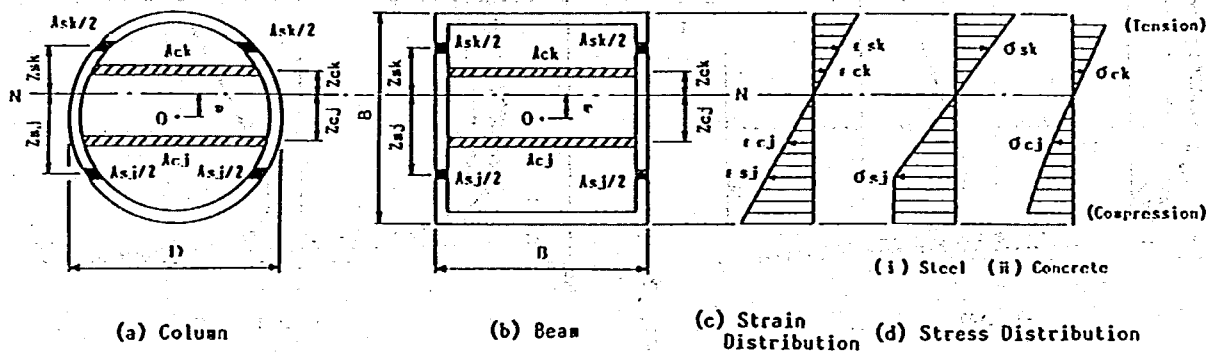


Fig.6 Element Division of Section for the Strength Calculation

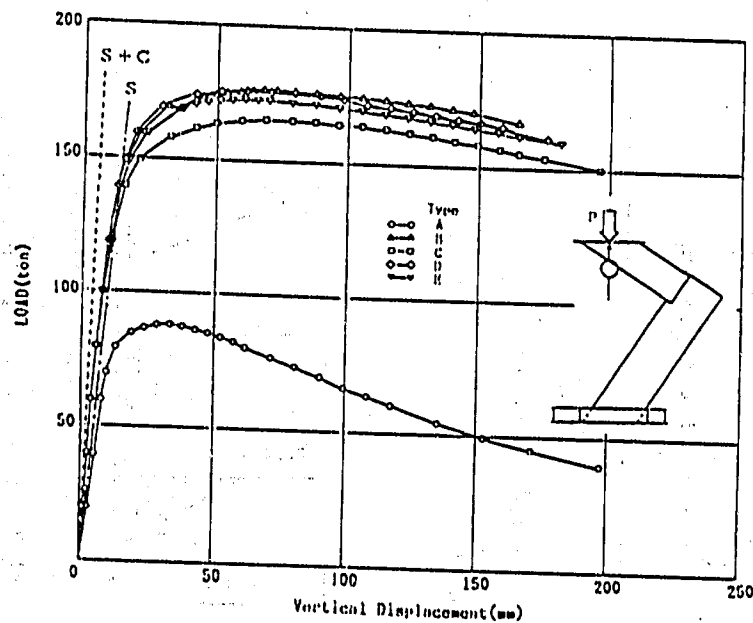


Fig.7 Relation of Load and Vertical Displacement

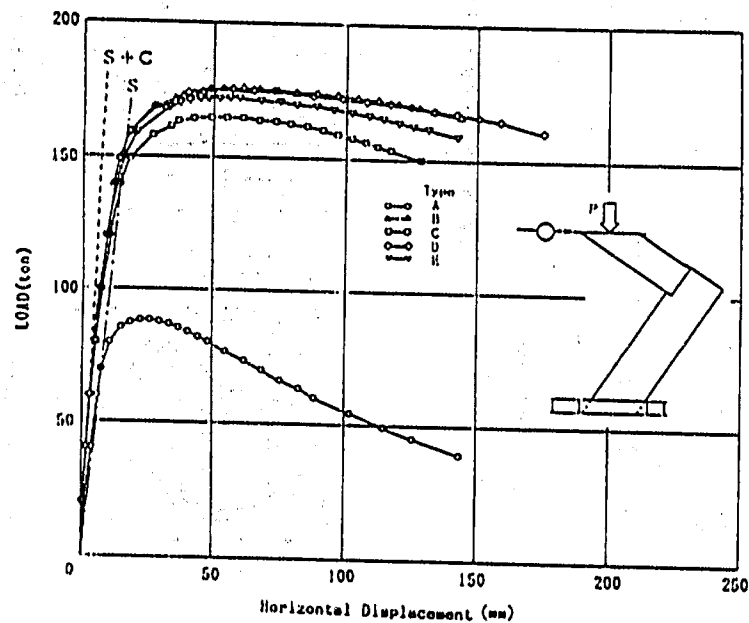


Fig.8 Relation of Load and Horizontal Displacement

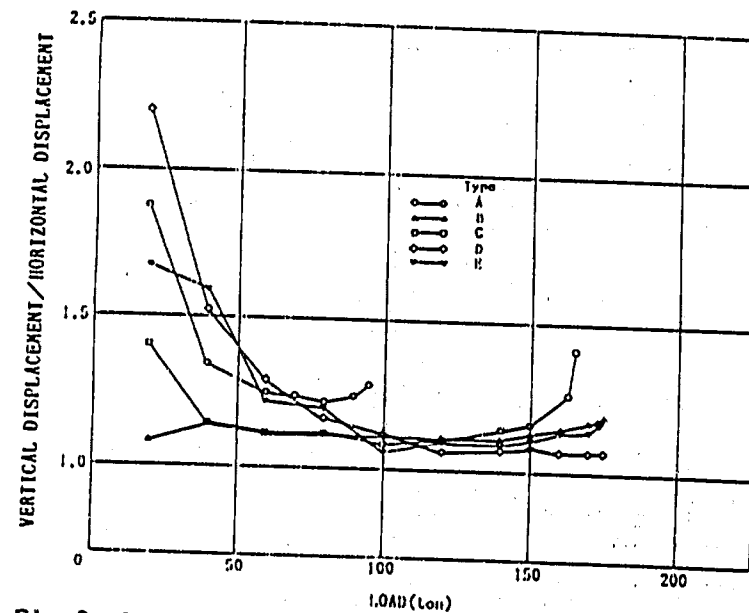


Fig.9 Relation of Load and the Ratio of Vertical Displacement to Horizontal Displacement

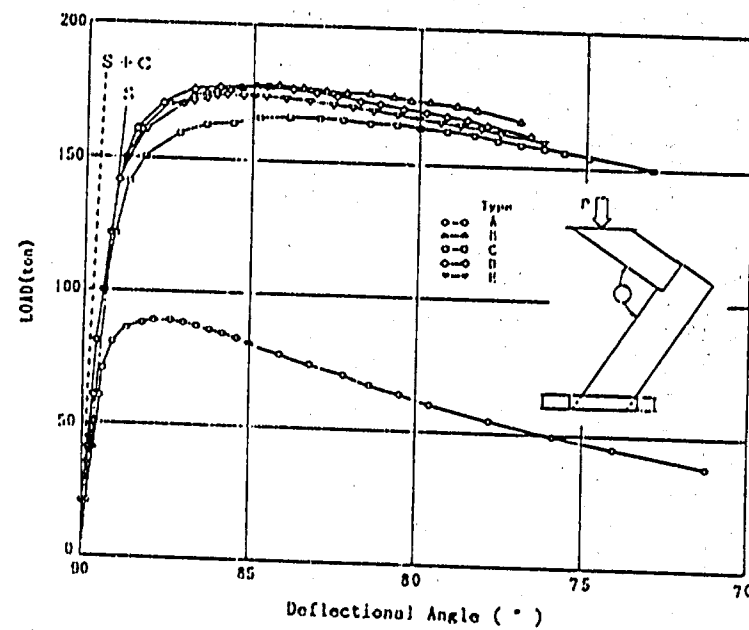
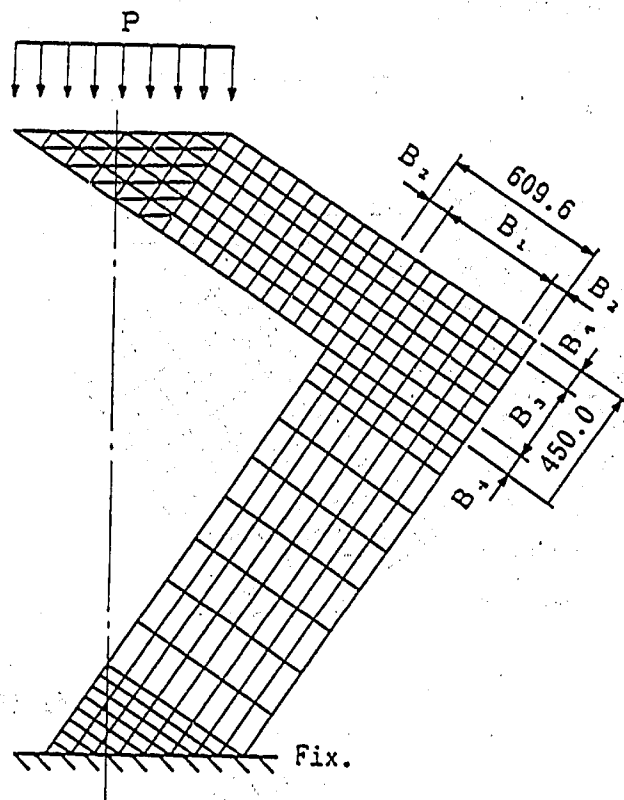


Fig.10 Relation of Load and Deflectional Angle



	Width B (mm)	Plate Thickness (cm)			
		Type-A	Type-B,D,E	Type-C	
Column	B ₁	45.72	1.922	9.266	9.266
	B ₂	7.62	5.987	7.924	7.924
Beam	B ₃	30.00	1.789	7.550	1.789
	B ₄	7.50	18.260	21.830	18.260

Note : Young's Modulus $E=2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
Poisson Ratio $\nu=0.3$

