ISSN 0386-4995

土木研究所報告

第 188 号

目　次

1．鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究 …… 川島　一彦　1
杉田　秀樹
加納　尚史
大日方尚巳
志波由起夫
2．免震橋の地震応答特性に関する研究 …… 川島　一彦　257
長島　博之
長谷川金二
岩崎　秀明

平成5年3月

建設省土木研究所

Copyright © (1993) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所報告
第188号－1　1992年12月

Report of PWRI
Vol.188--1 Dec. 1992

鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究

川島　一彦*
杉田　秀樹**
加納　尚史***
大日方尚巳****
志波由起夫*****

Seismic Design Method of Reinforced Concrete Shield Tunnels

by Dr. Kazuhiko KAWASHIMA
Hideki SUGITA
Takashi KANOH
Naomi OBINATA
and
Dr. Yukio SHIBA

要　旨

近年，シールドトンネルは，都市域のライフライン施設等の重要な地下構造物の主要な建設方法として多用されてきた。掘削技術の開発が東京湾横断道路シールドトンネルに代表される直径14mに達する大断面シールドトンネルの建設を可能にした。シールドトンネルは，いろいろな地盤条件下で建設可能であるが，わが国の大都市の大部分は軟弱な沖積平野に位置しているため，軟弱地盤中に建設される場合が多い。わが国は，世界有数の地震国であり，このような軟弱地盤中に建設されるシールドトンネルの設計に際しては，耐震性に対する検討が必要とされる。

長手方向に長い棒状の地中構造物の耐震計算は，一般に応答変位法により行われる。応答変位法では，地中構造物を地盤に支持された梁としてモデル化し，これに地盤に生じる変形を作用させて耐震計算を行う。しかしながら，一般の地中構造物と異なり，シールドトンネルは多数のセグメントやジョイントで構成されるため，その覆工剛性は強い非線形性を有しており，また，破壊特性も複雑である。したがって，これらを考慮して一般の地中構造物とは異なった耐震設計法の開発が必要である。

＊　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室長，工博
＊＊　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室研究員
＊＊＊　建設省東北地方建設局郡山国道工事事務所調査課（元，土木研究所地震防災部耐震研究室）
＊＊＊＊　建設省関東地方建設局宇都宮工事事務所調査課長（元，土木研究所地震防災部耐震研究室研究員）
＊＊＊＊＊　建設省土木研究所部外研究員（現，大成建設技術研究所研究員）

このような点から，シールドトンネルの耐震設計法を開発することを目的として，昭和61年度から各種の検討を行った。本報告は，この研究成果を取りまとめたものであり，シールドトンネルの覆工剛性の評価法，供試体を用いた動的載荷実験に基づくシールドトンネルの変形性能及び耐力の評価法，応答変位法に基づく耐震計算法の開発，覆工剛性の非線形の影響の検討とその等価線形化手法の開発，二次覆工の長手方向に配置すべき最小鉄筋量の算定法の提案，等を示している。本研究の結果，シールドトンネルの長手方向の耐震設計では，リング継手の特性が非常に重要であり，また，適切に長手方向に鉄筋を配した二次覆工を設けることが，シールドトンネルのじん性を向上させるために極めて有効であることが明らかにされた。また，二次覆工がある場合とない場合に分けて，覆工剛性の算定法を提案した。

キーワード：シールドトンネル，耐震設計，動的解析，地中構造物，ライフライン，応答変位法

ABSTRACT

In recent years, major parts of tunnels in city area for lifelines have been constructed by shield tunneling methods. Development and improvement of tunnel boring method made it possible to construct shield tunnels with a diameter as large as 14m such as the shield tunnel of the Trans-Tokyo Bay Highway. Shield tunnels have been constructed in soft soil deposits. It is therefore one of the major technical importance to take account of seismic effects in design. Empirical knowledge on the seismic effect is insufficient, because shield tunnels have not experienced major earthquakes.

Seismic design of pipe-like underground structures have been made by the Seismic Deformation Method. In the Seismic Deformation Method, underground structures are idealized by elastically supported beams, and are subjected to assumed ground deformation. It is necessary to study the response of shield tunnels from a different point of view from other pipe-like underground structures, due to the fact that stiffness of shield tunnels has significant nonlinearity and that failure mode is quite complex. Lining of shield tunnel are constructed by assembling a number of segments and joints.

Based on these facts, a comprehensive research for development of seismic design method of shield tunnels was made since 1986. This report shows the accomplishments of the research program. Described in this report are evaluation method of stiffness of shield tunnels, deformation and dynamic strength based on a series of dynamic loading tests for specimens, seismic design method of shield tunnels based on the seismic deformation method, effect of nonlinearity of segment stiffness on seismic behavior of shield tunnels and equivalent linearized analytical method, and minimum longitudinal reinforcement required for second lining. It was found from these studies that behavior of ring joints is the key issue for the seismic design of shield tunnels in longitudinal direction. It was also found that second lining with adequate amount of longitudinal reinforcement is very effective for increasing ductility of shield tunnels, because concentration of failure of ring joint to a specific ring joint can be prevented by placing the second lining. Proposed are evaluation method of stiffness and strength of tunnel with and without second lining, and minimum reinforcement required for second lining.

Key Words : Shield Tunnel, Seismic Design, Dynamic Response Analysis, Underground Structure, Lifeline, Seismic Deformation Method,

目　次

1．概説……(10)
1.1　シールドトンネルの耐震上の問題点……(10)
1.2　既往の研究……(12)
1.3　本検討の目的……(16)
2．シールドトンネルの力学モデル……(17)
2.1　モデル化の方針……(17)
2.2　リング継手の挙動……(19)
2.3　一次覆工の等価剛性の算定法……(22)
2.3.1　軸剛性……(22)
2.3.2　曲げ剛性……(23)
2.4　二次覆工がある場合の等価剛性の算定法……(29)
2.4.1　軸圧縮剛性……(29)
2.4.2　軸引張剛性……(29)
2.4.3　曲げ剛性……(29)
2.5　等価剛性梁モデルと骨組みモデルとの応答の比較……(32)
2.6　まとめ……(38)
3．応答変位法によるシールドトンネルの軸方向の耐震設計法……(38)
3.1　応答変位法による断面力の計算法……(38)
3.2　可撓性継手の設置による影響……(47)
3.3　耐震計算例……(57)
3.3.1　対象トンネル……(57)
3.3.2　応答変位法によるトンネル長手方向の解析……(59)
3.4　まとめ……(64)
4．地震応答解析における覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響……(67)
4.1　まえがき……(67)
4.2　シールドトンネルの地震応答解析手法……(67)
4.2.1　解析手法の概要……(67)
4.2.2　シールドトンネルのモデル化手法……(68)
4.3　解析条件……(70)
4.3.1　解析対象トンネル及び地盤条件……(70)
4.3.2　リング継手のモデル化……(71)
4.3.3　覆工の等価剛性……(74)
4.4　入力地震動及び解析ケース……(75)
4.5　覆工剛性の非線形性の影響……(75)
4.5.1　地盤及びトンネルの応答……(75)
4.5.2　覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響……(79)
4.5.3　静的解析結果との比較……(80)
4.5.4　シールドトンネルの耐震性の評価……(86)
4.6　まとめ……(86)
5．部分模型供試体の交番載荷に基づくＲＣシールドトンネルの力学特性……(87)
5.1　まえがき……(87)
5.2　実験に用いた供試体……(87)
5.3　載荷条件……(90)

5.4 計測項目 …… (95)
5.5 供試体の耐力・変形特性及び破壊性状 …… (99)
5.5.1 Aタイプ供試体 …… (99)
5.5.2 BタイプNo.1供試体 …… (105)
5.5.3 BタイプNo.2供試体 …… (110)
5.5.4 CタイプNo.1供試体 …… (119)
5.5.5 CタイプNo.2供試体 …… (128)
5.6 軸方向剛性の検討 …… (135)
5.7 まとめ …… (137)
6．リング組み模型供試体の交番載荷実験に基づくRCシールドトンネルの力学特性 …… (138)
6.1 まえがき …… (138)
6.2 実験に用いた供試体 …… (138)
6.3 載荷方法及び実験ケース …… (148)
6.4 計測 …… (156)
6.5 軸力を作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性 …… (156)
6.5.1 二次覆工がない場合の変形及び破壊特性 …… (156)
6.5.2 二次覆工がある場合の変形及び破壊特性 …… (172)
6.5.3 剛性及び耐力の評価方法 …… (184)
6.6 曲げモーメントを作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性 …… (194)
6.6.1 二次覆工がない場合 …… (194)
6.6.2 二次覆工がある場合 …… (205)
6.7 ねじりモーメントを作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性 …… (215)
6.7.1 二次覆工がない場合 …… (215)
6.7.2 二次覆工がある場合 …… (226)
6.8 まとめ …… (232)
7．二次覆工の長手方向の最小鉄筋量 …… (237)
7.1 まえがき …… (237)
7.2 継手部に生じる変形の分散からみた二次覆工の長手方向最小鉄筋量 …… (237)
7.3 正負交番載荷実験による検討 …… (239)
7.3.1 実験目的 …… (239)
7.3.2 実験に用いた供試体 …… (240)
7.3.3 載荷方法 …… (241)
7.3.4 一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合の損傷特性 …… (243)
7.3.5 一次覆工と二次覆工が分離されている場合の損傷特性 …… (247)
7.4 まとめ …… (251)
8．結 論 …… (251)
8.1 本研究の結論 …… (251)
8.2 今後必要な研究 …… (252)

参考文献 …… (253)
本研究に関連した研究発表 …… (255)

本論文で使用する記号

a：セグメントと二次覆工の剛性比
A_A：リング継手のアンカー鉄筋の断面積
A_{B1}：継ぎボルトのボルト軸部の断面積
A_{B2}：継ぎボルトのねじ切り部の有効断面積
A_L：二次覆工の全断面積
A_{LR}：二次覆工の長手方向鉄筋の断面積
A_{LRmin}：二次覆工の長手方向鉄筋の最小鉄筋量
A_S：セグメントの全断面積
D：シールドトンネルの外径
E_{Ae}：リング継手アンカー鉄筋の降伏前の縦弾性係数
E_{Ay}：リング継手アンカー鉄筋の降伏後の縦弾性係数
E_B：継ぎボルトの縦弾性係数
E_L：二次覆工コンクリートの縦弾性係数
E_{LR}：二次覆工の長手方向鉄筋の縦弾性係数
E_{LRe}：二次覆工の長手方向鉄筋の降伏前の縦弾性係数
E_{LRy}：二次覆工の長手方向鉄筋の降伏後の縦弾性係数
E_{pl}：継手金具面板の縦弾性係数
E_S：セグメントの縦弾性係数
$(EA)^C_{eq}$：シールドトンネル覆工の等価軸圧縮剛性
$(EA)^T_{eq}$：シールドトンネル覆工の等価軸引張剛性
$(EA)_{meq}$：等価剛性梁モデルをm要素に分割した場合の，第m番目の要素の等価軸剛性
f_J：リング継手１個あたりに作用する引張力
f_{J1}：定着板の取付部が降伏する時のリング継手の引張力
f_{J2}：定着板の取付部の他に，ボルト位置にも塑性ヒンジが生じる時のリング継手の引張力
f_{LRy}：二次覆工長手方向鉄筋１本あたりの降伏耐力
f_{LRr}：二次覆工長手方向鉄筋１本あたりの破断耐力
F_{Ar}：１リング接合面あたりのリング継手アンカー鉄筋の破断耐力
F_{Br}：１リング接合面あたりのリング継ぎボルトの破断耐力
F_J：１リング接合面あたりのリング継手の長手方向引張力
F_{J1}：定着板の取付部が降伏する時の，１リング接合面あたりのリング継手の引張力
F_{J2}：定着板の取付部との他にボルト位置にも塑性ヒンジが生じる時の，１リング接合面あたりのリング継手の引張力
F_{Jr}：１リング接合面あたりのリング継手の破断耐力
F_{JAy}：アンカー鉄筋が降伏する時の，１リング接合面あたりのリング継手の引張力
F_{JAr}：アンカー鉄筋が破断する時の，１リング接合面あたりのリング継手の引張力
$F_J^{\delta LRr}$：二次覆工鉄筋が破断する変位における，１リング接合面あたりのリング継手の引張力
F_{JBr}：リング継手が破断する時の，１リング接合面あたりのリング継手の引張力
F_L：リング接合面において二次覆工に作用する軸力
$F_{LR}^{\delta Jr}$：リング継手が破断する変位における，１リング接合面あたりの二次覆工鉄筋の引張力
F_{RAy}：アンカー鉄筋が降伏する時にリング接合面に作用する引張力
F_{RAr}：アンカー鉄筋が破断する時にリング接合面に作用する引張力
F_{RLRr}：二次覆工の長手方向鉄筋が破断する時にリング接合面に作用する引張力
F_S：１リング接合面あたりのセグメントの長手方向力

F_{S0} ：ボルトの初期軸力によりリング接合面に生じるセグメントの長手方向力
F_{SC} ：1リング接合面あたりのセグメントの長手方向圧縮力
F_{ST} ：1リング接合面あたりのセグメントの長手方向引張力
F（JT1）：リング接合面JT1の引張耐力
F（JT2）：リング接合面JT2の引張耐力
g：重力加速度
G_{eq}：表層地盤の換算せん断弾性係数
H：表層地盤の厚さ
H_i：地表面から第i番目の地層の層厚
I_{eq}：シールドトンネル覆工の等価断面2次モーメント
I_{pl}：継手金具面板の断面2次モーメント
I_S：セグメントの断面2次モーメント
k_B：継ぎボルトのばね定数
k_{B1}：継ぎボルトのボルト軸部のばね定数
k_{B2}：継ぎボルトのねじ切り部のばね定数
k_G：トンネル周辺地盤のトンネル長手方向に沿う分布ばね定数
k_h：基盤面における水平震度
k_J：リング継手1個あたりの引張ばね定数
k_{Ji} （i＝1，2，…）：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋の降伏により段階的に変化する，リング継手1個あたりの引張ばね定数
k_{Je}：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋のいずれも降伏していない状態における，リング継手1個あたりの引張ばね定数
k_{Jy}：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋のいずれかが降伏した状態における，リング継手1個あたりの引張ばね定数
k_{LRe}：二次覆工の長手方向鉄筋1本あたりの，降伏前の引張ばね定数
k_{LRy}：二次覆工の長手方向鉄筋1本あたりの，降伏後の引張ばね定数
k_m：等価剛性梁モデルをm要素に分割した場合の，第m番目の要素に対応する地盤の集中ばね定数
K_{Ae}：1リング接合面あたりのアンカー鉄筋の降伏前の引張ばね定数
K_{Ay}：1リング接合面あたりのアンカー鉄筋の降伏後の引張ばね定数
K_J：1リング接合面あたりのリング継手の引張ばね定数
K_{Je}：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋のいずれも降伏していない状態における，1リング接合面あたりのリング継手の引張ばね定数
K_{Jy}：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋のいずれかが降伏した状態における，1リング接合面あたりのリング継手の引張ばね定数
K_{Ji} （i＝1，2，…）：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋の降伏により段階的に変化する，1リング接合面あたりのリング継手の引張ばね定数
K_{LRe}：1リング接合面あたりの二次覆工長手方向鉄筋の降伏前の引張ばね定数
K_{LRy}：1リング接合面あたりの二次覆工長手方向鉄筋の降伏後の引張ばね定数
K_R：シールドトンネル1リングあたりの長手方向のばね定数
K_{RC}：シールドトンネル1リングあたりの長手方向の圧縮ばね定数
K_{RTi} （i＝1，2，…）：リング継手及び二次覆工鉄筋の降伏により段階的に変化する，トンネル1リングあたりの長手方向の引張ばね定数
K_{RL}：シールドトンネル1リングあたりの二次覆工の長手方向ばね定数
K_S：セグメントリングのトンネル長手方向のばね定数

L：地震時地盤変位のトンネル長手方向成分の波長
l_A：リング継手のアンカー鉄筋の長さ
l_{B1}：継ぎボルトのボルト軸部の長さ
l_{B2}：継ぎボルトのねじ切り部の長さ
l_{B3}：継ぎボルトのナット部の有効長（$=0.6l_{B4}$）
l_{B4}：継ぎボルトのナット部の長さ
l_{eq}：等価剛性梁モデルの梁要素の長さ
l_f：可撓性継手の設置間隔
l_{LR}：二次覆工の長手方向鉄筋と二次覆工コンクリートとの付着切れ長さ
l_{LRAy}：アンカー鉄筋が降伏する時の，二次覆工鉄筋と二次覆工コンクリートとの付着切れ長さ
l_{LRAr}：アンカー鉄筋が破断する時の，二次覆工鉄筋と二次覆工コンクリートとの付着切れ長さ
l_{LRy}：二次覆工の長手方向鉄筋が降伏する時の，二次覆工鉄筋と二次覆工コンクリートとの付着切れ長さ
l_{LRr}：二次覆工の長手方向鉄筋が破断する時の，二次覆工鉄筋と二次覆工コンクリートとの付着切れ長さ
l_m：等価剛性梁モデルをm要素に分割した場合の要素の長さ
l_{pl}：継手金具面板のスパン長
$\overline{l}_{pl}$：継手金具面板を梁でモデル化した場合の仮想スパン長
l_{plB}：継手金具面板が降伏した状態における面板の仮想スパン長
l_S：シールドトンネルのリング長
l_{sp}：トンネル模型供試体の長さ
M_B：シールドトンネルに作用する曲げモーメント
M_{BJ}：F_Jによる中立軸まわりの曲げモーメント
M_{BSC}：F_{SC}による中立軸まわりの曲げモーメント
M_{BST}：F_{ST}による中立軸まわりの曲げモーメント
M_L：F_Lによる中立軸まわりの曲げモーメント
M_{plp}：定着板との取付部における継手金具面板の塑性モーメント
M_T：シールドトンネルに作用するねじりモーメント
n_J：1リング接合面あたりのリング継手の個数
n_{LR}：1リング接合面あたりの二次覆工の長手方向鉄筋の本数
N：シールドトンネルに作用する軸力（引張側を正とする）
N_{B0}：リング継ぎボルトの初期軸力
N_C（x）：位置xにおいてトンネルに生じる圧縮力
N_{Cmax}：シールドトンネルの最大軸圧縮力
N_{eq}：等価剛性梁モデルにおけるトンネルの軸力
N_{fTmax}：可撓性継手を設置した場合にトンネルに生じる最大軸引張力
N_{fCmax}：可撓性継手を設置した場合にトンネルに生じる最大軸圧縮力
N_m：等価剛性梁モデルをm要素に分割した場合の，第m番目の要素内における任意の位置での軸力（引張を正とする）
N_T（x）：位置xにおいてトンネルに作用する引張力
N_{Tmax}：シールドトンネルの最大軸引張力
N_y：シールドトンネルの降伏耐力
P：トンネル模型供試体への載荷力
P_{pl0}：継ぎボルトの初期軸力により，金具面板どうしの接触面に作用する支圧力
r_B：リング接合面におけるボルトサークル半径

r_L：リング接合面における二次覆工の断面中心半径
r_S：リング接合面におけるセグメントの断面中心半径（＝（$D-t$）／2）
S：シールドトンネルに作用するせん断力
S_V：単位震度あたりの応答速度
t_L：二次覆工の厚さ
t_{pl}：継手金具面板の厚さ
t_S：セグメントの厚さ
T：表層地盤の固有周期
U：トンネル軸線深さにおける地震時の地盤変位
U_0：地震時地盤変位のトンネル長手方向成分の振幅
V_{Si}：地表面から第ｉ番目の地層のせん断弾性波速度
V_{Seq}：表層地盤の換算せん断弾性波速度
x：トンネル長手方向に沿うセグメントリング中央からの距離
x_m：等価剛性梁モデルをm要素に分割した場合の，第ｍ番目の要素内における，要素左端からの距離
x_N：リング接合面における中立軸の図心軸からのずれ量
X_m：等価剛性梁モデルをｍ要素に分割した場合の，第ｍ番目の要素の左端の座標
W_B：ボルト頭部の幅
W_{pl}：継手金具面板の幅
z：地表面からの深さ
α：地盤の変形がトンネルに伝達される割合を表す係数
β_C：覆工の等価軸圧縮剛性のみを用いて算出される軸圧縮力を基本とし，引張側剛性の影響を考慮した軸圧縮力を算定するために乗じる補正係数
β_T：覆工の等価軸圧縮剛性のみを用いて算出される軸引張力を基本とし，引張側剛性の影響を考慮した軸引張力を算出するために乗じる補正係数
γ_i：地表面から第ｉ番目の地層の単位体積重量
γ_C：覆工の等価軸圧縮剛性のみを用いて算出される軸圧縮力を基本とし，可撓性継手の影響を考慮した軸圧縮力を算出するために乗じる補正係数
γ_{eq}：表層地盤の換算単位体積重量
γ_T：覆工の等価軸圧縮剛性のみを用いて算出される軸引張力を基本とし，可撓性継手の影響を考慮した軸引張力を算出するために乗じる補正係数
σ_{Ay}：リング継手のアンカー鉄筋の降伏応力度
σ_{Ar}：リング継手のアンカー鉄筋の破断応力度
σ_{LT}：二次覆工コンクリートの引張強度
$\sigma_{LR}^{\delta Jr}$：リング継手が破断する変位における，１リング接合面あたりの二次覆工鉄筋の引張応力度
σ_{ply}：継手金具面板の降伏応力度
σ_{ST}：セグメントに生じる軸引張応力度
σ_S：セグメントに生じる軸応力度
ε：シールドトンネルに生じるひずみ（引張側を正とする）
ε_A：リング継手アンカー鉄筋の長手方向の引張ひずみ
ε_{Ay}：リング継手アンカー鉄筋の長手方向の降伏ひずみ
ε_{Ar}：リング継手アンカー鉄筋の長手方向の破断ひずみ
$\varepsilon_C(x)$：位置xにおいてトンネルに生じる圧縮ひずみ
ε_{eq}：等価剛性梁モデルにおけるトンネルのひずみ
ε_G：トンネル周辺地盤のトンネル長手方向に沿うひずみ

ε_{LR}：二次覆工の長手方向鉄筋の引張ひずみ
ε_{LRy}：二次覆工の長手方向鉄筋の降伏ひずみ
ε_{LRr}：二次覆工の長手方向鉄筋の破断ひずみ
ε_{SC}：リング接合面におけるセグメントの圧縮縁のひずみ
ε_{ST}：リング接合面におけるセグメントの引張縁のひずみ
ε_{T}（x）：位置xにおいてトンネルに生じる引張ひずみ
ε_{Ty}：シールドトンネルの降伏ひずみ
δ：シールドトンネルの長手方向の変形量
δ_{C}：シールドトンネルの長手方向圧縮変形量
δ_{eq}：等価剛性梁モデルにおけるトンネル長手方向の変形量
δ_{f}：可撓性継手の伸縮量（引張を正とする）
$\delta_{f\,Cmax}$：可撓性継手の最大縮み量
$\delta_{f\,Tmax}$：可撓性継手の最大伸び量
δ_{J}：リング接合面の開き量
δ_{Jo}：リング接合面の引張縁における最外継手の開き量
δ_{Jy}：継手金具面板，継ぎボルト，アンカー鉄筋のいずれかに降伏が生じる時点の，リング接合面の開き量
δ_{Jr}：リング継手が破断する時のリング接合面の開き量
δ_{LRy}：二次覆工の長手方向鉄筋の降伏変位
δ_{LRr}：二次覆工の長手方向鉄筋の破断変位
δ_{m}：トンネル等価剛性梁モデルをm要素に分割した場合の，第m番目の要素内における任意の位置での長手方向変形量
$\delta_{p/1}$：定着板との取付部において塑性ヒンジが生じる時の継手金具面板のたわみ量
$\delta_{p/2}$：定着板との取付部の他に，ボルト位置にも塑性ヒンジが生じる時の継手金具面板のたわみ量
δ_{RTi}（i＝1，2，…）：トンネルの剛性が段階的に変化する時の，トンネル1リングあたりの伸び量
δ_{T}：シールドトンネルの長手方向引張変形量
δ_{Ty}：シールドトンネルの降伏変位
ψ：リング接合面の中立軸におけるセグメント断面中心位置の俯角
ψ_{B}：リング接合面の中立軸におけるリング継ぎボルト位置の俯角
η：シールドトンネルに正弦波状の地震力が作用した場合に，トンネルの軸力が0となる位置のトンネル長手方向に沿う座標
θ：シールドトンネルが曲げを受ける場合の曲がり角
ϕ：地震時地盤変位の基準座標系における位相角

1．概　説

1.1　シールドトンネルの耐震上の問題点

トンネルの施工法の一種であるシールド工法は，19世紀初期にイギリスのマーク・ブルネルが考案したトンネル掘削方式がその始まりであり，その採用第一号は1825年に着工されたテームズ河底横断トンネルと言われる。我が国においてシールド工法が本格的に実施されたのは関門鉄道トンネル（1939～1944年）においてであり，その後昭和30年代以後，都市トンネルの需要が増大するにつれて施工実績が急速に伸び，現在では都市トンネルの代表的施工法として一般化するに至っている。

耐震設計法を開発するという観点から，シールドトンネルの形態的な特徴を挙げると次のようになる。

(1) 横断面は通常円形で，口径が１m程度から14m程度まで，延長が数百メートルから数千メートルに及ぶ長大な線状地中構造物である。

(2) 沖積層ないし洪積層地盤など，軟弱地盤や帯水地盤中に建設されることが多い。また，河底を横断する場合などはもとより，延長が長いことから，路線上に地形や地質の急変する箇所が存在する場合が多い。

(3) 土被り厚は一般に1.0～1.5D（D：掘削外径）[1]である。

(4) 発進・到達立坑など，異種構造物と接合される。

(5) トンネル内空を含めた見かけの比重が，周辺地山に比較して小さい。

これらの特徴を他の線状地中構造物である埋設管，沈埋トンネル，共同溝，暗渠などと比較すると，①横断面の大きさでは，埋設管や共同溝よりも大きく沈埋トンネルよりも小さい，②口径の大きいシールドトンネルでは土被り厚が他よりも大きい，などの差はあるものの，その他の形態的な特徴については他の線状地中構造物と共通している。

一方，シールドトンネルが他の線状地中構造物と大きく異なる点は，主として覆工構造の特徴にあると考えられる。その主な相違点を挙げると以下のようになる。

(1) 埋設管，沈埋トンネル，共同溝などでは，管や函体を埋設する方法をとるが，シールドトンネルは掘進工法であり，覆工は掘進と同時に現場で施工される。

(2) シールドトンネルの本体である覆工は，図－1.1に示すように，円周方向に数分割されたセグメントをボルト等でリング状に組立て，このリングを長手方向に千鳥組配置で継いだものであり，さらに，この内側に二次覆工を施す場合もある。他の線状地中構造物の本体が継手以外の部分で一様連続構造と考えられるのに対し，シールドトンネルは非常に多くの部材で構成された不連続構造である。

(3) 覆工構造上の特徴から，トンネルの力学的挙動はかなり複雑となるため，耐震設計に際して必要とされる覆工の長手方向の剛性を正確に評価することは容易でない。

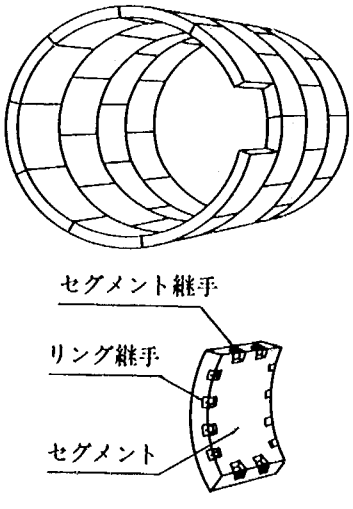
(4) 図－1.2に示すように，シールドトンネルの軸方向剛性を考えた場合，圧縮に対しては主にセグメントのみが変形し，引張に対してはリング継手の変形が支配的になると予想され，圧縮と引張とで剛性が異なるものと考えられる。他の線状地中構造物の耐震解析では，通常，構造物を線形弾性体として扱うが，シールドトンネルの場合には，このような剛性の非線形性を考慮する必要があろう。

一方，現在，シールドトンネルの設計・施工に際して準拠すべき主な基準・指針等としては次のものがある。

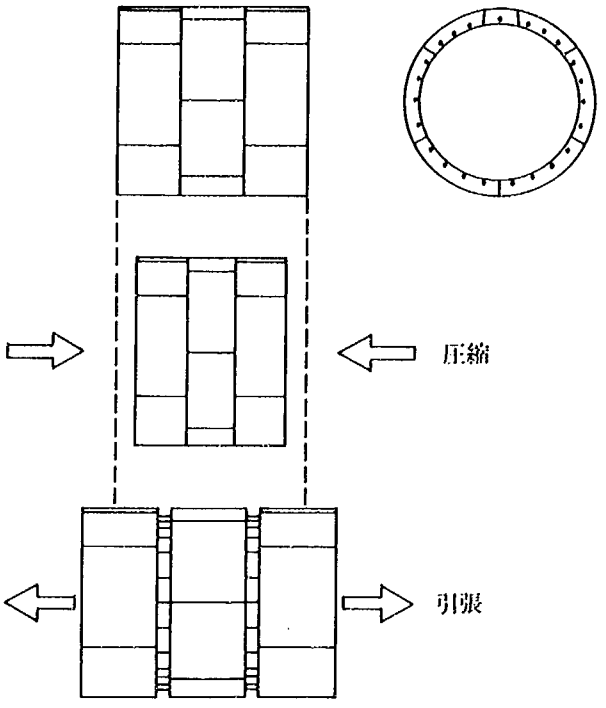
(1) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド編）・同解説　昭和52年版

(2) 土木学会・日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント

(3) 日本下水道協会：下水道シールド工法の指針と解説



図－1.1　シールドトンネルの覆工構造



図－1.2　シールドトンネルの軸方向剛性

(4)　日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説

(5)　日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説

(6)　国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準（案）

これらの指針等において，シールドトンネルの耐震設計及び地震対策にかかわる条項を整理すると以下のようになる。

(1)　トンネル標準示方書（シールド編）・同解説[1]

「第２編　覆工およびセグメント：第４章　荷重：第29条　荷重の種類」において，覆工およびセグメントの設計にあたって考慮する荷重の１つとして，「地震の影響」が挙げられている。「同章第37条　地震の影響」ならびに同条解説で，地山の条件や覆工構造が極端に変化する場合，土被りが小さい場合，軟弱地盤中の場合等では，耐震上の慎重な検討が要求されているが，その具体的な処理法については責任技術者の判断にゆだねられている。

(2)　シールド工事用標準セグメント[2]

鋼製およびコンクリート系セグメントにつき，外系1,800～6,000㎜のものにおいて20種類の標準セグメントを，外系6,300～8,300㎜のものにおいて７種類の標準セグメントを，それぞれ定めているが，それらの設計に際して対象としている荷重は，①鉛直および水平土圧，②水圧，③自重，④上載荷重の影響，⑤抵抗土圧，および，⑥ジャッキ推力・裏込め注入圧，等の施工時荷重である（第１章総説：５．荷重）。したがって，これら以外の荷重が考えられる場合には，この標準セグメントの利用にあたって十分な注意を要すると示されている。

(3)　下水道シールド工法の指針と解説[3]

「第２章　覆工：第４節　セグメントの設計」において，セグメントの設計については上記(2)シールド工事用標準セグメントによるものとされている。「第２章：第３節　２次覆工（コンクリートライニング）§28」の解説において，「地震の影響はトンネルの土かぶり，地盤条件，そのほか必要な項目を加味して定めるものとし，その具体的な処理方法については責任技術者の判断にゆだねるものとする」という記述がある。

(4)　下水道施設地震対策指針と解説[4]

「第１章　総論：第１節　地震対策の基本的な考え方：§１」で，「下水道施設の計画，設計，施工および維持管理にあたっては，地域や地質の実状に応じて，地震に対し必要な対策を構ずる」ものとされ，「第１章：第３節　耐震設計：§13基本方針」において，重要幹線管路については，地震時応力の緩和および吸収を図る構造（免震構造）の採用，構造上または機能上の経験的な規定等の準拠，などの耐震設計上の対策が必要とされている。しかしながら，前項および「第１章：第３節：§14耐震計算法」では，ポンプ場および処理場の重要施設の耐震計算は原則として震度法によるとしているものの，「管路施設については地震時の挙動観測調査の資料が不足しており，管渠の継手構造，基礎構造等の特性を考慮して，今後調査を進めていく必要がある」として，管路施設の耐震計算法についての規定はない。ただし，本指針の「まえがき」において，「上水道管に類似したものは水道施設耐震工法指針・解説を参考すると良い」と示されている。

なお，「第２章　各論：第１節　管路施設：§22シールド工法等」においては，シールド工法または推進工法を採用する場合は，①施工にあたり耐震性の向上を十分に図る，②地盤急変箇所等，地震時に相当の応力が想定される部分の二次覆工は鉄筋による補強が望ましい，とされている。

(5)　水道施設耐震工法指針・解説[5]

「２．各論：2.5　送・排水管路および付属施

設：2.5.7 シールド工法」において，次に示す規定がある。

シールド工法の耐震設計に当たっては，次の各項を考慮して定めるものとする。

i）シールド工法の路線は，地層，地質，地下水の状態および立地条件等を考慮して選定する。

ii）セグメントと地山との間隙部には，裏込め注入を施す。

iii）シールド工法による管路断面形態は，経済性，安定性および維持管理費を考慮して選定する。

iv）管理用立坑は鉄筋コンクリート造りとし，その耐震計算は，1.10（埋設管路，暗渠，共同溝および立坑の耐震計算法）による。

v）立ち上り部配管は，特に，地震力に耐えるよう十分な配慮をしなければならない。

vi）セグメントは，シールド断面形態による使用目的に適合した強度を有し，水密性，安全性，かつ，経済性を考慮し選定する。

ここで，上記第3項に関し，耐震計算は「1.10 埋設管路，暗渠，共同溝および立坑の耐震計算法」に準じて行うもの（同項解説）とされ，新耐震設計法（案）[6]に基づいた応答変位法による計算法が別途示されている。また，軸方向応力およびひずみが許容値を超過する場合，地盤急変部，立坑等の構造物との取合い部等には，伸縮可撓セグメントを適宜設けるなどの方法が望まれている。

さらに，付属資料として，点検通路方式のシールドトンネルについて，長手方向の耐震計算例が示されている（付I 耐震計算例：5 シールドトンネルの耐震計算例）。この計算例では，トンネル長手方向の軸方向剛性ならびに曲げ剛性の算定法，応答変位法による断面力の算定法，伸縮可撓セグメントの変形量，等についての具体的な計算例が示されてはいるが，トンネル長手方向の曲げ剛性の算定法が判然としないこと，応答変位法の適用にあたり，軸方向剛性を圧縮側と引張側とで独立に用いていることなど，不合理な点も見られる。

(6) トンネル耐震継手技術基準（案）[7]

本基準は，沈埋工法による道路トンネルおよびシールド工法による水路トンネルの伸縮・可撓性を有する耐震継手に適用されるものである（同基準：1.1.1 適用範囲）が，「1.2.1 耐震設計の基本方針」に，「継手の設計は継手部のみならずトンネル全体の構造系が耐震的になるよう配慮して行う」とあり，「1.2.5 耐震計算」においてトンネルの縦断方向の計算法を規定している。この計算法は，前記(5)と同様に新耐震設計法（案）に拠っており，応答変位法である。

耐震継手の設置位置は，この計算結果に基づいて定められる（同基準：第3編 シールドトンネル編 3.1.3）。

また，「付属資料4．シールドトンネルの耐震計算例」においては，耐震継手の設置位置等についての具体的な計算例が示されている。この計算例は，トンネル長手方向の曲げ剛性の算定法に若干の違いがあるが，他の部分については前記(5)の指針に示されているものと同様である。

以上，現行のシールドトンネルの耐震設計法について，主な指針等の規定をまとめると表－1.1のようになる。また，これら指針等における問題点，あるいは今後の課題と考えられる事項を以下に挙げる。

(1) シールドトンネル各部の地震時の挙動は未だ明らかにされておらず，今後，これを十分に把握する必要がある。

(2) セグメント・継手構造の，または，これに二次覆工が施された場合の，トンネル長手方向の剛性の算定法が不明確である。また，剛性の合理的な算定法を確立するために必要な実物大規模の載荷試験等の資料が極めて少ない。

(3) トンネル長手方向の耐震計算について具体的な計算法を定めている指針として，水道施設耐震工法指針・解説およびトンネル耐震継手技術基準（案）があるが，これらにおいてはトンネルの軸方向剛性の非線形性が考慮されておらず，シールドトンネルの力学特性を加味した耐震計算法とは言い難い。

1.2 既往の研究

シールドトンネルの覆工の設計法に関する研究を，主として昭和50年以後のものについて調査した結果からまとめると以下のようになる。

(1) トンネル横断面の耐荷機構に関する研究

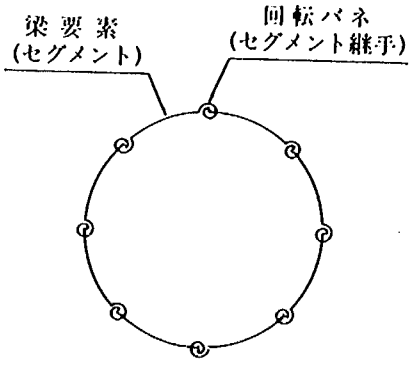
この範疇に属する研究は比較的多い。村上，小泉らは，昭和50年頃からセグメント継手の力学的挙動ならびにセグメントリングの耐荷機構に関し，実験および数値解析により，その力学モデルを考案している[8)~12)]。二次覆工を考慮した研究としては，小泉・村上ら[13)~17)]の他，東北新幹線上野トンネル関係で小山，藤森，半谷ら[18)~22)]のものがある。

表−1.1　シールドトンネルの耐震設計法に関する現行指針等の規定

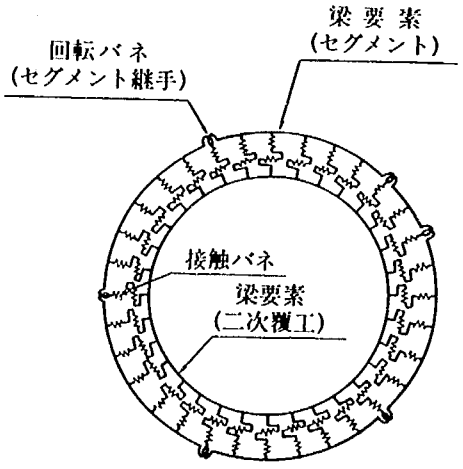
基準・指針等の名称（制定機関等）	地震の影響についての検討規定	耐震設計法				その他関連事項	備考
		耐震計算法	地震荷重	長手方向の剛性	安全性評価基準		
トンネル標準示方書(シールド編)・同解説（土木学会）	覆工およびセグメントの設計荷重として、地震の影響を考慮(第29、37条)	−	−	−	許容応力度の規定(第27、28条)	−	具体的な処理法については責任技術者の判断にゆだねる(第37条)
シールド工事用標準セグメント（土木学会・日本下水道協会）	標準セグメントの設計荷重として地震の影響は含まれていない(5.1)	−	−	−	許容応力度の規定(4.1、4.2)	−	設計荷重以外の荷重が考えられる場合には標準セグメントの利用に注意を要す(5.1)
下水道シールド工法の指針と解説（日本下水道協会）	上記標準セグメントに準ずる(第2章第4節)	−	−	−	上記標準セグメントに準ず(第2章第1節)	2次覆工に与える地震の影響について言及(第2章第3節§28)	具体的な処理法については責任技術者の判断にゆだねる(第2章第3節§28)
下水道施設地震対策指針と解説（日本下水道協会）	地震対策の基本的考え方(第1章第1節§1)、耐震設計の基本方針(第1章第3節§13)	−	−	−	許容応力度の規定(第1章第3節§17)	地盤急変部等の2次覆工は鉄筋による補強が望ましい(第2章第1節§22)	耐震計算法については下記指針を参考とする(まえがき)
水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会）	シールド工法の耐震設計(2.5.7)	応答変位法(2.5.7、1.10)	地盤変位の振幅・波長(1.4.4、1.10.4)	軸方向剛性、曲げ剛性の算定法(付1.5)	許容応力度の規定(1.7)	伸縮可撓セグメントの適宜設置(2.5.7)	具体的な耐震計算例添付(付1.5)
トンネル耐震継手技術基準(案)（国土開発技術研究センター）	耐震設計の基本方針(1.2.1)、耐震継手の設置位置(3.1.3)	応答変位法(1.2.5)	地盤変位の振幅・波長(1.2.3、1.2.5)	軸方向剛性、曲げ剛性の算定法(付−4)	継手の設計変位量(1.2.6)	耐震継手の設計細目(第3編)継手の実施例(付−1)	具体的な耐震計算例添付(付−4)

(注)　(　) 内は、該当する条項箇所

これらの研究の成果は，図－1.3に示すセグメントリングの力学モデルに集約される。すなわち，セグメントピースを曲がりばりに，セグメント継手を回転バネにそれぞれモデル化したもので，二次覆工がある場合には，二次覆工をやはり曲がりばりでモデル化し，一次・二次覆工の間に仮想バネを設定して両者間の力の伝達を考慮するものである。このようなモデル化により，セグメントリングの挙動を概ね表現することができると報告されている。



(a) 一次覆工のみの場合



(b) 二次覆工のある場合

図－1.3 トンネル横断面の力学モデル

ただし，これらの研究においては，地震時の挙動は特に検討されていない。

(2) トンネル長手方向の力学的挙動に関する研究

トンネル長手方向の挙動のうち，覆工の軸方向変形の剛性評価を検討する上で貴重な資料となる研究として，西野らによるＲＣセグメントの現場計測報告[23]が挙げられる。この計測は，シールド推進の際のジャッキ推力の伝播状況を調査する目的で行われたもので，覆工に長手方向の圧縮力が作用する際のセグメントのひずみが測定された。この報告によれば，トンネル覆工を弾性床上の梁でモデル化することにより，トンネルの挙動が説明できるとされている。

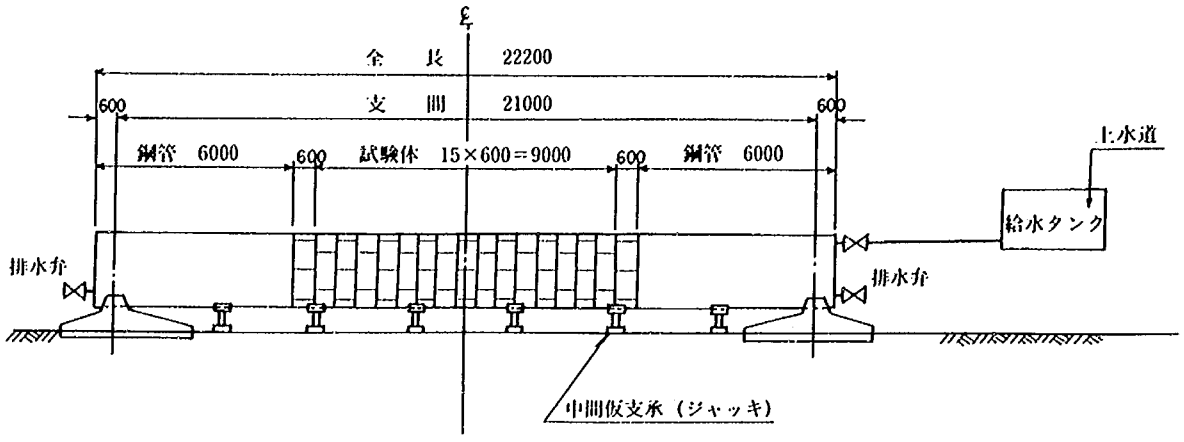
シールドトンネルの長手方向の曲げに対する挙動に関しては，鳥取の実施した載荷試験[24]が参考となる。この試験は，地盤の不等沈下がトンネルに与える影響を検討する目的で実施されたもので，図－1.4に示すように，外径２ｍのセグメントリング15リング分の両端に鋼管を接合した試験体に，徐々に注水して荷重を増し，トンネルのたわみを測定したものである。この載荷試験の結果，トンネルの曲げ剛性は，均質な連続トンネルの場合のそれに比較し，鋼製セグメントでは15%，ＲＣセグメントでは40%の値となったことが報告されている。なお，この試験に関しての数値実験が小泉ら[25]によって実施されている。

トンネル全体の長手方向の挙動に関しては，以上の２つの計測報告以外には見当たらないが，全体の挙動を推定する際の有力な参考資料となる試験研究が，村上・小泉[26]及び西野ら[27),(28]によって行われている。これらは，トンネル全体の引張剛性に支配的な影響を与えると考えられる継手の引張試験を行い，ボルトおよび継手板の挙動を調査したものである。これらの試験結果等については，2.2節で紹介する。

(3) シールドトンネルの地震時挙動に関する研究

シールドトンネルの地震時挙動についての研究として，実トンネルにおける地震観測記録の報告が挙げられる。この種の地震観測では，田村・加藤らによるものと，藤橋らによるものとが見られる。田村・加藤らは，昭和51年より，東京都江東区内の地下鉄東西線において２ヶ所（ＲＣ中子形セグメント，内径3,075mm・セグメント厚300mm[29)~31)]および内径2,900mm・セグメント厚350mm[32),(33)]）と，横浜市内の東京電力洞道（ＲＣセグメント，内径4,550mm，一部に二次覆工有り[34)]）とで観測を行っている。また，藤橋らは横浜市内の通信用ケーブル洞道（外径3,550mm，一次覆工：スチールセグメント，二次覆工：300mm厚コンクリート[35)]）で観測を行っている。

これらの地震観測の結果，現時点までに得られた



図－1.4　鳥取によるトンネルの曲げ試験

中小地震の際のシールドトンネルの挙動として，次のような特徴が報告されている。

i）トンネル長手方向のひずみは，一般に，曲げひずみよりも軸ひずみの方が大きい。

ii）トンネル横断面内の円周方向ひずみでは，水平面から45°の角度でのひずみが大きく，図－1.5に示すような変形をしていると推定される。

iii）セグメント継手部，リング継手部の挙動が注目される所であるが，地震動の規模が小さいこともあり，顕著な特性は見い出されていない。

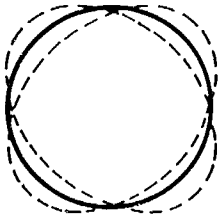
なお，地震観測の他に，田村・山口・河田はシールドトンネルの模型振動実験[36),37)]を実施したが，模型制作上の制約からリング継手などの不連続部分は模型化されておらず，一様断面の管の振動実験に近いものである。

(4)　シールドトンネルの耐震解析に関する研究

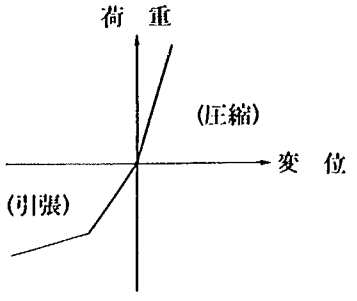
トンネル横断面の耐震解析に関する研究は見当たらない。トンネル長手方向の解析としては，小野・嶋村の研究[38)]と藍田・西野らの研究[28),39),40)]が見られる。小野・嶋村は，トンネル周辺地盤を有限要素法でモデル化して地盤の応答変位を求め，これを骨組構造にモデル化したトンネルに強制変位として与え，トンネルの軸力を算出しようとするものである。ただし，トンネルの軸方向剛性の非線形性等については考慮されていないようである。

一方，藍田・西野らは，リング継手部の引張試験結果から得られた継手剛性の非線形性を考慮に入れ，シールドトンネルの地震応答解析を実施している。この解析では，トンネルを図－1.6に示すような非線形剛性をもった骨組構造でモデル化し，応答変位法を適用してトンネルの軸力を算出している。剛性の非線形性がトンネルの応答に与える影響についての体系的な検討は行われていないようだが，計算例によると，通常の設計指針[5)]に基づいた計算値に比較し，軸引張力が低下したとされている。

シールドトンネル覆工の設計法に関する近年の研究状況は以上の通りであるが，耐震設計法に関連した研究は極めて少数である。トンネル長手方向の剛



図－1.5　トンネル横断面の地震時の変形



図－1.6　トンネル軸方向の剛性
(藍田・西野らによる)

性の非線形性に着目したものとしては，上記の藍田・西野らの研究を挙げるに止まる。

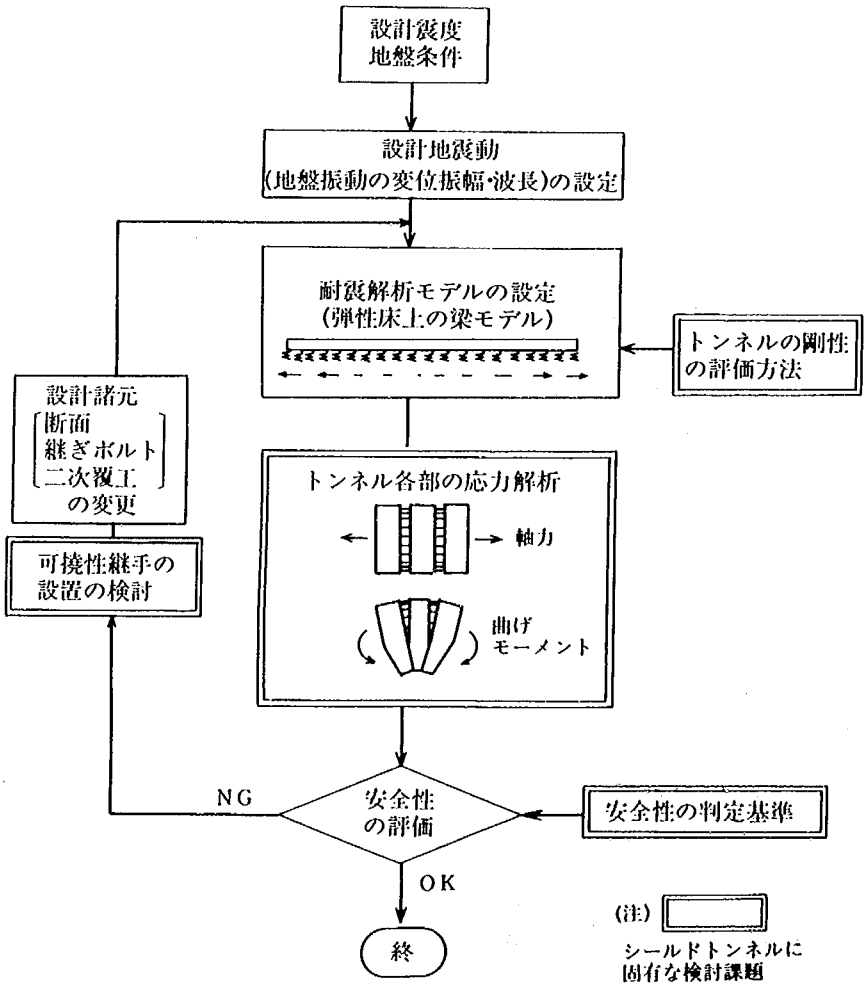
1.3 本検討の目的

以上のように，シールドトンネルの地震時の挙動に関しては，地震観測の報告が多少あるもののいずれも小規模地震についての報告であること，未だ大規模地震の経験がなく震害の形態や程度に関する資料がないことなどから，現在のところ不明な部分が多い。また，同様の理由から，シールドトンネルの耐震設計法に関する指針や研究も少ない。

このような現状をもとに，シールドトンネルの長手方向の耐震設計法を開発することを目的として，本研究では以下に示す基本方針に基づき，耐震性に関する解析を行った[55)~72)]。なお，本研究では，鉄筋コンクリート製平板型セグメントを用いたシールドトンネルを主な対象とする。

(1) 耐震解析法

シールドトンネルは他の線状地中構造物と形態的には多くの共通点をもつ。したがって，その地震時の挙動も基本的には一般の線状地中構造物に類似するものと考えられる。周知のように，地中埋設管や沈埋トンネルなどの線状地中構造物の耐震解析法としては，①これら構造物の見かけの比重が周辺地盤の比重に比較して小さいため慣性力の影響が小さく，構造物が地盤から独立して固有振動を起こすことはないこと，②構造物の挙動は周辺地盤の挙動に支配されること，③構造物に生ずる応力はその軸線に沿った周辺地盤の相対変位に起因すること，④構造物と周辺地盤との剛性の違いにより両者の応答変位



図－1.7 シールドトンネルの耐震設計のフロー

に差が生じるが，構造物はこの変位差に対応した力を地盤から受けること，などの知見に基づいた「応答変位法」が一般に適用されている[6),41),42)]。

シールドトンネルに関してもこれらの知見を適用できるものと考え，本検討では耐震解析法として応答変位法を採用する[55)~57)]。

(2) シールドトンネル覆工のモデル化

応答変位法によりトンネル長手方向の耐震解析を行うに当たっては，トンネル覆工を弾性床上の梁にモデル化する方法が一般的である。この場合，トンネル覆工と等価な梁の諸元として，トンネル長手方向の軸剛性および曲げ剛性を与える必要があるが，シールドトンネルの場合は他の線状地中構造物と異なり，これらの剛性を評価するのは容易でなく，さらに，軸剛性の非線形性をも考慮する必要がある。このため，本研究では，覆工の各部材が変形に寄与することを考慮し，模型載荷実験に基づいて覆工の剛性を評価する方法を検討する[58)~67)]。

(3) シールドトンネルの耐震設計法の検討

シールドトンネルの地震時の挙動が他の線状地中構造物と基本的には同様であることを前提とすれば，その耐震設計法も基本的には応答変位法が適用できるため，図－1.7に示す設計フローにより耐震設計を行うものとする。

(4) 耐震安全性上の着目点

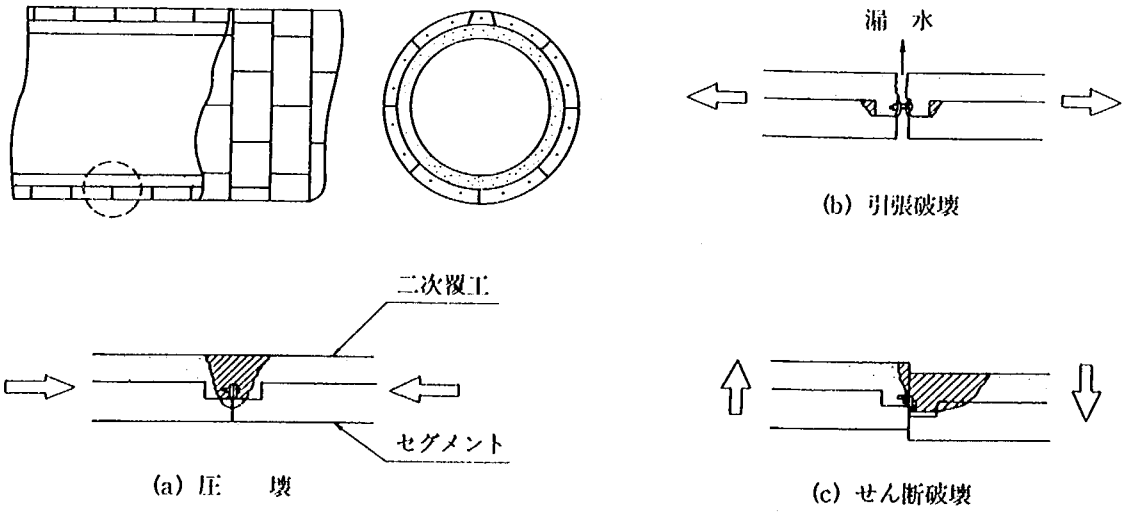
地震時にトンネル長手方向に作用する断面力としては，軸力，曲げモーメントおよびせん断力が挙げられる[68)~72)]。幸い，これまでにシールドトンネルの大きな震害は報告されていないが，これらの断面力による覆工の震害形態として図－1.8に示すようなものが考えられよう。同図(a)は，軸圧縮または曲げ圧縮により，セグメントまたは二次覆工が圧壊する場合である。ただし，コンクリート系セグメントでは圧縮耐力は相当大きく，また，施工時の推進力（口径10m程度のトンネルでは10,000 t 近い）に耐えるよう設計されていることから，現実には被害が生じないか，あっても軽微であろうと考えられる。(b)は軸引張または曲げ引張により，リング継手の引張破壊およびそれに伴う二次覆工の亀裂，漏水が生ずる場合である。コンクリート系セグメントおよび二次覆工は引張耐力が小さいこと，一般にリング継手の耐震設計は行われていないこと，セグメントを含むリング継手の引張試験ではリング継手が先に破壊する[27),28)]ことなどから判断すると，最も頻度の高い震害形態と考えられる。(c)はせん断によるリング継手部の破壊である。

耐震設計の過程においては，上に挙げた各破壊形態に対する安全性の照査が必要と考えられる。このため，本研究では，このような照査を念頭において，覆工各部の応力算定法について検討する。

2．シールドトンネルの力学モデル[64),65)]

2.1　モデル化の方針

シールドトンネルの覆工を力学モデルに置換する方



図－1.8　覆工およびリング継手の震害形態の予想

法としては，図－2.1に示すように，次の３つの方法が考えられる。

(1) 有限要素法により，セグメント，セグメント継手およびリング継手の一つ一つを，シェル要素やバネ要素等でモデル化する。

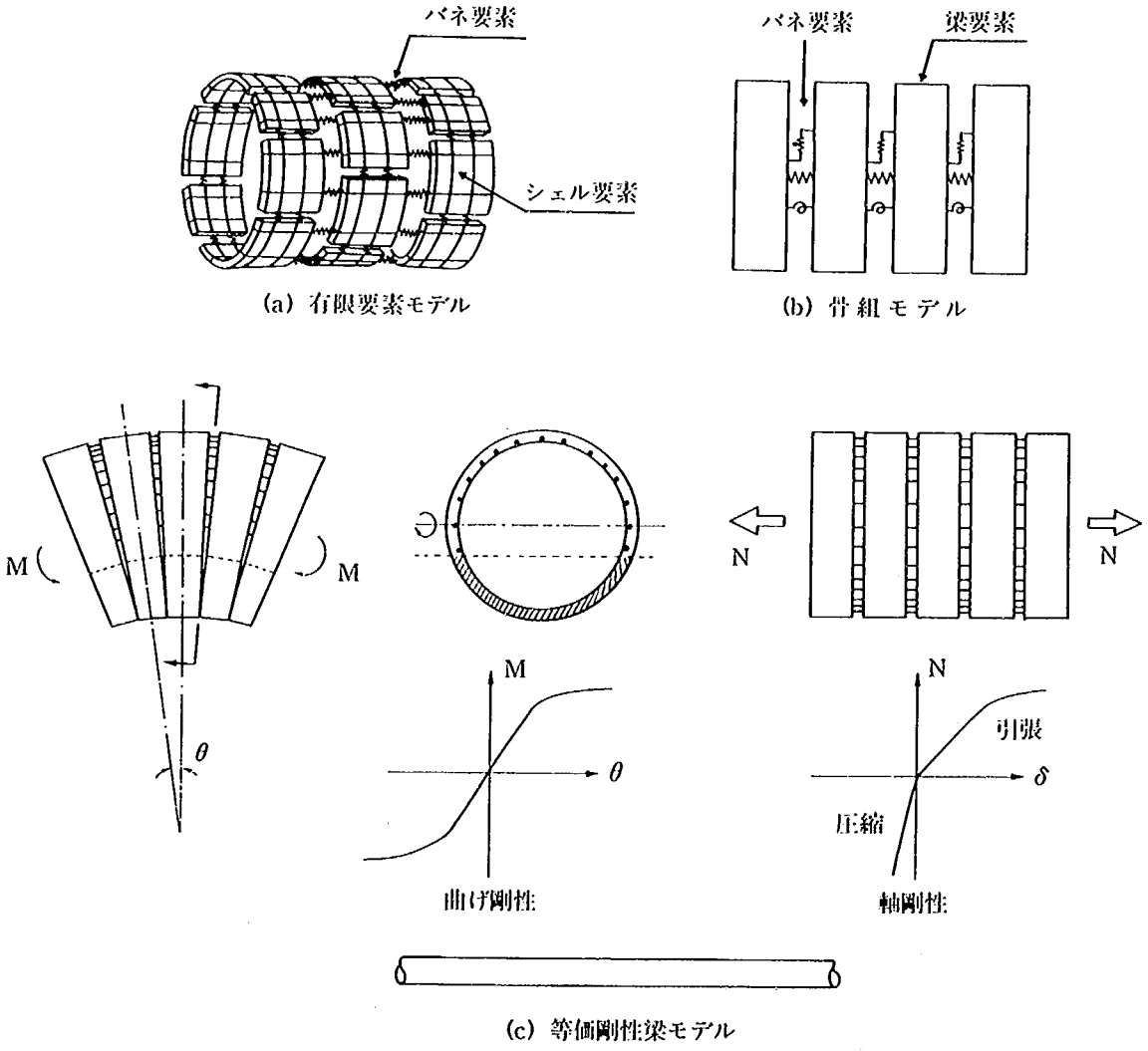
(2) 各リングを梁で，また各リング継手をバネでモデル化し，骨組構造とする。

(3) セグメント・リング継手系の剛性と等価な剛性をもつ一様連続な梁でモデル化する。

上記の中で，(1)の有限要素モデルは，覆工構造を最も忠実にモデル化することができ，覆工各部の挙動を詳細に調べる場合には有効である。しかしながら，膨大な数の要素を必要とし，部分的な解析はともかく，トンネル全長を解析するのは事実上不可能である。

(2)の骨組モデルは，１リング当たりのセグメントの集まりを円環断面の梁に，また円周上に配置された複数のリング継手を集中バネに，それぞれ集約するもので，有限要素モデルに比較すれば，要素数ははるかに少なくなる。しかし，通常のシールドトンネルは長さ１m程度のリングを数百ないし数千個継いで構築されていることから，やはりトンネル全長にわたる解析は難しい。また，口径に比較して長さの短い円環を梁にモデル化することにもやや難点があると思われる。

(3)の等価剛性梁モデルは，複数のセグメントおよびリング継手で構成された本来不連続な覆工構造系を，見かけ上これと等価な剛性をもつ一様連続梁に置換するものであり，水道施設耐震工法指針・解説[5]および



(a) 有限要素モデル　(b) 骨組モデル

(c) 等価剛性梁モデル

図－2.1　シールドトンネルのモデル化

トンネル耐震継手技術基準（案）[7]においてこの手法（等価線形化法）が用いられている。本モデルは，覆工は多数の部材で構成されてはいるが，同一の力学特性をもつ部材がトンネル長手方向に繰返し連結していることを利用して，これと同一の荷重・変位関係を保つように，言わば，不均一な剛性の平滑化を図ったものと解釈できる。したがって，このモデルを用いて解析して得られる各種の計算結果のうち，トンネル各部のひずみ量，変位量は平滑化されてしまい，現実にはリング継手部において不連続に変化することを表現できない。しかし，断面力については，後述するように，平滑化による影響は小さく，本モデル化は有効であり，上述のひずみ量，変位量は断面力から算出することが可能である。一方，本モデルの利点は，数値解析上の要素数を大幅に縮小でき，トンネル全長にわたる解析が可能となることである。さらに，弾性床上の梁としての扱いが容易であるため各種のパラメータ・スタディが行え，さらに，この結果を一般の線状地中構造物の場合と比較することにより，シールドトンネルの耐震性を検討するにも都合が良い。

以上の理由により，本検討ではシールドトンネルの力学モデルとして，等価剛性梁モデルを採用することとする。

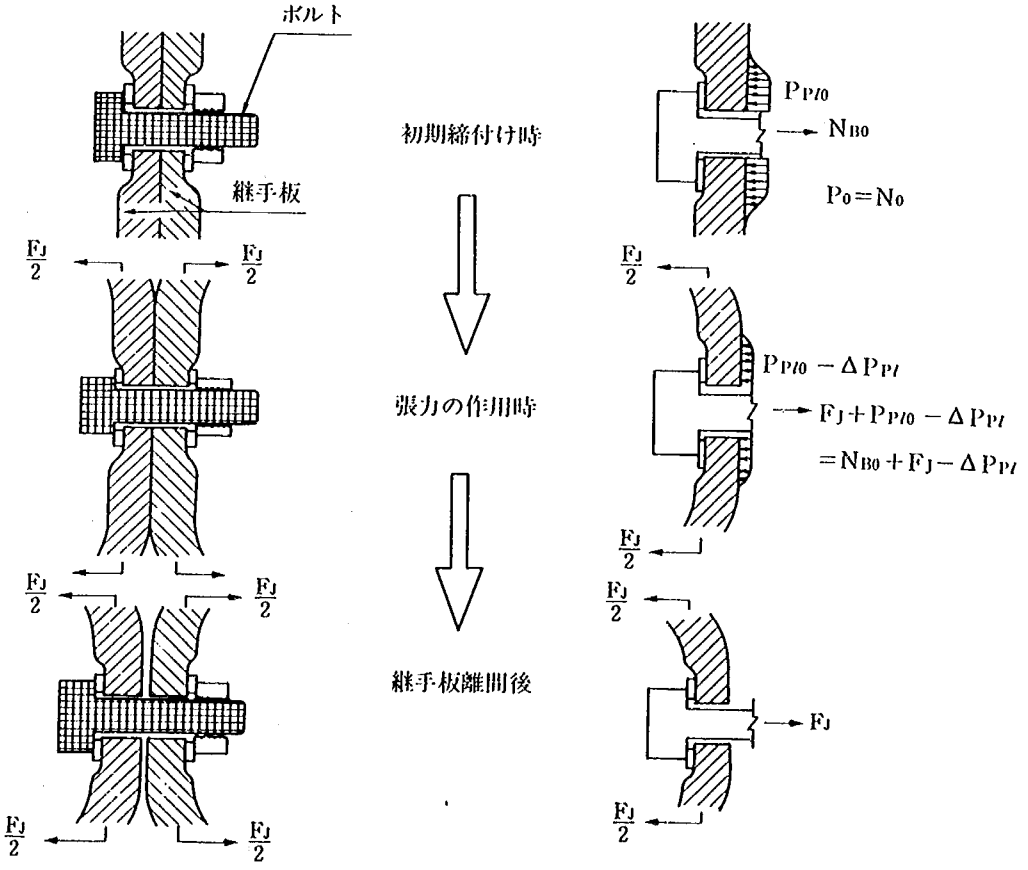
2.2 リング継手の挙動

地震時には，トンネル長手方向に作用する断面力により，個々のリング継手に軸力およびせん断力が作用するものと考えられる。既往の研究成果を参考にして，リング継手の挙動を整理すると以下のようになる。

(1)ボルトの挙動[20),43)]

リング継手の接合方法としては，ピンによるものも見られるが[44)]，多くはボルト接合が用いられている。図－1.2に示したように，リング継手の挙動としては引張時のものが重要と考えられる。

図－2.2は，継手に引張力が作用する際のボルトの挙動を模式的に示したものであり，引張力の増加に伴いボルトの挙動は以下のように変化する[26)]。



図－2.2 継ぎボルトの挙動

1）一次施工組立て時に，継手金具面板はボルトの締付けによって接合されるが，この時，ボルトに導入された軸力により継手金具面板のボルト孔周辺部が弾性変形する。ボルトの初期軸力をN_{B0}とすれば，継手金具面板同志の接触面にはN_{B0}と等しい支圧力P_{pl0}が生じ，両者が釣合っている。

2）上記の状態に対し，継手に引張力F_Jが作用すると，継手金具面板とボルトとが相互に変形しながら外力と釣合いを保つ。すなわち，継手金具面板においては接触面の支圧力が解放される方向に向かい，ΔP_{pl}だけ減少する。一方，ボルトにおいては軸力が増加する方向に向かうが，その増加量は引張力F_Jには一致せず，継手金具面板で解放されたΔP_{pl}を減じた$F_J-\Delta P_{pl}$だけ増加する。一般に，継手金具面板の支圧剛性はボルトの軸剛性に比較して大きいためΔP_{pl}のF_Jに占める比率が大きく，その結果としてボルト軸力の増加量は小さい。

3）引張力T_Jが増加して継手金具面板どうしが離れた後は，もはや継手金具面板の支圧応力はなくなり，ボルトに生じる軸力はF_Jと等しくなる。

図－2.3(a)は上述したボルトの軸力の変化の様子を示したものである。初期締付け力N_{B0}の大きさにより，その挙動に違いがでる。図－2.3(b)はボルト近傍の継手金具面板の開き量に着目し，開き量と引張力との関係を示したものである。上述したように，引張力が小さい段階ではボルト近傍の継手金具面板は接触したままであるため，見かけ上，この荷重範囲におけるバネ定数は無限大となる。引張力が大きくなり，継手金具面板の離間が生じると，バネ定数は有限の値をとるようになる。

なお，ボルトの軸方向バネ定数は，図－2.4に示すように，ボルト軸部とネジ切り部をそれぞれバネに置換した上で，これらのバネを直列に継いだものと考えられ，次式で表わされる[26]。

$$k_B=\frac{k_{B1}\cdot k_{B2}}{k_{B1}+k_{B2}}=\frac{E_B\cdot A_{B2}}{\frac{A_{B2}}{A_{B1}}\cdot l_{B1}+l_{B2}+l_{B3}} \quad (2.1)$$

ここに，

k_B：ボルトのバネ定数

k_{B1}：軸部のバネ定数で，次式で与えられる。

$$k_{B1}=\frac{E_B\cdot A_{B1}}{l_{B1}}$$

k_{B2}：ネジ切り部のバネ定数，

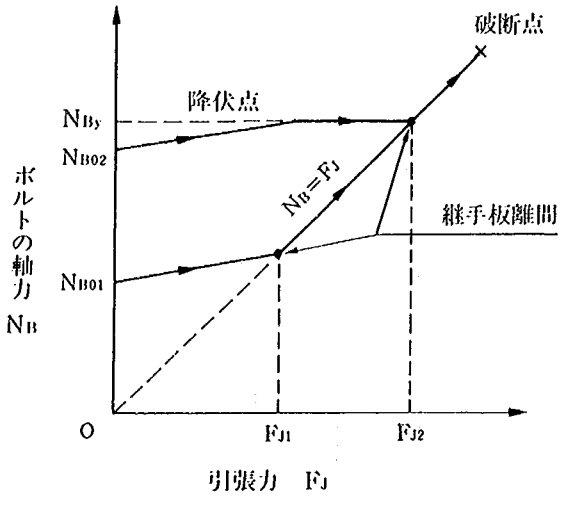
$$k_{B2}=\frac{E_B\cdot A_{B2}}{l_{B2}+l_{B3}}$$

ここに，l_{B3}はナット部の有効長で，次式により算定する。

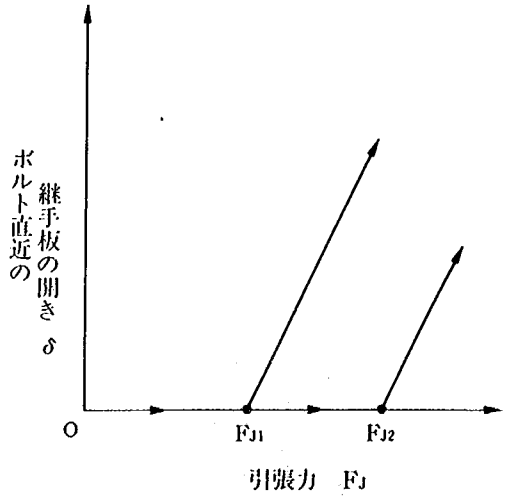
$l_{B3}=0.61l_{B1}$

(2)リング継手全体としての挙動[27)28)]

図－2.3(b)にボルト近傍の継手金具面板の挙動を示したが，継手に引張力が作用する場合，実際にはボルトのみならず継手金具面板の面外に弾性または塑性変



(a) ボルト軸力の変化



(b) ボルト直近の継手板の開き量の変化

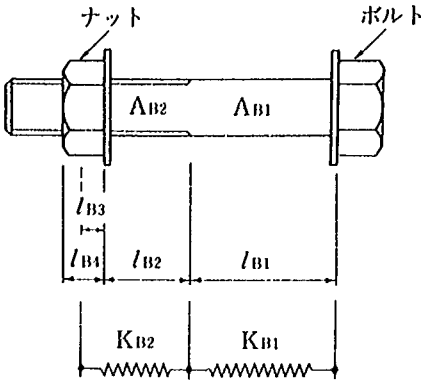
図－2.3　作用引張力に対するリング継手の挙動の変化

形を生じるため，リング継手全体としての挙動を把握するためには，ボルト単体の挙動だけではなく，継手金具面板の挙動も考慮することが必要とされる。

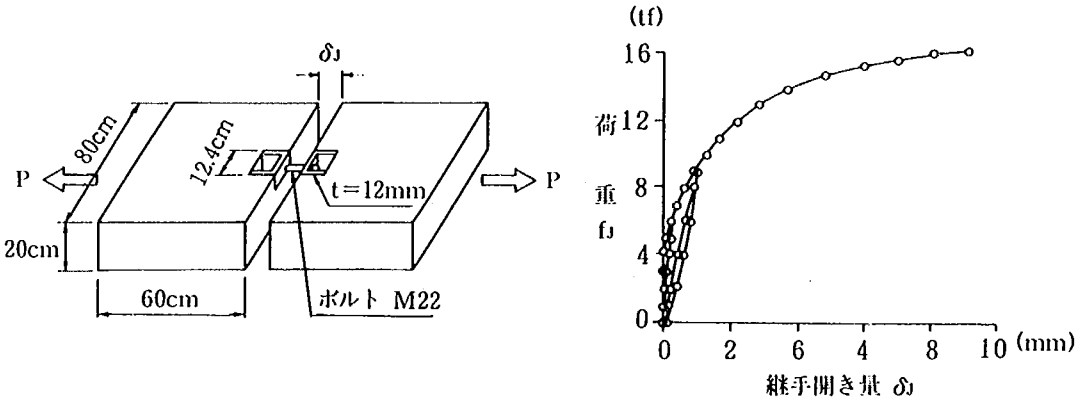
西野らはリング継手部の引張載荷試験を実施し[27)28)]，図－2.5に示すような荷重と継手の開き量との関係を得ている。この試験結果によると，載荷力が小さい範囲での継手開き量は図－2.3(b)に類似した挙動を示しているが，載荷力が大きくなると継手開き量は非線形に増加している。同報告によると，最終耐力に達するまでボルトは降伏せず，継手金具の定着鉄筋が降伏して破壊に到っている。したがって，載荷力が大きくなった段階では，継手の挙動を支配する部材としては，ボルトよりもむしろ継手金具面板や定着部材の方が重要になってくると考えられる。

(3)リング継手のバネとしての評価

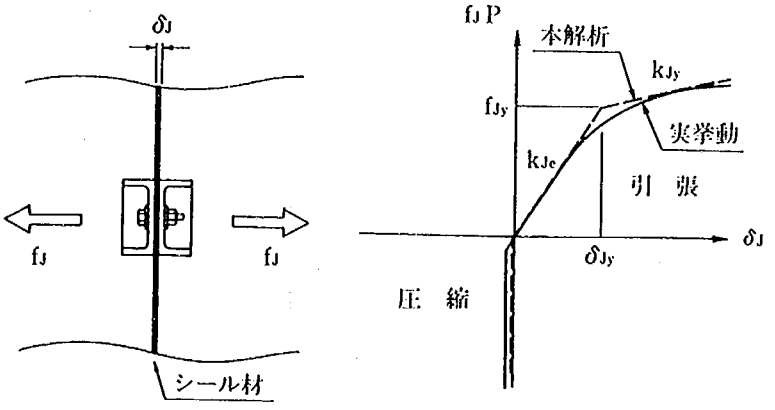
(1),(2)に示したように，リング継手の挙動はボルト，継手金具面板，定着鉄筋のほか，実際には止水のためのシール材が貼付されるなど，多くの部材の挙動が複合されたものとなる。このため，本検討では，リング継手に作用する荷重と変位の関係を図－2.6に示すように仮定するものとする。すなわち，圧縮側についてはシール材等のバネ効果を無視して継手バネの剛性は無限大とし，引張側については継手の変形に伴って剛性が非線形に変化するバネとしてモデル化する。



図－2.4　ボルトのバネ定数の算定法



図－2.5　西野らによるリング継手の引張試験



図－2.6　リング継手のバネとしての評価

2.3　一次覆工の等価剛性の算定法

2.3.1　軸剛性

軸圧縮に対しては，図－2.7に示すように，リング継手の変形はなく，セグメントのみの剛性を考慮するものとし，軸引張に対してはセグメントならびにリング継手を直列バネとして評価する。同図に示すように，リング継手部を中心に，トンネル1リング分の覆工の軸剛性は次のように表わされる。

$$(EA)^{C}_{eq} = E_S \cdot A_S$$

$$\frac{(EA)^{T}_{eq}}{l_S} = \frac{K_S \cdot K_J}{K_S + K_J} = \frac{1}{\dfrac{K_S}{K_J} + 1} \cdot K_S \quad (2.2)$$

$$\therefore (EA)^{T}_{eq} = \frac{1}{\dfrac{K_S}{K_J} + 1} \cdot E_S \cdot A_S \quad \cdots\cdots (2.3)$$

ここで，K_Sはセグメントリングの軸方向バネ定数で，次式で与えられる。

$$K_S = \frac{E_S \cdot A_S}{l_S}$$

l_S：リング長

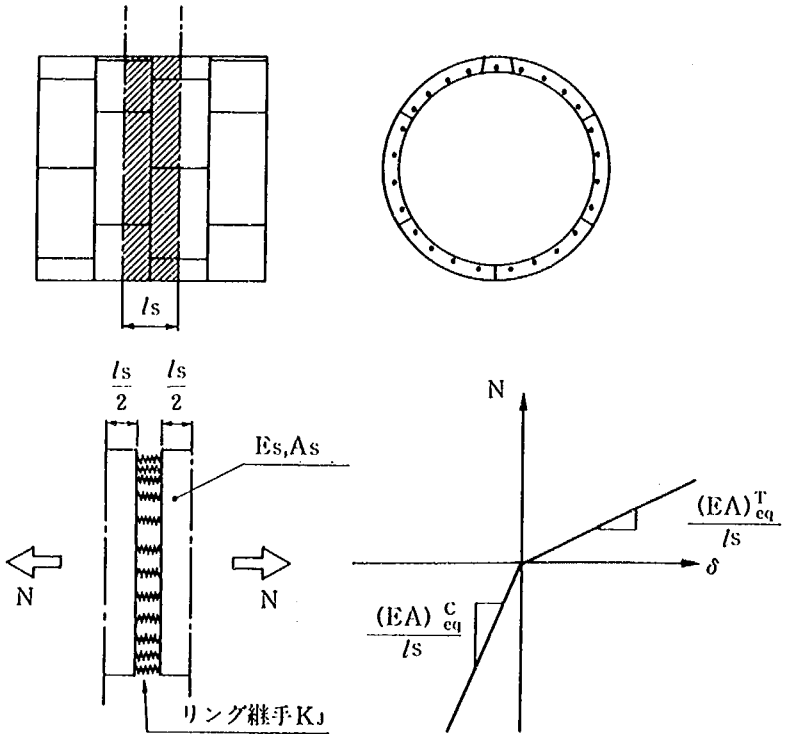
K_Jはリング継手の引張バネ定数の合計で，図－2.6に示すリング継手のばね特性を参考に，次式で与えられる。

$$K_J = \begin{cases} \infty & \delta \leqq 0 \\ K_{Je} = n \cdot k_{Je} & : \quad 0 < \delta \leqq \delta_{Jy} \\ K_{Jy} = n \cdot k_{Jy} & : \quad \delta_{Jy} \leqq \delta \end{cases}$$

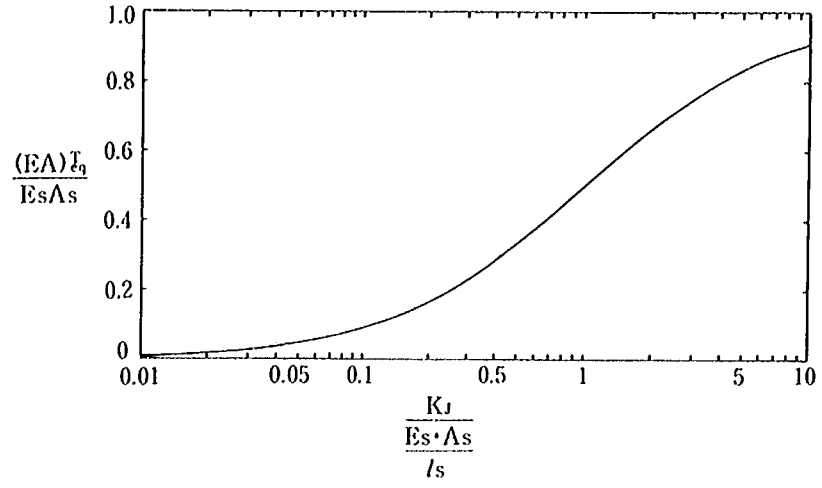
式（2.3）より明らかなように，等価引張剛性はリング継手の存在により，セグメント単体の剛性に比較して小さくなる。したがって，図－2.6に示すように，等価剛性梁の軸剛性は引張と圧縮とで値が異なる。なお，図－2.8にリング継手の剛性と等価引張剛性との関係を示した。

軸力Nが作用した場合のセグメントおよびリング継手の応力等は次のように算定される。

$$\left.\begin{aligned} \sigma_S &= \frac{N}{A_S} \\ f_J &= \frac{N}{n_J} \\ \delta_J &= \frac{N}{n_J \cdot k_J} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2.4)$$



図－2.7　セグメント・リング継手系の軸剛性



図－2.8　リング継手による軸引張剛性の低下

2.3.2　曲げ剛性

図－2.9に一次覆工の等価曲げ剛性の算定法を示す。覆工の長手方向に曲げモーメントが作用した場合，リング接合面においては，圧縮側はセグメント断面で，引張側はリング継手で抵抗するものと考え，以下の仮定を設けることとした。

(1)　中立軸は断面中央から距離xだけ圧縮側にずれるものとする。

(2)　リング接合面において，セグメントの端面は，中立軸を境に引張側と圧縮側とで，それぞれ傾きの異なる平面を保持するものとする。

(3)　リング長が外径に比較して短いことから，中立軸位置はトンネル長手方向で一定とする。

仮定条件より，変形の適合条件は次のようになる。

$$\varepsilon_{sc}\cdot\frac{l_S}{2}=\left(\frac{D}{2}-x_N\right)\cdot\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots\cdots (2.5)$$

$$\frac{r_B+x_N}{\frac{D}{2}+x_N}\cdot\varepsilon_{ST}\cdot\frac{l_s}{2}+\frac{\delta_{J0}}{2}=(r_B+x_N)\cdot\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots\cdots (2.6)$$

また，力の釣り合い条件は次のようになる。

$$F_{SC}=F_{ST} \quad \cdots\cdots\cdots (2.7)$$

$$F_J=F_{ST} \quad \cdots\cdots\cdots (2.8)$$

$$M_B=M_{BSC}+M_{BST} \quad \cdots\cdots\cdots (2.9)$$

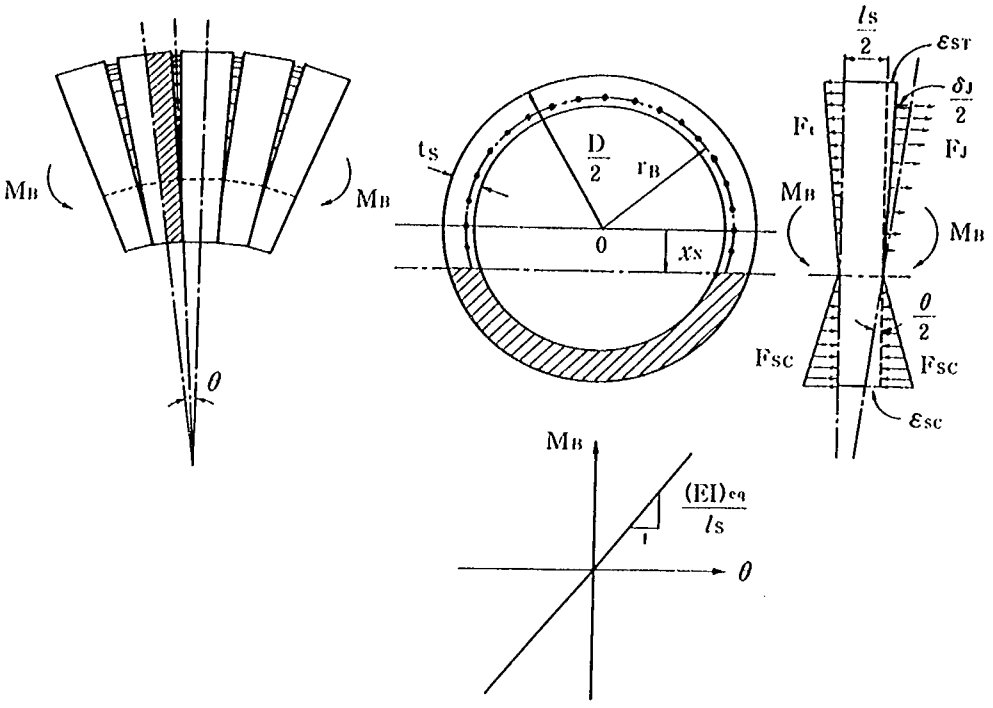
$$M_{BST}=M_{BJ} \quad \cdots\cdots\cdots (2.10)$$

ここに，M_B，F_{SC}，F_{ST}，F_J，M_{BSC}，M_{BST}，M_{BJ}は，図－2.10を参照して以下のように求められる。

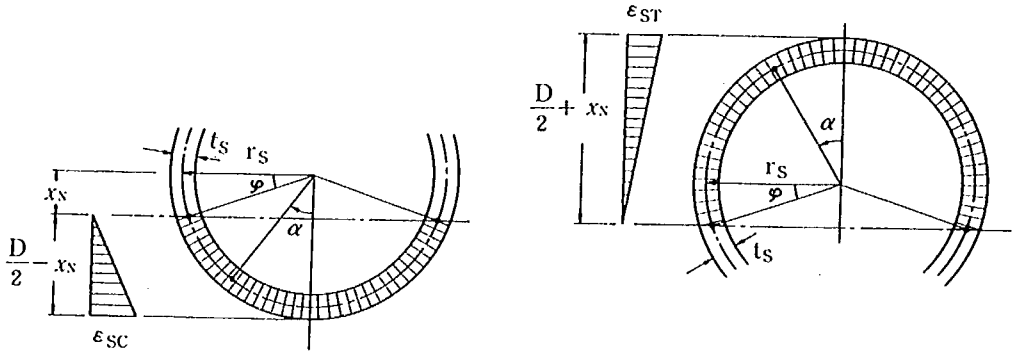
$$F_{ST}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{ST}}{D/2+x_N}\int_0^{\pi/2+\psi}(r_S\cdot\cos\alpha+x_N)\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{ST}}{D/2+x_N}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\{2r_S\cdot\cos\psi+(\pi+2\psi)\cdot x_N\} \quad \cdots\cdots (2.11)$$

$$M_{BSC}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\int_0^{\pi/2-\psi}(r_S\cdot\cos\alpha-x_N)^2\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\left\{r_S^2\cdot\left(\frac{\pi}{2}-\psi+\frac{1}{2}\sin 2\psi\right)-4r_S\cdot x_N\cdot\cos\psi+(\pi-2\psi)\cdot x_N^2\right\} \quad \cdots\cdots (2.12)$$

$$F_{SC}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\int_0^{\pi/2-\psi}(r_S\cdot\cos\alpha-x_N)\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\{2r_S\cdot\cos\psi-(\pi-2\psi)\cdot x_N\} \quad \cdots\cdots (2.13)$$



図－2.9　セグメント・リング継手系の曲げ剛性



図－2.10　F_{SC}，M_{BSC}，F_{ST}，M_{BST}の算出法

$$M_{BST} = 2 \cdot \frac{E_S \cdot \varepsilon_{ST}}{D/2 + x_N} \int_0^{\pi/2+\psi} (r_S \cdot \cos\alpha + x_N)^2 \cdot r_S \cdot t_S \cdot d\alpha$$

$$= \frac{E_S \cdot \varepsilon_{ST}}{D/2 + x_N} \cdot r_S \cdot t_S \cdot \left\{ r_S^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \psi - \frac{1}{2}\sin 2\psi \right) + 4 r_S \cdot x_N \cdot \cos\psi + (\pi + 2\psi) \cdot x_N^2 \right\} \quad \cdots\cdots (2.14)$$

ただし，$\psi = \sin^{-1}\frac{x_N}{r_S}$である。

F_J及びM_{BJ}については，実際には離散的に配置されているリング継手を，便宜上，ボルトサークル上に分布している分布バネと考え，図－2.11を参照して次のように求められる。

$\triangle = \frac{n_J \cdot k_J}{2\pi \cdot r_B}$　：リング継手軸引張バネ定数の線密度

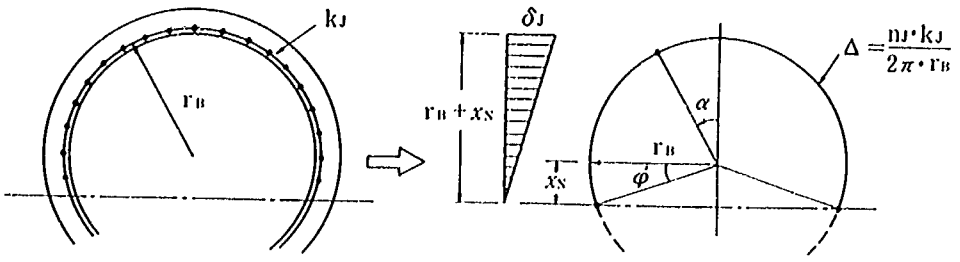


図--2.11　F_J，M_{BJ}の算出法

$$F_J = 2\cdot\frac{\triangle\cdot\delta_{J0}}{r_B+x_N}\int_0^{\pi/2+\psi'}(r_B\cdot\cos\alpha+x_N)\cdot r_B\cdot d\alpha$$
$$=\frac{\triangle\cdot\delta_{J0}}{r_B+x_N}\cdot r_B\cdot\{2r_B\cdot\cos\psi'+(\pi+2\psi')\cdot x_N\}$$
$$=\frac{n_J\cdot k_J\cdot\delta_{J0}}{r_B+x_N}\cdot\frac{1}{2\pi}\cdot\{2r_B\cdot\cos\psi'+(\pi+2\psi')\cdot x_N\} \quad \cdots\cdots (2.15)$$

$$M_{BJ} = 2\cdot\frac{\triangle\cdot\delta_{J0}}{r_B+x_N}\int_0^{\pi/2+\psi'}(r_B\cdot\cos\alpha+x_N)^2\cdot r_B\cdot d\alpha$$
$$=\frac{\triangle\cdot\delta_{J0}}{r_B+x_N}\cdot r_B^2\cdot\left\{r_B\cdot\left(\frac{\pi}{2}\psi'-\frac{1}{2}\sin 2\psi'\right)+4r_B\cdot x_N\cdot\cos\psi'+(\pi+2\psi')\cdot x_N^2\right\}$$
$$=\frac{n_J\cdot k_J\cdot\delta_{J0}}{r_B+x_N}\cdot\frac{1}{2\pi}\cdot\left\{r_B^2\cdot\left(\frac{\pi}{2}+\psi'-\frac{1}{2}\sin 2\psi'\right)+4r_B\cdot x_N\cdot\cos\psi'+(\pi+2\psi')\cdot x_N^2\right\} \quad \cdots\cdots (2.16)$$

ただし，$\psi' = \sin^{-1}\frac{x_N}{r_B}$である。

式(2.11) ～ (2.16) を式(2.7) ～ (2.10) に代入し，さらに式 (2.5) および (2.6)を加えて問題を解くことになるが，未知量がx_N，θ，ε_{SC}，ε_{ST}およびδ_{J0}の5個であるのに対し，条件式は合計6式である。これは，ボルトサークルとセグメント断面の中心円とが一致していないためにF_{ST}とF_Jの合力の作用位置が異なり，式 (2.8) と式 (2.10) とが同時に成立しないためである。そこで，次のような近似を行う。

$$\left.\begin{aligned} r_B &= r_S \\ \psi' &= \psi \\ M_{BST} &= M_{BJ}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2.17)$$

式 (2.11) ～ (2.16) および式 (2.5) ～ (2.8) を用いて，中立軸位置x_Nを求める方程式が次式のように導かれる。

$$\psi = \cot\psi = \pi\cdot\left(\frac{1}{2}+\frac{\frac{K_J}{E_S\cdot A_S}}{l_S}\right) \quad \cdots\cdots (2.18)$$

ここに，

$$\psi = \sin^{-1}\frac{x_N}{r_S}$$

$$K_J = n_J\cdot k_J$$

また，式 (2.9) より作用モーメントM_Bとトンネルの曲がり角θとの関係が次のように導かれる。

$$M_B = \frac{E_S\cdot I_S}{l_S}\cdot\frac{\cos^3\psi}{\cos\psi+\frac{\pi}{2}+\psi\cdot\sin\psi}\cdot\theta \quad \cdots\cdots (2.19)$$

ただし，ここで，

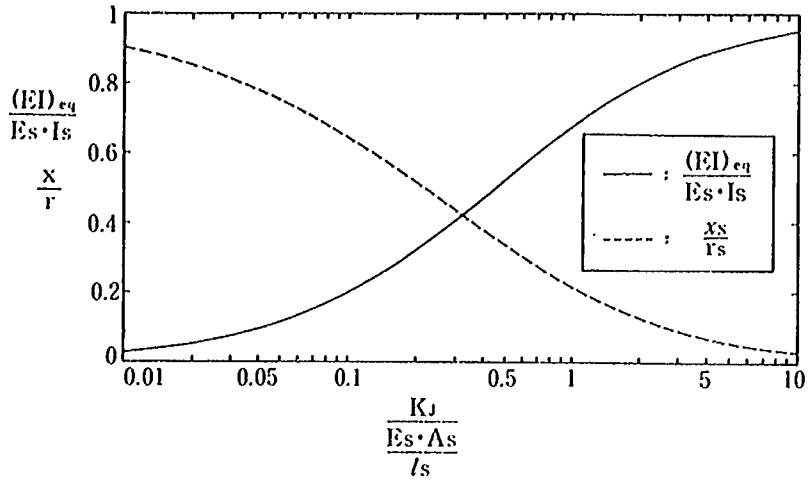
$$I_S \fallingdotseq \pi\cdot t_S\cdot r_S^3 \quad \cdots\cdots (2.20)$$

の近似を行った。等価曲げ剛性$(EI)_{eq}$を次のように定義すると，式 (2.19) より式 (2.22) のように表される。

$$(EI)_{eq} = \frac{M_B}{\theta}\cdot l_S \quad \cdots\cdots (2.21)$$

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3\psi}{\cos\psi+\left(\frac{\pi}{2}+\theta\right)\cdot\sin\psi}\cdot E_S\cdot I_S \quad \cdots\cdots (2.22)$$

図－2.12は，式 (2.18) および式 (2.22) により，リング継手の軸引張剛性とトンネル全体の等価曲げ剛性との関係を示したものである。リング継手の存在に



図－2.12 リング継手による曲げ剛性の低下

より，トンネルの曲げ剛性はセグメント単体の曲げ剛性よりも小さくなり，その剛性低下の度合は図－2.8に示した軸引張剛性の場合と同様な傾向を示している。

トンネル各部の応力及びひずみ等は，式（2.5）～（2.8）および（2.19）より，次のように求められる。

$$\sigma_{SC}=E_S\cdot\varepsilon_{sc}=E_S\cdot\frac{\frac{D}{2}-x_N}{l_S}\cdot\theta$$

$$=\frac{M_B}{I_S}\cdot\frac{\cos\phi+\left(\frac{\pi}{2}+\psi\right)\cdot\sin\theta}{\cos^3\psi}\cdot\left(\frac{D}{2}-x_N\right)$$

$$=\frac{M_B}{I_{eq}}\cdot\left(\frac{D}{2}-x_N\right) \quad \cdots\cdots (2.23)$$

$$\sigma_{ST}=E_S\cdot\varepsilon_{ST}$$

$$=\frac{M_B}{I_S}\cdot\frac{\cos\psi-\left(\frac{\pi}{2}-\psi\right)\cdot\sin\psi}{\cos^3\psi}\cdot\left(\frac{D}{2}-x_N\right) \quad \cdots\cdots (2.24)$$

$$\delta_J=\frac{\pi\cdot\sin\psi}{\cos\psi+\left(\frac{\pi}{2}+\psi\right)\cdot\sin\psi}\cdot\theta\cdot(r_S+x_N)$$

$$=\frac{M_B}{E_S\cdot I_S}\cdot l_S\cdot\frac{\pi\cdot\sin\psi}{\cos^3\psi}\cdot(r_S+x_N) \quad \cdots\cdots (2.25)$$

$$f_J=k_J\cdot\delta_{J0} \quad \cdots\cdots (2.26)$$

ここで，I_{eq} は等価断面２次モーメントで，次式で与えられる。

$$I_{eq}=(EI)_{eq}/E_S$$

なお，水道施設耐震工法指針・解説[5]およびトンネル耐震継手技術基準（案）[7]では，その耐震計算例においてシールドトンネルの等価剛性の算定法が示されている。軸剛性については両指針とも2.3.1に示した算定法と同様であるが，曲げ剛性についてはそれぞれ本検討と算定法が異なるので，参考として以下に記す。

a）水道施設耐震工法指針・解説に示されている算定法

$$(EI)_{eq}=E_S\cdot I_{eq} \quad \cdots\cdots (2.27)$$

$$I_{eq}=\frac{\pi}{64}\cdot(D^4-D_2^4) \quad \cdots\cdots (2.28)$$

$$D_2=D-2t_{eq} \quad \cdots\cdots (2.29)$$

$$t_{eq}=\frac{\pi\cdot D-\sqrt{(\pi\cdot D)^2-4\pi\cdot A_{eq}}}{2\pi} \quad (2.30)$$

$$A_{eq}=\frac{(EA)_{eq}}{E_S} \quad \cdots\cdots (2.31)$$

$$(EA)_{eq}^{T}=K_{eq}\cdot l_S \quad \cdots\cdots (2.32)$$

$$K_{eq}=\frac{K_J\cdot K_S}{K_J+K_S} \quad \cdots\cdots (2.33)$$

$$K_S=\frac{E_S\cdot A_S}{l_S} \quad \cdots\cdots (2.34)$$

$$K_J=\frac{E_B\cdot A_B}{l_B} \quad \cdots\cdots (2.35)$$

ここに，E_B，A_B，l_Bはリング継ぎボルトのヤング率，総断面積，締付け長さである。式（2.27）～式

(2.35) の算定法は，二次覆工として無筋コンクリートを用いたトンネルに対して，曲げと軸引張力が作用する場合に適用するものとされている。二次覆工として鉄筋コンクリートを用いる場合には，$(EA)^{T}_{eq}$ に二次覆工の軸剛性が加算されるが，他は同様である。この算定法はセグメント・リング継手系の力学モデルに基づいたものではなく，単に，軸引張剛性と等価な剛性を与える覆工厚 t_{eq} を有する円環の断面２次モーメントとして曲げ剛性を評価しているものと解釈される。