Fig.11 Two-Dimensional Finite Element Model
for the Displacement Calculation

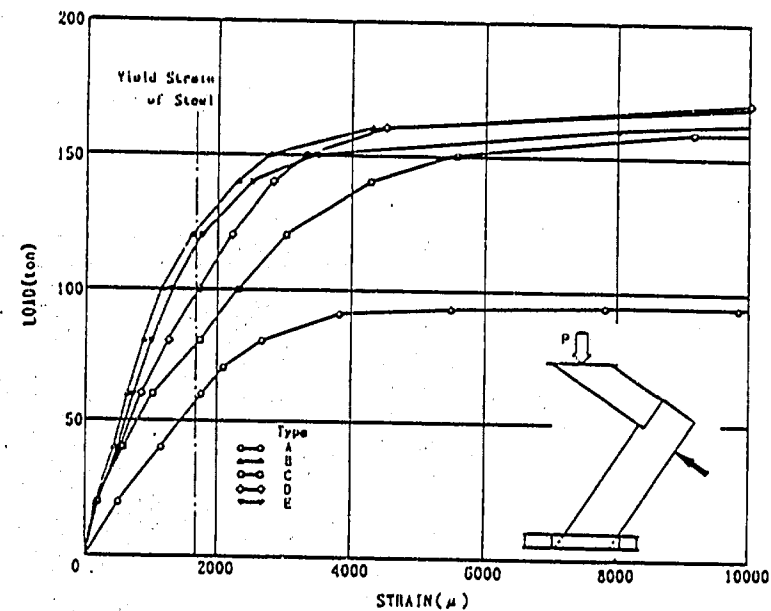


Fig.12 Relation of Load and Strain in a Column

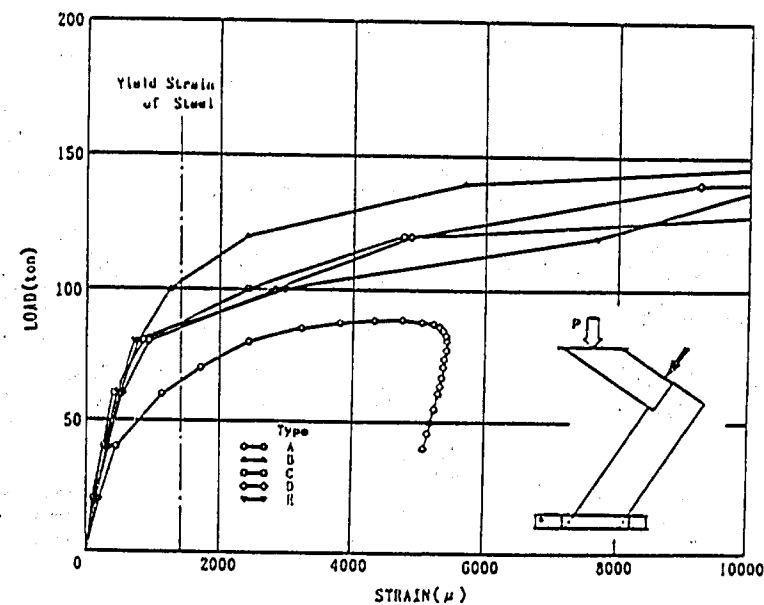


Fig.13 Relation of Load and Strain in a Beam

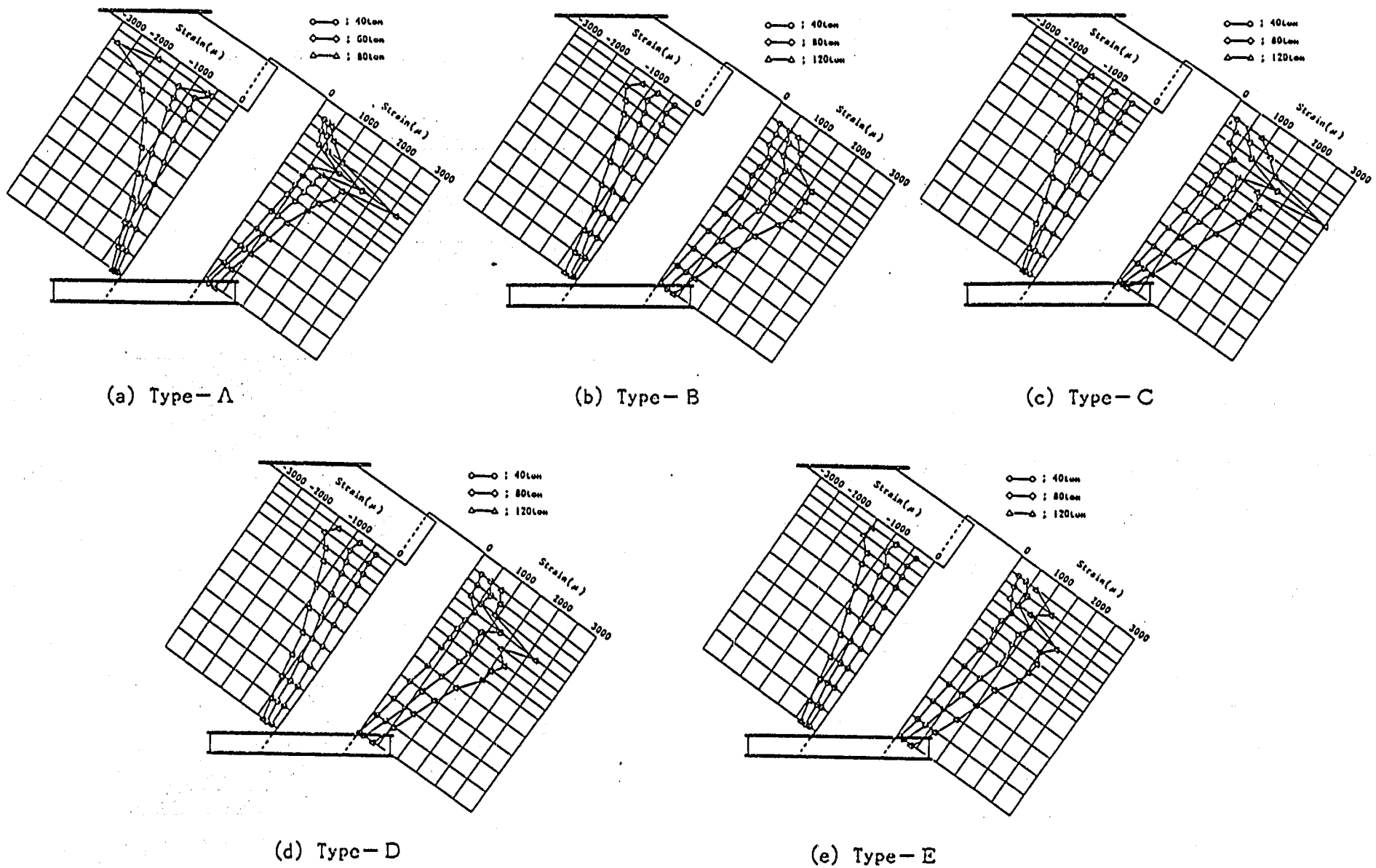


Fig.14 Distribution of Longitudinal Strains in a Column

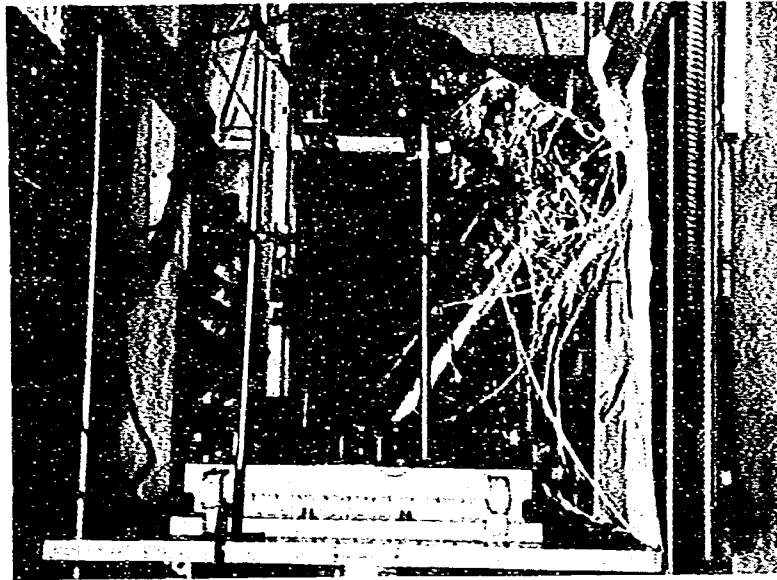


Photo.1 Setting Situation of Specimen

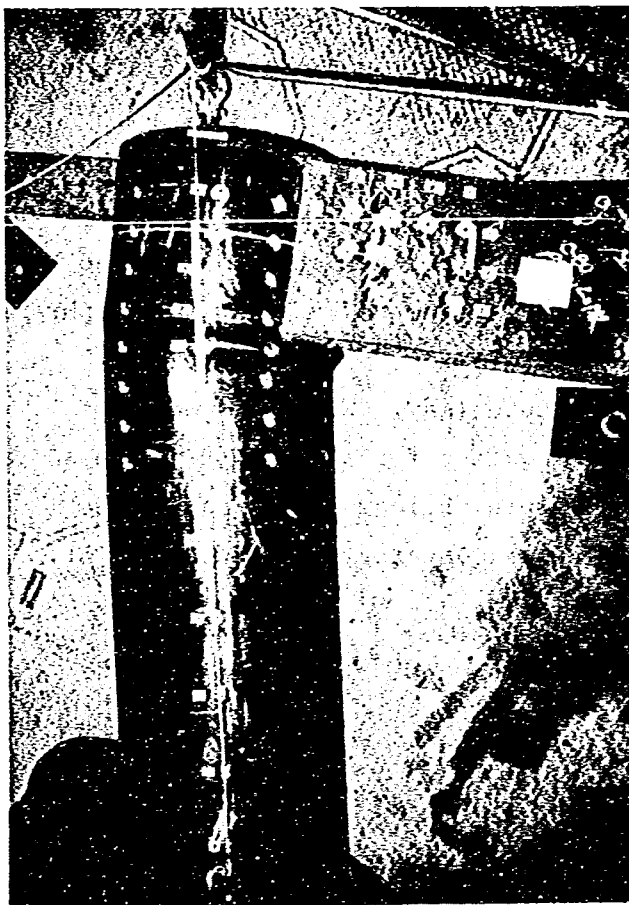


Photo.2 Situation after Loading
(Type-A)

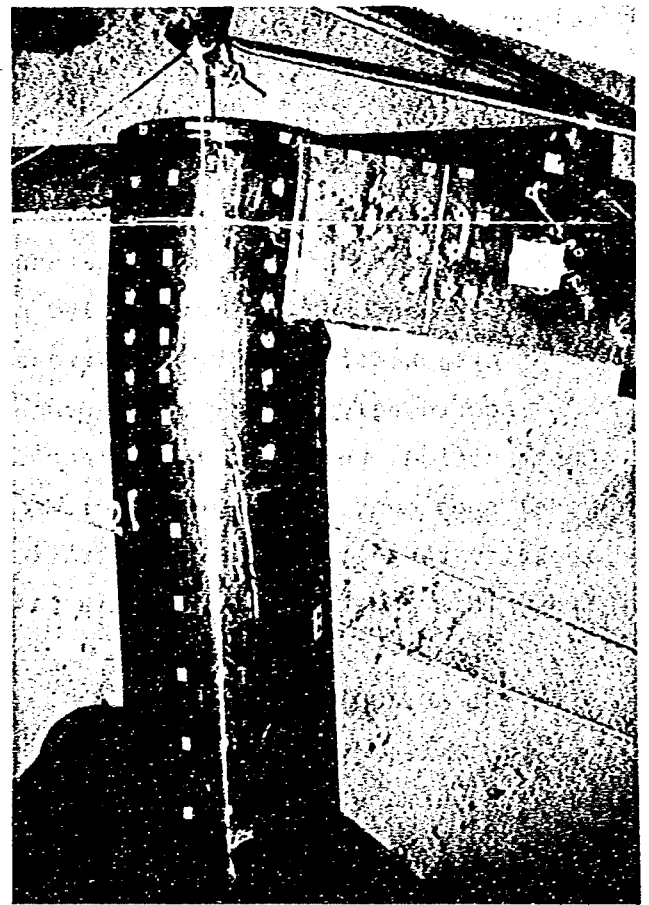


Photo.3 Situation after Loading
(Type-B)

VI. BEHAVIOR OF PARTIALLY-CONCRETE-FILLED STEEL TUBES

1. INTRODUCTION

The type of the steel pier of Kansai International Airport Bridge, which connects the airport island at off the shore of Sensyu within Osaka bay to Izumisano city located in about 40km southwest from Osaka city, is two strided rigid frame structure as shown in Fig. 1. This structure was designed as a composite structure by filling concrete inside the lower column under about sea level. This aims to resist effectively large bending moment at strong earthquakes. The region of the filled concrete was so determined that the increase of pier weight does not make the design of foundation structure uneconomical.

The behavior of wholly-concrete-filled steel columns is already verified¹⁾. On the other hand, no study on the behavior of partially-concrete-filled steel columns is reported. For this reason, in applying this structure to the actual bridge pier, it was needed to identify the following items related to its behavior.

- (1) Applicability of the calculation method²⁾ of ultimate capacity proposed for wholly-concrete-filled steel columns.
- (2) State of the stress flow around the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part, and the effect of a vertical diaphragm attached for making its stress flow smooth.

Accordingly, Public Works Research Institute (say, PWRI), Ministry of Construction, performed two directional loading test for almost 1/5 scale model specimens of the lower column of the actual bridge pier in order to identify these items in collaboration with Kansai International Airport Co., Ltd. This paper deals with this test results.

2. TEST METHOD

2.1 Specimens

Four specimens, which are almost 1/5 scale model of the lower column of the actual bridge pier, were fabricated. Their dimension is 90x90x350(cm). Fig. 2 and Table 1 show their shape, size and chief properties. A lateral diaphragm was provided for all specimens, and a vertical diaphragm was provided for Type-A, B and D in the same manner as those of the actual bridge pier.

As for a lateral diaphragm, a closed type diaphragm was used for the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part for the purpose of imparting vertical load to the filled concrete, while a hollow type diaphragm was used for other parts. The plate thickness of steel column was determined considering the ratio of the steel column area to the filled concrete area in the actual bridge pier. The steel plate of grade SM41, which is smaller in the yield strength, etc. than the steel of grade SM50Y used for the actual bridge pier, were utilized taking into account the capacity of the loading machine. The concrete used was so mixed that the compression strength (240 kg/cm^2) of the concrete used for the actual bridge pier can be obtained. Table 2(a) and (b) show material properties of the concrete and the steel plate obtained from the material tests which were done immediately before the loading test.

Each specimen was so designed that the items mentioned in Introduction can be clarified. The features of each specimen are as follows.

Type-A ... This specimen, which is identical with Type-B, has almost same structural details as the actual bridge pier. A vertical diaphragm was provided. The thickness of steel plate in non-concrete-filled part was thickened for preventing failure due to substantial local buckling. This specimen and Type-B differ from each other in vertical load (the vertical stress under vertical loading in this specimen is almost same as that in the actual pier).

Type-B ... This specimen is identical with Type-A, Vertical load in this specimen was raised by five times as high as that of Type-A in order to examine the effect of vertical load on the behavior of partially-concrete-filled steel columns.

Type-C ... This specimen does not have a vertical diaphragm. Other structural properties and vertical load are same as those of Type-A.

Type-D ... The thickness of steel plate in the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part was thinned in order to examine the stress flow.

2.2 Loading Method

Loading test was performed using the large structural members bi-axial loading machine (loading capacity; 1000 ton in vertical direction, 200 ton in

lateral direction) installed in PWRI. The lower edge of specimens, which is reinforced with double steel plates, was fixed to the bed of the loading machine with bolts, and then lateral load was statically applied to the point of 20cm lower from the upper edge under constant vertical load (100 ton for Type A and C, 500 ton for Type B). In the case of Type-D, lateral load was applied under the vertical load of 65 ton until the specimen yields at the compression side of the lower edge, and subsequently vertical load was increased to 500 ton in order that the specimen may reach its failure within the capacity of loading machine.

2.3 Mesuring Method

In the loading test, vertical and lateral displacement of specimens as strain in the steel plate of the steel column and the vertical diaphragm were measured. And also strain inside the filled concrete was measured with mould gages which were embeded inside the steel column using prestressing wires.

3. TEST RESULTS

3.1 Load-Displacement Relationship

Fig. 3(a)~(d) show the relationship between lateral load and lateral displacement at the loading point for all specimens. In all specimens, a bending crack of the filled concrete firstly occured in the tension side of the lower edge, occurrence of which was estimated from the strain mesured by mould gages, and subsequently the yielding and small local buckling of the steel column occured in the compression side of the lower edge. Maximum lateral load for all specimens was observed after these phenomena. Photos 1 and 2 show representative bending cracks of the filled concrete and the local buckling of the steel column, respectively.

Two lines in Fig. 3(a)~(d) which express the theoretical load-displacement relationship, are drawn on the basis of the elastic theory. A broken line is drawn considering the flexural rigidity of only steel column. While a chain line is drawn considering the combined flexural rigidity of the steel column and the filled concrete in which the flexural rigidity of the filled concrete is calculated using the secant elastic modulus as shown in table 2(a). From these figures, it is noticed that the flexural rigidity of the filled concrete leads to the increase of the flexural rigidity of specimens particularly before the occurrence of the bending crack of the filled concrete.

Photos 3 and 4 show failure points of Type-C and Type-D, respectively. Type-C lost its resistance due to the crack of the steel column in the tension side of the lower edge. Type-D lost its resistance due to substantial local buckling of the steel column near the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part. The ratio of the lateral displacement to the yielding one was about 6.3 for Type-C and 3.5 for Type-D. On the other hand, although the lateral loading for Type-A and Type-B were performed until their lateral displacement respectively reach about 5.3 and 11.3 times the yielding one, their failure points were not observed.

Figs. 4(a) and (b) show the distribution of lateral displacement in longitudinal direction for Type-A and Type-D, respectively. It is observed from these figures that the distribution of Type-A with a vertical diaphragm is smooth near the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part compared with that of Type-C without a vertical diaphragm.

3.2 Capacity

Table 3 lists concrete cracking load and steel yielding load at lower edge as well as the maximum load. Theoretical values are calculated on the basis of the assumption of the longitudinal strain distributions as shown in Table 4. the theoretical concrete cracking load was calculated on the basis of the assumption that the crack occurs when the stress in the filled concrete reaches the splitting tensile strength (concrete cylinder size; 10x20cm). The value P_{tys} expresses theoretical steel yielding load in the case that only steel column resists lateral load, while the value P_{tysc} indicates theoretical steel yielding load in the case that both the steel column and the filled concrete resist lateral load in which the concrete tensile strength is neglected. The value P_{uh} expresses theoretical maximum load based on the calculation method proposed for wholly-concrete-filled steel columns, while the value P_{up} indicates theoretical maximum load corresponding to the full plastic resisting bending moment in which the effect of the strain hardening of the steel plates is not considered. Test results for every specimens in Table 3 show that the measured concrete cracking load agrees well with the theoretical value, but the measured steel yielding load is smaller than the value P_{tysc} and almost equal to the value P_{tys} . On the other hand, for specimens excluding Type-D which lost its resistance due to substantial local buckling in non-concrete-filled part, the measured maximum load exceeds the value P_{uh} and almost reaches the value P_{up} . Thus, it is realized that partial-

ly-concrete-filled steel columns do not entirely behave as a composite structure in the elastic region, but do not lose its resistance abruptly before almost whole cross section reach the plastic region.

3.3 Characteristics of Strain Distribution

Figs. 5(a)~(d) show the longitudinal strain distribution of the steel column and the filled concrete under only vertical loading for all specimens. In this figures, a broken line is drawn assuming that only steel column resists vertical load, while a chain line is drawn assuming that both steel column and the filled concrete resist vertical load. It is observed from these figures that longitudinal strains in the steel column of concrete-filled part exist near the chain line, but approach the broken line as the position gets near the lower edge. It is also noticed that the distribution for Type-B, whose vertical load is larger than that for other specimens, is scattered in non-concrete-filled part, and is close to the broken line around the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part compared with that of other specimens. In addition, it is observed that longitudinal strains for Type-C and Type-D exist widely around the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part compared with that for Type-A.

Figs. 6(a) and (b) show the longitudinal strain distribution of the steel distribution of the steel column and the filled concrete under two directional loading for representative specimens, Type-A and Type-C. From these figures, it is noticed that their distributions are similar to those under only vertical load, which approaches the broken line as the position gets near the lower edge. It is also observed that longitudinal strains for Type-C without a vertical diaphragm exist widely in non-concrete-filled part compared with those of for Type-A.

Figs. 7(a)~(c) indicate the correlations between longitudinal strain and lateral load at representative three points along the flange for Type-A. In these figures, a broken line is drawn assuming that only steel column resists lateral load, while a chain line is drawn assuming that both the steel column and the filled concrete resist lateral load. From these figures, it is noticed that longitudinal strains at the connection point between the flange plate and the vertical diaphragm exist near the chain line, but longitudinal strains at other points exist near the broken line. Thus, the longitudinal strain distribution along the flange plate shows the similar distribution in the case that the shear lag phenomenon occurs.

4. CONCLUDING REMARKS

To identify the behavior of partially-concrete-filled steel columns which were applied to Kansai International Airport Bridge under construction, two directional loading test was carried out using almost 1/5 scale model specimens of the lower column of the actual bridge pier. the results obtained are as follows.

- (1) It is realized that partially-concrete-filled steel columns do not exhibit entirely the behavior as a composite structure in the elastic region, because the measured steel yielding load relatively agrees with the theoretical value based on the assumption that only steel column resists lateral load.
- (2) It is, however, verified that partially-filled steel columns do not exhibit substantial local buckling before whole cross section reaches the plastic region, and have high ultimate capacity corresponding to almost full plastic resisting bending moment.
- (3) It is ascertained that the stress flow and the lateral displacement distribution around the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part become smooth by providing a vertical diaphragm.
- (4) It is observed that vertical load affects on the stress flow and the lateral displacement distribution around the boundary between concrete-filled part and non-concrete-filled part.

[Reference]

- 1) Hirohiko Taka, Hiroshi Shinohara, Koichi Minosaku, Akira Takizawa and Jun Hikino; A Study on Behavior of Concrete Filled Steel Tubes, Proc. of the 2-nd Bridge Workshop, 1985.
- 2) Guideline for Design and Construction of Steel Piers consisting of Composite Columns (Concrete Filled Type)-Draft-; Hanshin Expressway Public Corporation, 1986, 3.

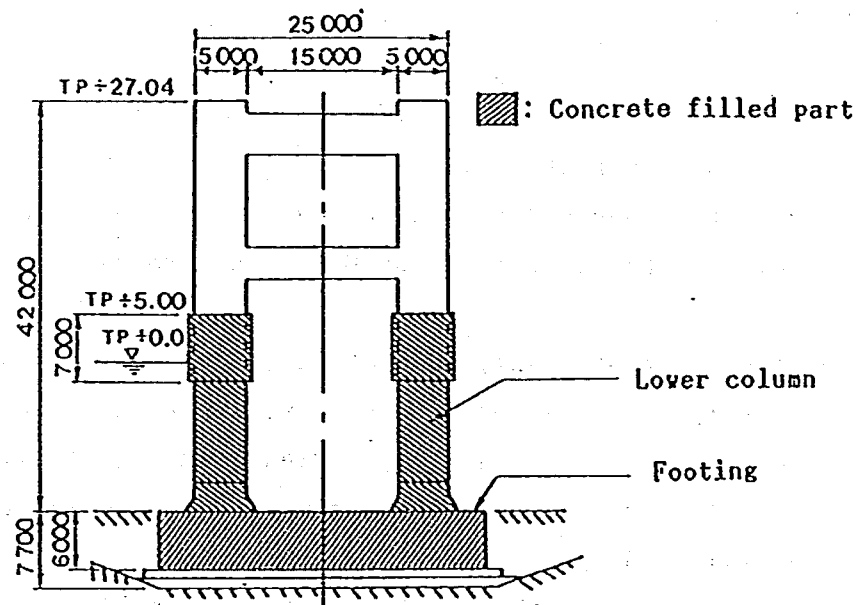


Fig.1 Front View of the Bridge Pier
of Kansai International Airport Bridge

Table 1 Properties of Model Specimens

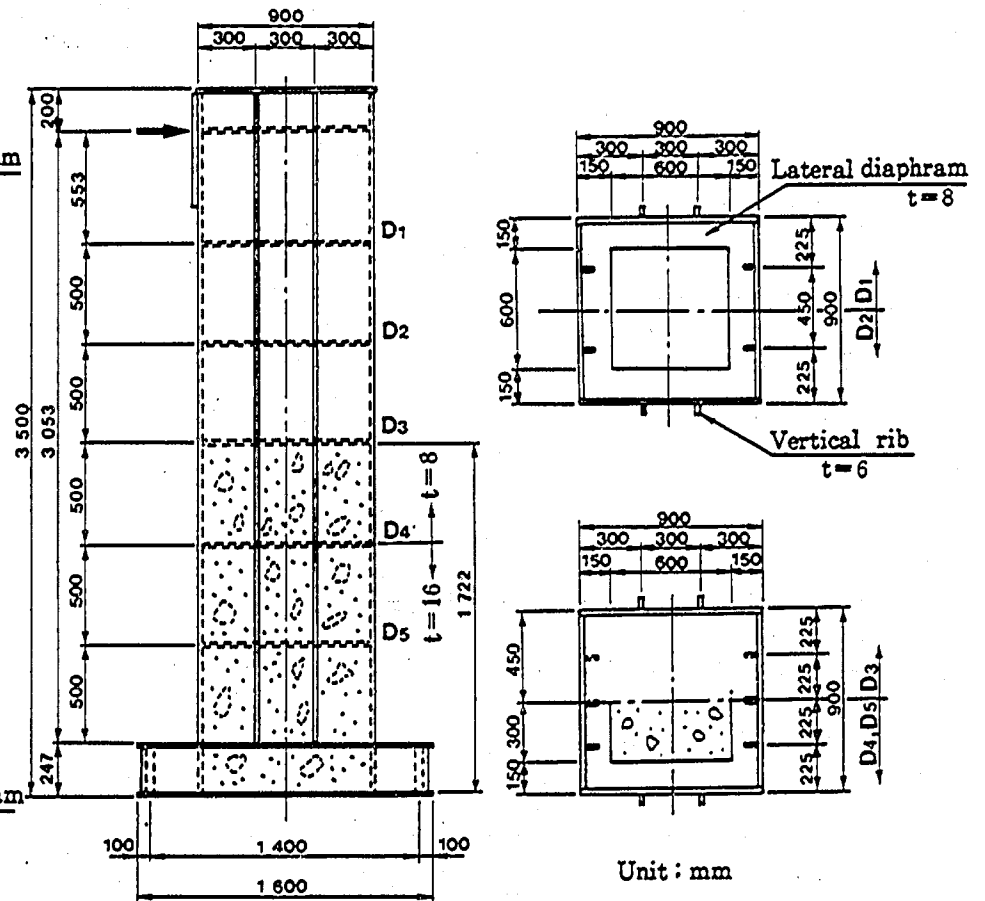
Specimen		Type-A	Type-B	Type-C	Type-D
Height (cm)		350	350	350	350
Cross Section (cm)		90×90	90×90	90×90	90×90
Thickness of steel plate (mm)	Upper	16	16	16	8
	Lower	8	8	8	16
Vertical diaphragm		with	with	without	with
Vertical load (ton)		100	500	100	65+500

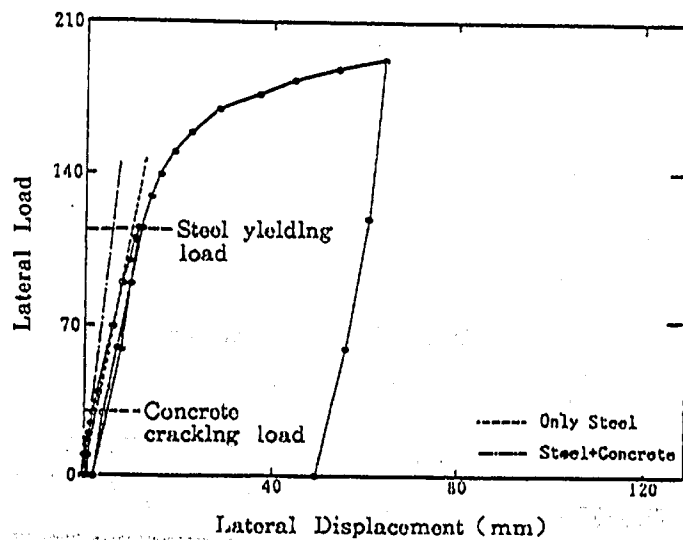
Table 2(a) Material Properties
of Steel Plate (SM 41)

Thickness (mm)	8	16
Yield point (kg/cm ²)	3,540	2,950
Tensile strength (kg/cm ²)	4,770	4,480
Young's modulus (×10 ⁶ kg/cm ²)	1.98	2.03

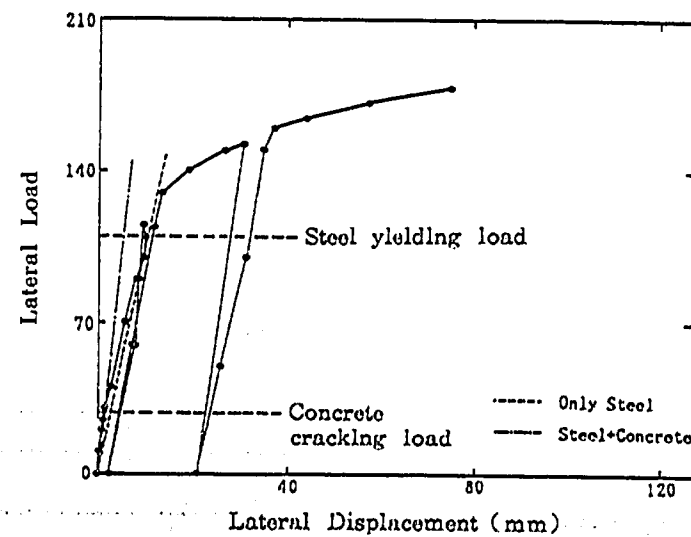
Table 2(b) Material Properties of Concrete
(concrete cylinder 10×20cm)

Specimen	Type-A	Type-B	Type-C	Type-D
Compression strength (kg/cm ²)	267	260	253	219
Tensile strength (kg/cm ²)	26.1	21.6	23.4	25.7
Young's modulus (×10 ⁵ kg/cm ²)	2.27	2.17	2.14	2.08

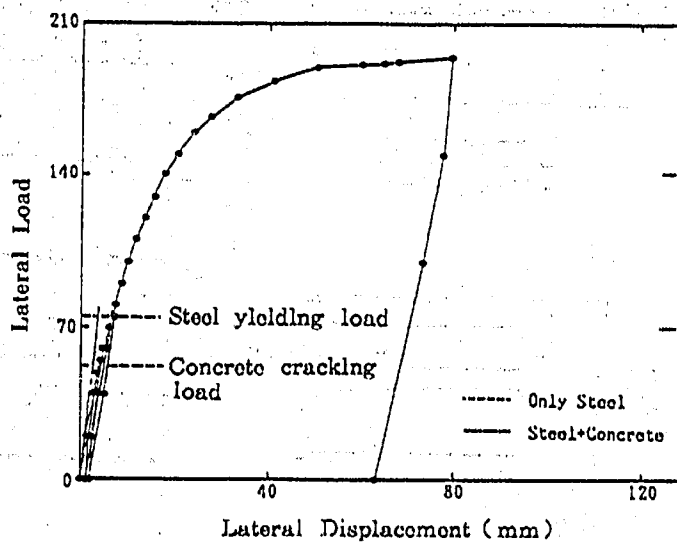




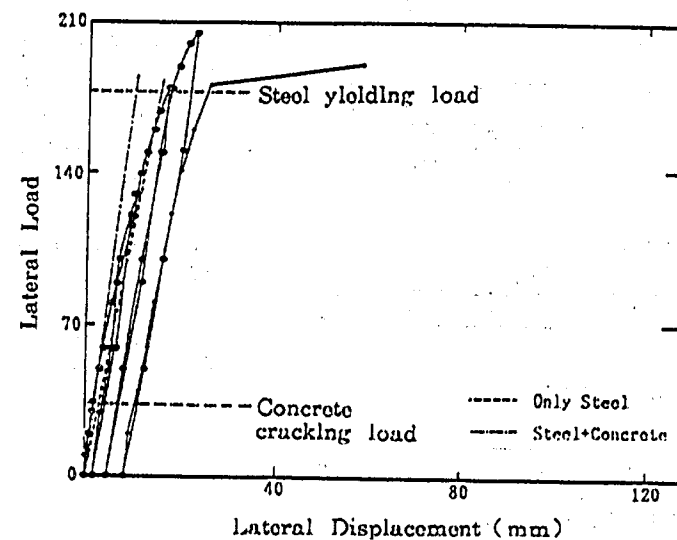
(a) Type-A



(c) Type-C



(b) Type-B



(d) Type-D

Fig.3 Relationship between
Lateral load and Lateral Displacement

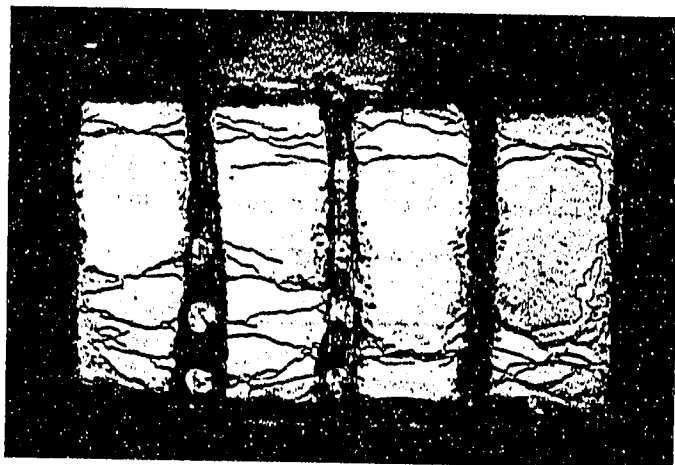


Photo.1 Cracks of Filled Concrete (Type-C)

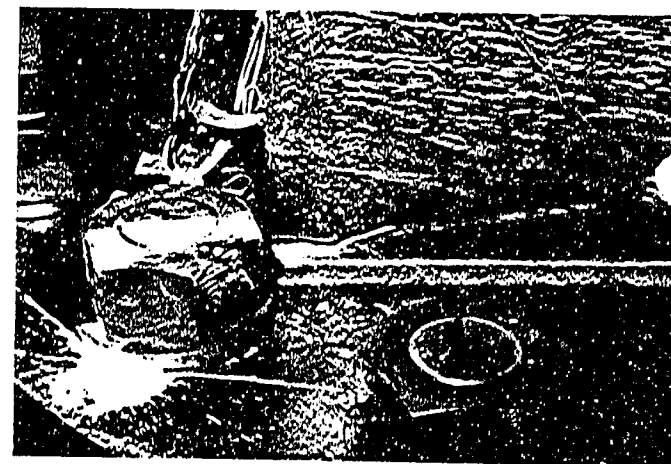


Photo.3 Failure due to Crack of Steel Column near Tension Side of Lower Edge (Type-C)

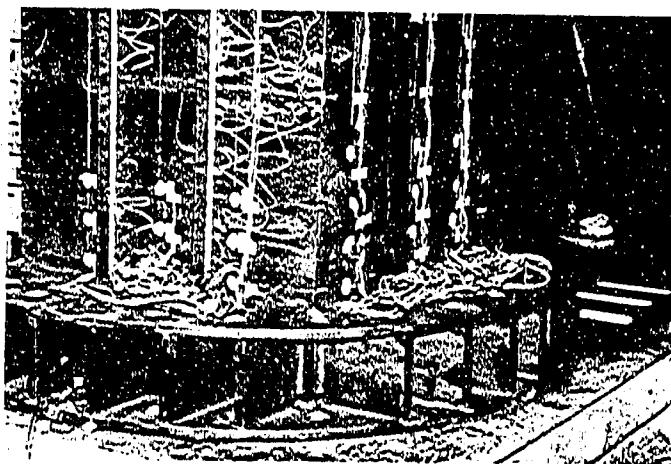


Photo.2 Local Buckling of Steel Column (Type-A)