この算定法による曲げ剛性と本検討による曲げ剛性とを比較するため，上記の算定式を以下のように書き直す。

$$\frac{(EI)^{T}_{eq}}{E_S \cdot I_S} = \frac{I_{eq}}{I_S} = \frac{\frac{\pi}{64}\{D^4-(D-2t_{eq})^4\}}{\frac{\pi}{64}\{D^4-(D-2t_S)^4\}} = \frac{1-\left(1-\frac{2t_{eq}}{D}\right)^4}{1-\left(1-\frac{2t_S}{D}\right)^4} \quad \cdots\cdots (2.36)$$

ここで，

$$A_{eq} = \frac{(EA)^{T}_{eq}}{E_S} = \frac{K_J \cdot K_S \cdot l_S}{(K_J+K_S)\cdot E_S} = \frac{\frac{K_J}{K_S}}{\frac{K_J}{K_S}+1}\cdot A_S = \frac{\frac{K_J}{K_S}}{\frac{K_J}{K_S}+1}\cdot \pi \cdot t_S \cdot (D-t_S) \quad \cdots\cdots (2.37)$$

ゆえに，

$$\frac{2t_{eq}}{D} = 1-\sqrt{1-\frac{4A_{eq}}{\pi \cdot D^2}} = 1-\sqrt{1-\frac{4\frac{K_J}{K_S}}{\frac{K_J}{K_S}+1}\cdot\frac{t_S}{D}\cdot\left(1-\frac{t_S}{D}\right)} \quad \cdots\cdots (2.38)$$

$$\frac{(EI)_{eq}}{E_S \cdot I_S} = \frac{1-\left\{1-\frac{4\frac{K_J}{K_S}}{\frac{K_J}{L_S}+1}\cdot\frac{t_S}{D}\cdot\left(1-\frac{t_S}{D}\right)\right\}^2}{1-\left(1-2\cdot\frac{t_S}{D}\right)^4} \quad \cdots\cdots (2.39)$$

上式中，$\frac{t_S}{D}$ はトンネル外径に対するセグメント厚の比率であり，通常のシールドトンネルでは0.04～0.06の値となる。水道施設耐震工法指針による曲げ剛性を本検討と比較して図－2.13(a)に示す。本検討による等価曲げ剛性は，水道施設耐震工法指針による曲げ剛性よりも大きく評価される。

b）トンネル耐震継手技術基準（案）に示されている算定法

$$I_{eq} = l \cdot r^3 \cdot (\alpha - \sin\alpha \cdot \cos\alpha) + \frac{E_0}{E_S}\cdot l' \cdot r_B^3 \cdot (\pi - \alpha + \sin\alpha\cdot\cos\alpha) \quad \cdots\cdots (2.40)$$

$$\tan\alpha - \alpha = \frac{A_B}{2l\cdot r}\cdot\frac{E_0}{E_S} \quad \cdots\cdots (2.41)$$

$$l' = \frac{A_B}{2\pi \cdot r_S} \quad \cdots\cdots (2.42)$$

ここに，α は円形中空断面の中立軸に関する中心角，l' はリング継ぎボルトの換算円環幅，E_0 はセグメント・リング継手系の軸引張剛性を考慮したボルトの見かけ上の軸剛性である。

この算定法では，曲げ引張に対してはボルト剛性のみが，曲げ圧縮に対しては覆工全体の剛性が有効であるとして，弾性変形理論に基づいて上式を導いたとされており，本検討と同様な考え方を用いているが，その詳細については不明である。

上式を書き直すと以下のようになる。

$$E_0 \cdot A_B = \frac{K_J \cdot K_S \cdot l_S}{K_J+K_S} \quad \cdots\cdots (2.43)$$

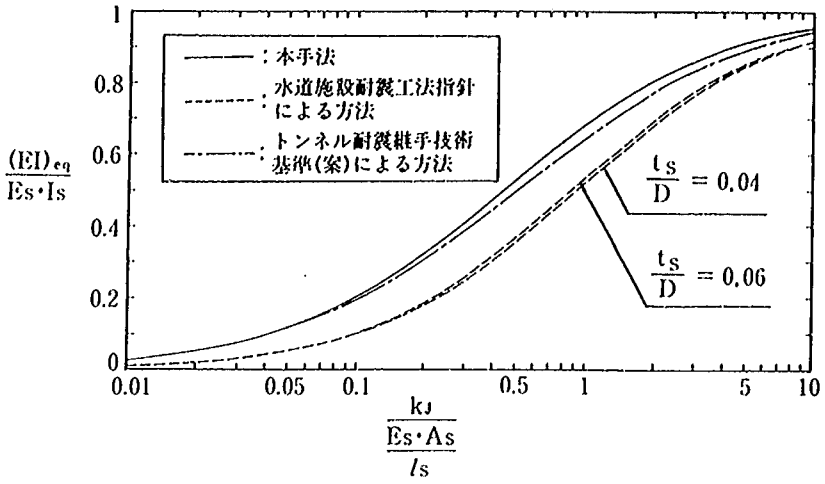
したがって，式 (2.41) は次のように書き改められる。

$$\tan\alpha - \alpha = \frac{E_0 \cdot A_B}{2l\cdot r\cdot E_S} = \frac{A_S \cdot l_S}{2l\cdot r\cdot E_S\cdot A_S}\cdot\frac{K_J+K_S}{K_J\cdot K_S} = \frac{A_S}{2l\cdot r}\cdot\frac{K_S}{\frac{K_J}{K_S}+1} = \pi\cdot\frac{\frac{K_J}{K_S}}{\frac{K_J}{K_S}+1} \quad \cdots\cdots (2.44)$$

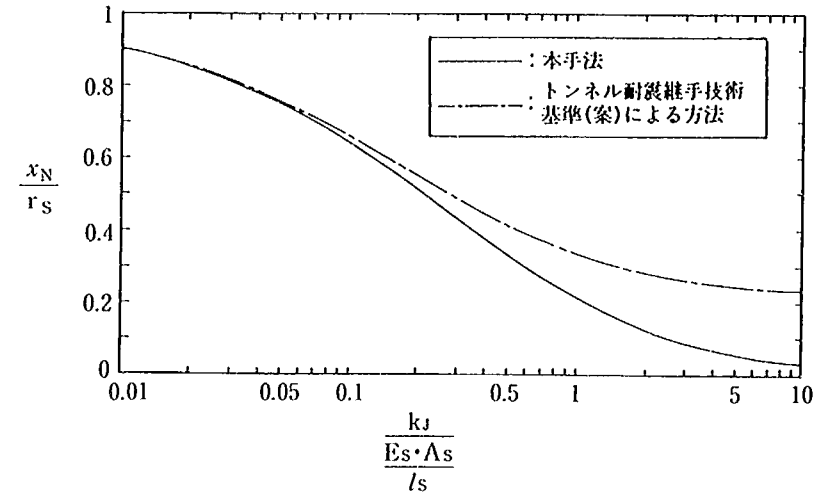
ここで，中立軸に関する中心角 α は，本検討で用いている中心角 ψ と

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \psi \quad \cdots\cdots (2.45)$$

の関係があるので，式 (2.44) を ψ を用いて表わすと次のようになる。



(a) 等価曲げ剛性



(b) 中立軸の位置

図－2.13　各種の算定法による覆工の曲げ剛性の比較

$$\psi + \cot\psi = \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{\dfrac{K_J}{K_S}}{\dfrac{K_J}{K_S} + 1} \right) \cdots (2.46)$$

この中立軸位置に関する方程式は本検討における式(2.18)に対応するものであり，解を求めると図－2.13(b)のようになる。トンネル耐震継手技術基準(案)に示される方法と本検討による方法とでは，K_J/K_Sの値が0.1程度を越える場合には中立軸位置に関して差が生じている。

曲げ剛性については以下のように式を書き直せる。ただし，ボルトサークル径r_Bを本検討に合わせ，$r_B = r_S$とする。

$$\frac{(EI)_{eq}}{E_S \cdot I_S} = \frac{I_{eq}}{I_S} = \frac{I_{eq}}{\pi \cdot l \cdot r_s^3}$$

$$= \frac{1}{\pi} \cdot (\alpha - \sin\alpha \cdot \cos\alpha)$$

$$+ \frac{E_0 \cdot A_B}{2\pi^2 \cdot l_S \cdot r_S \cdot E_S} \cdot (\pi - \alpha + \sin\alpha \cdot \cos\alpha)$$

$$= \frac{1}{\pi} \cdot (\alpha - \sin\alpha \cdot \cos\alpha) + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\dfrac{K_J}{K_S}}{\dfrac{K_J}{K_S} + 1}$$

$$\cdot(\pi-\alpha+\sin\alpha\cdot\cos\alpha)$$
$$=\frac{1}{\pi}\cdot\frac{1}{\frac{K_J}{K_S}+1}$$
$$\cdot(\alpha-\sin\alpha\cdot\cos\alpha)+\frac{\frac{K_J}{K_S}}{\frac{K_J}{K_S}+1} \quad \cdots\cdots (2.47)$$

上式をK_J/K_Sについて計算した結果を図－2.13(a)に示す。トンネル耐震継手技術基準（案）に示される算定法による曲げ剛性と本検討による等価曲げ剛性とは，概ね一致している。

2.4　二次覆工がある場合の等価剛性の算定法

2.4.1　軸圧縮剛性

図－2.14に示すように，軸方向の圧縮に対してはセグメントと二次覆工の両方の断面が有効に抵抗すると考えられる。したがって，等価剛性は次のように算定できる。

$$(EA)^C_{eq}=E_S\cdot A_S+E_L\cdot(A_L-A_{LR})+E_{LR}\cdot A_{LR} \quad \cdots\cdots (2.48)$$

2.4.2　軸引張剛性

図－2.14に示すように，二次覆工を，セグメントとリング継手をモデル化した直列バネに対して並列するバネとして評価すると，二次覆工を含むシールドトンネル覆工の軸引張剛性は次式で表わされる。

$$(EA)^T_{eq}=\frac{1}{\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot n\cdot k_J}+1}\cdot E_S\cdot A_S+E_L\cdot A_L \quad \cdots\cdots (2.49)$$

2.4.3　曲げ剛性

覆工の長手方向に曲げモーメントが作用した場合には，図－2.15に示すように，圧縮側はセグメントと二次覆工が，また，引張側はセグメント，リング継手，及び，二次覆工がそれぞれ抵抗するものとし，以下の仮定を設けることとする。

(1)中立軸は断面中央から距離xだけ圧縮側にずれるものとする。

(2)リング接合面において，セグメントの端面は，中立軸を境にして引張側と圧縮側とで，それぞれ傾きの異なる平面を保持するものとする。

(3)リング長が外径に比較して短いことから，中立軸位置はトンネル長手方向に一定とする。

上記の仮定条件から，変形の適合条件は次のようになる。

$$\varepsilon_{SC}\cdot\frac{l_S}{2}=\left(\frac{D}{2}-x_N\right)\cdot\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots (2.50)$$

$$\frac{r_B+x_N}{\frac{D}{2}+x_N}\cdot\varepsilon_{ST}\cdot\frac{l_S}{2}+\frac{\delta_{JO}}{2}=(r_B+x_N)\cdot\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots (2.51)$$

また，力の釣り合い条件は次のようになる。

$$\left.\begin{aligned}&F_{ST}=F_J\\&F_J=F_{SC}+F_L\\&M_{BST}=M_{BJ}\\&M_B=M_{BST}+M_{BSC}+M_{BL}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2.52)$$

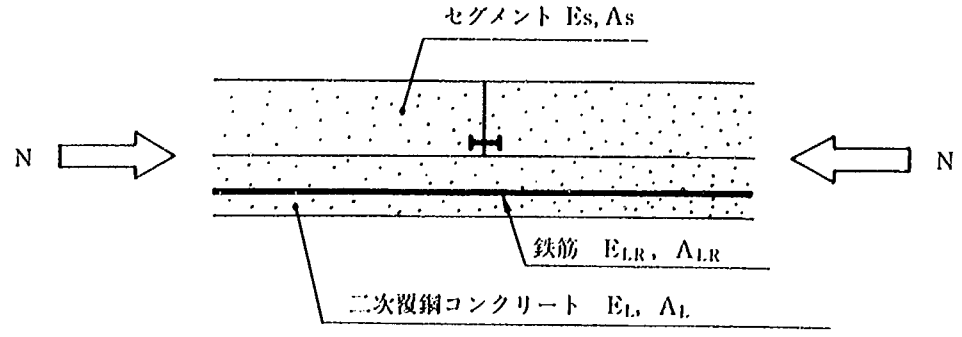
ここに，M_B, F_{SC}, F_{ST}, F_J, F_L, M_{BSC}, M_{BST}, M_{BJ}, M_{BL}は図－2.16を参照して，以下のように求められる。

$$F_{SC}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\int_0^{\frac{\pi}{2}-\psi}(r_S\cdot\cos\alpha-x_N)\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\{2r_S\cdot\cos\psi-(\pi-2\psi)\cdot x_N\} \quad (2.53)$$

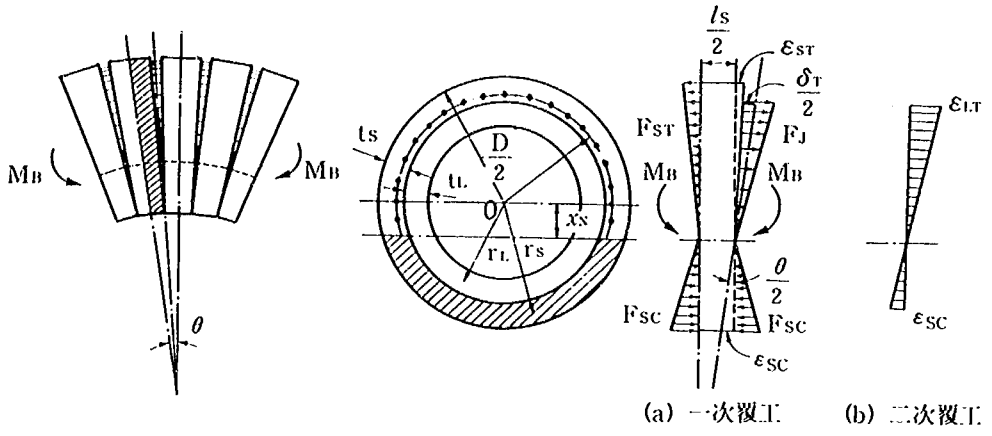
$$M_{BSC}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\int_0^{\frac{\pi}{2}-\psi}(r_S\cdot\cos\alpha-x_N)^2\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{SC}}{D/2-x_N}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\left\{r_S^2\cdot\left(\frac{\pi}{2}-\psi+\frac{1}{2}\sin2\psi\right)-4r\cdot x_N\cdot\cos\psi+(\pi-2\psi)\cdot x_N^2\right\} \quad \cdots\cdots (2.54)$$

$$F_{ST}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{ST}}{D/2+x_N}\int_0^{\frac{\pi}{2}+\psi}(r_S\cdot\cos\alpha+x_N)\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{ST}}{D/2+x_N}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\{2r_S\cdot\cos\psi+(\pi+2\psi)\cdot x_N\} \quad \cdots\cdots (2.55)$$

$$M_{BST}=2\cdot\frac{E_S\cdot\varepsilon_{ST}}{D/2+x_N}\int_0^{\frac{\pi}{2}+\psi}(r_S\cdot\cos\alpha+x_N)^2\cdot r_S\cdot l_S\cdot d\alpha$$
$$=\frac{E_S\cdot\varepsilon_{ST}}{D/2+x_N}\cdot r_S\cdot l_S\cdot\left\{r_S^2\cdot\left(\frac{\pi}{2}+\psi-\frac{1}{2}\sin2\psi\right)+4r_S\cdot x_N\cdot\cos\psi+(\pi+2\psi)\cdot x_N^2\right\} \quad \cdots\cdots (2.56)$$



図－2.14　一、二次覆工の軸圧縮剛性



図－2.15　覆工の曲げ剛性

$$F_L = 2 \cdot \frac{E_L \cdot \varepsilon_{SC} \cdot r_L \cdot t_L}{D/2 - x} \int_0^{\pi} (r_L \cdot \cos\alpha - x_N) \cdot d\alpha$$

$$= -2\pi \cdot \frac{E_L \cdot \varepsilon_{SC} \cdot r_L \cdot t_L}{D/2 - x} \cdot x_N \quad \cdots\cdots (2.57)$$

$$M_L = 2 \cdot \frac{E_L \cdot \varepsilon_{SC} \cdot r_L \cdot t_L}{D/2 - x} \int_0^{\pi} (r_L \cdot \cos\alpha - x_N)^2 \cdot d\alpha$$

$$= \frac{E_L \cdot \varepsilon_{SC} \cdot r_L \cdot t_L}{D/2 - x} \cdot \pi (r_L^2 + 2x_N^2) \quad (2.58)$$

ただし，$\psi = \sin^{-1}\frac{x_N}{r_S}$である。

F_J，M_{BJ}については，実際に離散的に配置されているリング継手のバネを，ボルトサークル上に線状に分布しているものと考え，また簡単のために，$r_B = r_S$，$\psi' = \psi$と仮定し図－2.16(b)を参照して次のように求める。

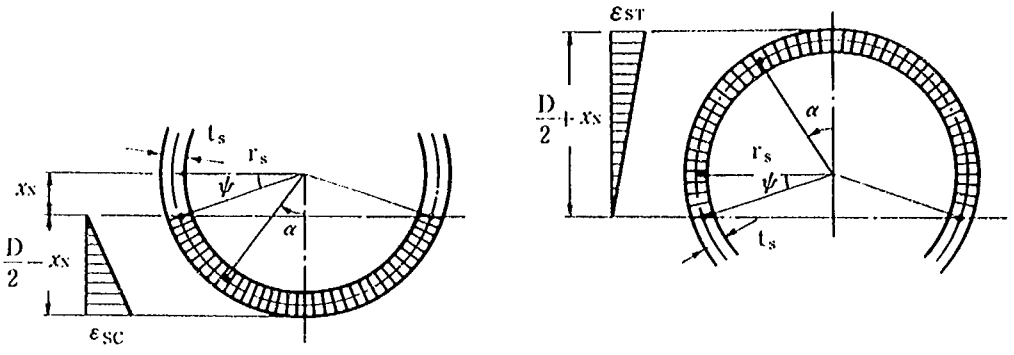
$\Delta = \frac{n_J \cdot k_J}{2r_S \cdot \pi}$：リング継手引張バネ定数の線密度

$$F_J = 2 \cdot \frac{\Delta \cdot \delta_J}{r_S + x_N} \int_0^{\frac{\pi}{2}+\psi} (r_S \cdot \cos\alpha + x_N) \cdot r_S \cdot d\alpha$$

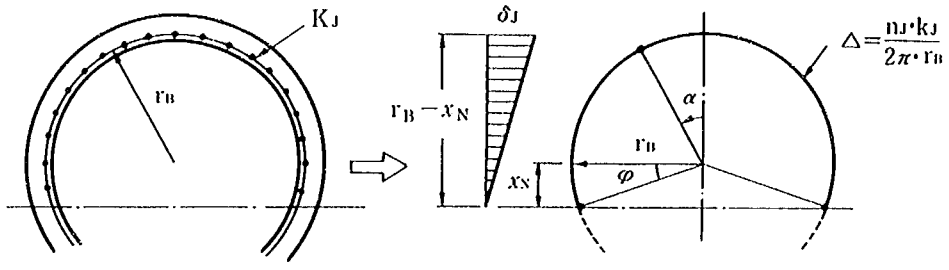
$$= \frac{n_J \cdot k_J \cdot \delta_J}{r_S + x_N} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \{2r_S \cdot \cos\psi + (\pi + 2\psi) \cdot x_N\} \quad (2.59)$$

$$M_{BJ} = 2 \cdot \frac{\Delta \cdot \delta_J}{r_S + x_N} \int_0^{\frac{\pi}{2}+\psi} (r_S \cdot \cos\alpha + x_N)^2 \cdot r_S \cdot d\alpha$$

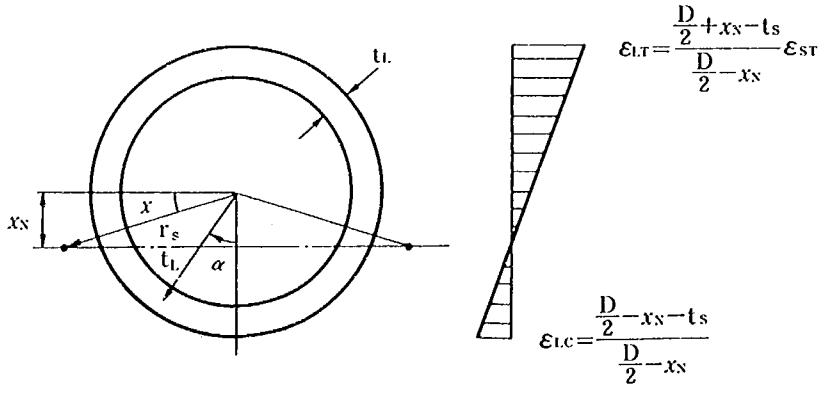
$$= \frac{n_J \cdot k_J \cdot \delta_J}{r_S + x_N} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \left\{ r_S^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \psi - \frac{1}{2} \cdot \sin 2\psi \right) + 4r_S \cdot x_N \cdot \cos\psi + (\pi + 2\psi) \cdot x_N^2 \right\} \quad \cdots\cdots (2.60)$$



(a) F_{SC}, M_{BSC}, F_{ST}, M_{BST}の算出法



(b) F_J, M_Jの算出法



(c) F_L, M_Lの算出法

図−2.16　断面力の算出法

式 (2.53) ～ (2.58) および式 (2.50) ～ (2.52) を用いて，中立軸位置 x を求める方程式が次式のように導かれる。

$$\psi + \cos\psi = \pi \cdot \left[\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_S \cdot A_S} \right) \cdot \left(1 + \frac{n_J \cdot k_J \cdot l_S}{E_S \cdot A_S} \right) - \frac{1}{2} \right] \quad \cdots\cdots (2.61)$$

ここで,

$$\psi=\sin^{-1}\left(\frac{x}{r}\right)$$

また，式 (2.52) より，作用モーメントM_Bとトンネルの曲がり角θの関係は，次式のように導かれる。

$$\frac{M_B}{\theta}=\frac{E_S\cdot r_S^3\cdot t_S}{I_S}\cdot\{(\pi-2\psi)\cdot\left(\frac{1}{2}+\sin^2\psi\right)-3\cdot\sin\psi\cdot\cos\psi\}+\frac{E_S\cdot r_S^3\cdot t_S}{I_S+\dfrac{E_S\cdot A_S}{n_J\cdot k_J}}\cdot\{(\pi+2\psi)\cdot(\frac{1}{2}+\sin^2\psi)+3\cdot\sin\psi\cdot\cos\psi\}+\frac{E_L\cdot r_L\cdot t_L\cdot\pi}{I_S}\cdot(r_L^2+2r_S^2\cdot\sin^2\psi)$$

…… (2.62)

等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ を式 (2.63) のように定義すると，式 (2.62) から (2.64) のように表わされる。

$$(EI)_{eq}=\frac{M_B}{\theta}\cdot I_S \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2.63)$$

$$(EI)_{eq}=E_S\cdot r_S^3\cdot t_S\cdot\{(\pi-2\psi)\cdot\left(\frac{1}{2}+\sin^2\psi\right)-3\cdot\sin\psi\cdot\cos\psi\}+E_S\cdot r_S^3\cdot t_S\cdot\frac{1}{1+\dfrac{E_S\cdot A_S}{n_J\cdot k_J\cdot I_S}}\cdot\{(\pi+2\psi)\cdot\left(\frac{1}{2}+\sin^2\psi\right)+3\cdot\sin\psi\cdot\cos\psi\}+E_L\cdot r_L\cdot t_L\cdot\pi\cdot(r_L^2+2r_L^2\cdot\sin^2\psi)$$

…… (2.64)

ここで,

$I_S\fallingdotseq\pi\cdot t_S\cdot r_S^3$

の近似を行い，式 (2.61) および式 (2.64) より，リング継手の引張剛性とトンネル全体の等価曲げ剛性およびトンネル断面の中立軸位置との関係を示すと，図－2.17のようになる。

2.5 等価剛性梁モデルと骨組モデルとの応答の比較

等価剛性梁と，セグメントリングおよびリング継手を個々の部材としてモデル化した骨組モデルとでは，図－2.18に示すように，トンネル周囲の地盤が無い状態であれば，軸方向の荷重・変形関係は等しくなる。すなわち，トンネルmリング分を考えると，軸力についてはいずれのモデルにおいても長手方向に一様であり，変形量についても次のように両者は一致する。

(1)等価剛性梁モデル

$$\delta_{eq}=\frac{N}{\dfrac{(EA)_{eq}^T}{m\cdot l_S}}=\left(\frac{l_S}{E_S\cdot A_S}+\frac{1}{K_J}\right)\cdot m\cdot N$$

…… (2.65)

(2)骨組モデル

$$\delta=\underbrace{\frac{N}{\dfrac{E_S\cdot A_S}{l_S}}+\frac{N}{K_J}+\cdots+\frac{N}{\dfrac{E_S\cdot A_S}{l_S}}+\frac{1}{K_J}}_{m\text{組}}=m\cdot\left(\frac{l_S\cdot N}{E_S\cdot A_S}+\frac{N}{K_J}\right)=\delta_{eq}$$

…… (2.66)

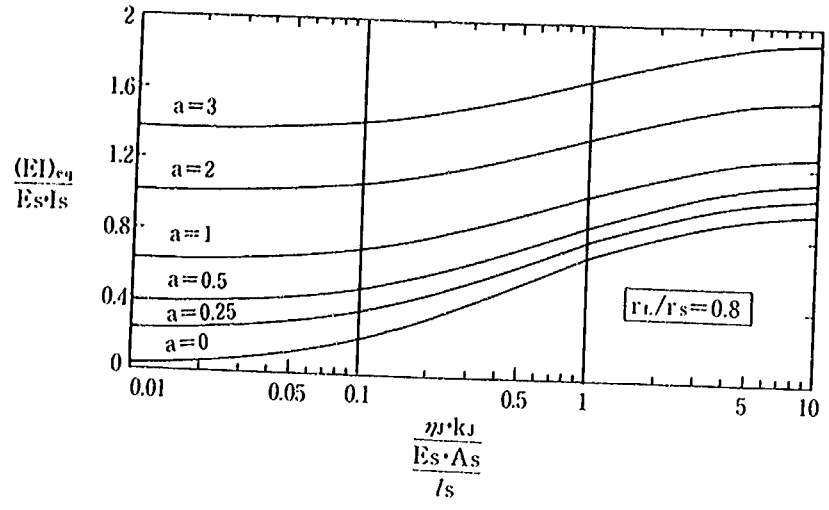
一方，トンネルの地震応答を応答変位法により解析する場合には，トンネルに作用する荷重は強制変位として地盤とトンネルを結ぶバネを介して伝達され，上記のような単純な載荷状態とはならない。また，シールドトンネルはきわめて短い間隔でリング継手が配置されているが，一般の地中埋設管の地震応答に見られるように，剛性の小さい継手部においては一般部に比較して軸力が低減することから，トンネル長手方向の軸力およびひずみが各リング継手部において変化する分布を示すことが予想される。骨組モデルではこのような挙動を表現し得るのに対し，等価剛性梁モデルでは本来不均一な剛性をトンネル長手方向に平滑化しているため，これを解析して得られる応答も平滑化されることになり，図－2.19に示すように両モデルの応答に有意な違いが生ずることが考えられる。

このような観点から，等価剛性梁モデルによる解析の妥当性について検討を行うこととした。なお，本検討においては，骨組モデルによる応答値を基準とし，特にトンネル長手方向の応答に着目した。

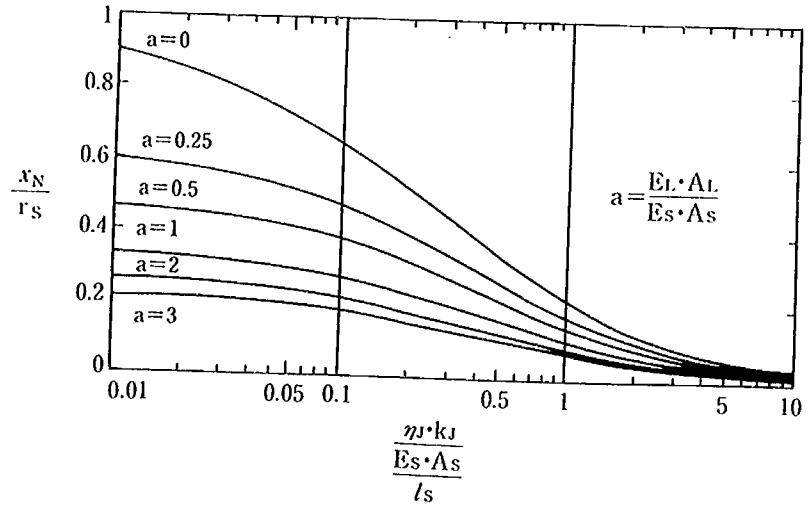
図－2.19に示したように，無限に連結したセグメント・リング継手系構造に一様な地盤ひずみが作用する場合を考える。これは，任意の地盤ひずみについては一般的な解が得られにくいこと，また，地震動による地盤振動の波長はリング長に比較して十分に長いと考えられることによる。この場合のトンネルの応答は，骨組モデルと等価剛性梁モデルとで，それぞれ次のようになる。

(1)骨組モデル

トンネル軸方向に関する力のつり合い式を示すと式



(a) 等価曲げ剛性



(b) 中立軸の位置

図－2.17　リング継手剛性と等価曲げ剛性および中立軸位置の関係

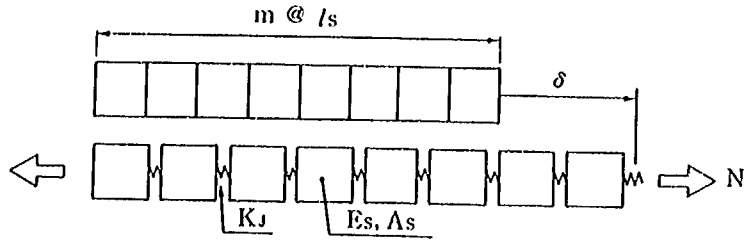
(2.67) のようになる。

$$E_S \cdot A_S \cdot \frac{d^2\delta(x)}{dx^2} - k_G \cdot \delta(x) = -k_G \cdot \varepsilon_G \cdot x \quad \cdots\cdots (2.67)$$

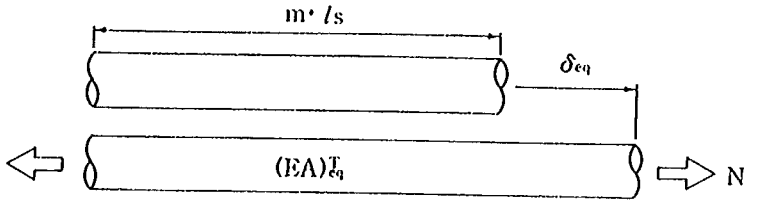
以下の境界条件を仮定することにより，位置 x においてトンネルに生じる引張力と引張ひずみは，それぞれ式(2.68) 及び式 (2.69) で与えられる。

$$N(x) = E_S \cdot A_S \cdot \varepsilon_G \cdot \left\{1 - \frac{\frac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_J} \cdot \frac{l_S \cdot \lambda}{2} \cdot \cosh(x \cdot \lambda)}{\sinh\left(\frac{l_S \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_J} \cdot \frac{l_S \cdot \lambda}{2} \cdot \cosh\left(\frac{l_S \cdot \lambda}{2}\right)}\right\} \quad \cdots\cdots (2.68)$$

$$\varepsilon_T(x) = \varepsilon_G \cdot \left\{1 - \frac{\frac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_J} \cdot \frac{l_S \cdot \lambda}{2} \cdot \cosh(x \cdot \lambda)}{\sinh\left(\frac{l_S \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_J} \cdot \frac{l_S \cdot \lambda}{2} \cdot \cosh\left(\frac{l_S \cdot \lambda}{2}\right)}\right\} \quad \cdots\cdots (2.69)$$

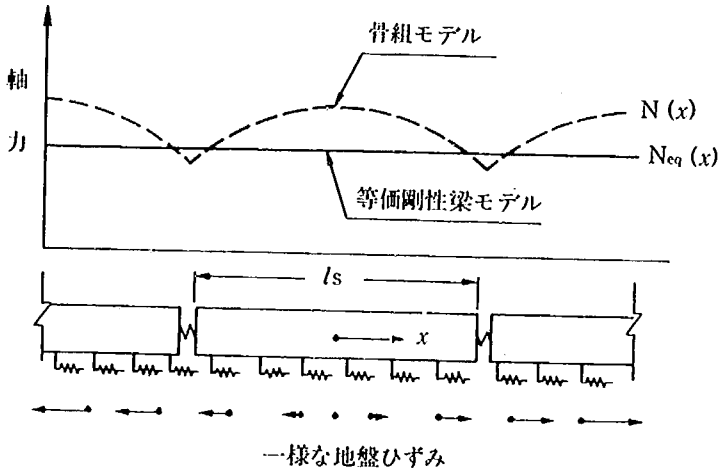


(a) 骨組モデル



(b) 等価剛性梁モデル

図－2.18　骨組モデルと等価剛性梁モデルとの応答の比較(周辺地盤が無い場合)



一様な地盤ひずみ

図－2.19　骨組モデルと等価剛性梁モデルとの応答比較(周辺地盤がある場合)

ただし，$\lambda = \sqrt{\dfrac{K_G}{E_S \cdot A_S}}$ ，　$0 \leqq x \leqq l_S/2$

(2)等価剛性梁モデル

$$N_{eq}(x) = (EA)^T_{eq} \cdot \varepsilon_G$$

$$= E_S \cdot A_S \cdot \varepsilon_G \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_J}} \quad (2.70)$$

$$\varepsilon_{eq}(x) = \varepsilon_G \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2.71)$$

式 (2.67)～(2.71) および図－2.19からわかるように，一様な地盤ひずみを受けるシールドトンネルのトンネル長手方向に生じる張力およびひずみは，骨組モデルではリング中央で最大，リング継手部で最小となる分布を示すのに対し，等価剛性梁モデルでは長手方向に一様な分布となる。骨組モデルにおいては，リング中央およびリング継手部での張力は次のようになる。

$$N(0)=E_S\cdot A_S\cdot\varepsilon_G\cdot\frac{\sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)+\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}\cdot\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\cdot\left\{\cosh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)-1\right\}}{\sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)\cdot\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}\cdot\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\cdot\cosh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)} \quad \cdots\cdots (2.72)$$

$$N\left(\frac{l_S}{2}\right)=E_S\cdot A_S\cdot\varepsilon_G\cdot\frac{\sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)}{\sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)+\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}\cdot\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\cdot\cosh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)} \quad \cdots\cdots (2.73)$$

ここで，式 (2.72) および(2.73)に含まれる$l_S\cdot\lambda$の大きさに着目すると，l_Sは通常0.9m，コンクリート平板型セグメントを考えてE_Sは3.5×10^6tf／m²，λの上限として外径1.8m，セグメント厚10cm，地盤バネ定数10^5tf／m³とすると，

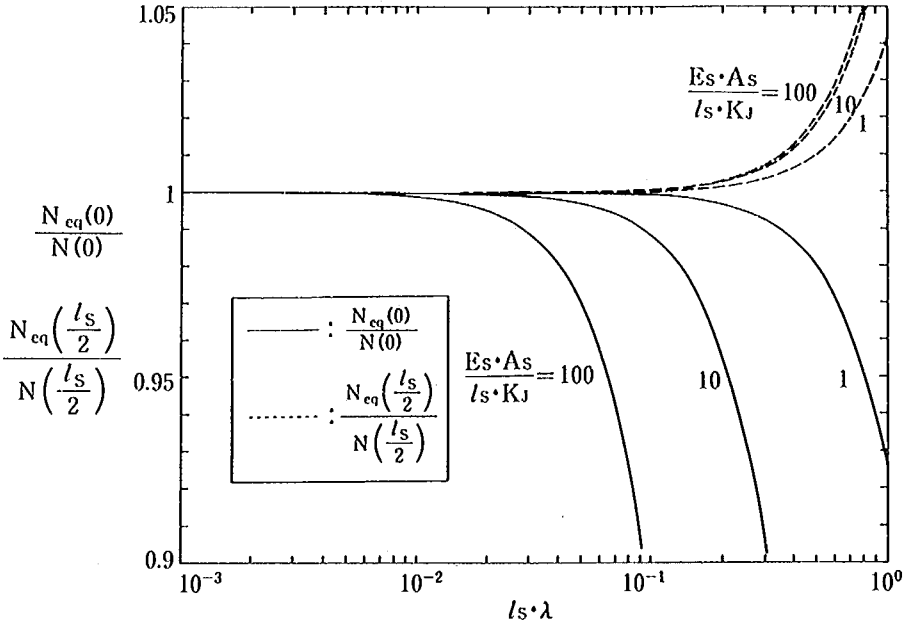
$$l_S\cdot\lambda=l_S\cdot\sqrt{\frac{k_G}{E_S\cdot A_S}}=0.9\times\sqrt{\frac{10^5}{3.5\times10^6\times0.53}}=0.21 \quad \cdots\cdots (2.74)$$

となり，$l_S\cdot\lambda$のとり得る値は上限で0.2程度である。そこで，次式のような近似を行い式 (2.72) および (2.73) を書き直すと以下のようになる。

$$\left.\begin{aligned}\cosh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)&\fallingdotseq1+\frac{1}{2}\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)^2\\ \sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)&\fallingdotseq\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\end{aligned}\right\} \quad (2.75)$$

$$\left.\begin{aligned}N(0)&\fallingdotseq E_S\cdot A_S\cdot\varepsilon_G\cdot\frac{1}{1+\dfrac{\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}}{1+\frac{1}{2}\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)^2\cdot\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}}}\\ N\left(\frac{l_S}{2}\right)&\fallingdotseq E_S\cdot A_S\cdot\varepsilon_G\cdot\frac{1}{1+\left\{1+\frac{1}{2}\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)\right\}^2\cdot\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2.76)$$

式 (2.76) と式 (2.70) とを比較すると，セグメントとリング継手の軸剛性の比$(E_S\cdot A_S)/(l_S\cdot K_J)$が100程度の場合でも両者の差は30%程度以下であり，等価剛性梁モデルと骨組モデルとの応答値の差は小さいことがわかる。なお，図－2.20は，式 (2.70)，(2.72) および (2.73) を用いて等価剛性梁モデルによる張力の差異を示したものである。このように，等価剛性梁モデルと骨組モデルとで張力の応答値が良く一致



図－2.20　等価剛性梁モデルと骨組モデルとの張力比

するのは，シールドトンネルではリング長が1m程度と短く，この長さの区間内における張力の変化が小さいことによる。すなわち，式 (2.72) と式 (2.73) とからリング端と中央で張力の比をとると，式 (2.75) の近似を用いて次式のように表わされるが，第2項は一般に十分小さい値となる。

$$\frac{N(0)}{N\left(\frac{l_S}{2}\right)} = \frac{\sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)+\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}\cdot\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\cdot\left\{\cosh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)-1\right\}}{\sinh\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)}$$

$$\fallingdotseq 1+\frac{1}{2}\cdot\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}\cdot\left(\frac{l_S\cdot\lambda}{2}\right)^2$$

$$= 1+\frac{l_S\cdot k_G}{8K_J} \qquad \cdots\cdots (2.77)$$

一方，引張ひずみについては，骨組モデルではリング継手においてひずみが吸収されるため，セグメントに生ずるひずみは低減されるが，等価剛性梁モデルでは，本来リング継手に集中するひずみを仮想の梁に分散して平滑化しているため，前者のひずみよりも常に大きくなる。したがって，等価剛性梁モデルによる解析結果としての引張ひずみの大きさは，実現象には対応しない。

以上は地盤のひずみを一様引張ひずみとした場合であるが，正弦波状の地盤変位に対する応答解析例を図－2.21および図－2.22に示す。解析条件は以下のとおりである。

(1)解析例－1 (図－2.21)

$E_S = 3.5\times10^6$tf／m²

$A_S = 14.286$m²

$k_G = 5\times10^5$tf／m³

$l_S = 1$m

$K_J = \begin{cases} 5.556\times10^6\text{tf/m} & \text{(引張)} \\ \infty & \text{(圧縮)} \end{cases}$ 骨組モデル①

$l_S\cdot\lambda = 0.1$

$l_S = 10$m

$K_J = \begin{cases} 5.556\times10^5\text{tf/m} & \text{(引張)} \\ \infty & \text{(圧縮)} \end{cases}$ 骨組モデル②

$l_S\cdot\lambda = 1.0$

いずれの骨組モデルについても $\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot k_J} = 9$

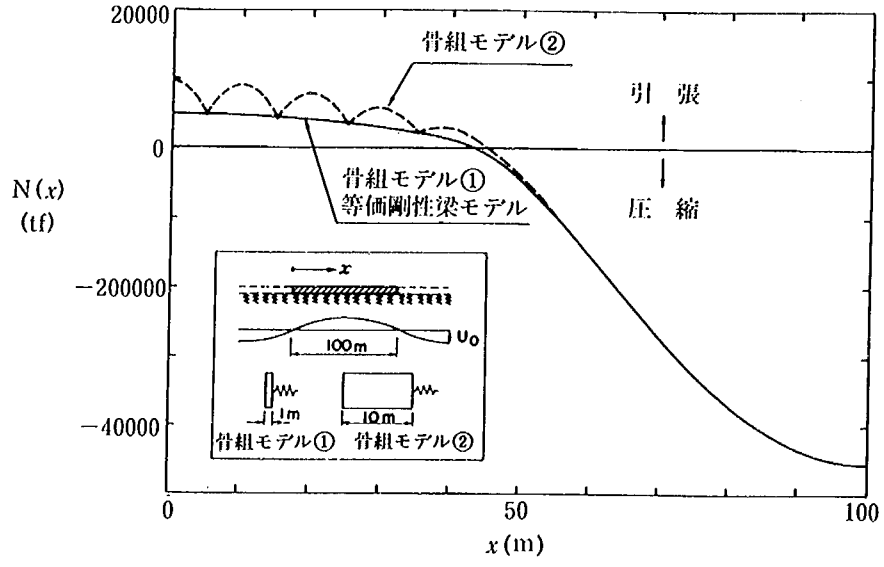
等価剛性梁モデルは骨組モデル①と②とで同一となる。

$(EA)^C_{eq} = 5\times10^7$tf
$(EA)^T_{eq} = 5\times10^6$tf　} 等価剛性梁モデル

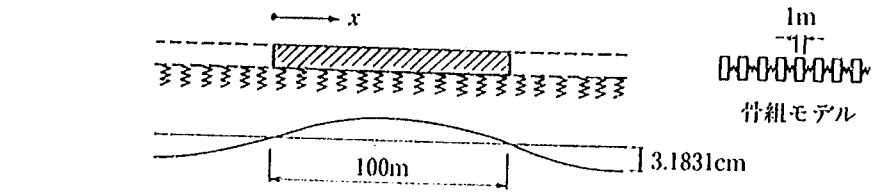
地盤変位の波長＝200m

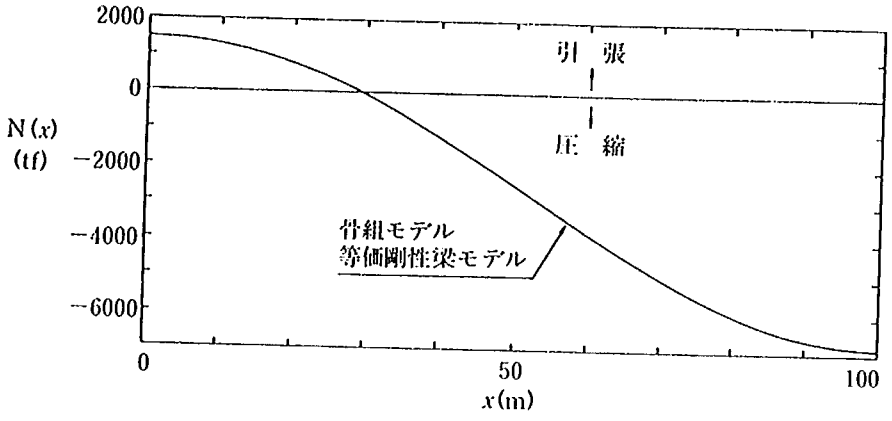
地盤変位の振幅＝3.1831cm

図－2.21より，リング長1mの骨組モデル①については等価剛性梁モデルの応答値の誤差は1％程度となる。一方，リング長10mの骨組モデル②については，リング中央における誤差が大きく，等価剛性梁モデルの適用は困難である。

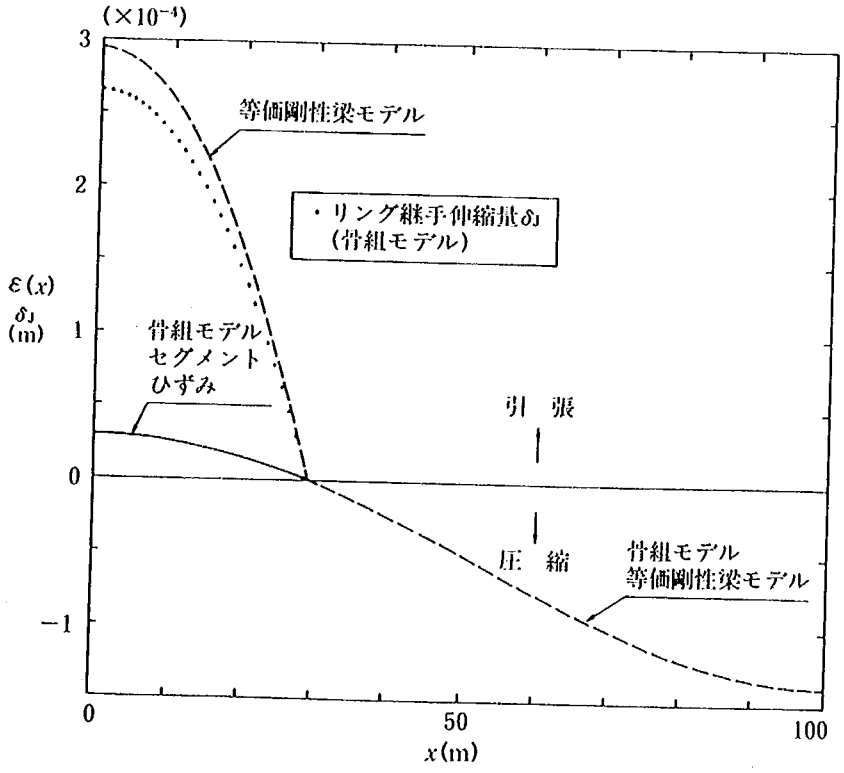


図－2.21　正弦波状の地盤変位に対する応答（解析例－1）





(a) 軸力の分布



(b) セグメントひずみ・継手伸縮量の分布

図−2.22　正弦波状の地盤変位に対する応答（解析例−2）

(2)解析例－2（図－2.22参照）

$E_S = 3.5 \times 10^6$ tf／m²
$A_S = 14.286$ m²
$l_S = 1$ m
$K_J = \begin{cases} 5.556 \times 10^6 \text{tf/m} & \text{(引張)} \\ \infty & \text{(圧縮)} \end{cases}$
$\dfrac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot k_J} = 9$
} 骨組モデル

$(EA)^C_{eq} = 5 \times 10^7$ tf
$(EA)^T_{eq} = 5 \times 10^6$ tf　　等価剛性梁モデル
$K_G = 5 \times 10^3$ tf／m²
$l_S \cdot \lambda = 0.01$
地盤変位の波長＝200m
地盤変位の振幅＝3.1831cm

図－2.20より，等価剛性梁モデルによる軸力の誤差は0.1%未満で，骨組モデルとの差は少ない。一方，ひずみについては，圧縮ひずみでは両モデルに差はないが，引張ひずみでは両モデルの応答値の対応はつかない。

以上の検討により，通常考えられる範囲の諸元を有するシールドトンネルに対しては，等価剛性梁モデルと骨組モデルとで軸力の応答に有意な差がないことが確認された。ただし，等価剛性梁モデルによる応答ひずみにはセグメントのひずみの他にリング継手の伸縮量が含まれており，実際のセグメントのひずみとは対応しない。

2.6　まとめ

(1) シールドトンネルの力学モデルとして，セグメントリング，リング継手及び二次覆工から構成される覆工を，この覆工剛性と見かけ上等価な剛性となるような一様連続な梁にモデル化する手法を開発した。

(2) 覆工の等価引張剛性及び等価曲げ剛性は，リング継手の存在により，セグメントリング単体の剛性よりも小さくなり，その低減率はリング継手の引張剛性とセグメントリングの軸剛性の比で決まる。また，等価軸剛性が引張と圧縮で異なるため，トンネル長手方向の挙動は非線形となる。

(3) シールドトンネルの耐震解析上の力学モデルとして，骨組みモデル及び等価剛性梁モデルが考えられる。前者は，リング継手近傍の断面力の低減など比較的詳細な解析が可能であるが，計算上の要素数が多くなるなど実用性に欠ける。後者は，解析によって得られるトンネルのひずみ量が実際のセグメントのひずみに対応しないなどの欠点はあるものの，通常のトンネル諸元に対しては得られる軸力の大きさが骨組みモデルと大差ないこと，取扱いが容易であること，トンネル延長が長い場合にも対応できることなど，多くの点で有用である。

3．応答変位法によるシールドトンネルの軸方向の耐震設計法[55)~57)]

3.1　応答変位法による断面力の計算法

一般の線状地中構造物を対象とした応答変位法による耐震計算法については，新耐震設計法（案）[6)]，水道施設耐震工法指針・解説[5)]，共同溝設計指針[45)]などに示されている。シールドトンネルに対し応答変位法を適用するに際しては，トンネル覆工の剛性の特殊性が考慮されなければならない。第2章に示したように，本検討ではシールドトンネル覆工の長手方向の剛性を等価線形化法に基づき等価剛性として評価するものとし，等価軸剛性および等価曲げ剛性を図－2.7および図－2.9に示すように定義した。ここで，等価曲げ剛性においては曲げモーメントの正負によらない線形な剛性を仮定しているため，トンネルに生ずる曲げモーメントの算定については，上述した既往の計算法に等価曲げ剛性を導入することで対処できる。しかしながら，等価軸剛性は引張側と圧縮側とで値が異なるために，既往の計算法をそのまま適用することはできない。

このため，引張と圧縮とで軸剛性の異なる線状地中構造物に対し，正弦波状の地盤変位が作用する場合に生ずる軸力の算定法について検討することとした。

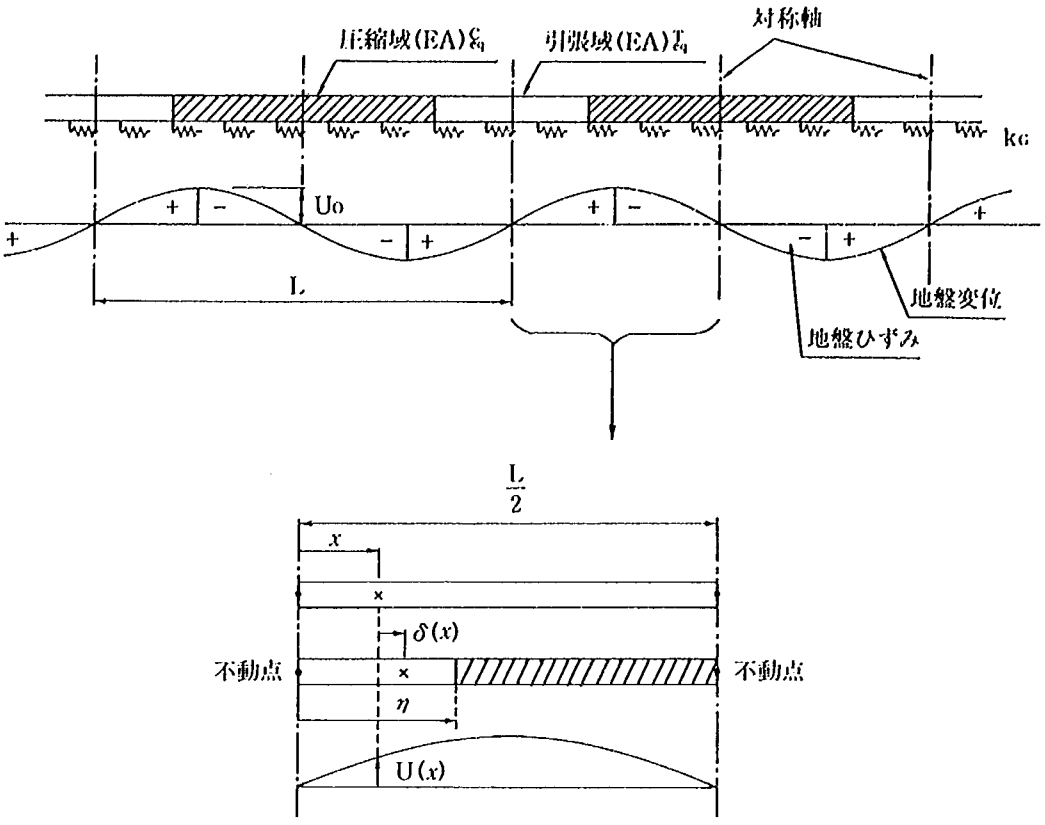
(1) 無限長トンネルに生じる軸力の算定法

図－3.1に，無限長のトンネルに正弦波状の地盤変位が作用する場合の解析モデルを示す。

図－3.1に示したように，無限長のトンネルに対し正弦波状の地盤変位が作用する場合，地盤変位の周期性により，トンネルに生ずる軸力も周期性を有する。また同じ理由により，トンネルに対する荷重としての地盤ひずみもL／2間隔に対称軸が生ずる。したがって，図－3.1に示したL／2区間のトンネルの挙動を把握すれば，トンネル全体の挙動を知ることができる。

弾性床上の梁にトンネル長手方向の地盤変位が作用する場合，梁の変位に関する微分方程式は次のようになる。

$$(EA)_{eq} \cdot \frac{d^2\delta}{dx^2} - k_G \cdot \delta = -k_G \cdot U \quad \cdots (3.1)$$



図－3.1　無限長トンネルの解析モデル

ここに，$(EA)_{eq}$はトンネルの等価軸剛性であり，引張域においては$(EA)^T_{eq}$を，圧縮域においては$(EA)^C_{eq}$を用いるものとする。また，地盤変位Uはこの場合，

$$U(x) = U \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad \cdots\cdots (3.2)$$

と表わせる。式 (3.1) の一般解は次のようになる。

$$\left.\begin{aligned}
\delta_T(x) &= C_1 \cdot \cosh(\lambda_T \cdot x) + C_2 \cdot \sinh(\lambda_T \cdot x) \\
&\quad + \frac{U_0}{1+\left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_T}\right)^2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \cdots 0 \leqq x \leqq \eta \\
\delta_C(x) &= C_3 \cdot \cosh(\lambda_C \cdot x) + C_4 \cdot \sinh(\lambda_C \cdot x) \\
&\quad + \frac{U_0}{1+\left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \cdots \eta \leqq x \leqq \frac{L}{2}
\end{aligned}\right\} (3.3)$$

ただし，

$$\lambda_T = \sqrt{\frac{k_G}{(EA)^T_{eq}}}, \quad \lambda_C = \sqrt{\frac{k_G}{(EA)^C_{eq}}}$$

ここに，C_1，C_2，C_3およびC_4は任意定数である。これらの任意定数およびηは，次の境界条件を満足するように定める。

$$\left.\begin{aligned}
&\delta(0) = 0 \\
&\delta_C\left(\frac{L}{2}\right) = 0 \\
&\delta_T(\eta) = \delta_C(\eta) \\
&\left(\frac{d\delta_T}{dx}\right)_{x=\eta} = 0 \\
&\left(\frac{d\delta_C}{dx}\right)_{x=\eta} = 0
\end{aligned}\right\} (3.4)$$

式 (3.3) 及び式 (3.4) から，定数C_1，C_2，C_3，C_4及びηを決定するための方程式が次のように導かれる。

$$
\left.\begin{aligned}
C_1 &= 0\\
C_2 &= -\frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0}{L\cdot\lambda_T}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T\cdot\eta)}\\
C_3 &= \frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0}{L\cdot\lambda_C}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\\
&\quad\cdot\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)\cdot\sinh\left(\lambda_C\cdot\dfrac{L}{2}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C\left(\dfrac{L}{2}-\eta\right)\right\}}\\
C_4 &= -\frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0}{L\cdot\lambda_C}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\\
&\quad\cdot\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)\cdot\sinh\left(\lambda_C\cdot\dfrac{L}{2}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C\left(\dfrac{L}{2}-\eta\right)\right\}}
\end{aligned}\right\} \quad (3.5)
$$

$$
\begin{aligned}
&\frac{\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)\tanh(\lambda_T\cdot\eta)\\
&+\frac{\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\cdot\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)\\
&\tanh\left\{\lambda_C\left(\frac{L}{2}-\eta\right)\right\}\\
&-\left\{\frac{1}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}-\frac{1}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\right\}\\
&\sin\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)=0
\end{aligned}
\quad (3.6)
$$

式 (3.6) を解くことにより，η を求めることができる。トンネルの剛性が線形の場合には，$(EA)^C_{eq}=(EA)^T_{eq}$，$\lambda_C=\lambda_T$であるから，$\eta=L/4$となるが，シールドトンネルでは

$$
\left.\begin{aligned}
&(EA)^C_{eq}<(EA)^T_{eq}\\
&0<\eta<\frac{L}{4}
\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.7)
$$

となる。これは，図－3.2に示すように，仮にηを$L/4$とすると，引張剛性が圧縮剛性に比較して小さいために引張域端部の変位δ_Tが圧縮域端部の変位δ_Cを越えてしまい，変位の連続条件に矛盾することになるためである。

式 (3.5) を式 (3.3) に代入することにより，トンネルの応答は次のように求められる。

① $0\leqq x\leqq\eta$

$$
\begin{aligned}
\delta_T(x) &= \frac{U_0}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\left\{\sin\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}\right)\right.\\
&\quad-\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\cdot\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T\cdot\eta)}\\
&\quad\left.\cdot\sinh(\lambda_T\cdot x)\right\}
\end{aligned}
\quad \cdots\cdots (3.8)
$$

$$
\begin{aligned}
N_T(x) &= \frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot\frac{(EA)^T_{eq}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\\
&\quad\cdot\left\{\cos\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}\right)\right.\\
&\quad\left.-\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T\cdot\eta)}\cdot\cosh(\lambda_T\cdot x)\right\}
\end{aligned}
\quad \cdots\cdots (3.9)
$$

$$
\varepsilon_T(x)=\frac{N_T(x)}{(EA)^T_{eq}} \quad \cdots\cdots (3.10)
$$

② $\eta\leqq x\leqq\dfrac{L}{2}$

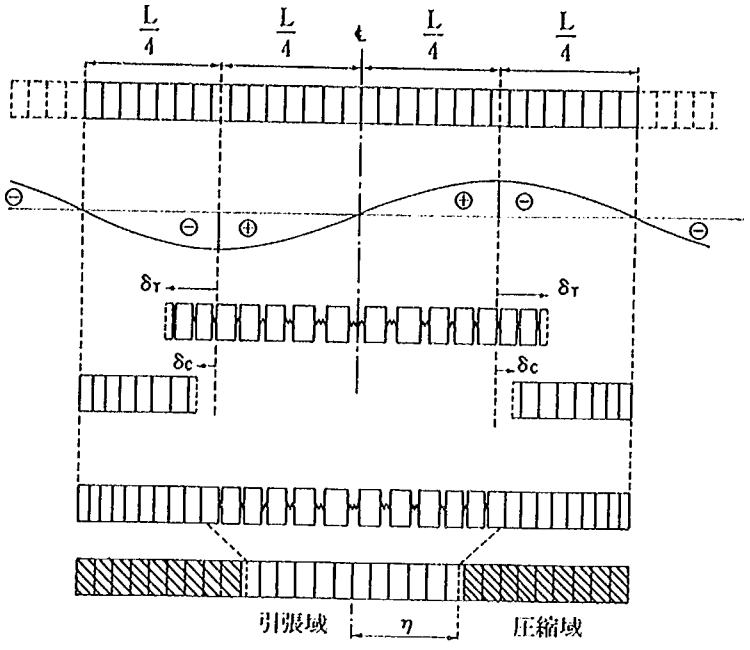
$$
\begin{aligned}
\delta_C(x) &= \frac{U_0}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\cdot\left[\sin\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}\right)\right.\\
&\quad-\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\cdot\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C\cdot\left(\dfrac{L}{2}-\eta\right)\right\}}\\
&\quad\left.\cdot\sinh\left\{\lambda_C\cdot\left(\frac{L}{2}-x\right)\right\}\right]
\end{aligned}
\quad \cdots\cdots (3.11)
$$

$$
\begin{aligned}
N_C(x) &= \frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot\frac{(EA)^C_{eq}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\\
&\quad\cdot\left[\cos\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}\right)-\frac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C\cdot\left(\dfrac{L}{2}-\eta\right)\right\}}\right.\\
&\quad\left.\cdot\cosh\left\{\lambda_C\cdot\left(\frac{L}{2}-x\right)\right\}\right]
\end{aligned}
\quad \cdots\cdots (3.12)
$$

$$
\varepsilon_C(x)=\frac{N_C(x)}{(EA)^C_{eq}} \quad \cdots\cdots (3.13)
$$

なお，引張剛性と圧縮剛性とが等しい通常の構造物の場合には，以下のようになる。

$$
\delta(x)=\frac{U_0}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda}\right)^2}\cdot\sin\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}\right) \quad (3.14)
$$



図－3.2　無限長トンネルにおける圧縮域と引張域

$$N(x)=\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot\frac{EA}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda}\right)^2}\cdot\cos\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}\right) \quad \cdots\cdots (3.15)$$

$$\varepsilon(x)=\frac{N(x)}{EA} \quad \cdots\cdots (3.16)$$

ここに，$\lambda=\sqrt{\frac{k_G}{EA}}$，$-\infty<x<\infty$

計算例

$$(EA)^{T}_{eq}=0.2\times(EA)^{C}_{eq} \quad \cdots\cdots (3.17)$$

$$L\cdot\lambda_C=L\cdot\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^{C}_{eq}}}=2 \quad \cdots\cdots (3.18)$$

$$L\cdot\lambda_T=L\cdot\lambda_C\sqrt{\frac{(EA)^{C}_{eq}}{(EA)^{T}_{eq}}}=4.4721\cdots \quad (3.19)$$

とする。式（3.6）を解くと，

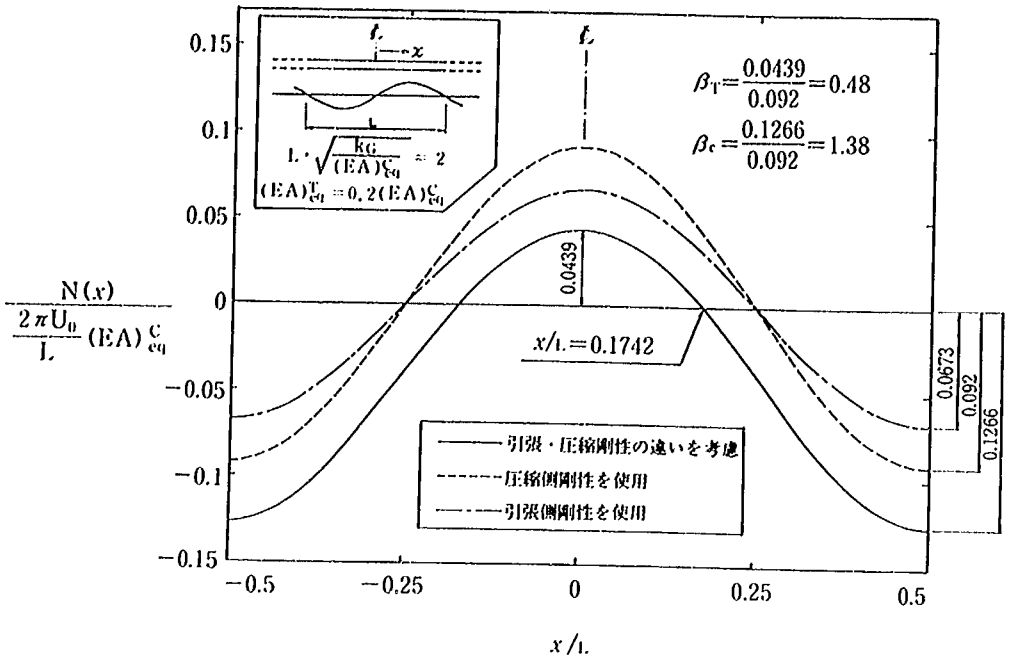
$$\frac{\eta}{L}=0.1742 \quad \cdots\cdots (3.20)$$

式（3.9）および式（3.12）より軸力の分布は図－3.3のようになる。この図では軸力および位置を無次元化して示しており，また，圧縮側剛性ならびに引張側剛性をそれぞれ線形剛性として用いた場合の応答も合わせて示している。引張剛性と圧縮剛性の違いを考慮した場合の応答は，それぞれの剛性を単一に用いた線形解析の場合と比較して，引張力は小さく圧縮力は大きく算定される。本計算に用いた条件の場合には，圧縮剛性を用いた線形解析による応答を1とすると，引張力は0.48，圧縮力は1.38となる。

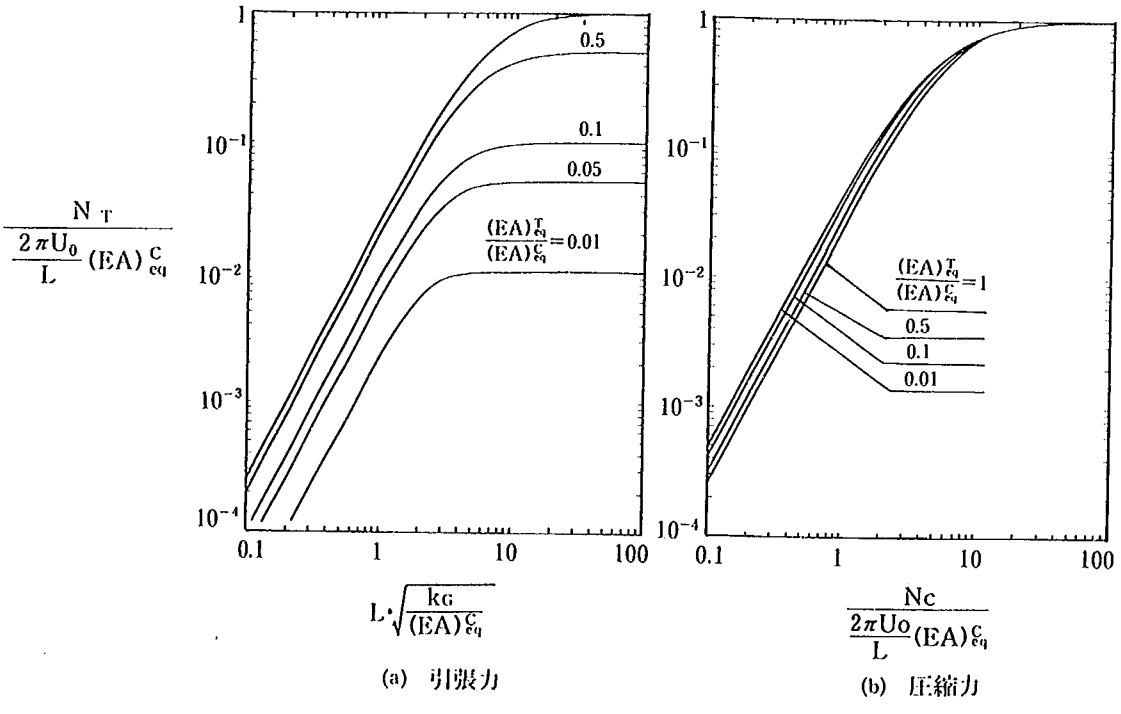
上記計算例からわかるように，式（3.9）および式（3.12）で与えられる軸力は，引張側では$x=0$において，圧縮側では$x=L/2$において，それぞれ次のような最大値をとる。

$$\left.\begin{aligned}N_T(x)&=\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot\frac{(EA)^{T}_{eq}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\left[1-\frac{\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)}{\cos h(\lambda_T\cdot\eta)}\right]\\N_C(x)&=\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot\frac{(EA)^{C}_{eq}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\cdot\left[1+\frac{\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)}{\cos h\left(\lambda_C\cdot\left(\frac{L}{2}-\eta\right)\right)}\right]\end{aligned}\right\} \quad (3.21)$$

ここに，N_Tは最大引張力，N_Cは最大圧縮力である。図－3.4に，$(EA)^{T}_{eq}/(EA)^{C}_{eq}$の値をパラメータとして$L\cdot\lambda_C$と$N_T\cdot N_C$との関係を示した。また，図－3.5に



図－3.3 応答変位法による軸力の分応

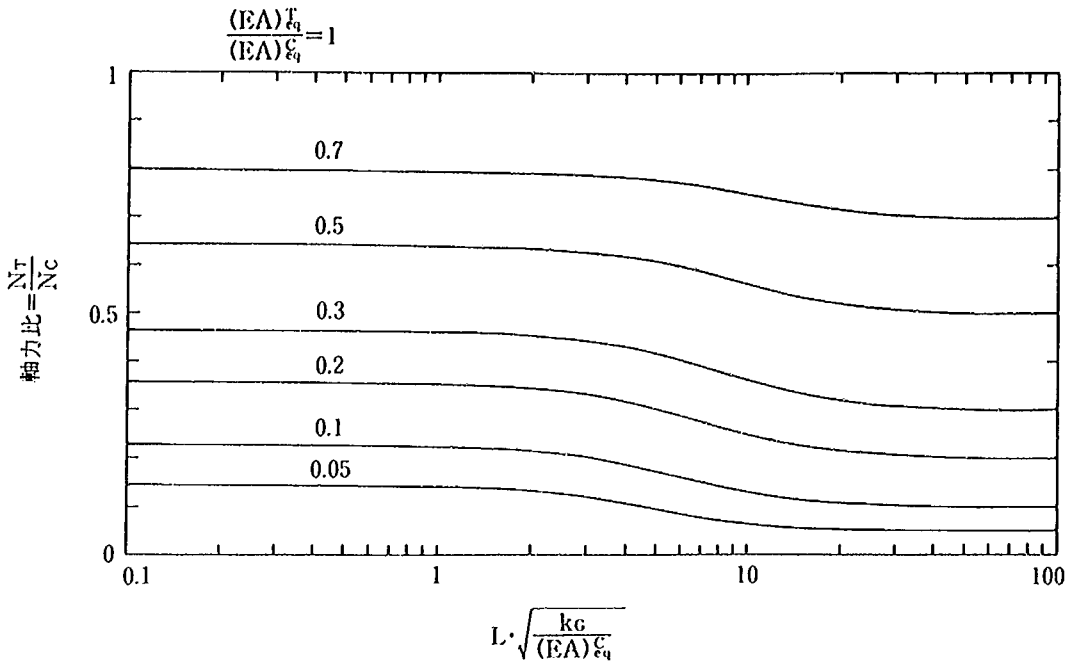


図－3.4 軸力の最大値

は最大引張力と最大圧縮力との比を示した。

式（3.21）に示した軸力の最大値は，応答変位法による一般の耐震計算法に準じて表記すると以下のようになる。

$$\left.\begin{matrix}N_T\\N_C\end{matrix}\right\}=\alpha\cdot\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot(EA)^C_{eq}\cdot\left\{\begin{matrix}\beta_T\\\beta_C\end{matrix}\right. \quad\cdots\cdots(3.22)$$



図－3.5　最大引張力と最大圧縮力との比（無限長トンネル）

$$\alpha=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2},\quad \lambda_C=\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^C_{eq}}}=2,$$

$$\lambda_T=\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^T_{eq}}} \qquad \cdots\cdots(3.23)$$

$$\beta_T=\frac{(EA)^T_{eq}}{(EA)^C_{eq}}\cdot\frac{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\left\{1-\frac{\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T\cdot\eta)}\right\} \qquad \cdots\cdots(3.24)$$

$$\beta_C=1+\frac{\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C\cdot\left(\frac{L}{2}-\eta\right)\right\}} \qquad \cdots\cdots(3.25)$$

式（3.22）は，シールドトンネルの等価剛性のうち，圧縮側剛性，すなわちリング継手の剛性を含まない覆工本体の剛性を単一に用いて線形計算を行った場合の軸力の値を基本とし，これに引張側剛性の影響を補正するための軸力係数β_T，β_Cを乗ずる形式となっている。引張力に対する軸力係数β_Tは1よりも小さく，圧縮力に対する軸力係数β_Cは1よりも大きい値をとる。図－3.6に示すように，圧縮側剛性と引張側剛性が等しい場合には，$\beta_T=\beta_C=1$となる。

(2)　有限長トンネルの軸力の算定法

トンネルが有限長の場合には，トンネル両端の境界条件がトンネル全体の応答に影響を及ぼすこと，トンネルの応答に対称点が見いだされないことなどにより，無限長の場合と異なり一般解は得られない。この場合，解析は電算機等による数値解析に頼らざるを得ない。以下に，その数値解析法を示す。

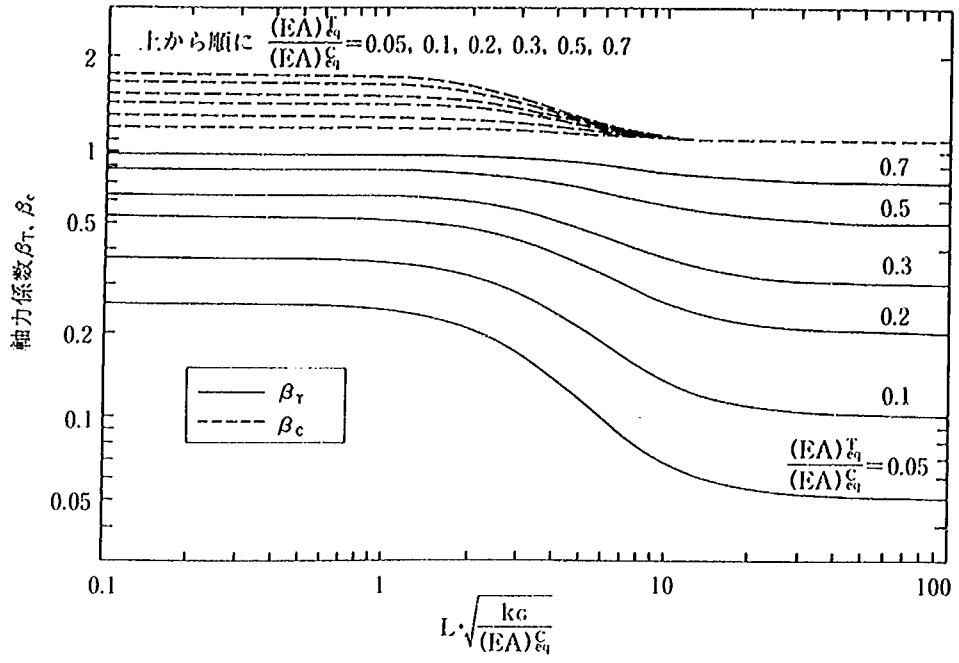
図－3.7は，有限長のトンネルをいくつかの短い要素に分割し，任意の要素（第m番目の要素）に着目したものである。なお，添字L，Rは要素の左端，右端を表わしている。

第m番目の要素に関する挙動は，次の微分方程式で表わされる。

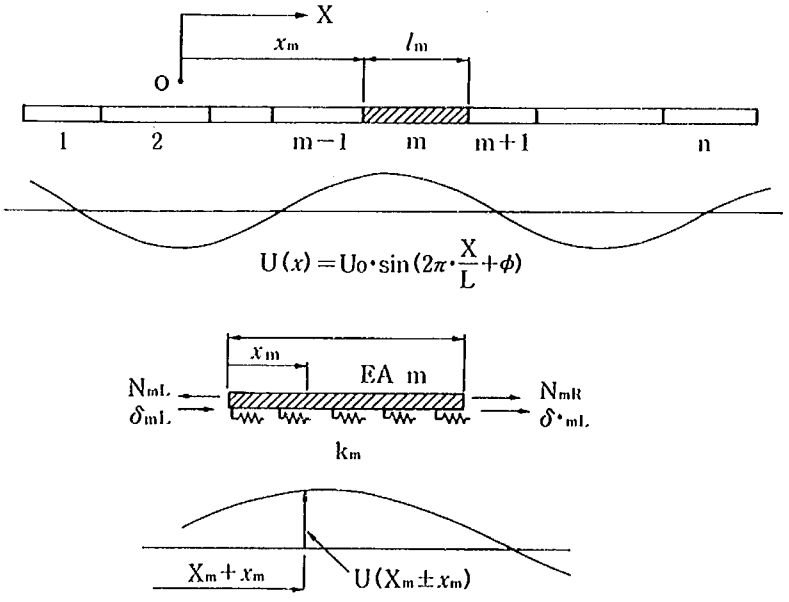
$$\frac{d^2\delta_m}{dx_m^2}-\lambda_m^2\cdot\delta_m=\lambda_m^2\cdot U_0\cdot\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m+x_m}{L}+\phi\right) \qquad \cdots\cdots(3.26)$$

ここに，　$\lambda_m=\sqrt{\frac{k_m}{(EA)_m}}$

式（3.26）の一般解は次のようになる。



図－3.6 軸力係数



図－3.7 有限長トンネルの解析モデル

$$\delta_m=C_1\cdot\cos h(\lambda_m\cdot x_m)+C_2\cdot\cos h(\lambda_m\cdot x_m)+\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}\cdot U_0\cdot\sin\left(2\pi+\frac{X_m+x_m}{L}+\phi\right)\quad\cdots\cdots(3.27)$$

また，式 (3.27) より，軸力 N_m は次のように与えられる。

$$N_m=(EA)_m\cdot\frac{d\delta_m}{dx_m}=(EA)_m\cdot\left\{C_1\cdot\lambda_m\cdot\sin h(\lambda_m\cdot x_m)\right.$$

$$+C_2\cdot\lambda_m\cdot\sin h(\lambda_m\cdot x_m)+\frac{L}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}\cdot\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m+x_m}{L}+\phi\right)\Bigg\} \quad \cdots\cdots(3.28)$$

式 (3.27) 及び (3.28) に含まれる C_1 と C_2 は任意定数であり，これらを要素の両端における変位と軸力の条件式

$$\left.\begin{aligned}\delta_{mL}&=\delta_m\ (0)\\ \delta_{mR}&=\delta_m\ (l_m)\\ N_{mL}&=N_m\ (0)\\ N_{mR}&=N_m\ (0)\end{aligned}\right] \quad \cdots\cdots(3.29)$$

により消去すると，次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix}\delta_{mR}\\ N_{mR}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\cos h\ (\lambda_m\cdot l_m) & \frac{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}{(EA)_m\cdot\lambda_m}\\ (EA)_m\cdot\lambda_m\cdot\sin h(\lambda_m\cdot l_m) & \cos h(\lambda_m\cdot l_m)\end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}\delta_{mL}\\ N_{mL}\end{Bmatrix}$$

$$+\left\{\begin{aligned}&\frac{U_0}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}\cdot\left[\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m+l_m}{L}+\phi\right)\right.\\ &\quad-\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m}{L}+\phi\right)\cdot\cos h(\lambda_m\cdot l_m)\\ &\quad-\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\cdot\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m}{L}+\phi\right)\\ &\quad\left.\cdot\sin h(\lambda_m\cdot l_m)\right]\\ &\frac{\frac{2\pi\cdot U_0\cdot(EA)_m}{L}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}\cdot\left[\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m+l_m}{L}+\phi\right)\right.\\ &\quad-\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m}{L}+\phi\right)\cdot\cos h(\lambda_m\cdot l_m)\\ &\quad-\frac{L\cdot\lambda_m}{2\pi}\cdot\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m}{L}+\phi\right)\\ &\quad\left.\cdot\sin h(\lambda_m\cdot l_m)\right]\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(3.30)$$

式 (3.30) は，要素の左端と右端との関係を表わすもので，これを次式のように簡略化して表わすことにする。

$$\{v_{mR}\}=[E]\cdot\{v_{mL}\}+\{w_m\} \quad \cdots\cdots(3.31)$$

ここで，第m番目の要素の左端における状態は，第 (m－1) 番目の要素の右端における状態に等しいという関係を，最右端の要素（n番目要素）から順次適用していくと次のようになる。

$$\begin{aligned}\{v_{nR}\}&=[E_n]\cdot\{v_{nL}\}+\{w_n\}\\ &=[E_n]\cdot([E_{n-1}]\cdot\{v_{n-1L}\}+\{w_{n-1}\})+\{w_n\}\\ &=[E_n]\cdot[E_{n-1}]\cdot\{v_{n-1L}\}+[E_n]\cdot\{w_{n-1}\}+\{w_n\}\\ &=[E_n]\cdot[E_{n-1}]\cdot(([E_{n-2}]\cdot\{v_{n-2L}\}+\{w_{n-2}\})\\ &\qquad+[E_n]\cdot\{w_{n-1}\}+\{w_n\}\\ &=[E_n]\cdot[E_{n-1}]\cdot[E_{n-2}]\cdot\{v_{n-2L}\}\\ &\quad+[E_n]\cdot[E_{n-1}]\cdot\{w_{n-2}\}+[E_n]\\ &\qquad\cdot[E_{n-1}]+\{w_n\}\\ &=\cdots\cdots\cdots\\ &=\left(\prod_{i=n}^{l}[E_i]\right)\cdot\{v_{1L}\}+\sum_{j=n}^{n}\left(\prod_{i=2}^{j}[E_i]\right)\\ &\qquad\cdot\{w_{j-1}\}+\{w_n\}\end{aligned} \quad \cdots\cdots(3.32)$$

ここに，$\prod_{i=n}^{l}[E_i]=[E_k]\cdot[E_{k-1}]\cdots[E_{l+1}]\cdot[E_l]$

式 (3.32) において，$[E_i]$ は 2×2 の行列，第2項および第3項は定数項であるから，次のように書き直せる。

$$\begin{Bmatrix}\delta_{nR}\\ N_{nR}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}e_{11} & e_{12}\\ e_{21} & e_{22}\end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}\delta_{1L}\\ N_{1L}\end{Bmatrix}+\begin{Bmatrix}D\\ F\end{Bmatrix} \quad \cdots\cdots(3.33)$$

トンネル両端の拘束条件を自由とすると $N_{1L}=N_{nR}=0$ であるから，式 (3.33) より以下の解が得られる。

$$\left.\begin{aligned}\delta_{1L}&=-\frac{F}{e_{21}}\\ N_{1R}&=0\\ \delta_{nR}&=-\frac{e_{11}}{e_{21}}\cdot F+D\\ N_{nR}&=0\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(3.34)$$

式 (3.30) 及び式 (3.33) を用いて，各要素の両端における軸力及び変位を順次算定することができる。

また，要素内の変位及び軸力の分布は，式 (3.27)，(3.28) において両端の軸力及び変位の条件を導入することにより，それぞれ式 (3.36) 及び (3.37) のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix}\delta_{mL}\\ N_{mL}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\delta_{m-1R}\\ N_{m-1R}\end{Bmatrix} \quad \cdots\cdots(3.35)$$

$$\delta_m(x_m)=\delta_{mL}\cdot\frac{\sin h\{\lambda_m\cdot(l_m-x_m)\}}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}$$

$$+\delta_{mR}\frac{\sin h(\lambda_m\cdot x_m)}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}+\frac{U_0}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}$$
$$\cdot\left[-\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m}{L}+\phi\right)\right.$$
$$\cdot\frac{\sin h\{\lambda_m\cdot(l_m-x_m)\}}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}$$
$$-\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m+l_m}{L}+\phi\right)$$
$$\cdot\frac{\sin h(\lambda_m\cdot x_m)}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}$$
$$\left.+\sin\left(2\pi\cdot\frac{X_m+l_m}{L}+\phi\right)\right] \quad \cdots\cdots (3.36)$$

$$N_m(x_m)=N_{mL}\cdot\frac{\sin h\{\lambda_m\cdot(l_m-x_m)\}}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}$$
$$+N_{mR}\frac{\sin h(\lambda_m\cdot x_m)}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}+\frac{\frac{2\pi\cdot U_0\cdot(EA)_m}{L}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}$$
$$\cdot\left[-\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m}{L}+\phi\right)\right.$$
$$\cdot\frac{\sin h\{\lambda_m\cdot(l_m-x_m)\}}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}$$
$$-\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m+l_m}{L}+\phi\right)$$
$$\cdot\frac{\sin h(\lambda_m\cdot x_m)}{\sin h(\lambda_m\cdot l_m)}$$
$$\left.+\cos\left(2\pi\cdot\frac{X_m+X_m}{L}+\phi\right)\right] \quad \cdots\cdots (3.37)$$

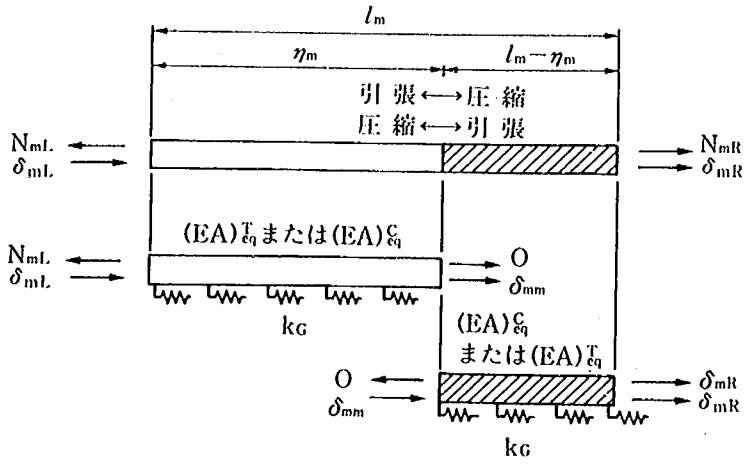
以上の演算においては各要素の軸剛性を $(EA)_m$ と表記してきたが，計算に際しては，引張要素に対しては $(EA)^T_{eq}$ を，圧縮要素に対しては $(EA)^C_{eq}$ を用いる必要がある。ここで，要素内で引張域と圧縮域の両方が存在する要素については，図－3.8に示すように要素をさらに分割して引張要素と圧縮要素とに分ける必要がある。すなわち，式 (3.37) より $N_m(\eta_m)=0$ となる η_m を求め，長さ l_m の要素を長さ η_m および $l_m-\eta_m$ の2つの要素に分割する。これにより，見かけ上要素数は増えるが，上記の演算をそのまま適用することができる。この場合，要素内分割が1個所以下になるよう，予め地盤変位の波長に応じた適当な要素長を設定しておく必要がある。

実際には，応答値を求める以前に各要素の応力状態とそれに対応する剛性とを決めることはできないため，図－3.9に示す手順で収束計算を行うことになる。すなわち，まず各要素に対し適当な剛性を与えて応答計算を行い，各要素の軸力を求める。次に，得られた軸力の状態と先に仮定した剛性の与え方とを比較し，改めて各要素に対する剛性を設定し直す。この際，要素内分割を行う必要のある要素については，その分割位置を設定する。これらの過程を，軸力の状態の仮定と結果とが十分な精度に収束するまで繰り返す。

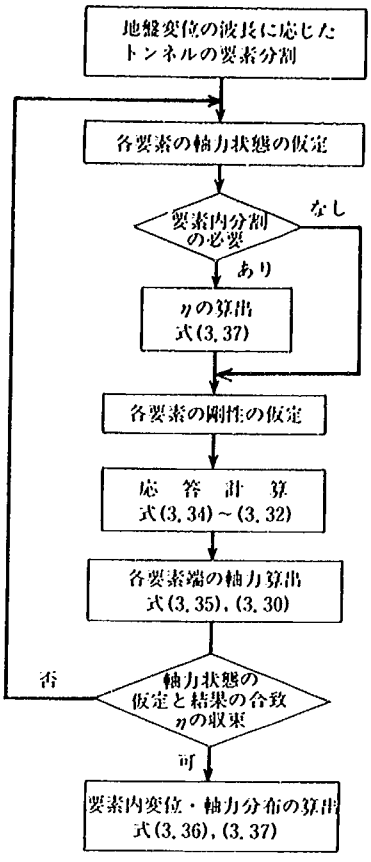
いま，ここで計算例として，式 (3.17) ～式 (3.20) に示した特性を有する有限長のトンネルを仮定しよう。すなわち，

$$L\cdot\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^C_{eq}}}=2 \quad \cdots\cdots (3.38)$$

トンネルの長さは，地盤変位の波長 L に対し，1 L，



図－3.8 要素内の分割



図－3.9　有限長トンネルの応答解析手順

3L，5Lの3種類とする。計算結果は図－3.10のようになる。図－3.10によれば，無限長トンネルの応答と比較して，以下の点が指摘される。

1）本計算条件では，トンネル長が3L程度以上になると，トンネル端部を除いて，無限長トンネルの軸力と概ね等しくなる。

2）有限長トンネルにおいてはトンネル端部よりL／2程度の位置に最大軸力が生じ，その値は無限長トンネルにおける最大値をやや上回る。

3.2　可撓性継手の設置による影響

地震時にトンネルに発生する断面力を軽減させる目的で，伸縮・可撓性を有する継手（以下，可撓性継手と呼ぶ）を設けることがある。この場合，可撓性継手の設置間隔と断面力の低減効果との関係や，継手の伸縮量等の大きさを把握しておく必要がある。トンネルの剛性が線形の場合については既に各種基準等[5),6),7),46)]に示されており，現在までにもいろいろ検討されている[47)]が，トンネル軸方向については軸剛性が圧縮と引張とで異なる非線形性を有するため，新たに検討を要する。

図－3.11は，可撓性継手を設置したシールドトンネルの解析モデルを示したものである。ここに，可撓性継手の剛性は十分に小さく，軸力は伝達されないものとする。

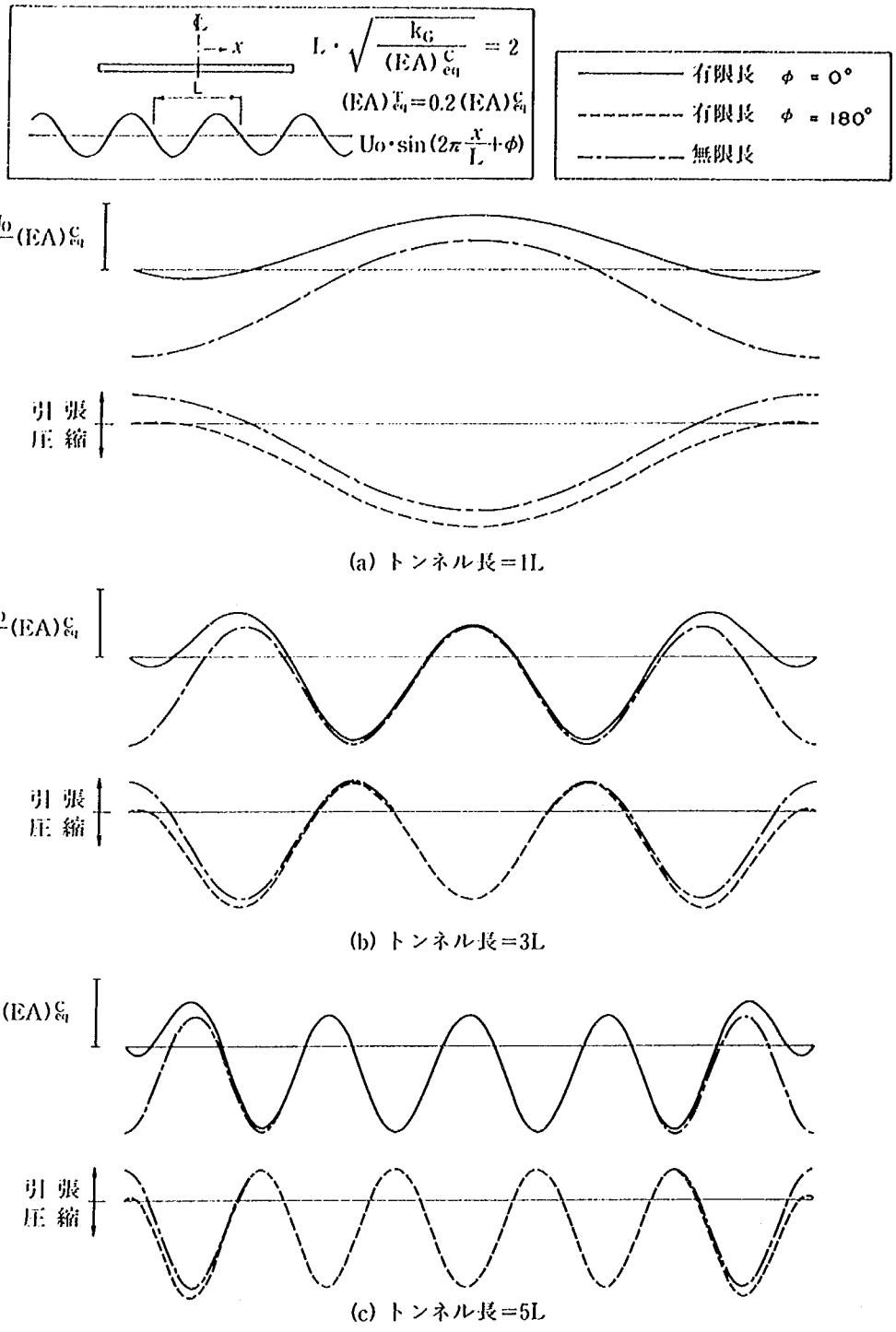
可撓性継手によって区切られた1つの要素に着目すると，この要素は長さl_fの有限長トンネルとなり，3.1で検討した結果を利用することができる。この要素の挙動は，式（3.27）および式（3.28）において要素両端での軸力をゼロとする境界条件，及び，$X_m=0$の条件を満足するように任意定数C_1及びC_2を定めることにより，次のように表わされる。

$$\delta(x)=\frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0}{L\cdot\lambda_m}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}\cdot\frac{1}{\sin h(l_f\cdot\lambda_m)}\cdot\Big[\cos\phi\cdot\cos h(\lambda_m\cdot(l_f-x))-\cos\left(2\pi\cdot\frac{l_f}{L}+\phi\right)\cdot\cos h(\lambda_m\cdot x)+\frac{L\cdot\lambda_m}{2\pi}\cdot\sin h(l_f\cdot\lambda_m)\cdot\sin\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}+\phi\right)\Big]\quad\cdots\cdots(3.39)$$

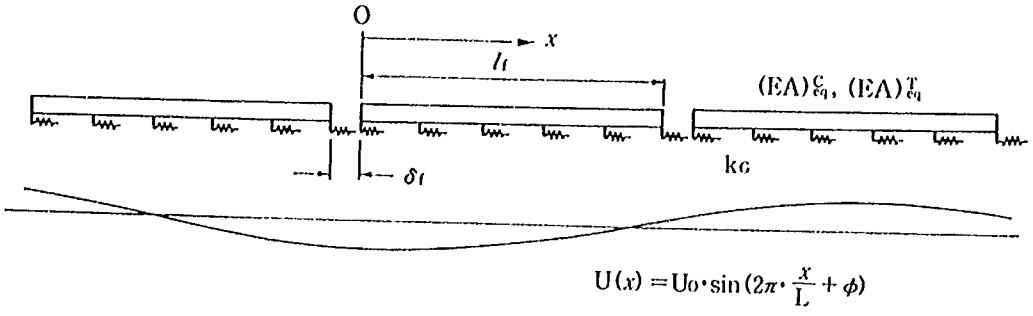
$$N(x)=\frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0\cdot(EA)_m}{L}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_m}\right)^2}\cdot\frac{1}{\sin h(l_f\cdot\lambda_m)}\cdot\Big[-\cos\phi\cdot\sin h\{\lambda_m\cdot(l_f-x)\}-\cos\left(2\pi\cdot\frac{l_f}{L}+\phi\right)\cdot\sin h(\lambda_m\cdot x)+\sin h(l_f\cdot\lambda_m)\cdot\cos\left(2\pi\cdot\frac{x}{L}+\phi\right)\Big]\quad\cdots\cdots(3.40)$$

$$\lambda_m=\sqrt{\frac{k_G}{(EA)_m}}\quad\cdots\cdots(3.41)$$

一般に，可撓性継手の設置間隔l_fは地盤振動変位の波長Lに比較して短いから，地盤変位の基準座標系における位相角ϕに応じ，トンネルの応力状態は，①l_fの全域にわたって引張，②l_fの全域にわたって圧縮，及び，③l_f内の1個所を境に引張域と圧縮域，の3種類のいずれかとなる。①または②の場合には，式（3.39）及び（3.40）に含まれる$(EA)_m$として，それ



図－3.10 有限長トンネルと無限長トンネルとの軸力分布の比較



図－3.11　伸縮継手がある場合の解析モデル

ぞれ，$(EA)^T_{eq}$, $(EA)^C_{eq}$を用いれば良いが，③の場合には次のようになる。

図－3.12に示すように，l_f内において左側の部分が引張，右側の部分が圧縮の場合を考える。引張・圧縮の境界$x=\eta$において要素を分割すると，左側の部分は長さη，右側の部分は長さ$l_f-\eta$であり，それぞれ，全域にわたって引張，圧縮となる。また，いずれの要素についても両端で軸力はゼロであるから，それぞれの要素について式 (3.39) 及び (3.40) が適用できる。そこで，式 (3.39), (3.40) を書き換えて，

$$\left.\begin{aligned}\delta(x)&=\delta\{x,\ l_f,(EA)_m,\ \phi\}\\ N(x)&=N\{x,\ l_f,(EA)_m,\ \phi\}\end{aligned}\right\}\quad(3.42)$$

とすると，左右の要素の変位及び軸力は次のように表わされる。

$$\left.\begin{aligned}\delta_L(x)&=\delta\{x,\ \eta,(EA)^T_{eq},\ \phi\}\\ N_L(x)&=N\{x,\ \eta,(EA)^T_{eq},\ \phi\}\\ \delta_R(x)&=\delta\{x,\ l_f-\eta,(EA)^C_{eq},\ \phi+2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\}\\ N_R(x)&=N\{x,\ l_f-\eta,(EA)^C_{eq},\ \phi+2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\}\end{aligned}\right\}\quad(3.43)$$

ここで，左側要素の右端の変位と右側要素の左端の変位とが一致するための条件

$$\delta_L(\eta)=\delta_R(0)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(3.44)$$

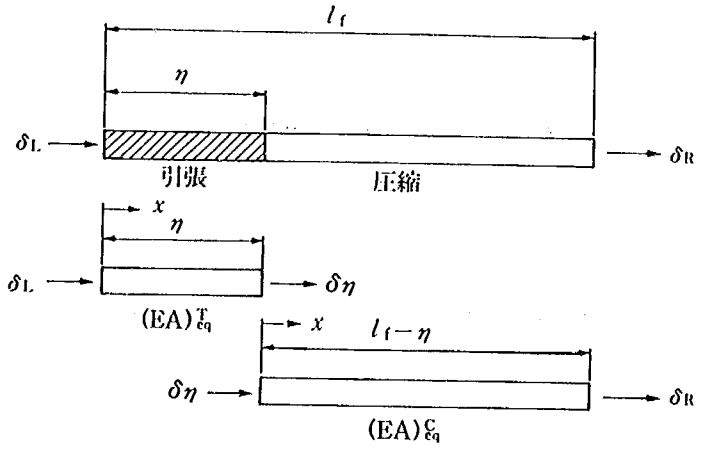
により，ηの位置が決定され，式 (3.43) から要素内任意点の変位及び軸力が求められる。l_f内の左側の部分が圧縮，右側の部分が引張の場合についても，上記と同様の手順で求めることができる。