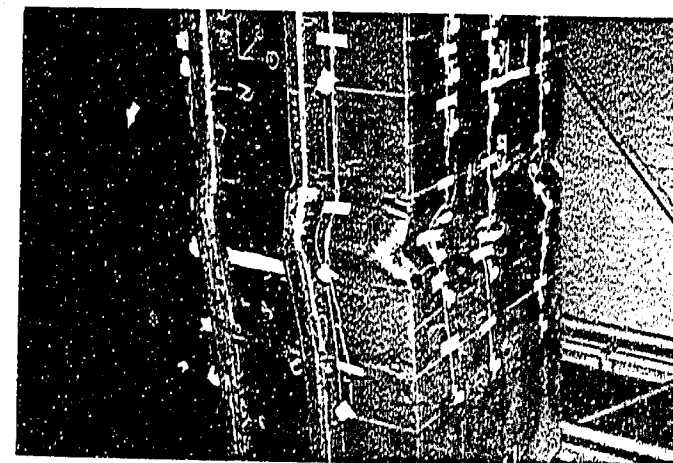
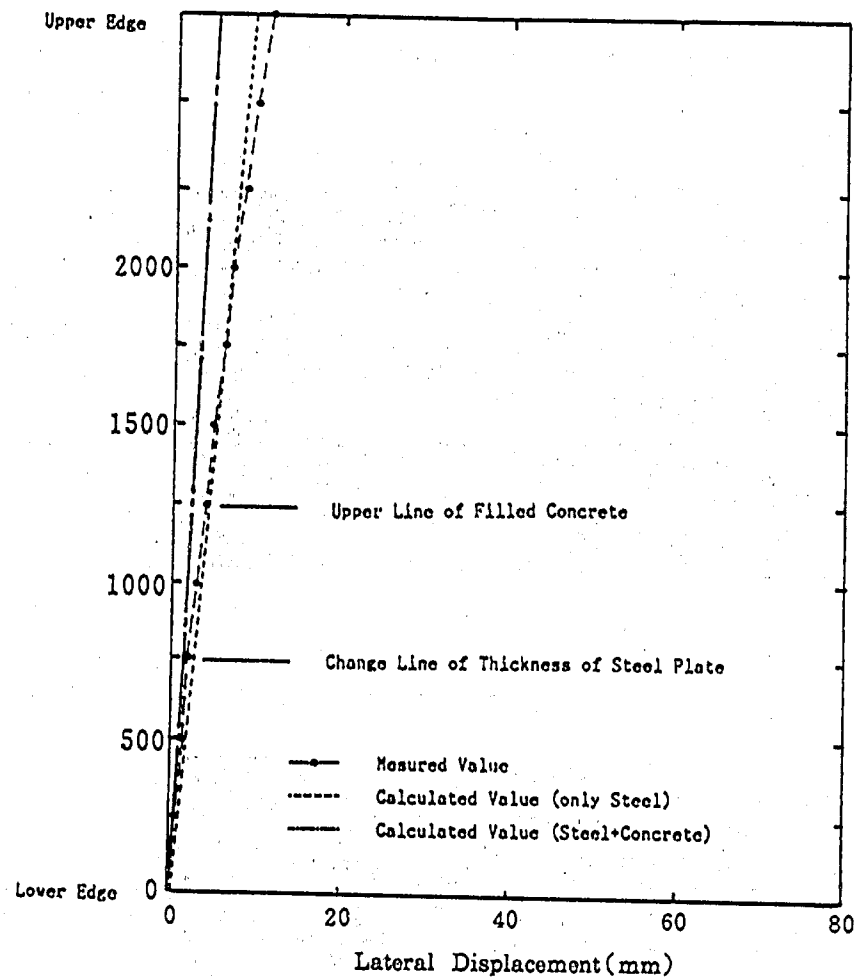
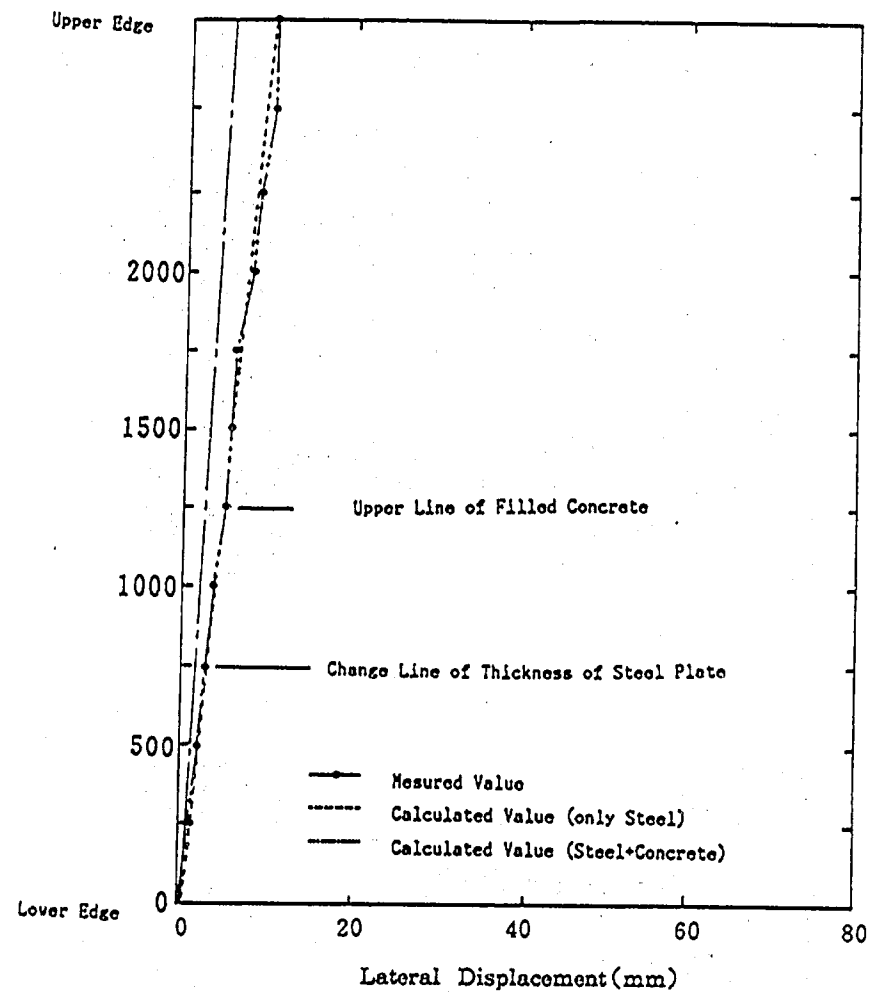


Photo.4 Failure due to Local Buckling of Steel Column near the Boundary between Concrete-Filled Part and Non-Concrete-Filled Part (Type-D)



(a) Type-A (Lateral Load : 114.5ton)



(b) Type-C (Lateral Load : 114.8ton)

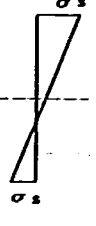
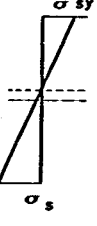
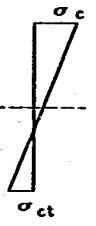
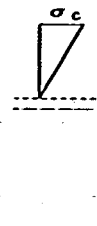
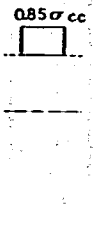
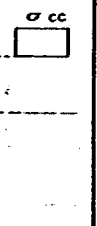
Fig.4 Lateral Displacement Distribution
in Longitudinal Direction

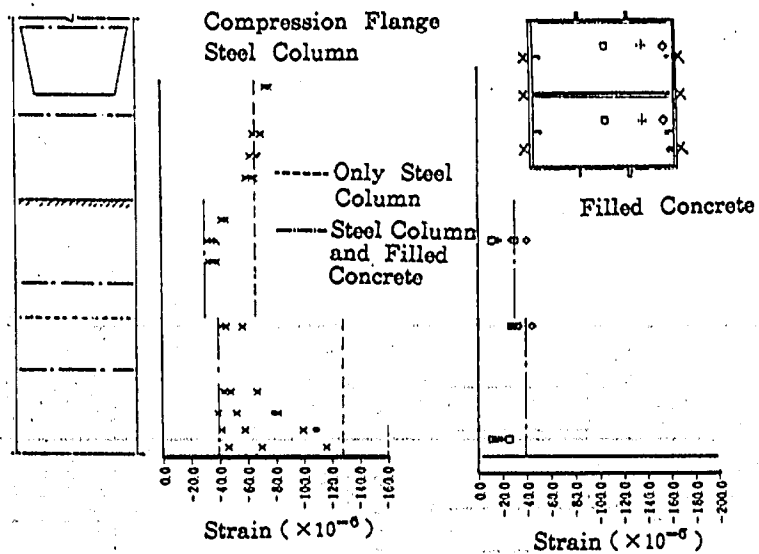
Table 3 Test Results (concrete cracking load, steel yielding load, maximum load)

Unit; ton

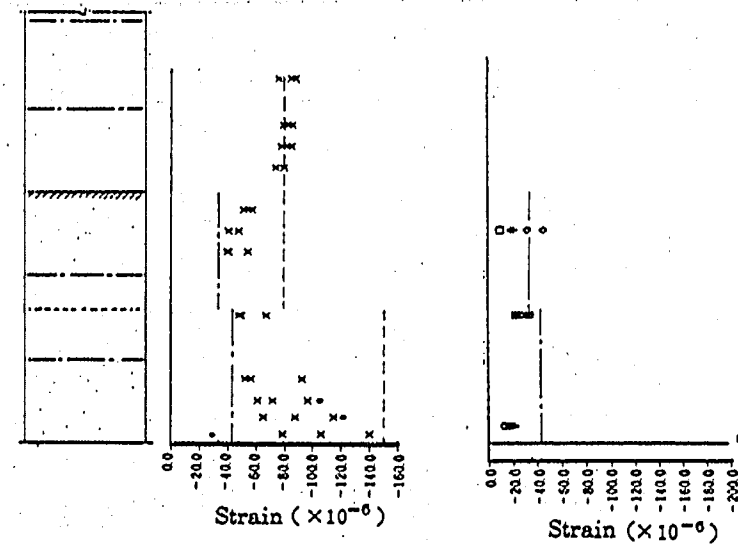
Specimen		Type-A	Type-B	Type-C	Type-D	
Vertical load		100	500	100	65	500
Concrete cracking load	measured value P_{cm}	29.7	54.7	30.0	34.8	---
	theoretical value P_{cc}	32.2	47.5	29.7	38.3	---
	P_{cm}/P_{cc}	0.92	1.15	1.01	0.91	---
Steel yielding load	measured value P_{ym}	114.6	74.7	109.8	179.5	99.8
	theoretical value	P_{tys}	108.3	73.0	98.3	174.4
		P_{tysc}	141.2	137.3	128.9	210.4
	P_{ym}/P_{tys}		1.06	1.02	1.12	1.03
	P_{ym}/P_{tysc}		0.81	0.54	0.85	0.56
Maximum load	measured value P_{mm}	192.6	194.5	184.6	---	187.0
	theoretical value	P_{uh}	169.4	168.9	---	253.9
		P_{up}	178.3	201.0	---	308.2
	P_{mm}/P_{uh}		1.14	1.15	1.22	---
	P_{mm}/P_{up}		1.08	0.97	1.17	---

Table 4 Assumed Longitudinal Stress Distributions in Calculating Theoretical Load Values

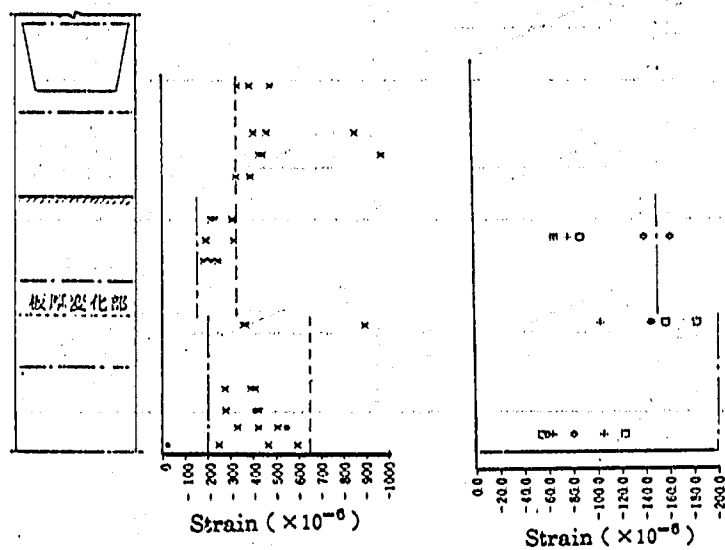
Concrete cracking load	Steel yielding load		Maximum load	
P_{cc}	P_{tysc}	P_{tys}	P_{uh}	P_{up}
Steel; 	Steel; 	Steel; 	Steel; 	Steel; 
Concrete; 	Concrete; 	Concrete; 	Concrete; 	Concrete; 
σ_{ct} ; tensile strength of concrete	σ_{sy} ; yield point of steel	σ_{sy} ; yield point of steel	σ_{lb} ; local buckling strength of steel σ_{cc} ; compression strength of concrete	σ_{sy} ; yield point of steel σ_{cc} ; compression strength of concrete



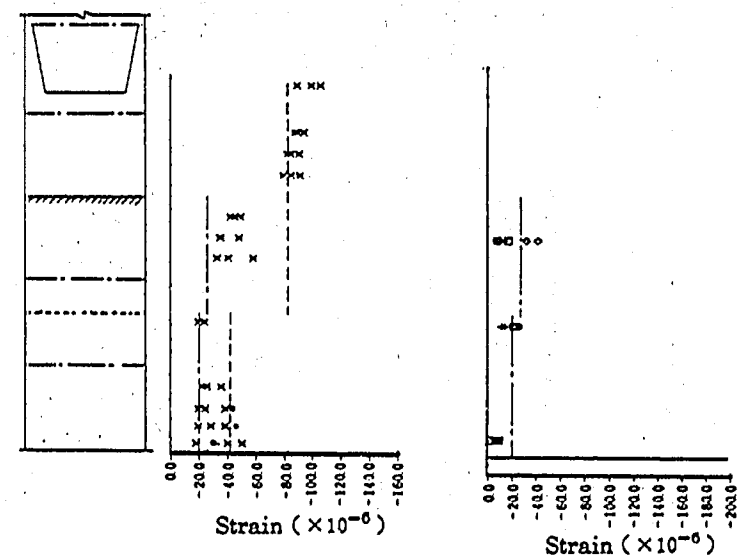
(a) Type - A (Vertical load ; 100 ton)



(c) Type - C (Vertical load ; 100 ton)

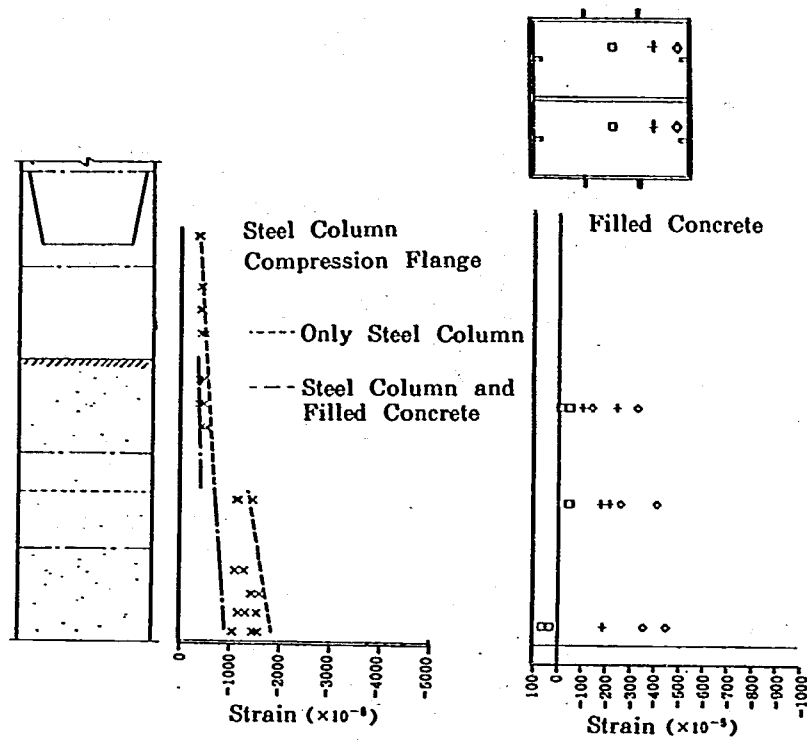


(b) Type - B (Vertical load ; 500 ton)

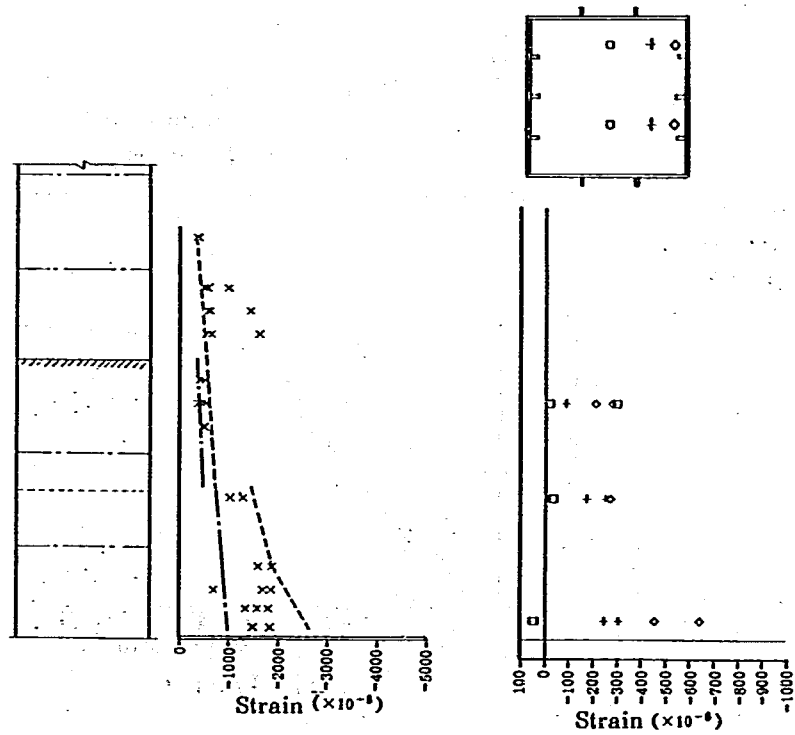


(d) Type - D (Vertical load ; 65 ton)