可撓性継手の伸縮量δ_fは，着目要素の左端の変位と左隣りの要素の右端の変位との差として算定することができる。

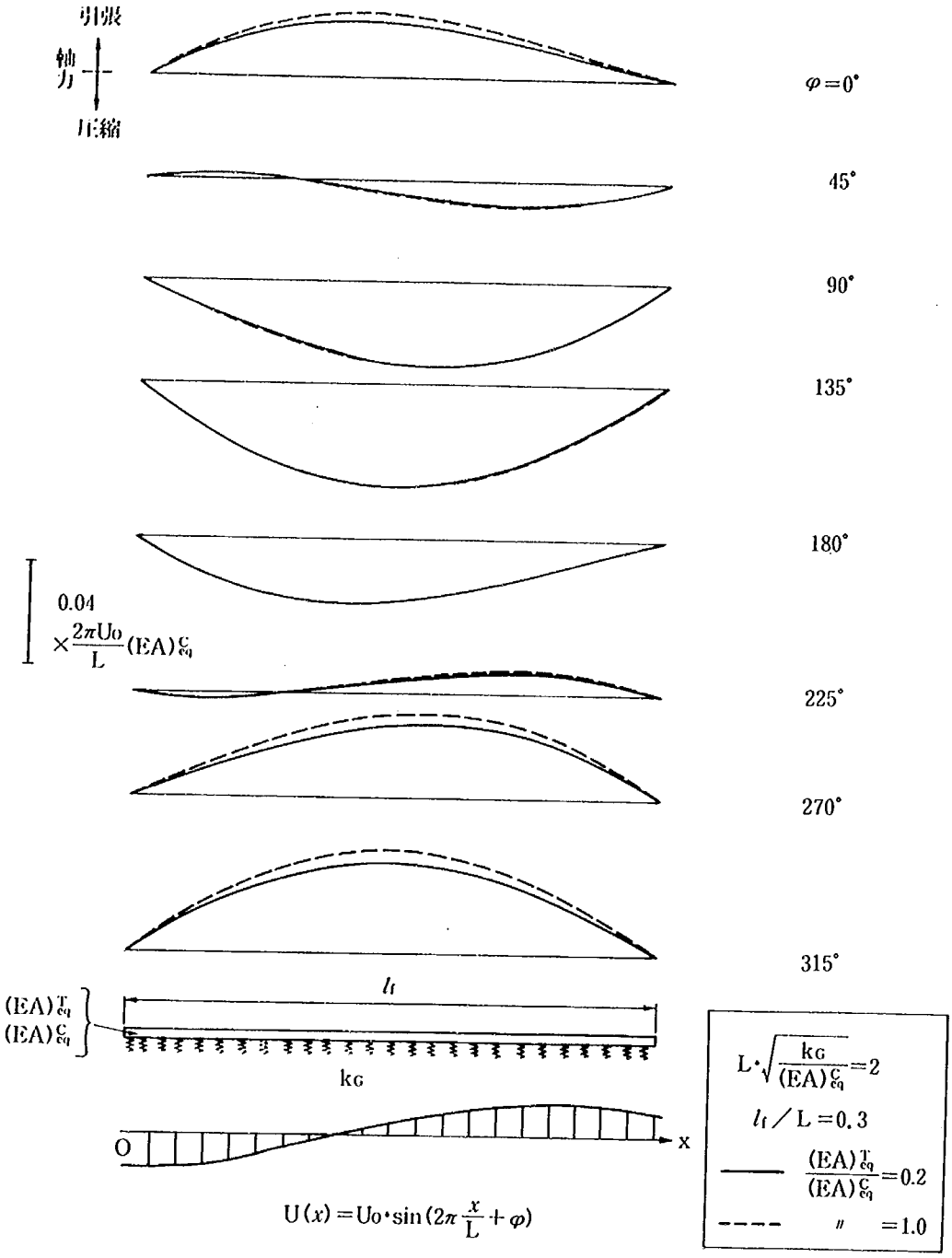
計算例として，式 (3.17)，式 (3.38) の条件を仮定し，

$$l_f/L=0.3\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(3.45)$$

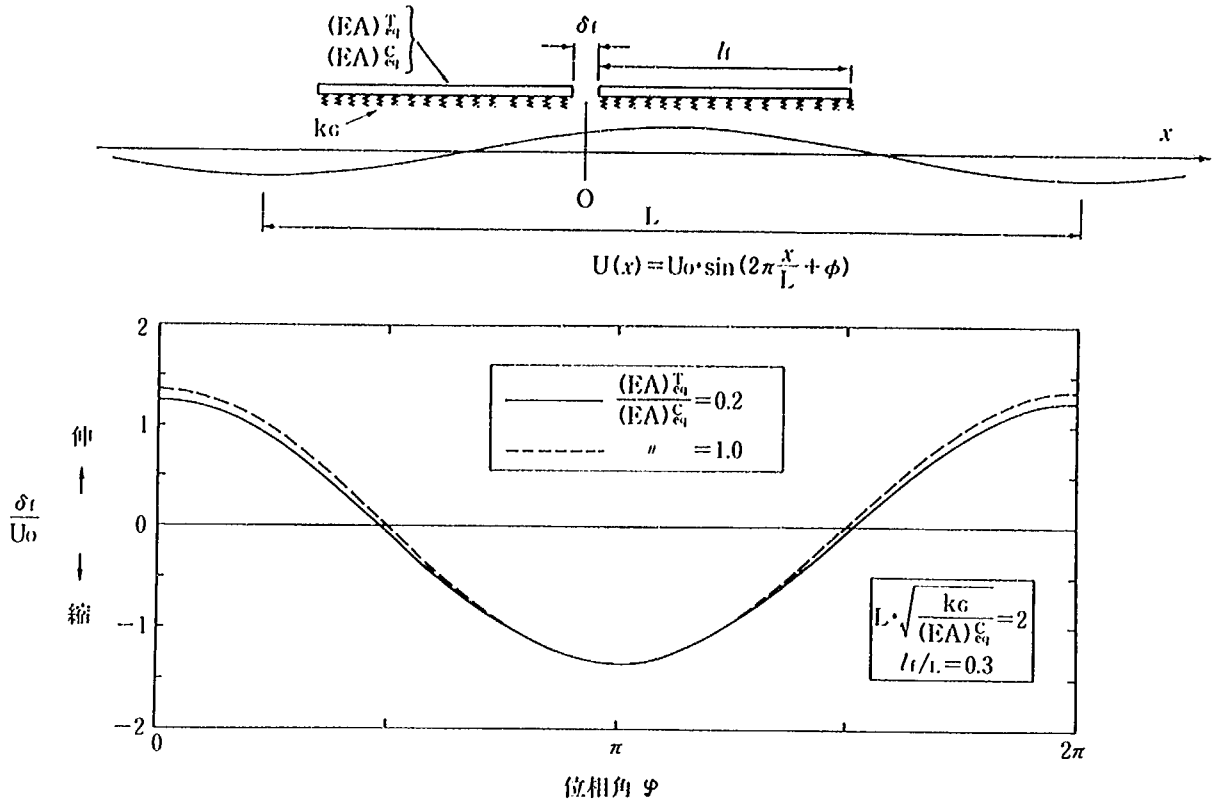
とする。この場合の計算結果を図－3.13及び図－3.14に示す。これらの図からわかるように，トンネルに生



図－3.12　l_f内の要素分割



図－3.13　地盤振動変位の位相とトンネル軸力分布との関係



図－3.14　地盤振動変位の位相と伸縮継手の伸縮量との関係

ずる軸力の分布ならびに可撓性継手の伸縮量は，地盤振動変位の位相 ϕ によって変化する。軸力ならびに継手伸縮量の最大値を与える ϕ の値は次のようになる。

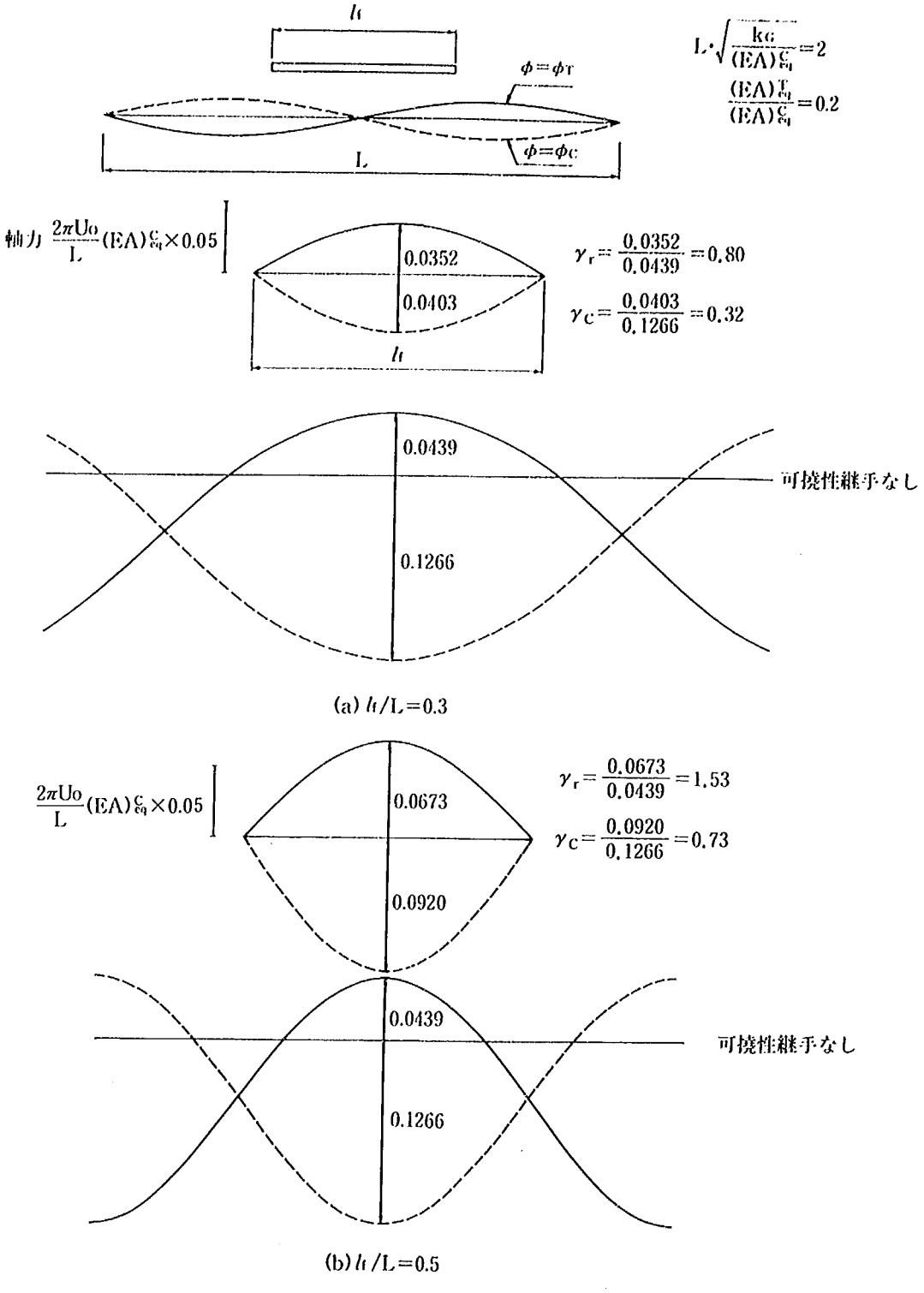
$$\left.\begin{aligned}
&\phi_C=\pi\cdot\left(1-\frac{l_f}{L}\right) &&:\text{最大圧縮力}\\
&\phi_T=\pi\cdot\left(2-\frac{l_f}{L}\right) &&:\text{最大引張力}\\
&\phi_S=\pi &&:\text{最大縮み}\\
&\phi_e=0 &&:\text{最大伸び}\\
&\text{ただし，}\frac{l_f}{L}\leqq 0.5
\end{aligned}\right\}\quad(3.46)$$

図－3.15は，上に示した ϕ_T，ϕ_C の場合の軸力分布を，可撓性継手を設けない場合（無限長トンネル）の軸力分布と比較して示したものである。可撓性継手を設けない場合の軸力に対する比率を補正係数と呼ぶことにすると，本計算に用いた条件では，最大引張力および最大圧縮力の補正係数は，それぞれ図中に示す値となる。なお，トンネル各位置における軸力は ϕ によって変化し，それぞれの位置に対して最大軸力を与える ϕ が存在する。その最大軸力を補正係数の形で表わした1例を示すと図－3.16のようになる。

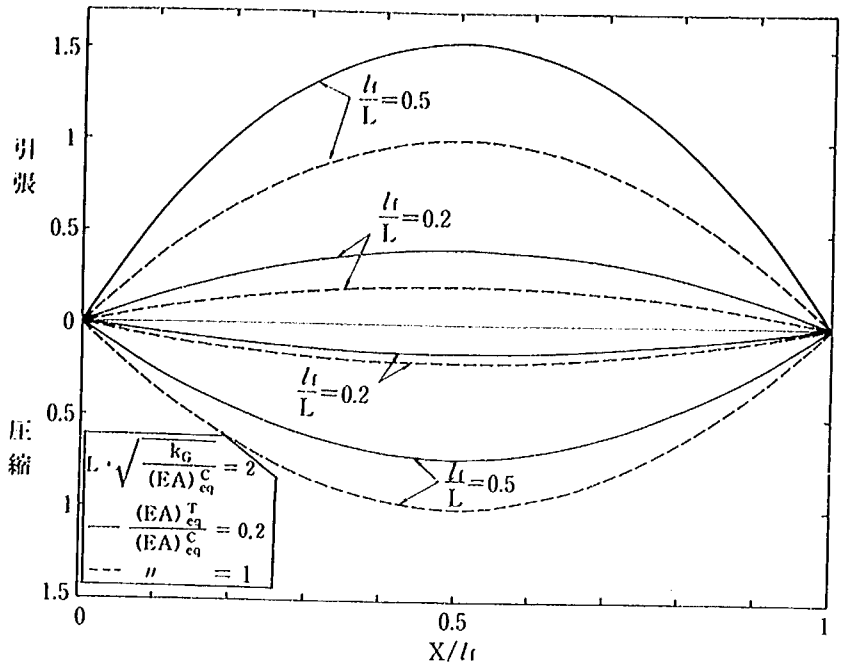
ここで，最大軸力の補正係数について検討する。可撓性継手を設置した場合の軸力の最大値は，①l_f の全域にわたって引張または圧縮となる応力状態で，②要素中央（$x=l_f/2$）において，③地盤振動変位の位相が ϕ_T または ϕ_C の場合に生ずる。式（3.40）にこれらの条件を与えると，最大引張力 N_{fTmax} および最大圧縮力 N_{fCmax} は次のように表わせる。

$$N_{fTmax}=\frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0\cdot(EA)^T_{eq}}{L}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\left[1-\frac{\cos\left(\pi\cdot\dfrac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\dfrac{l_f\cdot\lambda_T}{2}\right)}\right]\quad\cdots\cdots(3.47)$$

$$N_{fCmax}=\frac{\dfrac{2\pi\cdot U_0\cdot(EA)^C_{eq}}{L}}{1+\left(\dfrac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\cdot\left[1-\frac{\cos\left(\pi\cdot\dfrac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\dfrac{l_f\cdot\lambda_C}{2}\right)}\right]\quad\cdots\cdots(3.48)$$



図－3.15　可撓性継手の設置による軸力の変化



図－3.16　軸力の補正係数

また，可撓性継手を設置しない場合の最大軸力は式(3.21)に示される。したがって，可撓性継手の設置による軸力の補正係数γ_Tおよびγ_Cは，次のようになる。

$$\gamma_T=\frac{N_{fTmax}}{N_T}=\frac{1-\dfrac{\cos\left(\pi\cdot\dfrac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\dfrac{l_f\cdot\lambda_T}{2}\right)}}{1-\dfrac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left(\lambda_T\cdot\eta\right)}} \quad \cdots(3.49)$$

$$\gamma_C=\frac{N_{fCmax}}{N_C}=\frac{1-\dfrac{\cos\left(\pi\cdot\dfrac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\dfrac{l_f\cdot\lambda_C}{2}\right)}}{1+\dfrac{\cos\left(2\pi\cdot\dfrac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C\cdot\left(\dfrac{L}{2}-\eta\right)\right\}}} \quad \cdots\cdots(3.50)$$

ここに，

$$\lambda_C=\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^C_{eq}}},\ \lambda_T=\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^T_{eq}}} \quad \cdots\cdots(3.51)$$

η：式(3.6)の解

$l_f/L\leqq 0.5$

式(3.49)及び式(3.50)で表わされる軸力の補正係数は，3つの無次元パラメータ$L\cdot\lambda_C$, $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$およびl_f/Lによって規定される。図－3.17～図－3.19にこれらのパラメータと軸力の補正係数との関係を示す。軸力の補正係数の特性として以下の点が指摘される。

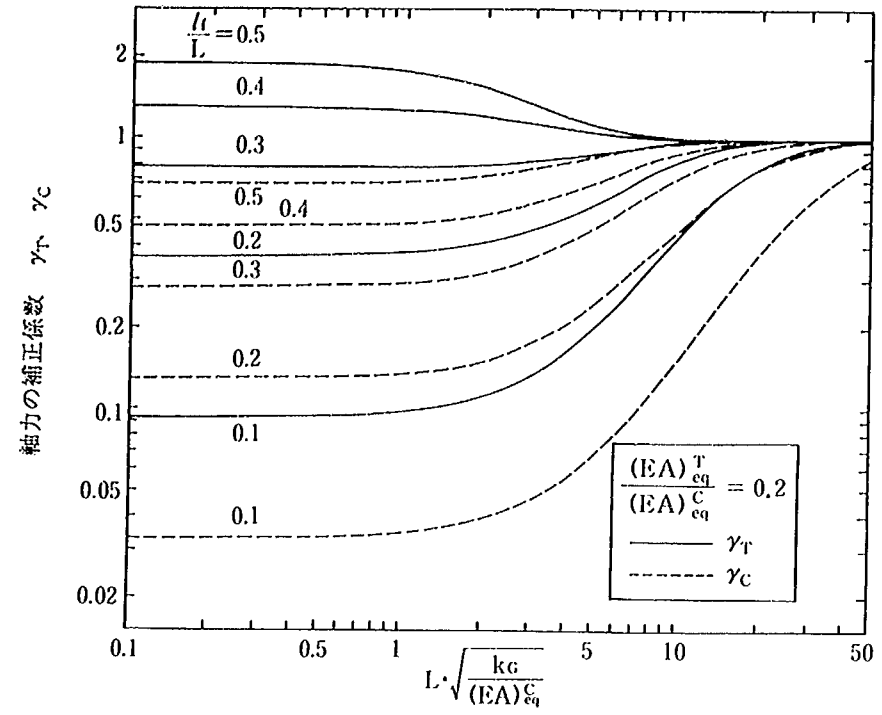
(1) 圧縮力の補正係数γ_Cに比較すると，引張力の補正係数γ_Tは大きい。γ_Cは1以下の値であるが，γ_Tは1を越える場合もある。すなわち，可撓性継手を設置することによる圧縮力の低減効果は大きいが，引張力の低減効果はこれに比べると小さく，可撓性継手の設置によってかえって引張力が増加する場合もある。

(2) $L\cdot\lambda_C$の増加に伴い，補正係数γ_Cおよびγ_Tは1に近づく。

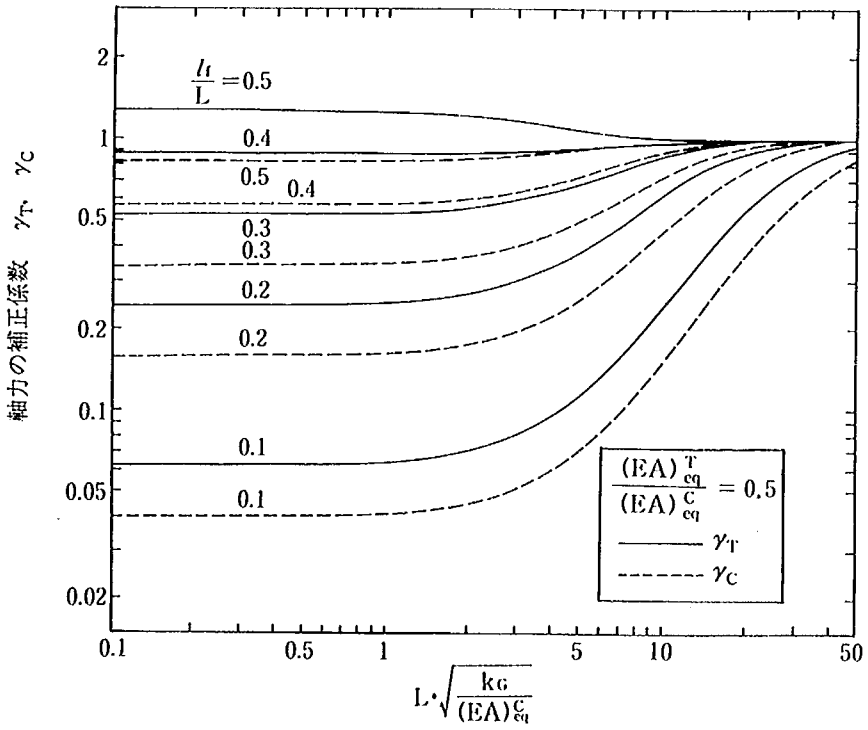
(3) $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$が小さくなるに従い，すなわち，トンネルの軸引張剛性と軸圧縮剛性の差が大きくなるに従い，γ_Tは増大しγ_Cは減少する。

(4) 可撓性継手の設置間隔が短いほど，軸力の低減効果は大きい。

以上に検討した軸力の補正係数を用いると，伸縮継

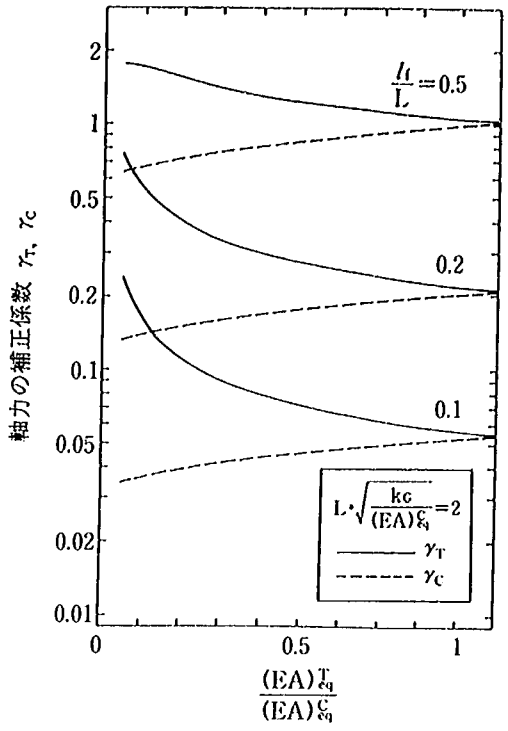


(a) $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}=0.2$

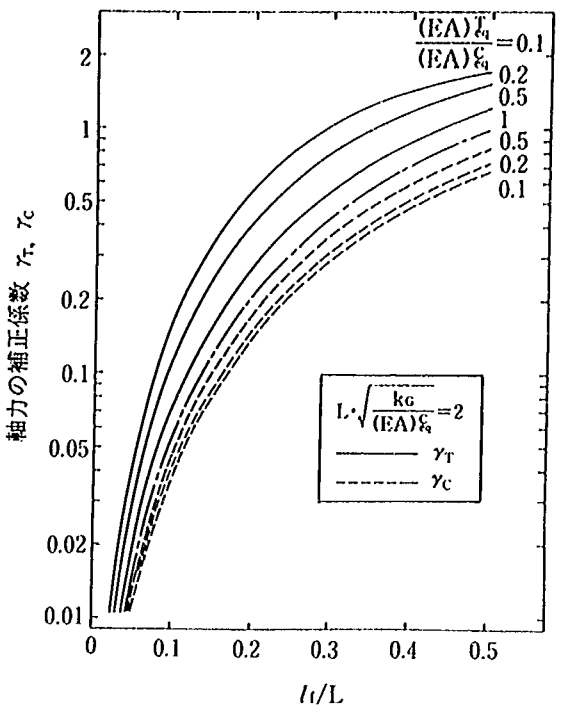


(b) $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}=0.5$

図－3.17 $L\cdot\lambda_C$と軸力の補正係数との関係



図－3.18　$(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$と軸力の補正係数との関係



図－3.19　l_f/Lと軸力の補正係数との関係

手を設置した場合のトンネルの最大軸力は次のように表わされる。

$$\left.\begin{matrix}N_{fTmax}\\N_{fCmax}\end{matrix}\right\}=\alpha\cdot\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot(EA)^C_{eq}\cdot\left\{\begin{matrix}\beta_T\\\beta_C\end{matrix}\right. \quad\cdots(3.52)$$

$$\alpha=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2},\quad \lambda_C=\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^C_{eq}}} \quad(3.53)$$

式（3.47）及び（3.48），または式（3.52）に示される最大引張力と最大圧縮力との比を図－3.20に示す。図－3.20と図－3.5とを比較すると，可撓性継手の無い場合と比較して，これを設置することにより最大引張力と最大圧縮力との差が小さくなることがわかる。このことは，前述した軸力の補正係数γ_Tとγ_Cの特性①と表裏をなすものである。

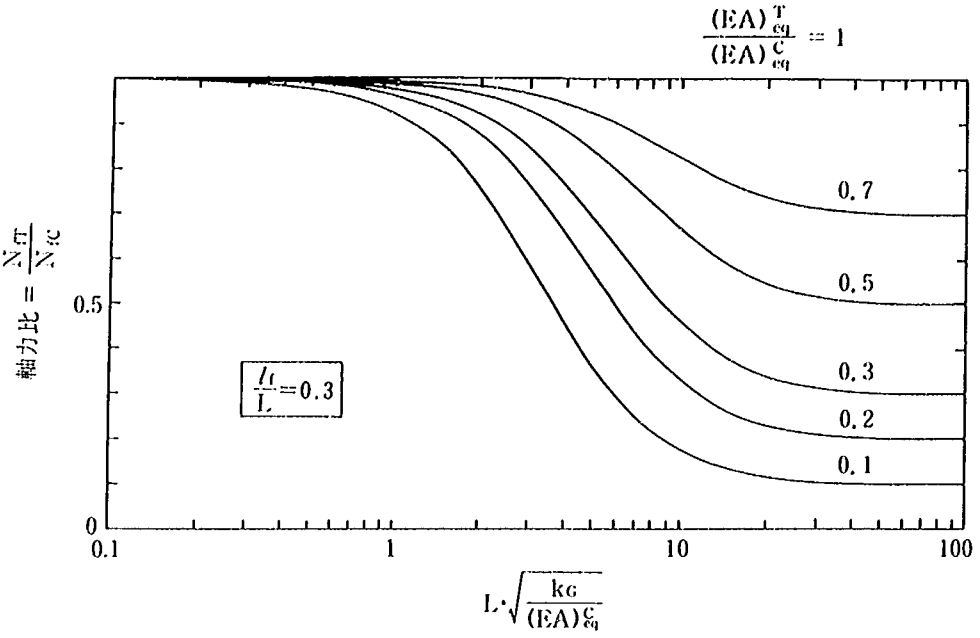
次に，可撓性継手の伸縮量δ_fについては次のようになる。式（3.46）に示したように，可撓性継手の最大縮みδ_{fCmax}と最大伸びδ_{fTmax}は地盤振動変位の位相がそれぞれπ，0の場合に生ずる。この時，可撓性継手を挟む左右のトンネル要素は，l_fの全域でそれぞれ圧縮，引張の応力状態となる。可撓性継手の右側の要素の左端変位δ_Lと左側の要素の右端変位δ_Rとは式（3.42）を参照して式（3.45）のように表わされるから，上記の条件により，δ_{fTmax}とδ_{fCmax}は式（3.56）及び式（3.57）で示される。

$$\delta_L=\delta\{0,l_f,(EA)_m,\phi\} \quad\cdots\cdots(3.54)$$

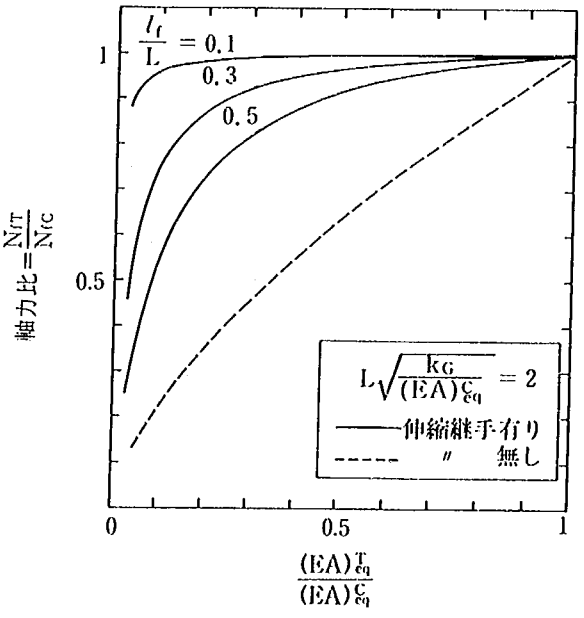
$$\delta_R=\delta\left\{l_f,l_f(EA)_m,\phi-2\pi\cdot\frac{l_f}{L}\right\} \quad\cdots\cdots(3.55)$$

$$\delta_{fTmax}=\delta\left\{0,l_f,(EA)^T_{eq},0\right\}-\delta\left\{l_f,l_f,(EA)^T_{eq}-2\pi\cdot\frac{l_f}{L}\right\}$$

$$=\frac{\frac{2\pi\cdot U_0}{L\cdot\lambda_T}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\frac{2}{\sin h(l_f\cdot\lambda_T)}\cdot\left[\cos h(l_f\cdot\lambda_T)-\cos\left(2\pi\cdot\frac{l_f}{L}\right)\right] \quad\cdots\cdots(3.56)$$



(a) L・λcとの関係



(b) $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$との関係

図－3.20 最大引張力と最大圧縮力との比

$$\delta_{fCmax} = \delta\left\{0, l_f, (EA)^C_{eq}, \pi\right\} - \delta\left\{l_f, l_f, (EA)^C_{eq} - 2\pi\cdot\frac{l_f}{L}\right\}$$
$$= \frac{\frac{2\pi\cdot U_0}{L\cdot\lambda_T}}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\cdot\frac{2}{\sin h(l_f\cdot\lambda_C)}\cdot\left[\cos h(l_f\cdot\lambda_C) - \cos\left(2\pi\cdot\frac{l_f}{L}\right)\right] \quad \cdots\cdots (3.57)$$

δ_{fTmax}およびδ_{fCmax}は3つの無次元パラメータ$L\cdot\lambda_C$, $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$およびl_f/Lで規定される。図－3.21～図－3.23にこれらのパラメータと可撓性継手の伸縮量との関係を示す。これらの図より，伸縮量の特性として以下の点が指摘される。

(1) 可撓性継手の最大縮み量δ_{fCmax}と最大伸び量δ_{fTmax}とでは，δ_{fCmax}の方が大きい。ただし，$L\cdot\lambda_C$の値が2程度より小さい場合には，両者の差は小さい。

(2) $L\cdot\lambda_C$の増加に伴い，伸縮量は減少する。

(3) $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$の伸縮量に与える影響は小さい。

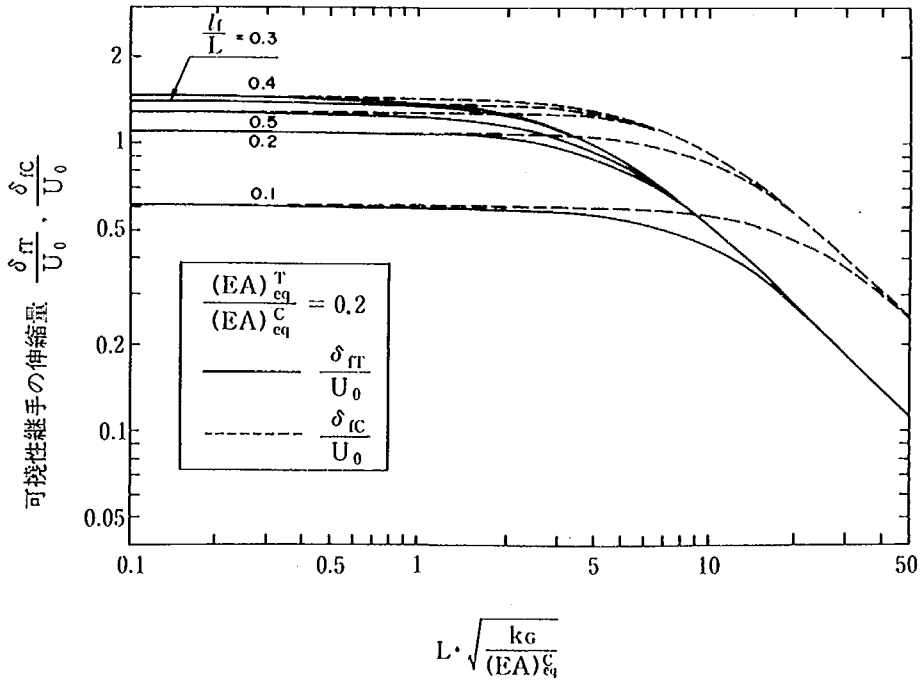
3.3 耐震計算例

3.3.1 対象トンネル

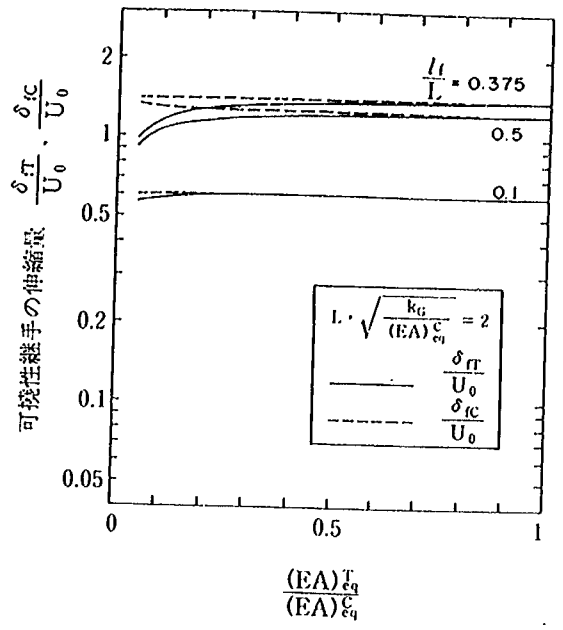
ここでは，3.1及び3.2に示したシールドトンネルの耐震設計法に従った耐震計算例を示す。計算の対象としたシールドトンネルの断面形状を図－3.24に，セグメント及びリング継ぎボルトの諸元を表－3.1にそれぞれ示す。トンネル路線に沿った地盤の地質断面図は図－3.25に示す通りである。土被り厚はトンネル外径程度を考え，トンネル軸線の深度を海底面下21mとした。地盤各層の動的物性値は表－3.2に示す通りである。

表－3.1 セグメントおよびリング継ぎボルトの諸元

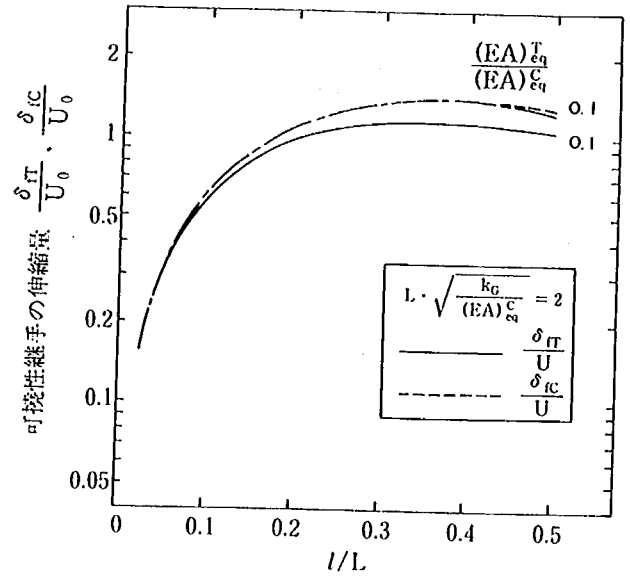
セグメント	外径 D (mm)	13,400
	内径 (mm)	12,200
	分割数	13
	幅 l_S (mm)	1,500
	厚さ t (mm)	600
	断面積 A_S (m²)	24.13
	ヤング率 E_S (tf／m²)	3.75×10^6
リング継ぎボルト	本数 n	62
	ボルトピッチ (mm)	628
	ねじの呼び	M36
	有効断面積 (mm²)	817
	首下長さ (mm)	100
	強度区分	8.8
	ヤング率 E_B (tf／m²)	2.1×10^7



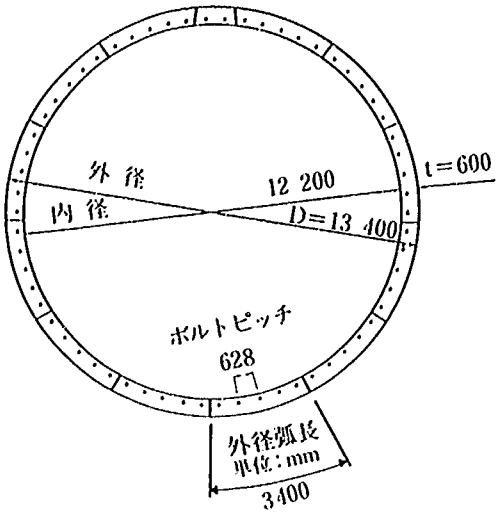
図－3.21 $L\cdot\lambda_C$と可撓性継手の伸縮量との関係



図－3.22 $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$と可撓性継手の伸縮量との関係



図－3.23 l_f/Lと可撓性継手の伸縮量との関係



図－3.24　解析対象としたシールドトンネルの断面図

表－3.2　地盤の動的物性値

地層名		単位体積重量 γ_t (tf／m³)	せん断波速度 V_S (m／sec)	せん断弾性係数 G (tf／m²)
地域区分A	A_{C1}	1.36	73	740
	A_{C2}	1.63	80	1,060
	A_S	1.76	90	1,440
	D_{2C}	1.69	160	4,270
	D_{1C}	1.59	180	5,000
	D_{2S}	1.87	240	11,400
	D_{2g}	2.43	290	21,300
地域区分B	A_{C1}	1.39	86	1,050
	A_S	1.76	120	2,780
	D_{5C}	1.68	230	8,940
	D_{1C}	1.73	320	17,700
	D_{5S}	1.86	260	12,800

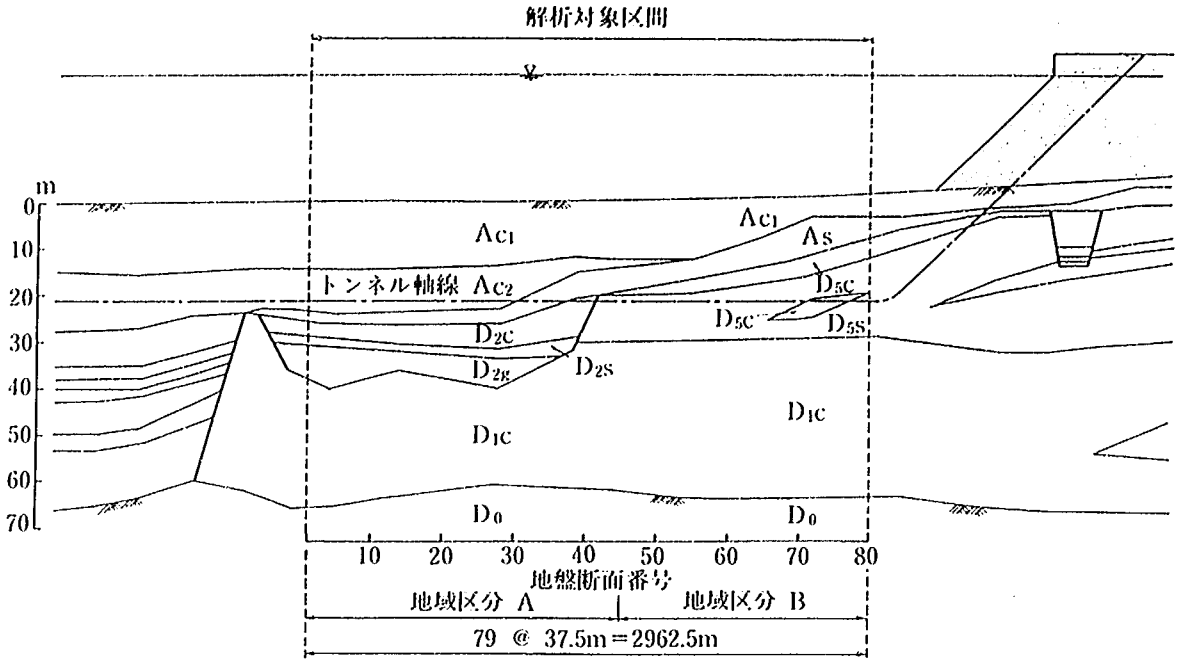
計算対象区間は図－3.25に示す延長約3,000mの区間で，この区間の25リング分（37.5m）毎の計80断面において軸力を算定した。なお，耐震計算上の基盤面（地質記号D_0）における設計水平深度は0.15とした。

3.3.2　応答変位法によるトンネル長手方向の解析

(1)　トンネルの剛性

解析に用いるリング継手の構造を図－3.26に示す。リング継手金具面板の厚さは16mmとした。リング継手のバネ定数は，実際には継手金具面板とボルトの剛性によって決まるが，ここでは継手金具は十分に剛であると考え，ボルトの軸剛性により決定することとした。リング継ぎボルトの諸元は表－3.3に示す通りである。

リング継ぎボルト1本当たりの軸剛性は，式（2.1）により，



図－3.25 解析対象区間の地質縦断図

$$k_B = \frac{2.1\times10^7\times817\times10^{-6}}{\frac{817}{1018}\times0.022+0.022+0.0174}$$

$$= 3.01\times10^5\ \mathrm{tf/m} \qquad \cdots\cdots(3.58)$$

となる。リング継手全体の軸引張剛性は，

$$K_J = n_J\cdot k_B = 62\times3.01\times10^5 = 1.87\times10^7\ \mathrm{tf/m} \qquad \cdots\cdots(3.59)$$

となる。トンネル覆工の等価剛性は，式（3.2）および式（3.3）より，以下のように算定される。

$$(EA)^C_{eq} = E_S\cdot A_S = 3.75\times10^6\times24.13 = 9.05\times10^7\ \mathrm{tf}$$

$$(EA)^T_{eq} = \frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_J}+1 = \frac{3.75\times10_6\times24.13}{1.5\times1.87\times10^7}+1$$

$$= 24.14\times10^7\ \mathrm{tf} \qquad \cdots\cdots(3.60)$$

したがって，引張剛性の圧縮剛性に対する比は0.236となる。表－3.4にこれらの剛性をまとめて示す。

(2) 地盤の固有周期

各検討断面における地盤の固有周期Tは次式により求めた。

$$T = \sum_{i=1}^{n}\frac{4H_i}{V_{Si}} \qquad \cdots\cdots(3.61)$$

(3) 地盤のバネ定数

各検討断面における地盤のバネ定数k_Gは，次式により算定した。

表－3.3 リング継ぎボルト諸元

本数 n	62
ボルトピッチ (mm)	628
ねじの呼び	M36
有効断面積 (mm²)	817
首下長さ (mm)	100
強度区分	8.8
ヤング率E_B (tf/m²)	2.1×10^7

$$K_G = 1.0\,G_{eq}$$

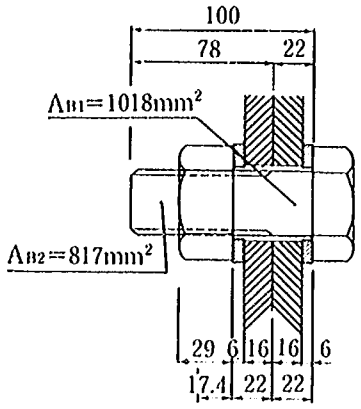
$$G_{eq} = \frac{\gamma_{eq}}{g}\cdot V_{eq}^2$$

$$\gamma_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\gamma_i\cdot H_i}{H} \qquad \cdots\cdots(3.62)$$

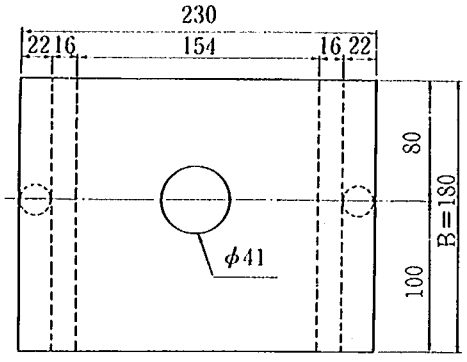
$$V_{eq} = \frac{4H}{T}$$

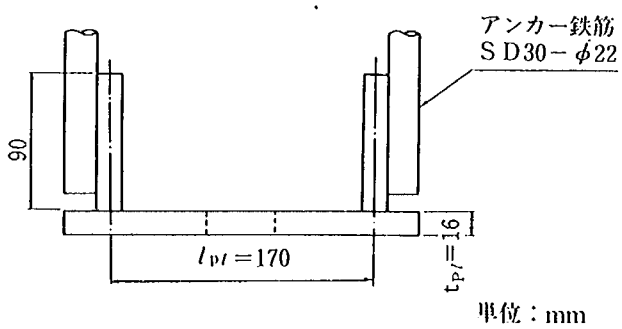
(4) 地盤の振動変位

各検討断面における地盤振動変位の振幅U_0および波長Lは，次式により算定した。



(a) リング継ぎボルト





単位：mm

(b) リング継手金具

図－3.26　リング継手の構造

表－3.4　トンネルの軸剛性

リング継ぎボルトの引張剛性	ボルト1本当り k_B(tf/m)	3.01×10^5
	リング継ぎ全体 K_J(tf/m)	1.87×10^7
等価剛性	軸引張剛性 $(EA)^T_{eq}$ (tf)	2.14×10^7
	軸圧縮剛性 $(EA)^C_{eq}$ (tf)	9.05×10^7
	剛性比 $(EA)^T_{eq}/(EA)^C_{eq}$	0.236

$$U_0=U_h/\sqrt{2} \quad \cdots\cdots (3.63)$$

$$L=4H\cdot\sqrt{2} \quad \cdots\cdots (3.64)$$

ただし，

$$U_h=\frac{2}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T\cdot k_h\cdot\cos\left(\frac{\pi\cdot z}{2H}\right) \quad \cdots(3.65)$$

ここに，

S_v：単位震度当りの応答速度（=80cm／sec）

k_h：設計水平震度（=0.15）

z：地表面からの深さ（=21m）

上記算定式における係数 $\sqrt{2}$ は，地盤振動の方向がトンネル軸に対し45°の角度をなすと仮定して定めたものである。

以上の計算結果をまとめて示すと表－3.5のようになる。図－3.27に式（3.61）により算定された地盤の固有周期の分布を示す。表－3.2に示した地盤の物性値は特性の地域区分による違いにより，地盤断面番号45と46の間において，表層地盤の固有周期ならびにトンネルと地盤を結ぶバネ定数に大きな違いがある。

(5) トンネルに生じる軸力

各検討断面においてトンネルに生じる軸力は，表－3.5に示した各断面の地盤定数ならびに振動変位と式（3.22）に示される軸力の算定式とを用いて算定した。1例として，断面番号20における計算例を示すと次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} L\cdot\lambda_C&=L\cdot\sqrt{\frac{k_G}{(EA)_{eq}}}=335\times\frac{2250}{9.05\times10^7}=1.77\\ L\cdot\lambda_T&=L\cdot\sqrt{\frac{k_G}{(EA)^T_{eq}}}=335\times\sqrt{\frac{2250}{2.14\times10^7}}=3.64\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.66)$$

これらを式（3.6）に代入して η/L に関する方程式を解くと，

$$\frac{\eta}{L}=0.1810 \quad \cdots\cdots (3.67)$$

$$\beta_T=\frac{(EA)^T_{eq}}{(EA)^C_{eq}}\cdot\frac{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\frac{\cos\left(2\pi\cdot\frac{\eta}{L}\right)}{\left\{1-\cosh\left(L\cdot\lambda_T\cdot\frac{\eta}{L}\right)\right\}}=0.531 \quad (3.68)$$

$$\beta_C=1+\frac{\cos\left(2\pi\cdot\frac{\pi}{L}\right)}{\cosh\left\{L\cdot\lambda_C\left(\frac{1}{2}-\frac{\eta}{L}\right)\right\}}=1.361 \quad \cdots\cdots (3.69)$$

表－3.5 地盤諸元及び地盤振動変位(1)

地盤断面番号	層厚 H (m)	固有周期 T (sec)	換算単位重量 γ_{eq} (tf／m³)	せん断波速度 V_{eq} (m／sec)	換算せん断剛性 G_{eq} (tf／m²)	変位振幅 U_0 (cm)	波長 L (m)	地盤バネ定数 K_G(tf／m)
1	66.1	2.19	1.66	121	2460	3.31	374	46125
2	66.2	2.20	1.67	120	2460	3.32	374	92250
3	66.0	2.20	1.67	120	2470	3.32	373	92625
4	66.1	2.20	1.68	120	2480	3.32	374	93000
5	65.7	2.19	1.67	120	2440	3.30	372	91500
6	65.7	2.20	1.67	119	2420	3.32	372	90750
7	65.5	2.20	1.66	119	2390	3.31	371	89625
8	65.3	2.21	1.65	118	2360	3.33	369	88500
9	65.0	2.21	1.65	118	2330	3.32	368	87375
10	65.0	2.21	1.64	117	2310	3.32	368	86625
11	64.5	2.21	1.63	117	2280	3.31	365	85500
12	64.4	2.21	1.63	116	2250	3.31	364	84375
13	64.2	2.21	1.62	116	2240	3.31	363	84000
14	63.9	2.21	1.62	116	2210	3.30	361	82875
15	63.9	2.21	1.62	116	2220	3.30	361	83250
16	63.6	2.20	1.62	116	2220	3.29	360	83250
17	63.4	2.19	1.63	116	2220	3.27	359	83250
18	63.0	2.18	1.63	116	2230	3.25	356	83625
19	63.0	2.17	1.63	116	2240	3.23	356	84000
20	62.7	2.16	1.64	116	2250	3.21	355	84375
21	62.5	2.16	1.64	116	2240	3.21	354	84000
22	62.3	2.15	1.64	116	2250	3.19	352	84375
23	62.0	2.14	1.64	116	2250	3.17	351	84375
24	61.9	2.13	1.65	116	2260	3.15	350	84750
25	61.8	2.13	1.65	116	2270	3.15	350	85125
26	61.6	2.12	1.65	116	2280	3.14	348	85500
27	61.3	2.10	1.66	117	2300	3.10	347	86250
28	61.1	2.10	1.66	116	2290	3.10	346	85875
29	61.2	2.10	1.65	117	2290	3.10	346	85875
30	61.4	2.09	1.64	117	2310	3.09	347	86625
31	61.3	2.08	1.63	118	2310	3.07	347	86625
32	61.5	2.08	1.63	118	2330	3.07	348	87375
33	61.7	2.07	1.62	119	2350	3.06	349	88125
34	61.7	2.06	1.61	120	2360	3.05	349	88500
35	61.8	2.06	1.60	120	2370	3.05	350	88875
36	61.8	2.05	1.60	121	2370	3.03	350	88875
37	61.9	2.04	1.59	122	2400	3.02	350	90000
38	62.0	2.03	1.59	122	2410	3.01	351	90375
39	62.1	2.03	1.58	122	2410	3.01	351	90375
40	62.1	2.00	1.59	124	2500	2.97	351	93750

表－3.5　地盤諸元及び地盤振動変位(2)

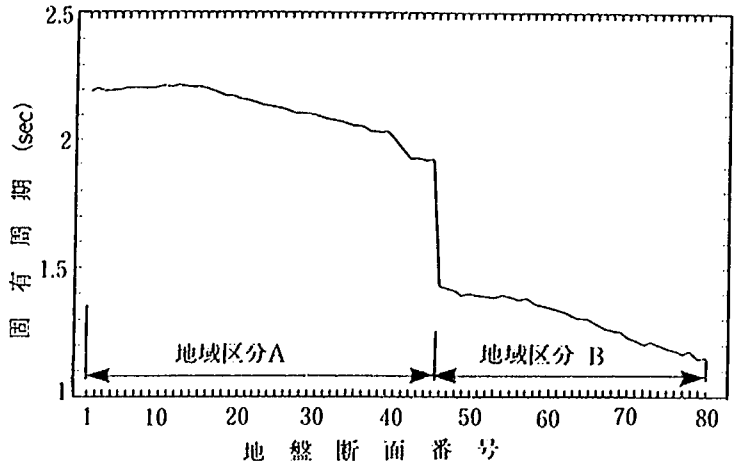
地盤断面番号	層厚 H(m)	固有周期 T(sec)	換算単位重量 γ_{eq} (tf/m³)	せん断波速度 V_{eq} (m/sec)	換算せん断剛性 G_{eq} (tf/m²)	変位振幅 U_0 (cm)	波長 L(m)	地盤バネ定数 K_G(tf/m)
41	62.2	1.97	1.60	126	2600	2.92	352	97500
42	62.3	1.93	1.60	129	2720	2.86	352	102000
43	62.5	1.93	1.60	129	2740	2.87	354	102750
44	62.5	1.92	1.60	130	2770	2.85	354	103875
45	62.7	1.92	1.60	130	2780	2.85	355	104250
46	63.2	1.43	1.68	177	5360	2.13	358	201000
47	63.2	1.42	1.68	178	5440	2.12	358	204000
48	63.4	1.41	1.68	179	5520	2.11	359	207000
49	63.4	1.39	1.68	182	5680	2.08	359	213000
50	63.5	1.40	1.68	182	5650	2.09	359	211875
51	64.0	1.39	1.68	184	5800	2.08	362	217500
52	64.0	1.39	1.68	184	5820	2.08	362	218250
53	64.3	1.39	1.68	185	5880	2.08	364	220500
54	64.7	1.39	1.68	186	5910	2.09	366	221625
55	64.8	1.39	1.68	187	5980	2.09	367	224250
56	64.8	1.38	1.68	188	6090	2.07	367	228375
57	65.3	1.38	1.69	189	6160	2.08	369	231000
58	65.0	1.36	1.69	191	6290	2.04	368	235875
59	64.9	1.35	1.69	192	6390	2.03	367	239625
60	65.2	1.34	1.70	194	6520	2.02	369	244500
61	65.4	1.34	1.70	196	6620	2.01	370	248250
62	65.3	1.33	1.70	196	6690	2.00	369	250875
63	65.1	1.31	1.70	199	6880	1.97	368	258000
64	65.4	1.31	1.71	200	6970	1.97	370	261375
65	65.7	1.30	1.71	202	7100	1.96	372	266250
66	65.3	1.28	1.71	204	7280	1.93	369	273000
67	65.0	1.27	1.71	205	7380	1.90	368	276750
68	65.3	1.26	1.72	208	7550	1.89	369	283125
69	65.7	1.26	1.72	209	7680	1.89	372	288000
70	65.3	1.23	1.72	213	7960	1.85	369	298500
71	65.1	1.21	1.72	215	8100	1.82	368	303750
72	65.3	1.20	1.72	217	8300	1.81	369	311250
73	65.8	1.21	1.72	218	8370	1.82	372	313875
74	65.9	1.20	1.73	220	8530	1.81	373	319875
75	65.6	1.19	1.73	221	8610	1.79	371	322875
76	65.8	1.18	1.73	223	8770	1.78	372	328875
77	65.2	1.17	1.73	224	8830	1.75	369	331125
78	66.3	1.18	1.73	225	8990	1.78	375	337125
79	65.2	1.14	1.74	228	9200	1.72	369	345000
80	65.8	1.15	1.74	229	9270	1.74	372	173813

(注)　$T=\sum 4H_i/V_{si}$,　$U_h=\frac{2}{\pi^2}\cdot Sv\cdot T\cdot K_h\cdot\cos\left(\frac{\pi\cdot z}{2H}\right)$

$\gamma_{eq}=\sum\gamma_i\cdot H_i/H$,　$Sv=80cm/sec$,　$K_h=0.15$,　$z=21m$

$V_{eq}=4H/T$

$G_{eq}=r_{eq}/g\cdot V_{eq}^2$　$U_0=U_h/\sqrt{2}$,　$L=4H\cdot\sqrt{2}$



図－3.27 地盤各断面の固有周期

$$\alpha = \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2} = 0.0735 \quad \cdots\cdots (3.70)$$

$$\left.\begin{matrix} N_T \\ N_C \end{matrix}\right\} = \alpha\cdot\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot(EA)^C_{eq}\cdot\left\{\begin{matrix}\beta_T\\ \beta_C\end{matrix}\right.$$

$$=0.0735\times\frac{2\pi\times 0.0321}{355}\times 9.05\times 10^7\times\left\{\begin{matrix}0.531\\ 1.361\end{matrix}\right.$$

$$=\left\{\begin{matrix}2010\ \text{tf}\\ 5140\ \text{tf}\end{matrix}\right. \quad \cdots\cdots (3.71)$$

各検討断面においてトンネルに生じる軸力を表－3.6に示す。同表には参考として，引張側剛性 $(EA)^T_{eq}$ または圧縮側剛性 $(EA)^C_{eq}$ のみを用いた線形解析による軸力

$$N'_T = \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_T}\right)^2}\cdot\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot(EA)^T_{eq} \quad \cdots\cdots (3.72)$$

$$N'_C = \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L\cdot\lambda_C}\right)^2}\cdot\frac{2\pi\cdot U_0}{L}\cdot(EA)^C_{eq} \quad \cdots\cdots (3.73)$$

を合わせて示してある。また，軸力分布を図－3.28に示す。

(6) 覆工各部の応力

最大圧縮力8,610tf，最大引張力3,150tf（共に地盤断面番号78）に対する応力は，式（3.4）により次のようになる。

$$\sigma_C = \frac{8610}{24.13} = 357\ \text{tf/m}^2 = 35.7\ \text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_T = \frac{3150}{24.13} = 131\ \text{tf/m}^2 = 13.1\text{kgf/cm}^2$$

$$f_J = \frac{3150}{62} = 50.8\ \text{tf} \quad \cdots\cdots (3.74)$$

3.4 まとめ

(1) 沈埋トンネルや共同溝などの線状地中構造物の耐震解析に用いられている応答変位法に，シールドトンネルの覆工剛性を加味した耐震解析法を提案した。

(2) 可撓性継手を設けることによる軸力の低減効果は，圧縮力に対しては大きいが，引張力に対してはこれに比較して小さい。可撓性継手の設置間隔が比較的長い場合には，可撓性継手の設置によって引張力が増加することもある。ただし，一般には，可撓性継手の設置間隔が短いほど軸力の低減効果は大きくなる。

(3) 可撓性継手の設置による軸力の低減率または増加率は，軸力の補正係数の形で表すことができる。この係数は，引張剛性と圧縮剛性の比，継手設置間隔と地盤振動変位の波長の比等によって決まる。

表－3.6 耐震設計結果(1)

地盤断面番号	L・λ_C	α	軸力係数		最大軸力		参考	
			β_T	β_C	N_{Tmax} (tf)	N_{Cmax} (tf)	N_T' (tf)	N_C' (tf)
1	1.95	0.0878	0.524	1.349	2320	5960	3440	4420
2	1.95	0.0878	0.524	1.349	2320	5980	3450	4430
3	1.95	0.0877	0.524	1.349	2330	5990	3460	4440
4	1.96	0.0885	0.523	1.348	2340	6020	3470	4470
5	1.93	0.0863	0.525	1.350	2290	5880	3410	4360
6	1.92	0.0857	0.525	1.351	2280	5880	3410	4350
7	1.91	0.0843	0.525	1.351	2250	5780	3360	4280
8	1.88	0.0825	0.527	1.353	2230	5730	3340	4230
9	1.87	0.0811	0.527	1.354	2190	5640	3300	4160
10	1.86	0.0805	0.527	1.355	2180	5600	3280	4130
11	1.83	0.0784	0.529	1.357	2140	5480	3220	4040
12	1.81	0.0770	0.529	1.358	2110	5410	3190	3980
13	1.81	0.0763	0.529	1.358	2090	5370	3170	3960
14	1.78	0.0746	0.531	1.360	2060	5270	3120	3880
15	1.79	0.0749	0.530	1.360	2060	5300	3140	3890
16	1.78	0.0745	0.531	1.360	2060	5270	3120	3870
17	1.78	0.0741	0.531	1.360	2040	5220	3100	3840
18	1.77	0.0733	0.531	1.361	2020	5180	3080	3810
19	1.77	0.0736	0.531	1.361	2020	5170	3070	3800
20	1.77	0.0735	0.531	1.361	2010	5140	3060	3780
21	1.76	0.0728	0.531	1.362	1990	5120	3040	3760
22	1.76	0.0724	0.531	1.362	1980	5080	3020	3730
23	1.75	0.0720	0.532	1.362	1970	5040	3000	3700
24	1.75	0.0719	0.532	1.362	1960	5010	2990	3680
25	1.75	0.0722	0.532	1.362	1970	5030	3000	3700
26	1.75	0.0717	0.532	1.362	1960	5010	2990	3680
27	1.75	0.0719	0.532	1.362	1940	4980	2970	3650
28	1.74	0.0713	0.532	1.363	1930	4950	2950	3630
29	1.74	0.0713	0.532	1.363	1930	4950	2950	3630
30	1.75	0.0722	0.532	1.362	1950	4980	2970	3660
31	1.75	0.0722	0.532	1.362	1930	4950	2950	3630
32	1.77	0.0732	0.531	1.361	1950	5000	2970	3670
33	1.78	0.0742	0.531	1.360	1960	5030	2980	3700
34	1.78	0.0745	0.531	1.360	1960	5030	2980	3700
35	1.79	0.0752	0.530	1.360	1970	5060	3000	3720
36	1.79	0.0752	0.530	1.360	1960	5030	2980	3700
37	1.80	0.0760	0.530	1.359	1980	5070	3000	3730
38	1.81	0.0767	0.529	1.358	1980	5080	3000	3740
39	1.81	0.0767	0.529	1.358	1980	5080	3000	3740
40	1.84	0.0794	0.528	1.356	2020	5180	3040	3820

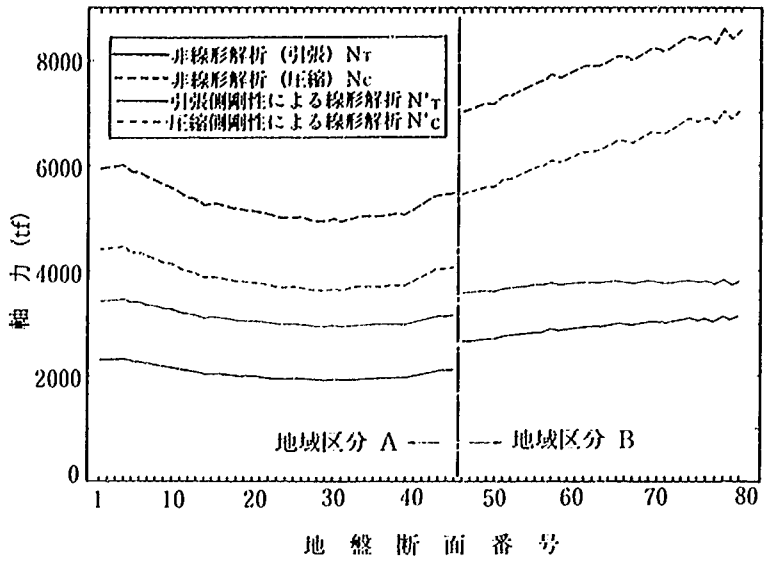
表－3.6 耐震設計結果(2)

地盤断面番号	L・λC	α	軸力係数		最大軸力		参考	
			β_T	β_C	N_{Tmax} (tf)	N_{Tmax} (tf)	N_T' (tf)	N_C' (tf)
41	1.89	0.0827	0.526	1.353	2050	5280	3080	3900
42	1.93	0.0862	0.525	1.350	2090	5380	3120	3980
43	1.95	0.0877	0.524	1.349	2120	5450	3150	4040
44	1.96	0.0886	0.523	1.348	2120	5460	3150	4050
45	1.97	0.0893	0.523	1.347	2130	5490	3160	4080
46	2.76	0.1613	0.489	1.289	2670	7030	3590	5460
47	2.78	0.1633	0.488	1.288	2680	7080	3600	5500
48	2.80	0.1661	0.487	1.286	2700	7140	3610	5550
49	2.84	0.1701	0.486	1.283	2720	7190	3620	5600
50	2.84	0.1693	0.486	1.283	2720	7190	3620	5600
51	2.90	0.1754	0.483	1.279	2770	7330	3660	5730
52	2.90	0.1759	0.483	1.279	2780	7350	3670	5750
53	2.93	0.1790	0.482	1.277	2800	7430	3690	5820
54	2.96	0.1814	0.480	1.274	2830	7500	3710	5890
55	2.98	0.1840	0.479	1.273	2850	7580	3740	5960
56	3.01	0.1867	0.478	1.271	2860	7610	3740	5990
57	3.04	0.1901	0.477	1.269	2910	7730	3780	6090
58	3.07	0.1925	0.475	1.266	2880	7680	3740	6070
59	3.08	0.1941	0.475	1.266	2900	7730	3750	6110
60	3.13	0.1990	0.473	1.262	2930	7820	3770	6200
61	3.16	0.2023	0.472	1.260	2950	7880	3780	6250
62	3.17	0.2032	0.471	1.259	2950	7880	3780	6260
63	3.21	0.2068	0.469	1.256	2950	7910	3780	6300
64	3.25	0.2108	0.468	1.253	2990	8000	3800	6380
65	3.29	0.2157	0.466	1.251	3010	8080	3810	6460
66	3.31	0.2172	0.465	1.249	3000	8070	3800	6460
67	3.32	0.2186	0.465	1.248	2980	8010	3760	6420
68	3.37	0.2234	0.462	1.245	3010	8100	3780	6510
69	3.43	0.2293	0.460	1.241	3050	8220	3810	6620
70	3.46	0.2328	0.459	1.239	3050	8220	3790	6640
71	3.48	0.2349	0.458	1.237	3030	8170	3760	6610
72	3.53	0.2403	0.456	1.234	3060	8270	3770	6700
73	3.58	0.2448	0.453	1.231	3090	8380	3800	6810
74	3.62	0.2493	0.452	1.228	3110	8450	3810	6880
75	3.62	0.2491	0.452	1.228	3090	8390	3790	6830
76	3.66	0.2536	0.450	1.225	3100	8450	3790	6900
77	3.64	0.2518	0.451	1.227	3060	8330	3750	6790
78	3.74	0.2614	0.447	1.220	3150	8610	3830	7050
79	3.72	0.2596	0.448	1.221	3080	8400	3740	6880
80	3.76	0.2642	0.446	1.219	3130	8570	3790	7030

(注) $(EA)^C_{eq}=9.05\times10^7$tf

$(EA)^T_{eq}=2.14\times10^7$tf

参考欄のN_T', N_C'は，それぞれ$(EA)^T_{eq}$, $(EA)^C_{eq}$のみを用いた線形解析値



図－3.28　軸力分布図

4．地震応答解析における覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響[66)67)]

4.1　まえがき

第2章に示したように，シールドトンネルの軸剛性は引張側と圧縮側とで式（2.2）及び式（2.3）のように変化する。第3章では，このような軸剛性の非線形性を等価剛性として応答変位法に取り入れることによる耐震計算法を提案したが，ここでは地震応答解析により，より詳細に軸剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響を検討する。なお，本章では，引張側と圧縮側の軸剛性の違いがより明確になるように，二次覆工を設けない状態のシールドトンネルを解析の対象とすることとする。

4.2　シールドトンネルの地震応答解析手法

4.2.1　解析手法の概要

本解析の手順を図－4.1に示す。解析対象トンネルの諸元，周辺地盤の諸元，入力地震動等が設定された後，以下に示す手順でシールドトンネルの動的応答解析を行う。

① 表層地盤の動的応答解析モデルの作成

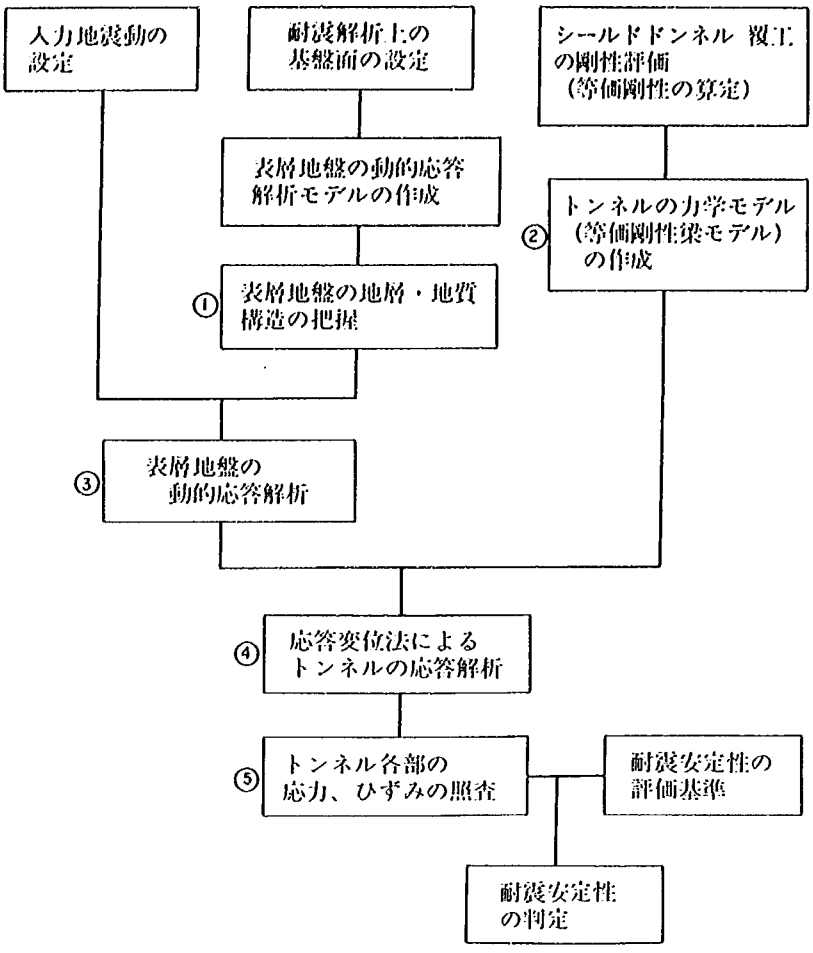
表層地盤の動的応答解析モデルを作成する。モデル化手法は，沈埋トンネル等の動的応答解析で多く用いられている手法[48)49)]と同様であり，解析対象領域の表層地盤をトンネル軸に沿って多数の切片に分割し，各地盤切片の地層構成に基づいて，それらのせん断1次振動と等価な振動特性を有する質点およびバネに置換するものである。

② トンネルの力学モデル（等価剛性梁モデル）の作成

シールドトンネル本体の力学モデルを作成する。モデル化手法は，トンネル覆工を弾性床上の梁に置換するという点で，基本的には他の線状地中構造物のモデル化手法と変わらないが，シールドセグメントとリング継手とで構築されている覆工の力学的挙動の特性を考慮したモデル化が必要である。本解析では，シールドセグメントの剛性とリング継手の剛性を評価し，トンネル覆工をこれと等価な軸剛性を有する一様連続な梁に置換する方法を用いた[43)]。この梁の軸剛性は，引張と圧縮とで異なる値をとる。

③ 表層地盤の動的応答解析

表層地盤の動的応答解析を行い，トンネル軸線に沿った地盤の応答変位を算定する。この応答変位は，トンネル本体の応答を解析するための入力地震動となるもので，各地盤質点について時系列で求める。



図－4.1　シールドトンネルの動的応答解析の手順

④　応答変位法によるトンネルの応答解析

トンネル本体の応答解析は，③の応答解析で求められたトンネル軸に沿った地盤の応答変位を，地盤とトンネルとを結ぶバネを介してトンネルに入力することにより行われる。この応答解析は，梁の軸剛性の非線形性を考慮するため，非線形解析となる。

⑤　トンネル各部の応力，ひずみの照査

トンネル各部の応答値と，覆工部材の許容応力，許容ひずみ等とを比較し，トンネルの耐震安定性を判定する。

なお，本解析には，土木研究所で開発した沈埋トンネルの非線形地震応答解析プログラムＤＡＳＴ－Ｓ[50]を用いた。ＤＡＳＴ－Ｓでは，トンネル継手の非線形性及びトンネルと地盤を結ぶばねの非線形性を考慮することができる。

4.2.2　シールドトンネルのモデル化手法

(1)　覆工剛性の評価

式（2.2），式（2.3）よりシールドトンネルの等価軸剛性は以下のように表わされる。

①　等価軸圧縮剛性

$$(EA)^{C}_{eq} = K_S \cdot l_S = E_S \cdot A_S \quad \cdots\cdots (4.1)$$

②　等価軸引張剛性

$$(EA)^{T}_{eq1} = \frac{K_S \cdot K_{J1}}{K_S + K_{J1}} \cdot l_S = \frac{1}{\dfrac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_{J1}} + 1} \cdot E_S \cdot A_S \quad : \quad \varepsilon \leqq \varepsilon_y \quad \cdots\cdots (4.2)$$

$$(EA)^{T}_{eq2}=\frac{K_S\cdot K_{J2}}{K_S+K_{J2}}\cdot l_S$$

$$=\frac{1}{\dfrac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_{J2}}+1}\cdot E_S\cdot A_S\ :\ \varepsilon\geqq\varepsilon_y$$

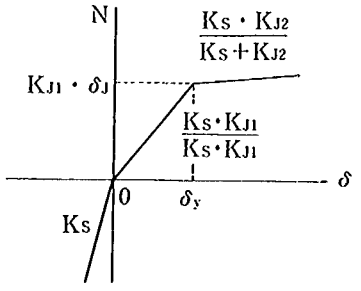
ただし，

$$\varepsilon_y=\left(\frac{l_S\cdot K_{J1}}{E_S\cdot A_S}+1\right)\cdot\frac{\delta_{Jy}}{l_S}$$

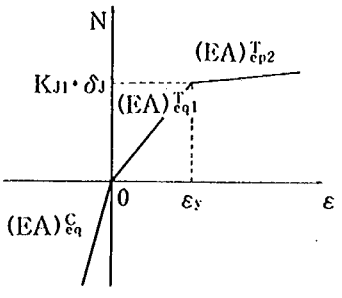
図－4.2(a)(b)は式（4.1）及び式（4.2）の等価軸剛性を図示したものである。

(2) トンネルの等価剛性梁モデル

トンネル本体は，式（4.1）および式（4.2）の等価剛性を有する梁としてモデル化する。図－4.3にシールドトンネルの動的応答解析モデルの概念図を示す。同図に示すように，トンネルには表層地盤の応答変位が，地盤とトンネルとを結ぶバネを介して入力される。このバネは，地盤とトンネルとの間の相対変位量に対応して作用する地盤反力を表現し，本来トンネル軸に沿って連続して分布しているものであるが，解析上はこれを適当な区間ごとに集中化してモデル化する。トンネル本体を表わす梁もこの集中バネの設定区間ごとに分割し，それぞれを梁要素でモデル化する。この梁要素の軸方向剛性は，次のように設定される。



(a) セグメント～リング継手系の軸剛性



(b) 覆工の等価軸剛性

図－4.2　覆工剛性のモデル

① 軸圧縮剛性

$$K^{C}_{eq}=\frac{(EA)^{C}_{eq}}{l_{eq}}\qquad\cdots\cdots(4.3)$$

② 軸引張剛性

$$K^{T}_{eq1}=\frac{(EA)^{T}_{eq1}}{l_{eq}}\ :\ \delta\leqq\delta_{Ty}$$

$$K^{T}_{eq2}=\frac{(EA)^{T}_{eq2}}{l_{eq}}\ :\ \delta\geqq\delta_{Ty}$$

$$\delta_y=\varepsilon_{Ty}\cdot l_{eq}\qquad\cdots\cdots(4.4)$$

ここに，l_{eq}は梁要素の長さである。なお，以上に述べた等価剛性梁モデルと，セグメントリングおよびリング継手を個別に表現したモデルとは，以下に示すように，解析モデルとしては全く同一のものとなる。

図－4.4に示すように，地盤とトンネルとを結ぶバネで区切られたトンネル本体に着目し，この区間の長さlをmリング分の長さとする。等価剛性梁モデルでは，この区間を梁要素としてモデル化し，軸剛性は式（4.3）および式（4.4）で与えられる。

セグメント・リング継手系モデルでは，この区間の軸剛性は以下のように算定される。

① 圧縮剛性

$$\frac{1}{K^{C}}=\underbrace{\frac{1}{K_S}+\frac{1}{K_S}+\cdots\cdots\cdots+\frac{1}{K_S}}_{m\text{項}}$$

$$=\frac{m}{K_S}$$

したがって，

$$K^{C}=\frac{K_S}{m}=\frac{E_S}{m}\cdot\frac{A_S}{l_S}$$

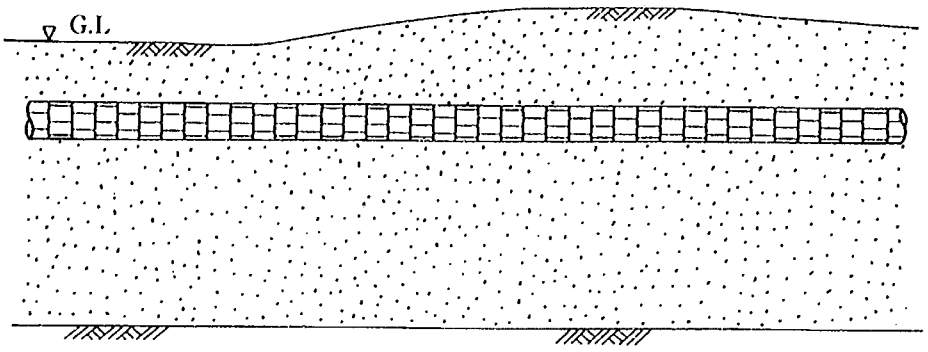
$$=\frac{E_S\cdot A_S}{l}=K^{C}_{eq}\qquad\cdots\cdots(4.5)$$

② 引張剛性

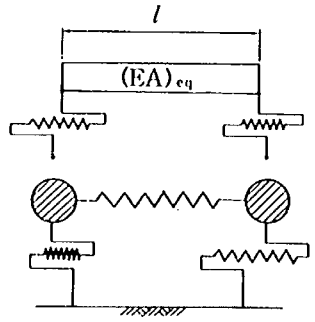
$$\frac{1}{K^{T}_{1}}=\underbrace{\frac{1}{K_S}+\frac{1}{K_{J1}}+\cdots\cdots+\frac{1}{K_S}+\frac{1}{K_{J1}}}_{m\text{項}}$$

$$=\frac{m}{K_S}+\frac{m}{K_{J1}}$$

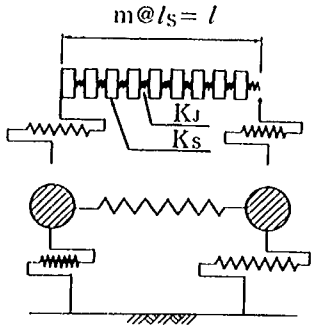
したがって，



図－4.3 シールドトンネルの動的応答解析モデルの概念図



(a) 等価剛性梁モデル



(b) セグメント・リング継手系モデル

図－4.4 トンネル本体のモデル化

$$K_1^T = \frac{\frac{1}{m}\cdot K_S \cdot K_{J1}}{K_S + K_{J1}} = \frac{\frac{1}{m}\cdot K_S}{\frac{K_S}{K_{J1}} + 1}$$
$$= \frac{1}{\frac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot K_{J1}} + 1} \cdot \frac{E_S \cdot A_S}{l}$$
$$= K_{eq1}^T : \ \delta \leqq \delta_y \qquad (4.6)$$

同様に，$K_2^T = K_{eq2}^T$: $\delta \geqq \delta_y$

$$\delta_y = \frac{K_{J1}\cdot \delta_J}{K_1^T} = \frac{E_S \cdot A_S}{l_S} + K_{J1} \cdot \frac{l}{E_S \cdot A_S} \cdot \delta_J$$
$$= \frac{l_S \cdot K_{J1}}{E_S \cdot A_S} + l \cdot \frac{1}{l_S} \cdot \delta_J = \varepsilon_y \cdot l \qquad (4.7)$$

4.3 解析条件

4.3.1 解析対象トンネル及び地盤条件

解析対象シールドトンネル及び地盤条件は3章に示したのと同じ条件とした。したがって，トンネルの覆工断面図や地盤条件は，図－3.24～図－3.26，及び表

－3.1～表－3.5に示した通りである。

4.3.2　リング継手のモデル化

リング継手のバネとしての挙動は，主として継ぎボルトおよび継手金具板の挙動によって支配されると考えられることから，以下に示すように，リング継手のバネ定数を，①継ぎボルトの軸剛性から求める方法，および，②継手金具板の曲げ剛性から求める方法，の2方法により算定した。

(1)　継ぎボルトの軸剛性から求める方法

本方法では，次の仮定を設け，リング継ぎボルトの軸剛性からリング継手のバネ定数を算定した。

①　継手金具板は十分に剛であると考え，この変形を無視する。

②　セグメント組立時の締付けによるボルトの初期軸力は考慮しない。

解析対象トンネルのリング継手に用いられる継ぎボルトは，図－3.26および表－3.3に示した通りである。このボルトは強度区分8.8であり，最小引張強さ80kg／mm²，最小降伏点64kg／mm²，破断時の伸び12%の機械的性質を有することから（JIS B 1180　六角ボルト参照），図－4.5(a)に示す強度特性を仮定した。すなわち，ネジ切り部の有効断面積817mm²から，ボルト1本当たりの引張強度および降伏点は，次のようになる。

$$\text{引張強度} = 80\text{kgf}/\text{mm}^2 \times 817\text{mm}^2 = 65.3\text{tf}$$

$$\text{降伏点} = 64\text{kgf}/\text{mm}^2 \times 817\text{mm}^2 = 52.3\text{tf}$$

ボルトの軸剛性は，図－4.5(b)に示すように，ボルトの有効長をネジの切っていない軸部とネジ切り部とに分け，それぞれをバネとして評価し，全体の剛性を式（2.1）により算定した。

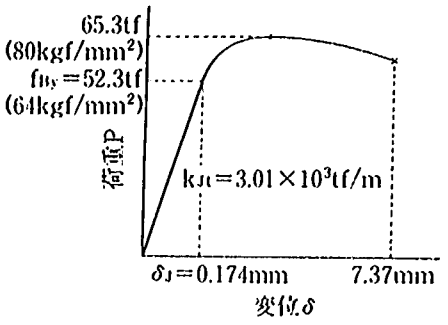
使用ボルトの諸元より，軸剛性は次のように算定される。

$$k_B = \frac{2.1\times10^4\times817}{\frac{817}{1018}\times22+22+17.4} = 3.01\times10^5\,\text{kgf}/\text{mm} = 3.01\times10^5\,\text{tf}/\text{m}$$

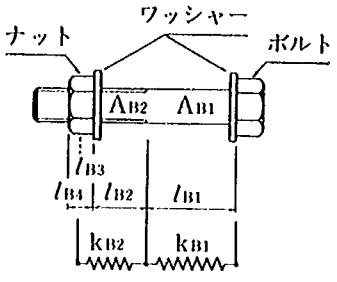
ただし，$l_{B3} = 0.6\times29 = 17.4$ mm　……（4.8）

ボルトの降伏点に対応する伸び量 δ_J は，上記 k_B を用いて，

$$\delta_J = 52.3\,\text{tf}/k_B = 0.174\,\text{mm} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.9)$$



(a)　ボルトの強度特性（M35,強度区分8.8）



(b)　ボルトのバネ定数

図－4.5　リング継ぎボルトの剛性

となる。以上により，本方法では，図－2.6に示したリング継手のバネ特性のうち k_{Je} を k_B で評価した。なお，k_{Jy} については，ボルトの降伏後の挙動が不明であるので，後述するように，覆工の等価剛性の設定の段階でこれを見込んだ。

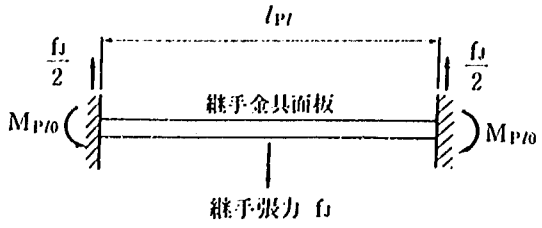
(2)　継手金具面板の曲げ剛性から求める方法

リング継手に張力が作用する場合，接合された2枚の金具面板は，継ぎボルトおよび定着板を作用点とする面外方向の荷重により，互いに凸な形状に変形すると考えられる。本方法では，図－4.6に示すように，継手金具面板を，両端の支持条件が継手張力の大きさに従って変化する梁としてモデル化し，その曲げ剛性からリング継手のバネ定数を評価した。

金具面板のモデル化に際して設けた仮定は，以下のとおりである。

①　継ぎボルトの伸び量は，金具面板の曲げによる変位量に比して無視できる大きさであるとし，ボルトの軸剛性は考慮しない。

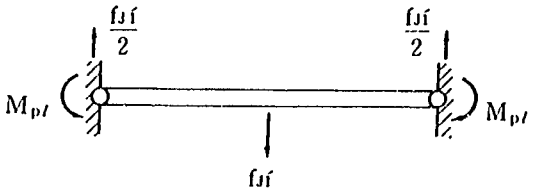
②　図－3.26(b)に示した金具面板を背面に溶接された定着板およびアンカー鉄筋により支持された梁



$$\frac{1}{2}\delta_J = \frac{f_J \cdot I_{pl}}{192 E_{pl} I_{pl}}$$

$$M_{pl0} = \frac{f_J \cdot I_{pl}}{8}$$

(a) 両端固定支持



$$\frac{1}{2}\delta_{Jy} = \frac{f_{J1}' \cdot I_{pl}^3}{48 E_{pl} I_{pl}} - \frac{M_{pl} \cdot l_{pl}^2}{8 E_{pl} I_{pl}}$$

$$M_{pl} = \frac{W_B \cdot t_{pl}^2 \sigma_{pl}}{4}$$

(b) 両端塑性ヒンジ支持

図－4.6 継手金具面板のモデル化

としてモデル化する。

③ この梁の支持条件は，リング継手に作用する張力が小さい場合には両端固定，張力が増大して両端が降伏した場合には塑性ヒンジ支持とする。

④ 塑性ヒンジに作用する塑性モーメントは，図－4.7に示すような大きさを仮定する。

以上の仮定により，継手張力f_Jが小さい場合には，金具面板の曲げによるたわみ量δ_{pl}は次のように表わされる。

$$\delta_{pl} = \frac{f_J l_{pl}^3}{192 E_{pl} I_{pl}} \quad \cdots\cdots (4.10)$$

式（4.10）に示されるたわみδ_{pl}は，接合された金具面板1枚当たりのたわみ量であり，リング継手の開き量としてはこの2倍の値となる。したがって，リング継手に作用する張力f_Jと変形量δ_Jとの関係は次のように表わされる。

$$\delta_J = 2\delta_{pl}$$

$$f_J = \frac{96 E_{pl} I_{pl}}{l_{pl}} \cdot \delta_J \quad \cdots\cdots (4.11)$$

この載荷状態においては，金具面板の両端に$M_{pl0} = f_J \cdot l_{pl} / 8$の大きさの曲げモーメントが作用する。この曲げモーメントによって金具面板両端の圧縮縁および引張縁が降伏点に達する時の継手張力の大きさをf_{J1}'とすると，f_{J1}'は次のように表わされる。

$$\sigma_{ply} = \frac{f_{J1}' \cdot l_{pl}}{8 I_{pl}} \cdot \frac{l_{pl}}{2} = \frac{3 f_{J1}' \cdot l_{pl}}{4 W_{pl} \cdot l_{pl}^2} \quad \cdots\cdots (4.12)$$

$$f_{J1}' = \frac{4 W_{pl} \cdot l_{pl}^2}{3 l_{pl}} \cdot \sigma_{ply} \quad (4.13)$$

ここに，金具面板の断面2次モーメントI_{pl}は次式で与えられる。

$$I_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot l_{pl}^3}{12}$$

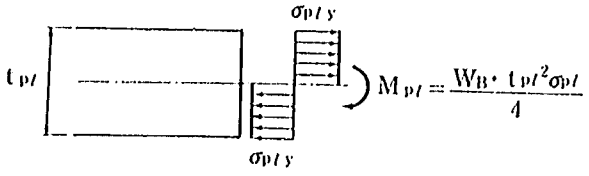
継手張力が更に増加して金具面板両端が塑性ヒンジとなった場合のたわみ量δ_{pl2}は，次式で表わされる。

$$\delta_{pl2} = \frac{f_J \cdot l_{pl}^3}{48 E_{pl} I_{pl}} - \frac{M_p \cdot l_{pl}^2}{8 E_{pl} I_{pl}} \quad \cdots\cdots (4.14)$$

ただし，M_{plp}は塑性モーメントで，仮定により，

$$M_{plp} = \frac{W_{pl} \cdot l_{pl}^2}{4} \cdot \sigma_{ply} \quad \cdots\cdots (4.15)$$

とする。したがって，この支持状態での張力f_Jと継手変形量δ_Jとの関係は，次式で表わされる。



図－4.7　塑性モーメントの仮定

$$f_J = \frac{24E_{pt}I_{pt}}{l_{pt}^3}\cdot\delta_J + \frac{M_{ptp}\cdot l_{pt}^2}{4E_{pt}I_{pt}} \qquad \cdots (4.16)$$

以上により，継手金具面板の挙動は，図－4.8(a)(b)に示すように，作用張力がf_{J1}'以下の範囲では式（4.11）で，作用張力が大きくなり板の両端に完全な塑性ヒンジが形成された後には式（4.16）で，それぞれ表わされ，前者の状態から後者の状態への移行過程では図中の破線で示したような挙動を示すものと考えられる。本解析では，この挙動を図中に実線で示したように理想化し，金具面板の剛性を設定した。この場合，両端固定支持から両端塑性ヒンジ支持への移行点での張力f_{J1}および伸び量δ_{Jy}は，次のようになる。

$$f_{J1} = \frac{3}{2}f_{J1}' = \frac{2W_{pt}\cdot t_{pt}^2}{l_{pt}}\cdot\sigma_{pty} \qquad \cdots\cdots (4.17)$$

$$\delta_{Jy} = \frac{M_{ptp}\cdot l_{pt}^2}{12E_{pt}I_{pt}} = \frac{l_{pt}^2\cdot\sigma_{pty}}{4E_{pt}\cdot t_{pt}} \qquad \cdots\cdots (4.18)$$

また，図－2.6に示したリング継手のバネ定数k_{J1}，k_{J2}は，式（4.11）および式（4.16）から，次式に示す値となる。

$$k_{Je} = \frac{96E_{pt}I_{pt}}{l_{pt}^3}\ \text{（両端固定とした場合）}$$

$$k_{Jy} = \frac{24E_{pt}I_{pt}}{l_{pt}^3}\ \text{（両端ヒンジとした場合）} \qquad (4.19)$$

解析対象トンネルの場合，図－3.26(b)に示した金具面板の形状より，リング継手の剛性は以下のようになる。ただし，金具面板の材質はSS41とし，降伏点応力を$\sigma_{pty}=2500\text{kgf/cm}^2$と仮定した。

$$E_{pt}I_{pt} = E_{pt}\cdot\frac{W_{pt}\cdot t_{pt}^3}{12} = 2.1\times10^7\times\frac{0.18\times0.016^3}{12} = 1.290\ \text{tf}\cdot\text{m}^2$$

$$k_{Je} = \frac{96\times1.290}{0.17^3} = 2.52\times10^4\ \text{tf/m}$$

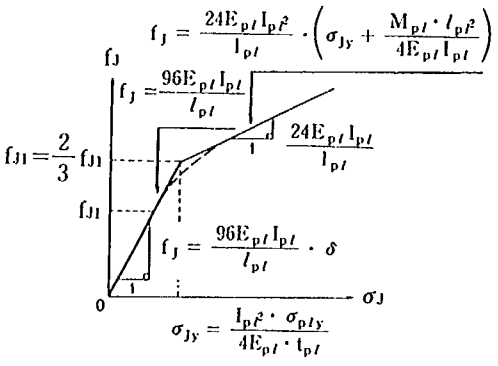
$$k_{Jy} = \frac{24\times1.290}{0.17^3} = 6.30\times10^3\ \text{tf/m}$$

$$f_{J1}' = \frac{4\times0.18\times0.016^2}{3\times0.17}\times25000 = 9.04\ \text{tf}$$

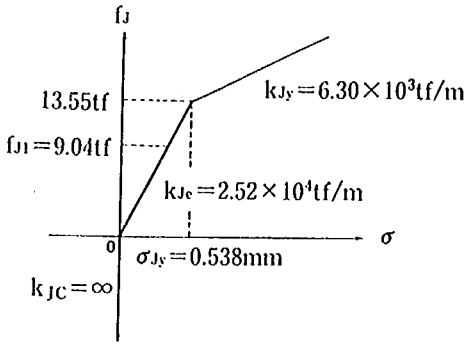
$$f_{J1} = \frac{2\times0.18\times0.016^2}{0.17}\times25000 = 13.55\ \text{tf}$$

$$\delta_{Jy} = \frac{0.17^2\times25000}{4\times2.1\times10^7\times0.016} = 5.38\times10^{-4}\text{m} = 0.538\text{mm} \qquad \cdots\cdots (4.20)$$

図－4.8(b)に，本方法によるリング継手の剛性を示す。また，表－4.1に以上の2方法によるリング継手の剛性をまとめた。



(a) 剛性の一般表示



(b) 解析対象トンネルの場合

図－4.8　継手金具面板の剛性

表－4.1 リング継手の剛性（1個当り）

	継手ボルトの軸剛性から求める方法	継手金具板の曲げ剛性から求める方法
k_{Je} (tf/m)	3.01×10^5	2.52×10^4
k_{Jy} (tf/m)	−	6.30×10^3
δ_{Jy} (mm)	0.174	0.538
f_{Jy} (tf)	52.3	13.55

4.3.3 覆工の等価軸剛性

前節で検討したリング継手の剛性とセグメント本体の剛性とから，覆工の等価軸剛性は式（4.1）および式（4.2）より，以下のように算定される。

(1) 等価軸圧縮剛性

$$(EA)^{C}_{eq} = E_S \cdot A_S = 3.75\times10^6\times24.13 = 9.05\times10^7\text{tf} \quad \cdots\cdots (4.21)$$

(2) 等価軸引張剛性

$$(EA)^{T}_{eq1} = \frac{1}{\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_{J1}}+1}\cdot E_S\cdot A_S \qquad \varepsilon \leqq \varepsilon_{Ty}$$

$$(EA)^{T}_{eq2} = \frac{1}{\frac{E_S\cdot A_S}{l_S\cdot K_{J2}}+1}\cdot E_S\cdot A_S \qquad \varepsilon \geqq \varepsilon_{Ty} \quad \cdots\cdots (4.22)$$

ただし，

$$\varepsilon_{Ty} = \left(\frac{l_S\cdot K_{J1}}{E_S\cdot A_S}+1\right)\cdot\frac{\delta_{Jy}}{l_S}$$

$$K_{J1} = n\cdot k_{J1}$$

$$K_{J2} = n\cdot k_{J2}$$

リング継手の剛性の算定法の違いにより，等価引張剛性は以下の2種類の値となる。

① 継ぎボルトの剛性を用いた場合

$$K_{J1} = 62\times3.01\times10^5 = 1.87\times10^7\text{tf/m}$$

$$\varepsilon_{Ty} = \left(\frac{1.5\times1.87\times10^7}{3.75\times10^6\times24.13}+1\right)\times\frac{1.74\times10^{-4}}{1.5} = 1.52\times10^{-4}$$

$$(EA)^{T}_{eq1} = \frac{1}{\frac{3.75\times10^6\times24.13}{1.5\times1.87\times10^7}+1}\times3.75\times10^6\times24.13 = 2.14\times10^7\text{tf} \quad \cdots\cdots (4.23)$$

$(EA)^{T}_{eq2}$については，継ぎボルトの降伏後の剛性低下が不明であるので，$(EA)^{T}_{eq1}$の1／10の値を設定した。すなわち，

$$(EA)^{T}_{eq2} = 2.14\times10^6\text{tf} \quad \cdots\cdots (4.24)$$

② 継手金具面板の剛性を用いた場合

$$K_{J1} = 62\times2.52\times10^4 = 1.56\times10^6\text{tf}$$

$$K_{J2} = 62\times6.30\times10^3 = 3.91\times10^5\text{tf}$$

$$\varepsilon_{Ty} = \left(\frac{1.5\times1.56\times10^6}{3.75\times10^6\times24.13}+1\right)\times\frac{5.38\times10^{-4}}{1.5} = 3.68\times10^{-4}$$

$$(EA)^{T}_{eq1} = \frac{1}{\frac{3.75\times10^6\times24.13}{1.5\times1.56\times10^6}+1}\times3.75\times10^6\times24.13 = 2.28\times10^6\text{tf}$$

$$(EA)^{T}_{eq2} = \frac{1}{\frac{3.75\times10^6\times24.13}{1.5\times3.91\times10^5}+1}\times3.75\times10^6\times24.13 = 5.83\times10^5\text{tf} \quad \cdots\cdots (4.25)$$

解析上，トンネル本体を地盤質点の間隔（25リング相当，37.5m）毎に79要素に分割するものとすれば，各梁要素の軸剛性は以下のように設定することができる。

(3) 梁要素の等価軸圧縮剛性

$$K^{C}_{eq} = \frac{(EA)^{C}_{eq}}{37.5\text{m}} = 2.41\times10^6\text{tf/m} \quad \cdots\cdots (4.26)$$

(4) 梁要素の等価軸引張剛性

① 継ぎボルトの剛性を用いた場合

$$K^{T}_{eq1} = \frac{(EA)^{T}_{eq1}}{37.5\text{m}} = 5.71\times10^5\text{tf/m}$$

$$K^{T}_{eq2} = \frac{(EA)^{T}_{eq2}}{37.5\text{m}} = 5.71\times10^4\text{tf/m}$$

$$\delta_{Ty} = \varepsilon_{Ty}\times37.5\text{m} = 5.7\text{mm}$$

$$N_y = (EA)^{T}_{eq1}\cdot\varepsilon_{Ty} = 3250\text{tf} \qquad (4.27)$$

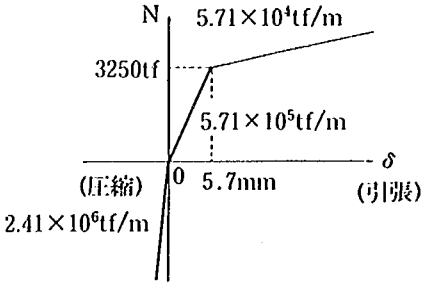
② 継手金具面板の剛性を用いた場合

$$
\left.\begin{aligned}
K^{T}_{eq1} &= \frac{(EA)^{T}_{eq1}}{37.5\mathrm{m}} \\
&= 6.08\times10^{4}\mathrm{tf/m} \\
K^{T}_{eq2} &= \frac{(EA)^{T}_{eq2}}{37.5\mathrm{m}} \\
&= 1.55\times10^{4}\mathrm{tf/m} \\
\delta_{Ty} &= \varepsilon_{Ty}\times37.5\mathrm{m} = 13.8\mathrm{mm} \\
N_{y} &= (EA)^{T}_{eq1}\cdot\varepsilon_{Ty} = 840\mathrm{tf}
\end{aligned}\right\} \quad (4.28)
$$

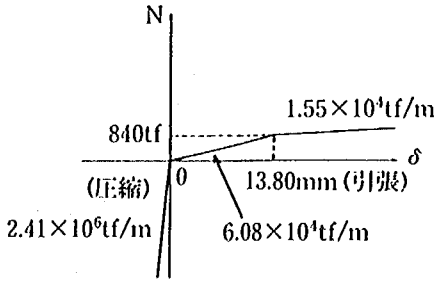
表－4.2に覆工の等価軸剛性をまとめて示す。また，図－4.9に梁要素の等価軸剛性を示す。

表－4.2　覆工の等価軸剛性

	継ぎボルトの軸剛性から求める方法	継手金具板の曲げ剛性から求める方法
$(EA)^{C}_{eq}$ (tf)	9.05×10^{7}	
$(EA)^{T}_{eq1}$ (tf)	2.14×10^{7}	2.28×10^{6}
$(EA)^{T}_{eq2}$ (tf)	2.14×10^{6}	5.83×10^{5}
ε_{Ty}	1.52×10^{-4}	3.68×10^{-4}
$(EA)^{T}_{eq1}/(EA)^{C}_{eq}$	0.236	0.0252



(a) リング継ぎボルトの剛性を用いた場合



(b) リング継手金具面板の剛性を用いた場合

図－4.9　梁要素の等価軸剛性(25リング相当)

4.4　入力地震動及び解析ケース

入力地震動としては，動的解析用入力地震動L2[51)52)]を用いた。地震動L2は，マグニチュード8の地震が震央距離25kmの地点に発生した場合の第1種地盤上の加速度応答スペクトルを推定し[53)]，これに，1968年十勝沖地震の際に八戸港で記録された加速度記録の加速度応答スペクトルが固有周期0.8～5.0秒の範囲で一致するよう，この加速度記録を周波数領域で振幅調整[54)]したものである。図－4.10に地震動L2の加速度波形を示す。

本解析では，図示した60秒間の加速度波形を，0.02秒刻みで使用した。また，トンネルの加振方向は，トンネル軸方向である。

解析ケースとしては，覆工剛性の非線形性を考慮した場合と考慮しない場合の差異および，リング継手の剛性を継ぎボルトの剛性から求めた場合と継手金具面板の剛性から求めた場合の応答の差異に着目して，下記の5ケースとした。

① Case 1－1：継ぎボルトの剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
② Case 1－2：継ぎボルトの剛性から求めた覆工剛性のうち，引張側剛性のみを用いた線形解析
③ Case 1－3：覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析
④ Case 2－1：継手金具面板の剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
⑤ Case 2－2：継手金具面板の剛性から求めた覆工剛性のうち，引張側剛性のみを用いた線形解析

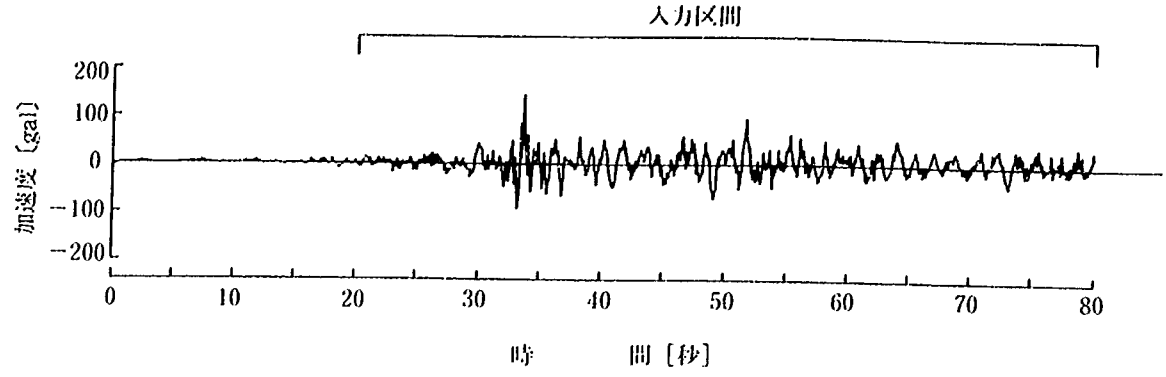
図－4.11に，上記の各解析ケースで用いた梁要素(25リング相当)の剛性の特性を示す。

4.5　覆工剛性の非線形性の影響

4.5.1　地盤及びトンネルの応答

地盤振動の固有値を表－4.3に示す。1次～13次モードの有効質量比の合計は，99.95%である。主要な振動モードとして有効質量比が5%以上のものを，図－4.12に示した。

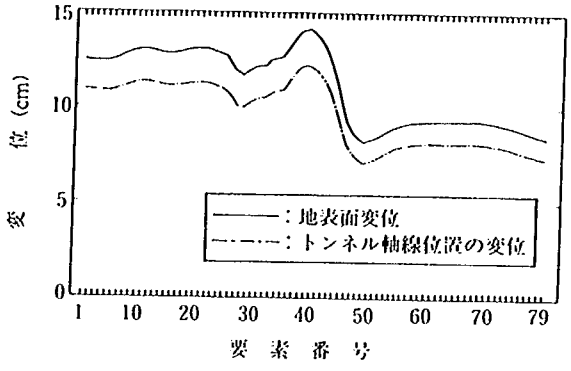
地盤の各質点の最大応答加速度，最大応答変位の分布を図－4.13，図－4.14に示す。応答加速度の最大値



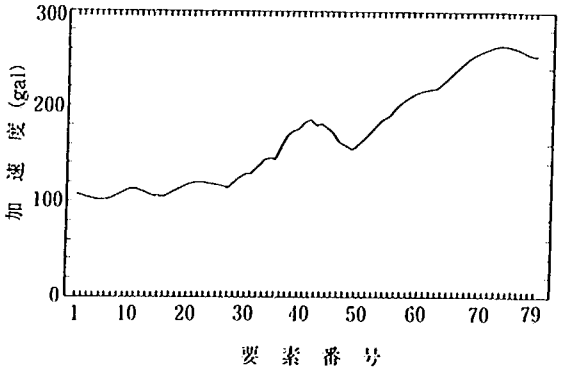
図−4.10　入力地震動Ｌ２

表−4.3　地盤の固有値解析結果

次数	固有周期(sec)	刺激係数	有効質量比(%)
1	2.1800	−5.2243	34.280
2	2.0518	−3.0825	11.514
3	1.9241	−2.1978	5.794
4	1.7880	−1.4848	2.646
5	1.6526	−1.3950	2.345
6	1.5253	−1.4770	2.636
7	1.4112	1.9946	4.835
8	1.3305	−3.2564	13.144
9	1.2735	−2.8709	10.262
10	1.2178	−2.0503	5.266
11	1.1718	−1.8606	4.379
12	1.1325	1.3684	2.359
13	1.0854	0.6270	0.492



図−4.14　地盤の最大応答変位



図−4.13　地盤の最大応答加速度

表−4.4　トンネルの最大応答値

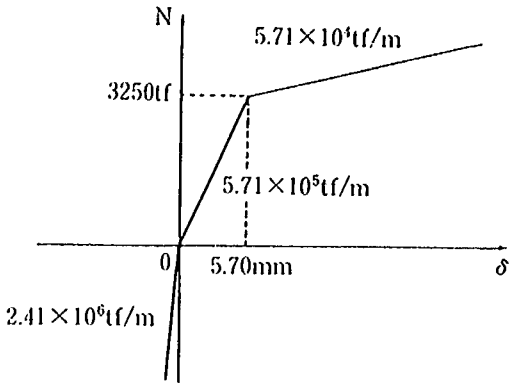
ケース名	軸力(tf) 圧縮	軸力(tf) 引張	伸縮量*(mm) 縮	伸縮量*(mm) 伸
1−1	23,170 (43)	4,000 (44)	9.61 (43)	18.77 (44)
1−2	8,110 (43)	7,850 (43)	14.20 (43)	13.75 (43)
1−3	22,960 (43)	23,000 (44)	9.53 (43)	9.54 (44)
2−1	23,260 (43)	940 (44)	9.65 (43)	20.37 (44)
2−2	1,160 (43)	1,140 (44)	19.04 (43)	18.77 (44)

（　）内は、該当する要素番号
＊：25リング当り

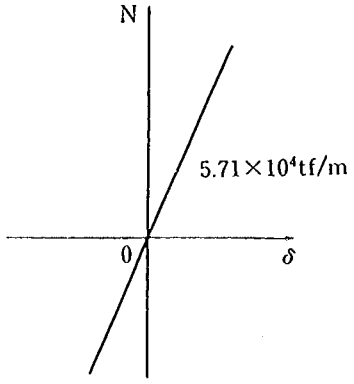
は264gal（地盤断面番号74）である。応答変位の最大値は地表面において14.2cm，トンネル軸線深度において12.2cm（いずれも地盤断面番号39）であり，地盤の剛性が低い地域区分Ａにおける応答変位は，地域区分Ｂに比較して大きい。

応答解析により得られた各要素の最大軸圧縮力，最大軸引張力および最大伸び量の分布を，図−4.15～図−4.17に示す。各ケース中の最大応答値は，表−4.4に示したとおりである。また，覆工に生じた応力の大きさは，表−4.4より，表−4.5に示す値となる。

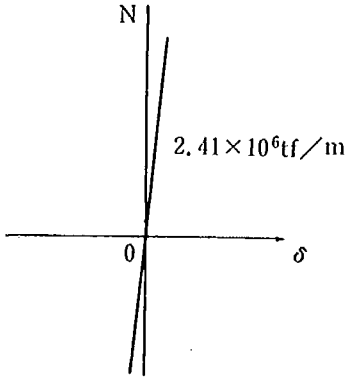
トンネルに発生する軸力および伸縮変形は，地盤の剛性が急変する箇所（地盤断面番号40～50）に集中し



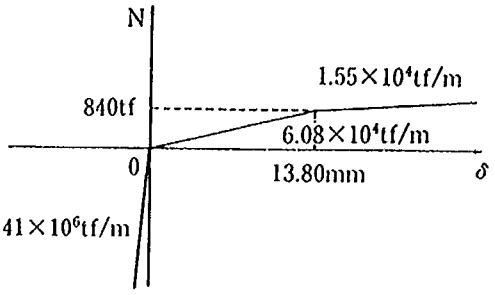
(a) Case 1−1



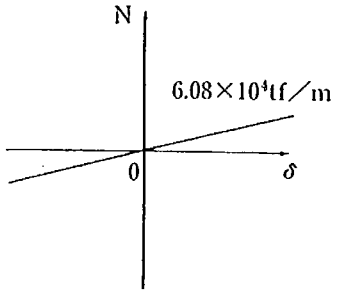
(b) Case 1−2



(c) Case 1−3



(d) Case 2−1



(e) Case 2−2

図−4.11　各解析ケースで用いた梁要素（25リング相当）の剛性

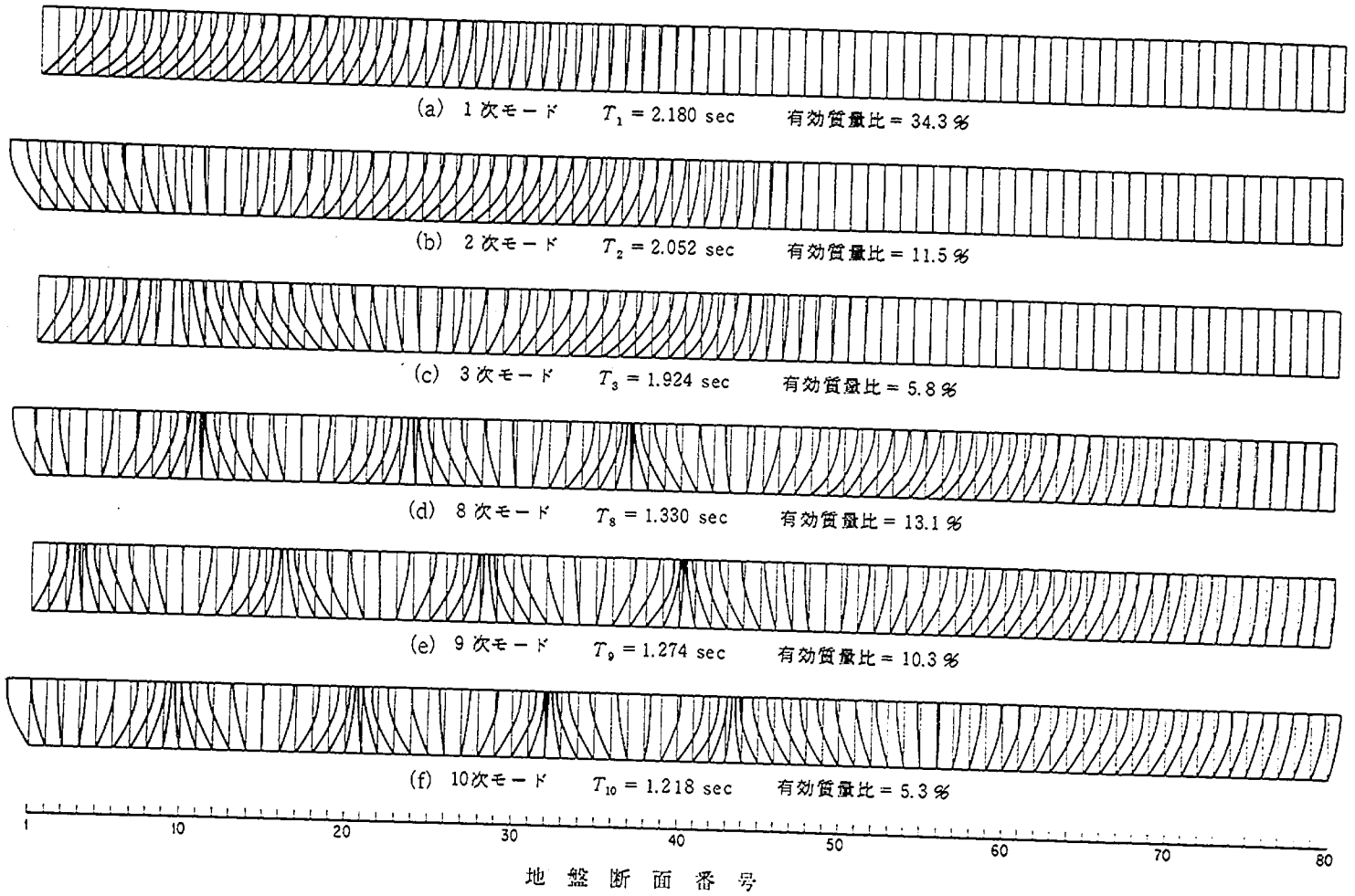
表−4.5　覆工の最大応力

ケース名	セグメント応力(kgf/cm²)		リング継手応力*	
	圧　縮	引　張	張力(tf)	伸び量(mm)
1−1	96	17	64.5	0.68
1−2	34	33	—	—
1−3	95	95	—	—
2−1	96	4	15.2	0.79
2−2	5	5	—	—

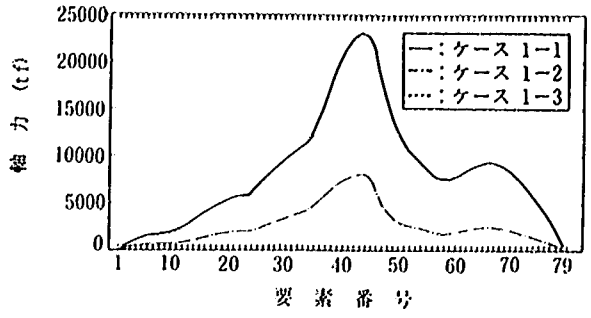
＊：1個当り

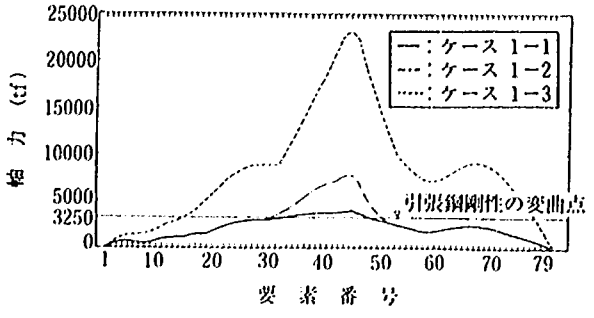
ている。非線形解析のCase 1−1においては，地盤断面番号31～48の長さ約640mの区間で，またCase 2−1においては地盤断面番号36～46の長さ約380mの区間で，それぞれ引張側剛性の変曲点を越える軸引張力が発生している。

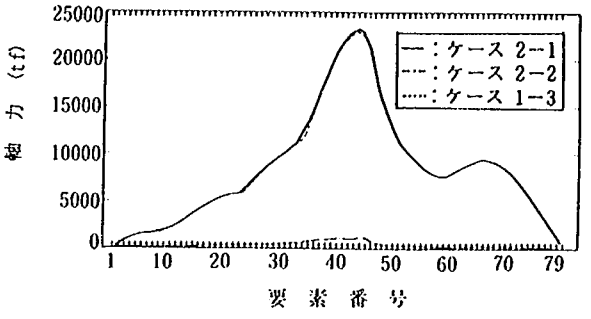
図−4.18および図−4.19は，最大応答値の発生した要素（No.43）の軸力および伸縮変形の時刻歴波形を示したものである。Case 1−1およびCase 2−1の応答波形には，他の線形解析結果には見られない，引張側（正符号）と圧縮側（負符号）とで波形の違いが現

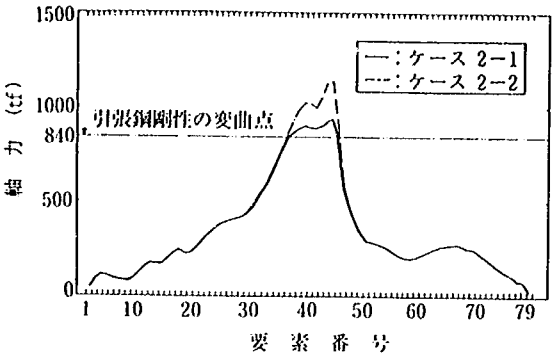


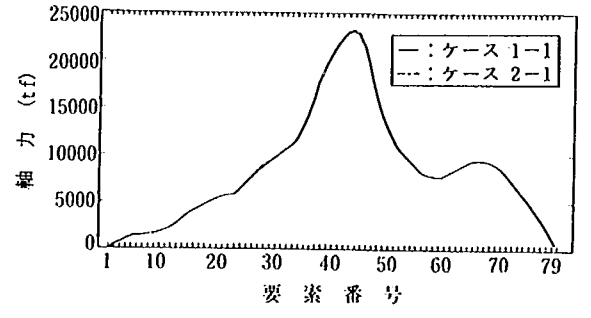
図－4.12 地盤の主要振動モード



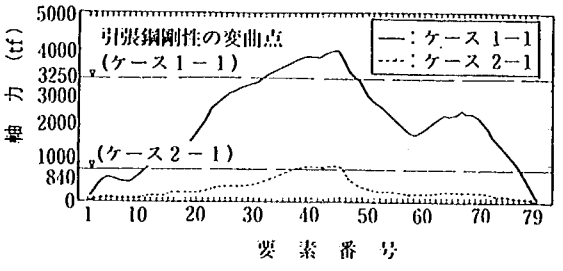








図−4.15　最大軸圧縮力の分布



図−4.16　最大軸引張力の分布

われている。

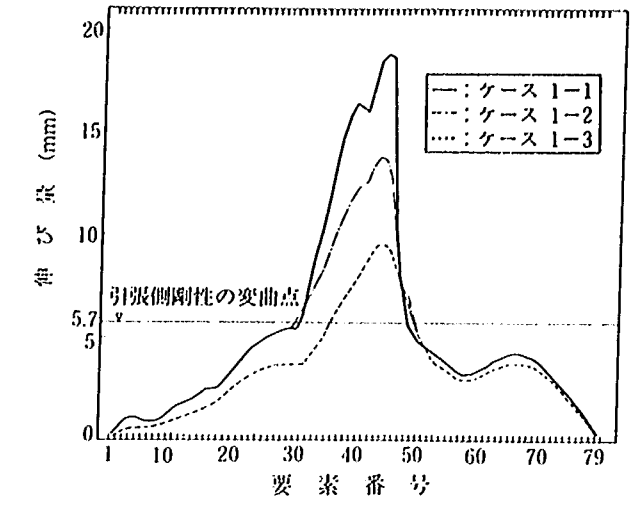
4.5.2　覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響

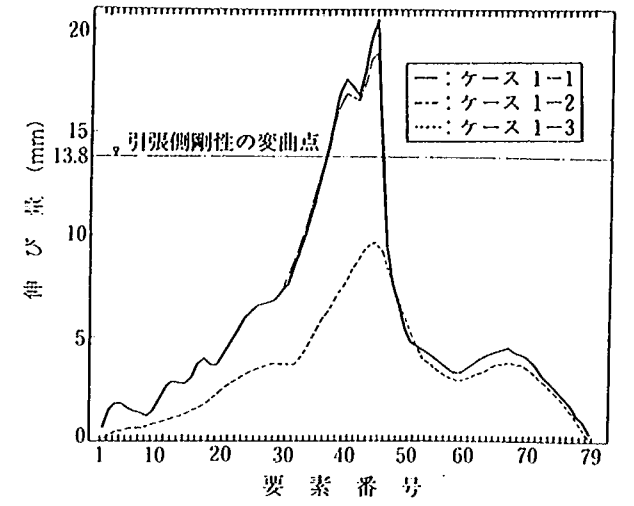
図−4.15～図−4.17ならびに表−4.4等から，覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響として，以下の事柄が挙げられる。

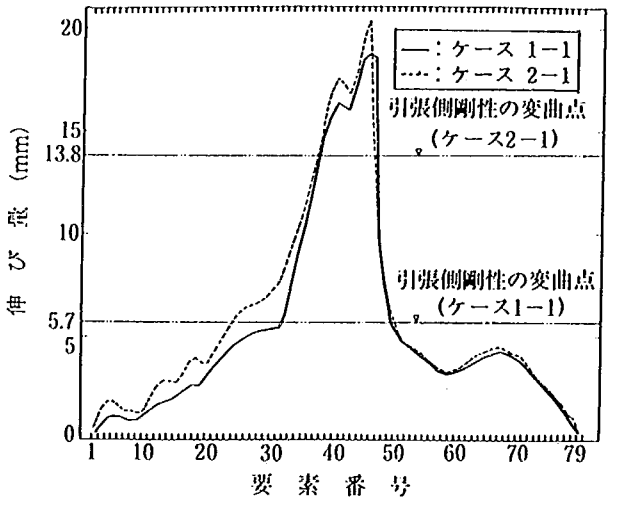
(1)　圧縮・引張応力に及ぼす影響

覆工剛性が圧縮側と引張側とで異なるために，トンネルに発生する応力も圧縮と引張とで異なる応答を示している。Case 1 − 1 について見ると，引張応力が1次剛性の範囲内にある区間においては，引張応力の圧縮応力に対する比は，地域区分Aで約1／3，地域区分Bで約1／4であり，軸剛性における引張・圧縮の比1／4.2に概ね対応している。引張応力が引張側剛性の変曲点を越えて2次剛性の範囲となった区間においては，表−4.4より，引張・圧縮応力の比は約1／6となっている。同様にCase 2 − 1 について見ると，引張側の1次剛性の範囲では，引張・圧縮応力の比は，地域区分Aで約1／20，地域区分Bで約1／40であり，後者の比は軸剛性における引張・圧縮の比1／39.6に良く対応している。また，引張側の2次剛性の範囲となった区間では，この比は約1／25である。

このように，引張・圧縮応力の比は覆工の引張・圧







図−4.17　梁要素の最大伸び量の分布

縮剛性の比に近い値を示し，特に地域区分Bにおいてこの傾向が顕著である。

(2)　線形解析結果との比較

図−4.15(a)，(b)より明らかなように，トンネルの応答のうち圧縮応力については，覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果と非線形解析結果とは良く一致している。また，引張応力については，図−4.16(a)，(b)および図−4.17(a)，(b)に見るように，引張応力が引張側の1次剛性の範囲内にある区間では，覆工の引張側剛性のみを用いた線形解析結果と非線形解析結果とは良く一致しているが，引張応力が2次剛性の範囲に入った区間では，両者に差が生じており，引張応力では線形解析結果の方が大きく，引張変形量では非線形解析結果の方が大きい。

(3)　非線形解析におけるリング継手剛性の影響

Case 1 − 1ではリング継手の剛性として継ぎボルトの軸剛性を用い，Case 2 − 1では継手金具面板の曲げ剛性を用いた。この結果，覆工全体の剛性は，圧縮側は両ケースで同一の値であるが，引張側の1次剛性はCase 1 − 1がCase 2 − 1の9.4倍の値となっている。

応答解析結果を見ると，図−4.15(c)に示したように，圧縮応力については両ケースに有意な差は認められない。一方，引張応力についてはCase 1 − 1の方が大きく，両ケースの比率は地域区分Aで約1：6，地域区分Bで約1：9である。また，覆工の伸び量については，図−4.17(c)に見るように，両ケースの差は小さい。

4.5.3　静的解析結果との比較

シールドトンネルに対し，地震動による正弦波状の地盤変位が作用する場合の軸力は，図−4.20に示す軸力係数β_T，β_Cを用いて，式（3.71）で求められる。

$$\begin{Bmatrix} N_T \\ N_C \end{Bmatrix} = \alpha \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)^C_{eq} \cdot \begin{Bmatrix} \beta_T \\ \beta_C \end{Bmatrix} \qquad (4.29)$$

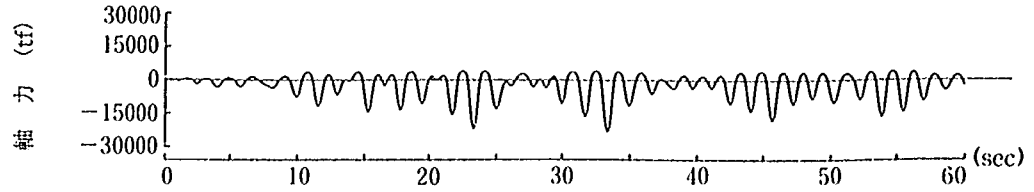
$(EA)^C_{eq}$：トンネルの等価軸圧縮剛性

α：地盤の変形がトンネルに伝達される割合を表わす係数で，次式で求める。

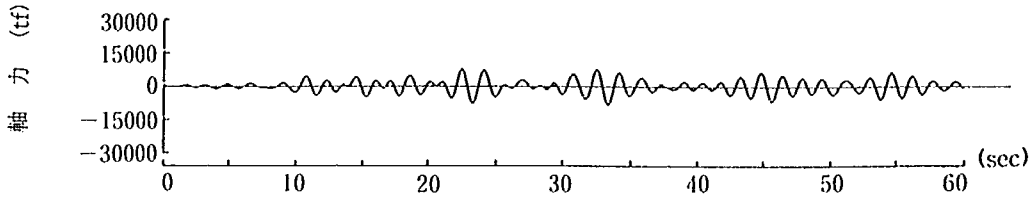
$$\alpha = \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2}$$

$$\lambda_C = \frac{k_G}{(EA)^C_{eq}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.30)$$

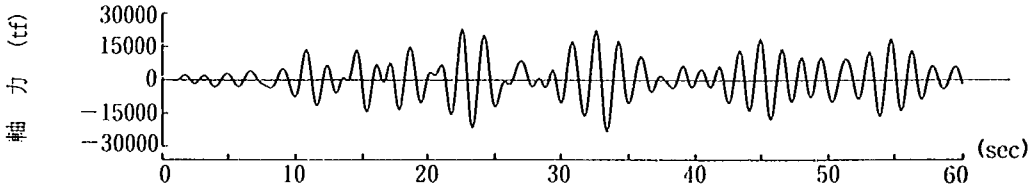
式（4.29）により，本解析（Case 1 − 1，ただし引張側の2次剛性は考慮していない）と同一の条件の



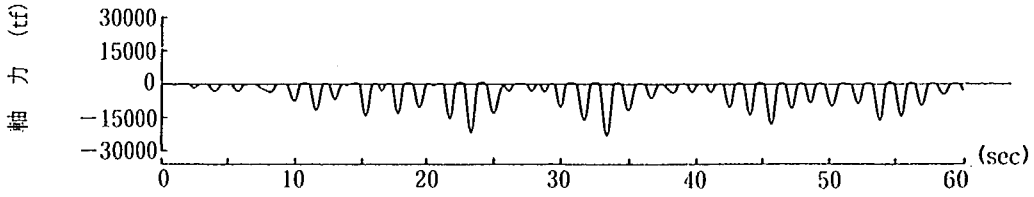
(a) ケース 1−1



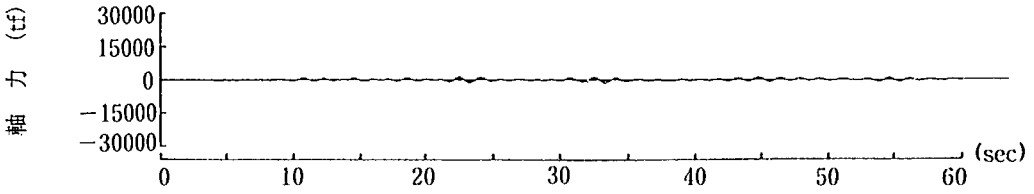
(b) ケース 1−2



(c) ケース 1−3

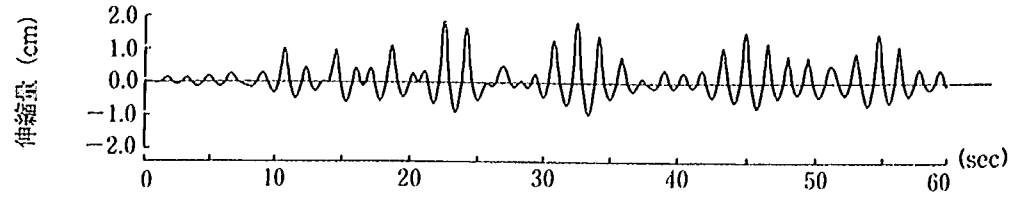


(d) ケース 2−1

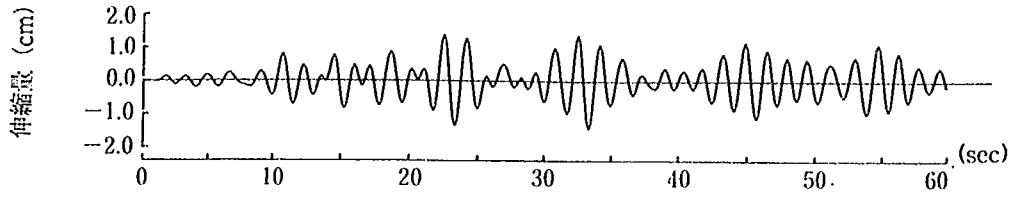


(e) ケース 2−2

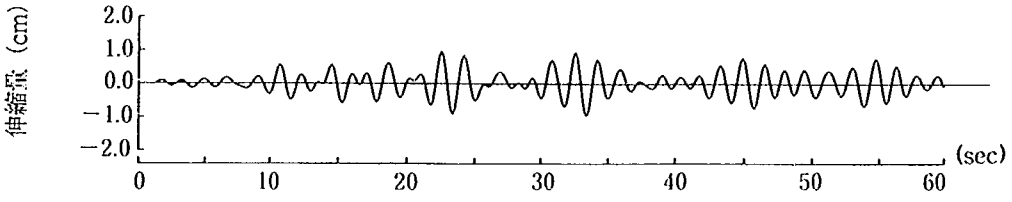
図−4.18　軸力の時刻歴波形(要素No.43)



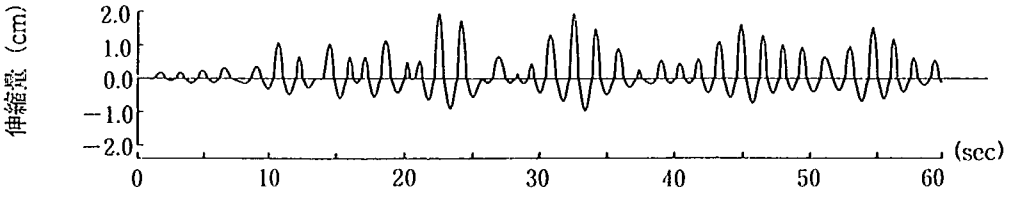
(a) ケース 1−1



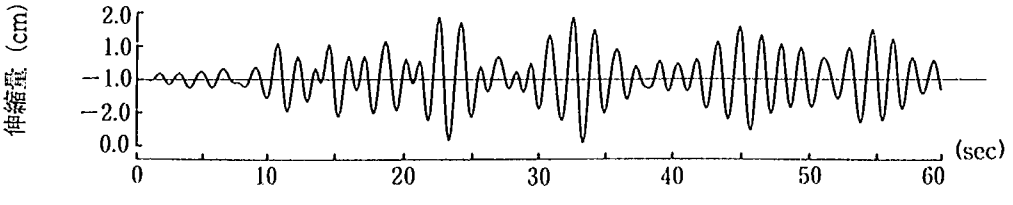
(b) ケース 1−2



(c) ケース 1−3

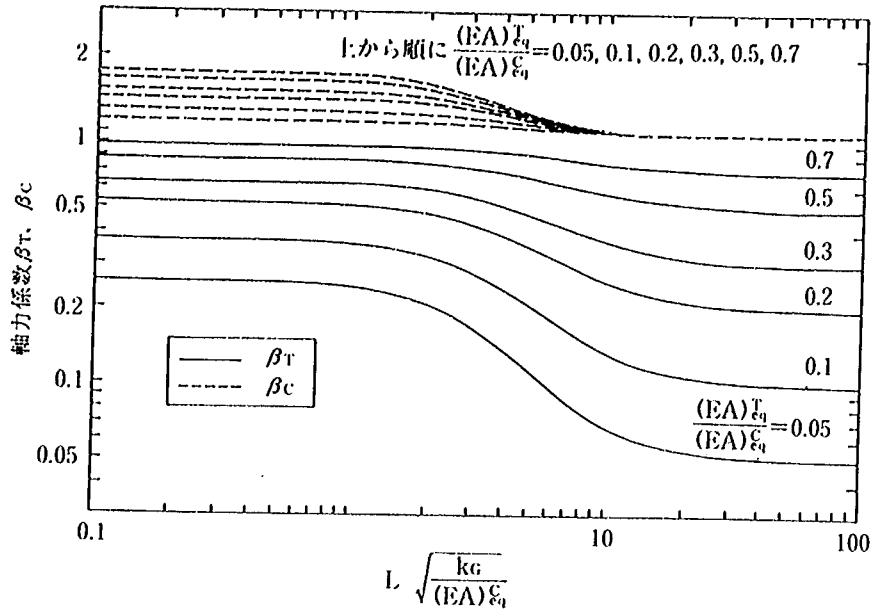


(d) ケース 2−1



(e) ケース 2−2

図−4.19 軸方向伸縮変形量の時刻歴波形(要素No.43)



図－4.20　軸力係数

トンネルの軸力を算定した結果を図－4.21に示す。ただし，式（4.29）におけるU_0およびLは，次のように求めた。

$$U_0 = U_h / \sqrt{2}$$

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T \cdot k_h \cdot \cos\frac{\pi \cdot Z}{2H}$$

$$L = 4H \cdot \sqrt{2} \qquad \cdots\cdots(4.31)$$

図－4.21には，本解析におけるCase 1 － 1に相当する算定結果の他に，Case 1 － 2およびCase 1 － 3に相当する算定結果も合わせて示してある。

静的解析結果を前節と同様の観点からまとめると以下のようになる。

(1)　圧縮・引張応力

引張応力の圧縮応力に対する比は，地域区分Aで1／2.6程度，地域区分Bでは1／2.7程度であり，動的解析結果に比較して，引張応力の比率がやや大きい。

(2)　線形解析結果との比較

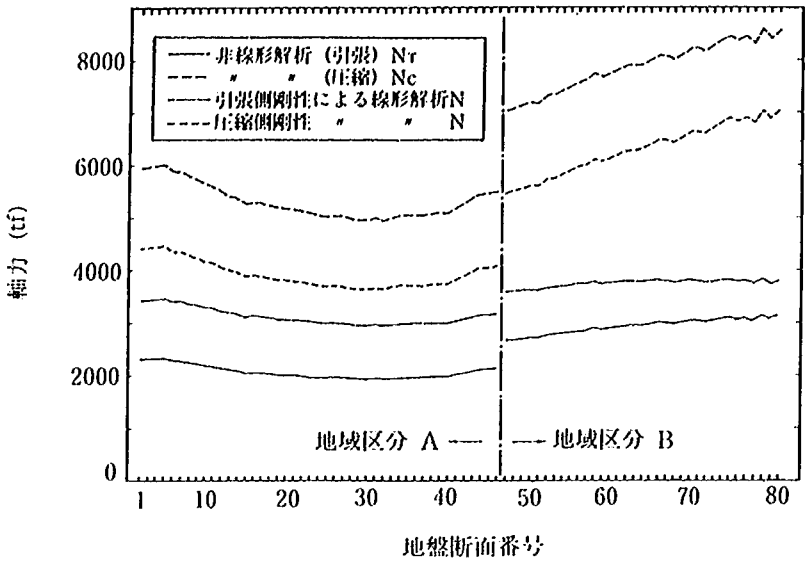
動的解析結果では，非線形解析結果と引張または圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果とは良く一致しているが，図－4.21に見るように，静的解析結果では両者に差が見られる。非線形解析による応力は線形解析による応力に比較して，圧縮応力では1.2～1.4倍，引張力では0.6～0.8倍の値である。

以上のような動的・静的解析結果の差異については，次のように説明することができる。

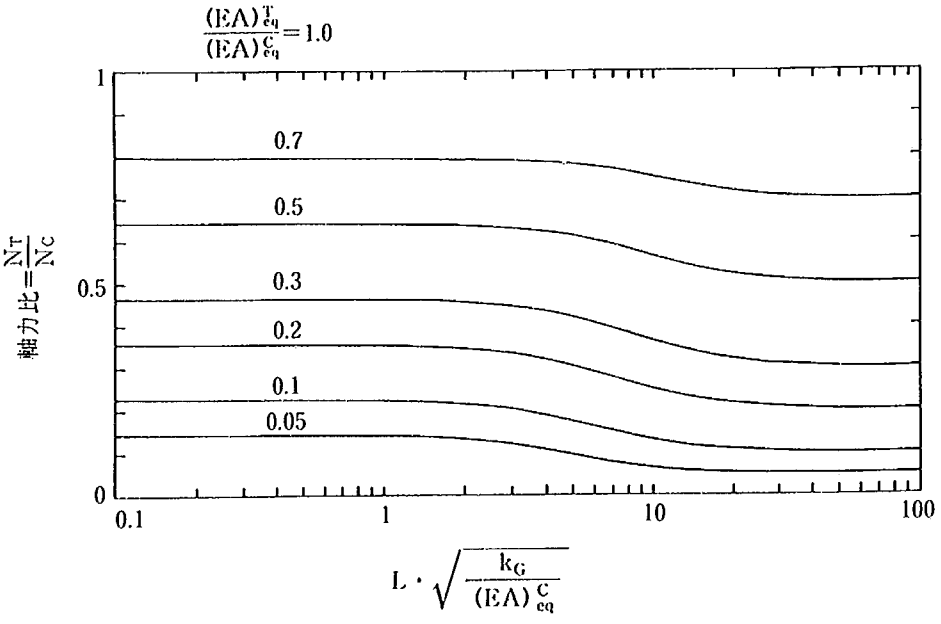
静的解析においては，式（4.31）で算出される地盤振動変位の波長Lは360m程度であり，式（4.30）に示される特性値$L \cdot \lambda_C$の値は，地域区分Aにおいて1.7～2.0，地域区分Bにおいて2.8～3.8となる。

式（4.29）で算定されるトンネルの引張・圧縮軸力比は，この特性値を用いて図－4.22のように表わされる。同図によると，上記の$L \cdot \lambda_C$の値に対する軸力比は0.35～0.4となり，上述(1)の傾向に合致する。

一方，動的解析結果における地盤振動変位は，一般にはトンネル軸に沿う分布が単純な正弦波とはならず，しかも経時的に変化するため，その波長は定まらないが，参考として，解析結果のうちのT＝25secおよび50secの時点における地盤の変位分布とその瞬間のトンネル軸力分布を図－4.23に示した。T＝25secにおける地盤変位には概略1000mの波長の波が，T＝50secにおける地盤変位には約600mの波長の波が見られるが，いずれも静的解析における波長よりも長いものである。ここで，これらの時点におけるトンネルの軸力分布に着目すると，地盤変位の波長が長い部分での非線形解析（Case 1 － 1）の軸力は，引張側につい



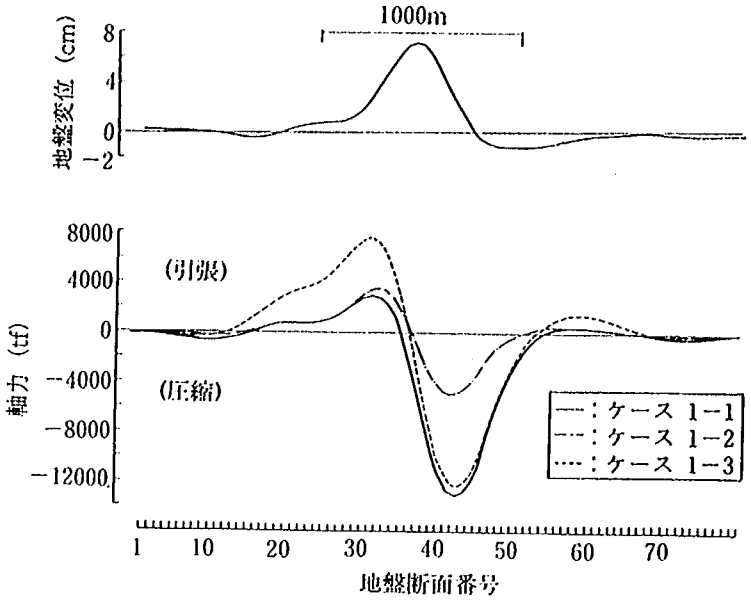
図－4.21 静的解析によるトンネルの軸力分布



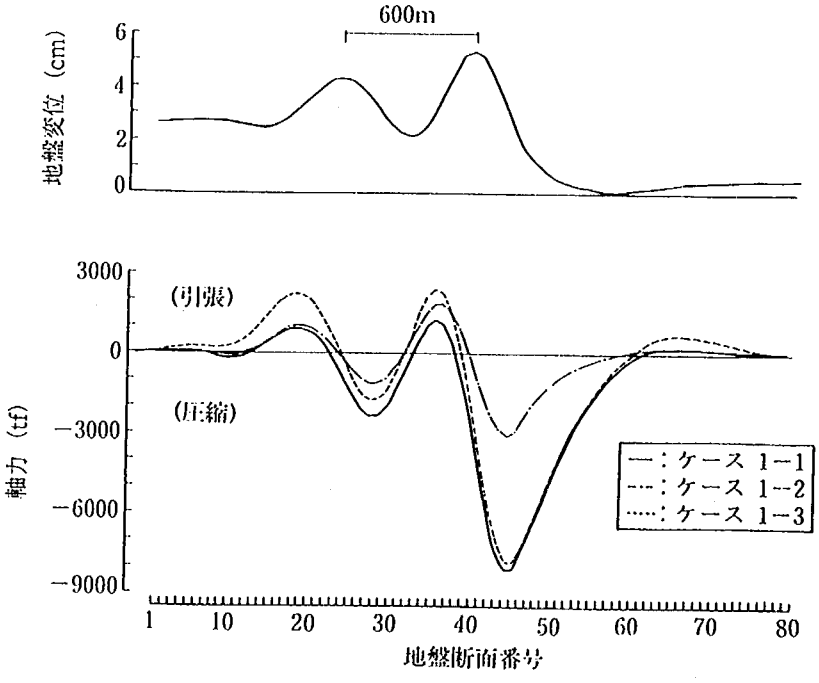
図－4.22 正弦波状の地盤変位によるトンネルの引張・圧縮軸力比

ては引張側剛性を用いた線形解析結果（Case 1 － 2）と，圧縮側については圧縮側剛性を用いた線形解析結果（Case 1 － 3）と，それぞれ良く一致しているが，地盤変位の波長が比較的短い部分では，非線形解析結果と線形解析結果との間に，図－4.21に示した静的解析結果と同様な差が現われている。

すなわち，動的解析においても，地震動の継続時間中に，トンネル軸に沿う比較的波長の短い地盤変位の波動が生じ，その時点でのトンネルの応答は式(4.29)や図－4.21に示した静的解析結果と同様な挙動を示すが，波長の長い地盤変位の波動が生じることも多く，この場合には式（4.29）と図－4.20とからわかるように，非線形応答解析による軸力は線形応答解析による値に近くなり，また，図－4.22よりわかるように，ト



(a) 地盤変位分布



(b) 軸力分布

図−4.23　地盤変位ならびにトンネル軸力の分布

ンネルの引張・圧縮軸力比は覆工剛性における引張・圧縮比に近い値となる。

以上のように，動的解析結果と静的解析結果とで，引張・圧縮軸力の比ならびに線形解析結果との対応において違いが見られるのは，主として動的解析で生ずる地盤変位の波長が静的解析において仮定した波長よりもかなり長いことによるものと考えられる。

なお，図－4.24に示すように，動的解析と静的解析とでは，軸力の大きさには大きな差がある。動的解析では，地盤剛性の急変する地域区分A及びBの境界（地盤断面番号45，46）付近に応力が集中しているが，静的解析ではこのような地盤急変部の影響は考慮されない。

4.5.4 シールドトンネルの耐震性の評価

動的応答解析の結果，対象としたシールドトンネルの覆工には，表－4.2に示した応力が生じると算定された。解析ケースのうち，非線形解析であるCase 1－1およびCase 2－1に着目すると，セグメントに作用する圧縮応力はいずれのケースでも96kgf／cm²であり，通常のコンクリート系セグメントのコンクリートの設計基準強度が400kgf／cm²程度であることから，圧縮耐力的には十分に耐震性を有していると言えよう。

引張応力は，リング継手の剛性の評価方法によって大きく異なる。リング継手の剛性を継ぎボルトの軸剛性によって評価した場合の引張応力は，セグメントで17kgf／cm²，リング継手で1個当たり64.5tfと算定された。セグメントの引張耐力を使用鉄筋量によってこの応力以上に設計することは容易であるが，リング継手の引張耐力は継ぎボルトの耐力および継手金具の定着部材の耐力とから決まり，本検討の対象としたリング継手では，これらを相当程度に補強しなければ耐震安全性が保たれない。

一方，リング継手の剛性を継手金具面板の曲げ剛性によって評価した場合には，覆工の引張剛性が小さくなるため，引張応力も小さくなり，セグメントで4kgf／cm²，リング継手で1個当たり15.2tfとなる。この場合には，リング継手の定着部材を補強する程度で足りると考えられる。

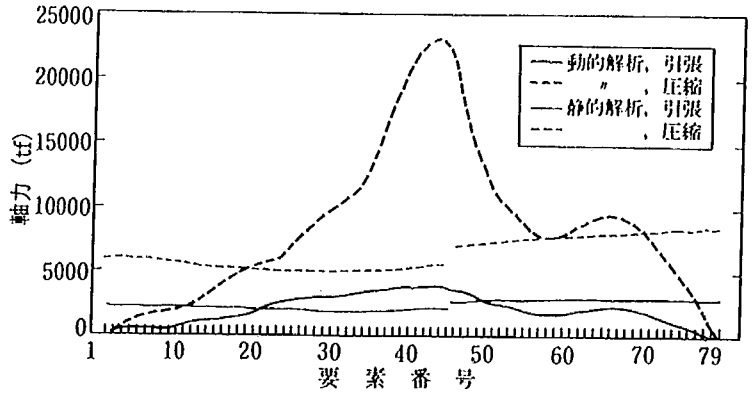
リング継手の引張剛性に関する実験報告[28]によると，ボルト単体の剛性よりも金具面板の曲げ剛性に近い結果が報告されており，本解析ではCase 1－1よりもCase 2－1の方が，現実に近いと考えられる。ただし，このような点については，今後，実験等により慎重に検討していくことが求められる。

4.6 まとめ

シールドトンネルの耐震性に関する調査を目的とし，大口径トンネルの設計例に対する軸方向動的応答解析を実施して，その応答特性を検討した。本検討で得られた結論を，以下にまとめる。

(1) シールドトンネルの動的応答解析手法として，田村らにより提案された沈埋トンネルの動的解析手法を改良し，セグメントとリング継手とで構成される覆工を，この覆工剛性と見かけ上等価な剛性となるような一様連続な梁に置換する方法を提案した。

(2) 覆工剛性を評価する際に重要な要素となるリング継手の引張剛性は，これを継ぎボルトの軸剛性から評価した場合と，継手金具面板の曲げ剛性から評価した場合とで大きく異なり，後者は前者に対し1オーダー低くなる。また，このリング継手



図－4.24 動的解析結果(Case 1－1)と静的解析結果との比較

の剛性の違いは応答解析結果に大きく影響し，トンネルに生ずる引張応力の大きさは，最大応答値で4：1程度の差が生じる。

(3) 動的応答解析結果によると，覆工剛性が圧縮側と引張側とで異なるために，トンネルに生ずる応力も圧縮と引張とで異なり，引張・圧縮応力の比は覆工剛性における引張・圧縮剛性の比と同程度，またはこれ以上となる。

(4) 動的応答解析では覆工剛性の非線形性を考慮したが，応答値のうちの圧縮応力については，覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果と良く一致した。引張応力については，引張応力が引張側の2次剛性の範囲に達した区域を除けば，これも覆工の引張側剛性のみを用いた線形解析結果と良く一致した。

5．部分模型供試体の交番載荷に基づくRCシールドトンネルの力学特性

5.1 まえがき

前章までに，応答変位法および地震応答解析法によるシールドトンネルの耐震解析法を示してきたが，この適用に際しては，シールドトンネル覆工の長手方向剛性を適切に評価することが重要である。しかし，多数のセグメントおよび継手で構成され，さらに二次覆工が施される場合もある覆工剛性を解析だけで評価することは容易でない。地震時にシールドトンネルに発生する断面力としては，軸力，曲げモーメント，せん断力，ねじりモーメントが挙げられるが，一般の線状地中構造物の地震時挙動に関する既往の研究成果から類推すると，これら断面力のうち軸力が耐震性を評価する上で最も重要である。

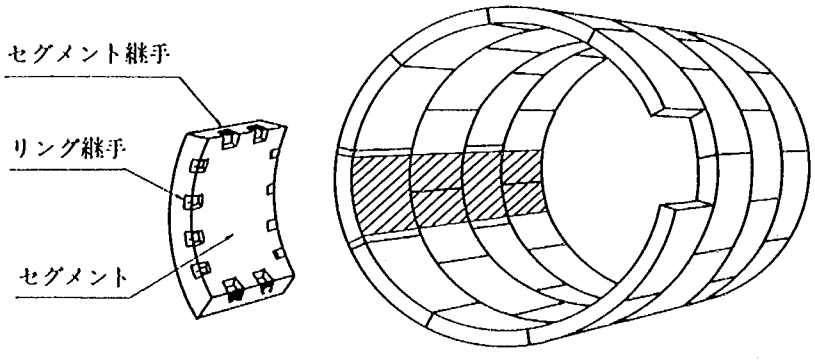
このため，シールドトンネルの長手方向の覆工剛性を把握するとともに，トンネル長手方向の荷重による覆工の破壊性状を把握することを目的として，図－5.1に示すように，シールドトンネルから一部を長手方向に切り出した模型を用いて，正負交番繰り返し載荷実験を行った[58)62)63)]。本章では，くり返し載荷実験からみた，シールドトンネルの長手方向の耐力及び変形特性を示す。

5.2 実験に用いた供試体

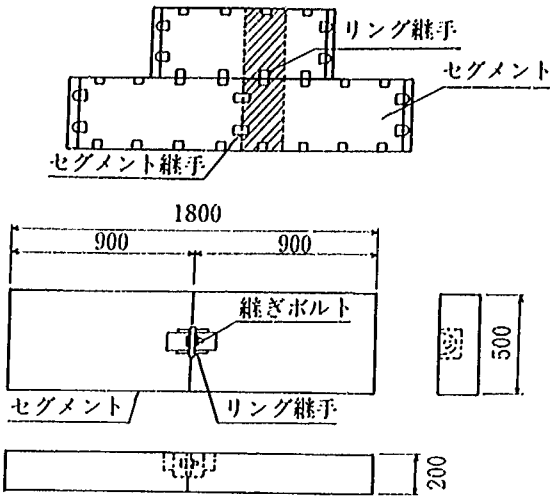
実験には，図－5.2に示すように，セグメントの一部を模擬したAタイプ供試体を1体，Aタイプ供試体に二次覆工を施したBタイプ供試体を2体，及びリング継手5個を含むCタイプ供試体を2体，合計5体を用いた。各供試体の特性は以下の通りである。

(1) Aタイプ供試体

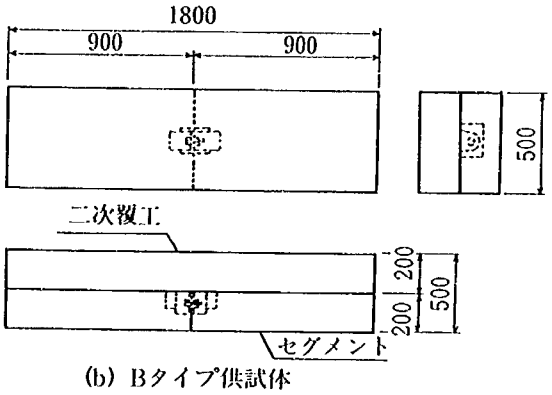
Aタイプ供試体の寸法及び配筋を図－5.3に示す。Aタイプ供試体は，厚さ20cm，幅50cm，長さ90cmのセグメントを長手方向に2ピース連結し，リング継手により一体構造としたものである。セグメントの寸法およびリング継手の構造は，土木学会・日本下水道協会共編の「下水道用標準セグメント」(1973年）の標準番号C20，C21（外径4.8m）のセグメントに基づいて決定した。ただし，セグメント内の配筋については，載荷荷重（特に引張力）を端部の固定金具から供試体に確実に伝達させる目的で，上記の標準セグメントの



図－5.1 シールドトンネル覆工の部分模型供試体



(a) Aタイプ供試体



(b) Bタイプ供試体

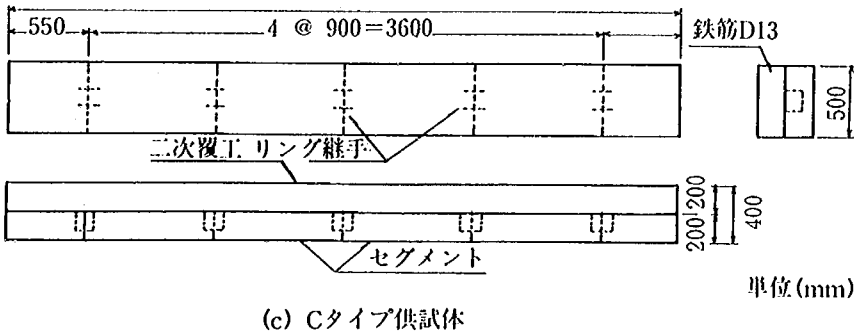
配筋よりも密にしている。ただし，後述するように供試体の変形および破壊はリング継手部に集中することから，セグメント内の配筋を密にしたことが全体としての実験結果に及ぼす影響は小さいと考えられる。

リング継手は，図－5.4に示すように，厚さ9㎜の面板（材質：SS41）に同じ厚さの定着板を溶接した金具で，定着板に溶接した長さ30cmのアンカー鉄筋（SD30, D13）2本によってセグメント内に定着されている。

リング継ぎボルトとしては，M22, l＝65㎜（強度区分8.8）を1本使用した。ボルトの有効断面積は，内部にひずみゲージを貼付するための加工を行ったため，公称値3.03㎠よりも小さく，2.245㎠となっている。

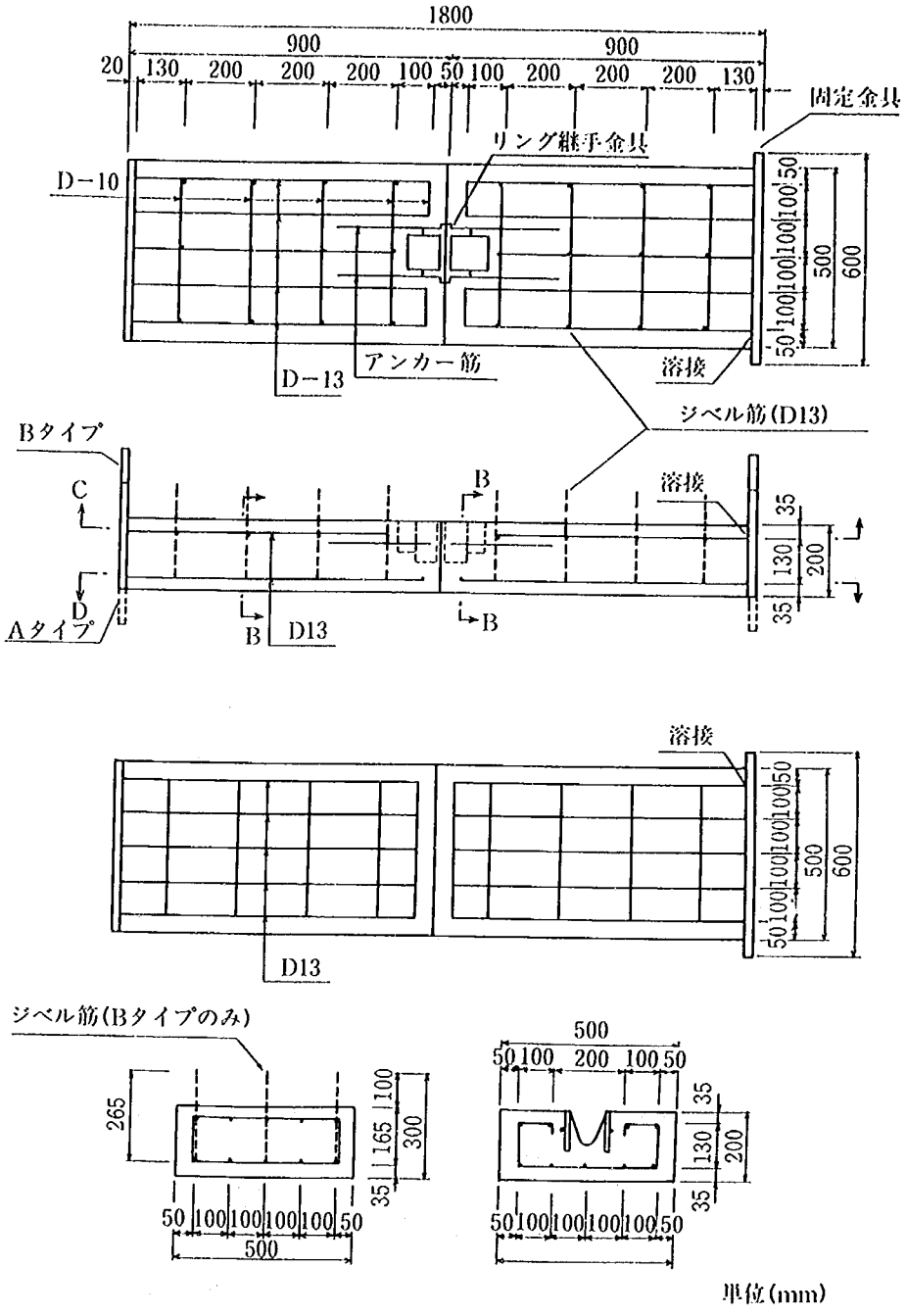
継ぎボルトの締め付けは，2ピースに分かれた供試体を載荷架構上に設置し，セグメント端面に予め設けた溝に幅2cm，厚さ8㎜の帯状のシール材（ブチルゴム製止水材）を貼付した後，加振機により圧縮力を加えてピース間の端面が確実に接触している状態で行った。締め付けはボックスレンチを用いて人力で行った。締付時のボルト軸力は，ボルト内に貼付させたひずみゲージの計測から，約6.3tfであった。

供試体製作には普通ポルトランドセメントを用い，細骨材としては千葉県富津市鬼泪山産の砂と栃木県安蘇郡田沼町産の砕砂の2種混合を，また，粗骨材としては栃木県安蘇郡田沼町産の砕石を用いた。設計基準強度は，セグメントでは420kgf／㎠，二次覆工では240kgf／㎠とし，表－5.1に示す配合とした。セグメントは，図－5.5に示す条件で蒸気養生を行った。二次覆工コンクリートは自然養生とした。セグメント及び二次覆工コンクリートの特性を知るために，圧縮強度・弾性係数試験用として3個，引張強度試験（割裂

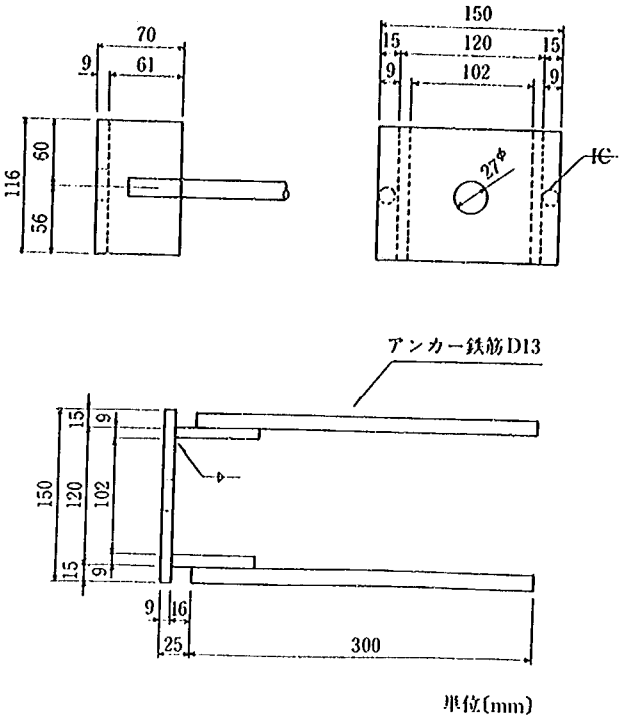


(c) Cタイプ供試体

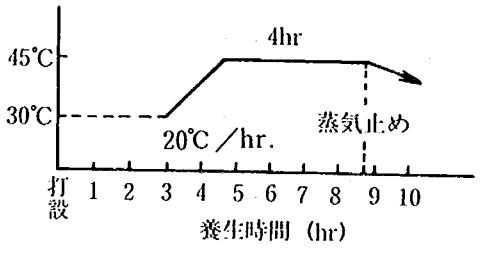
図－5.2 実験供試体



図−5.3　Aタイプ供試体の配筋図



図－5.4　実験に用いたリング継手



図－5.5　蒸気養生条件

試験）用として3個，計6個の円柱供試体を作り，強度試験を行った。試験にはアムスラー圧縮試験機を用い，弾性係数は圧縮強度試験時に供試体にひずみゲージを貼付して測定した。試験により得られた圧縮強度，引張強度および弾性係数（ヤング率）の値を表－5.2に示す。なお，表－5.2には後述するタイプB及びタイプCの供試体に対する結果も示している。

二次覆工鉄筋として用いた鉄筋（SD30，D13）に対する強度試験結果は表－5.3に示す通りである。

(2)　Bタイプ供試体

Bタイプ供試体は，Aタイプ供試体に厚さ20cmの二次覆工を施したものであり，セグメント部分およびリング継手の構造はAタイプ供試体と同一である。2体の供試体を製作（以下，これをBタイプNo.1供試体及びBタイプNo.2供試体と呼んで区別する）し，一体は静的な交番載荷実験に，もう一体は動的な交番載荷実験に用いた。二次覆工と一次覆工の付着を確実にするため図－5.3に示したように，ジベル筋（SD30，D13）を1セグメントにつき4本配置した。二次覆工内の配筋図を図－5.6に示す。もともとセグメントに配置させている主鉄筋は図－5.6のB－B断面図に示すD13（SD30）3本であり，他の鉄筋は端部からの載荷力（特に引張力）を供試体に均等に伝えるために配した配力筋および組立て筋である。

セグメントの接合面には，Aタイプ供試体と同様に，止水用のシール材を貼付した。また，継ぎボルトの締付け力は，BタイプNo.1供試体では約6.7tf，No.2供試体では約6.0tfであった。

(3)　Cタイプ供試体

Cタイプ供試体は，基本的にAタイプ及びBタイプ供試体と同一の条件を対象としたものであるが，図－5.2に示すようにセグメント継手の数を5個に増やしたものである。このため，載荷治具を固定するための両端の2個の端部セグメントと，これらの間に入れる4個の一般部セグメントから構成されている。二次覆工内の配筋図を図－5.7に示す。Cタイプ供試体も，Bタイプ供試体と同じように2体製作し，一体は単調引張に，もう一体は交番載荷実験に用いた。

端部セグメントは2ピースあるが，1ピースは加振機と，もう1ピースは反力フレームと，それぞれ接続するための機能をもったセグメントである。この部分では損傷が生じないように鉄筋を十分密に配置している。

一般部セグメント及び端部セグメントは，図－5.4に示したAタイプ及びBタイプ供試体と同じリング継手によって5箇所で長手方向に連結されている。ボルトの締め付け力は約6tfを目標とした。

以上のように6ピースのセグメントを長手方向に連結した後，厚さ20cmの二次覆工コンクリートを打設した。二次覆工には覆工厚の中央に長手方向にD13（SD30）を3本配筋した。また，セグメントと二次覆工の定着のために，ジベル筋としてD13（SD30）を1セグメントにつき4本配置した。

5.3　載荷条件

(1)　Aタイプ供試体

図－5.8に示すように，供試体の一端を動的加振機

表－5.1　示方配合表

	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	配合 (kgf／m³)				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
セグメント	20	6	1	37.1	36	155	418	620	1220	4.18 (マイティー150)
二次覆工コンクリート	20	6	1	49.1	38	160	326	720	1185	0.652 (パリック#1)

表－5.2　コンクリートの強度試験結果

供試体	部材		材令		σ_C (kgf／cm²)	σ_t (kgf／cm²)	E_C (kgf／cm²)
	記号	位置	①	②			
Aタイプ	A－1	加	58	68～70	454	35.5	3.41×10^5
	A－2	反	57	67～69	434	38.0	2.94×10^5
Bタイプ No. 1	B－3	加	53	67	461	35.6	3.30×10^5
	B－4	反	52	66	502	41.2	3.53×10^5
	L－2	2次覆工	41	55	256	22.0	2.59×10^5
Bタイプ No. 2	B－1	加	56	73	485	35.0	3.26×10^5
	B－2	反	55	72	499	41.3	3.38×10^5
	L－1	2次覆工	37	54	310	24.1	2.79×10^5

加：加振機側

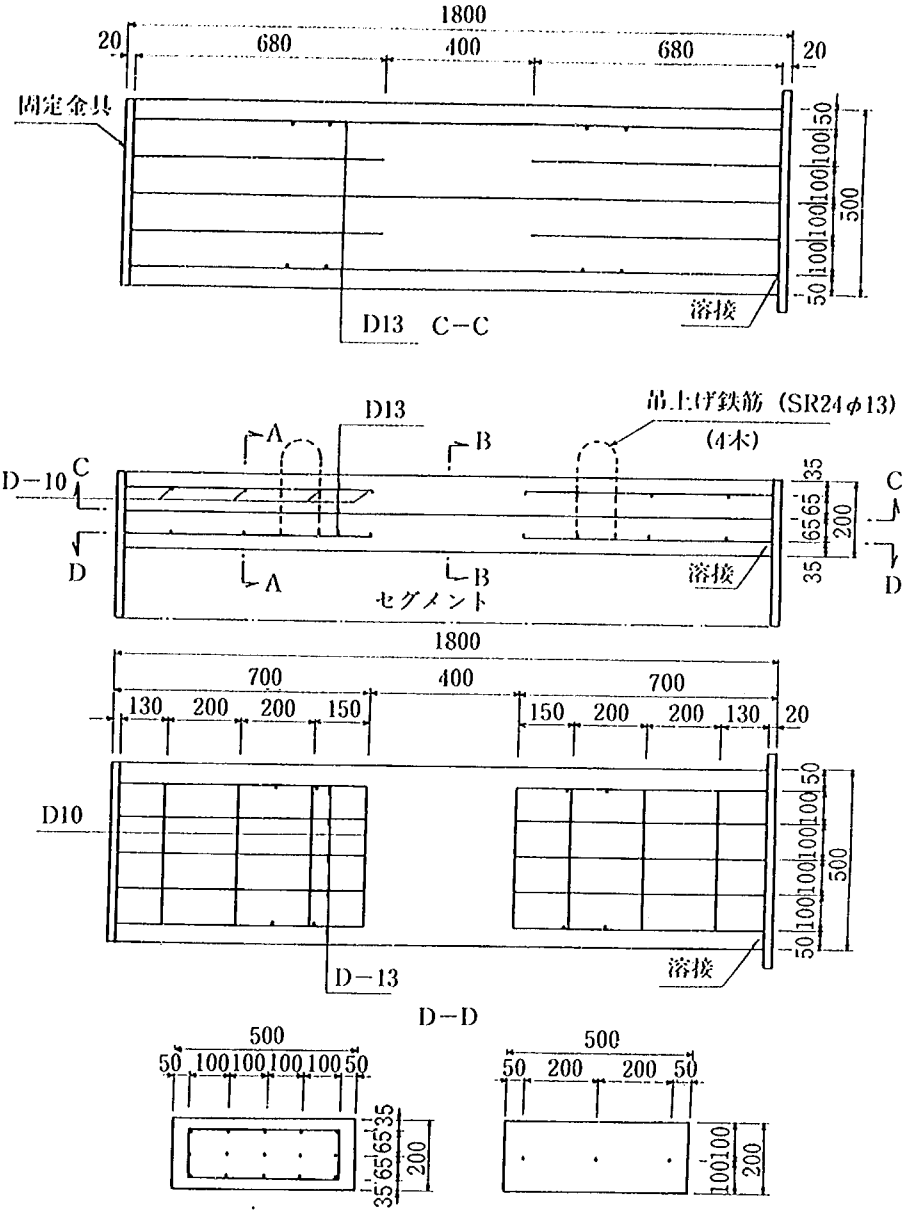
反：反力フレーム側

材令 ①：コンクリート強度試験当日
②：加振実験当日

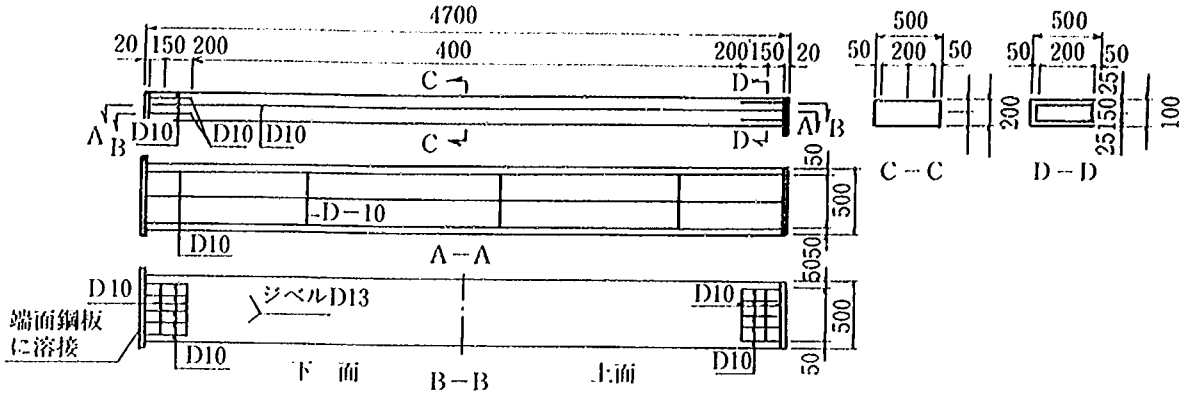
表－5.3　鉄筋の強度試験結果

テストピース No.	降伏点 σ_y (kgf／mm²)		ヤング率 E_S (kgf／cm²)		破断強度 σ_b (kgf／mm²)		破断後の伸び (%)	
	各値	平均	各値	平均	各値	平均	各値	平均
1	36.8	36.7	1.84×10^6	1.98×10^6	51.8	51.9	18.0	17.5
2	37.6		2.12×10^6		52.9		18.0	
3	35.7		1.98×10^6		51.1		16.4	

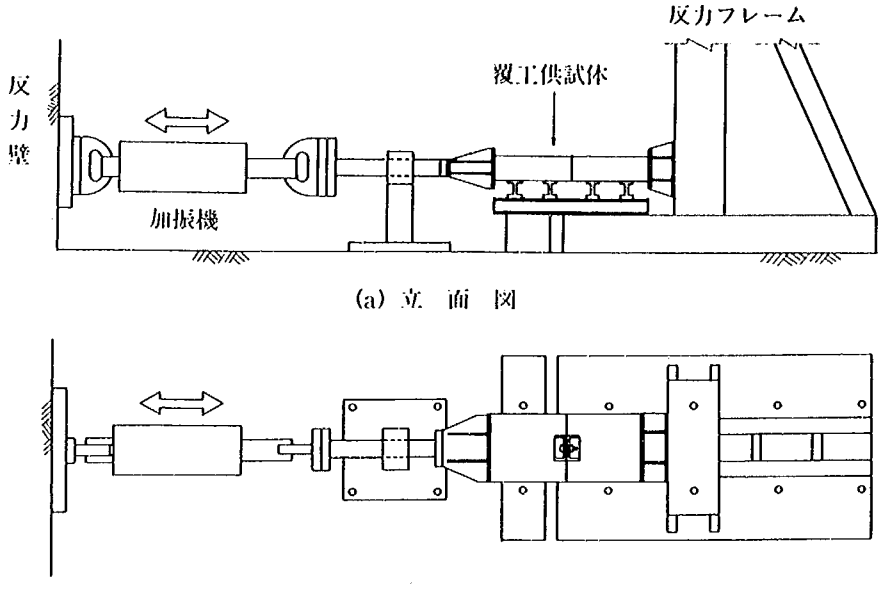
＊公称断面積＝126.7mm²



図−5.6 Bタイプ供試体の配筋図（二次覆工）



図－5.7　Cタイプ供試体の配筋図



(a) 立　面　図

(b) 平　面　図

図－5.8　載荷方法

に，他端を反力フレームに取り付けて，動的加振機により加力した。供試体の底辺にはテフロン板を敷き，支持面と供試体底面の間の摩擦力が極力小さくなるようにした。供試体への載荷は図－5.9に示すように，荷重制御で圧縮側に最大15tf，引張側に最大７tfの，正弦波状とした。荷重は準静的に作用させ，荷重の刻みは１tfとした。

(2)　BタイプNo.１供試体

図－5.10に示すように，４段階に静的に載荷した。

ｉ）載荷実験1

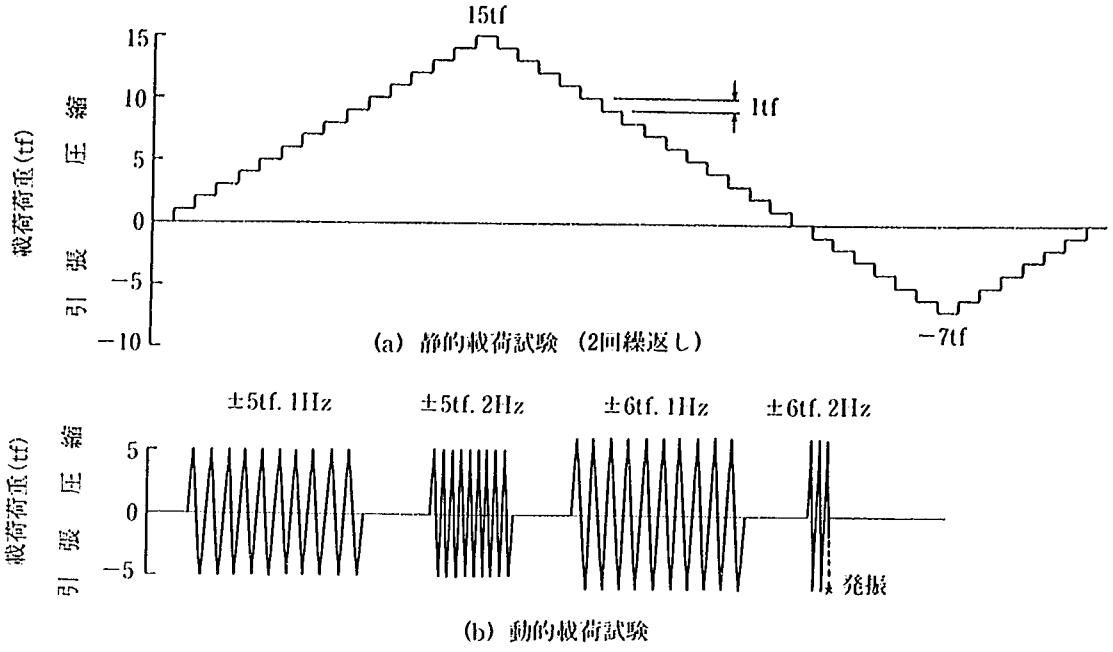
セグメント接合部の二次覆工にクラックが生じない範囲での載荷実験であり，図－5.10(a)に示すように，圧縮側への載荷→除荷→引張側への載荷→除荷という載荷パターンで２回載荷した。載荷は荷重制御により，圧縮側には２tf刻みで20tfまで，引張側には１tf刻みで７tfまで行った。

ii）載荷実験２（引張クラックの導入）

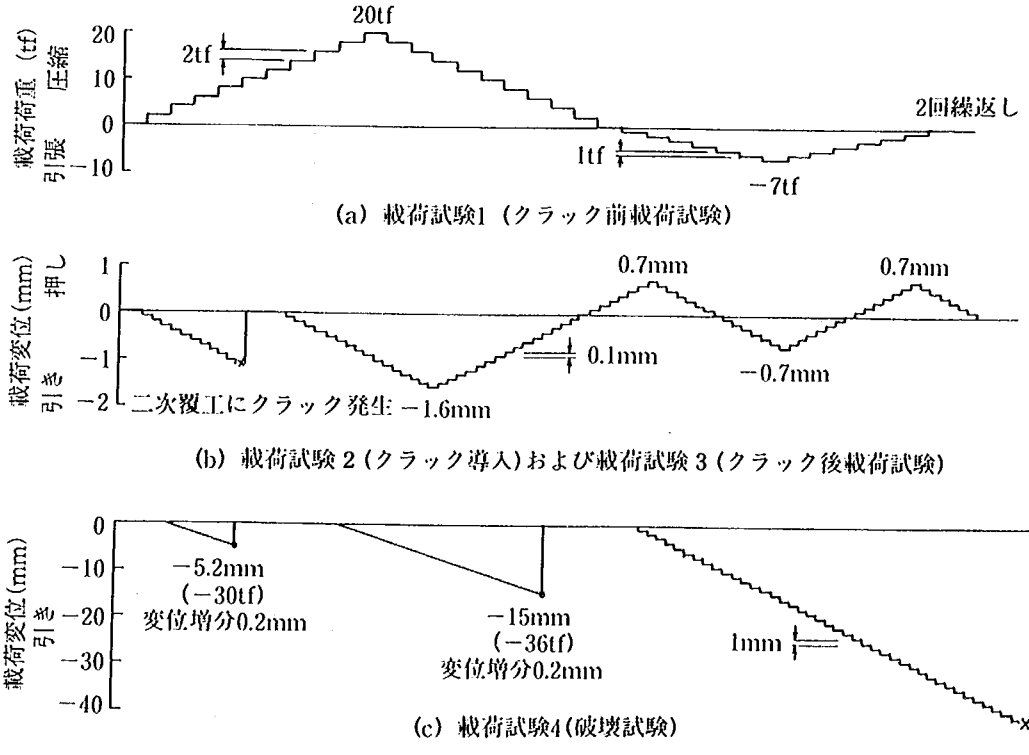
引張載荷により，セグメント接合部の二次覆工コンクリートに引張クラックを入れるための実験であり，図－5.10(b)に示すように，変位制御により引張側へ0.１㎜刻みで載荷していき，二次覆工コンクリートにクラックを生じさせた。

iii）載荷実験３（クラック発生後の載荷）

二次覆工にクラックが生じた状態での載荷試験で



図−5.9 Aタイプ供試体の載荷パターン



図−5.10 BタイプNo.1供試体の載荷パターン

ある。載荷試験2に引き続き，変位制御により0.1mm刻みで，図－5.10(b)に示すように引張・圧縮のくり返し載荷を行った。

iv）載荷実験4（破壊実験）

変位制御により，供試体のリング継手が破断するまで単調引張載荷を行った。終局耐力および終局変形量が予想を大きく上回るものであったため，図－5.10(c)に示すように，加振機の荷重レンジおよび変位レンジを設定し直して，3回載荷することとなった。

(3) BタイプNo.2供試体

BタイプNo.1供試体と同様に，図－5.11に示すように4段階に分けて動的に載荷した。

i）載荷実験1

セグメント接合部の二次覆工コンクリートに引張クラックが生じない範囲での動的載荷実験であり，図－5.11(b)に示すように，変位制御で変位振幅±0.2mmおよび±0.4mmの2回，振動数を1Hzおよび0.5Hzの2回，計4回の正負交番繰返し載荷を行った。いずれの加振も載荷繰返し回数は10回とした。

ii）載荷実験2（引張クラックの導入）

正負交番繰返し載荷の過程で，セグメント接合部の二次覆工コンクリートにクラックを入れる試験であり，図－5.11(b)に示すように，変位制御により，1サイクル毎に変位振幅を0.1mm刻みで増加させるスウィープ載荷とした。加振振動数は0.5Hzとし，最大変位振幅は1.8mmとした。

iii）載荷実験3（クラック発生後の載荷実験）

二次覆工コンクリートにクラックが生じた状態での動的載荷試験であり，図－5.11(c)に示すように，変位制御で載荷変位振幅を±0.2mm，±0.4mm，±0.8mmの3種類，加振振動数を1Hzおよび0.5Hzの2種類とし，これらの組合せで合計6ケースの載荷を行った。加振はいずれも正弦波で，載荷くり返し回数は10回とした。

iv）載荷実験4（破壊実験）

リング継手を破断させる実験である。載荷方法としては上記の載荷試験2のような動的スウィープ載荷も考えられたが，変形能が引張側と圧縮側とで大きく異なるため，変位制御による正負等振幅の載荷は不可能であり，また，荷重制御による載荷では加振機が発振する恐れがあった。このような理由から，本実験では図－5.11(d)に示すように，変位制御により静的に正負交番の載荷を行って，供試体を破壊させることとした。載荷変位は，引張側は2mm刻みで増加させ，圧縮側は1mmで一定とした。

(4) C－1タイプ供試体（単調引張載荷）

C－1供試体に対しては，図－5.12に示すように，変位制御で単調引張載荷を行った。載荷の初期段階では供試体の剛性が高いため，わずかな変位の変化でも荷重が大きく変化することから，加振機の載荷変位の増分を0.2mmとした。載荷変位が大きくなり，セグメント接合部の二次覆工にクラックが生じ，次いで，5箇所の接合部のうちのいずれか1箇所の二次覆工鉄筋の降伏が確認された時点で，載荷変位の増分を1mmとした。この時の載荷変位は約4mmである。

載荷変位が10mm付近となった時点で，5箇所の二次覆工鉄筋が全て降伏したことが確認され，荷重の増分が小さくなったため，載荷変位の増分を5mmとし，以後，いずれかの接合部で二次覆工鉄筋が破断するまで載荷を続けた。

載荷変位が90mmに達した時点で，加振機に最も近い継手部分（JT1）の二次覆工鉄筋が破断した。これ以降，載荷変位の増分を2mmとし，リング継手が破壊するまで載荷を継続した。

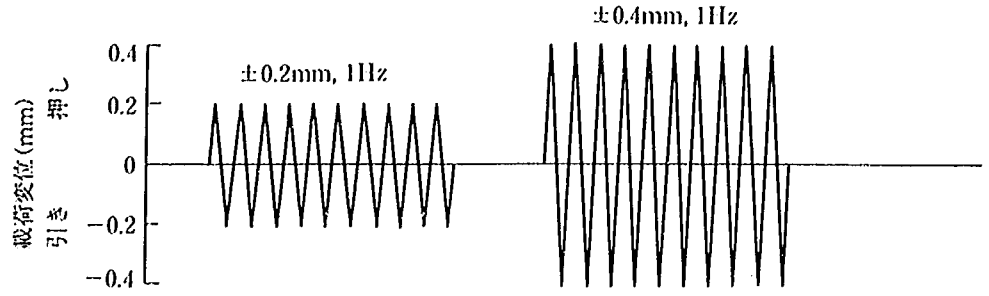
(5) C－2タイプ供試体（正負交番載荷）

C－2供試体に対しては，図－5.13に示すように，変位制御で正負交番載荷を行った。圧縮側には載荷変位を1mmで一定とした。引張側には載荷変位を1mm，2mm，4mm，8mm，……とサイクル毎に増加させ，各目標値まで5ステップまたは10mmピッチで載荷した。載荷変位が90mmを超えたところで治具の一部が破損したため，ここで載荷を終了した。

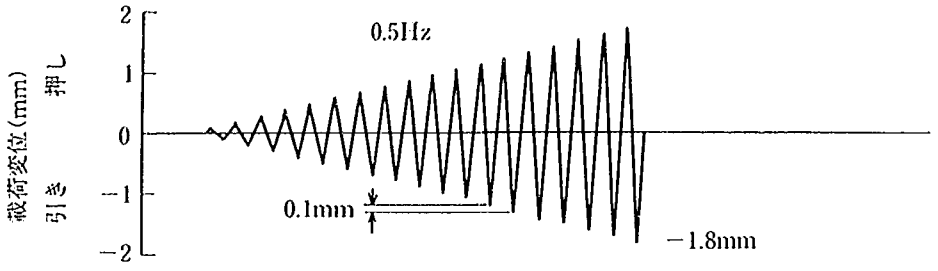
5.4 計測項目

(1) Aタイプ供試体

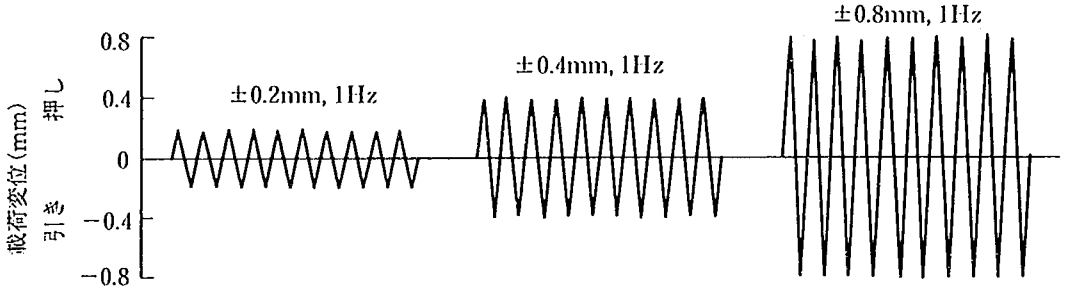
表－5.4に計測項目および成分数を示す。また，図－5.14に計器配置を示す。表－5.4には，後述するBタイプ供試体の計器も示している。実験では，供試体の変位及び鉄筋，継ぎボルトのひずみを中心として計測した。供試体の変形の計測の基本となるのは，継手をまたぐ長さ1mの区間内の相対変位，すなわち，平均ひずみを計測する差動トランス型高感度ひずみ計（計器R，表－5.4及び図－5.14参照）と，リング継手の開き量を計測する継手変位計（計器D，表－5.4及び図－5.14参照）である。この他に，アンカー鉄筋のひずみ（図－5.12参照），継手金具面板のひずみ（図－5.14参照）を計測した。また，図－5.15に示すように，継ぎボルト（M22）の中心にϕ10mmの孔をあけ，ボルト内空にひずみゲージ（計器B－1）を貼付して，



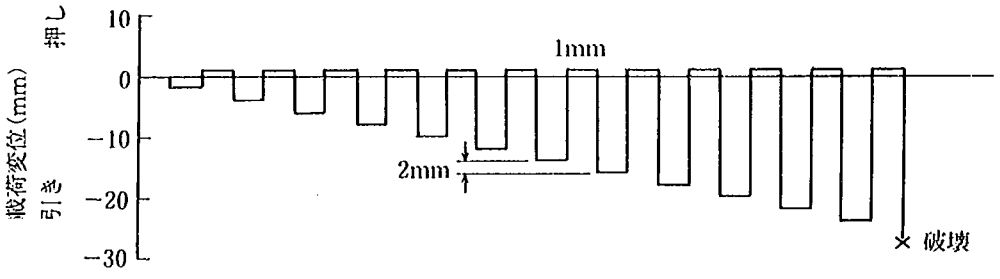
(a) 載荷試験1（クラック前載荷試験）0.5Hz加振も実施



(b) 載荷試験2(二次覆工にクラック導入)

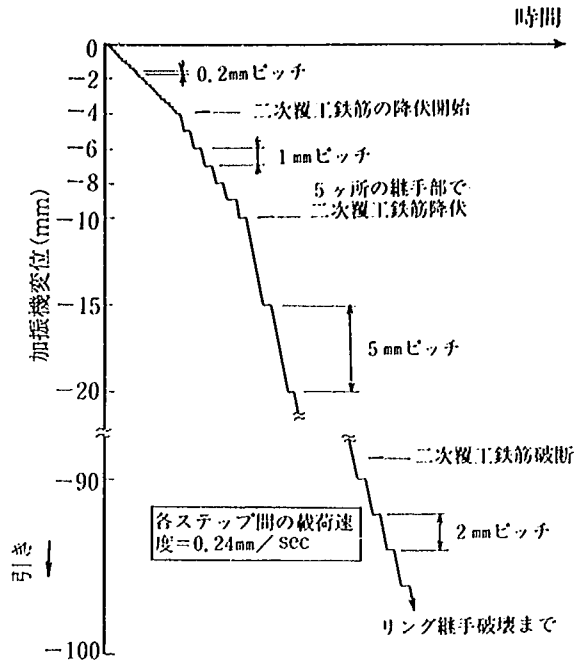


(c) 載荷試験3（クラック後載荷試験） 0.5Hz加速も実施

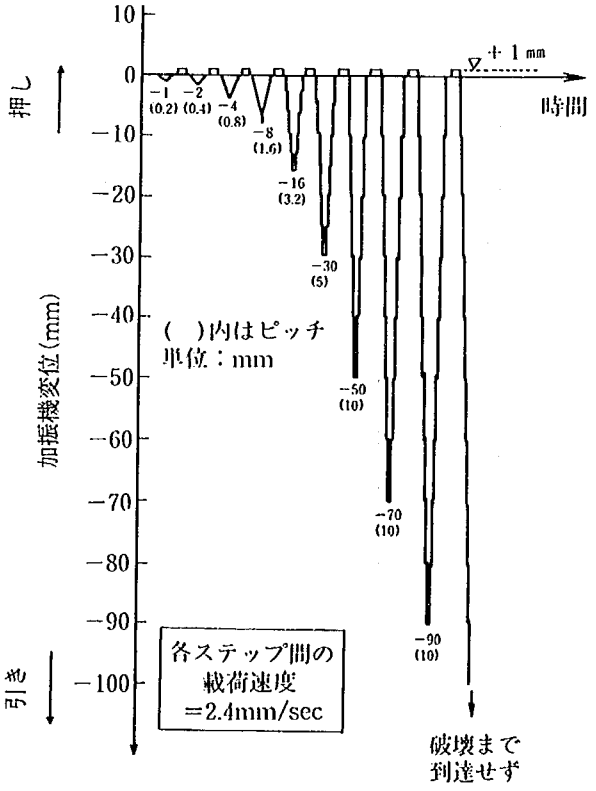


(d) 載荷試験4（破壊試験）

図−5.11 Bタイプ№2供試体の載荷パターン



図−5.12　Cタイプ№1供試体の載荷パターン



図−5.13　Cタイプ№2供試体の載荷パターン

表−5.4　計測項目（Aタイプ供試体及びBタイプ供試体）

計測項目	記号	成分数 Aタイプ	成分数 Bタイプ
積荷力	LOAD	1	1
変位	δ	1	1
供試体変形量	R	1	1
リング継手の相対変位	D	3	3
アンカー鉄筋のひずみ	A	4	4
継手金具面板のひずみ	P	4	4
継ぎボルトのひずみ	B	1	1
セグメントのひずみ	C	16	2
2次覆工コンクリートのひずみ	L	−	5
2次覆工内鉄筋のひずみ	S	−	9
	合計	31	31

ボルトの軸ひずみ（軸力）を計測した。

(2)　Bタイプ供試体

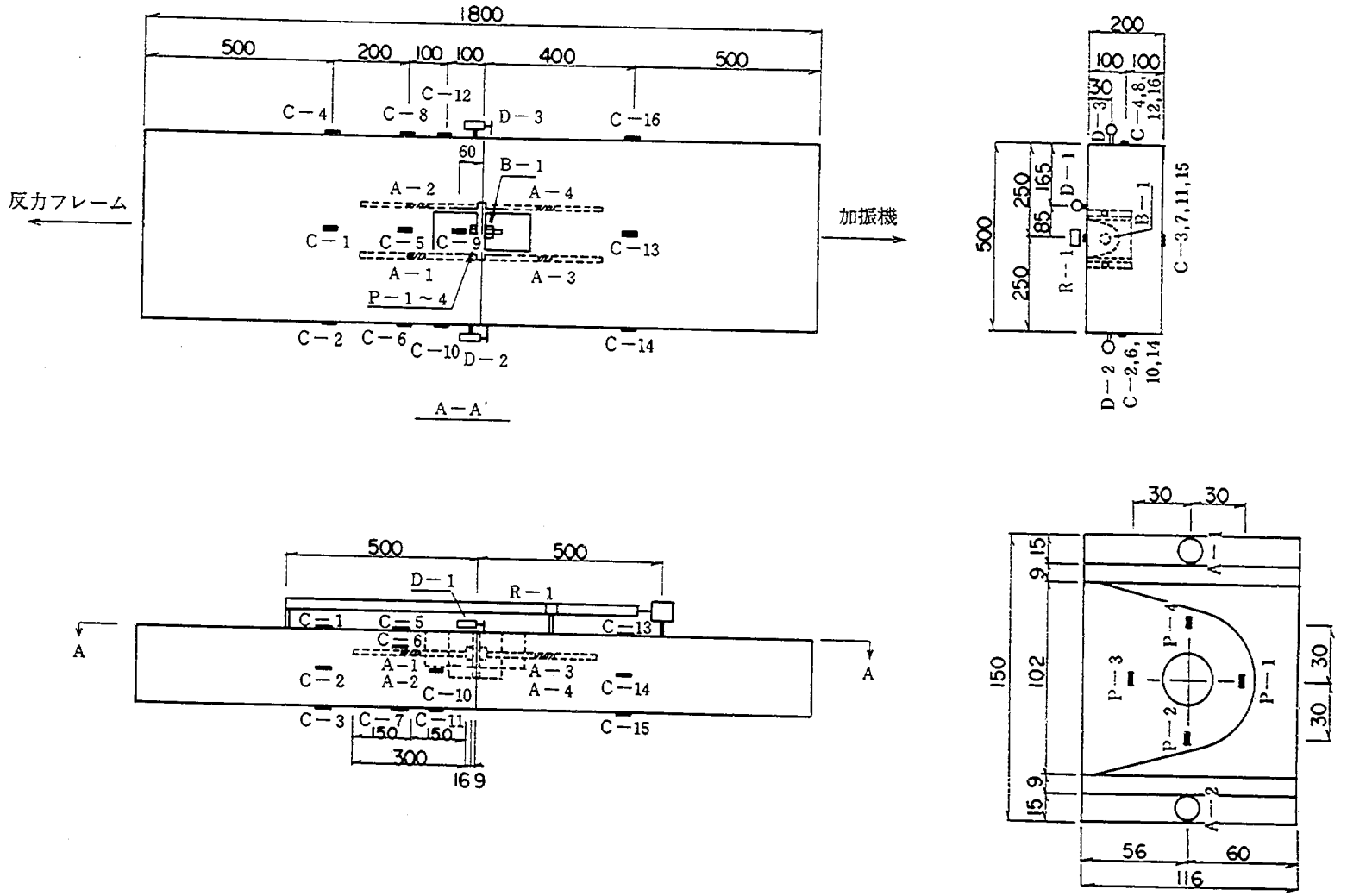
Bタイプ供試体に対する計測は，表−5.4，及び図−5.16に示す通りである。一次覆工に係わる計測は，基本的に供試体Aと同じであり，この他に二次覆工内の鉄筋ひずみ（計器S−1〜S−9）及び二次覆工コンクリートのひずみ（計器L−1〜L−5）を計測している。

(3)　Cタイプ供試体

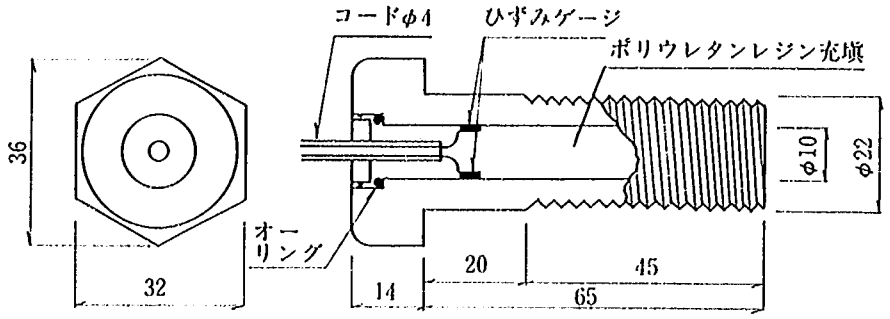
計測項目を表−5.5に，また，計器配置を図−5.17にそれぞれ示す。基本的な計測項目はBタイプ供試体と同様である。載荷力は，動的加振機に内蔵されているロードセルと同時に載荷治具に取り付けたひずみゲージによっても測定した。