Fig.5 Longitudinal Strain Distribution in Longitudinal Direction under Vertical Loading

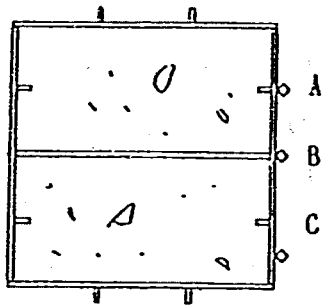
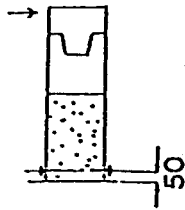


(a) Type-A (Lateral Load ; 114.5 ton)

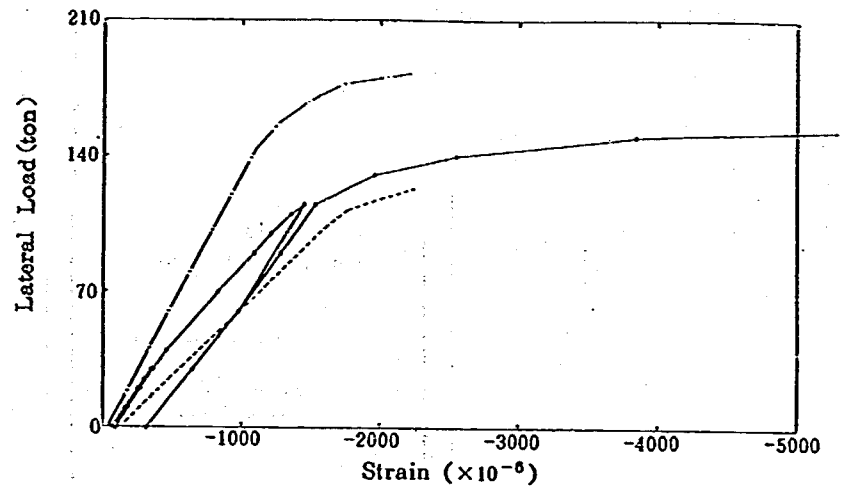


(b) Type-C (Lateral Load ; 114.8 ton)

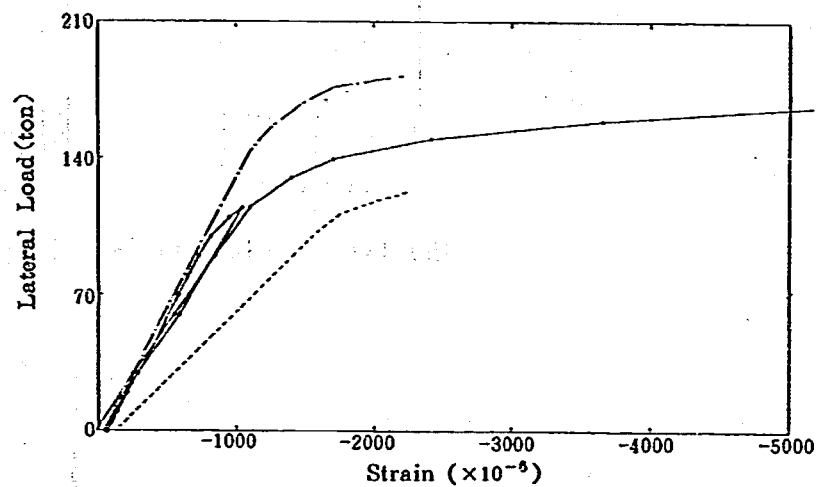
Fig.6 Longitudinal Strain Distribution in Longitudinal Direction under Two Directional Loading



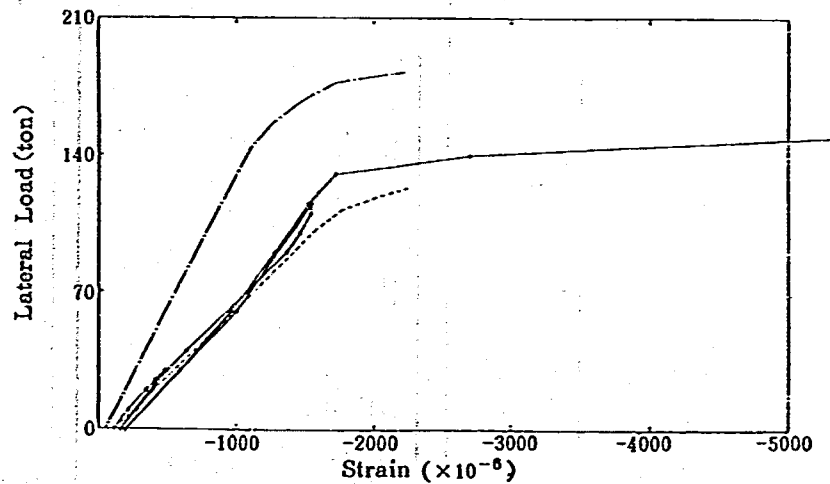
----- Only Steel Column
 ——— Steel Column and Filled Concrete



(a) Point A



(b) Point B



(c) Point C

Fig. 7 Relationship between Lateral Load and Longitudinal Strain (Two Directional Loading, Type-A)

V コンクリート充填鋼管の耐荷力算定プログラム (CDC法)

1. INPUT DATA (CDC. CNTL : MAIN)

```

00100 //DW0SC15D JOB (DW0SC15, 5M), CLASS=A, NOTIFY = DW0SC15
00200 // EXEC FORT7CLG
00300 //FORT, SYSIN DD UNIT=OPMT,DSN=@CDC. FORT(B), DISP=SHR
00400 //LKED, SYSPRINT DD DUMMY
00500 //GO.FT09F001 DD UNIT=OPMT, DISP=(RNW, KEEP), DSN=@CC. DATA (CDC),
00600 //SPACE=(CYL, (2, 1, 1)), DCB=(RECFM=FB, LRECL=80, BLKSIZE=4098)
00700 //GO. SYSIN DD *
00800 ① D(S58)
00900 ②      292.          70.          1.2
01000 ③      29          100
01100 ④          4000.      2100000.
01200 ⑤          264.0      75400.
01300 ⑥      700000.      60000.      20000.      1
01400 /*
01500 //
```

} 入力データ

①

TYPE

②

SPAN	D	T
------	---	---

③

II	MN
----	----

④

SIGSY	ES
-------	----

⑤

SIGCK	EC
-------	----

⑥

PV	PH	DPH	JJ
----	----	-----	----

① TYPE (A 8): 名前 (供試体タイプ)

② SPAN (F10.0): 水平力載荷点の高さ (cm)
 D (F10.5): 鋼管外径 (cm)
 T (F10.5): 鋼管厚 (cm)

③ II (I 10) : 高さ方向分割数
 MN (I 10) : 断面内分割数

④ SIGSY (F20.10): 鋼の降伏点 (kg/cm^2)
 ES (F20.10): 鋼のヤング係数 (kg/cm^2)

⑤ SIGCK (F20.10): コンクリート強度 (kg/cm^2)
 EC (F20.10): コンクリートのヤング係数 (kg/cm^2)

⑥ PV (F10.0): 鉛直荷重 (kg)
 PH (F10.0): 水平荷重初期値 (kg)
 DPH (F10.0): " 増分値 (kg)
 JJ (I 10): " ケース数

2. OUTPUT

1 ページ…… インプットデータチェック

- | | | | |
|---|---------|---|-----------------------------------|
| { | 2 ページ…… | 1 変数ニュートンラプソン法 (θ_0) | による 1 回目 ($K=1$) の計算経過 (形式 1) |
| | 3 ページ…… | " | (θ_0) " 計算結果 (形式 2-1) |
| | 4 ページ…… | " | (θ_{0q}) " 計算経過 (形式 1) |
| | 5 ページ…… | " | (θ_{0q}) " 計算結果 (形式 2-2) |
| | 6 ページ…… | $k=i$ の結果による $k=i+1$ のための $\Delta \theta_0$ の計算経過 | (形式 3) |

以下, 2~6 ページの繰返しとなり ($k=1, 2, 3, \dots$), 形式 2-1 の TAWAMIKAKU の最下格点の値 (θ_l) が, 正で許容精度以内になるか, K が Limit に達するかすると, 形式 3 に

" END OF PH=OO, O (TON) + + + + + "

と出力して, 1 荷重ステップの終了となる。

よって, この荷重による真の計算結果は, " END OF PH=OO, O (TON) + + " の寸前の形式 2-1 である。そして, 増加荷重による結果を順次出力していく。

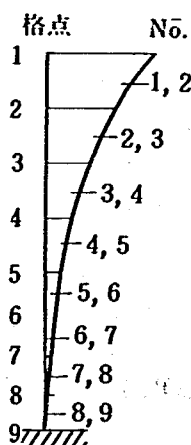
形式 1

K ; 1変数ニュートンラプソン法 (θ) の回数
 SHE0 ; " 時の初期たわみ角値 (θ_0)
 NO. ; 格点のナンバー EX. a, b 格点 a と格点 b の中間
 NEWTON; N ; その点の計算がニュートン法の何回目終了したか
 (2変数 (ϕ, e) ニュートン法の繰返し数)
 LAST-FP ; 終了時の値 (断面内軸力の釣合い f_p)
 LAST-FM ; " (断面内モーメントの釣合い f_m)
 LAST-DFAI ; " (FAI の変化値)
 LAST-DE ; " (E の変化値)
 END-CODE ; 終了時のコード {
 FP, FM 内力の釣合い f_p, f_m が許容値内
 DFAI, DE FAI, E の変化値が許容値内
 N-LIMIT N が限界値 → 精度を落して計算やり直し
 DIVIDE-E エラ発生 → DFAI, DE の率 (変化率) を大きくして計算やり直し
 GMF * GPE = GPF * GME のとき
 }
 SEIDO ; 精度 EX. 1 のときは初期精度内で終了

2 以上のときは

- ↓ FP, FM ↓ DFAI, DE の精度
 ① (F ; * 2.500, D ; * 1.25)
 精度 = (初期精度) * (IJK - 1) * $\left\{ \frac{2.5}{1.25} \right\}$
 ② (F ; ** 10.0, D ; ** 5.0)
 精度 = (初期精度) * $\left\{ \frac{10.0}{5.0} \right\} ** (IJK - 1)$

δ 分割の場合



形式 2 - 1

*** METHOD OF NEWTON-RAPHSON ; K=O ***

1 変数 ニュートン・ラプソン法の回数

条 件 ; SPAN, D, T (= 水平荷重 載荷点までの高さ, 鋼管径, 鋼管厚)

SIGSY, ES, SIGCK, EC (= 鋼の降伏点, 鋼のヤング係数, コンクリート強度, コンクリートのヤング係数)

PV, PH (= 鉛直荷重, 水平荷重)

NO. ; 格点 (分割数より 1 つ多い)

TAKASA ; 格点の高さ [cm]

TAWAMIKAKU ; 格点に於けるたわみ角 (θ) [rad]

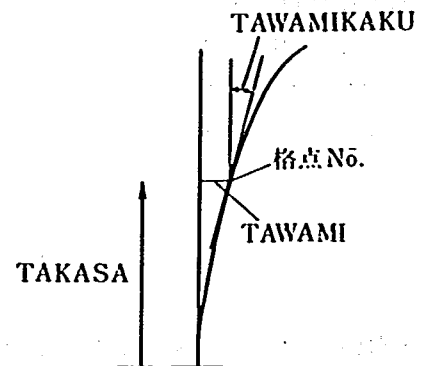
TAWAMI ; 格点のたわみ (W) [cm]

BENDING
- MOMENT ; 格点の曲げモーメント [ton · m]

FAI ; 格点間 (中間点) での曲率 ϕ [rad]

E ; " 偏心距離 [cm]

(中心軸と中立軸のずれ)



形式 2 - 2 形式 2 - 1 のうち, 条件を取っている。

形式 3

① SHE0 ; 格点 1 のたわみ角初期値 θ_0

② SHEL ; SHE0 により計算した最下点たわみ角 θ_ℓ

③ DSHE0Q ; SHE0 を増分させる値 $\Delta\theta_{0q}$

④ SHE0Q ; SHE0 + DSHE0Q θ_{0q}

⑤ SHELQ ; SHE0Q より計算した最下点たわみ角 $\theta_{\ell q}$

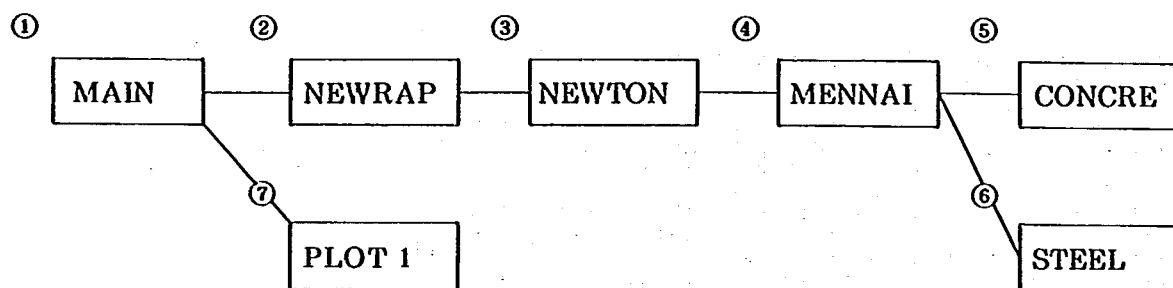
⑥ FD ; $\frac{\theta_{\ell p} - \theta_\ell}{\Delta\theta_{0q}} = \Delta f$

⑦ DSHE0 ; $\frac{\theta_\ell}{\Delta f} = \Delta\theta_0$

荷重ステップ終了マーク END OF PH = OO, O (TON) + + + +

3. 充填鋼管解析用プログラム (CDC・FORT:B)

プログラムの構成



- ① MAIN メインプログラム
- ② NEWRAP 1変数 (θ_0) ニュートンラプソン法
- ③ NEWTON 2変数 (ϕ, e) ニュートン法
- ④ MENNAI 面内力の釣り合い (f_p, f_m)
- ⑤ CONCRE コンクリート応力
- ⑥ STEEL 鋼 応 力
- ⑦ PLOT 1 図化处理データ作成