表−5.5　計測項目（Cタイプ供試体）

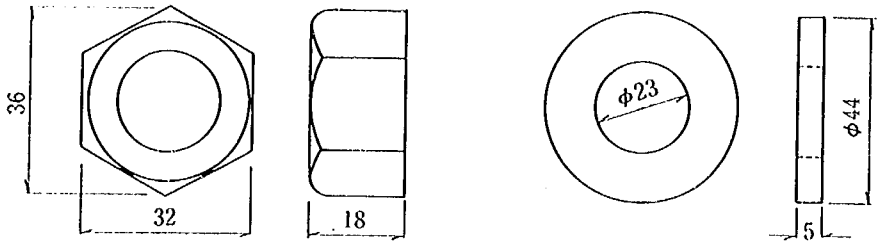
計測項目	記号	測点数
加振機変位	δ	1
載荷力	LOAD	1
継手部の開き	D	15
継ぎボルトの軸力	B	5
アンカー鉄筋のひずみ	A	4
継手金具面板のひずみ	P	4
セグメントのひずみ	C	4
二次覆工コンクリートのひずみ	L	11
二次覆工鉄筋のひずみ	S	19
供試体両端の変位	H	6
合計		72



図－5.14　Aタイプ供試体の計器配置



(a) ボルト（有効断面積　軸部＝301.6mm²,ネジ切り部＝224.5mm²）



(b) ナット　　(c) 座　金

図－5.15　リング継ボルト及びひずみ計

5.5　供試体の耐力・変形特性及び破壊性状

5.5.1　Aタイプ供試体

図－5.18に載荷実験から得られた載荷力と供試体の変位もしくはひずみの関係を示す。まず，セグメントコンクリートに生じるひずみ（図－5.18(g)および(h)）を見てみると圧縮側の載荷においては，荷重に伴ってほぼ線形にセグメントに生じるひずみが増加する。この増加の割合は，図－5.18(g)（2対のセグメントのうちの1方）では2.9×10^{-6}/tf，図－5.18(h)（2体のセグメントのうちのもう1方）2.5×10^{-6}/tf，である。

セグメントに生じる単位荷重当りのひずみは，式(5.5)から次式で求められる。

$$\frac{\varepsilon}{P}=\frac{1}{E_S\cdot A_S} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5.1)$$

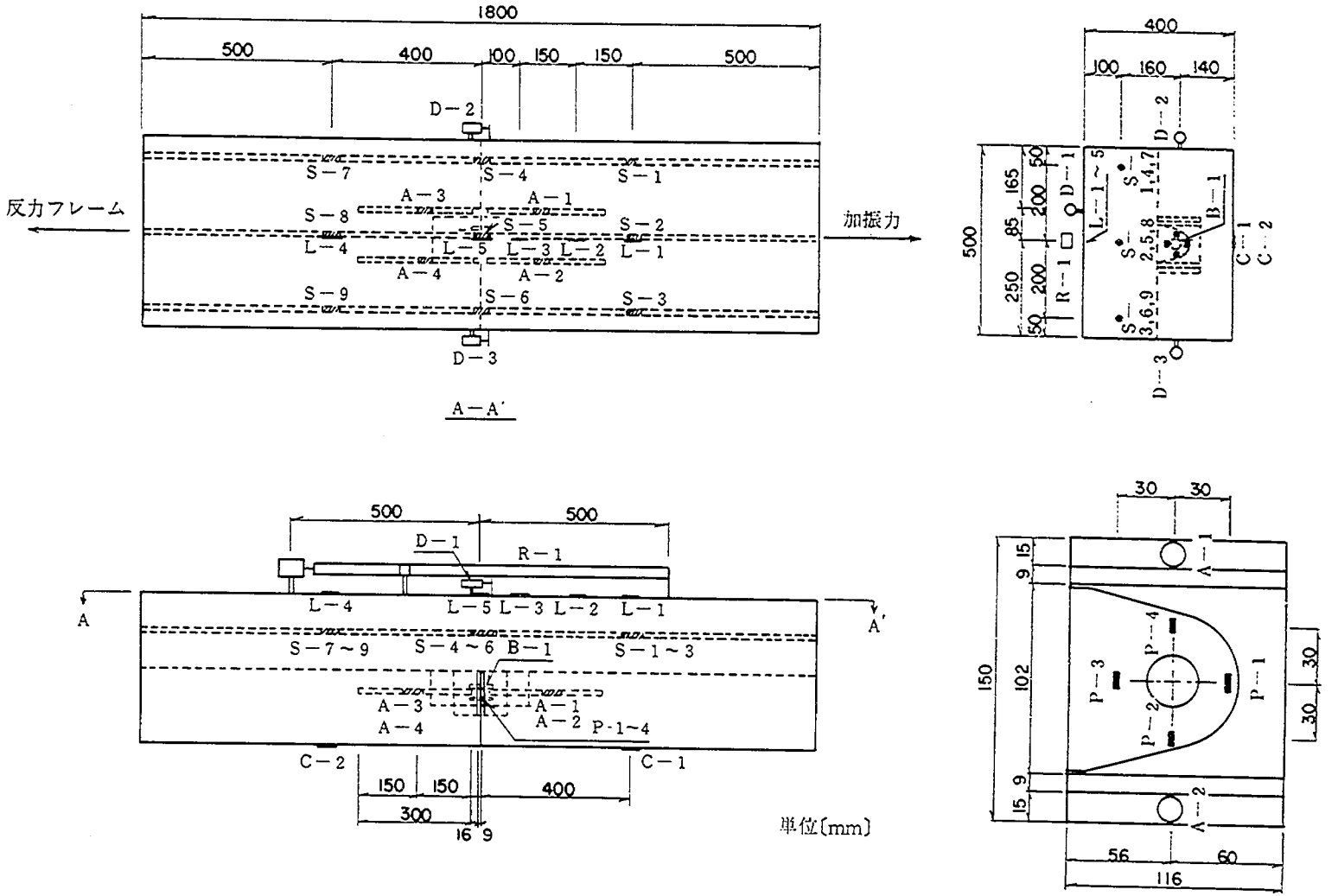
ここに，セグメントの断面積A_Sは，1000cm²である。

式(5.1)から推定される単位荷重あたりのセグメントに生じるひずみε/Pは$2.9\times10^{-6}\mathrm{tf}^{-1}\sim3.4\times10^{-6}\mathrm{tf}^{-1}$であり，測定値と概ね一致している。

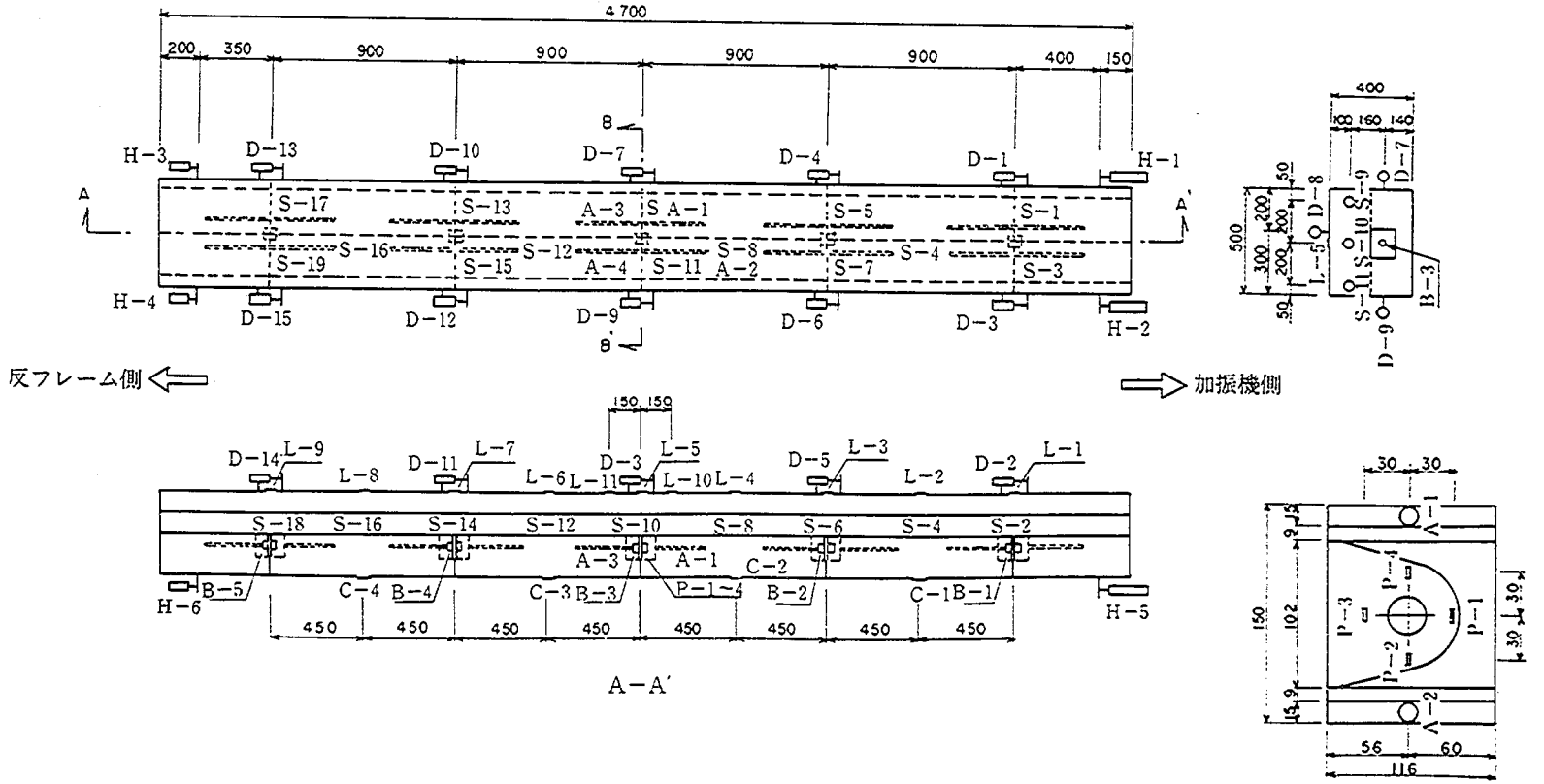
一方，継手に生じる相対変位（図－5.18(b)），ボルトに生じるひずみ（図－5.18(c)）等は，載荷荷重に対して非線形な挙動を示している。特に引張側に載荷した場合は，載荷荷重が6tf以上となると継手の各部の変形が急激に増加している。このような挙動は，継ぎボルトの初期締付けの影響によるものである。

すなわち，図－5.19に示すように載荷前のセグメント接合面には，継ぎボルトの締付け力N_{BO}によって圧縮力F_{SO}が作用しており，これによって載荷前から図－5.19(a)に示すように圧縮ひずみが生じている。この状態で比較的小さい荷重Pを載荷すると，セグメント接合面に存在していた圧縮ひずみが弾性回復することによって，圧縮力F_SはΔF_Sだけ減少する。この時，ボルトの軸力は増加するが，図－5.19(b)に示すようにその増加量ΔN_Bは載荷力Pよりも小さい$P-\Delta F_S$である。すなわち，載荷力が小さい場合には，継ぎボルトに作用する軸力の増分は載荷力の増分よりも小さいことになる。載荷力が大きくなりセグメント接合部が開くと，これまで接合面がその弾性回復によって負担していた荷重の分担がなくなって，図－5.19(c)に示すように継ぎボルトには載荷力が直接作用し，載荷力の増分がそのまま継ぎボルトの軸力の増分となる。

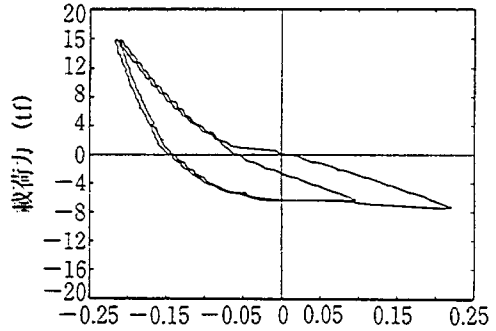
上記のリング継手部の挙動を載荷力との関係として模式的に表わすと図－5.20のようになり，図－5.18(b)及び(c)に示した実験結果を再度書き直した図－5.21と



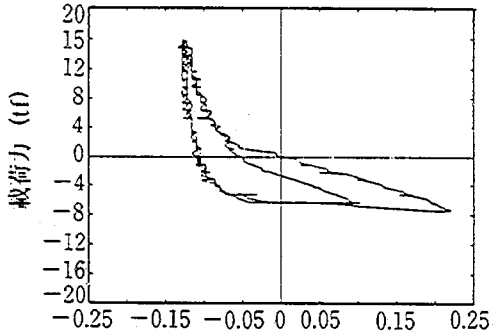
図－5.16 Bタイプの供試体の計器配置



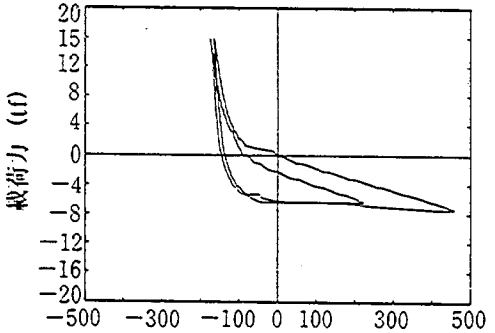
図－5.17　Cタイプ供試体の計器配置



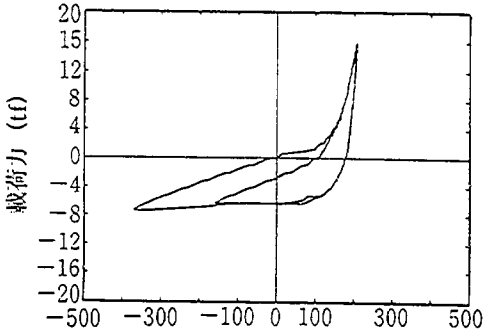
(a) R−1



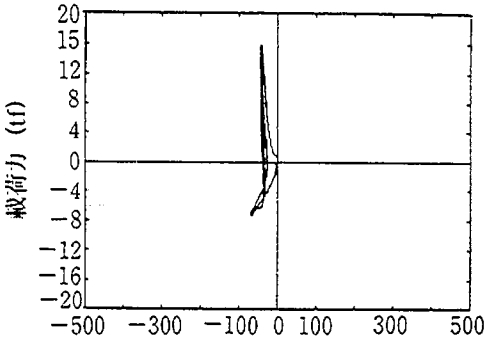
(b) D−2, D−3の平均値



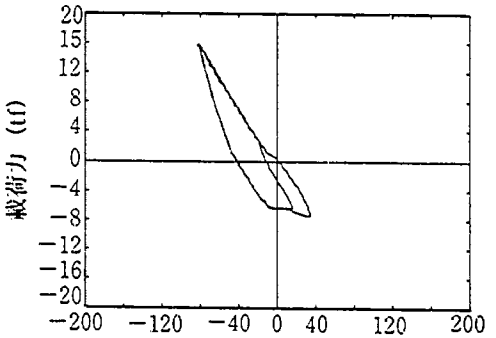
(c) B−1



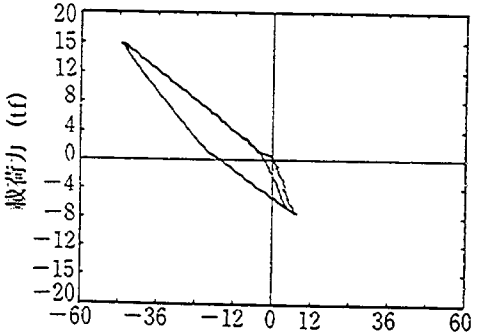
(d) P−1, P−3の平均値



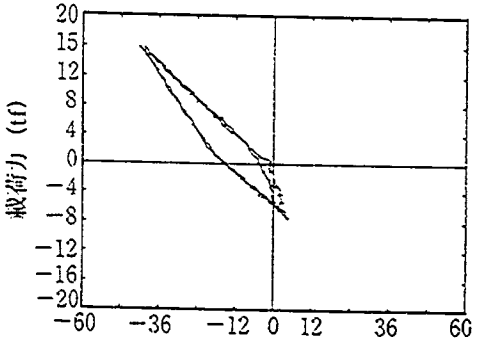
(e) P−2, P−4の平均値



(f) A−1, A−2の平均値

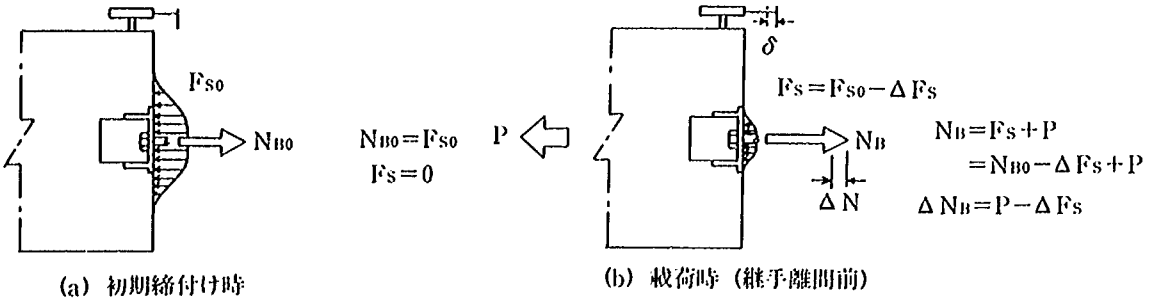


(g) C−1, 2, 3, 4の平均値

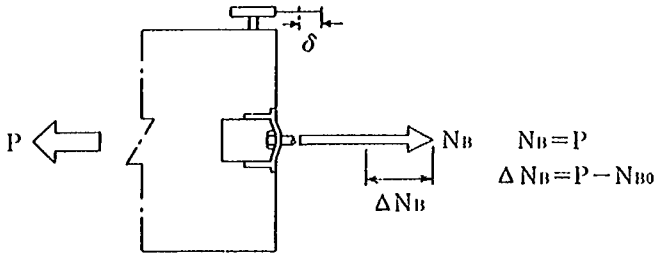


(h) C−13, 14, 15, 16の平均値

図−5.18 Aタイプ供試体の静的載荷試験結果（載荷力～計測値の履歴）

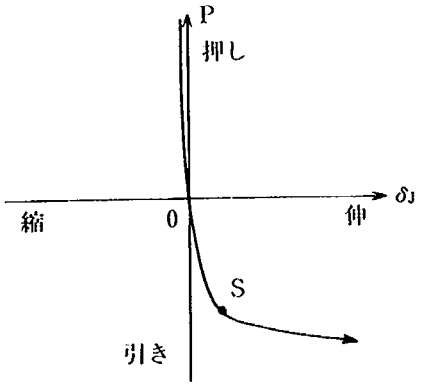


(a) 初期締付け時　　(b) 載荷時（継手離間前）

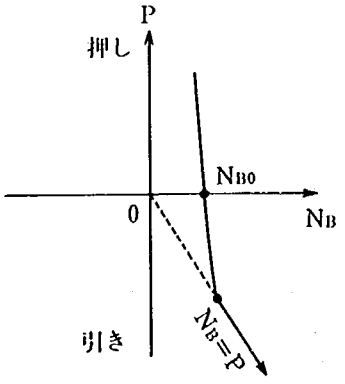


(c) 載荷時（継手離間後）

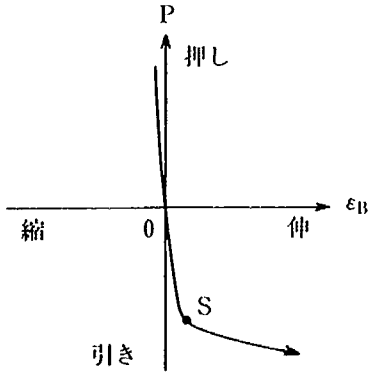
図−5.19　リング継手部の挙動（概念図）



(a) 載荷力P～継手変位 δ_J



(b) 載荷力P～ボルト軸力 N_B



(c) 載荷力P～ボルトひずみ（増分）ε_B

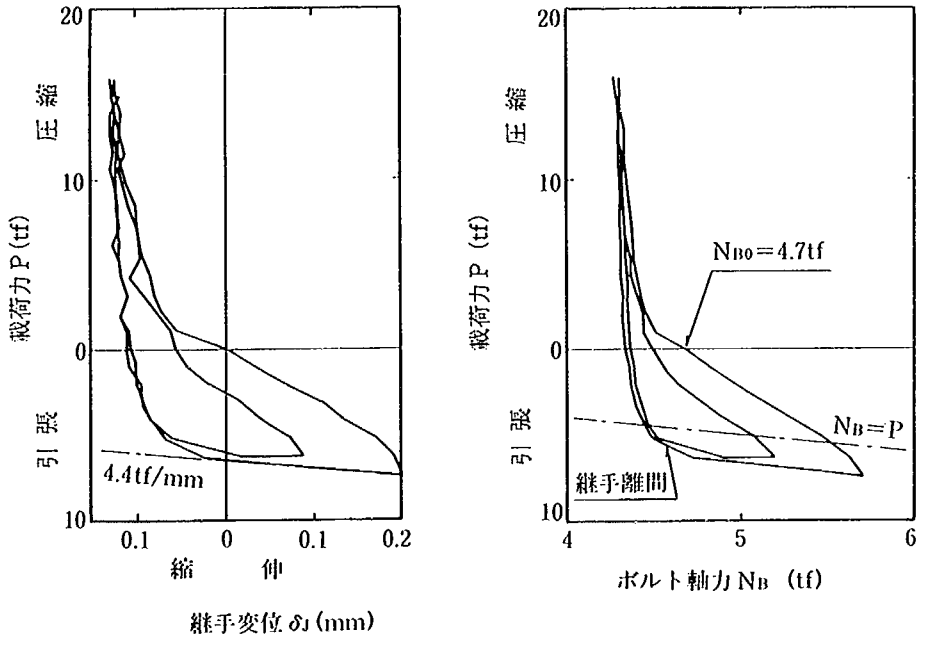
図−5.20　載荷力とリング継ぎボルト軸力の関係（模式図，図中S点は継手金具面板が離間する点）

定性的によく一致している。

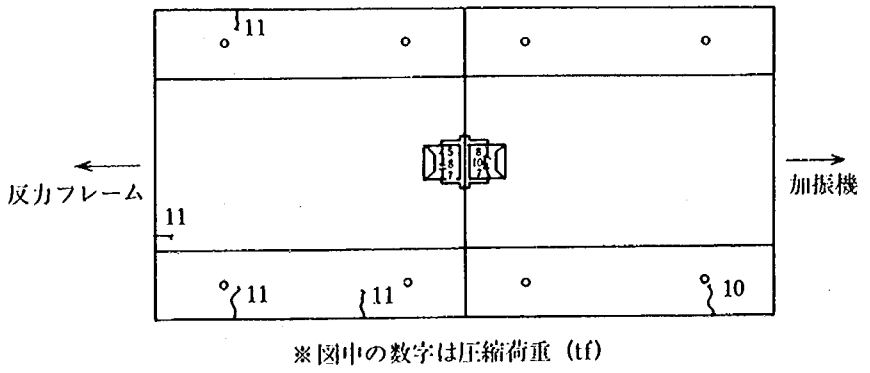
リング継手のバネとしての挙動は，図－5.21(a)に示した$f_J \sim \delta_J$関係および図－5.18(b)に示した実験結果から評価される。これらの図から明らかなように，リング継手のバネとしての挙動は，継ぎボルトの初期締付け力の影響により，非線形な挙動を示す。したがって，継手のバネを定数で表わすことはできない。しかしながら，継手部の離間後の状態（図－5.19(c)参照）に着目して，実験結果より荷重増分と開き量の増分との比をとると，継手のバネ定数は約4.4tf／mmとなる。

(2)　供試体の破壊状況

図－5.22は，圧縮側の載荷過程で発生したクラックを示したものである。ボルトボックス内に見られるクラックは，継手金具の端部に沿って発生している。この部分のコンクリートは金具面板への被りが小さく，金具面板端部における応力集中の影響を受けやすいことから，クラックを生じたものと考えられる。本供試体では，加振機が発振現象を起こしたために当初予定した載荷の途上で，突然破壊してしまった。したがって，図－5.22に示したクラックが発生してから破壊に至る



図－5.21　載荷力P～継手変位δ_J～ボルト軸力Nの関係（ロードセル指示値をそのまま用いた場合）



※図中の数字は圧縮荷重（tf）

図－5.22　Aタイプ供試体におけるクラックの進展状況（展開図）（静的載荷試験後）

までの詳しいステップはわからないが，最終的な破壊状況は図－5.23に示す通りである。図－5.23からわかるように，破損はリング継手部分に限られ，セグメント本体には破損は生じていない。リング継手では反力フレーム側のアンカー鉄筋が２本とも破断し，ボルトボックス内およびその周辺のコンクリートが団塊状に欠落した。ただし，継ぎボルトの破断は生じていない。

図－5.24は，継手金具の破損状況を示したものである。継手の面板が“く”の字状に変形し，また，アンカー鉄筋も一方の側では破断，もう一方では大きく折れ曲がっている。アンカー鉄筋が破断したり，折れ曲がったのは，定着板の端部においてであり，このことから，アンカー鉄筋が破断したのは，これに作用した軸力によるというだけではなく，面板の曲げ変形に伴って定着板端部においてアンカー鉄筋に生じた曲げ変形のためと考えられる。

継ぎボルトにはネジ山のつぶれや頭部の変形等の外観上の変状は見られなかったが，軸力としては約3.8 tf（ひずみ約800 μ）が残留した。

5.5.2　Bタイプ No. 1 供試体

(1)　引張クラックが発生する前までの載荷

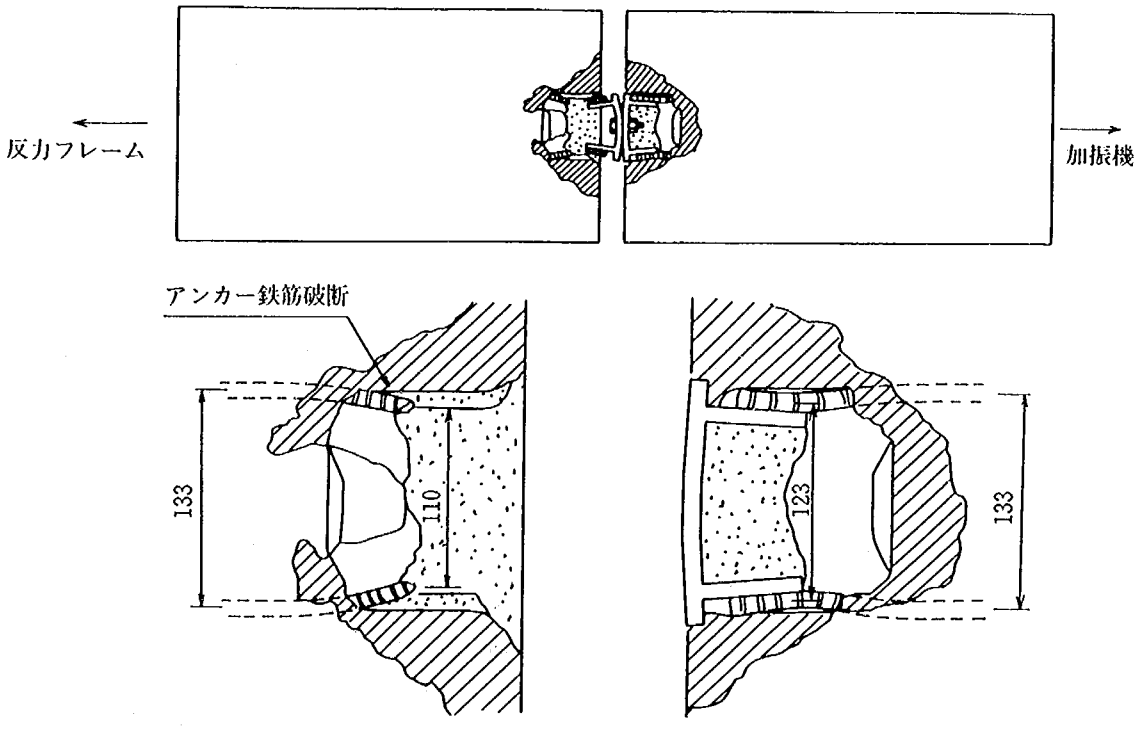
図－5.25に載荷実験結果の一部を示す。載荷力は圧縮側では最大約21tf，引張側では最大約８tfである。

図－5.25(b)及び(c)によれば，継手部の開閉量は0.04 mm程度，ボルトの軸力の変化量も約3303kgfと小さく，リング継手に作用する荷重は載荷力に比較して極めて小さい。なお，ボルトの初期軸力は6.3tfである。

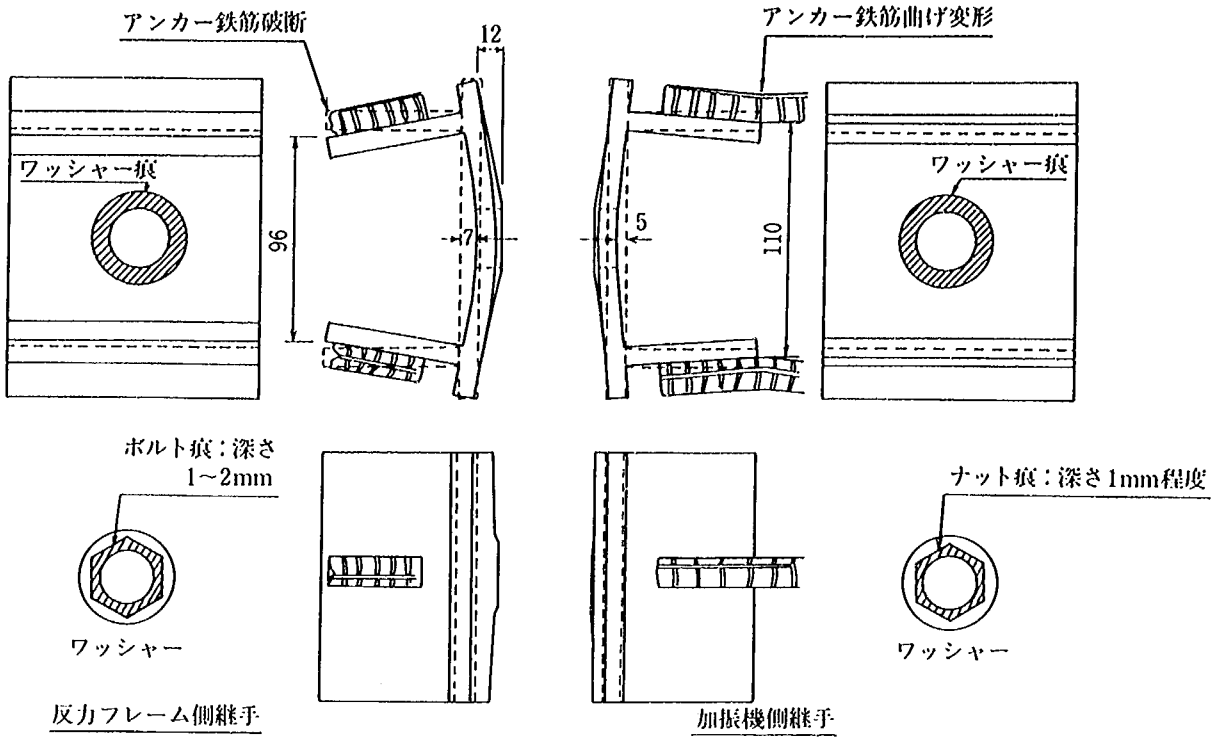
また，図－5.25(e)及び(f)に示す，二次覆工鉄筋（S－6，S－7）のひずみは，図－5.25(g)及び(i)に示す二次覆工コンクリート（L－1）ならびにセグメント（C－1）のひずみと同程度であり，セグメント接合面の近傍において鉄筋（S－6）のひずみが，特に引張側載荷の時に大きくなることもない。

単位載荷力あたりの供試体のひずみは式（5.1）で計算される。セグメント及び二次覆工コンクリートのヤング率を 3×10^5 kgf／cm²，供試体の断面積を全断面有効とみなせば $A_S=2000$cm²，二次覆工断面のみ有効とみなせば $A_S=1000$cm²となるので，これより，載荷力１tf当りの供試体のひずみを計算すると，供試体の全断面を有効とすると1.7 μ，二次覆工断面のみを有効とすると3.3 μとなる。実験結果のうち，測点S－6，S－7，L－1，C－1については，単位載荷力あたりの供試体のひずみは1.2～1.6／tfであり，前者の値に近い。

(2)　クラックが生じた段階およびクラック発生後の



図－5.23　Aタイプ供試体の最終的な破壊状況



図－5.24　Aタイプ供試体におけるリング継手の破壊状況

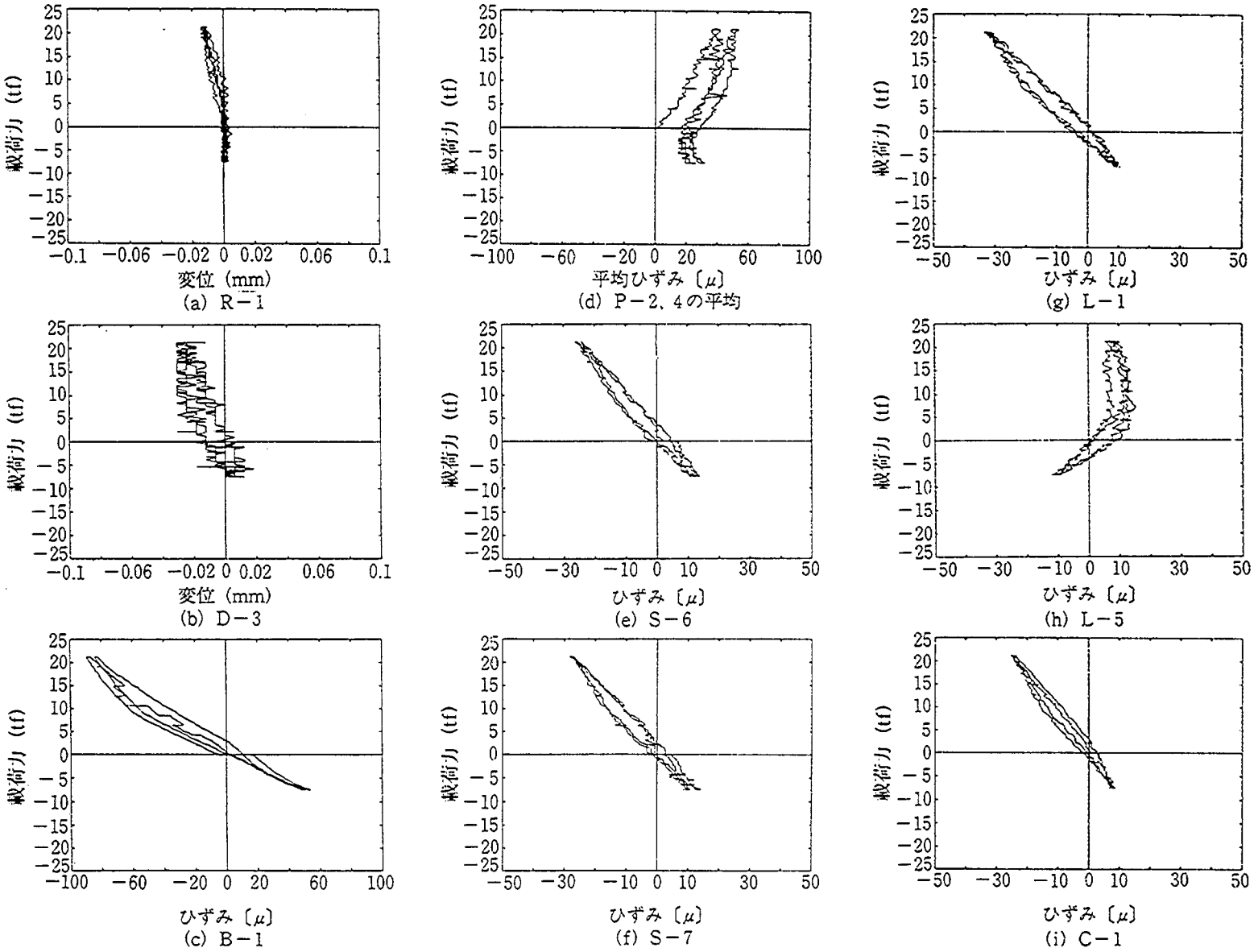
載荷

実験結果の一部を図－5.26に示す。図－5.26によれば，引張載荷が14.8tfに達した段階で，継手の開き（D－2及びD－3），ボルトひずみ（B－1），継手面板のひずみ（P－2及びP－4），および二次覆工鉄筋のひずみ（S－4，S－5，S－6）が急激に増加していることから，この時点で二次覆工にクラックが生じたと考えられる。ただし，図－5.26では，載荷力として動的加振機に内臓されたロードセルによる軸力を示しているが，本実験では載荷治具による摩擦ロスに伴う3tfの荷重増分があったため，これを差し引いた値を実際の荷重とみなすこととする。なお，以下においては，このように3tfの軸力を差し引いたことを示すために，数量に＊をつけて区別することとする。

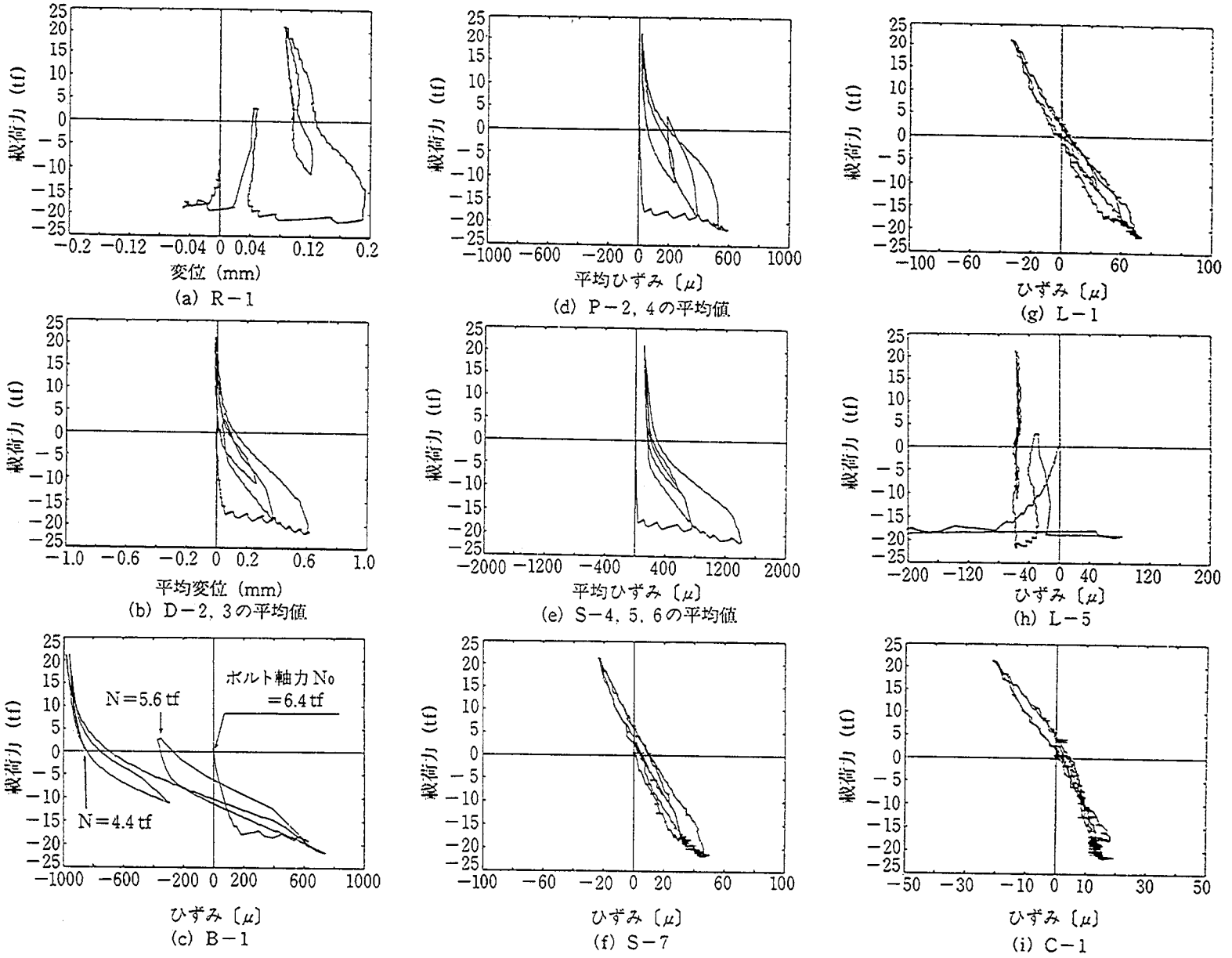
二次覆工に引張クラックが生じた時点での継手の開きは約0.06mmで，加振機変位は0.8mmである。図－5.27は，加振機の載荷変位に伴うクラックの進展状況を示したものである。初めに発見されたクラックは，セグメント接合面の上端から二次覆工厚の1／2強の高さまで伸びており，載荷変位の増加に伴って徐々に進展し，載荷変位が1.4mm（荷重17.6tf＊，継手の開き0.47mm）で二次覆工の全周に入った。

二次覆工にクラックが生じた後の供試体の挙動は，クラックが発生する前の挙動とは異なる点が多い。セグメント接合面から離れた位置での測点（S－7，L－1，C－1等）の挙動は，クラック発生の前後で大きな差はないが，リング継手およびクラック位置での二次覆工鉄筋には，クラック発生後，引張側載荷において大きな荷重が作用するようになった。これは，クラック発生前には二次覆工コンクリートが負担していた引張力を，クラック発生後はリング継手と二次覆工鉄筋とが分担して受け持つようになるためである。ただし，圧縮側に載荷した場合には，リング継手やクラック位置においてもクラックが発生する前と後とで大きな違いはない。

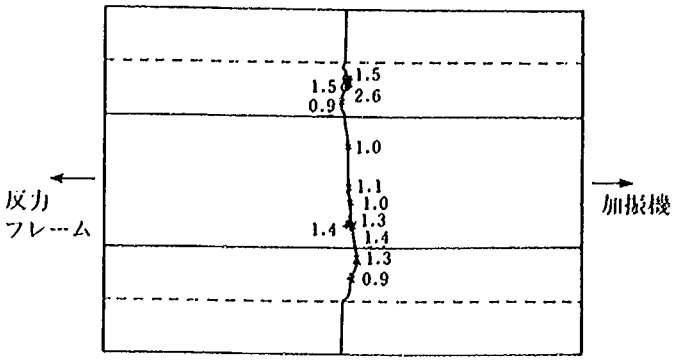
二次覆工のクラックが発生後，セグメント接合部が開くようになったため，供試体の軸剛性が変化した。図－5.28は，載荷力とリング継手の開き（D－2とD－3の平均値）との関係を示したものである。図－5.28(a)は，二次覆工にクラックが発生する際の継手の挙動を示したものであり，クラック発生直前のセグメント接合部の引張剛性は約280tf／mmである。一方，図



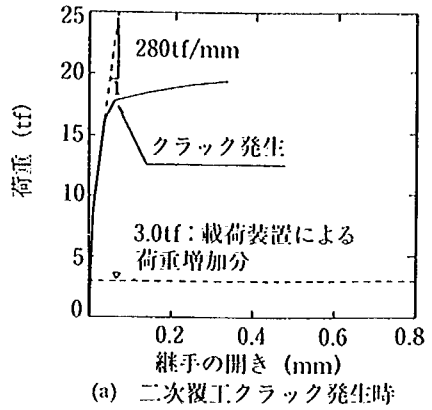
図−5.25　Bタイプ№1供試体のクラック発生前載荷試験結果（載荷力～計測値の履歴）



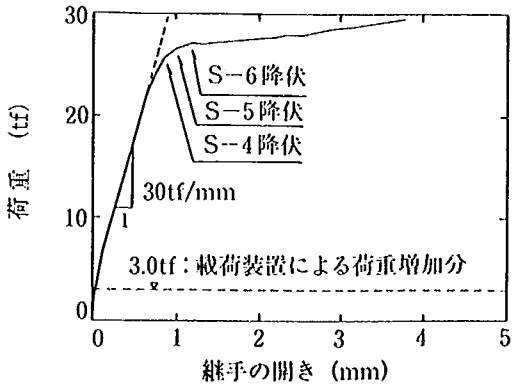
図−5.26　BタイプNo.1供試体のクラック発生後載荷試験結果（載荷力～計測値の履歴）



図－5.27　Bタイプ№1供試体におけるクラックの進展状況（展開図）
（図中の数字は加振機の引張変位(mm)）



(a)　二次覆工クラック発生時



(b)　二次覆工クラック発生後

図－5.28　引張荷重とリング継手部の開き量との関係（Bタイプ№1供試体）

－5.28(b)は後述する破壊試験の載荷結果を示したものであり，クラック発生後のセグメント接合部の引張剛性は約30tf／mmに低下している。したがって，二次覆工コンクリートの引張クラックにより，引張剛性は90％も激減したことになり，耐震設計上は大きな意味を持つことになる。

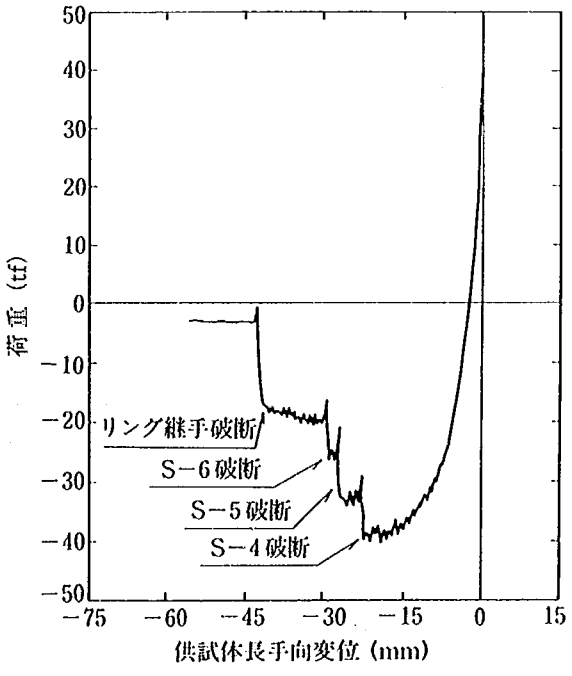
図－5.26(c)によれば，継ぎボルトの挙動は，基本的にはAタイプ供試体の場合と同様であるが，図中に示したように，載荷に伴い締付け力が減少している。載荷直前のボルト軸力は6.4tfであったが，第1回目の載荷が終了した時点では5.6tfに，第2回目の載荷が終了した時点では4.4tfに減少している。第3回目の載荷では載荷力が小さかったこともあり，ボルト軸力の減少は生じていない。

(3)　破壊実験

供試体の最大耐力及び終局変形量が予想を大きく上回るものであったため，前述したように3回に分けて載荷した。第3回目の載荷による載荷力～変位の履歴を図－5.29に示す。なお，第1回目の載荷では荷重26.6tf＊，変位5.3mmで，第2回目の載荷では荷重33.7tf＊，変位149mmで，それぞれ変位を原点に戻した。載荷力の増加とともに，表－5.6に示す荷重及び変位に達した時点で，供試体の破壊が以下のように進行した。

①　二次覆工鉄筋の降伏

荷重が23tf＊前後で，継手の開きが1mm前後に達した段階において，二次覆工にクラックが入っ



図－5.29　載荷力と供試体長手方向変位の載荷履歴（Bタイプ№1供試体）

表－5.6 BタイプNo.1供試体の引張耐力及び変形性能

事象		荷重 (tf)	継手変位 (mm)
二次覆工クラック		14.8	0.06
二次覆工鉄筋の降伏	S－4	22.7	0.8
	S－5	23.5	1.0
	S－6	24.1	1.1
最大荷重		37.2	21.3
二次覆工鉄筋の破断	S－4	36.8	22.5
	S－5	27.4	27.2
	S－6	23.2	28.9
リング継手の破断		13.1	41.9
降伏耐力		22.7	0.8
終局耐力		37.2	41.9* 22.5**

(注) 1) 20mmを越える継手変位の値は、加振機の制御用変位計による値

2) *：リング継手破断前の最大変位

3) **：鉄筋破断前の最大変位

4) 荷重の値は、いずれもロードセル指示値より載荷装置による荷重増加分3.0tfを差し引いた値

た位置で二次覆工鉄筋が相次いで降伏した（第1回目の載荷過程）。

② 二次覆工鉄筋の破断

変位が約21mm付近において約37tf*の最大荷重に達した直後に，二次覆工鉄筋の1本がクラック位置（S－4）で破断した。載荷変位がさらに増加すると，他の2本の鉄筋もS－5，S－6の順に破断した。図－5.29においては，これら3本の鉄筋が破断した様子が荷重の不連続な減少として現われている。図－5.29より荷重の減少量を算出すると，S－4の破断では8.3tf，S－5の破断では7.7tf，S－6の破断では7.5tfである。鉄筋の公称断面積（D13：1.27cm²）で割って応力度を算出すると，それぞれ65kgf／mm²，61kgf／mm²，59kgf／mm²となり，鉄筋の引張強度（SD30：49～63kgf／mm²）に対応している。

③ リング継手の破断

二次覆工鉄筋が全て破断した時点で，リング継手には約17tf*の荷重が作用していた。しかし，載荷変位の増加とともに荷重は徐々に減少し，変位が約42mm，荷重が約13tf*に達した段階でリング継手が破断した。破断した継手は加振機側の継手で，2本のアンカー鉄筋が同時に破断し，セグメントから引き抜けた。

図－5.30は供試体の破壊状況を示したものである。二次覆工コンクリートは，初期に発生したクラックがそのまま開いた状態で割れており，他の部分には損傷が見られない。セグメント本体には加振機側の端面に一部剥落があったが，これはリング継手が引き抜ける際に生じたもので，他には損傷は生じていない。セグメントと二次覆工との付着はジベル筋によって確保されていたが，二次覆工が破壊した位置の一部ではセグメントと二次覆工との剥離が見られた。

図－5.31は，リング継手の破損状況を示したものである。反力フレーム側の継手はセグメント中にあり損傷の状況はよくわからないが，面板が高さ12mmの円錐台状に変形していた。加振機側の継手は，2本のアンカー鉄筋が定着板の端部で破断しており，面板もボルト孔を中心に円錐台状に変形した。継ぎボルトは破断しておらず，ネジ山のつぶれ等の外観上の損傷も生じなかった。

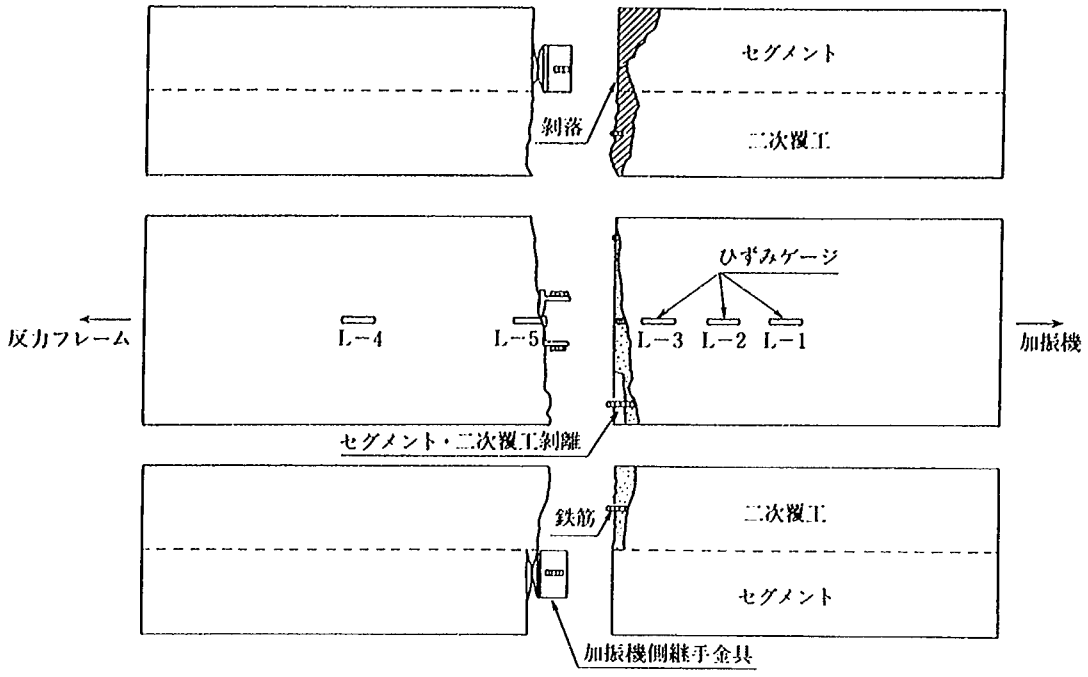
図－5.24に示したAタイプ供試体の継手の破損状況と比較すると，Bタイプ供試体ではボルトボックス内に二次覆工コンクリートが充填されているために2枚の定着板の変形が拘束され，面板が「くの字」状に変形するのを妨げたと考えられる。また，その結果，アンカー鉄筋が定着板の端部で折れ曲がる度合いも小さくなっている。

本供試体の耐力は表－5.6に示すとおりであり，降伏耐力は，二次覆工鉄筋が降伏する状態で約23tf*，継手の開きは0.8mmである。また，終局（最大）耐力は約37tf*であり，終局の継手開き量は，終局状態を二次覆工鉄筋が破断する状態とみれば22.5mm，リング継手が破断する状態とみれば約40mmとなる。

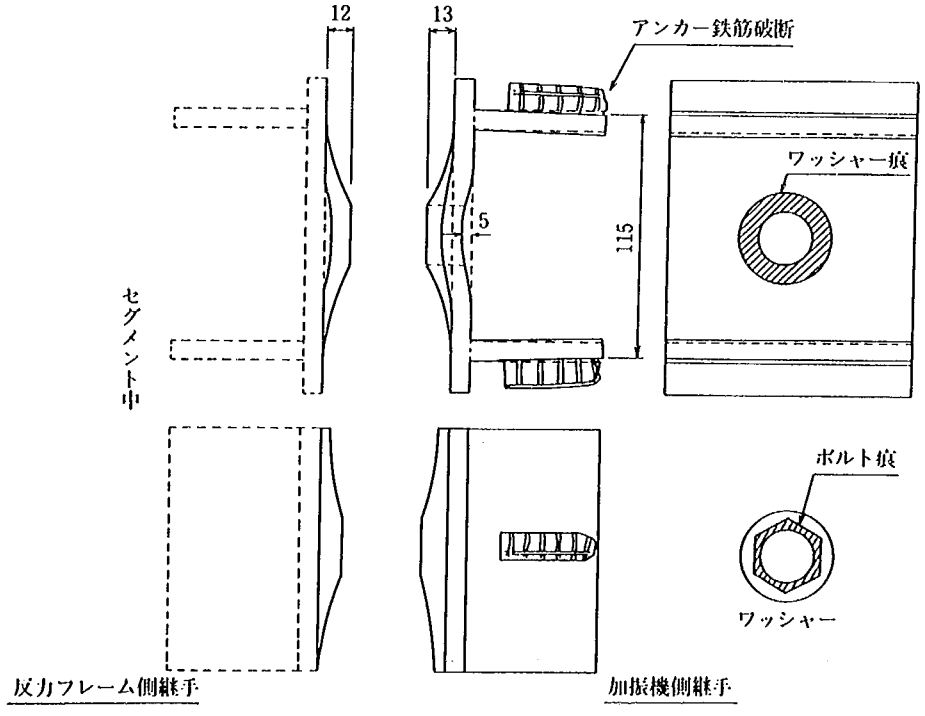
5.5.3 BタイプNo.2供試体

(1) クラックが発生する前の載荷

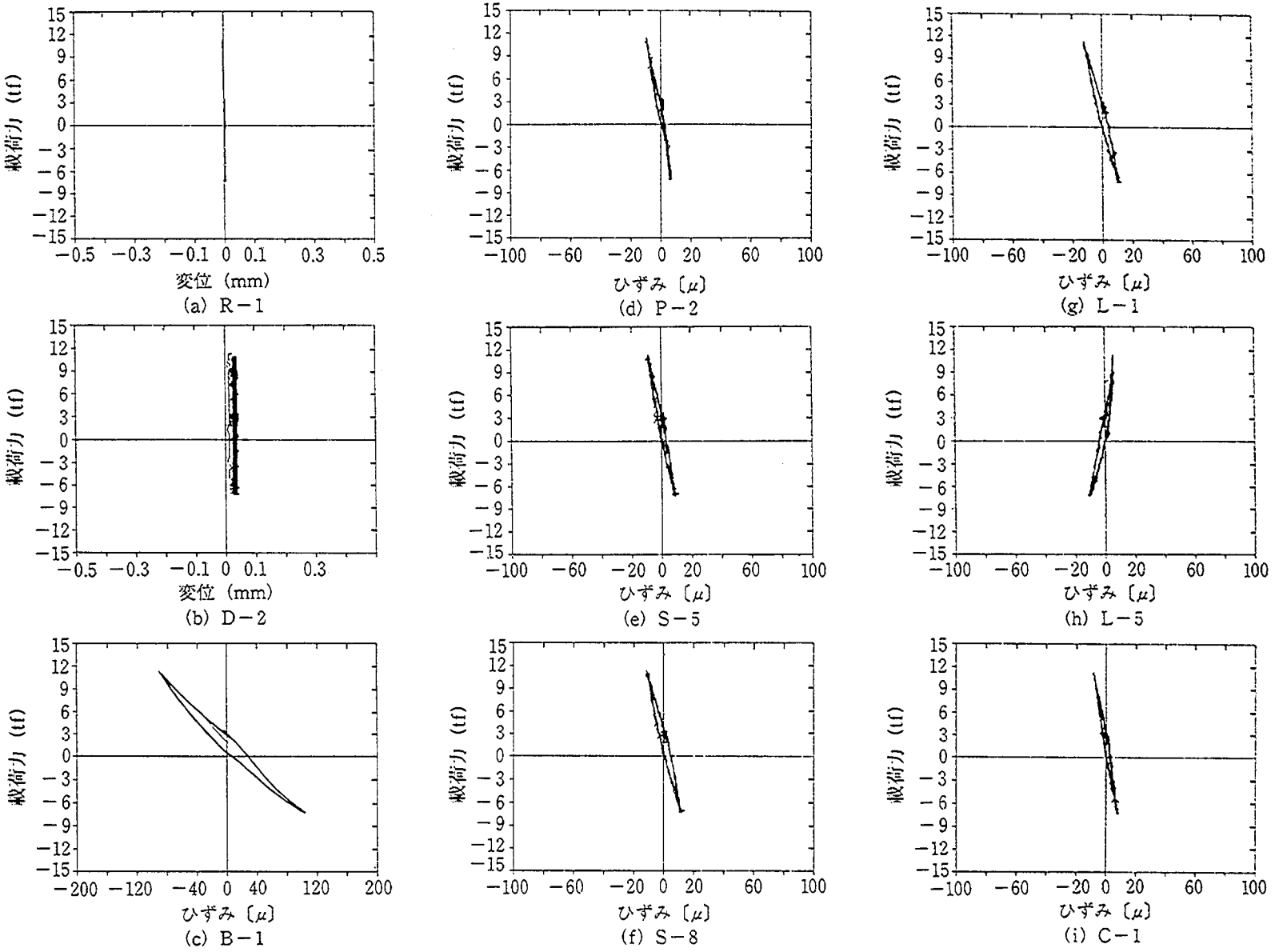
載荷変位振幅が±0.4mm，加振振動数を1Hzとした場合の動的載荷実験結果を図－5.32に示す。載荷前の継ぎボルトの軸力は5.1tfであり，一連の載荷実験が終了した後もほとんど変化しなかった。載荷力は，圧縮側で11.4tf，引張側で7.3tfと正負で等しくないが，これは，加振機の変位の原点において圧縮力が約2tf作用していたために，変位制御による載荷力が圧縮側に偏ったためであり，供試体の軸剛性の異方性とは無関係である。



図−5.30　Bタイプ№1供試体の最終的な破壊状況



図−5.31　Bタイプ№1供試体におけるリング継手の破壊状況



図－5.32　Bタイプ№2供試体のクラック発生前載荷試験結果（載荷力－計測値の履歴）

図－5.32によれば，供試体各部の挙動は，図－5.25に示したBタイプNo.1供試体の静的載荷時の挙動と同様である。載荷変位の振幅および振動数を変化させた場合の挙動を比較するため，ひずみと荷重の関係がほぼ線形性を示していると判断される測点について，単位荷重増分に対するひずみ増分を表－5.7に示す。変位振幅が同じ場合には，加振振動数を0.5Hzとしても1Hzとしても単位荷重あたりのひずみには変化はないが，変位振幅が±0.2mmの場合と±0.4mmの場合とを比較すると，変位振幅が大きい場合の方が単位荷重あたりのひずみ増分は大きい。

(2) クラックを入れるための載荷

二次覆工コンクリートにクラックを入れるため，図－5.11(b)に示したパターンで載荷を行った。実験結果を図－5.33に示す。実際に供試体に加えた加振機変位は，引張側には約1.6mm，圧縮側には約1.5mmである。載荷力は引張側には約24tf，圧縮側には約44tfと，二次覆工にクラックが生じたため，引張側の反力が圧縮側の反力よりも小さい。

図－5.33より，継手の開き（D－2），継手金具面板のひずみ（P－2），二次覆工鉄筋のひずみ（S－5）が，ともに引張荷重が15.7tf＊に達した段階で急激に増加しており，この時点で二次覆工コンクリートにクラックが生じたと考えられる。クラック発生時の継手開き（D－2）量は0.10mmであり，静的載荷により二次覆工にクラックを生じさせたBタイプNo.1供試体の場合と比較すると，クラック発生時の荷重ならびに継手の開き量はともに大きい。ただし，この理由は動的載荷か静的載荷かという載荷速度によるものではなく，本供試体では，二次覆工コンクリートの引張強度が24.1kgf／cm²，BタイプNo.1供試体よりも約10%大きい（表－5.2参照）ためと考えられる。また，本載荷実験前に計測した継ぎボルトの軸力は5.2tfで，BタイプNo.1供試体の場合(6.4tf) よりも小さかった。

載荷終了後のクラックの発生状況を図－5.34に示す。クラックはセグメント接合部から二次覆工上端までほぼ鉛直に生じたが，二次覆工の上面には現われていない。二次覆工上面にまでクラックが進展したのは，後述する破壊試験においてであり，加振機変位が4mmに達した時点である。

図－5.35は，引張載荷力とリング継手の開き量の関係を示したものである。これよりセグメント接合部の引張剛性を求めると，二次覆工にクラックが発生する前には約360tf／mm，クラック発生後には約30tf／mmであり，No.1供試体と同様に97%もの引張剛性の低下が生じている。

(3) クラック発生後の載荷

載荷変位振幅が±0.4mm，加振振動数が1Hzの場合の動的載荷実験結果を図－5.36に，また，載荷変位振幅が±0.8mm，加振周波数が1Hzの場合の載荷実験結果を図－5.37に，それぞれ示す。

図－5.32に示した二次覆工にクラックが発生する前の載荷実験結果と図－5.36を比較すると，ボルトのひずみ（B－1），継手金具面板のひずみ（P－2），及び，クラック位置における二次覆工鉄筋（S－5）の引張側ひずみでは，後者の方がやや大きくなっているが，その他は，二次覆工にクラックが生ずる前と後とでは大きな差異は認められない。

一方，載荷変位振幅が±0.8mmの場合にはセグメント接合部に開きが生じており，リング継ボルトや継手金具面板のひずみが大きくなっている。また，クラック位置の鉄筋（S－5）には，引張側の載荷によって大きな荷重が作用している。

このように，載荷変位振幅（載荷力）が大きくなると，二次覆工にクラックが生ずる前と後とで，供試体の挙動に差が見られるが，載荷変位振幅（載荷力）が小さい場合には両者の差は小さい。なお，表－5.7からもわかるように，載荷変位振幅が同じであれば，加振振動数が0.5と1Hzの場合では供試体の挙動には有意な差は認められない。

(4) 破壊実験

図－5.38は，破壊実験における荷重～加振機変位の履歴を示したものである。また，表－5.8には供試体の破壊の過程に対応する荷重と変位の関係を示す。なお，載荷前の継ぎボルトの軸力は約3.8tfであった。供試体の破壊の進展状況は，以下のとおりである。

① 二次覆工鉄筋の降伏

図－5.11(d)に示した載荷パターンの第2回目の引張載荷の過程で，二次覆工鉄筋が3本ともクラック位置（S－4，5，6）で降伏した。降伏時の荷重は22～26tf＊であった。鉄筋降伏後，載荷変位の増加に伴って荷重も漸増し，継手開きが14mmとなった時点で最大荷重約35tf＊に達した。

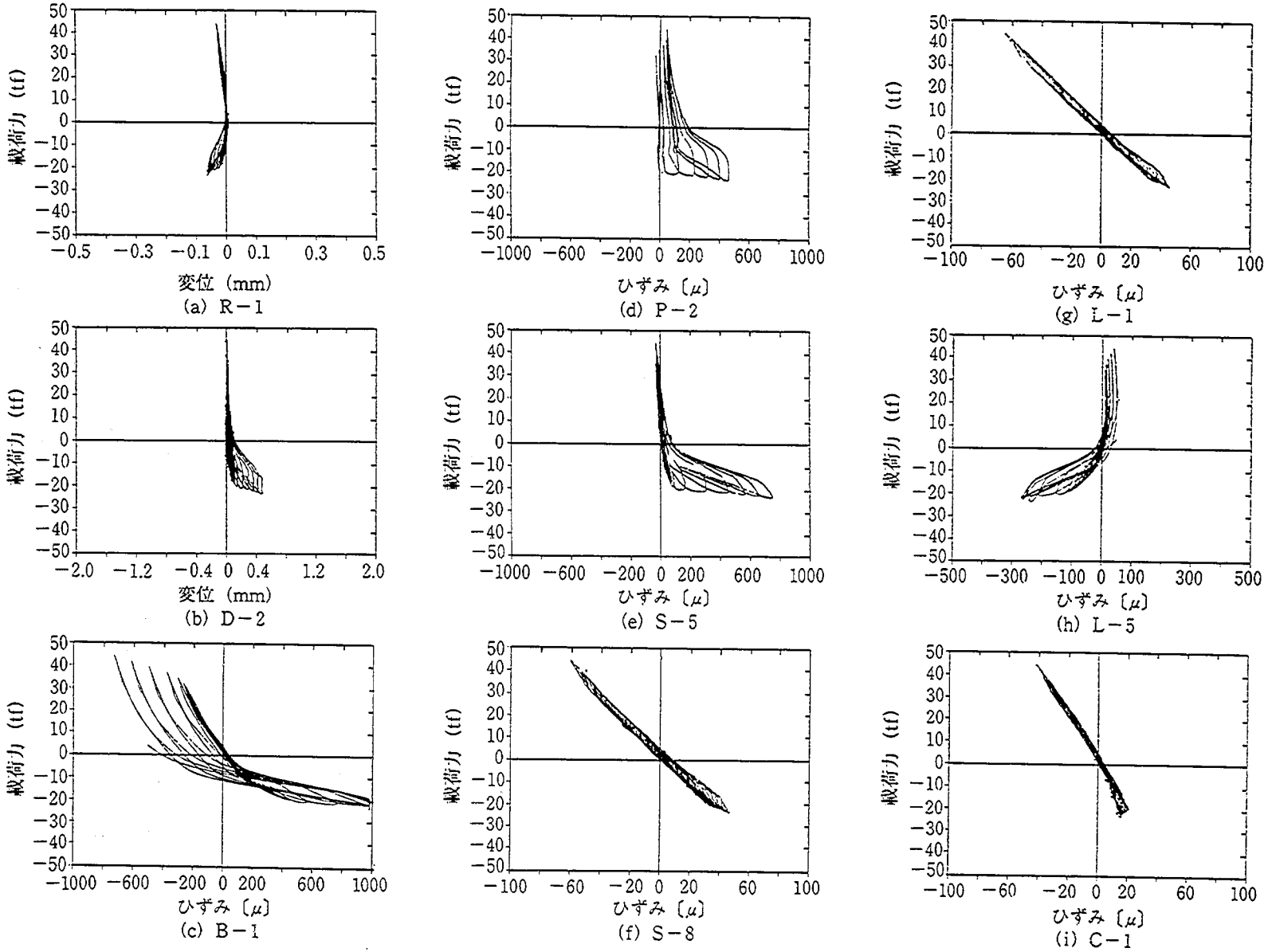
② 二次覆工鉄筋の破断

最大荷重に達した後の引張載荷の過程で，二次覆工鉄筋が2本（S－6，S－4）破断した。図－5.38において荷重が急激に減少している点が，これらの鉄筋の破断に対応している。残る1本の鉄筋（S－5）は，これより2回後の引張載荷の過程で破断した。

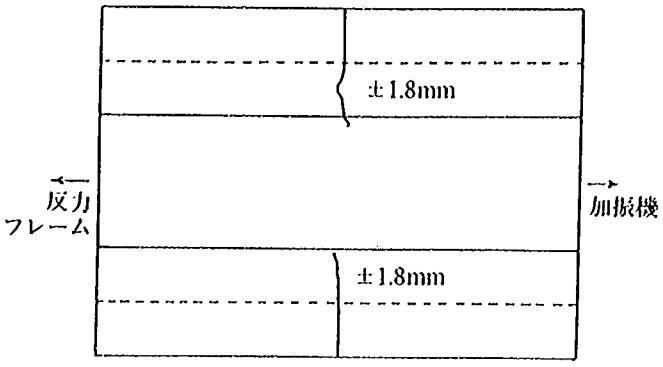
表－5.7 荷重増分に対する出力増分

測点	単位	クラック発生前				クラック発生後					
		±0.2mm		±0.4mm		±0.2mm		±0.4mm		±0.8mm	
		0.5Hz	1Hz	0.5Hz	1Hz	0.5Hz	1Hz	0.5Hz	1Hz	0.5Hz	1Hz
加振機変位	mm(tf)	0.031	0.031	0.039	0.039	0.033	0.032	0.041	0.042	—	—
R－1	〃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D－1	〃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D－2	〃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D－3	〃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
B－1	kg／tf	22	21	—	—	27	26	—	—	—	—
A－1	μ／tf	1.3	1.4	1.9	1.9	1.4	1.5	1.8	1.9	2.0	2.0
A－2	〃	1.3	1.4	1.9	1.8	1.4	1.4	2.0	1.9	2.0	2.0
A－3	〃	1.4	1.2	1.8	1.8	1.3	1.3	1.8	1.8	2.0	2.0
A－4	〃	1.2	1.1	1.6	1.3	*	*	*	*	*	*
P－1	μ／tf	−1.0	−0.9	−1.2	−1.1	—	0.5	—	—	—	—
P－2	〃	0.8	0.8	—	—	2.0	2.4	—	—	—	—
P－3	〃	0.5	0.6	—	—	−2.3	−2.0	—	—	—	—
P－4	〃	−1.6	−1.6	—	—	*	*	*	*	*	*
S－1	μ／tf	1.1	1.1	1.7	1.6	1.3	1.2	1.8	1.8	1.8	1.8
S－2	〃	1.0	1.0	1.5	1.5	1.1	1.1	1.6	1.6	1.6	1.6
S－3	〃	1.0	0.9	1.4	1.4	1.0	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5
S－4	〃	0.9	1.0	1.3	1.4	—	—	—	—	—	—
S－5	〃	0.8	0.8	1.2	1.2	—	—	—	—	—	—
S－6	〃	0.7	0.7	1.1	1.1	—	—	—	—	—	—
S－7	〃	1.0	1.1	1.6	1.6	1.2	1.2	1.8	1.8	1.8	1.8
S－8	〃	1.0	1.1	1.5	1.5	1.1	1.1	1.7	1.6	1.7	1.7
S－9	〃	1.0	1.0	1.4	1.4	1.0	1.0	1.5	1.6	1.5	1.5
L－1	μ／tf	1.0	1.0	1.6	1.5	1.1	1.2	1.6	1.7	1.6	1.6
L－2	〃	0.8	0.8	1.3	1.3	1.0	0.9	1.4	1.5	1.4	1.4
L－3	〃	—	−0.3	—	—	—	−0.3	—	—	—	—
L－4	〃	1.1	1.2	1.7	1.8	1.3	1.2	2.0	2.0	2.0	2.0
L－5	〃	−0.9	−0.8	−1.5	—	−1.8	−1.8	—	—	—	—
C－1	μ／tf	0.7	0.7	1.0	1.1	0.6	0.6	0.9	0.9	1.0	—
C－2	〃	0.7	0.7	1.0	1.0	0.6	0.6	0.8	0.6	0.8	—
載荷荷重	圧縮(tf) 引張(tf)	7.7 3.2	6.7 3.6	10.8 8.3	11.4 7.3	8.8 1.6	8.2 1.6	13.3 5.6	12.7 5.3	22.5 11.2	21.0 10.9

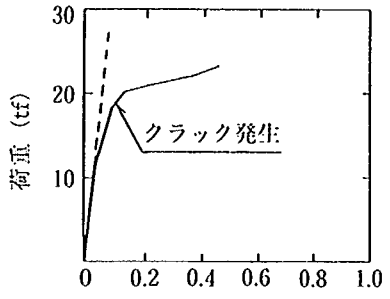
－：荷重に対して非線形なもの
＊：記録無し



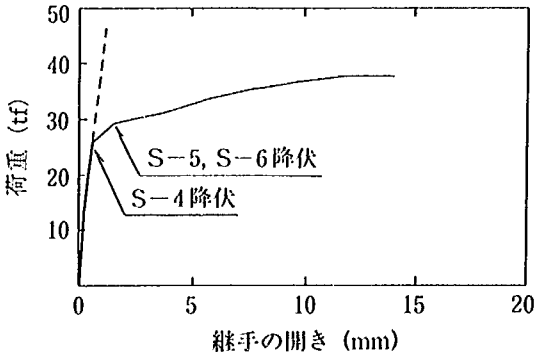
図−5.33　Bタイプ№2供試体のクラック発生後載荷試験結果（載荷力～計測値の履歴）



図－5.34 BタイプNo.2供試体におけるクラックの進展状況（展開図）



(a) 二次覆工クラック発生時



(b) 二次覆工クラック発生後

図－5.35 引張荷重とリング継手部の開き量との関係

③ リング継手の破断

3本目の二次覆工鉄筋が破断した後の引張載荷の過程で，リング継手部から2回の破壊音が発生した。しかし，荷重はゼロとはならず，なお約3tf* の荷重が残留していたため，載荷を継続した。次回の引張載荷でもリング継手部より2回の破壊音が発生し，リング継手は最終的に破断した。

図－5.39は，供試体の破壊状況を示したものである。二次覆工コンクリートは，セグメント接合部に沿ってほぼ直線状に割れており，これ以外の部分には損傷は見られない。

リング継手では，図－5.40に示すように，加振機側の継手の面板が破断した。実験終了後に，破断した継手部分のコンクリートを取り除いたところ，アンカー鉄筋には大きな変状は認められなかった。載荷中に発生した破壊音は，継手金具の面板が2箇所で多少の時間差を置いて破断したことによると考えられる。また，破壊音が2つの載荷過程で発生したが，この理由は，初めの載荷では面板の上部のみが破断し，次の載荷では下部が破断したことによるものと推定される。

継手の面板は，背面に取り付けられている定着板との溶接部において母材が切断しており，BタイプNo.1

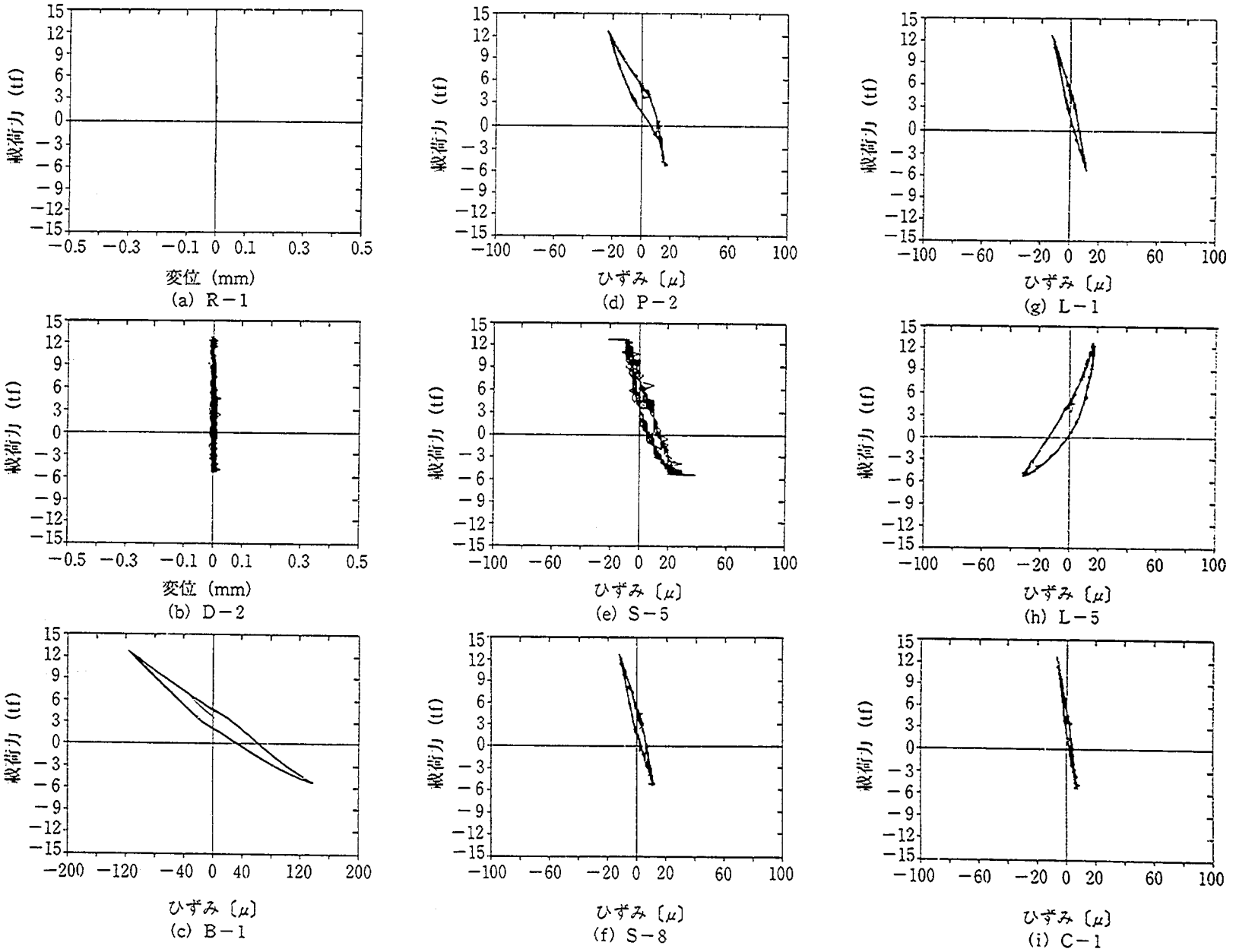
表－5.8 BタイプNo.2供試体の引張耐力及び変形性能

事象		載荷力 (tf)	継手変位 (mm)
二次覆工クラック		15.7	0.10
二次覆工鉄筋の降伏	S－4	22.3	0.7
	S－5	26.0	1.7
	S－6	26.0	1.7
最大荷重		34.7	14.0
二次覆工鉄筋の破断	S－6	17.6	4.3～5.4
	S－4	25.4	12.4～13.9
	S－5	13.6	9.9～11.3
リング継手の破断		7.7	16.6～17.8
降伏耐力		22.3	0.7
終局耐力		34.7	23.5* 14.6**

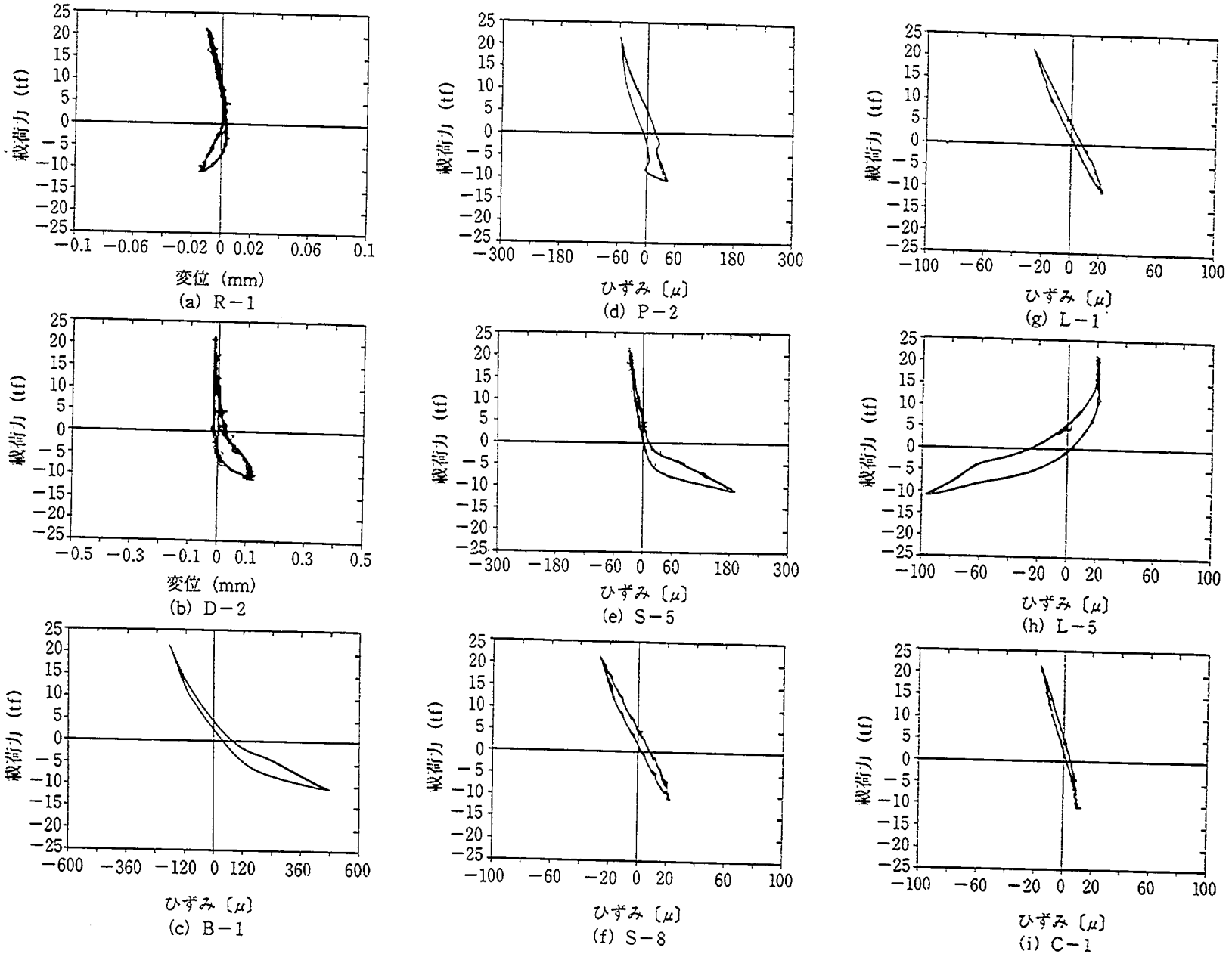
1）＊：リング継手破断前の最大変位(加振機変位)

2）＊＊：鉄筋破断前の最大変位

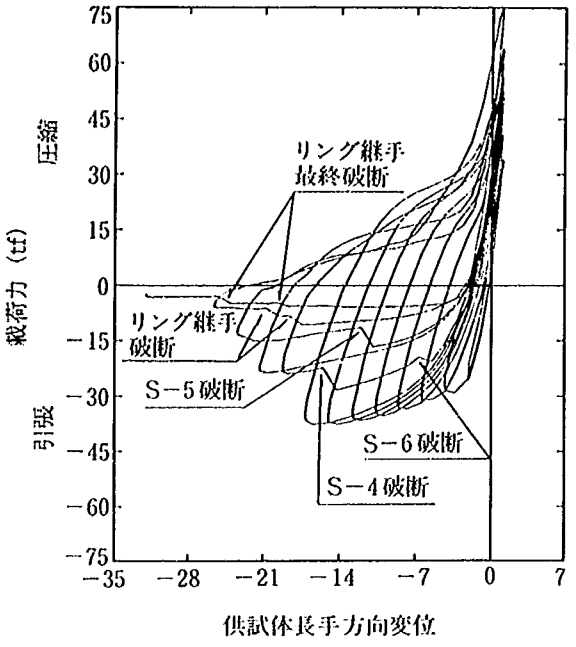
3）荷重の値は、ロードセル指示値より載荷装置による荷重増加分3.0tfを差し引いた値。



図−5.36　Bタイプ供試体No.2のクラック発生後載荷試験結果（±0.4mm, 1Hz）



図−5.37　Bタイプ№2供試体のクラック発生後載荷試験結果（±0.8mm、1Hz）



供試体の継手の破損形態とは大きく異なる。また，本供試体は正負交番載荷を受け，圧縮側載荷の際には変形した面板がプレスされて元の形状に戻されるため，破断時の面板には円錐台状の変形は残っていない。本供試体の継手の場合には，正負交番の繰返し載荷により，面板が定着板との交線付近で降伏した後も曲げによる疲労を受け，最終的には継ぎボルトの張力によりせん断破壊したものと考えられる。継ぎボルトには外観上の損傷は認められなかった。

本載荷条件下における供試体の耐力は**表－5.8**に示すとおりであり，降伏耐力（二次覆工鉄筋の降伏時の荷重）は約22tf*，降伏変位（継手の開き量）は0.7㎜である。また，終局耐力（最大荷重）は約35tf*，終局変位（継手の開き量）は，終局状態を二次覆工鉄筋の破断前の最大変位とすれば14.6㎜，リング継手破断前の最大変位とすれば23.5㎜である。これらの耐力をBタイプ1供試体の実験結果（**表－5.6**）と比較すると，降伏耐力，変位及び終局耐力については概ね一致しているが，終局変位については，本供試体の方が小さくなっている。

5.5.4　CタイプNo.1供試体

(1)　破壊の進展状況

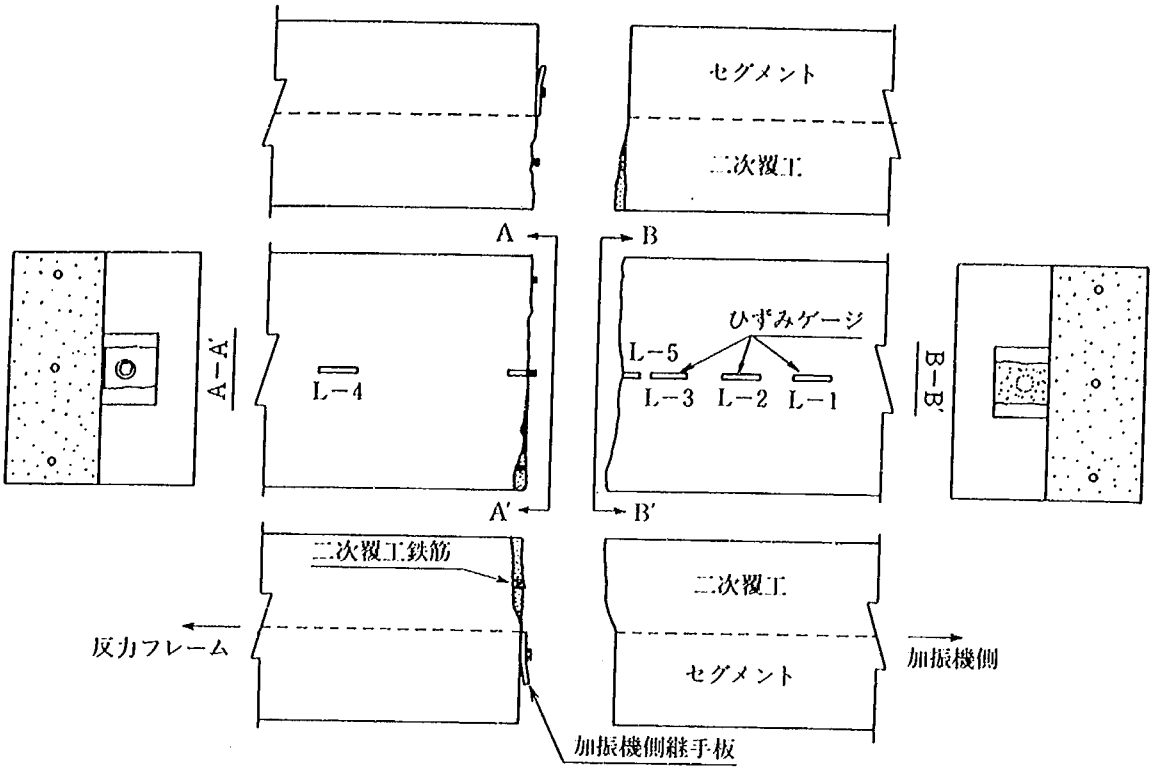
載荷変位（荷重）の増加に伴い，まず，二次覆工コンクリートにクラックが発生した。上述したAタイプやBタイプ供試体では継手は1つしかないが，Cタイプ供試体では継手が5個あり，したがって，どのような順番でどのように全体として耐力，変形性能が発揮されるかがCタイプ供試体の実験のポイントとなる。これはいうまでもなく，実物のシールドトンネルでは多数のセグメント継手があるためである。

図－5.41はクラックの進展状況を示したものである。二次覆工コンクリートのクラックは，いずれもセグメントの接合面に発生し，他の部分には供試体が最終的な破壊に至るまで生じなかった。セグメント接合部の呼称を，加振機側から反力フレーム側に順にＪＴ1，ＪＴ2，……，ＪＴ5とすると，まず，荷重17.9tfでＪＴ1にクラックが発生した。この時の供試体全体の伸び（ＪＴ1～ＪＴ5の継手開き量の合計，以下同じ）は0.2㎜である。次に，荷重21.0tf，伸び0.7㎜においてＪＴ2にクラックが発生した。さらに，荷重21.7tf，伸び1.6㎜で，ＪＴ3の一部（二次覆工上面を除く）とＪＴ4にほぼ同時にクラックが発生し，荷重22.2tf，伸び3.8㎜において，ＪＴ5にクラックが発生した。最後に，荷重24.2tf，伸び10.1㎜において，ＪＴ3の二次覆工コンクリート上面にクラックが進展した。すなわち，荷重として17.9tf～24.2tf，供試体の伸びとして0.2㎜～10.1㎜の間に，5箇所のセグメント接合部の二次覆工コンクリートにクラックが発生したことになる。

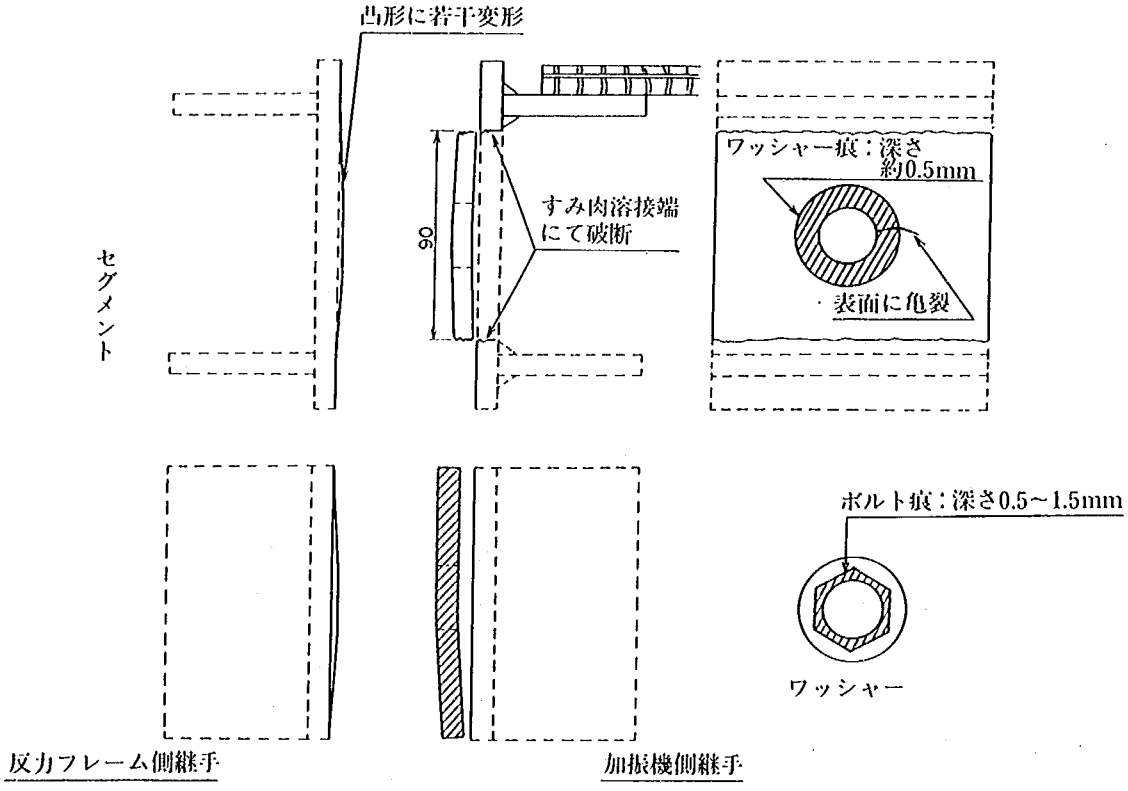
二次覆工コンクリートのクラックが上記のように進展する間に，3箇所のクラック部で二次覆工鉄筋が降伏した。すなわち，まずＪＴ1及びＪＴ2部分にクラックが発生した後，荷重21.5tf，供試体の伸び1.2㎜に達した段階で，ＪＴ2の二次覆工鉄筋が降伏した。次いで，ＪＴ3及びＪＴ4にクラックが発生した直後にＪＴ1が，その後さらに，ＪＴ4の二次覆工鉄筋がそれぞれ降伏した。他の2箇所のセグメント接合部に位置する二次覆工鉄筋は，全箇所でクラックが発生した後に，ＪＴ5，ＪＴ3の順に降伏した。最終的にＪＴ3の二次覆工鉄筋が降伏したのは，荷重24.2tf，供試体の伸び10.1㎜の時である（後述，**表－5.9**参照）。

この後，載荷変位の増加に伴い，各セグメント接合部の開きが増加し，同時に各クラックの開きも大きくなった。供試体全体の伸びが81.9㎜（荷重32.4tf）に達した時点で，ＪＴ1の二次覆工鉄筋が3本同時に破断した。この時のＪＴ1の開き量は約19㎜であり，他のセグメント接合面の開きは15㎜～17㎜程度であった。

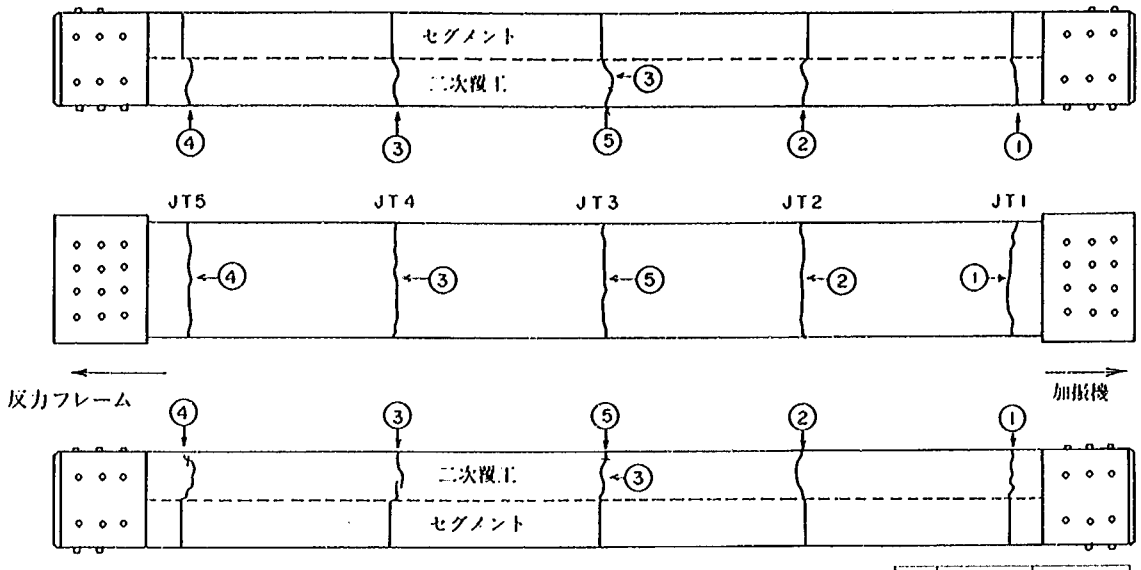
さらに載荷を続けた結果，二次覆工鉄筋が破断した



図−5.39 BタイプNo.2供試体の最終的な破壊状況



図−5.40 BタイプNo.2供試体におけるリング継手の破壊状況



順序	荷　重 (tf)	供試体の伸び (mm)
①	17.9	0.2
②	21.0	0.7
③	21.7	1.6
④	22.2	3.8
⑤	24.2	10.1

図－5.41　Cタイプ№1供試体におけるクラック進展状況

ＪＴ１のみが開いていき，この開き量が41.1mmに達した時点（供試体全体の伸び105.3mm）で，ＪＴ１のリング継手が破断し，供試体の最終的な破壊に至った。図－5.42に供試体の破壊状況を示す。ＪＴ２～ＪＴ５部分では，ＪＴ１の二次覆工鉄筋が破断した後の変化は小さく，供試体が最終的に破壊に達した段階での開き量は15mm～17mmであった。

図－5.43は，ＪＴ１部分のリング継手の破壊状況を示したものである。継ボルトがネジ切り部分で破断し，面板が円錐台状に大きく変形した。継手金具の面板以外の部分はセグメント中にあって観察することができないが，セグメント本体から抜け出した様子はなかった。

(2)　載荷履歴

１）供試体全体の挙動

図－5.44は，載荷力と供試体全体の伸びとの関係を示したものである。供試体全体の伸びとして図－5.44(a)は５箇所の継手部の開き量を加算した結果を，また，図－5.44(b)は供試体の両端の変位Ｈ－５及びＨ－６の差を，それぞれ用いている。継手部の開き量を加算した変位と供試体全体の伸びとでは，セグメント及び二次覆工の伸び量δだけの差があるが，この差は次に示すように小さいはずである。

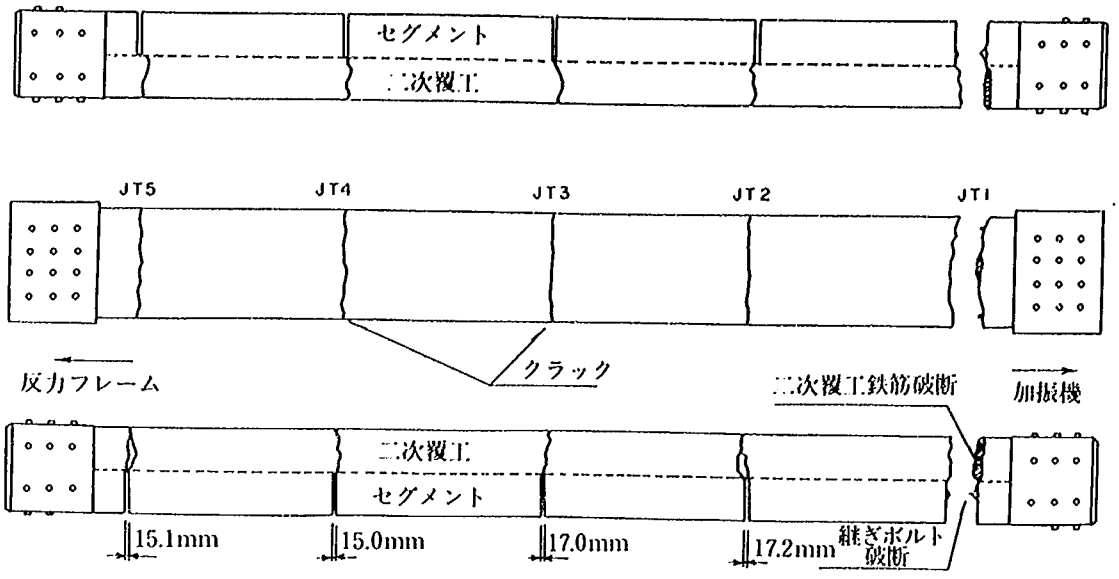
$$\delta = \frac{P \cdot l_{sp}}{E_S \cdot A_S + E_L \cdot A_L} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (5.2)$$

ここに，供試体の長さl_{sp}，セグメントの縦弾性係数E_S，二次覆工の縦弾性係数E_L，セグメントの断面積A_S，二次覆工の断面積A_Lは，それぞれ，470cm，4.3×10^5 kgf／cm²，3.3×10^5 kgf／cm²，1000cm²，1000cm²である。

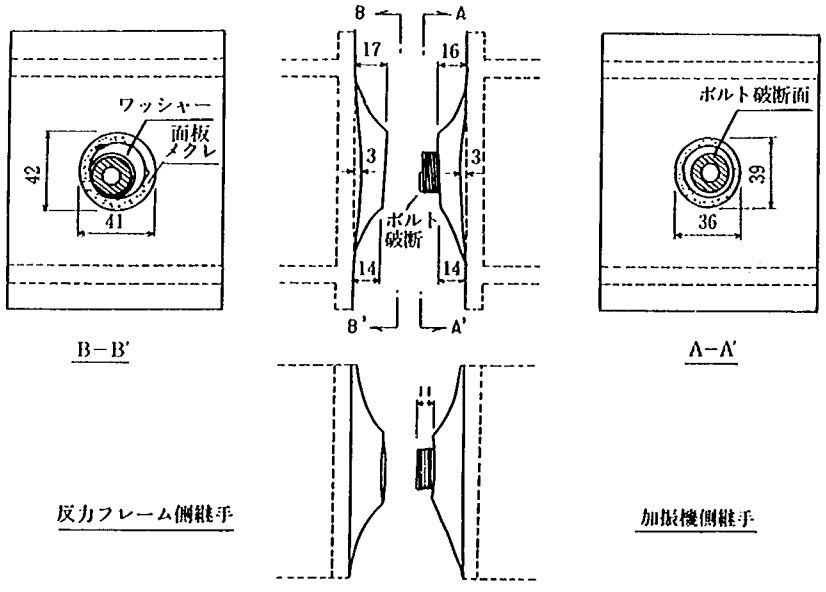
式（5.2）によれば，最大荷重Ｐ＝33.0tfに対するδは約0.2mmであり，大きなものではない。したがって，両者はよく一致しており，いずれを用いても良いと考えられるが，図－5.44(a)ではデータのサンプリングが細かく，供試体に生じた各種の事象の説明に都合がよいので，以後，供試体全体の伸びとしては図－5.44(a)の値を用いることとする。

供試体全体としての挙動は以下の通りである。

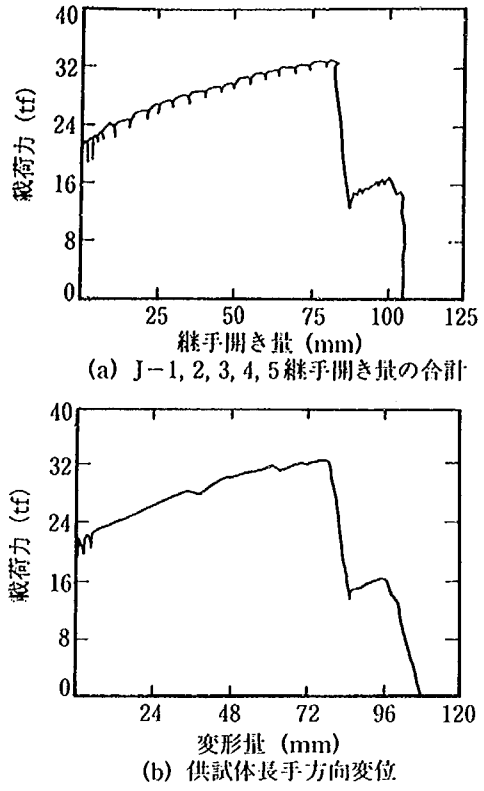
荷重17.9tfにおいてＪＴ１位置の二次覆工コンクリートにクラックが生じるのを手始めとして，供試体の伸びが3.8mmとなるまでに５箇所の継手部の二次覆工コンクリートに相次いでクラックが生じる。この間にクラック部の二次覆工鉄筋が順次降伏し始



図－5.42 Cタイプ№1供試体の最終的な破壊状況



図－5.43 Cタイプ№1供試体におけるリング継手の破壊状況



図－5.44　載荷力と供試体長手方向変位の載荷履歴（Cタイプ№1供試体）

め供試体の伸びが10.1㎜となるまでに5箇所のクラック部で全ての二次覆工鉄筋が降伏した。

その後，載荷変位の増加に伴い，各継手部は概ね均等に開いていき，荷重も徐々に増加した。

供試体の伸びが80.5㎜となった時点で最大荷重33.0tfとなり，その直後伸びが81.9㎜に達したところでJT1部の二次覆工鉄筋が3本同時に破断し，荷重が急激に低下した。これ以後，連結部材としてリング継手のみが残った。

載荷変位をさらに増加させたところ，荷重は最大16.8tfまで増加し，供試体の伸びが105.3㎜となった時点でJT1の継ボルトが破断した。

2）各継手部の開き

図－5.45に，JT1～JT5の継手の開きと載荷力の関係を示す。JT1継手では最終的に二次覆工コンクリートの鉄筋及びリング継手の破断が生じたため，45㎜程度の開きが生じた。他の継手部では，載荷の全過程にわたり，同様な挙動を示している。

各継手部は，その位置の二次覆工コンクリートにクラックが発生した後に開き始め，JT3を除くといずれも開き量は1㎜未満で二次覆工鉄筋の降伏が生じている。JT3だけは1.12㎜で降伏した。

3）ボルトの軸力

図－5.46は，各リング継手の継ボルトの軸力と載荷力との関係を示したものである。各ボルトは供試体製作時に6tfを目標に締め付けたが，供試体の輸送，据付を経て，載荷直前に計測した軸力の大きさは，B－1からB－5の順に，3.71tf，3.71tf，5.54tf，4.73tf，4.60tfであった。

いずれのボルトについても，その位置の二次覆工コンクリートにクラックが生じていない状態では，載荷力が増加しても軸力はほとんど変化しておらず，クラックの発生と同時に軸力が載荷力とともに増加している。

4）各部の挙動

主要測点の載荷履歴を図－5.47～図－5.48に示す。一方，セグメント及び二次覆工には，計算上，次のひずみが生じると考えられる。

計算値①：セグメントと二次覆工の全断面が抵抗するとした場合

$$\frac{\varepsilon}{P}=\frac{1}{E_S\cdot A_S+E_L\cdot A_L}=1.3\mu/\mathrm{tf} \quad \cdots (5.3)$$

計算値②：二次覆工のみが抵抗するとした場合

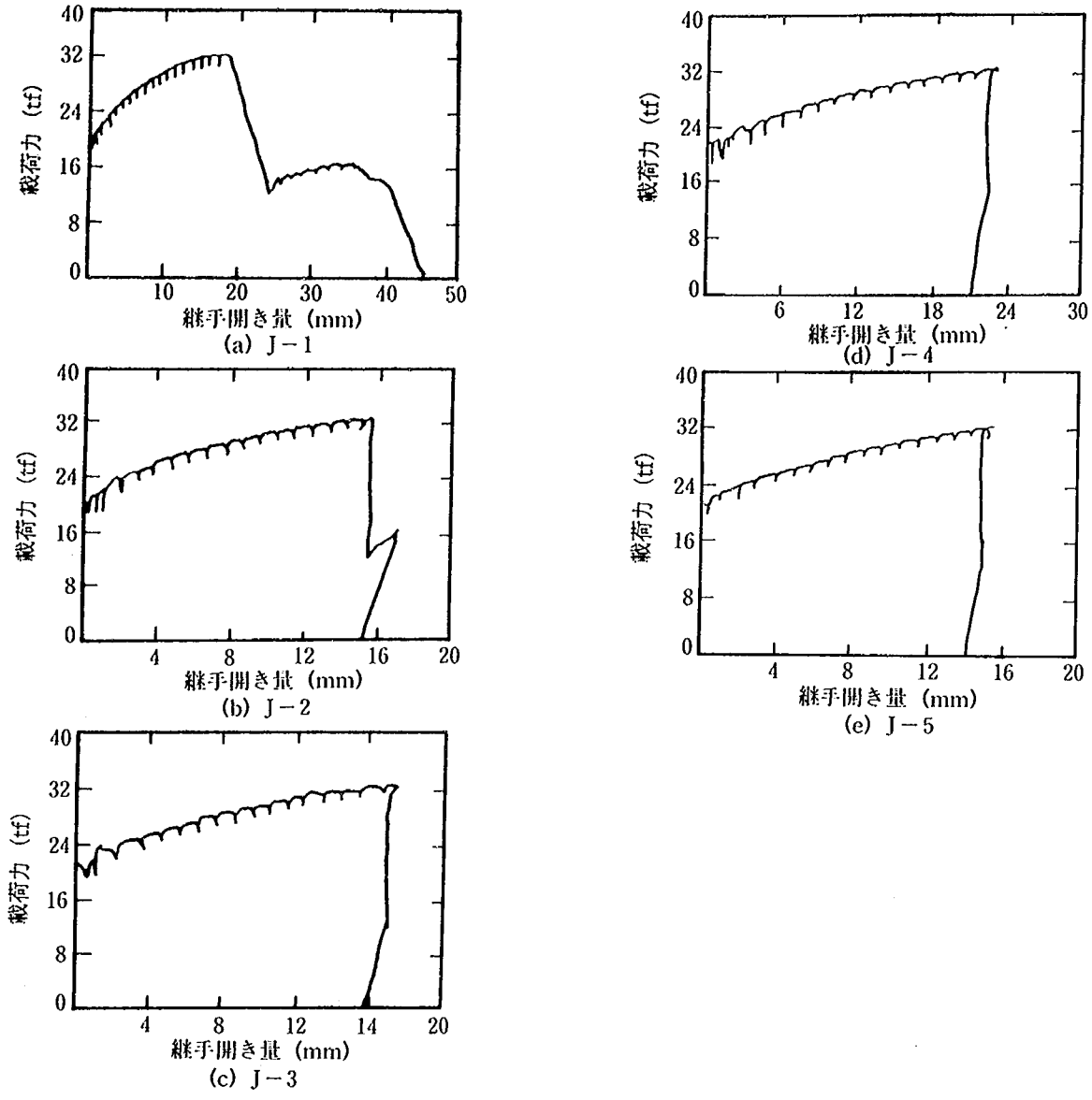
$$\frac{\varepsilon}{P}=\frac{1}{E_L\cdot A_L}=3.0\mu/\mathrm{tf} \quad \cdots\cdots (5.4)$$

計算値③：セグメントのみが抵抗するとした場合

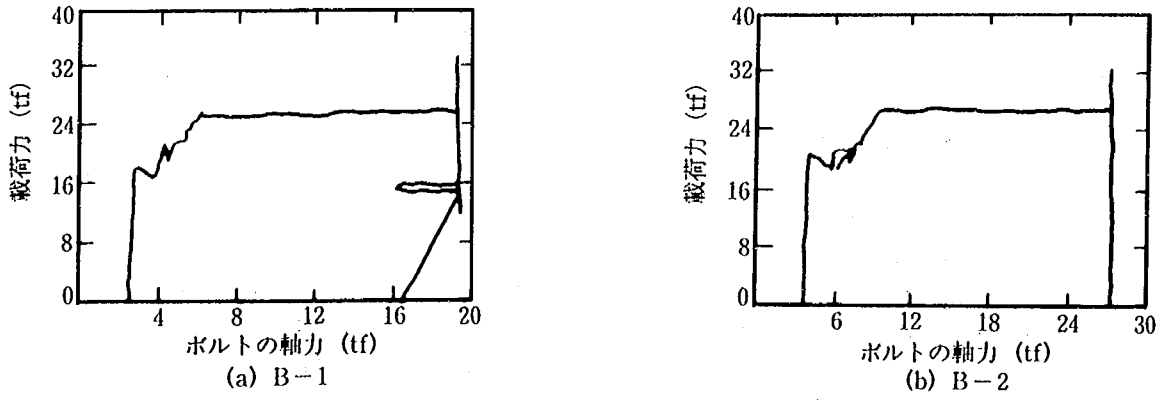
$$\frac{\varepsilon}{P}=\frac{1}{E_S\cdot A_S}=2.3\mu/\mathrm{tf} \quad \cdots\cdots (5.5)$$

図－5.47には，式（5.3）～式（5.5）によるひずみの推定値を併記してある。二次覆工コンクリートのひずみL－2は式（5.3）と式（5.4）の中間的な値であり，また，セグメントのひずみC－1はいずれの計算値よりも小さいことから，二次覆工鉄筋が破断するまでは，載荷力に対する抵抗の割合は二次覆工断面の方が大きいことがわかる。

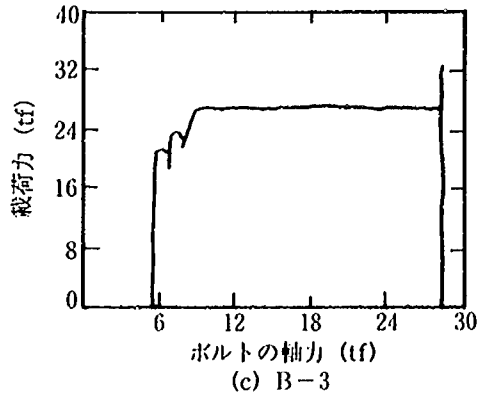
セグメント接合面上の二次覆工コンクリートのひずみ（L－1，3，5，7，9）は，他の位置でのひずみと異なり，引張側に載荷しても圧縮側のひずみが生じている。これはセグメント接合面においては載荷力に対して供試体の上半分の断面（二次覆工断面）が有効に抵抗すると考えられるが，そのような場合には，この断面に偏心モーメントが生じることになり，二次覆工上面が圧縮縁となるためと考えられる。



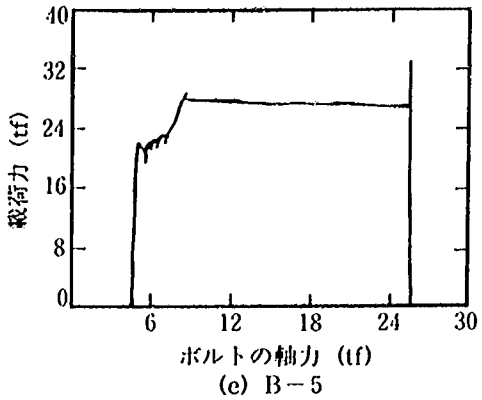
図－5.45 載荷力とリング継手の開き量の載荷履歴（Cタイプ№1供試体）



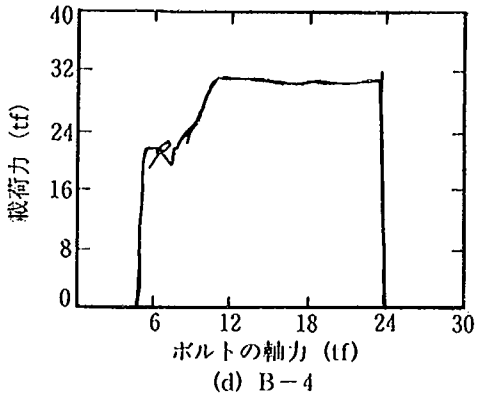
図－5.46(1) 載荷力とリング継ボルトの軸力の載荷履歴（Cタイプ№1供試体）



(c) B－3

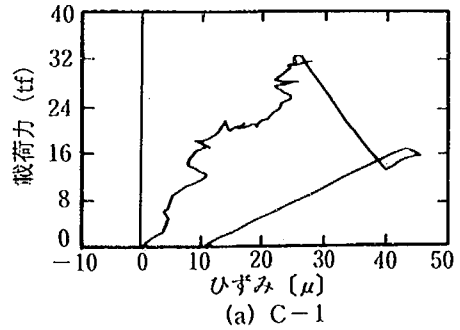


(e) B－5

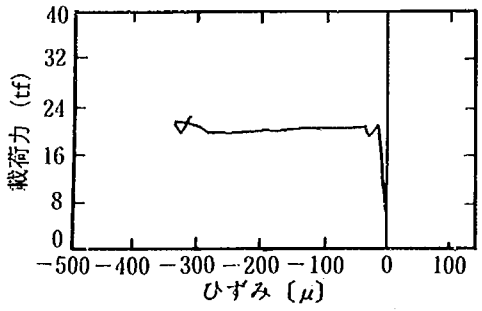


(d) B－4

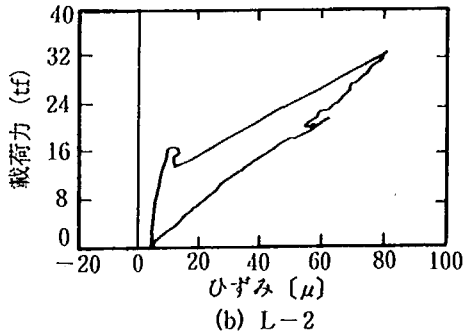
図－5.46(2) 載荷力とリング継ボルトの軸力の載荷履歴（Cタイプ No. 1 供試体）



(a) C－1

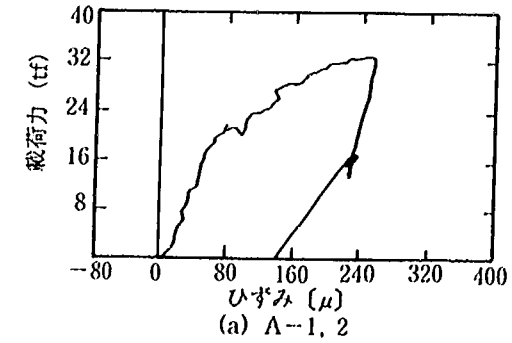


(c) L－5

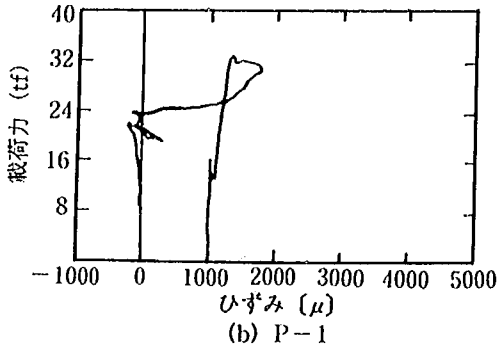


(b) L－2

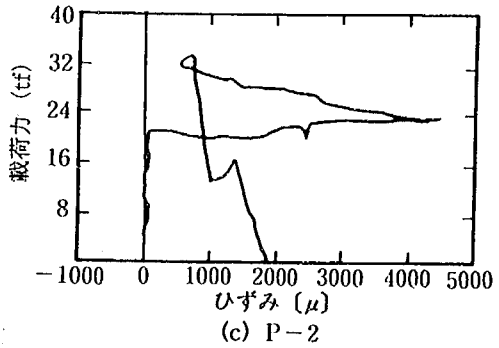
図－5.47 載荷力とコンクリートのひずみ載荷履歴（Cタイプ No. 1 供試体）



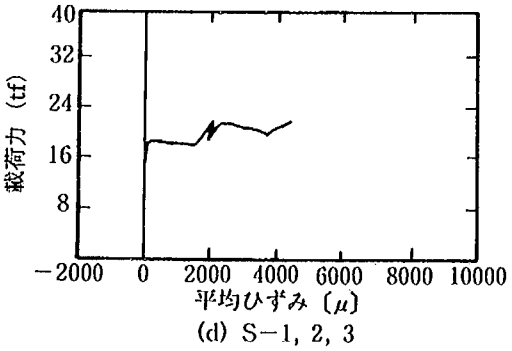
(a) A−1, 2



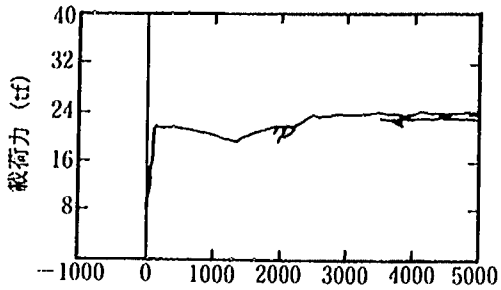
(b) P−1



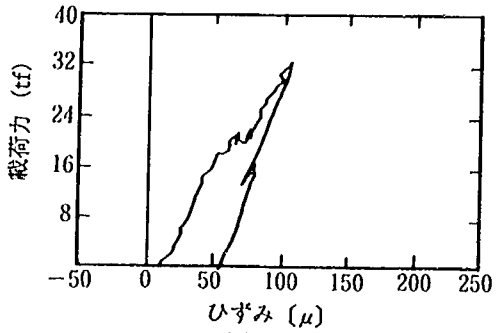
(c) P−2



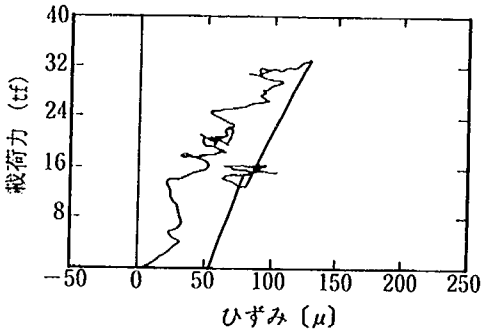
(d) S−1, 2, 3



(e) S−9, 10, 11



(f) S−8



(g) S−4, 5, 6, 7

図−5.48 リング継手及び二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴（CタイプNo.1供試体）

図－5.48(a)～(c)に示した継手部材の挙動は，この位置で二次覆工にクラックが発生する前と後で変化している。クラック発生前には，継手部材であるアンカー鉄筋及び金具面板に生じるひずみは小さく，継手に作用する荷重は小さいものとなっている。一方，二次覆工にクラックが生じ，載荷力の増加とともに継手部が開くようになると，それまで主として二次覆工断面が負担していた載荷力を，二次覆工鉄筋とリング継手とが分担することになるため，リング継手部材のひずみが急増することになる。

このことは，図－5.48(d)及び(e)に示した二次覆工鉄筋のひずみについても同様であり，二次覆工にクラックが発生すると同時にひずみが急増し，まもなく降伏している。

これに対し，図－5.48(f)及び(g)に示した二次覆工鉄筋（クラックから約45cm離れた位置）のひずみは，クラック発生前後で大きな変化は見られず，二次覆工コンクリートのひずみと同程度の大きさとなっている。

(2) 供試体の引張耐力及び変形性能

表－5.9に供試体全体の引張耐力と変形性能を示す。また，表－5.10に各継手部（セグメント接合部）の引張耐力を示す。

供試体全体としての降伏点をどのように定義するかが問題であるが，5箇所の継手部のうち，二次覆工鉄筋が最初に破断した段階と見なせば，降伏耐力は21.5tfとなる。この時の供試体の伸びは1.2mmであり，これを供試体の全長4700mmで除した平均ひずみは0.026％となる。また，5箇所の継手全てで二次覆工鉄筋が降伏したのは，載荷力が24.2tfの時であり，供試体の伸びは10.1mmである。したがって，この場合には平均ひずみは0.21％となる。

供試体の終局耐力（最大耐力）は33.0tfである。終局状態を二次覆工鉄筋が破断した段階と見なせば最終変位は105.3mmとなる。これを供試体全長で除すと，平均ひずみは2.2％となる。

ここで，供試体の引張耐力を，セグメント接合面を構成する部材の引張耐力から簡単に試算してみよう。まず，各部材の引張耐力は次の通りである。

①二次覆工鉄筋の引張耐力

鉄筋断面積＝1.267cm²（公称）×3＝3.801cm²

降伏点及び破断強度は，表－5.3より，それぞれ3,670kgf／cm²，5,190kgf／cm²である。したがって，

二次覆工鉄筋の降伏点＝3,670×3.801

表－5.9　Cタイプ No.1 供試体の引張耐力及び変形性能

事象		載荷力 (tf)	供試体の伸び (mm)	継手の開き (mm) JT1	JT2	JT3	JT4	JT5
二次覆工クラック	J－1	17.9	0.2	0.07	0.05	0.04	0.03	0.01
	J－2	21.0	0.7	0.51	0.06	0.06	0.04	0.01
	J－3	21.7	1.6	0.72	0.65	0.07	0.10	0.02
	J－4							
	J－5	22.2	3.8	1.15	1.05	0.89	0.65	0.05
二次覆工鉄筋の降伏	J－2	21.5	1.2	0.64	0.42	0.07	0.06	0.01
	J－1	21.8	1.7	0.76	0.70	0.09	0.17	0.01
	J－4	21.6	2.9	0.85	0.87	0.76	0.35	0.02
	J－5	22.5	5.0	1.54	1.14	0.93	1.03	0.39
	J－3	24.2	10.1	3.05	1.86	1.12	2.08	2.01
最大荷重		33.0	80.5	17.47	15.42	16.97	15.24	15.38
JT1 二次覆工鉄筋の破断		32.4	81.9	19.23	15.81	17.03	14.94	14.91
JT1 リング継手の破断		14.1[3)]	105.3	41.11	17.18	16.95	14.96	15.10
降伏耐力		21.5	1.2					
終局耐力		33.0	105.3[1)] 81.9[2)]					
リング継手の破断形態		継ぎボルトの破断						

(注)　1）：リング継手の破断
2）：二次覆工鉄筋の破断
3）：破断前の最大荷重は、16.8tf

表－5.10 CタイプNo.1供試体におけるリング継手部の引張耐力及び変形性能

事象	JT1		JT2		JT3		JT4		JT5	
	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)
二次覆工クラック	17.9	0.07	21.0	0.06	21.7	0.07	21.7	0.10	22.2	0.05
二次覆工鉄筋の降伏	21.8	0.76	21.5	0.42	24.2	1.12	21.6	0.35	22.5	0.39
継ぎボルトの降伏 (ボルト軸力)	25.4 (9.4)	4.32	27.1 (9.5)	5.19	27.4 (8.9)	6.31	31.6 (11.2)	12.11	27.0 (8.8)	7.79
最大荷重	33.0	17.47	—		—		—		—	
二次覆工鉄筋の破断	32.4	19.23	—	(15.81)*	—	(17.03)*	—	(14.94)*	—	(14.91)*
リング継手の破断	14.1[3)]	41.11	—		—		—		—	
降伏耐力	21.8	0.8	21.5	0.4	24.2	1.1	21.6	0.4	22.5	0.4
終局耐力	33.0	41.1[1)] 19.2[2)]	—		—		—		—	
リング継手の破断形態	継ぎボルトの破断		—		—		—		—	

(注) ＊：JT1部の二次覆工鉄筋破断時の開き量
1）：リング継手の破断
2）：二次覆工鉄筋の破断
3）：破断前の最大荷重は、16.8tf

＝13,900kgf

二次覆工鉄筋の破断強度＝5,190×3.801

＝19,700kgf

②継ぎボルトの引張耐力

ネジ切り部の有効断面積＝2.08cm²

ボルトの強度区分8.8より，降伏点は6,400kgf／cm²以上，破断強度は8,000kgf／cm²以上である。したがって，

継ボルトの降伏点＝6,400×2.08

＝13,300kgf／cm²以上

継ボルトの破断強度＝8,000×2.08

＝16,600kgf／cm²以上

③リング継手金具のアンカー鉄筋の引張耐力

鉄筋断面積＝1.267cm²（公称）×2＝2.534cm²

降伏点及び破断強度は①の鉄筋と同一である。したがって，

アンカー鉄筋の降伏点＝3,670×2.534

＝9,300kgf／cm²

アンカー鉄筋の破断強度＝5,190×2.534

＝13,200kgf／cm²

供試体の降伏耐力は前述したように21.5tfであり，これは二次覆工鉄筋の降伏点13.9tfよりも7.6tf大きい。この差はリング継手が負担しているものと考えることができる。

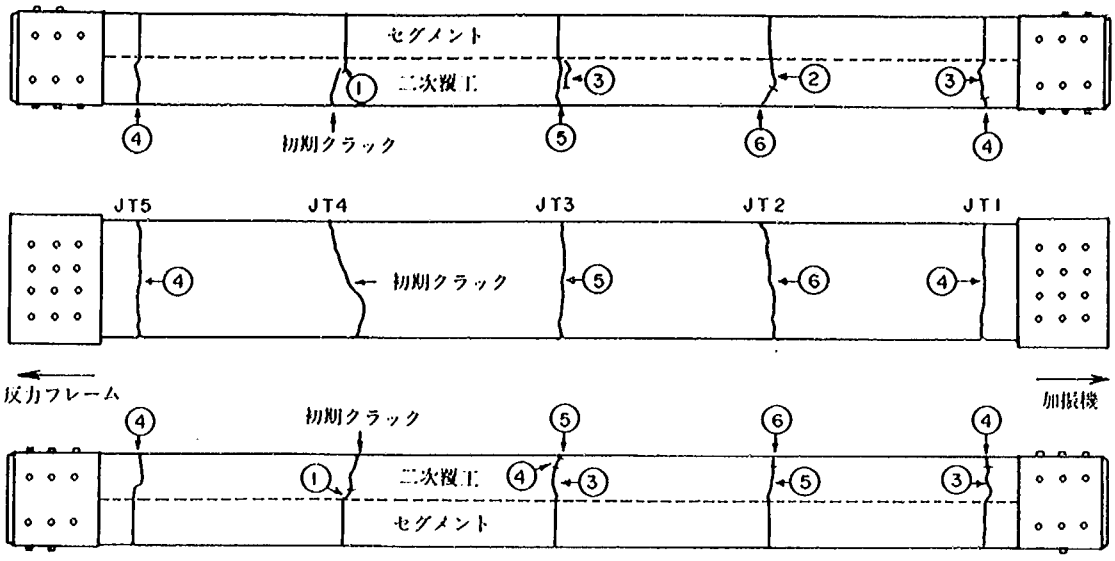
一方，供試体の終局耐力は33.0tfであるが，これは上記で推定した二次覆工鉄筋の破断強度19.7tfよりも13.3tf大きい。これがリング継手の分担分とすれば，リング継手は13.3tfだけの引張耐力を有していなければならない。しかし，リング継手を定着しているアンカー鉄筋の引張耐力は13.2tfとほんのわずかにこれを下まわっている。ただし，この違いはほんのわずかであり，事実供試体が最終的な破壊に至るまでアンカー鉄筋は破断しなかった。また，継手ボルトの引張耐力は16.6tfであり，13.3tfを上まわっている。

5.5.5 CタイプNo.2供試体

(1) 破壊の進展状況

載荷の進行に伴い，まず，供試体の二次覆工にクラックが発生した。クラックの進展状況は図－5.49に示す通りである。これによれば，クラックの発生はセグメント接合部の二次覆工のみに限られ，他の部分には載荷終了までクラックは生じなかった。損傷の進展状況は以下の通りである。なお，JT4には供試体セット時（載荷前）にすでにヘアークラックが生じていた。図－5.49に示したクラックにはこのヘアークラックも示している。

まず，図－5.12に示したように，変位2mmの載荷ルー



順序	ループ (mm)	載荷力 (tf)	供試体の伸び (mm)
①	2	10.7	0.2
②	2	13.2	0.3
③	4	15.3	0.4
④	4	19.1	1.0
⑤	8	17.7	1.6
⑥	8	21.2	2.5

図－5.49　Cタイプ№2供試体におけるクラック進展状況

プ（荷重10.7tf，供試体の伸び0.2mm）において，ＪＴ４に最初から入っていたヘアークラックが進展してセグメント接合面と連続した。また，この直後，荷重13.2tf，供試体の伸び0.3mmにおいてＪＴ２の片側の二次覆工側面にクラックが生じた。ＪＴ２の残る部分にクラックが進展したのは，載荷がかなり進んだ変位８mmの載荷ループにおいてであり，二次覆工全体にクラックが進展したのは４箇所のセグメント接合部のうちでは最も遅かった。

次に，変位４mmの載荷ループにおいて荷重15.3tfで，ＪＴ１及びＪＴ３位置にクラックが発生した。これらのクラックは二次覆工の上面には達していない。

同じ載荷ループで荷重が19.1tfとなった時点で，ＪＴ５の二次覆工全面にクラックが生じた。同時に，ＪＴ１部では二次覆工上面にクラックが進展した。

続く変位８mmのループで，ＪＴ３の上面及び上述したＪＴ２にクラックが進展した。５箇所のセグメント接合部の全箇所でクラックが二次覆工全面に進展したのは，変位８mmの載荷ループで，荷重21.2tf，供試体の伸び2.5mmの時点である。

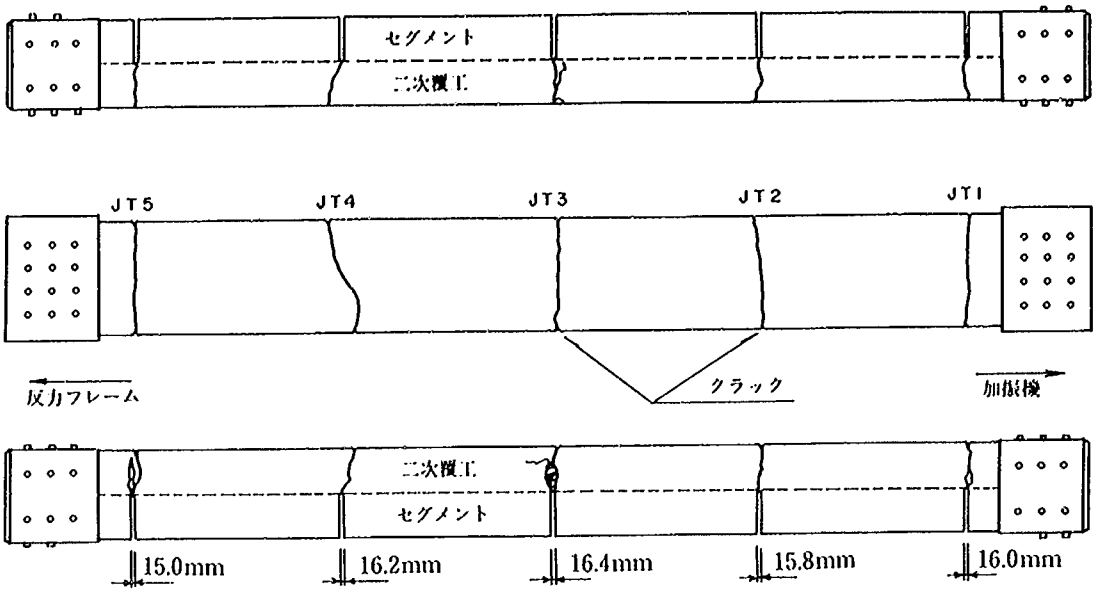
また，この段階で，ＪＴ１，ＪＴ３，ＪＴ５のクラック部において二次覆工鉄筋が降伏した。残るＪＴ２及びＪＴ４の二次覆工鉄筋の降伏は，同じ載荷ループの荷重23.0tf，供試体の伸び3.8mmとなった時点で生じた。

継手位置における二次覆工のクラックの開きは，載荷変位振幅が引張側に増加するに従って大きくなった。図－5.50は，最大引張荷重33.9tfの時点における供試体の変形を示したものである。供試体全体の伸びは79.5mmであり，５箇所のセグメント接合部はいずれも15.0mm～16.4mmの範囲でほぼ均等に開いていた。

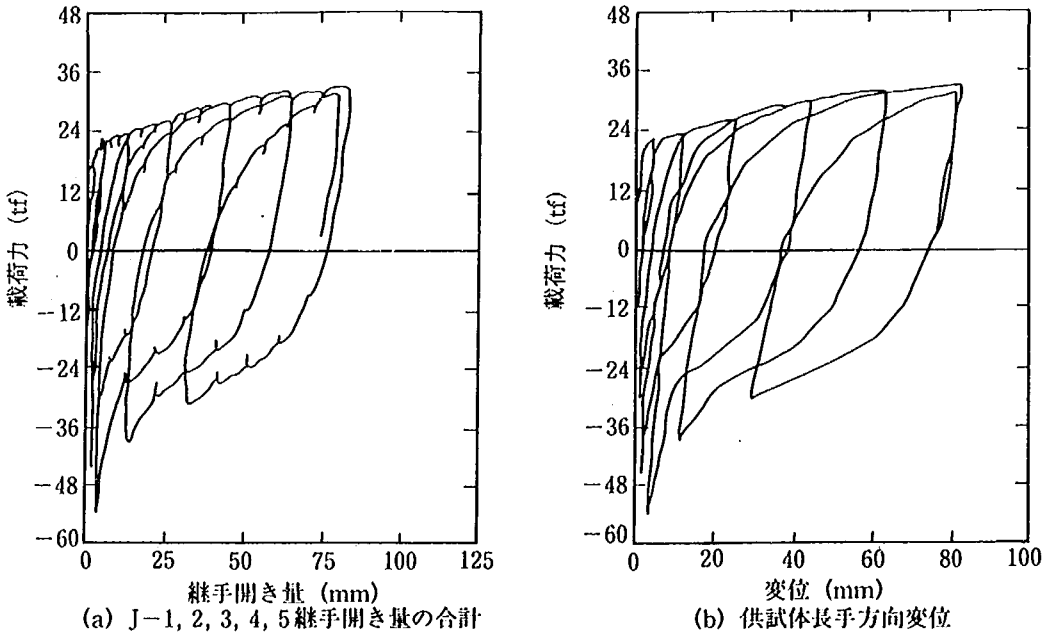
(2)　載荷履歴

１）供試体全体の挙動

図－5.51は，供試体の伸びと載荷力の関係を示したものである。なお，載荷変位ゼロの状態で圧縮力1.64tfが作用していた。これによれば，荷重が13.2tfの段階において，ＪＴ２の二次覆工コンクリートにクラックが発生した後，荷重19.1tf，供試体の伸びが1.0mmに達するまでの間に，全ての継手部で二次覆工コンクリートにクラックが発生した。載荷変位８mmのループ



図－5.50 最大荷重時（引張33.9tf）におけるCタイプNo.2供試体の変形状況



図－5.51 載荷力と供試体長手方向変位の載荷履歴（CタイプNo.2供試体）

において供試体の伸びが3.8mmとなった段階で，5箇所のクラック位置で二次覆工鉄筋が全て降伏した。

以後，載荷終了まで，各載荷ループは前のループにおける最大値を通るような履歴曲線を描く。

2）各継手部の開き

図－5.52に，JT1～JT5の継手部の開きと載荷荷重との関係を示す。各継手部の開きと載荷荷重との関係は，図－5.51に示した供試体の挙動を一律に縮小

したような挙動を示しており，各載荷段階で5箇所の継手部は概ね等しい開き量があったことを示している。

ＪＴ４継手部には載荷前からクラックが生じていたため，載荷開始とともに継手の開きが見られるが，他の継手部では，その位置で二次覆工コンクリートにクラックが生じた後に開き始めている。

いずれの継手部においても，開き量が0.4～0.8mmとなった時点で，二次覆工鉄筋が降伏している。

3）ボルトの軸力

各リング継手の継ボルトの軸力と載荷荷重との関係を図－5.53に示す。載荷直前に計測した軸力の大きさは，Ｂ－１からＢ－５に順に，3.38tf，4.59tf，5.29tf，3.48tf，3.44tfであった。

いずれのボルトについても，載荷ループの繰り返し毎に軸力が減少し，ついには初期の締め付け力が全て抜けてしまった。

Ｂ－１～Ｂ－３のボルトは載荷過程で降伏しているが，Ｂ－４及びＢ－５のボルトは載荷終了まで降伏しなかった。

4）各部の挙動

主要測点の載荷履歴を図－5.54～図－5.55に示す。Ｃタイプ№１供試体の場合と同様に，セグメント及び二次覆工に生じるひずみ量を式（5.3）～式（5.5）で推定すると以下のようになる。

計算値①：セグメントと二次覆工の全断面が抵抗するとした場合

$$\frac{\varepsilon}{P}=1.5\mu/\mathrm{tf} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5.6)$$

計算値②：二次覆工のみが抵抗するとした場合

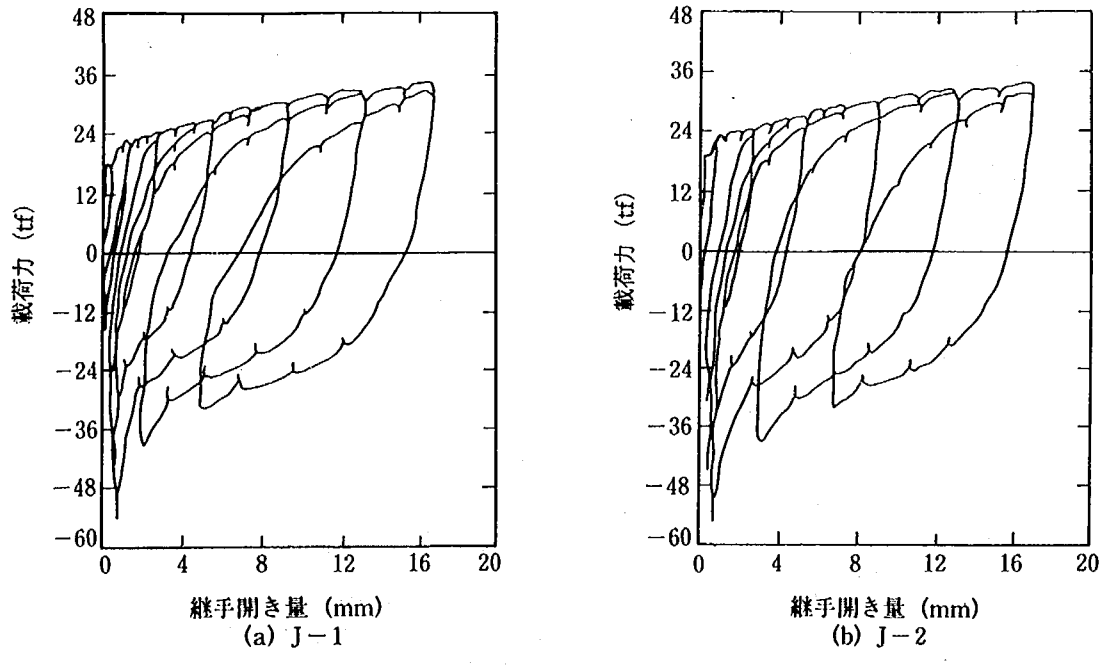
$$\frac{\varepsilon}{P}=3.5\mu/\mathrm{tf} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5.7)$$

計算値③：セグメントのみが抵抗するとした場合

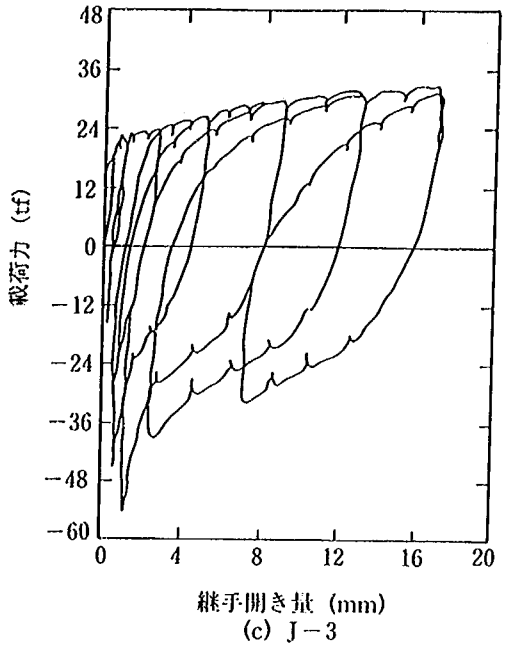
$$\frac{\varepsilon}{P}=2.5\mu/\mathrm{tf} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5.8)$$

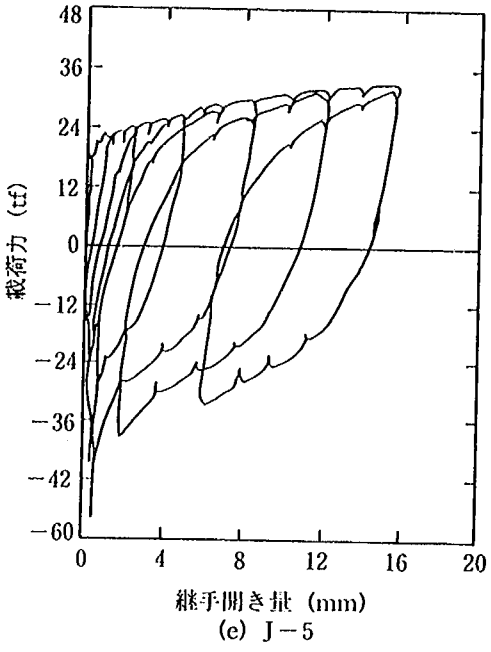
図－5.54においては，式（5.6）～式（5.8）による計算値を実験値と比較して示しているが，Ｃタイプ№１供試体の場合と同様の傾向となっている。すなわち，セグメント断面と二次覆工断面では，載荷荷重の分担率は，二次覆工断面の方が大きい。

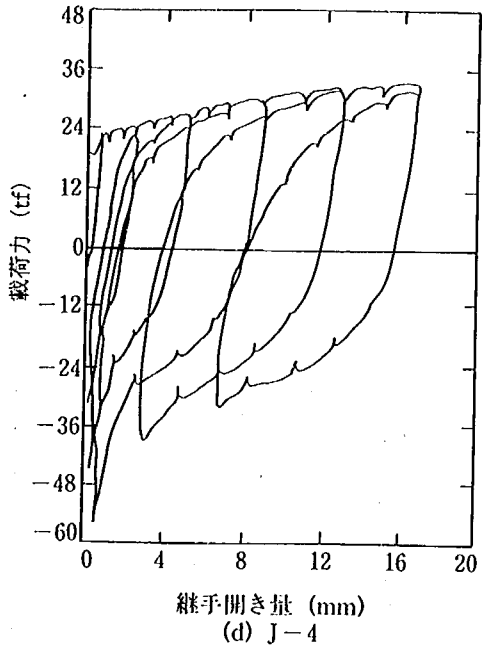
図－5.54及び図－5.55によれば，セグメント接合面上の二次覆工コンクリートのひずみ（Ｌ），アンカー鉄筋のひずみ（Ａ），継手金具面板のひずみ（Ｐ）についても，Ｃタイプ№１供試体と同様の挙動を示している。



図－5.52(1)　載荷力とリング継手の開き量の載荷履歴（Ｃタイプ№２供試体）







図−5.52(2) 載荷力とリング継手の開き量の載荷履歴
（CタイプNo.2供試体）

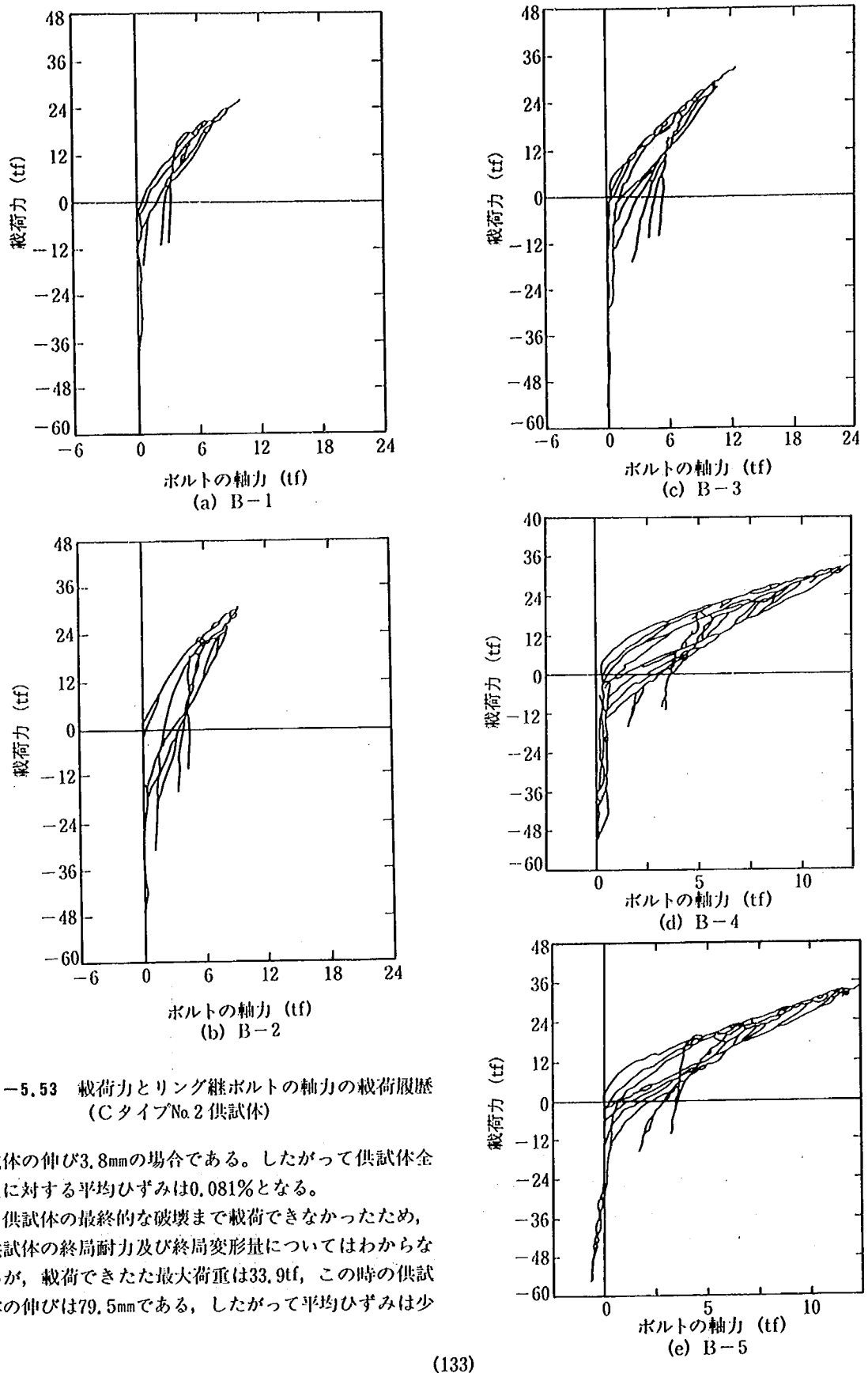
図−5.55(d)〜(h)によれば，二次覆工鉄筋のひずみは，位置ごとに特性が異なっている。S−9，10，11は，JT3位置での二次覆工鉄筋のひずみであり，ここでは載荷前にクラックが生じていなかった。したがって，二次覆工にクラックが発生するまでは鉄筋のひずみは小さく，クラックの発生と同時にひずみは急増している。一方，S−13，14，15は，載荷前にクラックが生じていたJT4位置での二次覆工鉄筋のひずみを示したものであり，載荷と同時に大きなひずみが生じている。したがって，わずかな初期クラックの有無がその位置の鉄筋ひずみに影響を与えることがわかる。

また，S−4，8，12は，継手間の中央における二次覆工鉄筋のひずみである。継手位置に生じたクラックから45cm程度離れた位置でのひずみであるため，上述したクラック位置に生じたひずみに比較すれば，いずれも小さい値であるが，S−12は二次覆工コンクリートのひずみ（L−2等）と同程度の大きさである。これに対して，S−4及びS−8では，載荷の進行に伴ってひずみが非線形に増加しており，アンカー鉄筋のひずみと同様の載荷履歴を示している。これについては，正負交番の載荷によって，クラック付近での鉄筋〜コンクリート間の付着切れが徐々に広がっていったことが原因と考えられる。

(3) 供試体の耐力及び変形性能

供試体全体の耐力を表−5.11に，各継手部の耐力を表−5.12にそれぞれ示す。

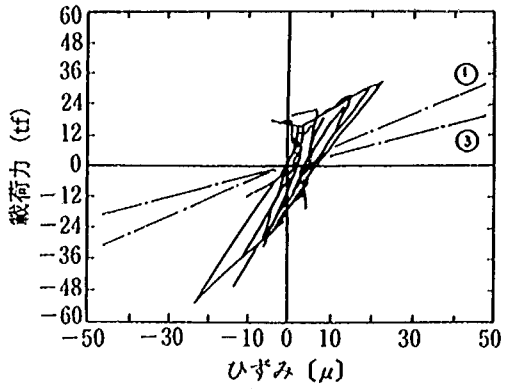
供試体の降伏を5箇所のクラック位置の中で二次覆工鉄筋が最初に降伏した時点と定義すると，降伏耐力は21.2tfであり，単調引張載荷の場合（CタイプNo.1供試体）とほぼ等しい。この状態における供試体の伸びは2.5mmであり，これを供試体全長で除した平均ひずみは0.053%となる。また，5箇所のクラック部の全てで二次覆工鉄筋が降伏したのは，荷重23.0tf，供



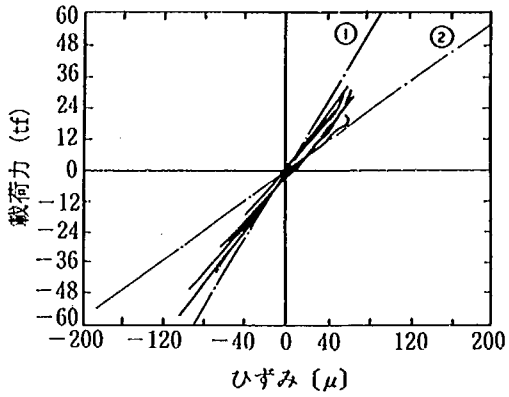
図－5.53 載荷力とリング継ボルトの軸力の載荷履歴
（Cタイプ№2供試体）

試体の伸び3.8㎜の場合である。したがって供試体全長に対する平均ひずみは0.081%となる。

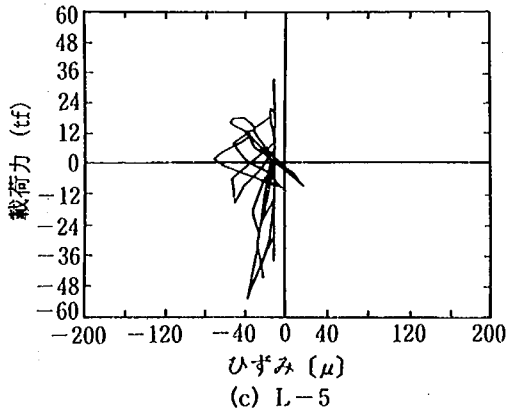
供試体の最終的な破壊まで載荷できなかったため，供試体の終局耐力及び終局変形量についてはわからないが，載荷できたた最大荷重は33.9tf，この時の供試体の伸びは79.5㎜である，したがって平均ひずみは少



(a) C−1



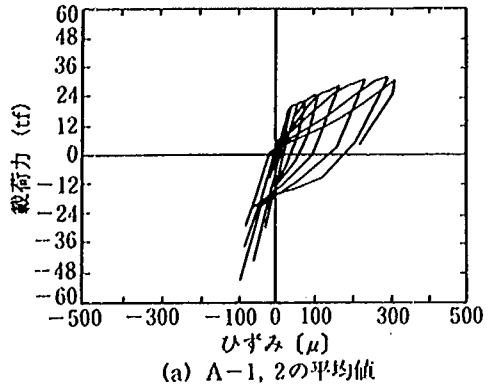
(b) L−2



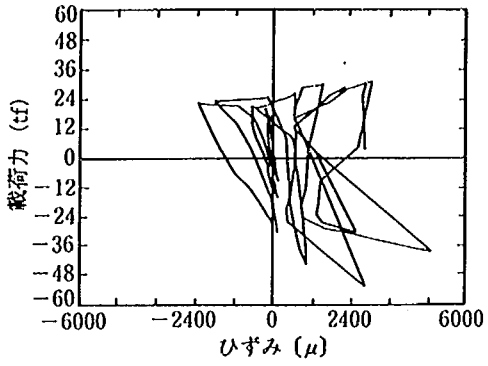
(c) L−5

図−5.54 コンクリートのひずみの載荷履歴
(CタイプNo.2供試体)

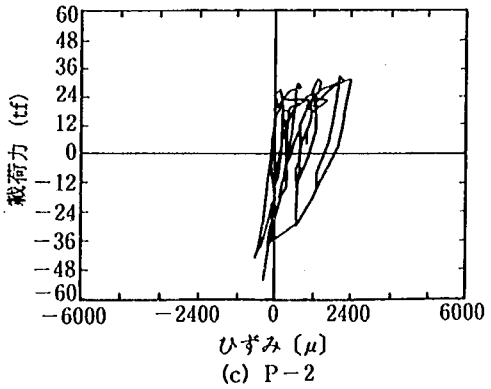
なくとも1.7%あったことになる。これらを単調引張載荷したCタイプNo.1供試体と比較すると，耐力は本供試体の方がやや大きい。変形性能についてはCタイプNo.1供試体の方が本供試体よりも大きい。



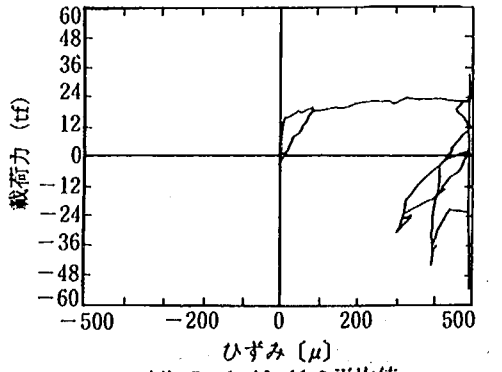
(a) A−1, 2の平均値



(b) P−1

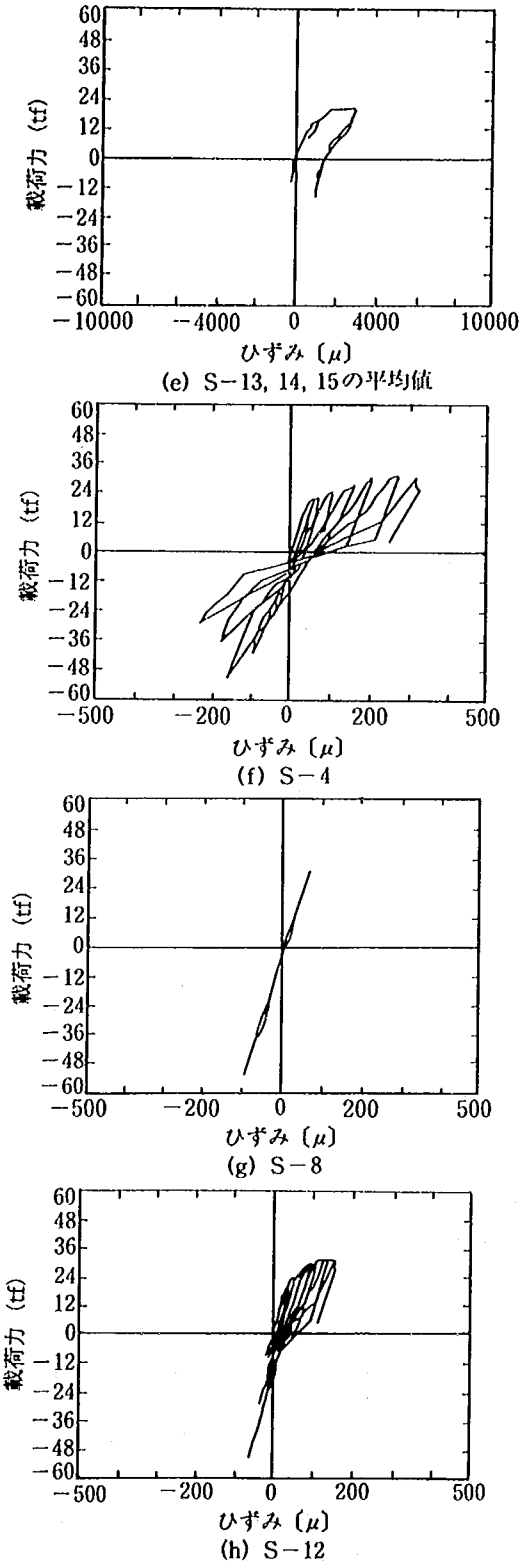


(c) P−2



(d) S−9, 10, 11の平均値

図−5.55(1) リング継手部及び二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴 (CタイプNo.2供試体)



図−5.55(2)　リング継手部及び二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴（Cタイプ№2供試体）

5.6　軸方向剛性の検討

(1)　リング継手の引張剛性

Aタイプ供試体に着目し，リング継手の引張剛性を，継ぎボルトの軸剛性から評価する方法（式（2.1)），及び，継手金具面板の曲げ剛性から評価する方法（式（4.19)）の2通りの方法により計算すると，以下のようになる。なお，3.1に示した実験結果によれば，リング継手の引張剛性は4.4tf／mmとなっている。

$$k_B = \frac{E_B \cdot A_{B1}}{A_{B1} \cdot A_{B2} \cdot l_{B1} + l_{B2} + l_{B3}}$$
$$= \frac{21 \times 224.5}{224.5 / 301.6 \times 20 + 8 + 11}$$
$$= 139\text{tf/mm}$$

（継ぎボルトの軸剛性から評価する場合）

$$k_{Je} = \frac{86 E_{pl} \cdot I_{pl}}{l_{pl}^3}$$
$$= \frac{86 \times 21 \times 7047}{111^3}$$
$$= 10.4\text{tf/mm}$$

（継手金具面板の曲げ剛性から評価する場合で，金具面板の両端を固定とした場合）

$$k_{Jy} = \frac{24 E_{pl} \cdot I_{pl}}{l_{pl}^3}$$
$$= \frac{24 \times 21 \times 7047}{111^3}$$
$$= 2.6\text{tf/mm}$$

（継手金具面板の曲げ剛性から評価する場合で，金具面板の両端をヒンジとした場合）

2通りの方法によるリング継手の引張剛性と実験結果とを比較すると，継ボルトの軸剛性から評価した剛性は実験結果より1オーダー以上大きく，合致しない。継手金具面板の曲げ剛性から評価した剛性は，面板の両端をヒンジとした場合の剛性が実験結果に近い値となっており，面板の両端を固定とした場合の剛性は実験結果の約3倍である。実験結果から計算された剛性は，リング接合面が開いた状態のものであり，この状態ではすでに面板の両端で塑性ヒンジが生じていたと考えられることから，リング継手の引張剛性は継手金具面板の曲げ剛性から評価するのが妥当と考えられる。

(2)　供試体の軸剛性

Cタイプ供試体に着目し，供試体長手方向の圧縮剛性及び引張剛性を，それぞれ式(2.48) 及び式 (2.49) により計算すると，以下のようになる。ここに，3.1に示した実験結果によれば，供試体長手方向の引張剛性は4.2×10^5tf／mm²となっている。なお，供試体の圧縮方向については，載荷の初期段階から継手金具面板に生じた残留ひずみのために，圧縮力を載荷した状態でも引張側の相対変位が生じており，実験結果から

表－5.11 CタイプNo.2供試体の引張耐力及び変形性能

事象		載荷力 (tf)	供試体の伸び(mm)	継手の開き (mm) JT1	JT2	JT3	JT4	JT5
二次覆工クラック	J－4	既存	—	—	—	—	—	—
	J－2	13.2	0.3	0.04	0.05	0.06	0.13	0.02
	J－1 J－3	15.3	0.4	0.05	0.07	0.10	0.19	0.04
	J－5	19.1	1.0	0.37	0.07	0.32	0.20	0.07
二次覆工鉄筋の降伏	J－1 J－3 J－5	21.2	2.5	0.57	0.40	0.46	0.60	0.42
	J－2 J－4	23.0	3.8	0.97	0.51	0.74	0.77	0.78
最大荷重*		33.9	79.5	15.97	15.80	16.41	16.24	15.03
降伏耐力		21.2	2.5					

＊：載荷力の最大値であり，供試体の最大耐力とは異なる。

表－5.12 CタイプNo.2供試体におけるリング継手部の引張耐力及び変形性能

事象	JT1		JT2		JT3		JT4		JT5	
	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)	載荷力 (tf)	継手の開き (mm)
二次覆工クラック	15.3	0.05	13.2	0.05	15.3	0.10	既存		19.1	0.07
二次覆工鉄筋の降伏	21.2	0.57	23.0	0.51	21.2	0.46	23.0	0.77	21.2	0.42
継ぎボルトの降伏 (ボルト軸力)	26.2 (10.2)	5.5	31.6 (9.7)	10.1	33.6 (12.8)	16.0	—		—	
降伏耐力	21.2	0.6	23.0	0.5	21.2	0.5	23.0	0.8	21.2	0.4
備考：最大載荷力時の伸び*		16.0		15.8		16.4		16.2		15.0

＊：最大載荷力＝33.9tf

圧縮剛性を正しく読みとることができない。このため，圧縮剛性の計算値が実際の剛性を評価し得るかどうかについては，今後の検討が必要とされる。

$$(EA)^{C}_{eq} = E_S \cdot A_S + E_L (A_L - A_{LR}) + E_{LR} \cdot A_{LR}$$
$$= 4.13 \times 200 \times 500 \times 3.07 (200 \times 500 - 126.7 \times 3) + 1.98 \times 126.7 \times 3$$
$$= 7.2 \times 10^5 \text{tf}/\text{mm}^2$$

$$(EA)^{T}_{eq1} = \frac{1}{\frac{E_S \cdot A_S}{l_S \cdot n_J \cdot k_{Je}} + 1} \cdot E_S \cdot A_S + E_L \cdot A_L$$

$$= \frac{1}{\frac{4.13 \times 200 \times 500}{900 \cdot 1 \cdot 10.4} + 1} \cdot 4.13 + 3.07 \times 200 \times 500$$

$$= 3.1 \times 10^5 tf/mm^2$$

供試体長手方向の引張剛性については，計算値が実験値に近い値を与えている。したがって，トンネル長手方向に作用する地震力が小さく，二次覆工にクラック等の損傷が生じていない状態の引張剛性は，式(2.9)により精度よく評価することができると考えられる。

5.7　まとめ

シールドトンネルの長手方向の耐震性を評価する上で重要な覆工剛性を把握するとともに，トンネル長手方向に作用する地震荷重により覆工がどのように破壊していくかを把握することを目的として，覆工供試体の載荷実験を実施した。供試体としては，外径4～5mの下水道用標準セグメントを参考とし，リング継手1個を含む厚さ20cmのセグメント部分供試体（Aタイプ×1体），これに20cm厚の鉄筋コンクリート二次覆工を施した供試体（Bタイプ×2体），及び，リング継手を5個含む供試体（Cタイプ供試体×2体）の3種類を作成した。

本載荷実験から得られた知見をまとめると以下のようになる。

1）Bタイプ供試体の降伏耐力ならびに終局耐力は，単調引張載荷した場合と正負交番繰返し載荷した場合とでは大差ない。ただし，供試体の終局変位量は後者の載荷をした場合には前者よりも小さくなる。

2）Bタイプ供試体の引張載荷による破壊は，まずセグメント接合部における二次覆工コンクリートにクラックが入り，これが二次覆工鉄筋の降伏，破断，リング継手の破断，の順に進展した。破壊はセグメント接合部に限られ，他の部分には損傷が生じなかった。

Aタイプ供試体の場合は，加振機の発振による破壊であるが，最終的にはリング継手が破断し，他の部分には大きな損傷はなかった。

3）リング継手の破断形態は，3つの供試体でそれぞれ異なった。Aタイプ供試体では，継手金具の面板が「く」の字形に折れ曲がり，これに伴って面板背面の2枚の定着板が内側に曲がった結果，定着板に溶接されているアンカー鉄筋が張力および曲げを受けて破断した。

Bタイプ供試体のうち単調引張載荷を受けたリング継手も，アンカー鉄筋が定着板の端部で破断して破損したが，Aタイプ供試体と異なりボルトボックスが二次覆工コンクリートで充填されていたため，定着板の変形が拘束され，面板がボルト張力により円錐台状に大きく変形した。

Bタイプ供試体のうち正負交番の繰返し載荷を受けたリング継手では，アンカー鉄筋は破断せず，面板の母材が定着板との取付部で破断した。これは，正負交番の繰返し荷重により，面板が曲げ変形の塑性域で繰返し疲労したことが原因と考えられる。

なお，いずれのリング継手においても，継ぎボルトには外観上の損傷は見られなかった。

4）供試体の引張荷重による変形の大部分はセグメント接合部において生じており，この部分の引張剛性が覆工全体の引張剛性を支配すると考えられる。セグメント接合部の引張剛性はリング継手の引張剛性から，また，二次覆工がある場合にはこれと二次覆工鉄筋の引張剛性とから評価される。これらのうち，リング継手の構造からその引張剛性を推定する方法としては，継ぎボルトの軸剛性から算定する方法，継手金具面板の曲げ剛性から算定する方法，などがある。従来は継ぎボルトの軸剛性から算定する方法が用いられている場合が多いが，本実験結果によれば，この方法で算定した引張剛性は実験値よりも1オーダー以上大きく，継手金具面板の曲げ剛性から算定した値の方が実験値に近い。

5）Aタイプ供試体の載荷力に対する変形挙動は，引張載荷力が一定の大きさ（セグメント接合面が開く程度の大きさ）以上の場合には，リング継手が変形するために圧縮側と引張側とで変形量が異なる異方性を示すが，引張載荷力が小さい場合には，このような変形の異方性は顕著ではない。このような挙動の特性は，継ぎボルトの初期締付け力に起因すると考えられる。

6）Bタイプ供試体の載荷力に対する変形挙動は，二次覆工コンクリートにクラックが生じる前後で異なる。クラックが無い状態では，リング継手に作用する張力はわずかであり，セグメント接合部に作用する張力の大部分を二次覆工コンクリート断面が負担していると考えられる。また，圧縮側載荷と引張側載荷とで，供試体の変形量には大差がない。

二次覆工コンクリートにクラックが生じた後の挙動については，Aタイプ供試体の場合と同様に，載

荷力の大きさによって挙動が異なる。引張載荷力が小さい場合にはセグメント接合面が開かず，クラック発生前と同様な挙動を示す。引張載荷力が大きい場合にはセグメント接合面が開き，供試体の軸剛性が異方性を示す。この場合，セグメント接合部における引張荷重の負担は，リング継手よりも二次覆工鉄筋の方が大きい。

7）Cタイプ供試体では，単調引張載荷した場合及び正負交番載荷した場合とも，引張変位の増加に伴い，5箇所のセグメント接合部で相次いで二次覆工コンクリートにクラックが生じた。さらに引張変位を増加すると，二次覆工コンクリートにクラックが生じた箇所で，二次覆工鉄筋が相次いで降伏した。供試体が最終的な破壊に至るまで，二次覆工の損傷はセグメント接合面のみに限られ，他の部分には損傷が生じなかった。

8）単調引張載荷したCタイプ供試体において，二次覆工コンクリートにクラックが生じた後のセグメント接合部の開きは，二次覆工鉄筋が破断するまでは5箇所で同じように増加していき，セグメント接合部の1箇所で二次覆工鉄筋が破断した後はこの接合部にのみ開きが集中した。

9）単調引張載荷したCタイプ供試体の破壊は，1箇所のセグメント接合部における二次覆工鉄筋の破断，これと同じセグメント接合部におけるリング継手の破壊の順番で生じた。リング継手の破壊は，Aタイプ供試体及びBタイプ供試体と異なりリング継ボルトの破断により生じた。ただし，金具面板は，二次覆工を有するBタイプ供試体と同様に，円錐台状に変形した。なお，正負交番載荷した供試体については，載荷治具の損傷により，供試体の破壊順序を確認できなかった。

10）単調引張載荷した場合と正負交番載荷した場合とで，Cタイプ供試体の終局耐力及び終局変形量は比較することができないが，載荷できた範囲で両者を比較すると，耐力は正負交番載荷した場合の方がやや大きく，変形性能は単調引張載荷した場合の方が大きい。

6．リング組み模型供試体の交番載荷実験に基づくRCシールドトンネルの力学特性

6.1 まえがき

前章には，シールドトンネルの一部を長手方向に切り出した模型供試体を用いたトンネル軸方向の載荷実験結果を示した。この結果，リング継手部の非線形挙動がシールドトンネルの軸剛性及び損傷の把握に重要なことが明らかにされた。ここでは，このような検討結果を受けて，リング状に組んだ状態のシールドトンネルの動的耐力及び変形性能を検討することとする。検討は，シールドトンネルが一次覆工のみからなる場合と，二次覆工を有する場合に分けて行った。さらに，シールドトンネルの耐震設計上は，トンネル軸方向に作用する軸力が最も重要であるが，同時に，曲げモーメント，ねじりモーメントの影響もある。このため，これらの荷重作用の影響を検討するため，シールドトンネルに軸力，曲げモーメント，ねじりモーメントがそれぞれ独立に作用する場合の動的耐力及び変形性能を解析することとする。

6.2 実験に用いた供試体

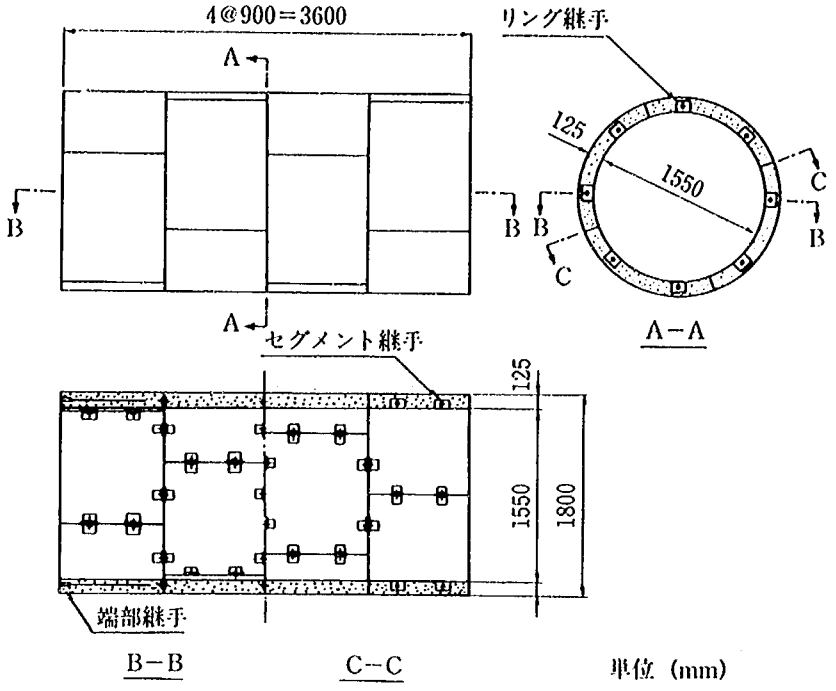
実験に用いた供試体は，図－6.1に示すように，外径1.8mの鉄筋コンクリートシールドトンネルをモデル化したDタイプ供試体，及び，これに二次覆工を施したEタイプ供試体の2種類である。軸力載荷，曲げモーメント載荷，ねじり載荷用にD及びEタイプ供試体を各1体づつ，計6体を製作した。使用したコンクリートの材料，配合及び養生方法は，5章に示したA，B，Cタイプ供試体と同様である。ただし，6体の供試体は軸力載荷用の2体と曲げ及びねじりモーメント載荷用の4体に分けて製作したため，鉄筋及びコンクリートの強度試験はそれぞれ別に行っている。

各供試体の特徴は，以下の通りである。

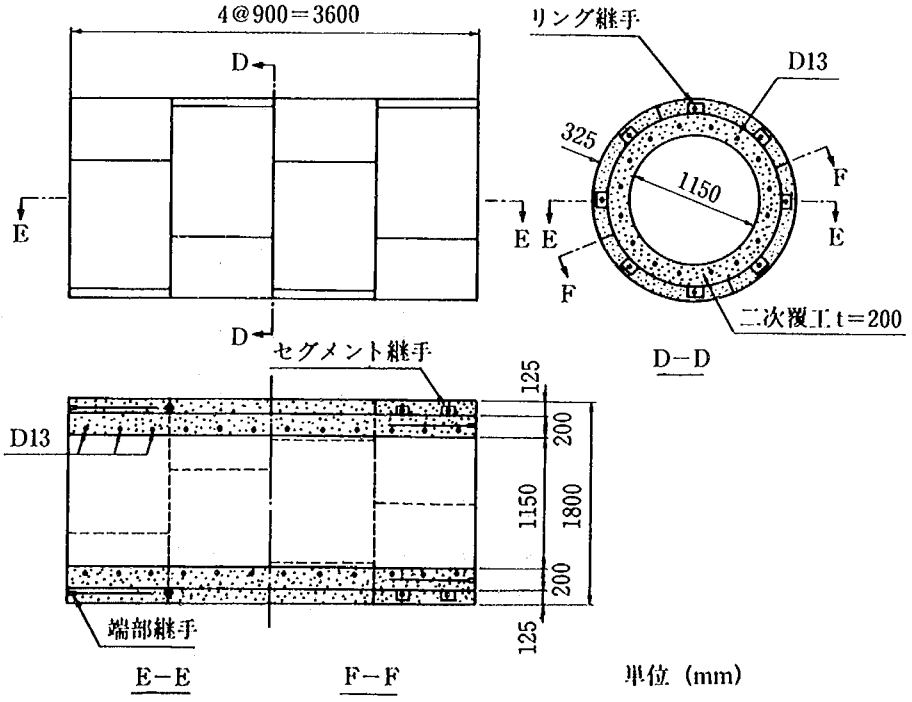
(1) Dタイプ供試体

厚さ125㎜，長さ900㎜のセグメント4個をリング状に組み，これをリング継手により4リング分だけ連結して一体構造とした供試体である。セグメントの寸法，リング継手及びセグメント継手の構造は，「シールド工事用標準セグメント」(土木学会，日本下水道協会共編，1982年改訂）に示されるセグメント番号2番（外径1.8m）のセグメントに基づいて定めた。標準セグメントではリング分割は5分割（Aセグメント×2，Bセグメント×2，Kセグメント×1）であるが，ここでは模型を簡単にするために，Aセグメント（中心角90°）のみを用いることとした。なお，トンネル長手方向のリング接合は，各々45°ずつずらして千鳥組みとした。

図－6.2及び図－6.3は，それぞれDタイプ供試体の断面図及びセグメントの配筋図を示したものである。



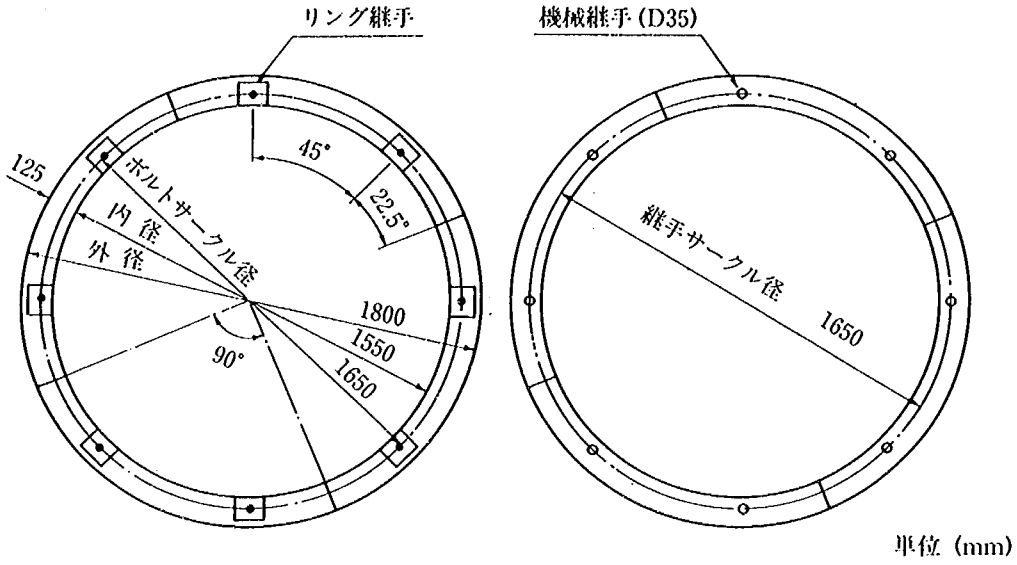
(a) Dタイプ供試体



(b) Eタイプ供試体

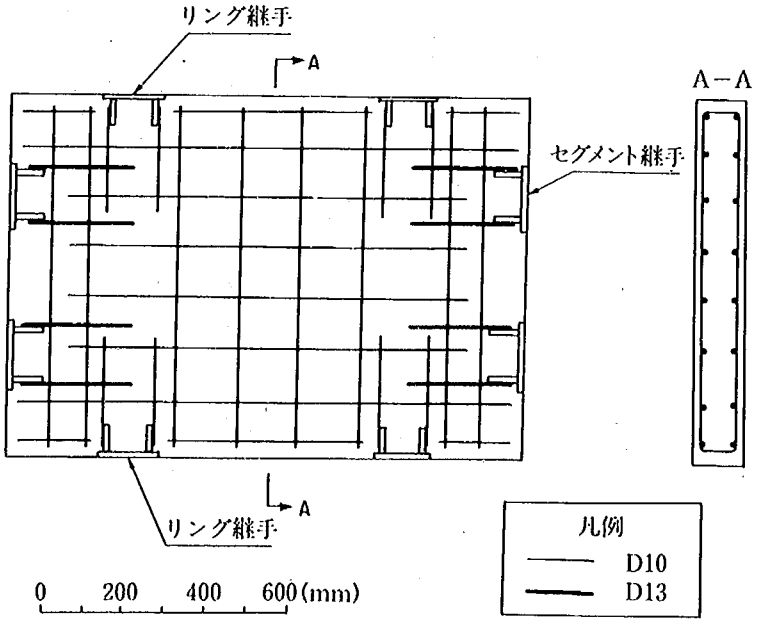
図－6.1　供試体概要図

各セグメントには，長手方向に16本（D10），円周方向にはフープ筋として28本（D10）の鉄筋が配置されている。ただし，供試体の両端の2リングにおいては載荷力を確実に供試体に伝達させるために機械継手を埋設した。したがって，合計4リングあるが，両端の2リングは取り付け治具としての機能も有していることから，後述するように計測は主として中間部の2リングに対して行った。



(a) 一般継手部　　(b) 端部継手部

図－6.2　Dタイプ供試体断面図



図－6.3　Dタイプ供試体セグメント配筋図

表－6.1はD10及びD13の鉄筋の強度試験結果を示したものである。破断強度の平均値は，軸力載荷用の供試体では5,490kgf／cm²(D10)及び5,630kgf／cm² (D13)，曲げ及びねじりモーメント載荷用の供試体では4,920kgf／cm² (D10) 及び5,300kgf／cm² (D13) 程度である。

リング継手及びセグメント継手としては，図－6.4に示す構造を用いることとした。リング継手は厚さ9㎜の面板（材質：SS41）に，同じ厚さで同材質の定着板を溶接した構造としており，定着板に溶接したアンカー鉄筋（l_A＝300㎜，SD30，D10）2本によってセグメントに定着されている。また，セグメント継手は厚さ12㎜の面板及び定着板（材質SS41）より構成されており，アンカー鉄筋（l_A＝300㎜，SD30，D13）4本によってセグメントに定着されている。

リング継手，セグメント継手とも，継ぎボルトにはM20×20㎜（強度区分8.8）を用いた。ボルトの有効断面積は2.45cm²である。

継ぎボルトの締め付けは，許容応力度の80%に相当する約4.7tfを目標としてボックスレンチを用いて人力で行った。なお，載荷実験直前に締め付け力の確認を行ったところ，4.7tfからの低下が激しかったため増し締めをした。この結果，ボルトの初期軸力は表－6.2に示す値となっている。

表－6.1　鉄筋の強度試験結果

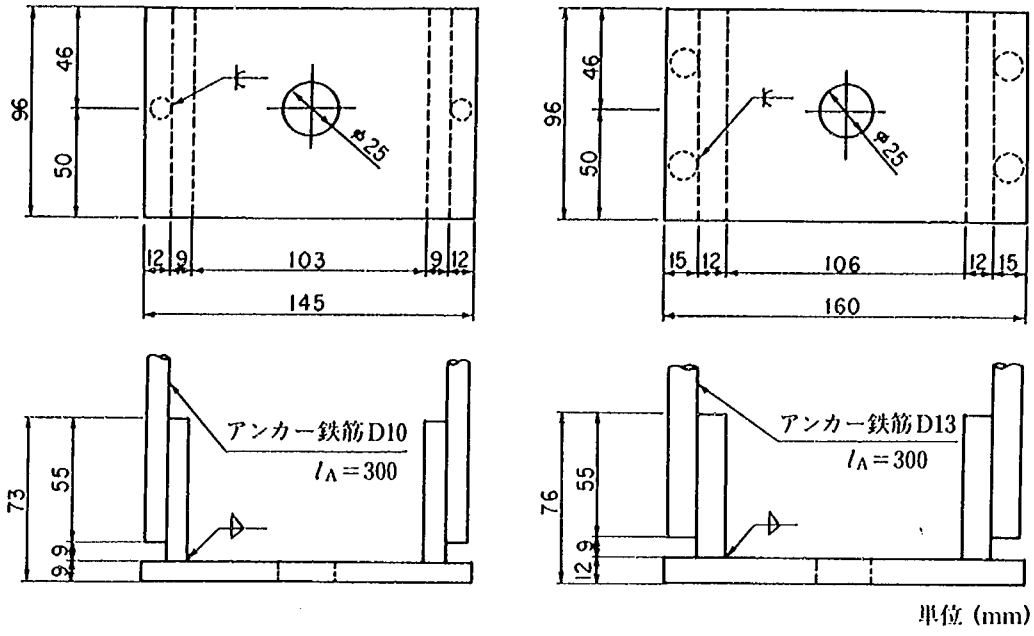
(a)　軸力載荷用供試体

試験体		降伏点 σ_y (kgf／cm²)	破断強度 σ_b (kgf／cm²)	破断時の伸び (%)	降伏ひずみ ($\times10^{-6}$)	ヤング率 E_S (kgf／cm²)
D10	No.1	3430	4910	—	1800	1.91×10^6
	No.2	3560	4910	17.9	1836	1.94×10^6
	No.3	3560	4950	19.0	1797	1.98×10^6
	平均	3520	4920	18.5	1811	1.94×10^6
D13	No.1	3510	5290	21.7	1710	2.05×10^6
	No.2	3500	5280	19.8	1644	2.13×10^6
	No.3	3540	5320	19.2	1854	1.91×10^6
	平均	3520	5300	20.2	1736	2.03×10^6

(b)　曲げ及びねじりモーメント載荷用供試体

鉄筋の種類	試験片No.	降伏荷重 (tf)	降伏応力 (kgf／cm²)	降伏ひずみ ($\times10^6$)	ヤング率 (kgf／cm²)	破断荷重 (tf)	破断強度 (kgf／cm²)	破断時の伸び(%)
D10	No.1	2.80	3925	2050	1.91×10^6	3.92	5496	18.9
	No.2	2.78	3897	2060	1.89×10^6	3.89	5454	19.3
	No.3	2.80	3925	2112	1.86×10^6	3.93	5510	18.1
	平均値	2.79	3916	2074	1.89×10^6	3.91	5487	18.8
D13	No.1	4.50	3552	1825	1.95×10^6	7.00	5525	19.7
	No.2	4.50	3552	2050	1.73×10^6	7.40	5840	20.3
	No.3	4.50	3552	2031	1.73×10^6	6.98	5509	20.5
	平均値	4.50	3552	1969	1.80×10^6	7.13	5625	20.2

公称断面積　D10：0.7133cm²
D13：1.267cm²



(a) リング継手金具　　(b) セグメント継手金具

図－6.4　実験に用いた継手金具

なお，リング継手及びセグメント継手は供試体１体当りそれぞれ24個，32個であり，合計56個ある。本実験ではこれらを図－6.5に示すようにナンバリングすることとした。このナンバリングはEタイプ供試体についても同様である。

(2)　Eタイプ供試体

Eタイプ供試体は，Dタイプ供試体の内側に厚さ20cmの二次覆工を施したものであり，セグメント及び継手構造はDタイプ供試体と同様である。

図－6.6及び図－6.7は，それぞれEタイプ供試体の断面図及びセグメント，二次覆工の配筋図を示したものである。二次覆工には長手方向に16本（D13），円周方向に12本（D13）の鉄筋が配置されている。本供試体の特徴は，二次覆工の長手方向鉄筋を供試体の全長3.6mにわたって連続させたことと図－6.7に示すようにジベル筋を用いて二次覆工と一次覆工との付着を確保している点である。なお，本供試体においても，端部のセグメントにおいては，載荷力を確実に伝達させるために，セグメントと同時に二次覆工についても機械継手を埋設している。

継ぎボルトの締め付けは，Dタイプ供試体と同様に，約4.7tfを目標とした。ただし，二次覆工を打設した後にはDタイプ供試体のように増し締めが行えないため，実験直前の締め付け力を示すと表－6.3のように，同一リング接合面における継ぎボルトの初期軸力は，平均して2.65～3.74tfとなっている。ただし，中にはＪＴ１のＢ－15のように初期軸力がマイナスとなったものもあることに注意しなければならない。平均としての初期軸力は目標値よりもやや小さ目である。また個々のボルトごとに見ると初期軸力には大きなばらつきがある。

(3)　初期クラック

工場で製作した供試体を土木研究所内の部材耐震強度実験棟に運搬する際に，十分注意を払ったが微細なクラックが発生している。各供試体の初期クラック発生状況は以下の通りである。

１）軸力載荷用供試体

Dタイプ供試体では，図－6.8に示すように，供試体の内側から見るとリング継手の定着板に沿って初期クラックが生じていた。ただし，セグメント継手の周辺には初期クラックは認められなかった。また，供試体の外側にも全く初期クラックは生じていなかった。一方，Eタイプ供試体では図－6.9に示すように二次覆工に初期クラックが生じた。図中に

表－6.2 Dタイプ供試体のボルトの初期軸力

(a) 軸力載荷用供試体

リング継ぎボルト

No.		軸力 (tf)
JT1	B－13	5.19
	B－14	5.79
	B－15	4.99
	B－16	5.38
	平均	5.34
JT2	B－5	4.84
	B－6	5.17
	B－7	4.90
	B－8	4.63
	B－9	5.53
	B－10	5.48
JT2	B－11	4.98
	B－12	4.41
	平均	4.99
JT3	B－1	4.91
	B－2	4.27
	B－3	4.95
	B－4	4.64
	平均	4.69
全体平均		5.00
標準偏差 σ		0.40

セグメント継ぎボルト

No.	軸力 (tf)
B－17	5.57
B－18	4.94
B－19	6.88
B－20	4.31
平均	5.43

(b) 曲げ及びねじりモーメント載荷用供試体

リング継ぎボルト

No.		軸力 (tf)
JT1	B－1	6.49
	B－2	3.17
	平均	4.83
JT2	B－3	4.22
	B－4	4.70
	B－5	3.45
	B－6	4.16
	B－7	4.59
	B－8	4.73
	B－9	4.75
	B－10	5.36
	平均	4.50
JT3	B－11	3.99
	B－12	4.44
	平均	4.22
全体平均		4.50
標準偏差		0.83

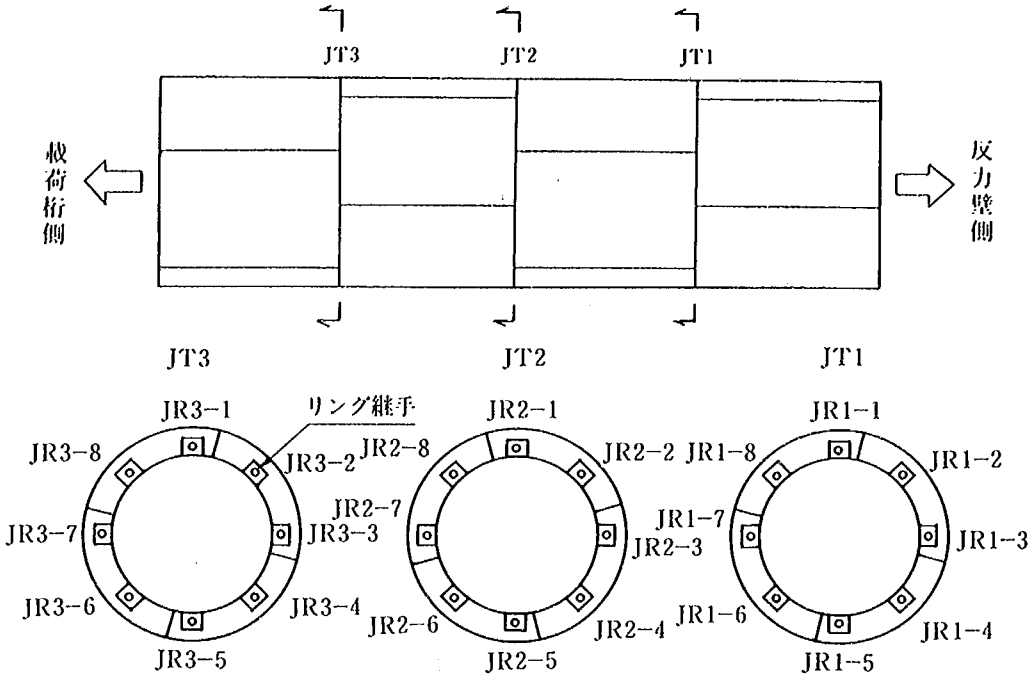
セグメント継ぎボルト

No.	軸力 (tf)
B－13	4.04
B－14	3.45
B－15	3.42
B－16	4.52
平均	3.86

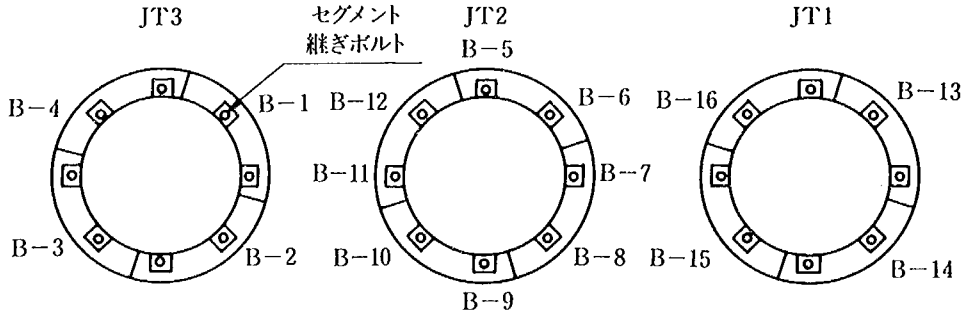
は二次覆工のリング筋の位置も示しているが，初期クラックの位置はこれとよく一致していることから初期クラックは二次覆工コンクリートの乾燥収縮に伴うものと考えられる。なお，供試体の外側には初期クラックは認められなかった。

2）曲げモーメント載荷用供試体

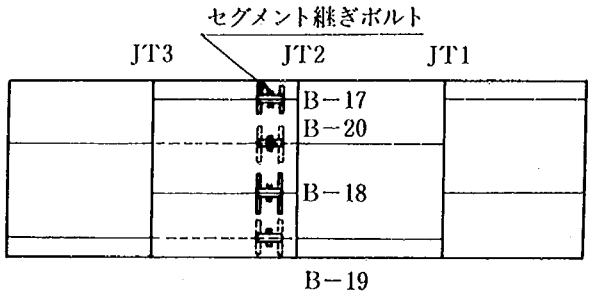
Dタイプ供試体では，図－6.10に示すように，供試体の内側にJR3－3およびJR3－7のリング継手の定着板に沿って初期クラックが生じていた。ただし，セグメント継手の周辺には初期クラックは認められなかった。また，供試体外面には初期クラックは生じていなかった。