4. プログラムリスト

JCL

```

1  //DWOSC15A JOB (*****),CLASS=A,NOTIFY=DWOSC15
   ***ADMIT
2  // EXEC FORT7CLG
3  XXFORT PROC LIB='SYS1.HIXYPLT',LIB1='SYS1.ASL'
4  XXFORT EXEC PGM=JMKFORT,PARM='NOIAP.SUBCHK,ARGCHK'
5  XXSYSPRINT DD SYSOUT=A,DCB=BLKSIZE=3429
6  XXSYSPUNCH DD SYSOUT=B,DCB=BLKSIZE=3440
7  XXSYSLIN DD DSN=##SYSLIN,DISP=(MOD,PASS),UNIT=DASD,
   XX SPACE=(3120,(100,15)),DCB=BLKSIZE=3120
8  XXSYSUT2 DD DSN=##SYSUT2,UNIT=DASD,SPACE=(2048,(10,10))
9  //FORT.SYSIN DD UNIT=SAVE,DSN=CDC.FORT(B),DISP=SHR
10 XXLKED EXEC PGM=LNKEDT,PARM=(XREF,LET,LIST),COND=(8,LT,FORT)
11 //LKED.SYSPRINT DD DUMMY
   X/SYSPRINT DD SYSOUT=A
12 XXSYSLIB DD DSN=SYS1.FORT7LIB,DISP=SHR
13 XX DD DSN=##LIB,DISP=SHR
14 XX DD DSN=##LIB1,DISP=SHR
15 XXSYSUT1 DD DSN=##SYSUT1,UNIT=DASD,SPACE=(2048,(100,50))
16 XXSYSLMOD DD DSN=##SYSLMOD(MAIN),UNIT=DASD,DISP=(NEW,PASS),
   XX SPACE=(1024,(50,20,1))
17 XXSYSLIN DD DSN=##SYSLIN,DISP=(OLD,DELETE)
18 XX DD DDNAME=SYSIN
19 XXGO EXEC PGM=*.LKED.SYSLMOD,COND=((8,LT,FORT),(4,LT,LKED))
20 XXFT05F001 DD DDNAME=SYSIN
21 XXFT06F001 DD SYSOUT=A
22 XXFT07F001 DD SYSOUT=B
23 //GO.FT09F001 DD UNIT=OPMT,DISP=(RNW,KEEP),DSN=##CC.DATA(CDC),
   // SPACE=(CYL,(2,1,1)),DCB=(RECFH=FB,LRECL=80,BLKSIZE=4098)
24 //GO.SYSIN DD *
```

① MAIN

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
1	00001	IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
2	00002	COMMON /BLK1/W(500),SHE(500),THI12(500),TH(500),WI12(500),
3		\$ TAKASA(500),NW(500),TMH(500),FAI12(500),E12(500)
4	00003	COMMON /BLK2/PV,ES
5	00004	COMMON /BLK3/SPAN,ASC,SISC,II,PH,KAUNT
6	00005	COMMON /BLK4/R,SR,MN,SIGCK,SIGSY
7	00006	COMMON /BLK6/TYPE
8	00007	COMMON D,T,EC,KW
9	00008	DATA PL/2.0/
10	00009	READ(5,1000) TYPE
11	00010	READ(5,1010) SPAN,D,T
12	00011	READ(5,1020) II,MN
13	00012	READ(5,1030) SIGSY,ES
14	00013	READ(5,1040) SIGCK,EC
15	00014	READ(5,1050) PV,PH,DPH,JJ
16	00015	WRITE(6,2000)
17	00016	WRITE(6,2010) TYPE
18	00017	WRITE(6,2020) SPAN,D,T
19	00018	WRITE(6,2030) II,MN
20	00019	WRITE(6,2040) SIGSY,ES
21	00020	WRITE(6,2050) SIGCK,EC
22	00021	WRITE(6,2060) PV
23	00022	WRITE(6,2070) PH,DPH,JJ
24	00023	PI=3.141593
25	00024	R=D/2
26	00025	SR=R-T
27	00026	YSC=ES/EC
28	00027	AC=PI*SR*SR
29		C AC=0.0
30	00028	AS=PI*R*R-PI*SR*SR
31	00029	ASC=AS+AC/YSC
32	00030	SIC=PI*SR**4/4
33		C SIC=0.0
34	00031	SIS=PI*R**4/4-PI*SR**4/4
35	00032	SISC=SIS+SIC/YSC
36		C ===== LOAD STEP =====
37	00033	DO 100 J=1,JJ
38	00034	W(1)=0.0
39	00035	SHEO=PH*SPAN*SPAN/(2*ES*SISC)
40	00036	TM(1)=0.0
41	00037	KAUNT=0
42		C ===== NEWTON-RAPHSON (SHE) =====
43	00038	10 CONTINUE
44	00039	KAUNT=KAUNT+1
45	00040	DSHEOQ=SHEO/1000.0
46	00041	SHEOQ=SHEO+DSHEOQ
47	00042	KW=1
48	00043	CALL NEWRAP(SHEO,SHEL)
49	00044	IF(PL.EQ.1.0) GO TO 30
50	00045	CALL PLOT1
51	00046	30 KW=2
52	00047	CALL NEWRAP(SHEOQ,SHELQ)
53	00048	FD=(SHELQ-SHEL)/DSHEOQ
54	00049	DSHEO=-SHEL/FD
55	00050	WRITE(6,3000) SHEO,SHEL,DSHEOQ,SHEOQ,SHELQ,FD,DSHEO
56	00051	SHEO=SHEO+DSHEO
57	00052	LKAUNT=7
58	00053	SS=0.5E-6
59	00054	IF(KAUNT.EQ.LKAUNT) GO TO 20
60	00055	IF((SHEL.GE.0.0).AND.(SHEL.LE.SS)) GO TO 20
61	00056	GO TO 10
62		C =====
63	00057	20 CONTINUE
64	00058	WRITE(6,3100) PH/1E3
65	00059	PH=PH+DPH
66	00060	100 CONTINUE
67		C =====
68	00061	STOP
69	00062	1000 FORMAT(A8)
70	00063	1010 FORMAT(F10.0,2F10.5)
71	00064	1020 FORMAT(2I10)
72	00065	1030 FORMAT(2F20.10)
73	00066	1040 FORMAT(2F20.10)
74	00067	1050 FORMAT(3F10.0,1I0)
75	00068	2000 FORMAT(1H1,'----- INPUT DATA -----')
76	00069	2010 FORMAT(1H+,36X,'TYPE-',A8)
77	00070	2020 FORMAT(1H, 'SPAN=',F10.1,'CM',D=' ',F6.1,'CM',T=' ',F5.2,'CM')
78	00071	2030 FORMAT(1H, 'BUNKATSU-SUU ;TAKASAHOUKOU=',I4,' ',DANMENNAI=' ',I4)
79	00072	2040 FORMAT(1H, 'SIGSY=',F6.0,'KG/CM**2',ES=' ',F10.0,'KG/CM**2')
80	00073	2050 FORMAT(1H, 'SIGCK=',F6.1,'KG/CM**2',EC=' ',F10.0,'KG/CM**2')

81	00074	2060	FORMAT(1H , 'PV=', F9.1, 'KG')
82	00075	2070	FORMAT(1H , 'PH=', F9.1, 'KG , PITCH=', F9.1, 'KG , STEP=', I3)
83	00076	3000	FORMAT(1H1, 'SHEO =', E12.5, ' , SHEL =', E12.5, ' , DSHEOQ =', E12.5
84		\$	///' SHEOQ =', E12.5, ' , SHELQ =', E12.5
85		\$	///' FD =', E12.5, ' , DSHEO =', E12.5)
86	00077	3100	FORMAT(1H , '////' END OF PH =', F8.3, ' (TON) +++++++')
87	00078		END

② NEWRAP

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
88	00001	SUBROUTINE NEWRAP(SHEO, SHEL)
89	00002	IMPLICIT REAL*8(A-H, O-Z)
90	00003	COMMON /BLK1/W(500), SHE(500), TMI12(500), TM(500), WI12(500)
91		\$, TAKASA(500), WW(500), THM(500), FAI12(500), E12(500)
92	00004	COMMON D, T, EC, KW/BLK2/PV, ES/BLK3/SPAN, ASC, SISC, II, PH, KAUNT
93		\$ /BLK4/R, SR, MN, SIGCK, SIGSY
94	00005	COMMON /BLK5/KA, SO, DA
95	00006	KA=KAUNT
96	00007	SO=SHEO
97	00008	DA=D
98	00009	SHE(1)=SHEO
99	00010	DL=SPAN/II
100		C ----- TAKASA-HOKOO -----
101	00011	DO 200 I=2, II+1
102	00012	INO=I
103	00013	WI12(I)=W(I-1)+DL/2*SHE(I-1)
104	00014	X=DL*(I-1)-DL/2
105	00015	TMI12(I)=PH*X+PV*WI12(I)
106	00016	FAI=TMI12(I)/(ES+SISC)
107	00017	E=PV/TMI12(I)*SISC/ASC
108	00018	TMII=TMI12(I)
109		C WRITE(6, 3000) I-1, I, FAI, E, SHE(I-1), WI12(I), TMI12(I)
110	00019	CALL NEWTON(FAI, E, TMII, INO)
111	00020	FAI12(I)=FAI
112	00021	E12(I)=E
113	00022	SHE(I)=SHE(I-1)-DL*FAI
114	00023	W(I)=W(I-1)+DL*SHE(I-1)-0.5*DL*DL*FAI
115	00024	TM(I)=PH*(I-1)+DL*PV*W(I)
116		C WRITE(6, 3010) I, FAI, E, SHE(I), W(I), TM(I)
117	00025	200 CONTINUE
118		C -----
119	00026	ZL=II
120	00027	WRITE(6, 2000) KAUNT
121	00028	IF(KW.EQ.2) GO TO 20
122	00029	WRITE(6, 2100)
123	00030	WRITE(6, 2110) SPAN, D, T+10
124	00031	WRITE(6, 2120) SIGSY, ES/1E6, SIGCK, EC/1E5
125	00032	WRITE(6, 2130) PV/1E3, PH/1E3
126	00033	20 CONTINUE
127	00034	WRITE(6, 2200)
128	00035	DO 300 I=1, II+1
129	00036	WW(I)=W(II+1)-W(I)
130	00037	TAKASA(I)=SPAN-(I-1)*SPAN/ZL
131	00038	THM(I)=TM(I)/1E5
132	00039	WRITE(6, 2300) I, TAKASA(I), SHE(I), WW(I), THM(I)
133	00040	IF(I.EQ.II+1) GO TO 10
134	00041	WRITE(6, 2400) FAI12(I+1), E12(I+1)
135	00042	10 CONTINUE
136	00043	300 CONTINUE
137	00044	SHEL=SHE(II+1)
138	00045	RETURN
139	00046	2000 FORMAT(1H1, '***** METHOD OF NEWTON-RAPHSON ;K=',
140		\$ I3, ' *****')
141	00047	2100 FORMAT(1H0, 'CONCRETE FILLED STEEL TUBE ((METHOD OF C.D.C))')
142	00048	2110 FORMAT(1H0, 'SPAN=', F7.1, 'CM', ' , D=', F6.1, 'CM T=', F5.2, 'MM')
143	00049	2120 FORMAT(1H , 'SIGSY=', F6.0, 'KG/CM**2', ' , ES=', F6.3, '*1E6 KG/CM**2',
144		\$, SIGCK=', F6.1, 'KG/CM**2', ' , EC=', F6.3, '*1E5 KG/CM**2')
145	00050	2130 FORMAT(1H , 'PV=', F8.3, ' (TON)', ' , PH=', F8.3, ' (TON)')
146	00051	2200 FORMAT(1H0, ' NO. ', 5X, 'TAKASA(CM)', 5X, 'TAWAMIKAKU', 5X, 'TAWAMI(CH)',
147		\$ 4X, 'BENDING-MOMENT(TON.M)', 10X, 'FAI', 12X, 'E(CH)')
148	00052	2300 FORMAT(1H , 13.6X, F8.2, 6X, E11.4, 5X, F10.5, 7X, F12.4)
149	00053	2400 FORMAT(1H , 78X, E13.6, 4X, E13.6)
150	00054	3000 FORMAT(1H0, 'I=', I3, ' , I3, ' ; FAI=', E15.8, ' E=', E15.8,
151		\$ SHE=', E15.8, ' WI=', E15.8, ' TMI=', E15.8)
152	00055	3010 FORMAT(1H , 'I=', I5, ' ; (FAI=', E15.8, ' E=', E15.8,
153		\$) SHE=', E15.8, ' W =', E15.8, ' TM =', E15.8, ' //)
154	00056	END

③ NEWTON

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
155	00001	SUBROUTINE NEWTON(FAI,E,TMI12,INO)
156	00002	IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
157	00003	COMMON /BLK5/KA,SO,DA/BLK7/NR
158	00004	FAIG=FAI
159	00005	EG=E
160	00006	IJK=0
161	00007	ND=0
162	00008	ENDCOD='
163	00009	9999 CONTINUE
164	00010	ND=ND+1
165	00011	999 CONTINUE
166	00012	FAI=FAIG
167	00013	E=EG
168	00014	NR=0
169		CDEV IF(ENDCOD.EQ.'DIVIDE-E') GO TO 19
170	00015	IJK=IJK+1
171	00016	SEID01=2.500*(IJK-1)
172	00017	SEID02=1.25*(IJK-1)
173	00018	7 FORMAT(1H,3X,'NO.',3X,'NEWTON:N',7X,'LAST-FP',11X,'LAST-FM',
174		\$ 10X,'LAST-DFAI',10X,'LAST-DE',6X,'END-CODE',3X,
175		\$ 'SEID0(F:2.500,D:1.25)'/)
176	00019	IF(SEID01.EQ.0.0) SEID01=1.0
177	00020	IF(SEID02.EQ.0.0) SEID02=1.0
178	00021	FF=FAI/10000.0*SEID02
179	00022	EE=0.01*SEID02
180	00023	FPP=1E1*SEID01
181	00024	FMM=1E3*SEID01
182	00025	LIMIT=30
183	00026	IF((INO.NE.2).OR.(IJK.NE.1)) GO TO 60
184	00027	WRITE(6,6) KA,SO
185	00028	WRITE(6,7)
186	00029	60 CONTINUE
187	00030	10 CONTINUE
188	00031	IF(ENDCOD.EQ.'DIVIDE-E') GO TO 19
189	00032	DFAIO=FAI/1000.0
190	00033	DEO=E/1000.0
191	00034	GO TO 11
192	00035	19 DFAIO=FAI/100.0*ND
193	00036	DEO=E/100.0*ND
194	00037	11 CONTINUE
195	00038	ENDCOD='
196	00039	NR=NR+1
197	00040	FAIQ=FAI+DFAIO
198	00041	EQ=E+DEO
199	00042	CALL MENNAI(FAI,E,TMI12,FP,FM)
200		C WRITE(6,2) FAI,E,FP,FM
201	00043	CALL MENNAI(FAIQ,E,TMI12,FPP,FMF)
202		C WRITE(6,3) FAIQ,E,FPP,FMF
203	00044	CALL MENNAI(FAI,EQ,TMI12,FPE,FME)
204		C WRITE(6,4) FAI,EQ,FPE,FME
205	00045	GMF=(FMF-FM)/DFAIO
206	00046	GME=(FME-FM)/DEO
207	00047	GPF=(FPP-FP)/DFAIO
208	00048	GPE=(FPE-FP)/DEO
209		C WRITE(6,1) GMF,GME,GPF,GPE
210	00049	IF((FP.EQ.0.0).AND.(FM.EQ.0.0)) GO TO 70
211	00050	IF(GMF*GPE.NE.GPF*GME) GO TO 99
212		CW WRITE(6,2) FAI,E,FP,FM
213		CW WRITE(6,3) FAIQ,E,FPP,FMF
214		CW WRITE(6,4) FAI,EQ,FPE,FME
215		CW WRITE(6,1) GMF,GME,GPF,GPE
216	00051	ENDCOD='DIVIDE-E'
217		CE IF(ND.GE.2) GO TO 98
218	00052	WRITE(6,8) INO-1,INO,NR,FP,FM,DFAI,DE,ENDCOD,IJK
219		CE 98 CONTINUE
220		CD DFAIO=FAI/100.0*ND
221		CD DEO=E/100.0*ND
222	00053	GO TO 9999
223	00054	99 CONTINUE
224	00055	DFAI=-(FM*GPE-FP*GME)/(GMF*GPE-GPF*GME)
225	00056	DE=-(FP*GMF-FM*GPF)/(GMF*GPE-GPF*GME)
226		C WRITE(6,5) DFAI,DE
227	00057	70 CONTINUE
228	00058	IF((ABS(FP).LE.FPP).AND.(ABS(FM).LE.FMM)) ENDCOD='FP,FM
229	00059	IF((ABS(FP).LE.FPP).AND.(ABS(FM).LE.FMM)) GO TO 20
230	00060	FAI=FAI+DFAI
231	00061	E=E+DE
232	00062	IF((NR.EQ.10).OR.(NR.EQ.20).OR.(NR.EQ.30))
233		\$.AND.(SEID01.EQ.1.0)) GO TO 80
234	00063	GO TO 90
235	00064	80 CONTINUE