(a) リング継手のナンバーリング

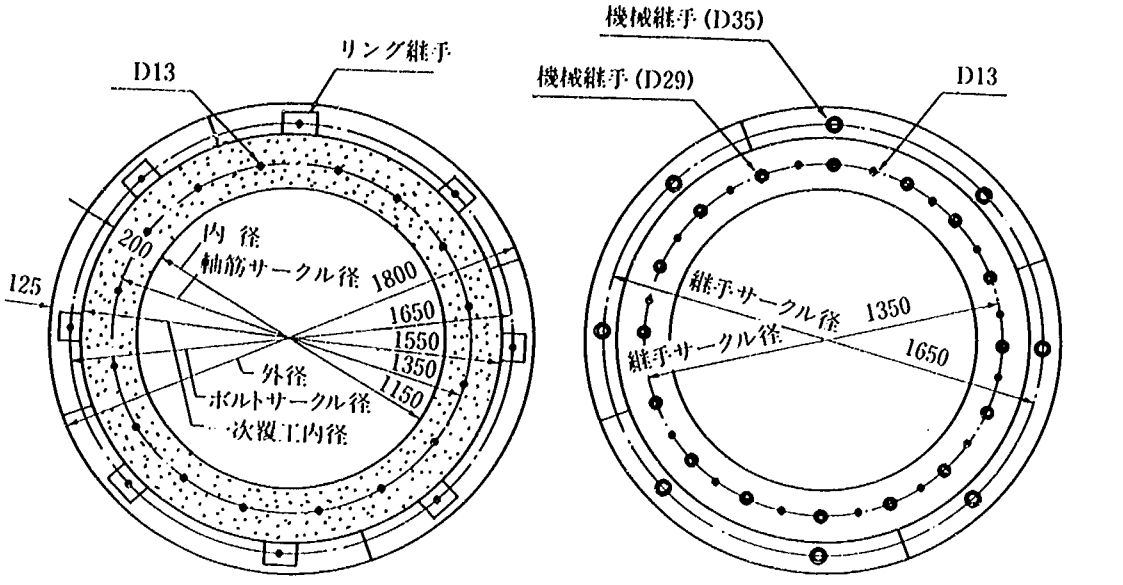


(b) リング継ぎボルトのナンバーリング

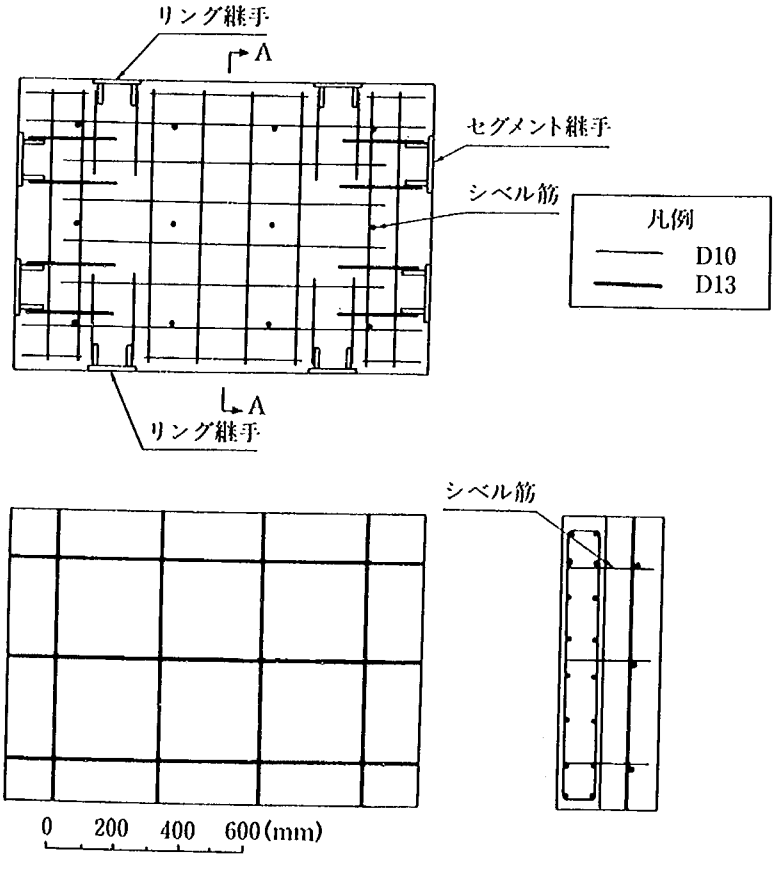


(c) セグメント継ぎボルトのナンバーリング

図−6.5 継手部分のナンバリング



図－6.6 Eタイプ供試体断面図



図－6.7 Eタイプ供試体セグメント配筋図

表－6.3　Eタイプ供試体のボルトの初期軸力

(a)　軸力載荷用供試体

リング継ぎボルト

No.		軸　力 (tf)
JT1	B－13	1.52
	B－14	4.62
	B－15	－0.71
	B－16	5.16
	平　均	2.56
JT2	B－5	4.27
	B－6	1.74
	B－7	4.20
	B－8	2.58
	B－9	3.29
	B－10	1.59
JT2	B－11	4.64
	B－12	7.57
	平　均	3.74
JT3	B－1	2.11
	B－2	5.70
	B－3	2.52
	B－4	3.33
	平　均	3.42
全体平均		3.38
標準偏差 σ		1.93

セグメント継ぎボルト

No.	軸　力 (tf)
B－17	5.97
B－18	5.28
B－19	5.46
B－20	3.52
平　均	5.06

(b)　曲げ及びねじりモーメント載荷用供試体

リング継ぎボルト

No.		軸　力 (tf)
JT1	B－1	0.30
	B－2	－
	平　均	0.30
JT2	B－3	2.45
	B－4	－
	B－5	－
	B－6	3.78
	B－7	2.87
	B－8	－
	B－9	－
	B－10	－
	平　均	3.30
JT3	B－11	－
	B－12	2.75
	平　均	2.75
全体平均		2.43
標準偏差		1.15

セグメント継ぎボルト

No.	軸　力 (tf)
B－13	2.67
B－14	－1.19
B－15	－
B－16	－
平　均	0.74

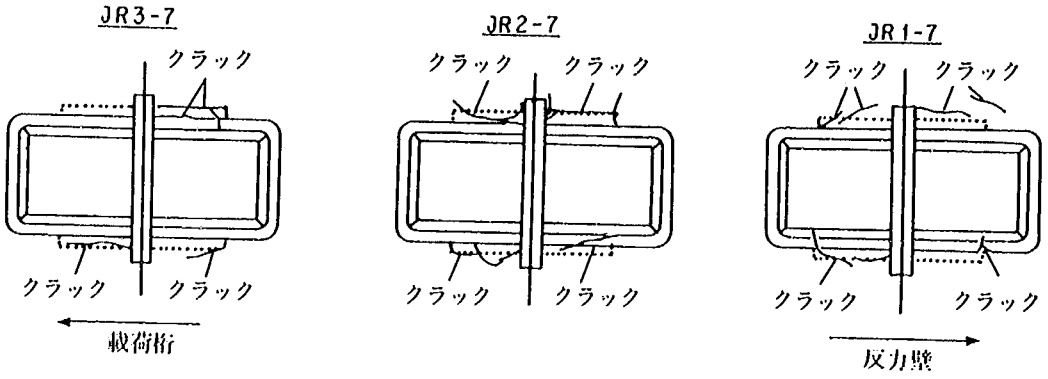
Eタイプ供試体では，図－6.11に示すように二次覆工に初期クラックが生じた。図中には二次覆工のリング筋の位置も示しているが，初期クラックの位置はこれとよく一致していることから，初期クラックは二次覆工コンクリートの乾燥収縮に伴うものと考えられる。なお，供試体外面には初期クラックは認められなかった。

3）ねじりモーメント載荷用供試体

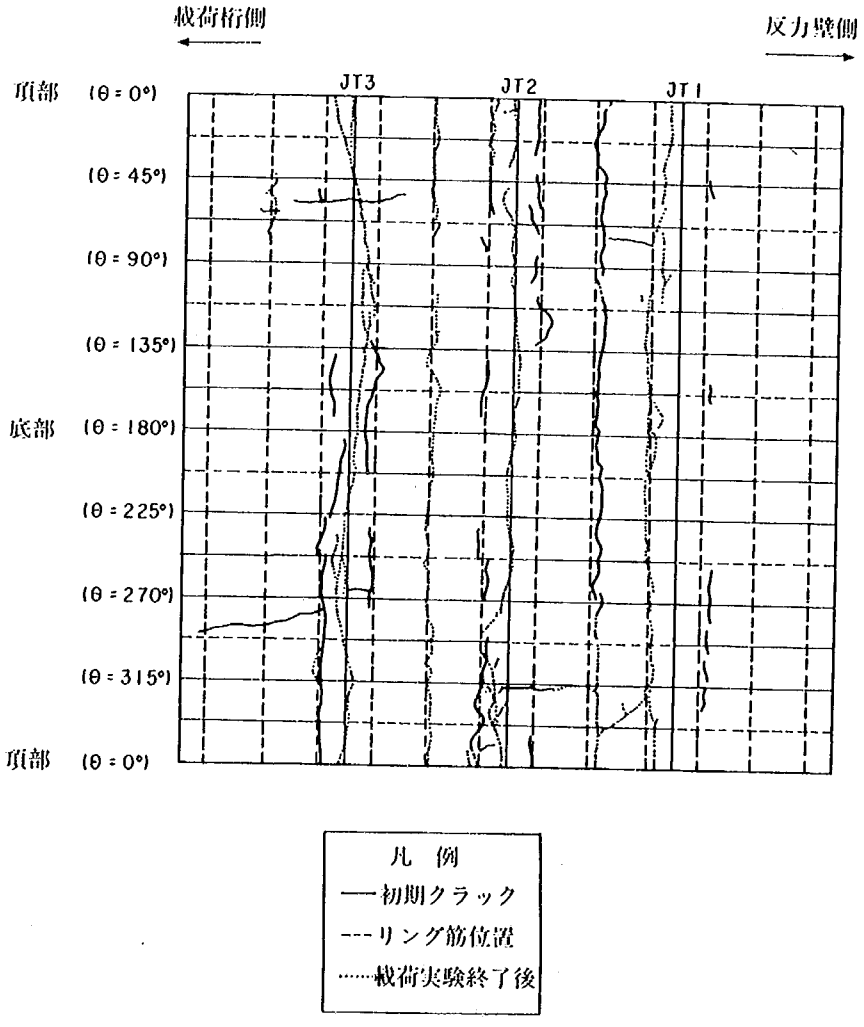
この場合には，Dタイプ供試体及びEタイプ供試体とも，初期クラックは認められなかった。

(4)　強度及び弾性係数

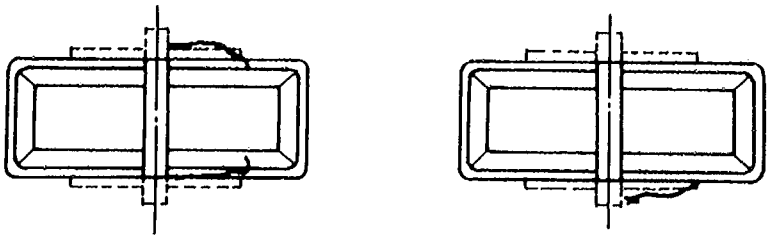
D及びEタイプ供試体のセグメントとEタイプ供試



図－6.8　Dタイプ供試体の初期クラック（軸力載荷用供試体）

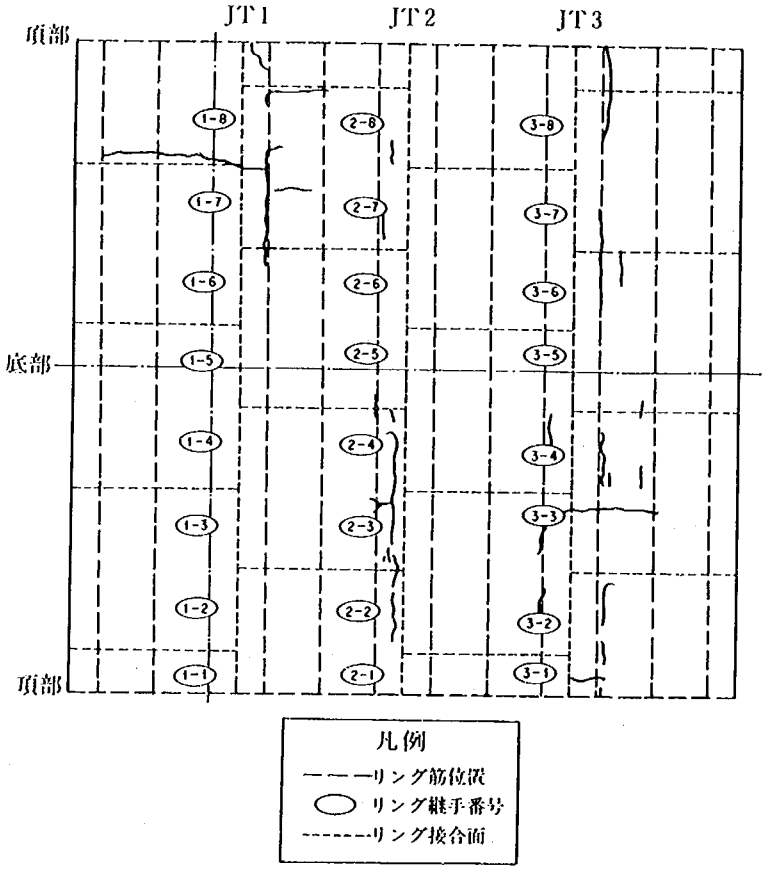


図－6.9　Eタイプ供試体の初期クラック（軸力載荷用供試体）



(a) JR3−3　　(b) JR3−7

図−6.10　Dタイプ供試体の初期クラック（曲げモーメント載荷用供試体）



図−6.11　Eタイプ供試体の初期クラック（曲げモーメント載荷用供試体）

体の二次覆工コンクリートの各々につき，打設ごとに圧縮強度及び弾性係数の試験用として1個，引張強度（割裂試験用）として1個の計2個の円柱供試体を作成し，強度試験を行った。強度試験により求められた実験当日のコンクリートの圧縮強度及び弾性係数（割線係数）は表−6.4に示す通りである。

6.3　載荷方法及び実験ケース

(1)　軸力載荷及び曲げモーメント載荷

図−6.12及び写真−6.1は，実験時の載荷方法を示したものである。供試体は固定治具を介して一端が反力壁に固定され，他端は載荷桁に固定されている。載荷桁の両端には各々動的加振機が接続されており，これら2台の加振機を，軸力載荷の場合には同位相で，曲げモーメント載荷の場合には逆位相で，それぞれ操

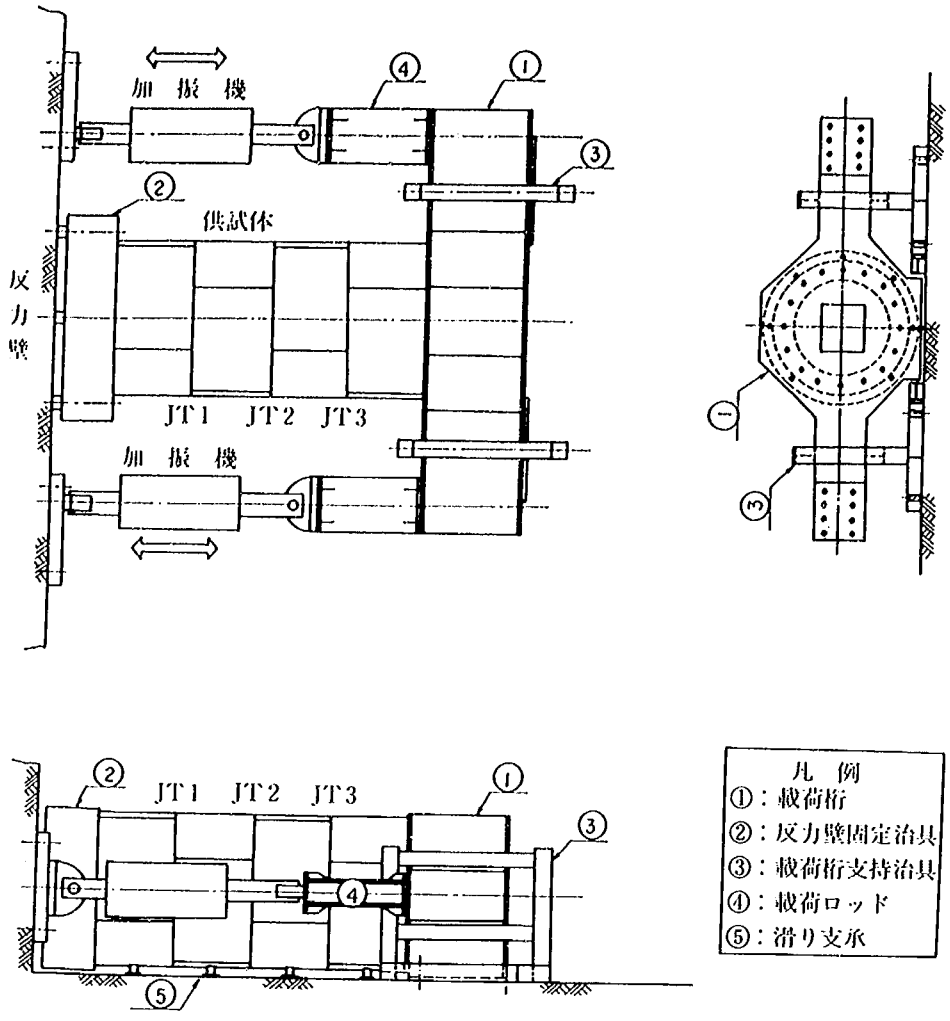
表－6.4 コンクリートの強度試験結果

(a) 軸力載荷用供試体

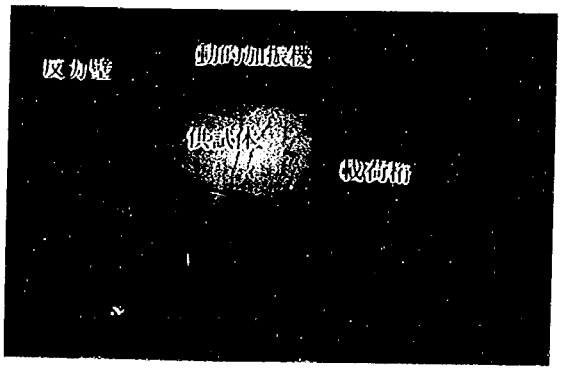
供試体タイプ	材令(日)	σ_C (kgf／cm²)	σ_T (kgf／cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	E_C¼ 10^5 (kgf／cm²)
Dタイプセグメント	54	569	44.4	3.2	1.2	4.78
	52	580	53.2	4.2	1.3	5.69
	51	652	52.1	3.6	1.4	4.74
	50	554	48.5	3.5	1.2	4.32
	49	536	48.7	3.8	1.3	4.84
	49	563	42.1	3.7	1.2	4.45
	48	526	44.5	4.2	1.1	4.45
	48	601	48.1	3.3	1.2	4.65
平均	50.1	572.6	47.7	3.69	1.24	4.74
Eタイプセグメント	75	623	48.7	3.4	1.3	4.74
	74	577	46.2	3.8	1.4	4.49
	73	585	51.7	4.2	1.2	4.08
	71	575	46.3	3.5	1.1	4.01
	70	594	47.9	3.8	1.3	4.96
	69	608	52.8	3.4	1.2	4.91
	68	612	49.3	3.6	1.2	4.81
	67	553	48.0	4.2	1.3	4.50
平均	70.9	590.9	48.9	3.74	1.25	4.56
Eタイプ二次覆工	43	264	22.2	19.7	1.8	2.33
	43	271	21.1	19.7	1.8	2.18
	43	290	20.3	19.7	1.8	3.02
	43	274	24.2	19.7	1.8	2.90
	43	282	22.6	19.7	1.8	2.71
平均	43	276.2	22.1	19.7	1.8	2.63

(b) 曲げ及びねじりモーメント載荷用供試体

供試体タイプ	テストピース	圧縮強度 σ_C (kgf／cm²)	引張強度 σ_T (kgf／cm²)	ヤング率 E_C¼ (kgf／cm²)	スランプ (cm)	空気量 (%)
Dタイプセグメント	No. 1	552	48.0	3.83×10^5	4.0	1.2
	No. 2	537	47.5	4.25×10^5	3.7	1.1
	No. 3	504	45.0	3.75×10^5	3.5	1.3
	No. 4	526	45.7	3.83×10^5	2.8	1.1
	No. 5	499	40.5	3.95×10^5	4.0	1.2
	No. 6	461	41.9	3.66×10^5	3.8	1.2
	No. 7	513	44.8	3.80×10^5	4.2	1.1
	No. 8	531	46.5	3.54×10^5	3.71	1.2
平均		515.4	45.0	3.83×10^5	3.71	1.18
Eタイプセグメント	No. 1	557	41.0	3.43×10^5	4.4	1.2
	No. 2	535	45.9	3.42×10^5	3.9	1.3
	No. 3	583	41.5	3.46×10^5	4.0	1.2
	No. 4	557	47.9	3.85×10^5	4.0	1.4
	No. 5	537	45.6	3.73×10^5	4.2	1.4
	No. 6	557	46.4	4.02×10^5	3.7	1.2
	No. 7	512	44.9	3.05×10^5	4.2	1.3
	No. 8	518	41.4	3.73×10^5	3.4	1.2
平均		544.5	44.3	3.59×10^5	3.98	1.28
Eタイプ二次覆工	No. 1	295	22.6	2.56×10^5	20.5	1.3
	No. 2	291	23.4	2.36×10^5		
	No. 3	295	23.7	2.13×10^5		
平均		293.7	23.2	2.35×10^5	20.5	1.3



図－6.12 載荷装置(軸力及び曲げモーメント載荷)



写真－6.1 Dタイプ供試体及びEタイプ供試体への載荷のようす（軸力及び曲げモーメント載荷）

作することにより，供試体に引張・圧縮力及び曲げモーメントを作用させた。ただし，加振機の軸線は偏心モーメントが供試体に作用するのを避けるため，トンネル軸線と一致するようにしている。

供試体の自重は床面によって支持されているが，供試体と床面の間の摩擦力をできる限り小さくするためにテフロン板及び角材により構成される滑り支承を設けた。

軸力載荷及び曲げモーメント載荷における荷重・変位の制御方法は，以下の通りである。

1）軸力載荷

a）Dタイプ供試体

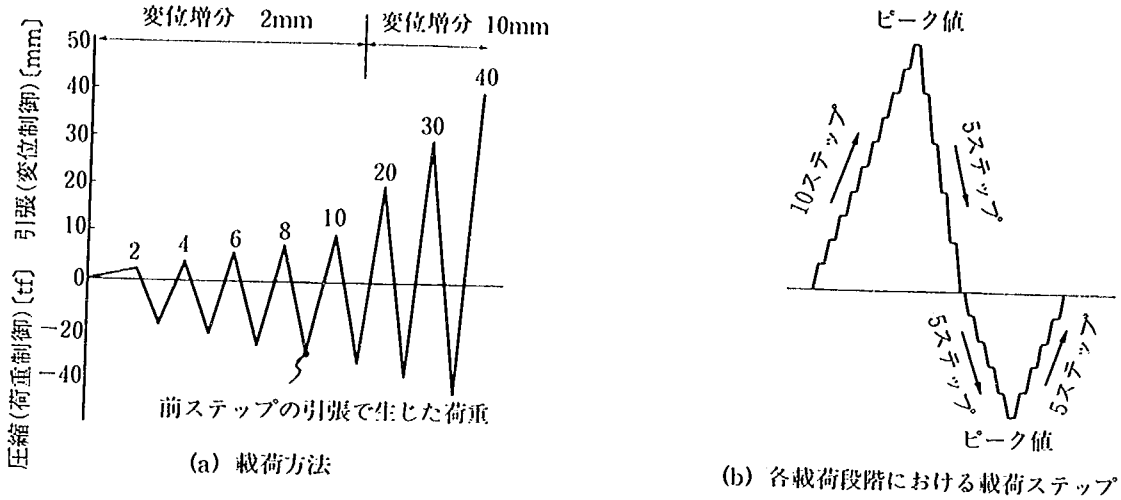
シールドトンネルは圧縮方向には大きな剛性を有するが，引張方向には剛性が小さいという異方性を有する。このため，荷重制御で載荷を行うと，引張

に対しては荷重の制御が困難となる。したがって，制御は引張に対しては変位制御，圧縮に対しては荷重制御で行うこととした。

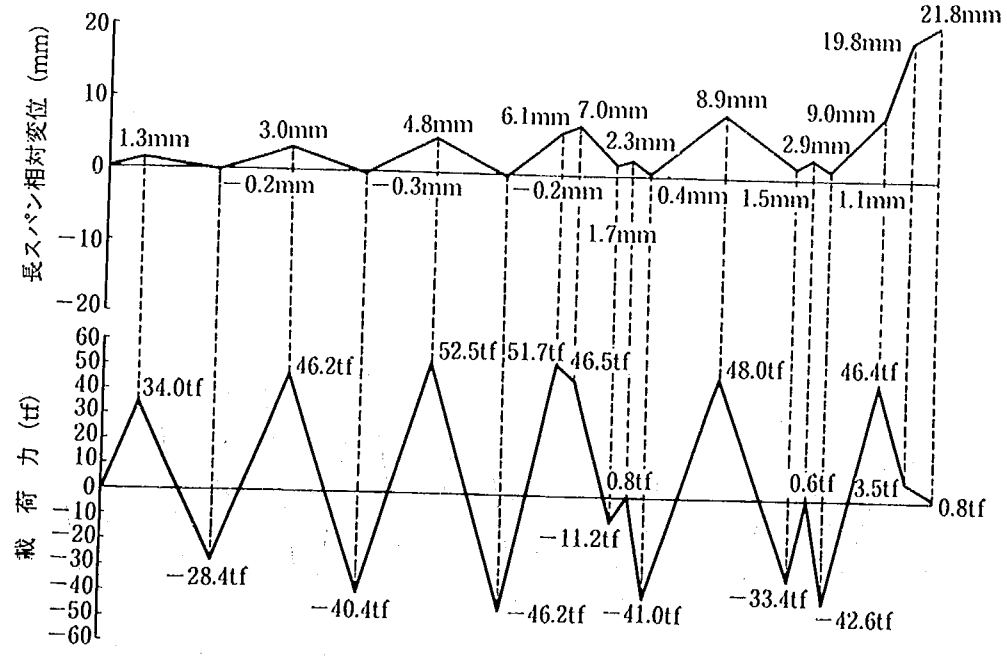
具体的な載荷は図－6.13に示す通りである。引張方向には変位振幅が10mmまでは2mmピッチで順次増加させ，10mm以降は10mmピッチで増加させることとした。各々の変位がピーク値をとるまでの載荷ステップ数は10ステップとし，除荷ステップ数は5ステップとした。一方，圧縮側には，この直前の引張力の載荷時に生じたピーク荷重を目標に，荷重制御で載荷することとした。各々の荷重がピーク値をとるまでの載荷及びその後の除荷ステップ数は各々5ステップとした。

これにより，供試体には引張側と圧縮側で同じ荷重が作用することになり，したがって見かけ上，荷重制御による正負交番載荷を行ったことになる。

以上の載荷条件により，Dタイプ供試体に用いた載荷パターンを図－6.14に示す。ここで重要な点は，



図－6.13　Dタイプ供試体の載荷条件(軸力載荷)



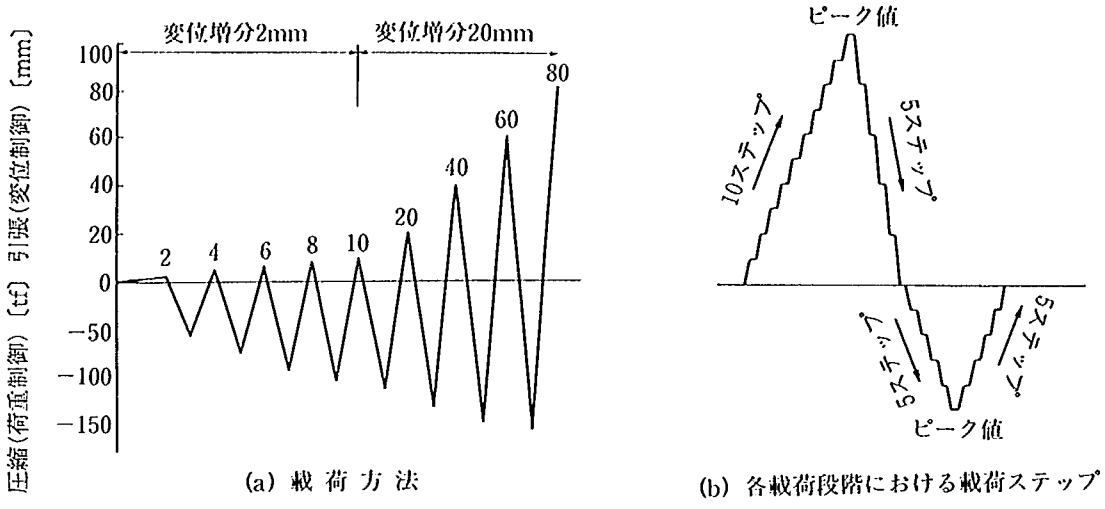
図－6.14　Dタイプ供試体の載荷パターン(軸力載荷)

載荷変位が引張側に累積していくことである。これは上述したように，1ステップ前の圧縮側で発揮された荷重を引張側に用いているためであり，供試体，特にリング継手の非線形挙動のために引張側へ載荷変位が累積している。ここに，最終的な累積変位は1.1mmである。なお，以後の実験結果の整理では特にことわらない限り，変位は長スパン相対変位計による変位，荷重は載荷ロッドに貼付したひずみゲージによる荷重を示すものとする。

b）Eタイプ供試体

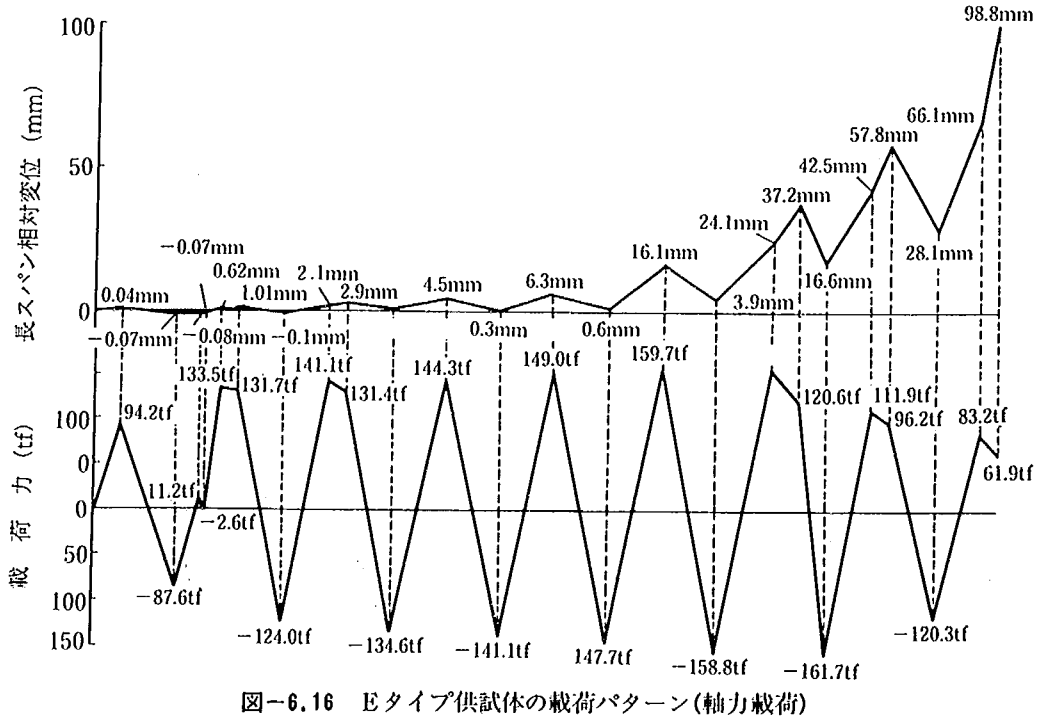
基本的にDタイプ供試体と同様の載荷方法を用いて図－6.15に示すような正負交番載荷を行った。ただし，引張側では変位振幅が10mmを超えたあとの変位増分を20mmとすることとした。これはEタイプ供試体の耐力がDタイプ供試体の耐力よりも大きいため，載荷ステップ数が大幅に増えるのを防ぐためである。

このようにしてEタイプ供試体に用いた載荷パターンを図－6.16に示す。Dタイプ供試体と同様に



(a) 載荷方法　　(b) 各載荷段階における載荷ステップ

図－6.15　Eタイプ供試体の載荷条件(軸力載荷)



図－6.16　Eタイプ供試体の載荷パターン(軸力載荷)

最終的には28.1mmの累積変位が引張側に生じた。

なお，Dタイプ供試体及びEタイプ供試体ともに，載荷装置と供試体とのなじみを得ることを目的として予備的に±20tfの正負交番載荷を行うこととした。

2）曲げモーメント載荷

a）Dタイプ供試体

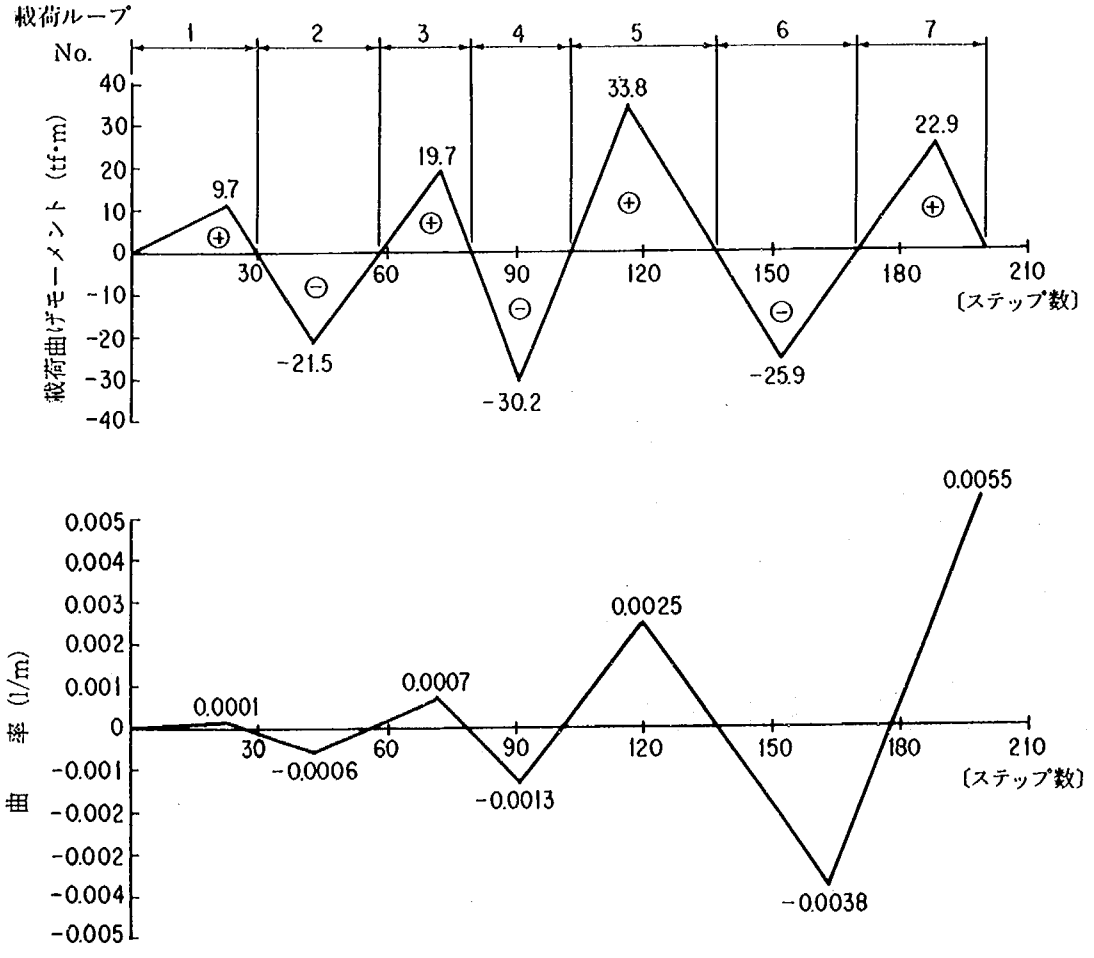
載荷履歴を図－6.17に示す。加振機の制御は変位制御とし，2台の加振機の載荷荷重が，正負が逆で，同じ値になるように調整しながら，曲げモーメントを発生させることとした。なお，曲げモーメントの正負の定義については，加振機No.1が正の荷重の場合を正の曲げモーメントとし，逆に加振機No.2が正の荷重の場合を負の曲げモーメントとした。

載荷は，まず目標曲げモーメントを設定し，10tfm，－20tfmをピーク値とする1サイクルの載荷を行った。この後の載荷では，供試体の破壊の進行につれて，供試体の耐力が変動していくことが予想されたため，加振機の変位を設定して載荷を行うこととした。加振機の目標変位を，5mm，－10mm，20mm，－30mmと増加させ，その後，破壊に至るまで，正の曲げモーメントを載荷することとした。

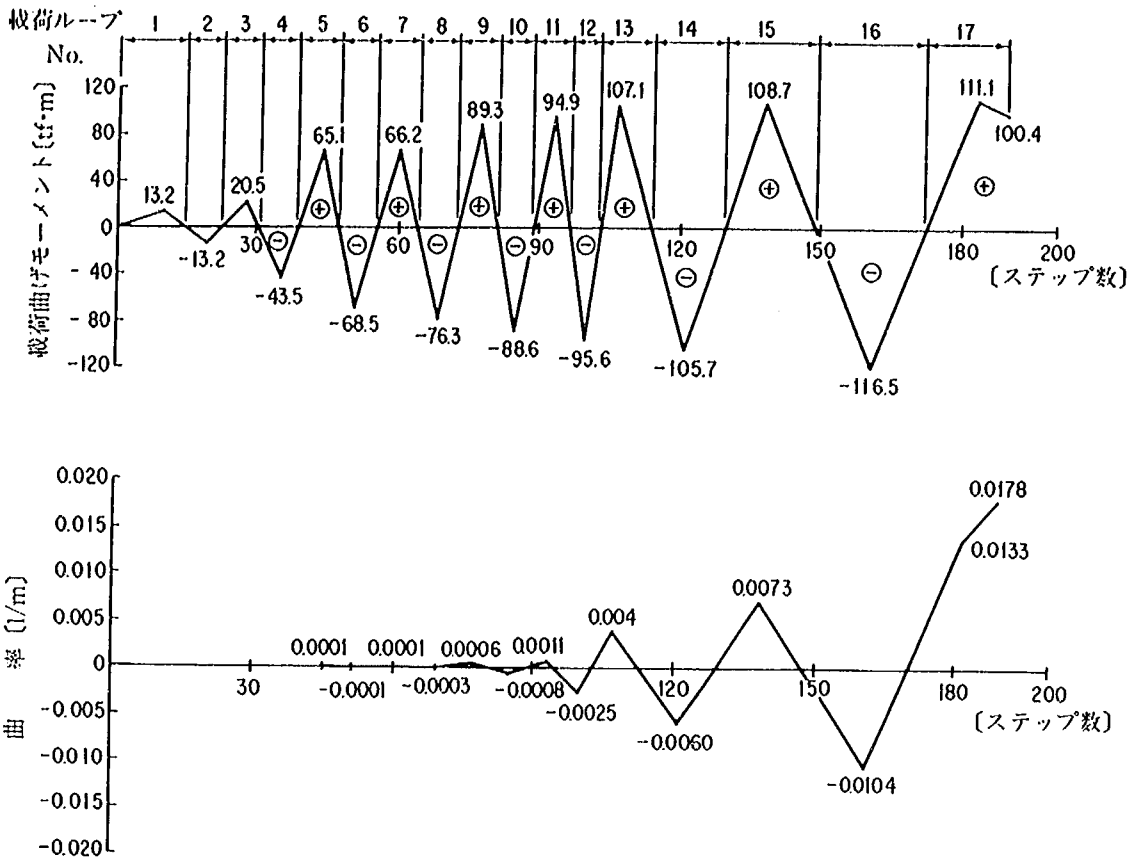
各ループでの目標変位および曲げモーメントまでのステップ数は各ループでバラツキがあるが，これは，破壊の進行を詳細に見ながら載荷を行ったためである。

b）Eタイプ供試体

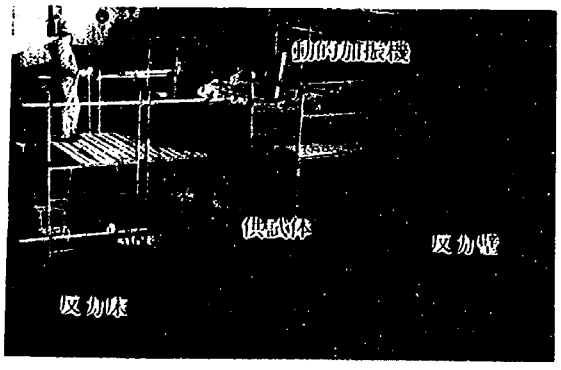
基本的にDタイプ供試体と同様の載荷方法を用いて，図－6.18に示すような正負交番載荷を行った。ただし，Eタイプ供試体では，載荷の進展に伴い，荷重がゼロになっても供試体に変位が残留し，累積して行くことが考えられる。そこで，各ループにおける最終ステップ（荷重はゼロ）の状態で残留して



図－6.17　Dタイプ供試体の載荷パターン（曲げモーメント載荷）



図－6.18 Eタイプ供試体の載荷パターン（曲げモーメント載荷）



写真－6.2 Dタイプ供試体及びEタイプ供試体への載荷のようす(ねじりモーメント載荷)

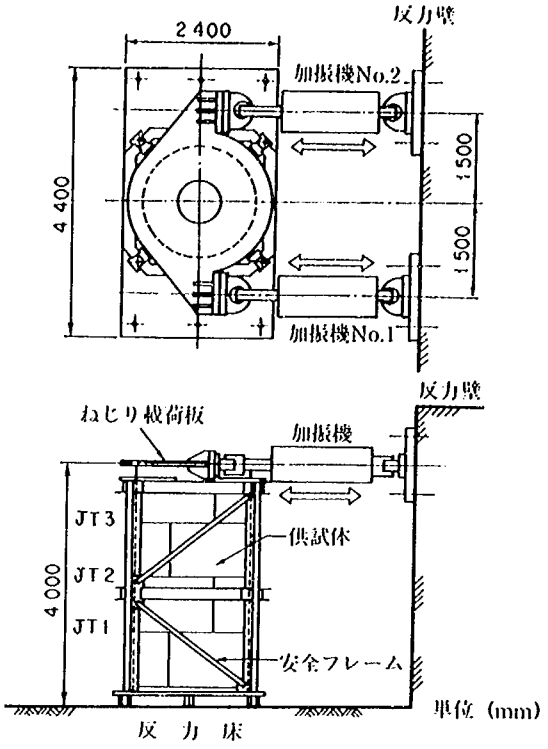
いる加振機変位量を平均して，その平均残留変位に次のループの目標変位を加え合わせた変位量をピーク値として載荷を行うこととした。

(2) ねじりモーメント載荷

図－6.19および写真－6.2は実験時の載荷方法を示したものである。供試体は架台を介して反力床上に立てた状態で固定し，上端には載荷板を取り付けた。載荷板の両端には各々動的加振機を接続し，2台の動的加振機をディジタルの荷重制御で逆位相で操作することにより，供試体に正負交番の純ねじりモーメントを作用させた。

実際にシールドトンネルが地震を受ける場合には，ねじりモーメントとともに，多少の軸力（トンネル長手方向力）を同時に受けることが予想される。本実験ではトンネル長手方向にはねじり載荷板の重量約5tfが作用しているが，実験技術上の困難から，これ以外の軸力を作用させていない。したがって，ねじりモーメントを受ける場合の軸力の大きさがトンネルの変形特性に及ぼす影響については，将来，別途検討が必要である。

D，Eタイプ供試体それぞれの載荷荷重・変位の制御方法を以下に示す。



図－6.19　載荷装置（ねじりモーメント載荷）

1）Dタイプ供試体

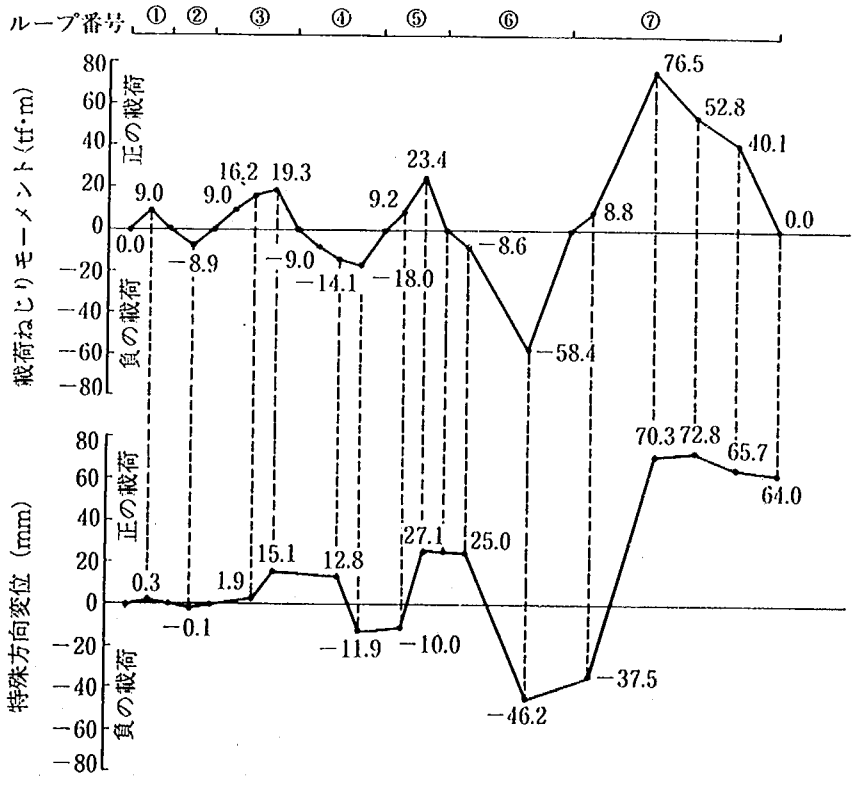
載荷履歴を示すと図－6.20の通りである。なお，ここでねじりモーメントの方向は，供試体の上方から見て右回りを正，また，左回りを負と定義する。

なお，以降の実験結果の整理では特にことわらない限り，変位は供試体の上端に設置した2個の接線方向の変位計による変位の平均値を，また，ねじりモーメントは加振機の載荷ロッドに貼付したひずみゲージにより検出した軸力に加振機間の距離（モーメント長）3.0mを乗じた値を示すものとする。

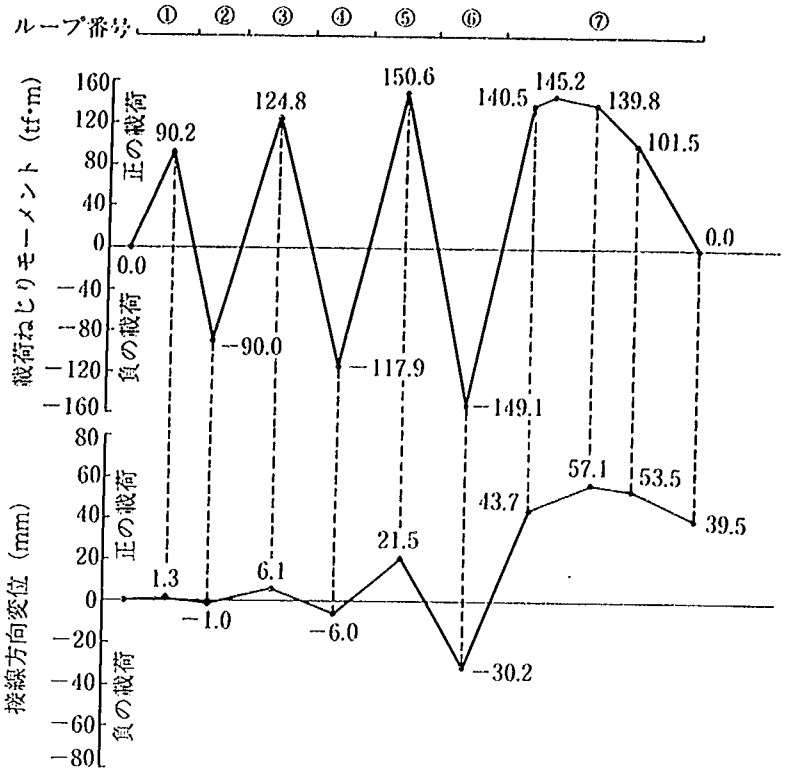
2）Eタイプ供試体

基本的にDタイプ供試体と同じ載荷方法を用いて，図－6.21に示すような正負交番載荷を行った。Eタイプ供試体では二次覆工があるため，正と負の載荷で，それぞれ二次覆工にクラックを生じさせてから，供試体の破壊までねじりモーメントを加えることとした。

なお，Dタイプ供試体，Eタイプ供試体ともに，載荷装置と供試体とのなじみを得ることを目的として，予備的に±1tf·m程度の正負交番載荷を行うこととした。



図－6.20　Dタイプ供試体の載荷パターン（ねじりモーメント載荷）



図−6.21 Eタイプ供試体の載荷パターン（ねじりモーメント載荷）

6.4 計測

(1) 軸力載荷

計測は図−6.22に示すように中央の2リングを中心に8断面で行った。計測項目を供試体及び計測断面ごとに整理すると表−6.5のようになる。Dタイプ供試体の機器配置は全てEタイプ供試体の計器配置に含まれている。

図−6.23はボルト頭部に貼付したひずみゲージの詳細図を示したものである。

(2) 曲げモーメント載荷

計測は図−6.24に示すように中央の2リングを中心に，A，B，……，Hの8断面で行った。計測項目を供試体および計測断面ごとに整理すると，表−6.6のようになる。Dタイプ供試体の計器配置は，すべてEタイプ供試体の計器配置に含まれている。

(3) ねじりモーメント載荷

計測は，トンネル4リングのうち中間の2リングを中心に7断面で行った。ここに計測器の配置は，セグメントの挙動を把握することに重点をおいて，図−6.25に示すセグメントに多く配置した。計測項目を計測断面ごとに整理すると表−6.7および図−6.26のようになる。Dタイプ供試体の計器配置は全てEタイプ供試体の計器配置に含まれている。

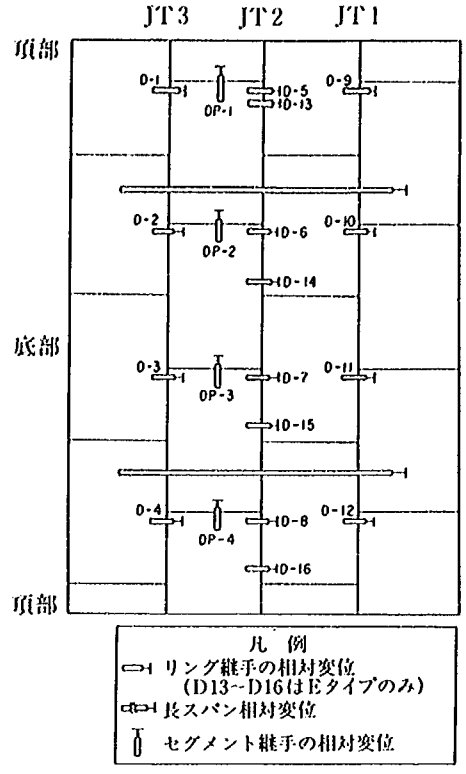
6.5 軸力を作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性

6.5.1 二次覆工がない場合の変形及び破壊特性

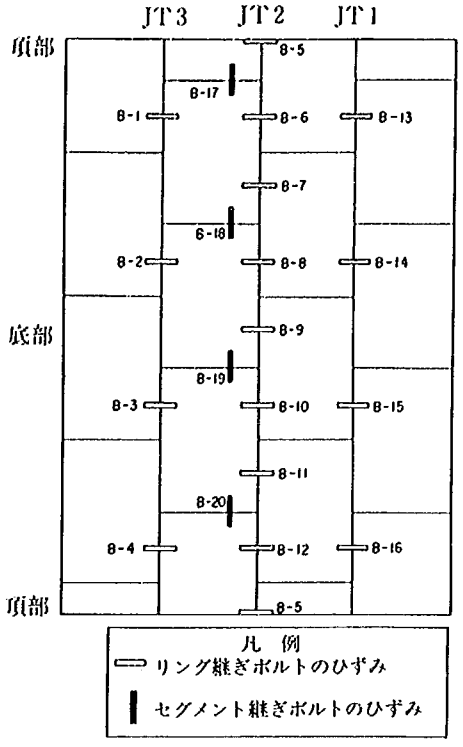
(1) 破壊の進展状況

二次覆工のないDタイプ供試体では，載荷にともなう損傷はリング接合面においてのみ生じ，その他の箇所には何等生じなかった。Dタイプ供試体の最終的な破壊状況は，図−6.27に示す通りである。

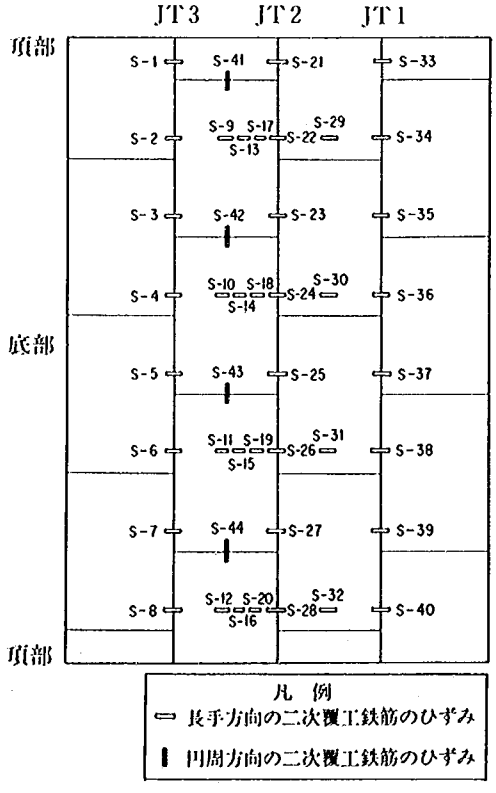
図−6.5に示したリング接合面（JT1～3）の中から各々1個のリング継手を選び出し，これらについて載荷力の増加に伴う継手近傍のクラックの進展状況（各載荷ループ毎の除荷後の状況）を示した結果が図



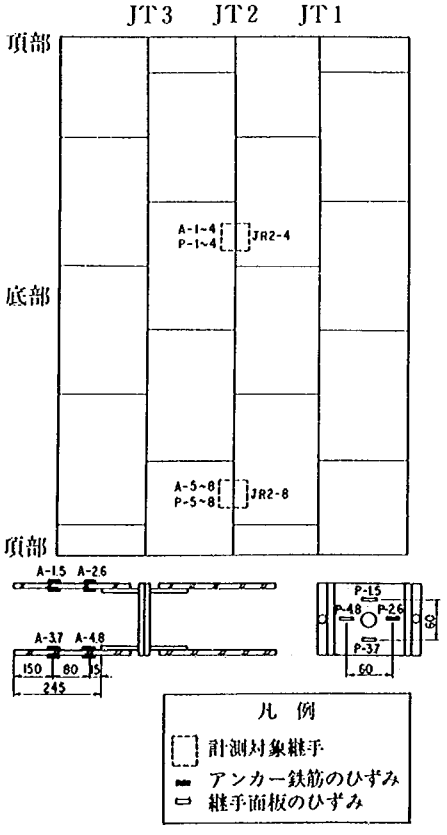
(a) 変　位



(b) 継ぎボルトのひずみ



(c) 二次覆工鉄筋のひずみ

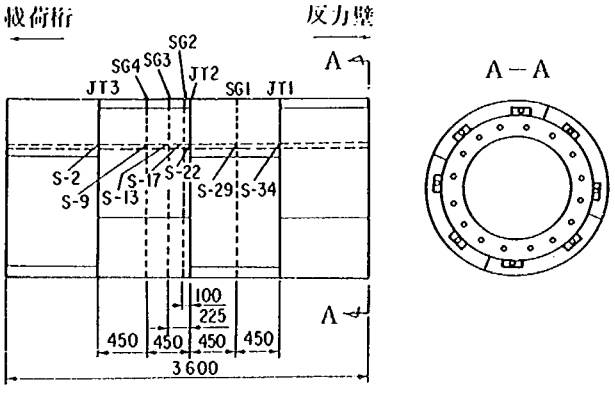


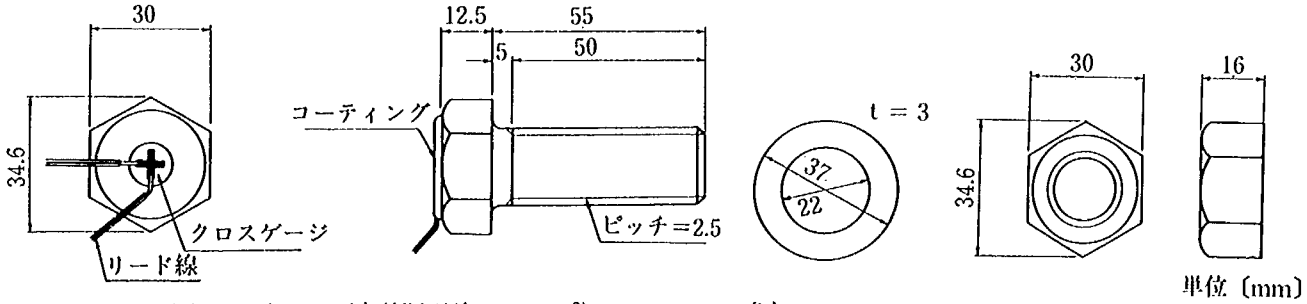
(d) リング継手に生じるひずみ

図－6.22　計測器配置図（軸力載荷）

表－6.5　計測器配置表（軸力載荷）

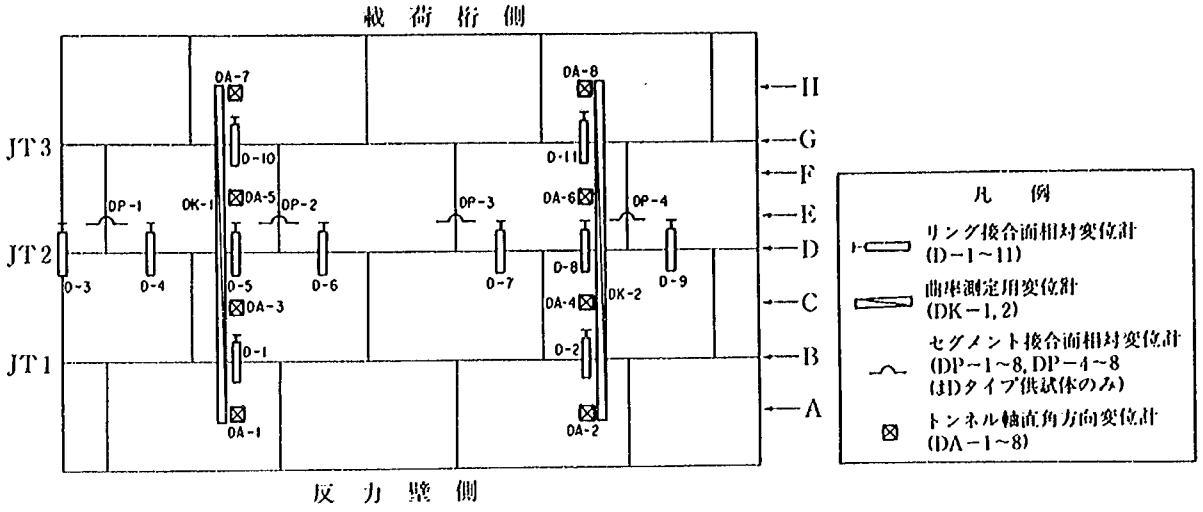
供試体		測定項目	測定断面位置 JT3	SG4	SG3′	SG3	SG2	JT2	SG1	JT1	計
Dタイプ	軸方向	長スパン相対変位 (DL－1，2)	—	—	—	—	—	—	—	—	2
		リング継ぎボルトの軸力 (D－1～D－12)	4	—	—	—	—	4	—	4	12
		リング継ぎボルトの軸力 (B－1～B－16)	4	—	—	—	—	8	—	4	16
		アンカー鉄筋のひずみ (A－1～A－8)	—	—	—	—	—	8	—	—	8
		継手金具面板のひずみ (P－1～P－8)	—	—	—	—	—	8	—	—	8
	円周方向	セグメント間継手の相対変位 (DP－1～DP－4)	—	4	—	—	—	—	—	—	4
		セグメント継ぎボルトの軸力 (B－17～B－20)	—	—	4	—	—	—	—	—	4
	合計		8	4	4	—	—	28	—	8	54
Eタイプ	軸方向	リング継手の相対変位 (D－17～D20)	4	—	—	—	—	8	—	4	16
		二次覆工鉄筋のひずみ (S－1～S－40)	8	4	—	4	4	8	4	8	40
	周円向方	二次覆工鉄筋のひずみ (S－41～S－44)	—	4	—	—	—	—	—	—	4
	合計		20	12	4	4	4	44	4	20	114



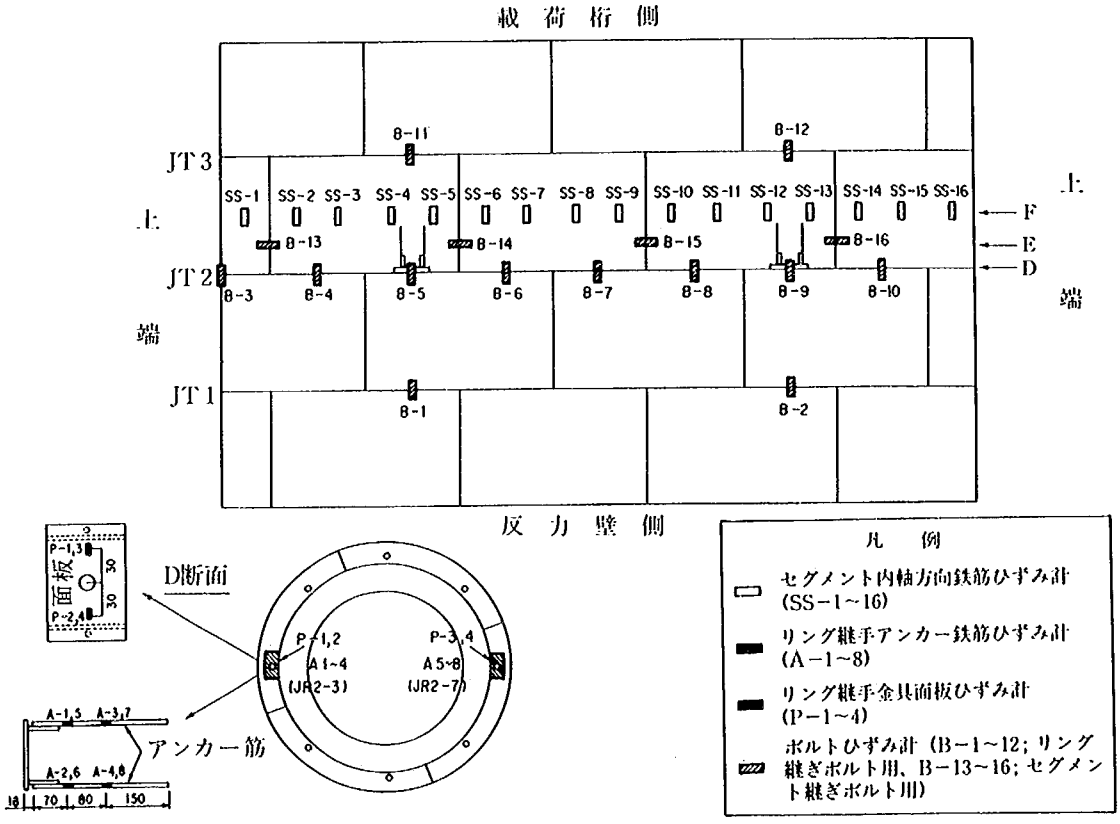


(a) ボルトM20（有効断面積＝2.45cm²)　　(b) ワッシャー　　(c) ナット

図－6.23　使用ボルト及びひずみゲージ（軸力載荷）

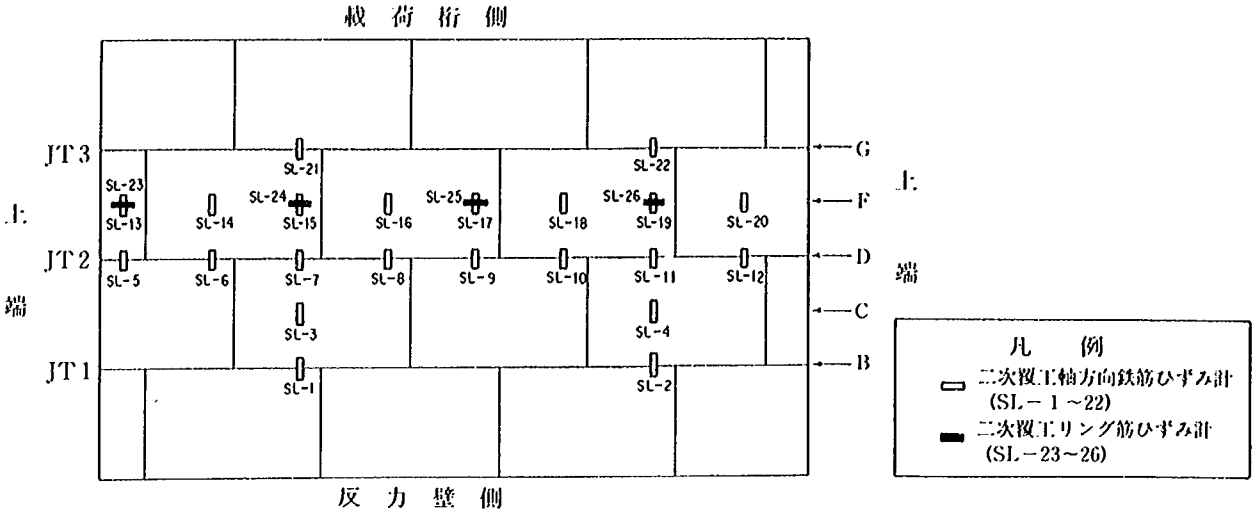


(a) 変　位　計



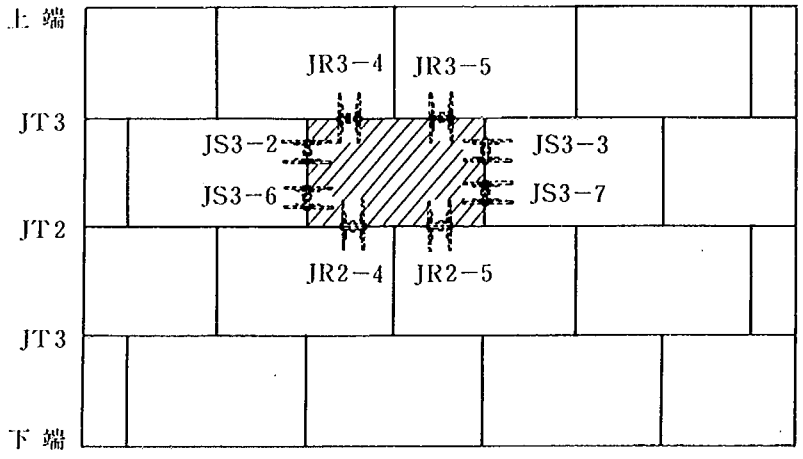
(b) セグメント及びリング継手のひずみ計

図-6.24　計測器配置図 (曲げモーメント載荷)　(1)



(c) 二次覆工鉄筋のひずみ計

図－6.24 計測器配置図（曲げモーメント載荷）(2)



図－6.25 着目したセグメント（ねじりモーメント載荷）

－6.28である。また，図－6.29にはリング接合面ＪＴ３におけるリング継手の破壊状況を示している。同一リング接合面におけるリング継手の損傷は，図－6.29に示すようにいずれも似通ったものであり，図－6.28に示した結果はそのリング接合面のリング継手を代表する損傷状況と考えることができる。

これによれば，載荷に伴うリング接合面の損傷状況は以下のようである。

①初期状態から変位4.8mm（３ループめ）に至るまでは，載荷力の増加に伴い前述した定着板に沿った初期クラックが徐々に進展した。特に変位が3.0mm（２ループめ）及び4.8mm（３ループめ）の載荷では，定着板の端部位置及び定着板の端部からリング接合面に向かう斜めクラックが発生した（ＪＲ１－７参照）。

②変位が7.4mm（４ループめ）の載荷途中においては，変位が5.2mm，載荷力が51.4tfに達した時点で，供試体の外側から見て図－6.30に示すような大きな

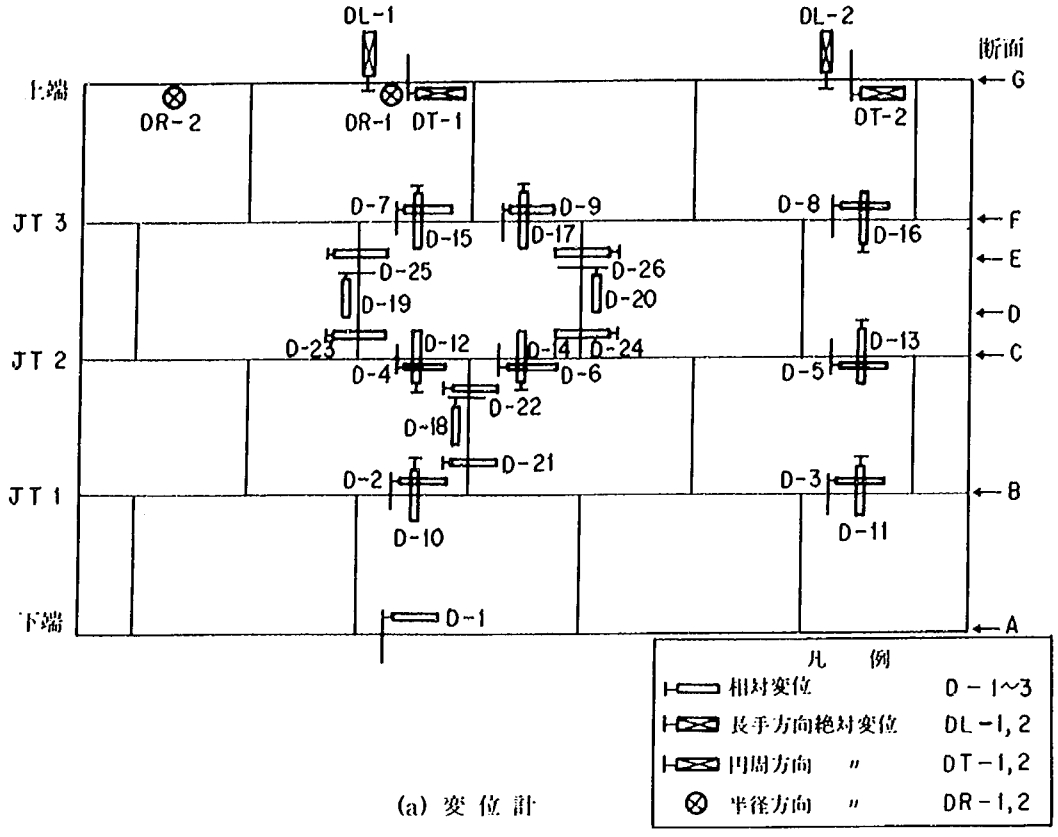
表－6.6　計測器配置表（曲げモーメント載荷）

(a)　Dタイプ供試体

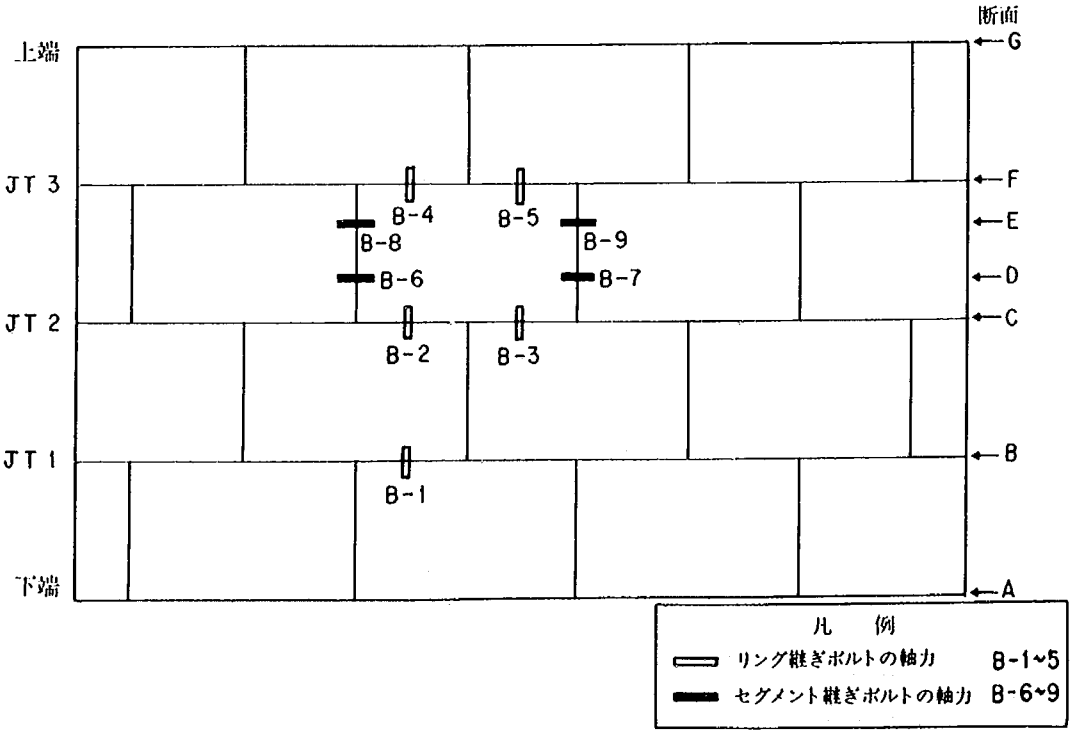
		計測項目＼断面記号	A	B	C	D	E	F	G	H	計
加振機		加振機の載荷荷重（LOAD－1～2）	－	－	－	－	－	－	－	－	2
セグメント	軸方向	各リングの絶対変位（DA－1～8）	2	－	2	－	－	2	－	2	8
		曲率算定用のリング間相対変位（DK－1～6）	－	－	－	－	－	－	－	－	6
		リング間継手の相対変位（D－1～11）	－	2	－	7	－	－	2	－	11
		リング継ぎボルトのひずみ（B－1～12）	－	2	－	8	－	－	2	－	12
		アンカー鉄筋のひずみ（A－1～8）	－	－	－	8	－	－	－	－	8
		継手金具面板のひずみ（P－1～4）	－	－	－	4	－	－	－	－	4
		セグメント鉄筋のひずみ（SS－1～16）	－	－	－	－	－	16	－	－	16
	円周方向	セグメント間継手の相対変位（DP－1～18）	－	－	－	－	8	－	－	－	8
		セグメント継ぎボルトのひずみ（B－13～16）	－	－	－	－	4	－	－	－	4
合計			2	4	2	27	12	18	4	2	79

(b)　Eタイプ供試体

		計測項目＼断面記号	A	B	C	D	E	F	G	H	計
加振機		加振機の載荷荷重（LOAD－1～2）	－	－	－	－	－	－	－	－	2
セグメント	軸方向	各リングの絶対変位（DA－1～8）	2	－	2	－	－	2	－	2	8
		曲率算定用のリング間相対変位（DK－1～6）	－	－	－	－	－	－	－	－	6
		リング間継手の相対変位（D－1～11）	－	2	－	7	－	－	2	－	11
		リング継ぎボルトのひずみ（B－1～12）	－	2	－	8	－	－	2	－	12
		アンカー鉄筋のひずみ（A－1～8）	－	－	－	8	－	－	－	－	8
		継手金具面板のひずみ（P－1～4）	－	－	－	4	－	－	－	－	4
		セグメント鉄筋のひずみ（SS－1～16）	－	－	－	－	－	16	－	－	16
	円周方向	セグメント間継手の相対変位（DP－1～18）	－	－	－	－	4	－	－	－	4
		セグメント継ぎボルトのひずみ（B－13～16）	－	－	－	－	4	－	－	－	4
二次覆工		軸方向鉄筋のひずみ（SL－1～22）	－	2	2	8	－	8	2	－	22
		円周方向鉄筋のひずみ（SL－23～26）	－	－	－	－	－	4	－	－	4
合計			2	6	4	35	8	30	6	2	101



(a) 変 位 計

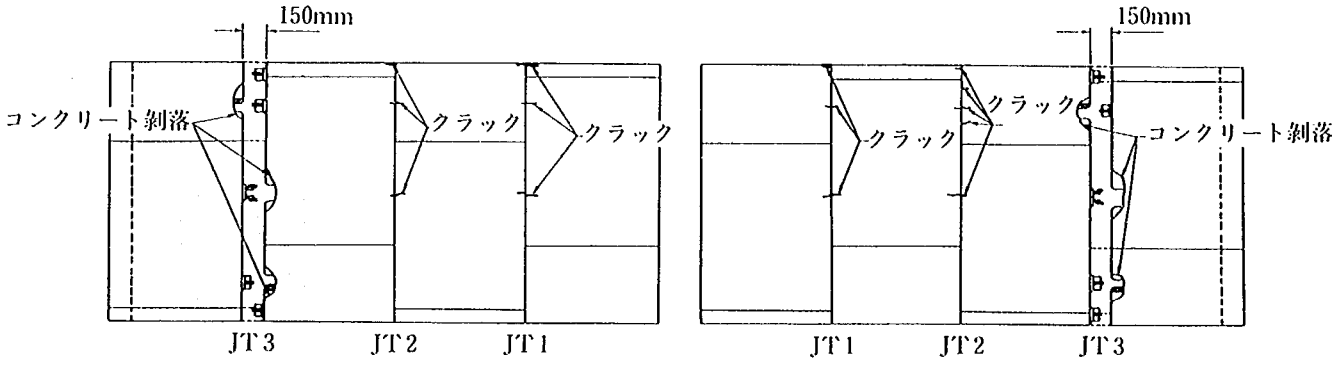


(b) ボルトの軸力

図－6.26 計測器配置図（ねじりモーメント載荷）

表－6.7　計測器配置表（ねじりモーメント載荷）

	計測項目	記号	A	B	C	D	E	F	G	計
加振機	加振機の載荷荷重	LOAD－1，2	－	－	－	－	－	－	－	2
セグメント	リング継ぎボルトのひずみ	B－1～5	－	1	2	－	－	2	－	5
	リングの半径方向絶対変位	DR－1，2	－	－	－	－	－	－	2	2
	リングの円周方向絶対変位	DT－1，2	－	－	－	－	－	－	2	2
	リングの長手方向絶対変位	DL－1，2	－	－	－	－	－	－	2	2
	セグメント継ぎボルトのひずみ	B－6～9	－	－	－	2	2	－	－	4
	リング継手の円周方向相対変位	D－1～9	1	2	3	－	－	3	－	9
	リング継手の長手方向相対変位	D－10～17	－	2	3	－	－	3	－	8
	セグメント継手長手方向相対変位	D－18～19	－	－	－	2	－	－	－	2
	セグメント継手円周方向相対変位	D－20～23	－	－	－	2	2	－	－	4
合計			1	5	8	6	4	8	6	38



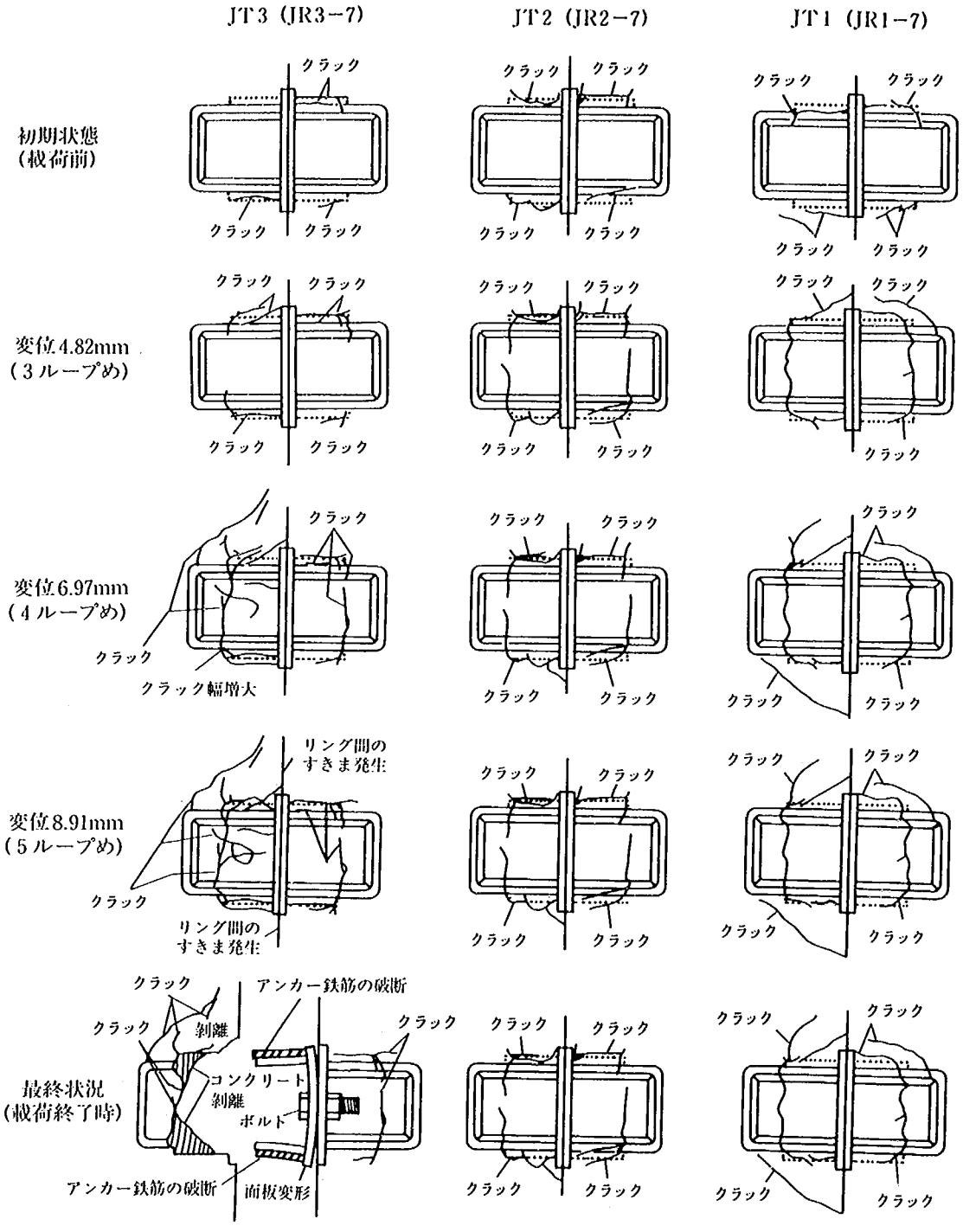
図－6.27　Dタイプ供試体の破壊状況

クラックが発生した。ただし，このようなクラックはリング接合面ＪＴ３のみに生じ，他のリング接合面には最後まで生じなかった。

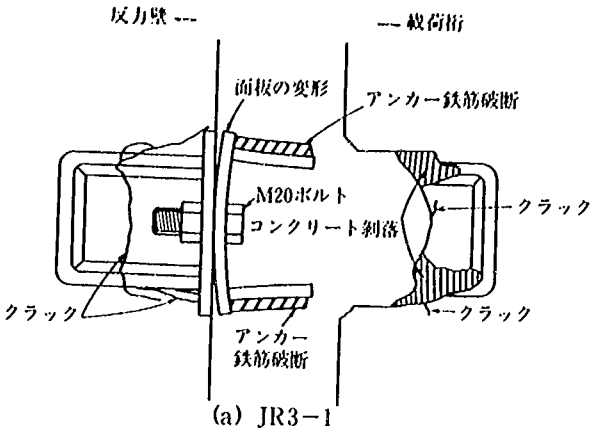
なお，この段階に至るまで，リング継手近傍の変状にはＪＴ１～３の間で著しい違いはなかった。

③変位が8.9㎜（５ループめ）の載荷になると，新しいクラックの発生はほとんど認められなかったが，ＪＴ３におけるクラックが大きく成長し，明らかにこれを視認できるまでに発達した。なお，ＪＴ１～２においては②の段階から損傷の進展は認められなかった。

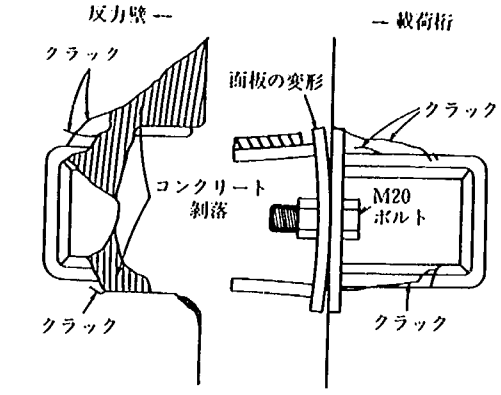
④③の次には加振機の変位振幅として20㎜まで載荷する予定としていたが，載荷途中でリング継手の破壊が始まったため，変位振幅が20㎜を越して供試体が完全に破壊するまで載荷を継続することとした。このような載荷を行った結果，まず，変位が11㎜(最



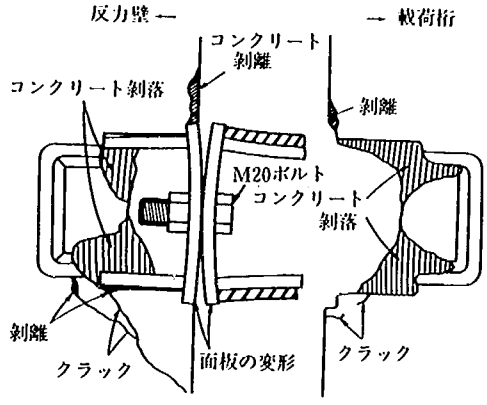
図−6.28 クラックの進展状況



(a) JR3−1



(b) JR3−5



(c) JR3−3

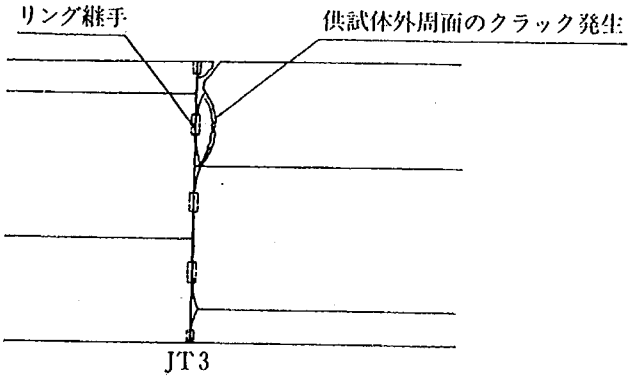
図−6.29　リング継手の破壊状況
（リング接合面ＪＴ３）

終ループ），載荷力が46.2tfに達した時点でＪＴ３（ＪＲ３－３）のアンカー鉄筋が１本破断し，その後次々にアンカー鉄筋の破断が生じた。最終的にはＪＴ３の全てのアンカー鉄筋が破断して供試体は破壊に至った。なお，最後のアンカー鉄筋（ＪＲ３－５）が破断する直前の変位は19.8mm，載荷力は3.5tfであった。図−6.31にはアンカー鉄筋が破断した変位を示すが，これによればアンカー鉄筋の破断順序は特定の位置から始まったというよりも，ほぼランダムに生じている。

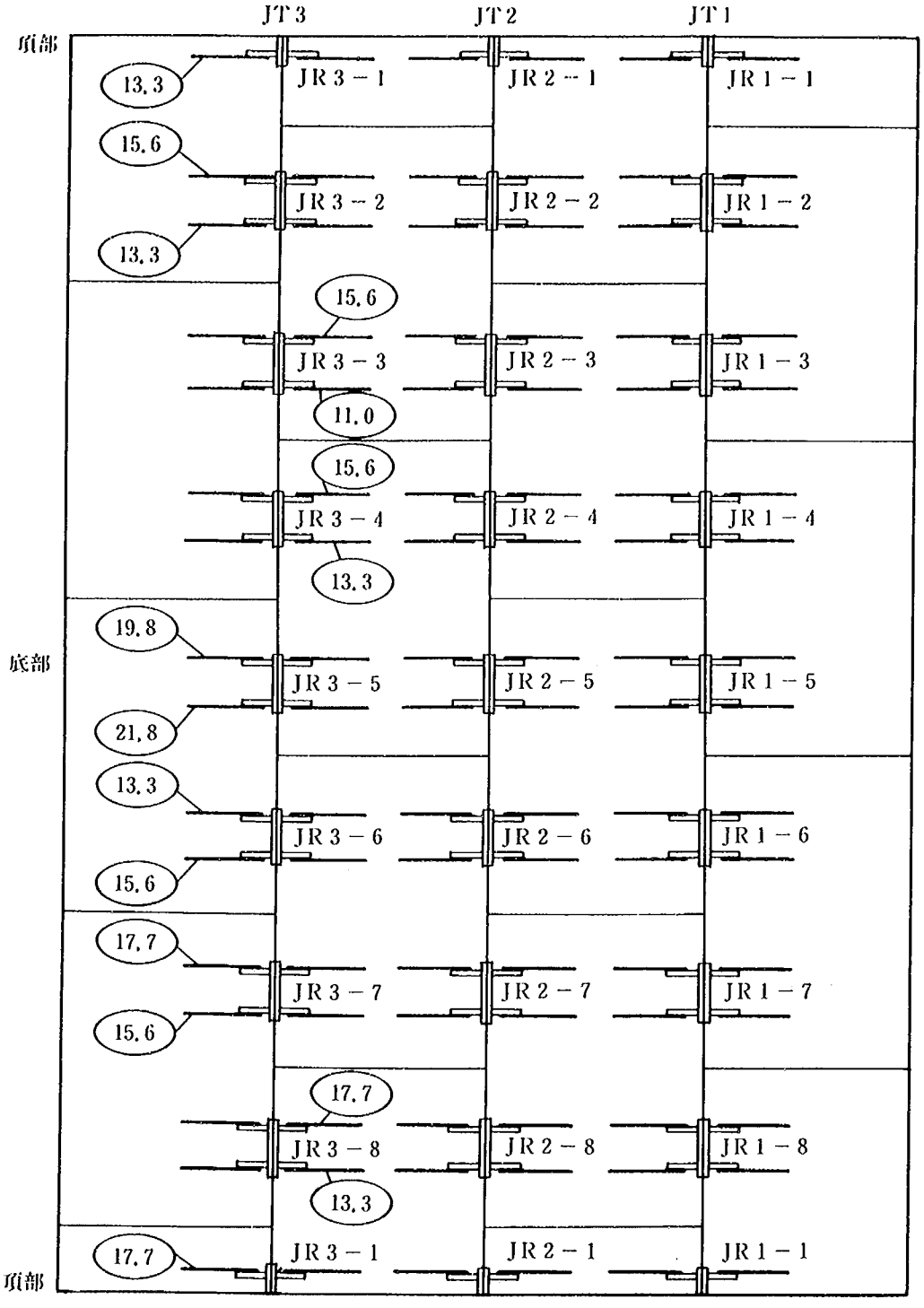
以上がDタイプ供試体の破壊過程である。これにより，以下の点が指摘される。

１）リング継手の破壊は結果的にリング接合面ＪＴ３に集中して生じ，他のリング接合面ではリング継手の周辺にクラックが発生しただけに留まった。このように，一次覆工だけのシールドトンネルでは，ある特定のリング接合面に耐力が減少する程度の損傷が生じると，荷重制御の載荷条件では特定のリング接合面のみの損傷が進行しやすい。これは，シールドトンネルの耐震設計上重要であると考えられる。なお，リング接合面ＪＴ３に損傷が集中した原因としては，供試体に対する底面摩擦力の影響により，反力壁側に近いほど軸力の軽減が大きかったことが挙げられる。

２）リング継手では，定着板に溶接されたアンカー鉄筋が定着板の端部位置において破断している（図−6.30参照）。これは，載荷にともなう引張力により，継手金具面板が“く”の字状に変形し，定着板が内側に曲げられ，これに伴いアンカー鉄筋に生じた曲げモーメントの影響によるものである。これについては５章に示したセグメントの一部を切りだした模型供試体による正負交番載荷実験と同様の結果である。したがって，基本的に定着板の変形を抑えるようにすることが，アンカー鉄筋の破断を防止する上で有効と考えられる。



図−6.30　供試体の外周面に生じたクラック



注）○内の数字はアンカー鉄筋が破断した変位振幅（6ループめの載荷）を示す〔mm〕

図−6.31 Dタイプ供試体のアンカー鉄筋の破断順序

3）供試体の外周面に生じたクラックは，上述のセグメントを切りだした模型実験では認められなかった損傷である。これが生じた原因としては，リング継手のコンクリートのかぶり厚が5章に示した実験供試体では84mmであったのに対して，本実験で用いた供試体では29mmと小さかったことが挙げられる。

(2) 供試体全体の長手方向の変形特性

供試体全体の長手方向の変形と載荷力の関係を見るために，長スパン相対変位計による変位と載荷力との関係を示した結果が図－6.32である。引張側及び圧縮側の最大荷重はともに変位が4.8mmのループ（3ループめ）において生じており，それぞれ52.5tf，46.2tfである。この後，供試体の外周面に前述したクラックが生じると，これに伴いアンカー鉄筋が降伏し，供試体の耐力は低下した。なお，後述するようにアンカー鉄筋の破断が生じるまでは，3箇所のリング接合面における変形はほぼ同程度であるから，1箇所当りのリング接合面に生じた変位量は図－6.32に示した変位量の1／3程度と考えることができる。ただし，アンカー鉄筋の破断開始後の変位には，JT3における変形が大きく寄与している。なお，アンカー鉄筋が最終的に全て破断した時の変位量は21.8mmであった。

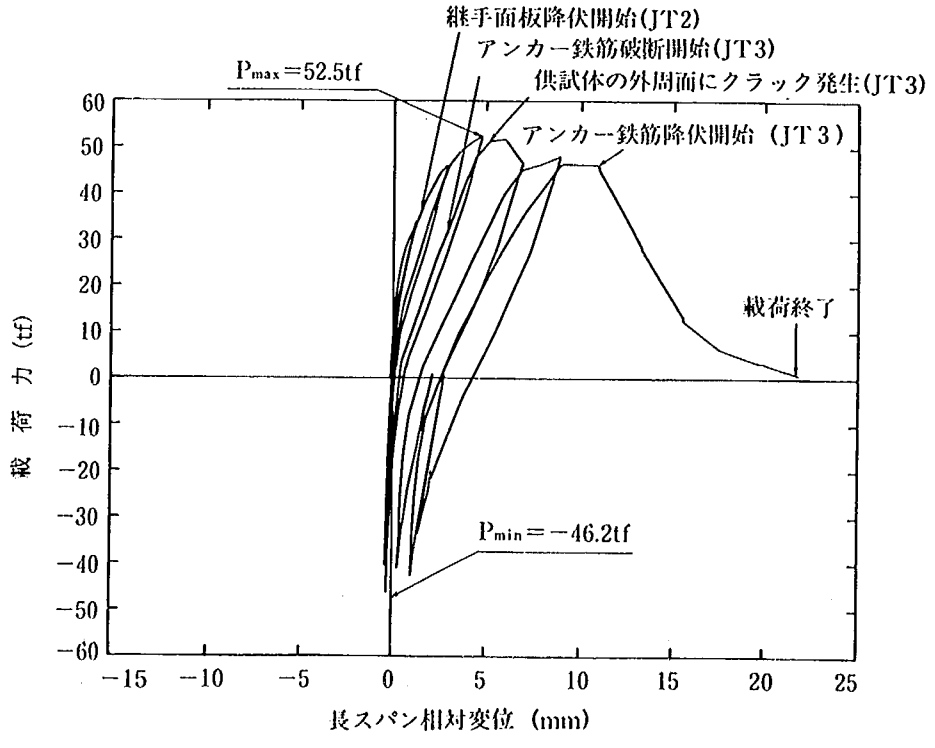
(3) アンカー鉄筋及び継手金具面板の変形

上述したように，シールドトンネル全体としての破壊は最終的にはJT3断面におけるアンカー鉄筋の破断によって生じたものである。したがって，ここではアンカー鉄筋及びリング継手金具面板のひずみをもとに，継手部の変形特性を検討してみよう。ただし，本実験ではJT2においてのみアンカー鉄筋及び継手金具面板のひずみの計測を行ったため，破壊したJT3についての検討を直接行うことはできない。

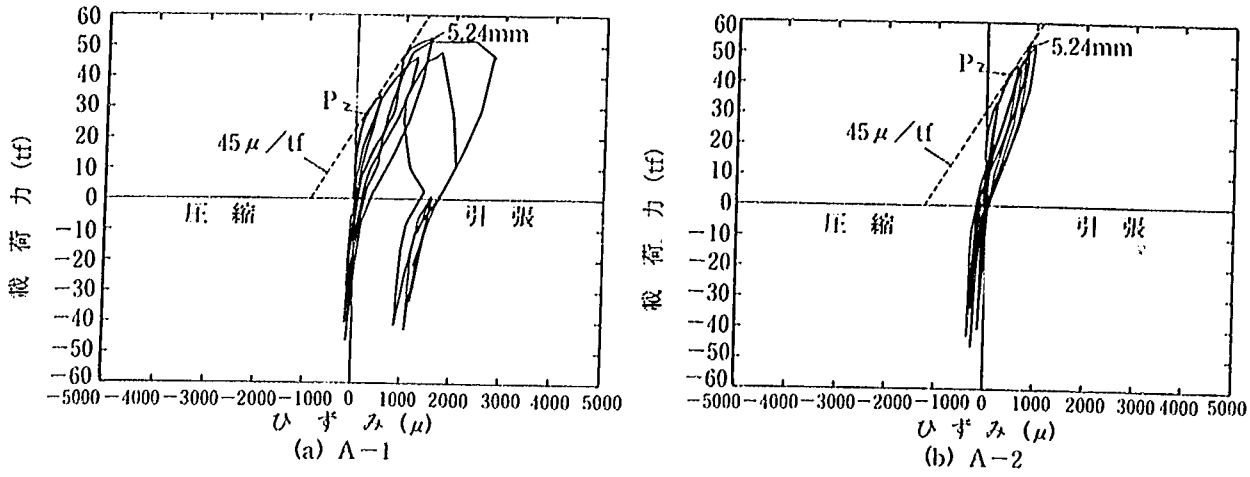
図－6.33は，リング継手JR2－4（図－6.5参照）におけるアンカー鉄筋のひずみの載荷履歴を示したものである。リング接合面JT2においては他のアンカー鉄筋についてもひずみを計測しているが，いずれも図－6.33に示したJR2－4とほとんど同一の特性を示している。これは後述するように，同一のリング接合面においては，ボルト軸力はほぼ同程度の値をとるためである。図－6.33より以下の点が指摘される。

1）表－6.1に示したように，アンカー鉄筋の降伏ひずみは1800μ程度であり，アンカー鉄筋の継手金具に最も近い部分は，変位が7.0mmの載荷（4ループめ）途中のほぼ5.2mm（載荷荷重51.4tf）の段階で降伏している。これ以後は，塑性ひずみが大きく進展し，測定精度が怪しいが，5000μ程度のひずみに達している。

2）変位が5.2mm（4ループめ）の時のA－1及びA



図－6.32　Dタイプ供試体の載荷履歴



図−6.33　アンカー鉄筋のひずみの載荷履歴

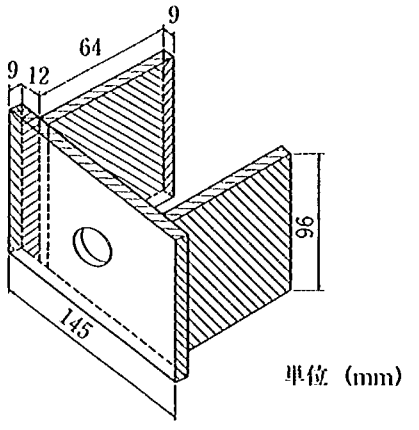
−2点におけるひずみは，それぞれ約1600及び1000μである。したがって，両測点におけるアンカー鉄筋の軸力は約2.21tf及び1.38tfになり，両者間で0.83tfの差を生じている。これはコンクリートの付着により負担されているはずであり，平均付着応力度を求めると0.83tf÷25.13cm²(外周面積)＝33.0kgf／cm²程度となる。

3）図−6.33中の点線は，載荷力がアンカー鉄筋だけで負担された場合の載荷力とアンカー鉄筋のひずみの関係を示したものである。これによれば，引張力が増加し図中のP点を超えると履歴曲線は点線に漸近しており，全載荷力がアンカー鉄筋により負担されるようになることを示している。したがって，P点における荷重値はアンカー鉄筋の他に継手金具と周辺コンクリートの間の付着に対応するものと考えることができる。A−1におけるP点の荷重を求めると約4tfとなる。図−6.34に示すように金具面板の接触面積を求めると約205cm²となり，付着応力は4tf÷205cm²＝19.5kgf／cm²程度となる。