236	00065	WRITE(6.8) INO-1,INO,NR,FP,FM,DFAI,DE,ENDCOD,IJK
237	00066	90 CONTINUE
238	00067	IF(NR.LT.LIMIT) GO TO 95
239	00068	ENDCOD='N-LIMIT'
240	00069	IF(IJK.NE.1) GO TO 999
241	00070	WRITE(6.8) INO-1,INO,NR,FP,FM,DFAI,DE,ENDCOD,IJK
242	00071	GO TO 999
243	00072	95 CONTINUE
244	00073	IF(ABS(DFAI).GT.FF) GO TO 10
245	00074	IF(ABS(DE).GT.EE) GO TO 10
246	00075	20 CONTINUE
247	00076	IF(ENDCOD.EQ.' ') ENDCOD='DFAI,DE '
248	00077	WRITE(6.8) INO-1,INO,NR,FP,FM,DFAI,DE,ENDCOD,IJK
249	00078	WRITE(6.9)
250	00079	RETURN
251	00080	1 FORMAT(1H,'GMF=',E15.8,' GME=',E15.8,' GPF=',E15.8,
252		' GPE=',E15.8)
253	00081	2 FORMAT(1H,'FAI=',E15.8,' E=',E15.8,' FP=',E15.8,' FM=',E15.8)
254	00082	3 FORMAT(1H,'FAIQ=',E15.8,' E=',E15.8,' FPF=',E15.8,' FMF=',E15.8)
255	00083	4 FORMAT(1H,'FAI=',E15.8,' EQ=',E15.8,' FPE=',E15.8,' FME=',E15.8)
256	00084	5 FORMAT(1H,'DFAI=',E15.8,' DE=',E15.8)
257	00085	6 FORMAT(1H1,'\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ K=',I3,' .SHEO=',E15.8,' \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
258		'\$\$\$\$\$\$\$\$\$.38X,'\$\$\$\$\$ NEWTON-RAPHSON')
259	00086	8 FORMAT(1H,'I3,',',I3,4X,I3,5X,E15.8,3(3X,E15.8),3X,A8,5X,I4)
260	00087	9 FORMAT(1H,'-----')
261		'-----')
262	00088	END

④ MENNAI

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
263	00001	SUBROUTINE MENNAI(FAI,E,TMI12,FP,FM)
264	00002	IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
265	00003	COMMON /BLK2/PV,ES/BLK4/R,SR,MN,SIGCK,SIGSY
266	00004	TTS=0.0
267	00005	THTS=0.0
268	00006	TCC=0.0
269	00007	TCS=0.0
270	00008	THCC=0.0
271	00009	THCS=0.0
272	00010	IF(E.GE.R) GO TO 10
273	00011	IF(-E.GE.R) GO TO 60
274		CCCC ***** ABS(E)<R *****
275	00012	MM=INT(MN*(R-E)/(2.0*R))
276	00013	IF(MM.EQ.0) MM=1
277	00014	ZM=MM
278	00015	RDEH=(R-E)/ZM
279		C WRITE(6,4040)
280	00016	DO 100 M=1,MM
281	00017	RH=RDEH*M-0.5*RDEH
282	00018	RR=ABS(RH+E)
283	00019	IF(SR-RR) 21,22,22
284	00020	21 RBS=2*SQRT(R**2-(RH+E)**2)
285		C WRITE(6,4020) M,RH,RBS
286	00021	GO TO 23
287	00022	22 CONTINUE
288	00023	IF((SR**2-(RH+E)**2).GE.0.0) GO TO 24
289	00024	WRITE(6,9999) E,RH
290	00025	9999 FORMAT(1H,'E=',E15.8,' RH=',E15.8)
291	00026	24 RBS=2*(SQRT(R**2-(RH+E)**2)-SQRT(SR**2-(RH+E)**2))
292		C WRITE(6,4030) M,RH,RBS
293	00027	23 CONTINUE
294	00028	RAS=RBS*RDEH
295	00029	CALL STEEL(RH,FAI,SIGSY,ES,SSIGS)
296		C WRITE(6,4100) SSIGS
297	00030	TTS=TTS+SSIGS*RAS
298	00031	THTS=THTS+SSIGS*RH*RAS
299	00032	100 CONTINUE
300	00033	NN=MN-MM
301	00034	ZN=NN
302	00035	UDEHC=(SR+E)/ZN
303	00036	IF(SR.LE.ABS(E)) UDEHC=2*SR/ZN
304	00037	UDEHS=(R+E)/ZN
305	00038	DO 200 N=1,NN
306	00039	UHC=UDEHC*N-0.5*UDEHC
307	00040	IF(SR.LE.ABS(E)) GO TO 80
308	00041	UBC=2*SQRT(SR**2-(UHC-E)**2)
309		C WRITE(6,4005) N,UHC,UBC
310	00042	UAC=UBC*UDEHC
311	00043	CALL CONCRE(UHC,FAI,SIGCK,SIGC)

312	00044	GO TO 90
313	00045	80 CONTINUE
314	00046	UBC=2*SQR(SR**2-(SR-UHC)**2)
315	00047	UAC=UBC*UDEHC
316	00048	UC=UHC+(E-SR)
317	00049	CALL CONCRE(UC,FAI,SIGCK,SIGC)
318	00050	90 CONTINUE
319		C WRITE(6,4200) SIGC
320	00051	UHS=UDEHS*N-0.5*UDEHS
321	00052	IF((SR.LE.ABS(E)).AND.(UHS.LE.E-SR)) GO TO 31
322	00053	IF(E.GT.UHS) GO TO 32
323	00054	UU=UHS-E
324	00055	IF(SR-UU) 31,32,32
325	00056	31 UBS=2*SQR(R**2-(UHS-E)**2)
326		C WRITE(6,4000) UHS,UBS
327	00057	GO TO 33
328	00058	32 UBS=2*(SQR(R**2-(UHS-E)**2)-SQR(SR**2-(UHS-E)**2))
329		C WRITE(6,4010) UHS,UBS
330	00059	33 CONTINUE
331	00060	UAS=UBS*UDEHS
332	00061	CALL STEEL(UHS,FAI,SIGSY,ES,SIGS)
333		C WRITE(6,4100) SIGS
334	00062	TCC=TCC+SIGC*UAC
335	00063	TCS=TCS+SIGS*UAS
336	00064	THCC=THCC+SIGC*UHC*UAC
337	00065	THCS=THCS+SIGS*UHS*UAS
338	00066	200 CONTINUE
339	00067	GO TO 50
340	00068	10 CONTINUE
341		CCC ***** E>=R *****
342		C WRITE(6,4050)
343	00069	NN=MN
344	00070	ZN=NN
345	00071	UDEHC=2*SR/ZN
346	00072	UDEHS=2*R/ZN
347	00073	DO 300 N=1,NN
348	00074	UHC=UDEHC*N-0.5*UDEHC
349	00075	UBC=2*SQR(SR**2-(SR-UHC)**2)
350		C WRITE(6,4005) N,UHC,UBC
351	00076	UAC=UBC*UDEHC
352	00077	UC=UHC+(E-SR)
353	00078	CALL CONCRE(UC,FAI,SIGCK,SIGC)
354		C WRITE(6,4200) SIGC
355	00079	UHS=UDEHS*N-0.5*UDEHS
356	00080	UU=ABS(R-UHS)
357	00081	IF(SR-UU) 41,42,42
358	00082	41 UBS=2*SQR(R**2-(UHS-R)**2)
359		C WRITE(6,4000) UHS,UBS
360	00083	GO TO 43
361	00084	42 UBS=2*(SQR(R**2-(UHS-R)**2)-SQR(SR**2-(UHS-R)**2))
362		C WRITE(6,4010) UHS,UBS
363	00085	43 CONTINUE
364	00086	UAS=UBS*UDEHS
365	00087	US=UHS+(E-R)
366	00088	CALL STEEL(US,FAI,SIGSY,ES,SIGS)
367		C WRITE(6,4100) SIGS
368	00089	TCC=TCC+SIGC*UAC
369	00090	TCS=TCS+SIGS*UAS
370	00091	THCC=THCC+SIGC*UC*UAC
371	00092	THCS=THCS+SIGS*US*UAS
372	00093	300 CONTINUE
373	00094	GO TO 50
374	00095	60 CONTINUE
375		CCC <<<< -E>=R >>>>
376		C WRITE(6,4060)
377	00096	MM=MN
378	00097	ZM=MM
379	00098	RDEH=2*R/ZM
380	00099	DO 400 M=1,MM
381	00100	RH=RDEH*M-0.5*RDEH
382	00101	RR=ABS(R-RH)
383	00102	IF(SR-RR) 71,72,72
384	00103	71 RBS=2*SQR(R**2-(RH-R)**2)
385		C WRITE(6,4020) M,RH,RBS
386	00104	GO TO 73
387	00105	72 RBS=2*(SQR(R**2-(RH-R)**2)-SQR(SR**2-(RH-R)**2))
388		C WRITE(6,4030) M,RH,RBS
389	00106	73 CONTINUE
390	00107	RAS=RBS*RDEH
391	00108	RS=RH+(-E-R)
392	00109	CALL STEEL(RS,FAI,SIGSY,ES,SIGS)
393		C WRITE(6,4100) SIGS
394	00110	TTS=TTS+SIGS*RAS
395	00111	THTS=THTS+SIGS*RS*RAS
396	00112	400 CONTINUE
397	00113	50 CONTINUE

```

398      00114      FP=PV-TCC-TCS+TTS
399      00115      FM=THI12-THCC-THCS-THTS+PV+E
400      C          WRITE(6,4500) FP,PV,TCC,TCS,TTS
401      C          WRITE(6,4550) FM,THI12,THCC,THCS,THTS,PV+E
402      00116      RETURN
403      C4005 FORMAT(1H , 'COMPRESSION N=',I3, ' ; CONCRETE UHC=',E8.3,
404      C          ' UBC=',E8.3,15X, ' ')
405      C4000 FORMAT(1H+,71X, 'STEEL +', ' UHS=',E8.3, ' UBS=',E8.3)
406      C4010 FORMAT(1H+,71X, 'STEEL /', ' UHS=',E8.3, ' UBS=',E8.3)
407      C4020 FORMAT(1H , 'TENSION M=',I3,53X, 'STEEL +', ' RH=',E8.3,
408      C          ' RBS=',E8.3)
409      C4030 FORMAT(1H , 'TENSION M=',I3,53X, 'STEEL -', ' RH=',E8.3,
410      C          ' RBS=',E8.3)
411      C4040 FORMAT(1H , '+++++ ABS(E)<R +++++')
412      C4050 FORMAT(1H , '+++++ E>R +++++')
413      C4060 FORMAT(1H , '<<<<< -E>R >>>>>')
414      C4100 FORMAT(1H+,105X, 'SS=',E10.3)
415      C4200 FORMAT(1H+,55X, 'SC=',E10.3)
416      C4500 FORMAT(1H , 'FP=',E12.5, ' ; PV=',E12.5, ' TCC=',E12.5,
417      C          ' TCS=',E12.5, ' TTS=',E12.5)
418      C4550 FORMAT(1H , 'FM=',E12.5, ' ; THI12=',E12.5, ' THCC=',E12.5,
419      C          ' THCS=',E12.5, ' THTS=',E12.5, ' PV+E=',E12.5)
420      00117      END

```

⑤ CONCRE

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
421	00001	SUBROUTINE CONCRE(ZCJ,FAI,SIGCK,SIGCJ)
422	00002	IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
423	00003	COMMON D,T,EC,KW
424	00004	COMMON /BLK7/NR
425		CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
426		C SM=0.8*SIGCK
427		C EM=2.0*SM/(1.266E5+415.0*SM)
428		C ECJ=FAI*ZCJ
429		C IF(ECJ.LT.0.0) ECJ=0.0
430		C ECJM=ECJ/EM
431		C SIGCJ=2.0*ECJM*SM/(1+ECJM**2)
432		CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
433		C ECJ=FAI*ZCJ
434		C IF(ECJ.LT.0.0) ECJ=0.0
435		C IF(ECJ.GE.0.0035) GO TO 30
436		C IF(ECJ.GE.0.002) GO TO 10
437		C SIGCJ=0.85*SIGCK*(ECJ/0.002)*(2.0-ECJ/0.002)
438		C GO TO 20
439		C 30 CONTINUE
440		CWH WRITE(6,1) NR,ECJ
441		C 10 CONTINUE
442		C SIGCJ=0.85*SIGCK
443		C 20 CONTINUE
444		C 1 FORMAT(1H ,9X,I3,4X, 'ECJ=',F20,16)
445		CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
446	00005	ECJ=FAI*ZCJ
447	00006	IF(ECJ.LT.0.0) ECJ=0.0
448	00007	IF(ECJ.GE.0.0035) GO TO 10
449	00008	SIGCJ=EC*ECJ
450	00009	GO TO 20
451	00010	10 CONTINUE
452	00011	SIGCJ=SIGCK
453	00012	20 CONTINUE
454		CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
455	00013	RETURN
456	00014	END

⑥ STEEL

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
457	00001	SUBROUTINE STEEL(ZSK,FAI,SIGSY,ES,SIGSK)
458	00002	IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
459	00003	EY=SIGSY/ES
460	00004	ESK=FAI*ZSK
461	00005	Q=EY-ABS(ESK)
462	00006	IF(Q) 20,10,10
463	00007	10 SIGSK=ES+ESK
464	00008	GO TO 30
465	00009	20 SIGSK=SIGSY
466	00010	30 CONTINUE
467		C SIGSK=ABS(SIGSK)
468	00011	RETURN
469	00012	END

⑦ PLOT 1

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT
470	00001	SUBROUTINE PLOT1
471	00002	IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
472	00003	COMMON /BLK1/W(500),SHE(500),THI12(500),TM(500),WI12(500),
473		\$ TAKASA(500),WW(500),THM(500),FAI12(500),E12(500)
474	00004	COMMON /BLK2/PV,ES
475	00005	COMMON /BLK3/SPAN,ASC,SISC,II,PH,KAUNT
476	00006	COMMON /BLK4/R,SR,MN,SIGCK,SIGSY
477	00007	COMMON /BLK6/TYPE
478	00008	COMMON D,T,EC,KW
479	00009	WRITE(9,1000) TYPE,SPAN,D,T,II,KAUNT
480	00010	WRITE(9,1010) SIGSY,ES,SIGCK,EC
481	00011	WRITE(9,1020) PV,PH
482	00012	WRITE(9,2000) ((TAKASA(I),SHE(I),WW(I),TM(I)),I=1,II+1)
483	00013	WRITE(9,3000) ((FAI12(I),E12(I)),I=2,II+1)
484	00014	RETURN
485	00015	1000 FORMAT(A8,2X,F10.0,2F10.5,2I5)
486	00016	1010 FORMAT(4F10.0)
487	00017	1020 FORMAT(2F10.0)
488	00018	2000 FORMAT(4E15.8)
489	00019	3000 FORMAT(2E15.8)
490	00020	END

5. 出力

① インプットデータチェック

```

----- INPUT DATA ----- TYPE-D(S58)
SPAN= 292.0CM ,D= 70.0CM ,T= 1.20CM
BUNKATSU-SUU ;TAKASAHOUKOU= 29 ,DANHENNAI= 100
SIGSY= 4000.KG/CH**2 ,ES= 2100000.KG/CH**2
SIGCK= 264.0KG/CH**2 ,EC= 75400.KG/CH**2
PV= 700000.0KG
PH= 60000.0KG ,PITCH= 20000.0KG ,STEP= 1

```

② 形式 1

\$\$\$\$\$\$ K= 7 .SHE0= 0.71751200D-02 \$\$\$\$\$\$ NO. NEWTON:N LAST-FP LAST-FM LAST-DFAI LAST-DE END-CODE \$\$\$\$ NEWTON-RAPHSON SEID0(F:*2.500,D:*1.25)									
1.	2	10	-0.48908152D+03	-0.56241523D+06	0.74067751D-05	-0.27681434D+04			1
1.	2	11	0.17474426D+07	-0.38499185D+10	0.74067751D-05	-0.27681434D+04	DIVIDE-E		1
1.	2	11	0.17474426D+07	-0.87249944D+10	0.17041387D-04	-0.55190078D+04	DIVIDE-E		2
1.	2	2	-0.50360009D+00	-0.35536195D+04	0.60969929D-08	-0.78526373D+01	FP.FM		3
2.	3	5	0.36780870D+00	0.30626600D+03	0.58046445D-09	-0.84457399D-01	FP.FM		1
3.	4	4	0.73182196D-01	0.67855451D+02	0.14180439D-09	-0.74214129D-02	FP.FM		1
4.	5	4	0.21045882D-01	0.22307324D+02	0.49388463D-10	-0.13185481D-02	FP.FM		1
5.	6	3	0.37321972D+01	0.29349840D+03	-0.36951460D-09	0.66174170D-02	FP.FM		1
6.	7	3	0.13441924D+01	0.57228823D+02	-0.18143104D-09	0.21550517D-02	FP.FM		1
7.	8	3	0.59459342D+00	0.82802197D+01	-0.10039690D-09	0.85035797D-03	FP.FM		1
8.	9	3	0.29718293D+00	-0.30508530D+01	-0.59881888D-10	0.38023657D-03	FP.FM		1
9.	10	3	0.16060986D+00	-0.50696855D+01	-0.37478353D-10	0.18513251D-03	FP.FM		1
10.	11	3	0.91299849D-01	-0.46451131D+01	-0.24162042D-10	0.95538544D-04	FP.FM		1
11.	12	3	0.53489775D-01	-0.36781145D+01	-0.15807642D-10	0.51183514D-04	FP.FM		1
12.	13	3	0.31719732D-01	-0.27147672D+01	-0.10343355D-10	0.27938416D-04	FP.FM		1
13.	14	3	0.18660655D-01	-0.18958168D+01	-0.66503405D-11	0.15218386D-04	FP.FM		1
14.	15	3	0.10579234D-01	-0.12373608D+01	-0.40884331D-11	0.80304186D-05	FP.FM		1
15.	16	3	0.54611131D-02	-0.71984041D+00	-0.22736768D-11	0.38764007D-05	FP.FM		1
16.	17	2	0.81623702D+01	0.57504842D+03	0.54475318D-09	-0.32449907D-03	FP.FM		1
17.	18	3	0.24674745D+01	0.32825668D+02	-0.13604018D-09	0.27565316D-03	FP.FM		1
18.	19	2	0.11220374D+03	0.40468386D+04	0.15099962D-08	0.30848417D-02	DFAI.DE		1
19.	20	3	-0.51488188D-03	-0.14459478D+02	-0.35914164D-10	0.33293541D-04	FP.FM		1
20.	21	4	-0.30614664D-01	0.46151625D+01	0.15409061D-10	-0.13243963D-04	FP.FM		1
21.	22	4	0.27460524D+00	-0.76198356D+02	-0.27662383D-09	0.19222673D-03	FP.FM		1
22.	23	3	0.63753652D+00	-0.61305413D+02	-0.27586024D-09	0.17665062D-03	FP.FM		1
23.	24	3	-0.30926752D+00	-0.63272188D+01	-0.20765657D-11	-0.10324505D-04	FP.FM		1
24.	25	3	0.21884837D+01	0.20183488D+02	-0.72494334D-10	0.10587261D-03	FP.FM		1
25.	26	3	0.36931471D+02	0.12220068D+04	0.29618945D-08	0.27533509D-03	DFAI.DE		1
26.	27	3	-0.41169456D+01	-0.10311690D+03	-0.21135139D-09	-0.73940513D-04	FP.FM		1
27.	28	4	0.12931657D-02	-0.13411732D+00	-0.73974883D-12	0.22093577D-06	FP.FM		1
28.	29	4	0.17443595D-02	-0.12768393D+00	-0.74735552D-12	0.21024582D-06	FP.FM		1
29.	30	4	0.23634436D-02	-0.21155029D+00	-0.12284101D-11	0.29333504D-06	FP.FM		1

③ 形式 2 - 1

***** METHOD OF NEWTON-RAPHSON :K= 7 *****

CONCRETE FILLED STEEL TUBE << METHOD OF C.D.C >>

SPAN= 292.0CM D= 70.0CM T=12.00MM
SIGSY= 4000.KG/CM**2 ES= 2.100*1E6 KG/CM**2 : SIGCK= 264.0KG/CM**2 EC= 0.754*1E5 KG/CM**2
PV= 700.000(TON) PH= 60.000(TON)

NO.	TAKASA(CM)	TAWAMIKAKU	TAWAMI(CM)	BENDING-MOMENT(TON.M)	FAI	E(CM)
1	292.00	0.7175D-02	1.42255	0.0		
2	281.93	0.7167D-02	1.35035	6.5468	0.813865D-06	0.104812D+04
3	271.86	0.7143D-02	1.27831	13.0925	0.241866D-05	0.352686D+03
4	261.79	0.7102D-02	1.20659	19.6359	0.403122D-05	0.211605D+03
5	251.72	0.7045D-02	1.13537	26.1758	0.564285D-05	0.151169D+03
6	241.66	0.6972D-02	1.06480	32.7112	0.725382D-05	0.117596D+03
7	231.59	0.6883D-02	0.99505	39.2408	0.886294D-05	0.962462D+02
8	221.52	0.6777D-02	0.92627	45.7636	0.104706D-04	0.814686D+02
9	211.45	0.6656D-02	0.85864	52.2784	0.120765D-04	0.706353D+02
10	201.38	0.6518D-02	0.79232	58.7840	0.136803D-04	0.623545D+02
11	191.31	0.6364D-02	0.72746	65.2794	0.152817D-04	0.558202D+02
12	181.24	0.6194D-02	0.66424	71.7634	0.168804D-04	0.505335D+02
13	171.17	0.6008D-02	0.60280	78.2348	0.184762D-04	0.461689D+02
14	161.10	0.5806D-02	0.54333	84.6925	0.200688D-04	0.425052D+02
15	151.03	0.5588D-02	0.48596	91.1354	0.216578D-04	0.393866D+02
16	140.97	0.5354D-02	0.43087	97.5624	0.232431D-04	0.367002D+02
17	130.90	0.5102D-02	0.37823	103.9723	0.250098D-04	0.341129D+02
18	120.83	0.4836D-02	0.32820	110.3639	0.264462D-04	0.322656D+02
19	110.76	0.4554D-02	0.28092	116.7362	0.279903D-04	0.304844D+02
20	100.69	0.4256D-02	0.23657	123.0881	0.295815D-04	0.288459D+02
21	90.62	0.3942D-02	0.19529	129.4184	0.312422D-04	0.273274D+02
22	80.55	0.3607D-02	0.15729	135.7258	0.331976D-04	0.258013D+02
23	70.48	0.3251D-02	0.12276	142.0089	0.353861D-04	0.244014D+02
24	60.41	0.2871D-02	0.09194	148.2660	0.377764D-04	0.231483D+02
25	50.34	0.2465D-02	0.06508	154.4954	0.403404D-04	0.219636D+02
26	40.28	0.2031D-02	0.04245	160.6952	0.430521D-04	0.208917D+02
27	30.21	0.1569D-02	0.02432	166.8635	0.459030D-04	0.199665D+02
28	20.14	0.1077D-02	0.01100	172.9981	0.488625D-04	0.191406D+02
29	10.07	0.5542D-03	0.00279	179.0970	0.519128D-04	0.184037D+02
30	0.0	-0.3253D-18	0.0	185.1579	0.550383D-04	0.177459D+02

④ 形式1

\$\$\$\$\$\$ K= 7 .SHE0= 0.71822951D-02 \$\$\$\$\$\$ NO. NEWTON:N LAST-FP LAST-FM LAST-DFAI LAST-DE END-CODE \$\$\$\$ NEWTON-RAPHSON SEIDO(F:*2.500,D:*1.25)									
1.	2	10	-0.49103461D+03	-0.56390981D+06	0.74970343D-05	-0.27949671D-04			1
1.	2	11	0.17474426D+07	-0.38980071D+10	0.74970343D-05	-0.27949671D-04	DIVIDE-E		1
1.	2	11	0.17474426D+07	-0.83782048D+10	0.16332834D-04	-0.53221689D+04	DIVIDE-E		2
1.	2	2	-0.50367747D+00	-0.35538994D+04	0.60991877D-08	-0.78542504D+01	FP.FM		3
2.	3	5	0.36721985D+00	0.30589798D+03	0.57994061D-09	-0.84368233D-01	FP.FM		1
3.	4	4	0.73522757D-01	0.67990512D+02	0.14197589D-09	-0.74291635D-02	FP.FM		1
4.	5	4	0.21030481D-01	0.22296343D+02	0.49366386D-10	-0.13177561D-02	FP.FM		1
5.	6	3	0.37306742D+01	0.29332486D+03	-0.36941254D-09	0.66145333D-02	FP.FM		1
6.	7	3	0.13436782D+01	0.57188812D+02	-0.18138148D-09	0.21541244D-02	FP.FM		1
7.	8	3	0.59437046D+00	0.82693133D+01	-0.10036917D-09	0.84999034D-03	FP.FM		1
8.	9	3	0.29707087D+00	-0.30535969D+01	-0.59864868D-10	0.38006930D-03	FP.FM		1
9.	10	3	0.16054779D+00	-0.50698634D+01	-0.37467207D-10	0.18504869D-03	FP.FM		1
10.	11	3	0.91263038D-01	-0.46444874D+01	-0.24154392D-10	0.95493474D-04	FP.FM		1
11.	12	3	0.53466831D-01	-0.36772921D+01	-0.15802202D-10	0.51157966D-04	FP.FM		1
12.	13	3	0.31704891D-01	-0.27139619D+01	-0.10339379D-10	0.27923349D-04	FP.FM		1
13.	14	3	0.18650786D-01	-0.18950988D+01	-0.66473718D-11	0.15209237D-04	FP.FM		1
14.	15	3	0.10572537D-01	-0.12367456D+01	-0.40861790D-11	0.80247488D-05	FP.FM		1
15.	16	3	0.54565053D-02	-0.71932353D+00	-0.22719427D-11	0.38728447D-05	FP.FM		1
16.	17	2	0.84033093D+01	0.58749150D+03	0.55507889D-09	-0.32753869D-03	FP.FM		1
17.	18	3	0.24762694D+01	0.33060695D+02	-0.13612335D-09	0.27608833D-03	FP.FM		1
18.	19	2	0.11225198D+03	0.40467828D+04	0.15071506D-08	0.30895265D-02	DFAI.DE		1
19.	20	3	0.23672379D-02	-0.14464980D+02	-0.36132463D-10	0.33602689D-04	FP.FM		1
20.	21	4	-0.29588223D-01	0.45524119D+01	0.15152916D-10	-0.13001149D-04	FP.FM		1
21.	22	4	0.27794013D+00	-0.76307033D+02	-0.27722378D-09	0.19271028D-03	FP.FM		1
22.	23	3	0.64492249D+00	-0.61298701D+02	-0.27638065D-09	0.17718153D-03	FP.FM		1
23.	24	3	-0.31021710D+00	-0.63606272D+01	-0.21414585D-11	-0.10327835D-04	FP.FM		1
24.	25	3	0.22012856D+01	0.20409089D+02	-0.72430654D-10	0.10628350D-03	FP.FM		1
25.	26	3	0.37831144D+02	0.12606715D+04	0.30748661D-08	0.26851115D-03	DFAI.DE		1
26.	27	3	-0.41219608D+01	-0.10321239D+03	-0.21150422D-09	-0.74058141D-04	FP.FM		1
27.	28	4	0.13100652D-02	-0.13406212D+00	-0.74048646D-12	0.22159852D-06	FP.FM		1
28.	29	4	0.17445752D-02	-0.12642916D+00	-0.74098375D-12	0.20886474D-06	FP.FM		1
29.	30	4	0.23617112D-02	-0.20924408D+00	-0.12162834D-11	0.29100461D-06	FP.FM		1

⑤ 形式 2 - 2

***** METHOD OF NEWTON-RAPHSON :K= 7

NO.	TAKASA(CM)	TAWAMIKAKU	TAWAMI(CM)	BENDING-MOMENT(TON.M)	FAI	E(CM)
1	292.00	0.7182D-02	1.42459	0.0		
2	281.93	0.7174D-02	1.35231	6.5473	0.813928D-06	0.104804D+04
3	271.86	0.7150D-02	1.28020	13.0935	0.241884D-05	0.352659D+03
4	261.79	0.7109D-02	1.20841	19.6374	0.403153D-05	0.211589D+03
5	251.72	0.7052D-02	1.13712	26.1778	0.564329D-05	0.151158D+03
6	241.66	0.6979D-02	1.06648	32.7137	0.725438D-05	0.117587D+03
7	231.59	0.6890D-02	0.99665	39.2438	0.886363D-05	0.962388D+02
8	221.52	0.6785D-02	0.92781	45.7671	0.104714D-04	0.814623D+02
9	211.45	0.6663D-02	0.86010	52.2824	0.120774D-04	0.706298D+02
10	201.38	0.6525D-02	0.79371	58.7886	0.136813D-04	0.623496D+02
11	191.31	0.6371D-02	0.72878	65.2845	0.152829D-04	0.558159D+02
12	181.24	0.6201D-02	0.66548	71.7689	0.168817D-04	0.505296D+02
13	171.17	0.6015D-02	0.60398	78.2408	0.184776D-04	0.461654D+02
14	161.10	0.5813D-02	0.54443	84.6991	0.200703D-04	0.425019D+02
15	151.03	0.5595D-02	0.48699	91.1425	0.216595D-04	0.393835D+02
16	140.97	0.5361D-02	0.43183	97.5700	0.232449D-04	0.366974D+02
17	130.90	0.5109D-02	0.37912	103.9803	0.250109D-04	0.341114D+02
18	120.83	0.4843D-02	0.32902	110.3725	0.264484D-04	0.322629D+02
19	110.76	0.4561D-02	0.28167	116.7452	0.279924D-04	0.304821D+02
20	100.69	0.4263D-02	0.23725	123.0976	0.295838D-04	0.288438D+02
21	90.62	0.3949D-02	0.19590	129.4284	0.312449D-04	0.273252D+02
22	80.55	0.3614D-02	0.15783	135.7363	0.332010D-04	0.257991D+02
23	70.48	0.3258D-02	0.12323	142.0199	0.353901D-04	0.243992D+02
24	60.41	0.2878D-02	0.09234	148.2775	0.377808D-04	0.231463D+02
25	50.34	0.2471D-02	0.06541	154.5073	0.403453D-04	0.219616D+02
26	40.28	0.2038D-02	0.04271	160.7076	0.430576D-04	0.208898D+02
27	30.21	0.1576D-02	0.02452	166.8764	0.459089D-04	0.199648D+02
28	20.14	0.1083D-02	0.01113	173.0114	0.488689D-04	0.191390D+02
29	10.07	0.5607D-03	0.00286	179.1108	0.519196D-04	0.184023D+02
30	0.0	0.6437D-05	0.0	185.1721	0.550455D-04	0.177446D+02

⑥ 形式 3

SHE0 = 0.71751D-02 SHEL = -0.32526D-18

DSHE0Q= 0.71751D-05

SHE0Q= 0.71823D-02 SHELQ= 0.64367D-05

FD = 0.89709D+00 DSHE0= 0.36257D-18

END OF PH= 60.000(TON) ++++++

コンクリート充填鋼管の
耐荷力（その２）

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第 2724

1989年2月

キーワード：コンクリート充填鋼管，合成構造，耐荷力，はり，柱，はり－柱

要 旨 鋼とコンクリートの合成構造の一つであるコンクリート充填
鋼管の耐荷挙動を把握するために，はり部材，柱部材およびはり－柱部
材を対象とした実験を行った。本報告書は，これらの実験の結果をとり
まとめたものである。



郵便はがき

切手をは
て下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
橋梁研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 12

No. 12

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2724号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印