次に，リング継手JR2−4（図−6.5参照）における継手金具面板のひずみの履歴を図−6.35に示す。ただし，前述のアンカー鉄筋のひずみと同様にJT2における他の継手においても図−6.35とほとんど同様な結果を示している。これによれば，以下の点が指摘される。

1）面板のひずみはP−1の方がP−2の約3.5倍大きくなっている。これは面板が図−3.10に示すように変形したためである。

2）P−1では，変位3.0mmも載荷（2ループめ）途中の変位が約1.8mm（荷重約42tf）の段階で，降伏が生じている。したがって，面板の降伏は前述したアンカー鉄筋よりも早く生じている。なお，P−1において面板が降伏したということは，面板と定着板との接合部においても降伏している可能性が高い。ただし，これは継手金具に対するコンクリートの拘束条件によって変化するため，今回の実験からはよくわからない。

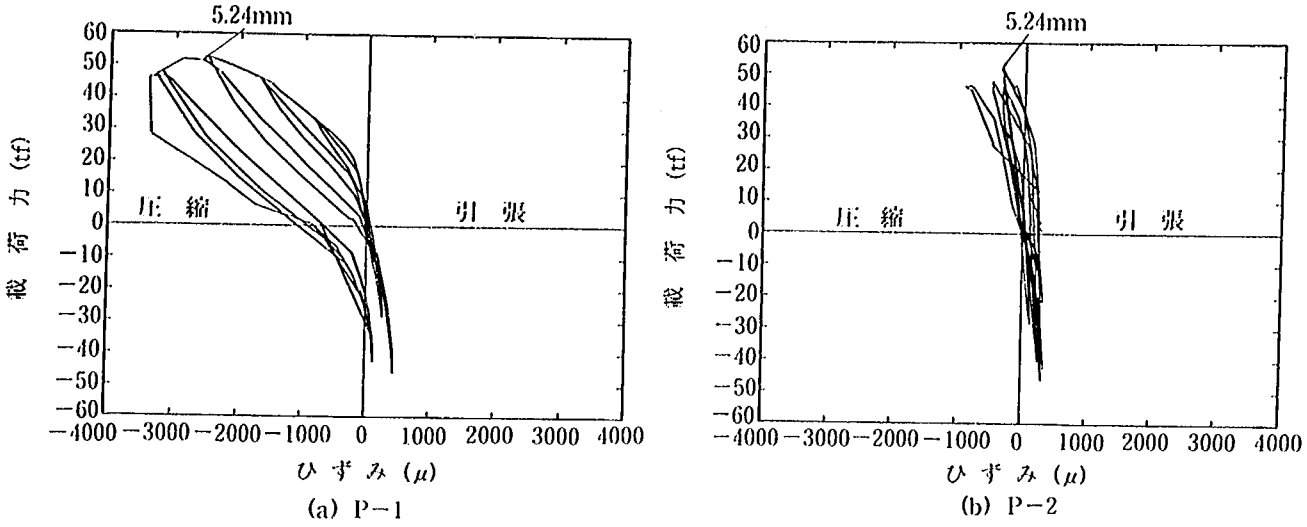


図−6.34　リング継手金具の変形（概念図）

(4)　リング継手における相対変位

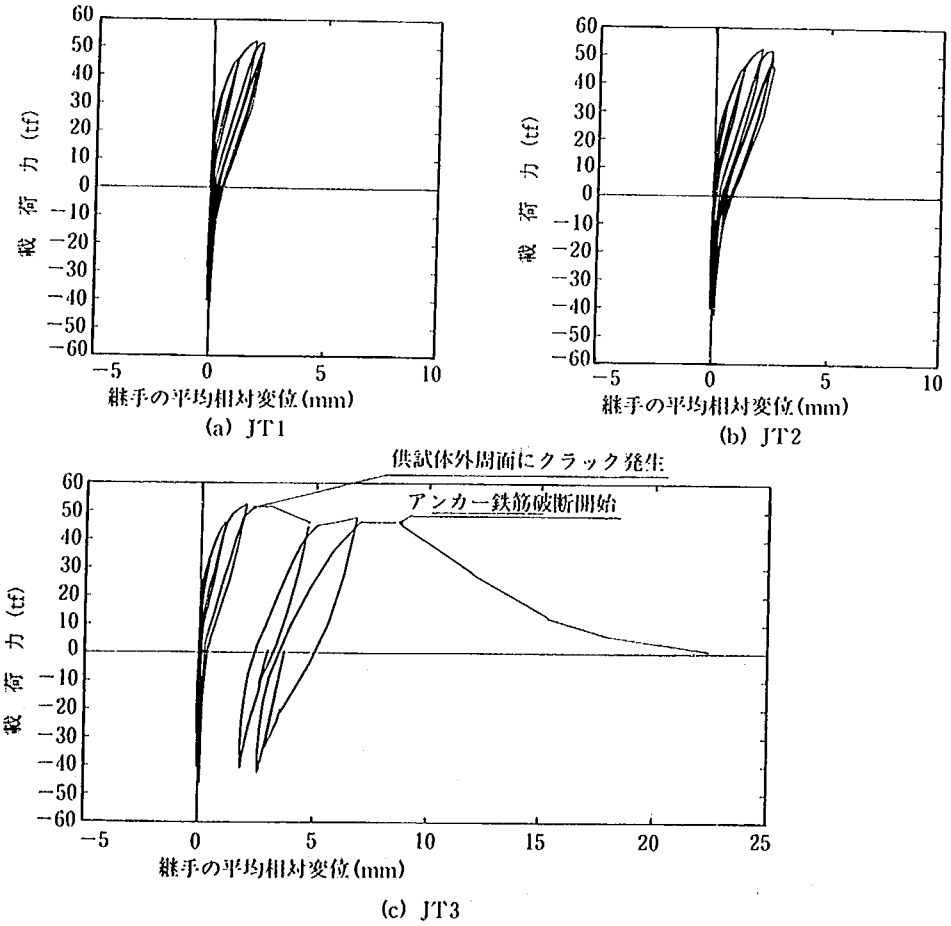
図−6.36はリング接合面JT1〜3における隣接リング間の相対変位と載荷荷重との履歴曲線を示したものである。ここで，同一のリング接合面では図−6.22に示したように，それぞれ4箇所で隣接リング間の相対変位を測定しているため，ここでは同一リング接合面上の4箇所の相対変位を平均した値によって履歴曲線を示している。これによれば，変位が7.0mmのループ（4ループめ）の載荷途中で変位振幅が6.4mmに達するまではいずれのリング接合面においても同じような特性を示しているが，変位振幅が6.4mm以降におい

ては，ＪＴ３においてのみ継手間の相対変位の増加が著しく進展し，他のリング接合面では相対変位の増加がほとんど認められない。変位が7.0㎜のループ（４ループめ）において変位振幅が5.2㎜となった時には，前述したようにリング継手位置において供試体外周面に達するコンクリートの著しいクラックが生じている。



(a) P−1　(b) P−2

図−6.35　リング継手金具面板のひずみの載荷履歴



(a) JT1　(b) JT2

(c) JT3

図−6.36　リング継手の相対変位の履歴図

したがって，このようなクラックがリング接合面ＪＴ３に最初に発生したことがこれ以降の載荷においてこの箇所に損傷の進展が集中した原因であると考えられる。

図－6.37は，リング継手の相対変位の分布を載荷ステップに従って示したものである。図－6.37(a)によれば，前述したように供試体外周面にクラックが発生した変位が7.0mmのループ（４ループめ）以後では，ＪＴ３においてのみリング継手の相対変位が増加している様子がわかる。また，図－6.37(b)～(d)はリング継手の相対変位がトンネル円周方向にどのように分布しているかを示したものである。これらの結果によれば，リング継手に生じる相対変位は円周方向には，最終的にＪＴ３におけるアンカー鉄筋の破断が全て終了するまで，ほぼ同程度の値となっている。

(5) リング継ぎボルトの軸力

図－6.38は各リング接合面における継ぎボルトの軸力と載荷力との履歴曲線を示したものである。図中には継ぎボルトで固定されている隣接した継手金具面板が完全に離れ，引張力が全て継ぎボルトで負担された場合の継ぎボルト軸力と載荷力との関係も示している。図－6.38の結果を考察する前に，継ぎボルトに生じる軸力と載荷力との関係を一般的に示すと以下のようになる。すなわち，図－6.39に示すように，載荷前のセグメント接合面には継ぎボルトの締め付け力N_{B0}によって圧縮力F_{S0}が作用しており，これによって圧縮ひずみが生じている（図－6.39(a)）。この状態で比較的小さな荷重Pを載荷すると，セグメント接合面に存在していた圧縮ひずみの弾性回復により圧縮力F_SはΔF_Sだけ減少する。この時ボルト軸力はΔN_Bだけ増加するが，これは$P-\Delta F_S$（$<P$）である（図－6.39(b)）。すなわち，載荷力が小さい場合には，継ぎボルトに作用する荷重の増分は載荷力の増分より小さい。載荷力が大きくなりセグメント接合部が開くと（図－6.39(c)），これまで接合面がその弾性回復によって負担していた荷重の分担がなくなって，継ぎボルトには載荷力が直接作用し，載荷力の増分が継ぎボルトの荷重増分に等しくなるのである。さらにここで，セグメント接合面が降伏し，その弾性回復が期待できず残留変形が生じれば，初期状態に戻る段階で載荷力の減少分は残留変形部に消費され，その結果継ぎボルトに作用する圧縮力が減少することが有り得ると考えられる。したがって，載荷力と継ぎボルトに生じる軸力の関係を模式化して示すと図－6.40のようになる。

以上のような関係を念頭において図－6.38の結果を考察すると以下のことが指摘される。

１）ボルト軸力と載荷力の履歴は，図中に破線で示した載荷力を全てボルトが受け持った場合の関係になっていない。これは図－6.39に示したような継手金具面板の完全な離間が生じていないか，もしくは，ボルト軸力の測定の誤差によるものと考えられる。

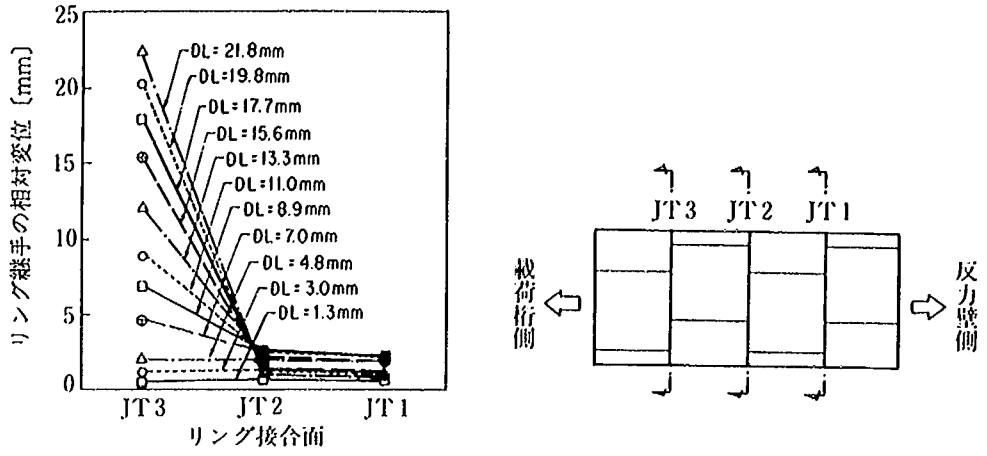
２）初期軸力は載荷を繰り返すにつれて減少する。ＪＴ３で最終的な破断が生じた段階では，ＪＴ１では5.34tfから3.33tf（62.4%）に，また，ＪＴ２では4.92tfから3.23tf（65.7%）にそれぞれ減少している。ここでボルト軸力の低下は，変位1.3mm（１ループめ）においてもすでにかなり生じていることが興味深い。これは前述したように，このような段階でもすでに継手金具面板の降伏が生じているためである。

継ぎボルトの軸力がリング接合面ＪＴ１～３においてどのような関係になっているか，また，同一のリング接合面においてはどのような分布になっているかを示すと図－6.41のようになる。図－6.41(a)によれば，変位が7.0mmのループまでは継ぎボルトの軸力はＪＴ１～３の各リング接合面でほぼ等しいが，これ以降はＪＴ３で著しい値の変動（最終的には顕著な軸力の低下）が生じているのが認められ，また，図－6.41(b)～(d)によれば変位が4.8mmのループまでは各断面内での継ぎボルト軸力の変動が各ループ間でほぼ一様である。

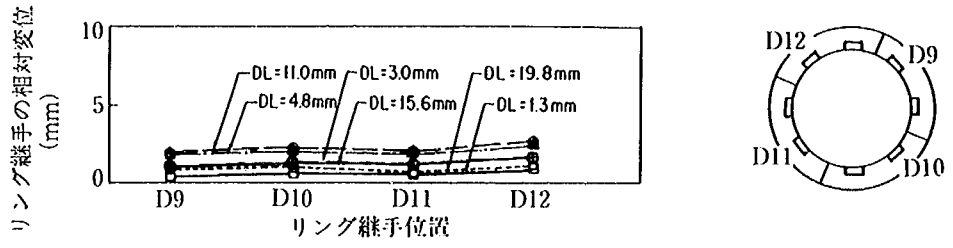
(6) セグメント継手の相対変位及び継ぎボルトの軸力

セグメント継ぎボルトの相対変位及びセグメント継ぎボルトの軸力は同一箇所では計測できないために，図－6.22に示すように，それぞれＳＧ３断面及びＳＧ４断面において計測した。いずれのセグメント接合面においても同様の傾向を示すため，同一のセグメント接合面にあるＤＰ－１及びＢ－17の履歴曲線を示すと図－6.42及び図－6.43のようになる。図－6.42によれば荷重が10tf程度の時に一次的に0.33mm程度の相対変位が生じているが，これを除けばセグメント継手の相対変位は全載荷を通じてほぼ０であるといってもよい。このことは長手方向力が作用した場合には，基本的に長手方向変形が生じるだけで，円周方向にはほとんど力が作用しないことを意味している。なお，荷重10tf程度の時に１回のみの相対変位が生じた理由ははっきりしない。また，円周方向の分布を示すと図－6.44のようになり，４箇所の測定位置で開きと閉じが交互に生じている点が興味深い。

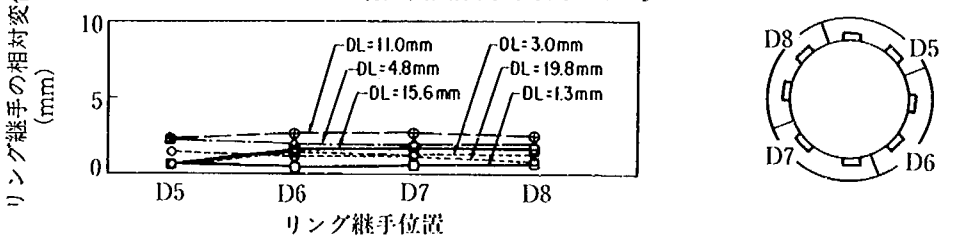
一方，図－6.43によれば，セグメント継ぎボルトの軸力は載荷力に係わらずほぼ一定値を保っている。これは全ての載荷過程を通じてボルトには軸力が作用し



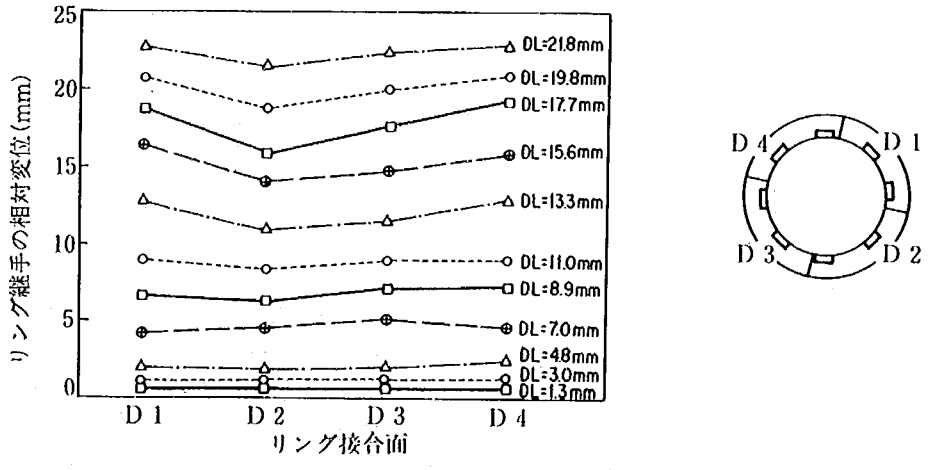
(a) 供試体軸方向分布



(b) 供試体円周方向分布 (JT1)

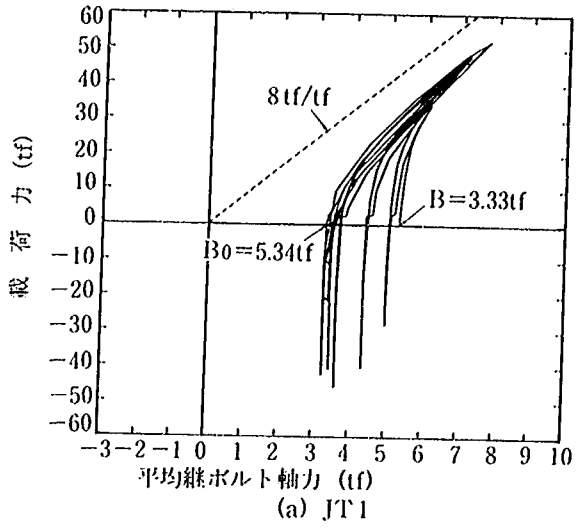


(c) 供試体円周方向分布 (JT1)

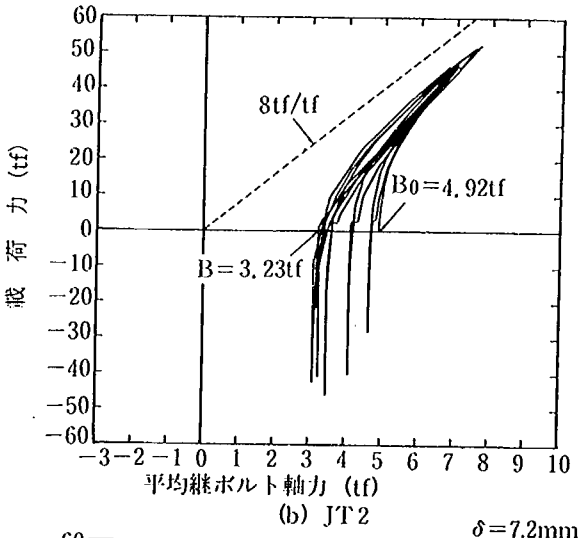


(d) 供試体円周方向分布 (JT3)

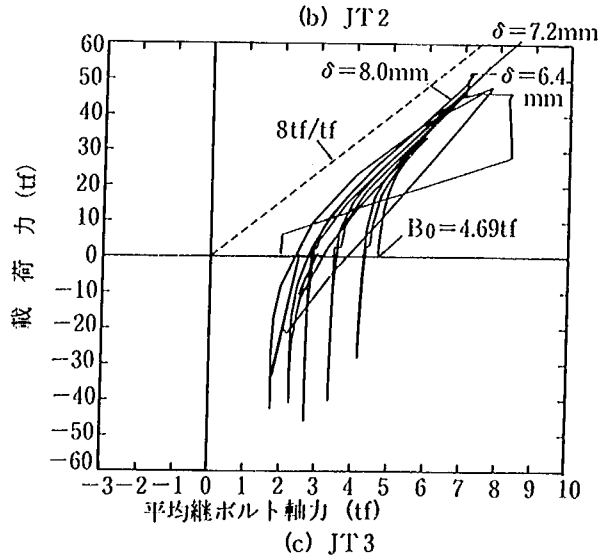
図－6.37　載荷ステップに伴うリング継手の相対変位の分布



(a) JT1

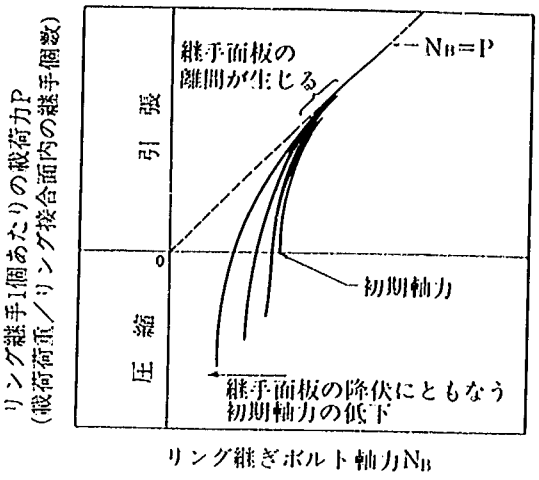


(b) JT2



(c) JT3

図－6.38 リング接合面における平均継ぎボルト軸力の載荷履歴



図－6.40 載荷力とリング継ぎボルトの軸力の関係（模式図）

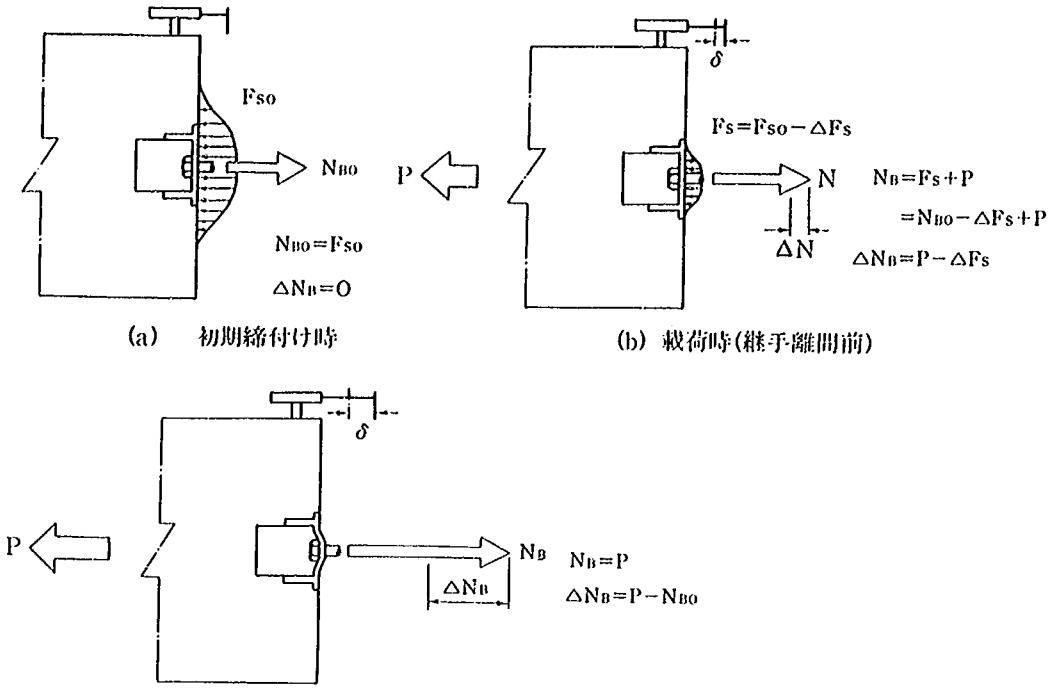
なかったことを示すものであり，セグメント接合面間に相対変位が生じなかったことに対応している。また，ボルトに軸力が生じていないため，リング継ぎボルトに見られるような（図－6.38参照）載荷に伴う初期軸力の低下は生じていない。

以上の結果によれば，今回のように長手方向力を受けた場合には，セグメントの円周方向に作用する力は微小であり，セグメント継手にはほとんど軸力が生じず，また，想定変位も生じない。このことは，5章に示したように，セグメントの一部を切り出した部分模型による載荷実験結果が長手方向力を受けるシールドトンネルの挙動を把握する上で妥当であることを示している。ただし，本実験に用いた供試体は外径が1.8mに対して一次覆工の厚さが125mmと比較的厚いものである。したがって，外径に対して一次覆工の厚さが相対的に小さく，面外変形が生じやすいようなシールドトンネルでは，今回の検討よりもさらに大きな円周方向の変形が生じることも予想され，この点については今後別途検討が必要であろう。

6.5.2 二次覆工がある場合の変形及び破壊特性

(1) 破壊の進展状況

二次覆工に生じたクラックの進展の様子を載荷ステップ毎に示した結果が図－6.45である。また，二次覆工鉄筋及びアンカー鉄筋が降伏した時の載荷力及びリング継手の相対変位を表－6.8に示す。以上の結果に基づいて載荷に伴うEタイプ供試体の損傷の進展状



図－6.39　リング継手部の挙動

況を示すと以下の通りである。

①初期状態から変位1.0㎜（２ループめ）に至るまでは，載荷力の増加に伴い載荷前に生じていた二次覆工の初期クラック（図－6.10参照）が徐々に進展した。特に変位が1.0㎜の載荷（２ループめ）途中で載荷力が127tf，134tfに達した段階でそれぞれリング接合面ＪＴ１及びＪＴ３における円周方向のクラックが連続し，供試体を１周した。

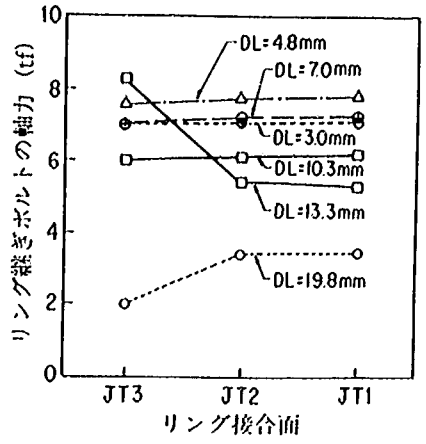
②変位2.9㎜（３ループめ）の載荷途中において，変位が2.0㎜，荷重が131tfになった段階で，リング接合面ＪＴ３の位置の二次覆工鉄筋が降伏を始めた。また，変位が2.1㎜，荷重が141tfに達した段階でリング接合面ＪＴ２においても供試体を円周方向に１周するクラックが発生した。また，これと同時にリング接合面ＪＴ２の二次覆工鉄筋は降伏を始めた。なお，この段階ではＪＴ１の位置の二次覆工鉄筋のひずみは平均1500μ程度であり降伏していない。

③変位16.1㎜（６ループめ）の載荷途中において，ＪＴ１の位置の二次覆工鉄筋が降伏し始めた。また，変位が15.8㎜，荷重が154tfに達した段階で，Ｄタイプ供試体に見られたのと同様な外周面のクラックが全てのリング接合面において発生し始め，リング接合面ＪＴ２におけるリング継手のアンカー鉄筋が降伏を開始した。ただし，アンカー鉄筋に生じるひずみの計測はＪＴ２でしか行っていないため，他のリング接合面におけるリング継手のアンカー鉄筋の降伏については把握できない。

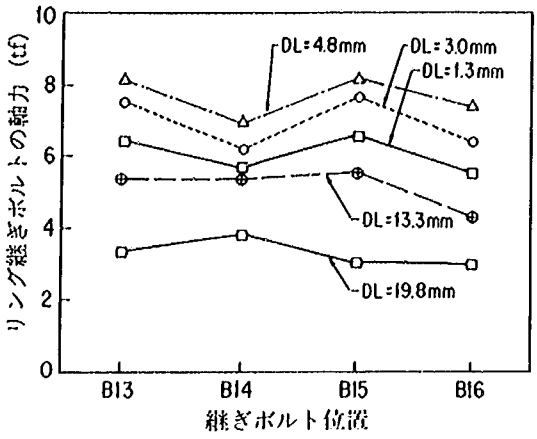
④変位37.2㎜（７ループめ）の載荷途中において，変位が24.1㎜，荷重が157tfに達した段階で，リング接合面ＪＴ１及びＪＴ２のリング継手のアンカー鉄筋が破断し始めた。これ以降は載荷変位を増加させるとともにアンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋の破断が次々に進行し，供試体は最終的な状態に至った。ただし，載荷装置のストロークの制約から，供試体を完全に分断するまでには至っていない。載荷終了時の変位，荷重はそれぞれ98.8㎜，61.9tfであった。この時の供試体の状況を図－6.46に示す。

以上がＥタイプ供試体の載荷に伴う破壊過程である。これにより最終的な破壊状況について以下の点が指摘される。

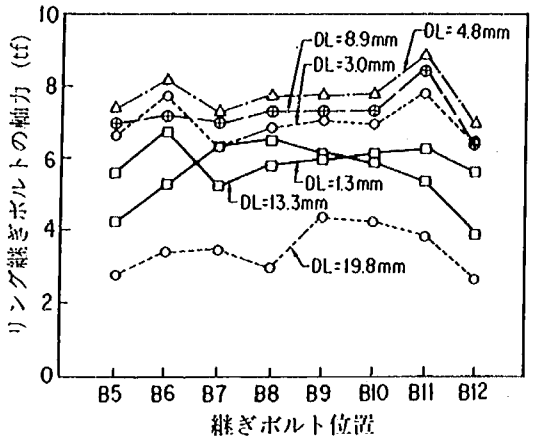
１）二次覆工の著しいクラックはほとんどが円周方向に生じており，接合面に沿った形で生じている。また，一次覆工の破壊はリング接合面においてのみ生じ，その他の箇所には損傷は生じていない。



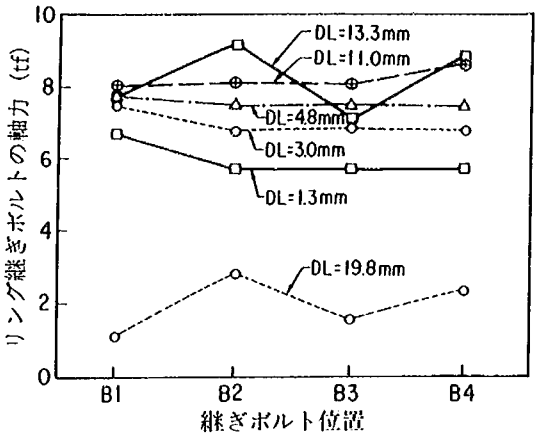
(a) 継ぎボルト軸力（同一リング接合面における平均値）の軸方向の分布



(b) JT 1における継ぎボルト軸力の分布

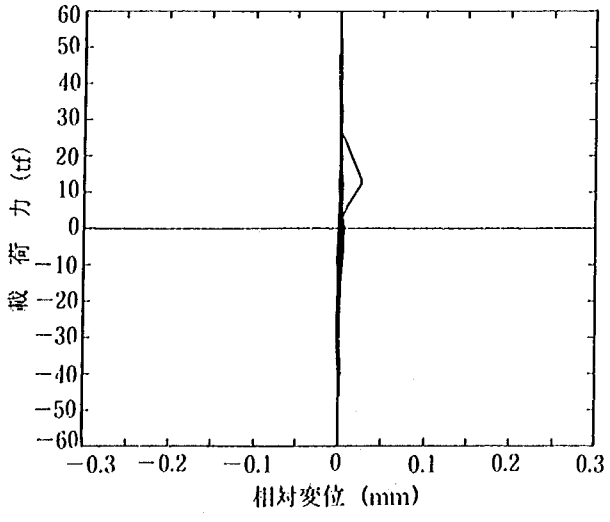


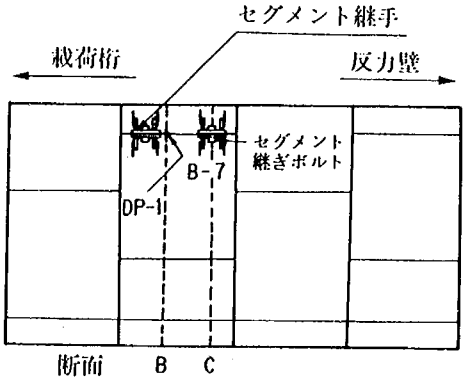
(c) JT 2における継ぎボルト軸力の分布



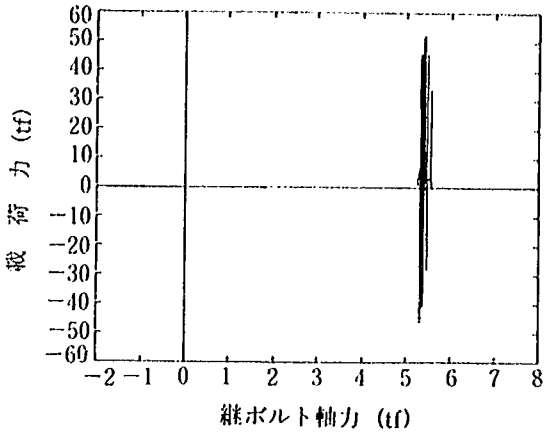
(d) JT 3における継ぎボルト軸力の分布

図－6.41 リング継ぎボルトの軸力の分布





図－6.42 セグメント継手の相対変位の載荷履歴（ＤＰ－１）



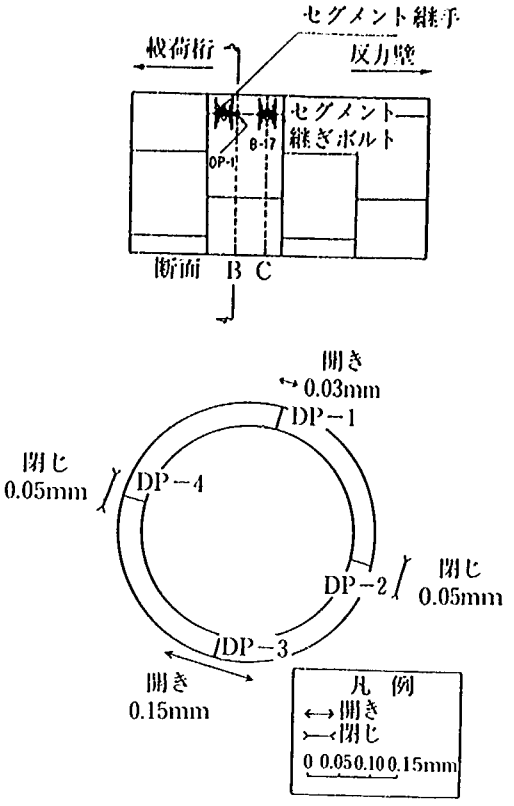
図－6.43　セグメント継ぎボルトの軸力の載荷履歴（B－17）

2）リング継手は全て，Dタイプ供試体と同様に，定着板に溶接されたアンカー鉄筋が定着板の端部位置において破断している。これはリング継手金具に軸力が作用すると，図－6.47(a)(b)に示すように，まず継手金具周辺のコンクリートとの付着が切れ，アンカー鉄筋はあたかも図－6.47(c)に示すように埋め込みの頭部で軸力を受けるようになる。このため，定着板の端部位置で破断が生じたと考えられる。なお，概ね全てのリング継手では，供試体の外周面にクラックが発生すると同時に降伏している。したがって，一次覆工厚がもう少し大きければ，アンカー鉄筋の破断を遅らせ，耐力を増加させるのに寄与したと考えられる。

3）二次覆工鉄筋の降伏は，リング接合面以外の位置においても生じている。すなわち，降伏が生じた位置を順番に示すと表－6.8から次のようになる。

①リング接合面ＪＴ３
②　〃　ＪＴ２
③　〃　ＪＴ１
④ＳＧ２及びＳＧ１断面
⑤ＳＧ３断面

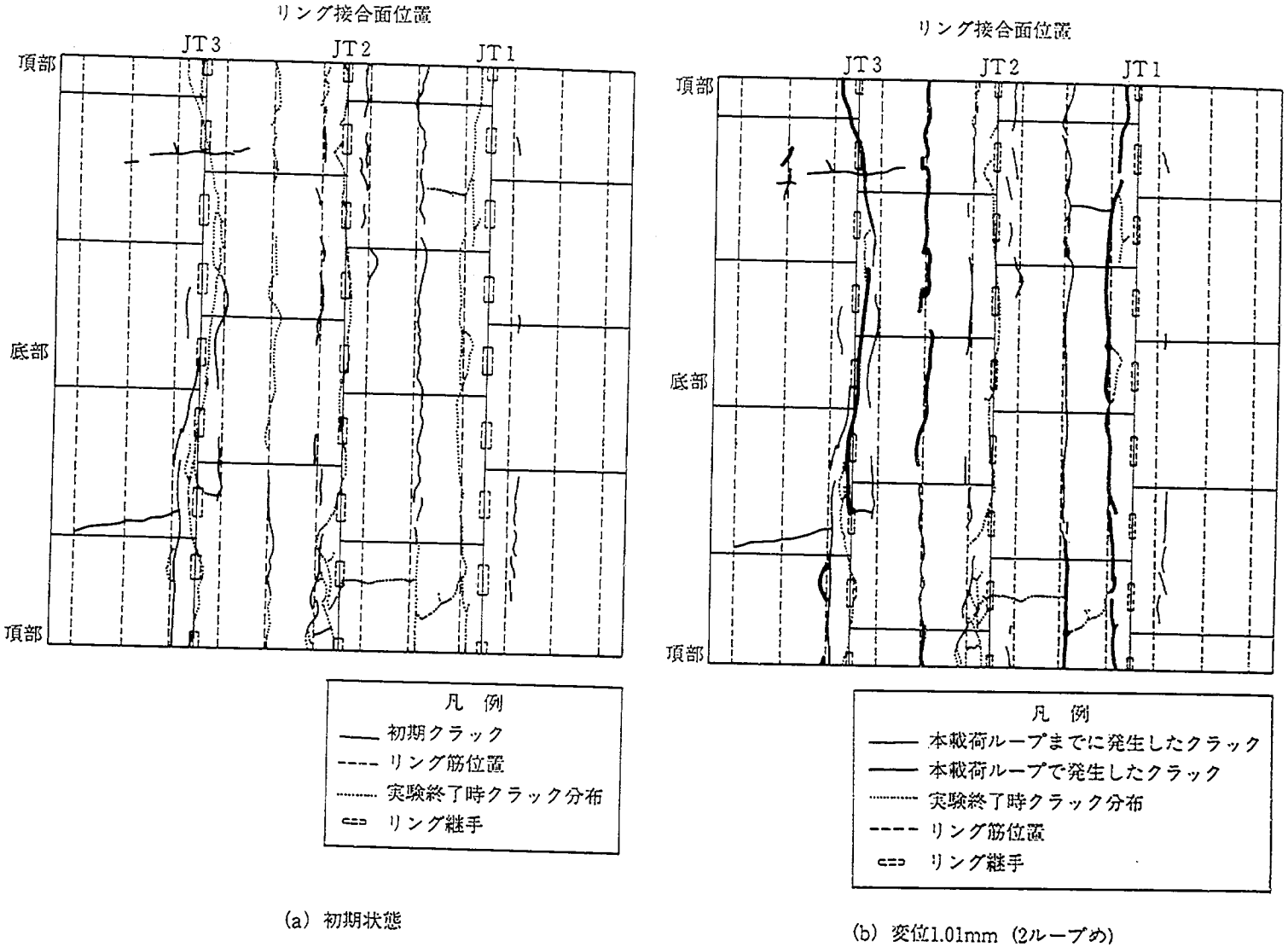
この結果によれば，二次覆工鉄筋の降伏はまずリング接合面に生じ，その後セグメントの中央部でも生じている。ただし，図－6.44に示したようにＳＧ１～３断面では二次覆工コンクリートに引張クラックが生じており，二次覆工鉄筋が降伏したのはこのようなクラックが生じた周辺のみなのか，あるいはコンクリートと鉄筋との付着がリング接合面付近から順番に切れていき，これにともなって鉄筋の降伏もリング接合面から順次進展していったのかは，はっきりしない。し



図－6.44　セグメント継手の相対変位の分布

かし，ＳＧ４断面のように二次覆工コンクリートにクラックが生じていたにも係わらず，最後まで二次覆工鉄筋の降伏が生じなかった例もあり，二次覆工鉄筋とコンクリートとの付着切れの進展が鉄筋の降伏の原因ではないかと考えられる。

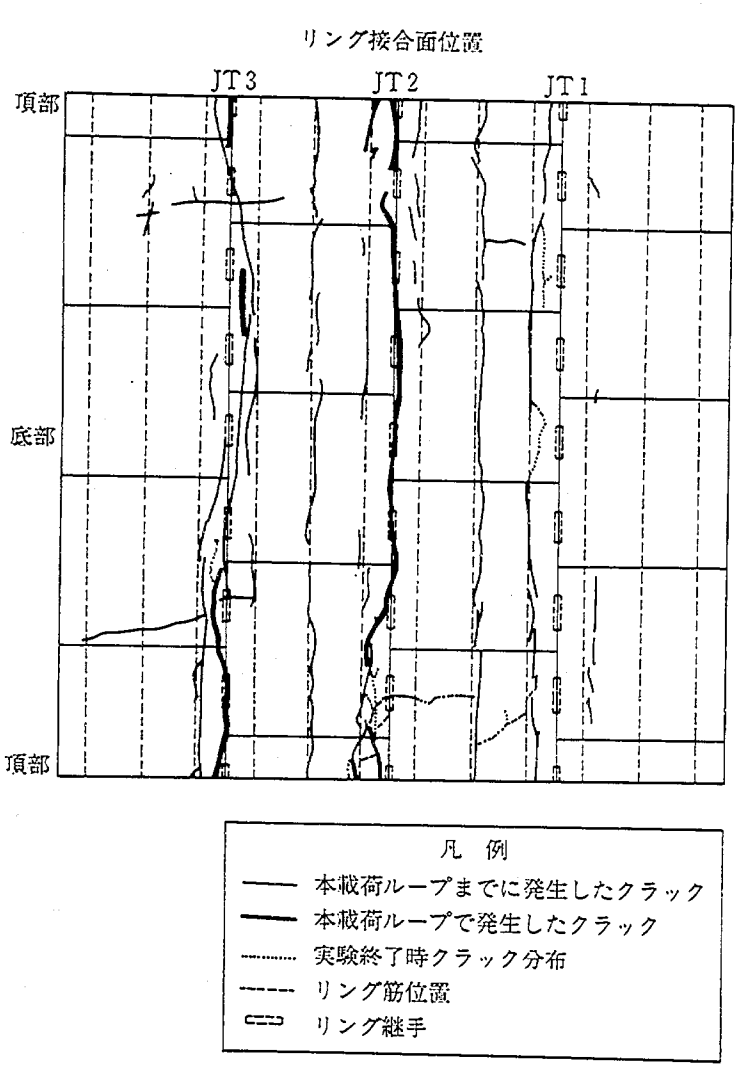
4）Ｅタイプ供試体では，Ｄタイプ供試体のように継手金具の破壊が１つのリング接合面に集中せずに，各リング接合面に分散して生じた。これは，５章に示したトンネルの一部を切りだした部分模型実験の結果と同様である。これは二次覆工に二次覆工コンクリートの引張強度を上回る鉄筋が配置されていれば，鉄筋の粘りにより，特定のリング接合面で二次覆工コンクリートの引張クラックが生じた瞬間にそこのリング継手のみが破壊を受けるといった状況にはならないためである。なお，最終的な破断の段階では，図－6.46に示したように，明らかに供試体にはＹ軸まわりの曲げモーメントが生じ，このためにＪＴ１では下側が，またＪＴ２では上側が大きく開いている。これは極力純粋な軸力が作用するように加振機の中心軸と供試体の中心軸を一致させた状態で載荷したが，供試体の上下方向の変形を拘束しているわけではないので，各リング接合面において二次覆工コンクリートやアンカー鉄



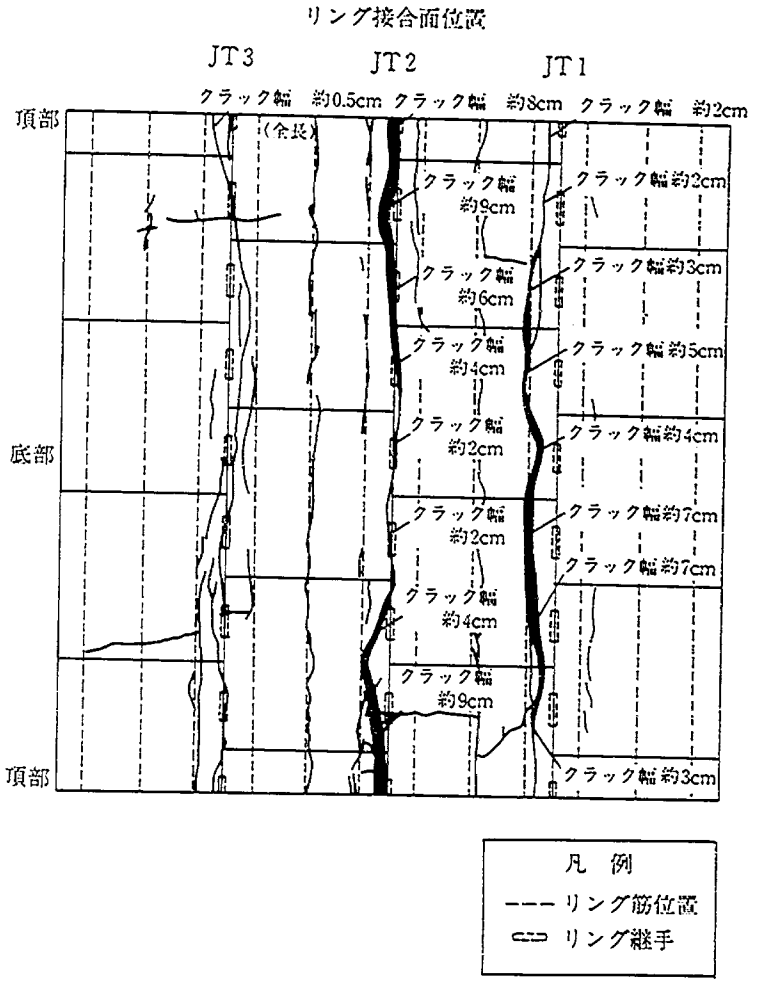
(a) 初期状態

(b) 変位1.01mm (2ループめ)

図－6.45(1) 二次覆工に生じたクラックの進展状況



(c) 変位2.9mm(3ループめ)



(d) 最終状況(変位98.8mm)

図－6.45(2) 二次覆工に生じたクラックの進展状況

表－6.8 二次覆工鉄筋及びアンカー鉄筋の降伏の状況 (1)

鉄筋の位置			降伏が生じたループ	降伏時のひずみ ($\times 10^{-6}$)	降伏時の載荷荷重 (tf)	降伏時のリング継手相対変位 (mm)
二次覆工鉄筋	JT3	S－1	4ループ	1809	133.4	1.31
		S－2	7ループ	2089	126.2	3.89
		S－3	6ループ	2189	154.0	3.44
		S－4	3ループ	2021	130.7	0.42
		S－5	3ループ	1936	130.7	0.42
		S－6	3ループ	1324	130.7	0.42
		S－7	3ループ	1924	135.3	0.85
		S－8	3ループ	2178	135.3	0.85
	SG4	S－9	降伏せず	－	－	－
		S－10	〃	－	－	－
		S－11	〃	－	－	－
		S－12	〃	－	－	－
	SG3	S－13	最終ループ	2061	78.0	16.26*
		S－14	降伏せず	－	－	－
		S－15	最終ループ	2137	76.1	7.46*
		S－16	7ループ	2171	133.0	10.36*
	SG2	S－17	7ループ	1984	151.3	5.74*
		S－18	7ループ	1955	152.2	8.08*
		S－19	6ループ	1826	156.7	4.42*
		S－20	7ループ	2069	126.2	4.58*
アンカー鉄筋	JT2	S－21	4ループ	1844	120.1	0.72
		S－22	5ループ	1856	122.4	1.43
		S－23	3ループ	76	141.1	0.04
		S－24	3ループ	91	141.1	0.04

注) 1．＊JT2の値
2．断面位置は表－2.6参照

筋の損傷が次々に生じ，耐力が減少するようになると供試体の剛性はもはや円周方向に均一ではなくなり，ほんのわずかな軸力のアンバランスによっても大きな長手方向以外の変形を生じるようになるためである。このような点から見ると，多少本実験の範囲からは逸脱するが，シールドトンネルの長手方向抵抗力が降伏耐力を越すようになると，円周方向に配置された継ぎボルトあるいは二次覆工鉄筋が全く一様に長手方向力に抵抗すると考えることは耐震設計上危険側となる可能性があろう。

(2) 供試体全体の長手方向の変形特性

供試体全体の長手方向の変形と載荷力の関係を見るために，長スパン相対変位計による変位と載荷力との履歴を示した結果が図－6.48である。供試体の最大耐力は変位が16.1mm（6ループめ）の載荷ループの頂点で生じており，荷重は160tfである。この時点において，すでにリング継手のアンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋は降伏を開始している。

(3) アンカー鉄筋及びリング継手金具面板の変形

供試体全体としての破壊は最終的にリング接合面JT1及びJT2におけるリング継手のアンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋の破断によって生じたものである。したがって，ここではアンカー鉄筋及びリング継手金具面板のひずみをもとに継手部の変形特性を検討することとする。

リング継手JR2－4（図－6.5参照）におけるアンカー鉄筋のひずみの載荷履歴を示した結果が図－6.49である。アンカー鉄筋のひずみの計測は，Dタイプ

表－6.8　二次覆工鉄筋及びアンカー鉄筋の降伏の状況　(2)

鉄筋の位置			降伏が生じたループ	降伏時のひずみ ($\times10^{-6}$)	降伏時の載荷荷重 (tf)	降伏時のリング継手相対変位 (mm)
二次覆工鉄筋	JT2	S－25	3ループ	190	141.1	0.04
		S－26	5ループ	1773	139.1	1.67
		S－27	7ループ	2024	125.6	12.14
		S－28	4ループ	1736	120.1	0.72
アンカー鉄筋		A－1	6ループ	1453	131.0	1.31
		A－2	7ループ	1888	133.0	10.36
		A－3	6ループ	1738	143.9	2.39
		A－4	8ループ	1953	113.8	12.07
		A－5	6ループ	1843	146.3	2.01
		A－6	7ループ	1725	126.2	4.58
		A－7	6ループ	1928	159.7	5.84
		A－8	－	－	－	－
二次覆工鉄筋	SG1	S－29	6ループ	1332	158.1	5.17*
		S－30	7ループ	1004	151.3	5.99**
		S－31	7ループ	317	21.2	2.78**
		S－32	7ループ	1109	157.4	8.10**
	JT1	S－33	6ループ	1990	143.9	1.83
		S－34	6ループ	2104	156.7	4.09
		S－35	7ループ	2169	157.4	8.10
		S－36	6ループ	2006	156.7	4.09
		S－37	7ループ	2212	151.3	5.99
		S－38	7ループ	1878	126.2	4.68
		S－39	6ループ	1400	88.5	1.57
		S－40	－	1969	133.5	0.65

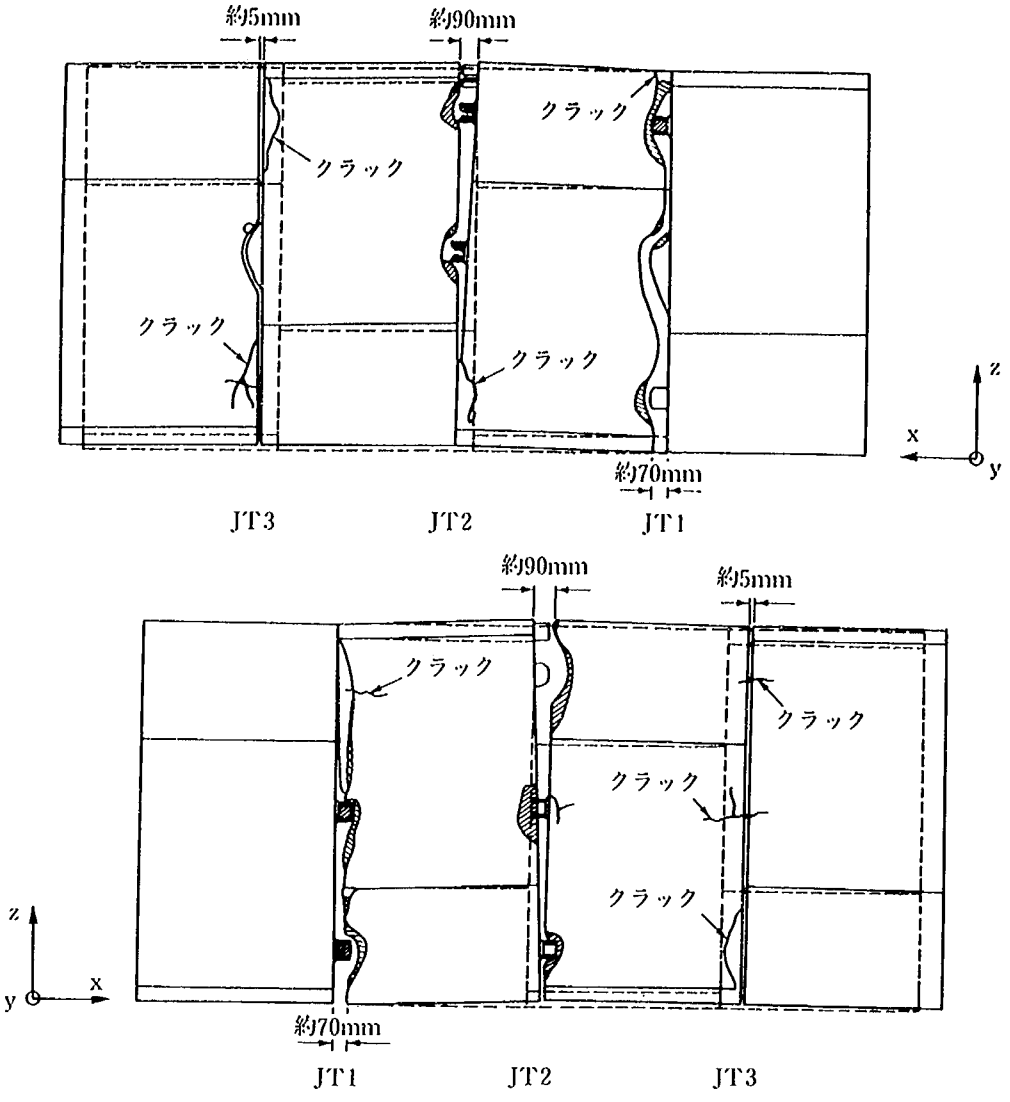
注）1．＊JT2の値
2．＊＊JT1の値
3．断面位置は表－2.6参照

供試体と同様に，リング接合面JT2内の2箇所で行っているが，両箇所での結果を比較すると供試体の外周面にクラックが生じるまではほとんど同じような挙動を示しており，また，クラックが生じた後もJR2－8の方がやや大きなひずみを生じているだけである。

次に，リング継手JR2－4における継手金具面板のひずみの履歴を図－6.50に示す。ただし，前述のアンカー鉄筋のひずみと同様にリング接合面JT2における他のリング継手においても図－6.50とほとんど同様な結果を示している。これによれば，以下の点が指摘される。

1）前述したようにDタイプ供試体では引張方向の載荷に伴い，P－1では3600μ程度の，また，P－2では1000μ程度の引張ひずみが生じた（図－6.35参照）。これに対してEタイプ供試体では，最終的には10000μ以上のひずみが生じ，測定範囲を越してしまったが，例えば4ループめの載荷（変位4.5mm）を見ると，P－1では4800μ程度の引張ひずみが，また，P－2では4580μ程度の圧縮ひずみが生じている。これは二次覆工を設けた場合にはリング継手のボルトボックス内にコンクリートが充填され，定着板の変形が拘束された結果，面板が図－6.51に示すように変形するためである。

2）P－1，P－2の位置における面板の降伏は，ともに載荷力が141tfに達し，JT2で二次覆工コンクリートにクラックが発生すると同時に生じている。これはリング接合面の位置で二次覆工にクラックが生



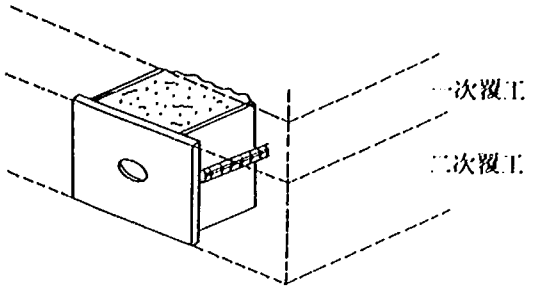
図－6.46　Eタイプ供試体の破壊状況

じて二次覆工鉄筋の降伏が進行するとともに，リング接合面の開きが急激に増加するためである。また，面板の降伏は，Dタイプ供試体と同様に，アンカー鉄筋の降伏より早く生じている。

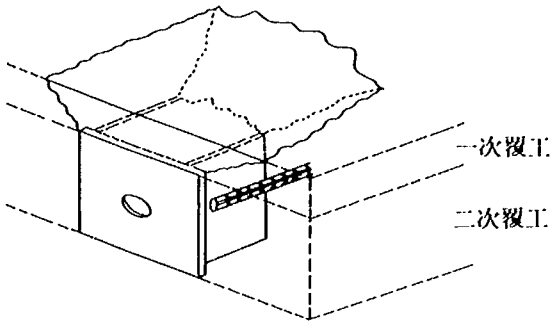
(4)　リング継手における相対変位

図－6.52は，リング接合面ＪＴ１～３における隣接リング間の相対変位と載荷力との履歴曲線を示したものである。ここで，Dタイプ供試体の場合と同様に，履歴曲線は同一リング接合面内の４箇所で得られた結果の平均値によって示している。なお，ＪＴ１及びＪＴ２については，変位計の信頼性からともに９ループめの途中で計測を打ち切っている。図－6.52によれば，まず変位が16.1㎜（６ループめ）の載荷途中で変位が15.8㎜に至り，各リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生するまでは，いずれのリング接合面においてもよく似た特性を示している。ただし，15.8㎜の変位は供試体全体を通じた変位であるから，図－6.52では15.8÷３＝5.2㎜程度の変位に相当している。なお，この段階においては，大部分の二次覆工鉄筋がリング接合面の位置で降伏しており，さらにリング継手のアンカー鉄筋も供試体の外周面にクラックが生じたことにより降伏を開始している。

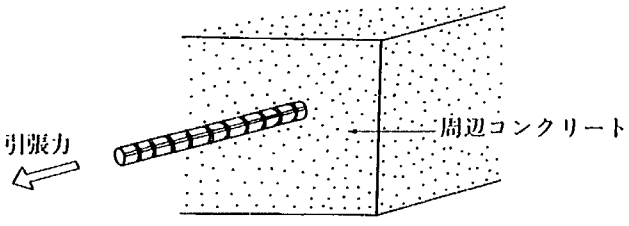
さらに載荷が進むと，ＪＴ１及びＪＴ２においてアンカー鉄筋の破断が生じ，リング接合面の相対変位が急激に大きくなった。ただし，アンカー鉄筋の破断が生じなかった（完全に確認できなかったが，少なくとも大部分のアンカー鉄筋は破断していない）ＪＴ３では相対変位の急激な増加は認められない。



(a)　周辺のコンクリートとの付着切れ



(b) 周辺のコンクリートとの付着切れ



(c) アンカー鉄筋の状態

図－6.47　コンクリートの付着切れに伴う
アンカー鉄筋の状態

図－6.53は，リング継手の相対変位の分布を載荷ステップに伴って示したものである。図－6.53(a)によれば，前述したように供試体の外周面にクラックが発生した変位16.1mm（6ループめ）までは各々のリング接合面における継手の相対変位には顕著な差は認められない。どちらかというとDタイプ供試体と同様に，載荷桁に最も近いJT3で相対変位がやや大きくなっている。しかし，載荷が進んでJT1及びJT2においてアンカー鉄筋の破断が生じた後は，当然ながらこの箇所における相対変位が急増している。また，図－6.53(b)～(d)は，リング継手の相対変位が円周方向にどのように分布するかを示したものである。アンカー鉄筋の破断以降は，JT2では供試体上部のD5及びD8において，またJT3では供試体下部のD2及びD3において，それぞれ相対変位が急増している。これは，4.1において示したように，供試体に曲げが作用したためである。また，最終状態までアンカー鉄筋が破断していないJT3では，多少の起伏はあるものの最後まで相対変位は円周方向に均等に生じている。

(5)　リング継ぎボルトの軸力

各リング接合面におけるリング継ぎボルトの軸力と載荷力との履歴曲線を図－6.54に示す。ただし，図中の載荷力にはリング継手に作用する荷重の他に二次覆工が分担する荷重も含まれていることに注意しなければならない。初期軸力は載荷を繰り返すにつれて徐々に減少し，最終的にはわずかながら圧縮力が生じている。ボルトの軸力が減少する理由については3.5に示した通りと考えられる。一方，最終的に圧縮力が生じた理由は，載荷のくり返しにより引張方向の残留変形が増加（図－6.16参照）するとともに，リング継手のボルトボックス内に充填されたコンクリートによりボルトの頭部に圧縮力が作用したためであると考えられる。

二次覆工のリング接合面位置にクラックが発生するまでは，ボルトの軸力は初期軸力にほぼ等しい。したがって，二次覆工のリング接合面位置にクラックが生じていない状態では載荷力は二次覆工で負担され，一次覆工にはほとんど力が作用していない。

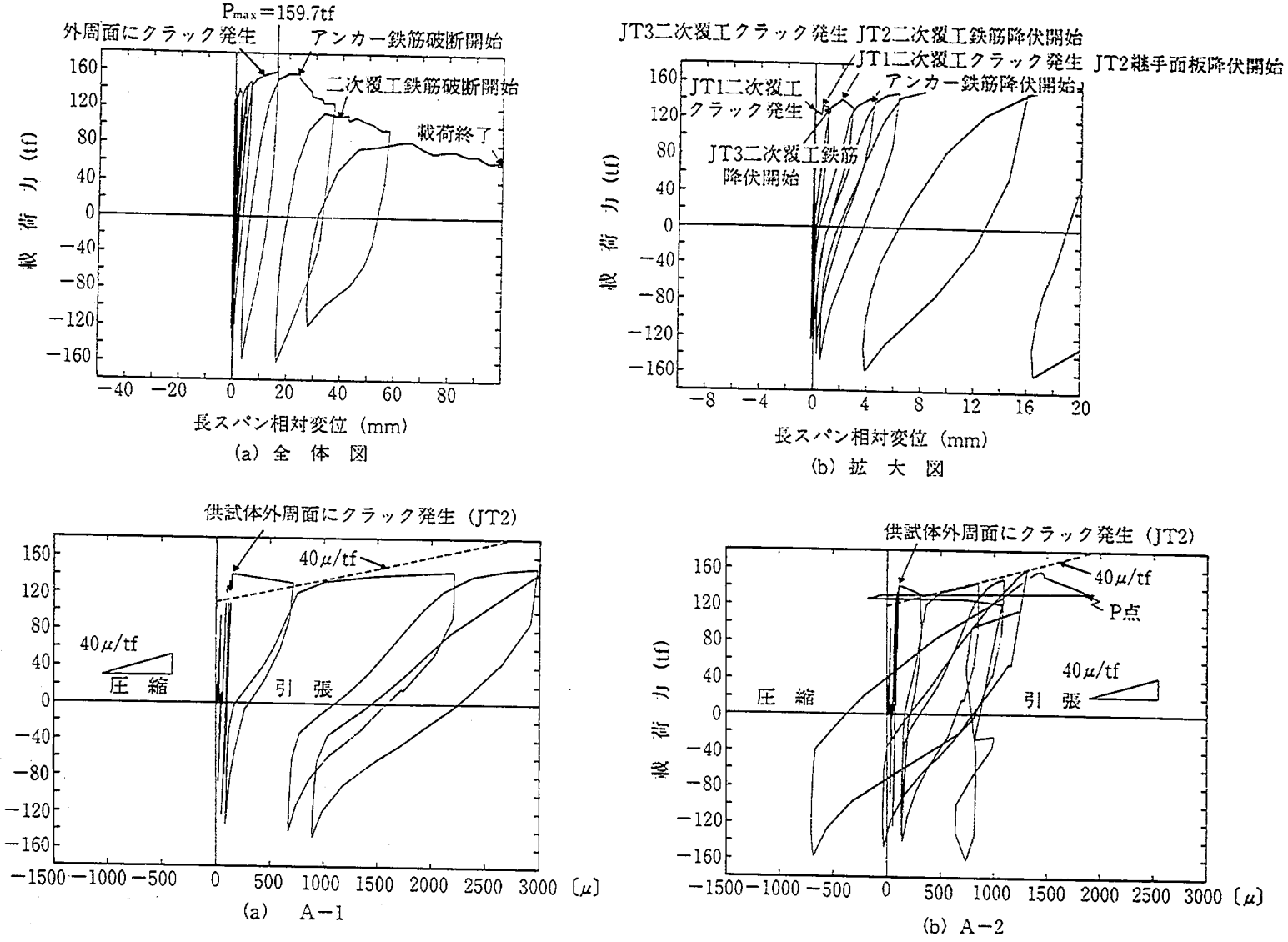
(6)　セグメント継ぎボルトの軸力

セグメント継ぎボルトに生じた軸力と載荷力との履歴曲線を図－6.55に示す。これによれば，セグメント継ぎボルトに生じた軸力は，Dタイプ供試体の場合と同様に，載荷力に係わらずほぼ一定値を保ち，初期軸力からの低下もほとんど認められない。

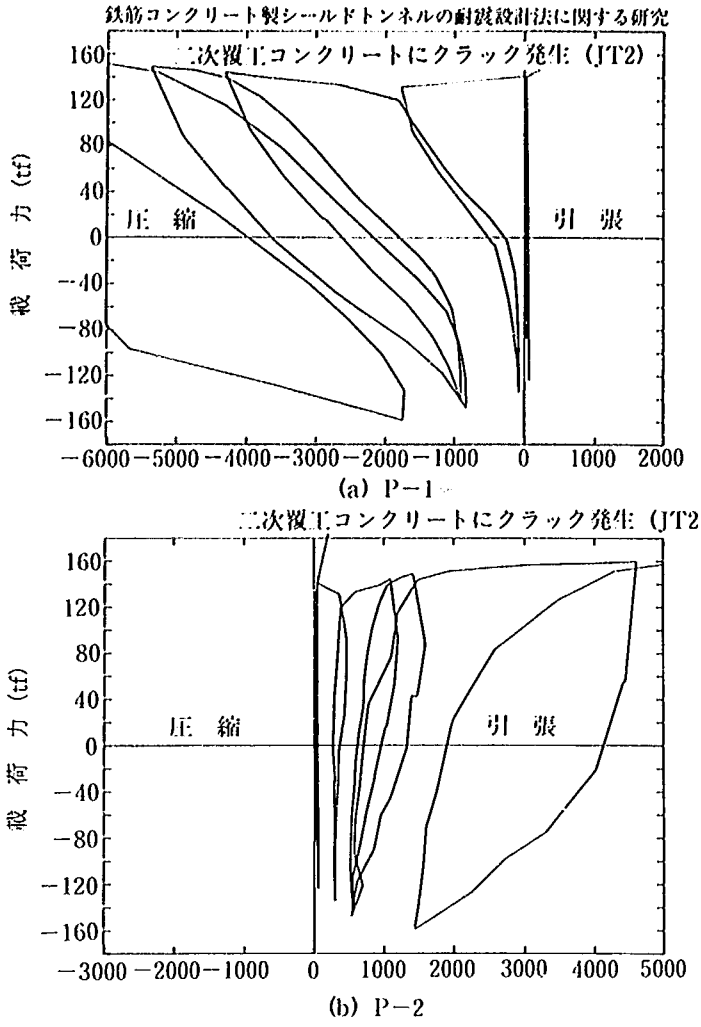
(7)　二次覆工鉄筋に生じるひずみ

Eタイプ供試体の二次覆工には，供試体の長手方向に16本，円周方向に12本（ともにD13）の二次覆工鉄筋が配置されている。まず，載荷にともなって軸方向の二次覆工鉄筋がどのように挙動しているかを調べるために，16本の中から1本を選びだして各断面位置での二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴曲線を示した結果が図－6.56である。これによれば軸方向に配置された二次覆工鉄筋について以下の点が指摘される。

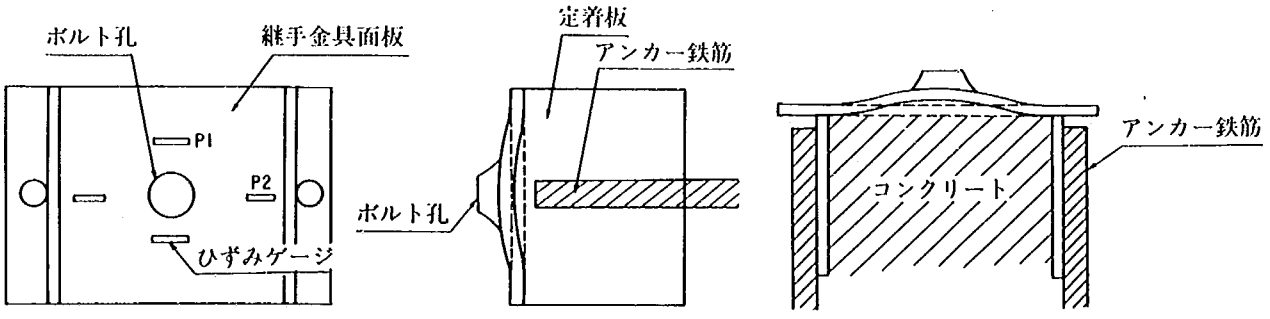
1）リング接合面JT1～3の位置では，二次覆工



図−6.49 アンカー鉄筋のひずみの載荷履歴

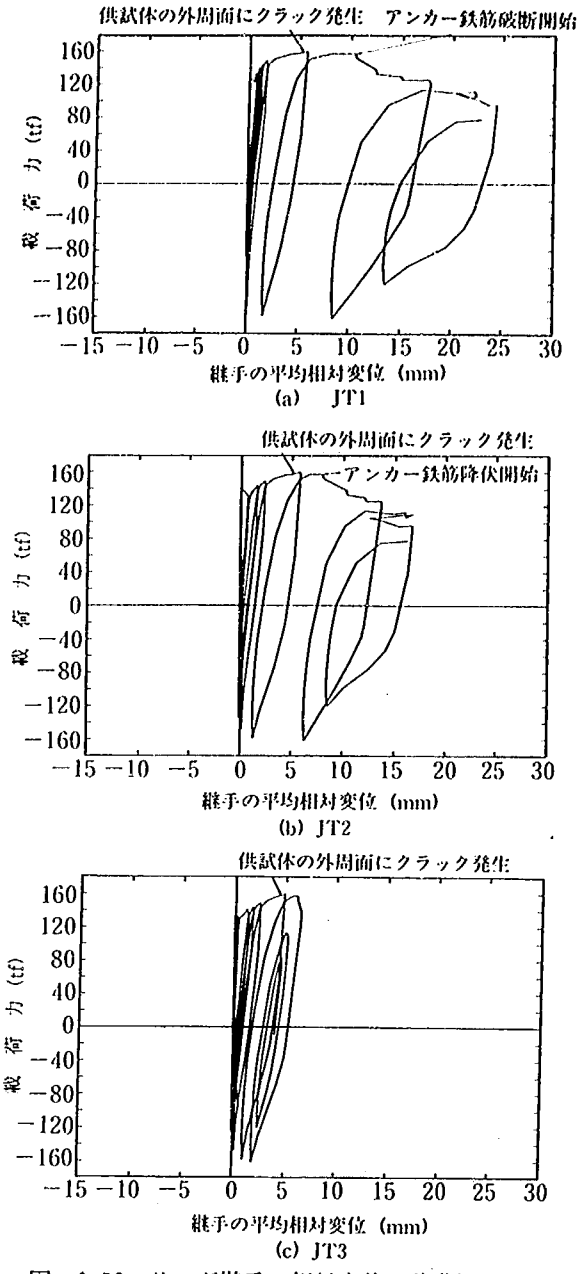


図−6.50 リング継手金具面板のひずみの載荷履歴



図−6.51 リング継手金具の変形

にクラックが発生すると，二次覆工コンクリートにより負担されていた載荷力の大部分が二次覆工鉄筋で受け持たれることになるため，急激なひずみの増加が生じている。例えば，ＪＴ２の位置では二次覆工コンクリートにクラックが発生した瞬間に1800μものひずみが生じ，これ以後の載荷でまもなく降伏している。なお，ＪＴ１～３ではいずれにおいても二次覆工コンクリートにクラックが生じると載荷荷重が20tf程度も減少しているが，これは変位制御で載荷を行っているため，供試体の剛性が低下したことにより載荷力も減少することによるものである。



図－6.52 リング継手の相対変位の載荷履歴

2）リング接合面ＪＴ１～３の位置において二次覆工コンクリートにクラックが発生したことは，ＳＧ１～４断面位置の二次覆工鉄筋の履歴にも影響を及ぼしている。

ＳＧ１～４の位置の二次覆工鉄筋においてもリング接合面位置におけるクラックの発生によってひずみの急激な増加が認められる。ただし，そのひずみの量はリング接合面位置の鉄筋に生じるほど大きくなく，また，リング接合面から離れるに従って小さくなっている。これは二次覆工コンクリートとの間の付着があるために，リング接合面の位置から離れるにつれて，二次覆工鉄筋に作用する力が二次覆工コンクリートに分担されるようになるためである。

3）ＳＧ４断面では，すでに初期状態において供試体の円周方向にクラックが生じているにも係わらず，最後まで二次覆工鉄筋は降伏していない。これは二次覆工に円周方向のクラックが生じたとしても，長手方向の変形はそこに必ずしも集中するわけではないことを示すものである。

次に，円周方向の二次覆工鉄筋のひずみをＳＧ４断面の近傍の鉄筋について示すと図－6.57のようになる。これによればひずみ量は最大でも120μ程度であり長手方向の二次覆工鉄筋と比較するときわめて小さいものである。また，この時円周方向に作用している力を計算すると，二次覆工鉄筋のヤング係数が2.03×10^6 kgf／cm²であるため，鉄筋１本あたり$120\mu\times2.03\times10^6$kgf／cm²$\times1.267$cm²＝309kgfとなる。また，図－6.57(a)～(c)においては，履歴曲線は全体として負の勾配を有しているが，これはポアソン効果による影響と考えられる。なお，履歴曲線が全体に引張ひずみ側にずれているが，この理由についてははっきりしない。

以上の結果と6.5.2(6)に示したようにセグメント継ぎボルトに生じる軸力が比較的小さいことを考え併せると，５章に示したようにセグメントの一部を切り出した部分模型による実験結果は，二次覆工を有する場合にも，長手方向力を受けるシールドトンネルの挙動を把握する上で概ね妥当であると言うことができる。

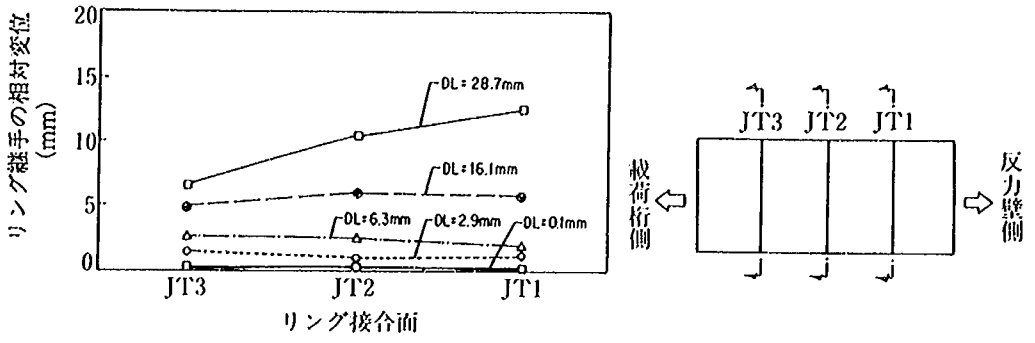
6.5.3 剛性及び耐力の評価方法

(1) 二次覆工がない場合

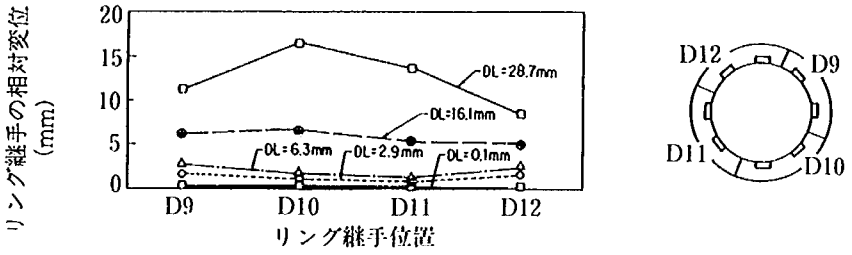
1）変形の特徴およびモデル化の基本方針

Ｄタイプ供試体の損傷の進展順序は6.5.1に示した通りであるが，トンネルのモデル化に際してはリング継手金具面板の状態を，a）降伏していない状態，b）面板の両端が降伏した状態，c）さらにボルト位置でも降伏が生じた状態，の３つに分けて考える必要がある。従って，この場合には，長手方向の載荷力と変位との関係(載荷履歴曲線の包絡線)は図－6.58に示すように５ステップに分けてモデル化する。

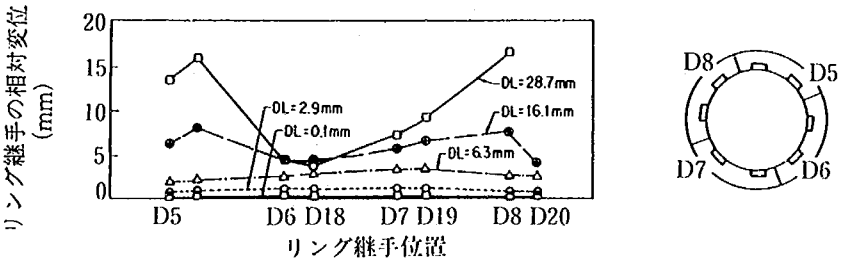
①リング継手金具面板がまだ降伏していない状態
②リング継手金具面板の両端が降伏した状態
③リング継手の両端の他にボルト位置でも降伏が生じた状態



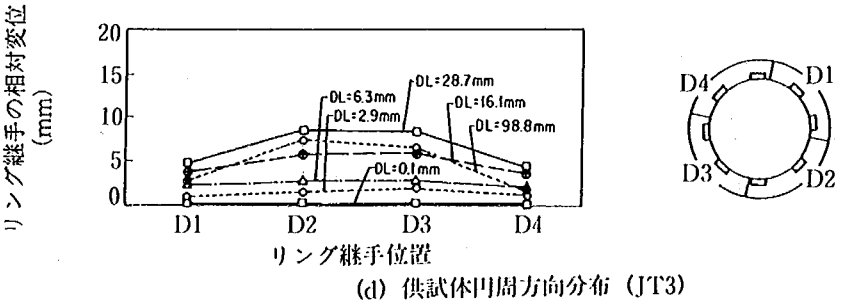
(a) 供試体軸方向分布



(b) 供試体円周方向分布 (JT1)

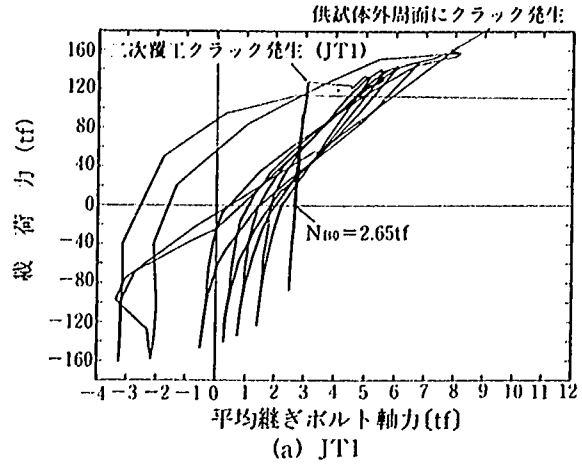


(c) 供試体円周方向分布 (JT2)

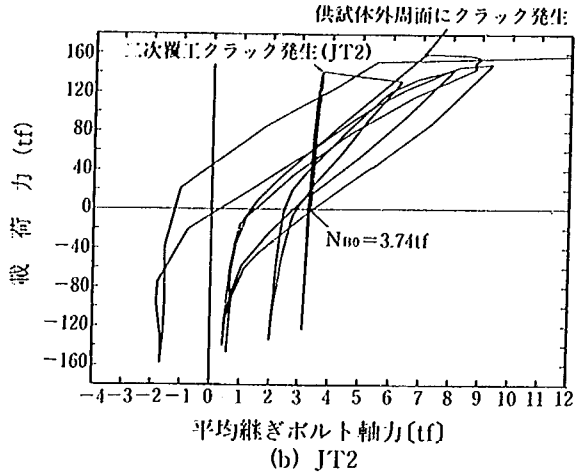


(d) 供試体円周方向分布 (JT3)

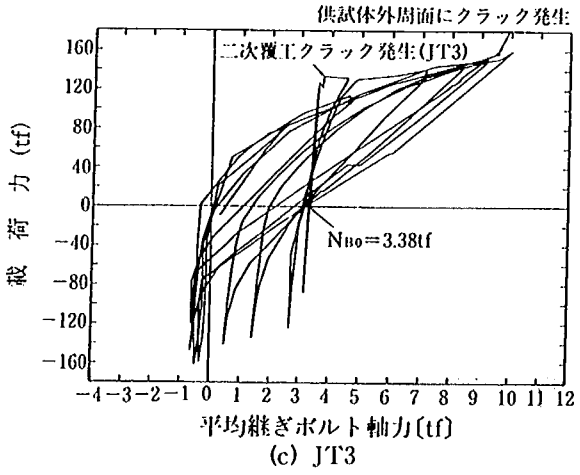
図－6.53　載荷ステップに伴うリング継手の相対変位の分布



(a) JT1

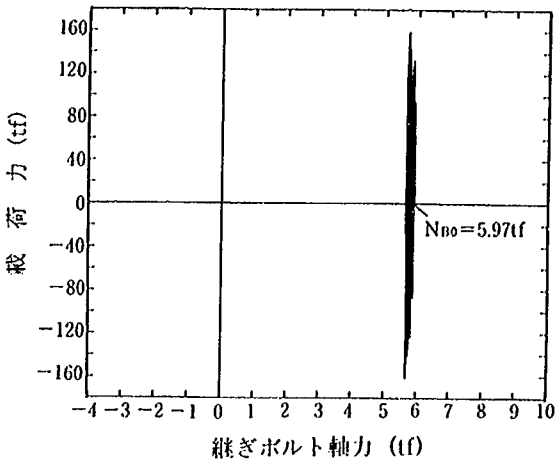


(b) JT2



(c) JT3

図－6.54 リング接合面の平均継ぎボルト軸力の載荷履歴



図－6.55 セグメント継ぎボルトの軸力の載荷履歴

④リング継手のアンカー鉄筋が降伏した状態

⑤リング継手のアンカー鉄筋が破断した状態。

次に，履歴曲線をモデル化するために，以下の仮定を設ける。

i）実験ではリング内でセグメント間のずれは生じていないことから，各セグメントリングはトンネル長手方向の荷重に対して弾性変形する円環とみなす。

ii）リング継ぎボルトの伸び量は，面板の変形量に比べて無視できるものとし，ボルトの軸剛性は無限に大きいとする。

iii）リング継手金具面板は定着板およびアンカー鉄筋によって両端を支持された梁として図－6.59のようにモデル化する。面板に塑性ヒンジが生じる時のモーメント（以下，塑性モーメントと呼ぶ）は次式によって求めることができる。

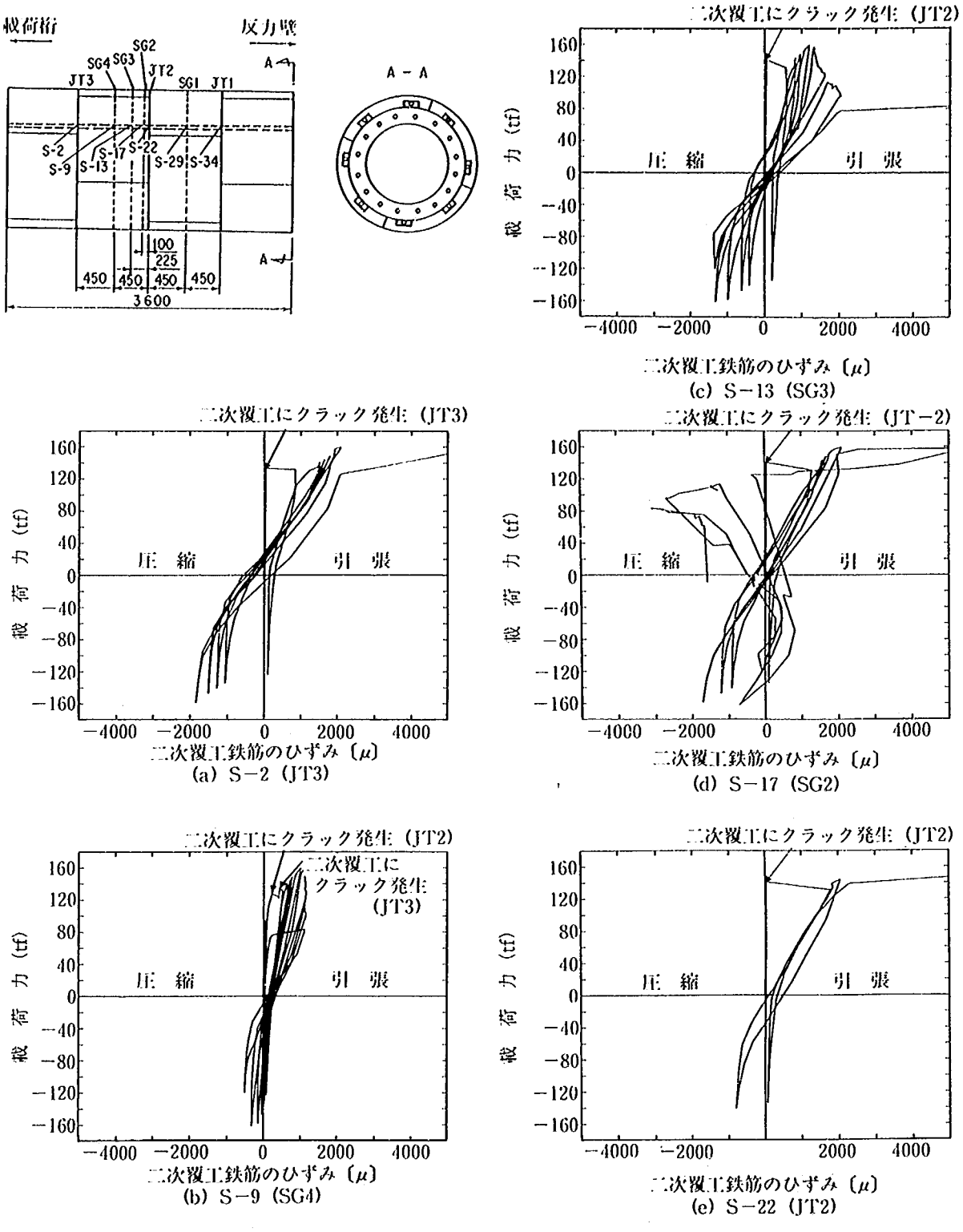
$$M_{plp}=\frac{W_{pl}\cdot t_{pl}^2\cdot \sigma_{ply}}{4} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (6.1)$$

また，面板を梁としてモデル化した場合の梁のスパン長 $\overline{l}_{pl}$ は次式により求める。

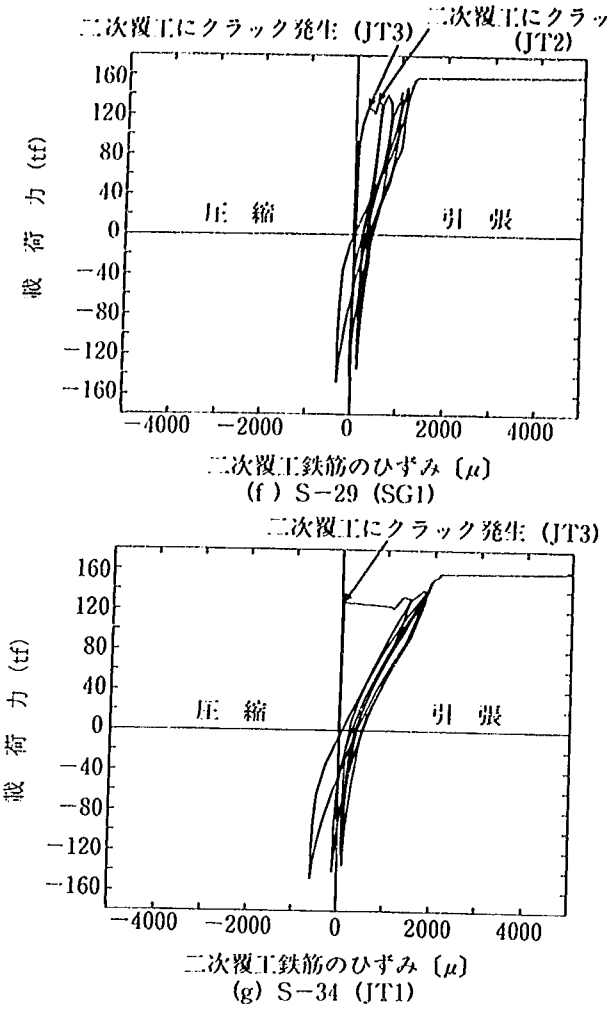
$$\overline{l}_{pl}=\left\{\begin{array}{l} l_{plB}=l_{pl}-W_B \\ \quad \text{(面板が降伏していない状態)} \\ l_{pl} \quad \text{(面板が降伏した状態)} \end{array}\right\} \qquad (6.2)$$

なお，金具面板が降伏した場合の梁のスパン長を l_{pl} としたのは，この段階ではボルト頭部の幅に相当する長さは梁の長さとして有効に効かないことを考慮したためである。

2）リング継手の剛性および耐力の評価法



図－6.56　二次覆工の長手方向鉄筋に生じるひずみの載荷履歴　(1)



図−6.56　二次覆工の長手方向鉄筋に生じるひずみの載荷履歴 (2)

上述した仮定によれば，継手金具面板を梁としてモデル化し，その中央にボルトからの引張力に相当する荷重f_Jを受けた場合の面板中央に生じるたわみδ_{pl}の関係は次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned}\delta_{pl} &= 2\cdot\frac{f_J\cdot l_{plB}^3}{192\cdot E_{pl}\cdot I_{pl}} \qquad \text{(面板が降伏していない状態)}\\ \delta_{pl} &= 2\cdot\left(\frac{f_J\cdot l_{pl}^3}{48\cdot E_{pl}\cdot I_{pl}}-\frac{M_{plp}\cdot l_{pl}^2}{8\cdot E_{pl}\cdot I_{pl}}\right) \qquad \text{(面板が降伏した状態)}\end{aligned}\right\} \quad (6.3)$$

また，式 (6.1) 及び式 (6.3) より，面板の両端に塑性ヒンジが生じる時の荷重f_{J1}とたわみδ_{pl1}，及び，これ以外にボルト位置にも塑性ヒンジが生じる時の荷重f_{J2}とたわみδ_{pl2}は次式で求められる。

$$\left.\begin{aligned} f_{J1} &= \frac{6\cdot W_{pl}\cdot l_{pl}^2\cdot\delta_{plY}}{(4-(l_{plB}/l_{pl})^3)\cdot l_{pl}}\\ \delta_{pl1} &= \frac{W_{pl}\cdot l_{pl}^2\cdot\sigma_{plY}}{4-(l_{plB}/l_{pl})^3}\cdot\frac{l_{pl}^2(l_{plB}/l_{pl})^3}{16E_{pl}\cdot I_{pl}}\\ f_{J2} &= \frac{8\cdot M_{plY}}{l_{pl}}\\ \delta_{pl2}^2 &= \frac{W_{pl}\cdot l_{pl}^2\cdot\sigma_{plY}\cdot l_{pl}}{48\cdot E_{pl}\cdot I_{pl}}\end{aligned}\right\} \quad (6.4)$$

以上より，リング継手1個あたりの剛性k_{Ji}（$i=1$，2，3）は，次のようになる。

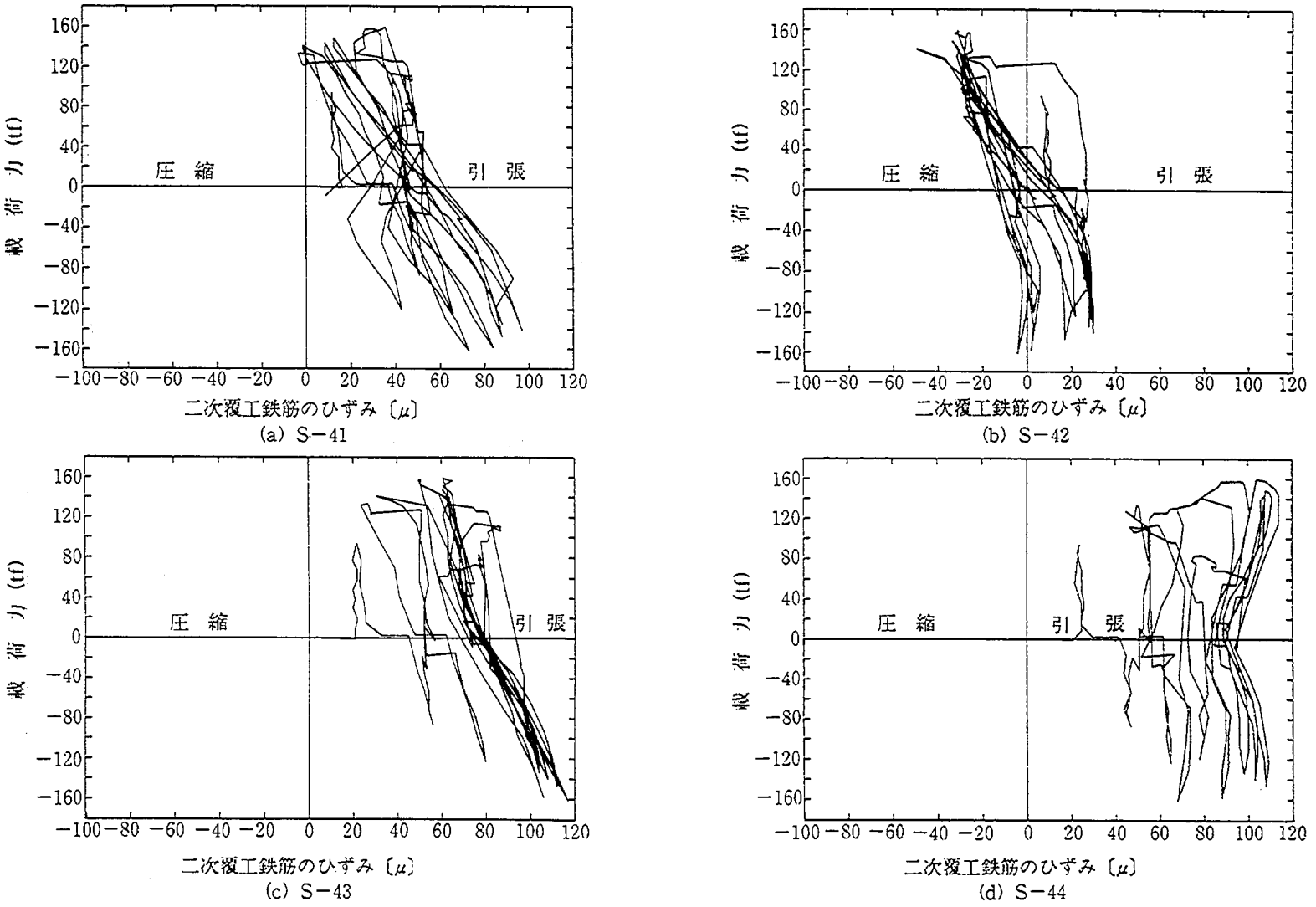
$$\left.\begin{aligned} k_{J1} &= \frac{96\cdot E_{pl}\cdot I_{pl}}{l_{plB}^3} && \delta_J < \delta_{pl1}\\ k_{J2} &= \frac{24\cdot E_{pl}\cdot I_{pl}}{l_{pl}^3} && \delta_{pl1}\leqq\delta_J<\delta_{pl2}\\ k_{J3} &= 0 && C\cdot\delta_{pl2}<\delta_J\end{aligned}\right\} \quad (6.5)$$

ここで，面板の中央にも塑性ヒンジが生じた後では，面板中央のたわみがまだ小さい範囲では，たわみの増分に対する荷重の増分は非常に小さいため，ここでは$k_{J3}=0$とした。ただし，ある程度たわみが大きくなると実際には剛性は0とはならない。後述するように実験結果との比較を行うためには，載荷荷重が大きくなった段階でこのことが重要となるが，ここでは計算上の簡便さと，安全側の結果を与えるということから，この効果を無視する。また，k_{J2}からk_{J3}に剛性が変化するときの継手の変位量はδ_{pl2}ではなくC・δ_{pl2}とした。これは実験結果を検討すると，ボルトの周辺で面板が降伏してもすぐ剛性が0になるわけではなく，しばらくの間はk_{J2}程度の剛性を有しているためである。係数Cは今回の実験結果からとりあえず2.0としたが，これについては将来さらに検討していく必要がある。

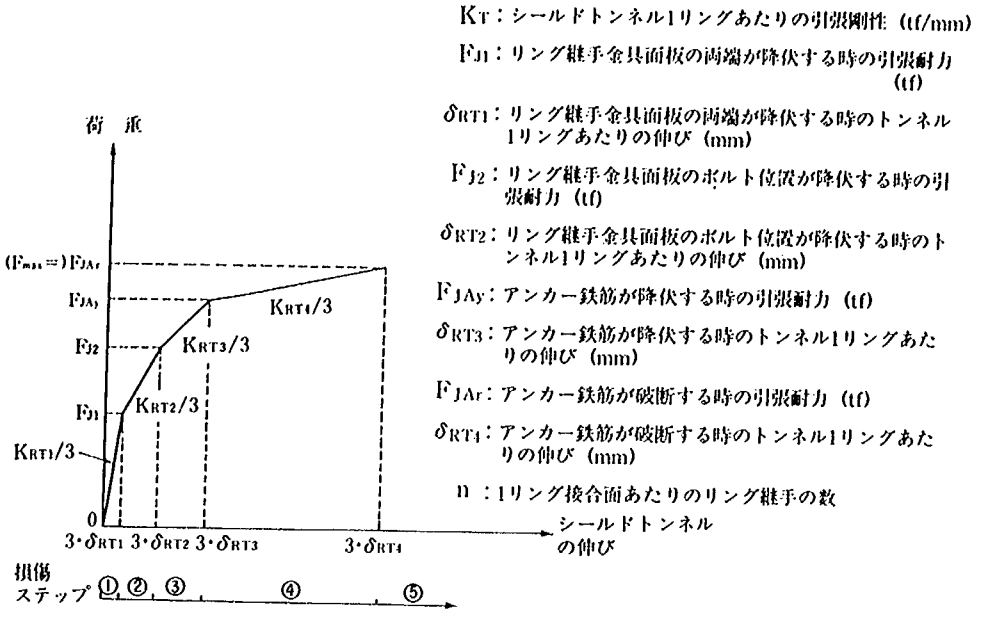
3）トンネル1リングあたりの剛性および耐力の評価法

セグメントおよびリング継手を図−6.60に示すように直列バネによってモデル化すると，トンネル1リングあたりの長手方向の剛性K_Rは次のように求められる。

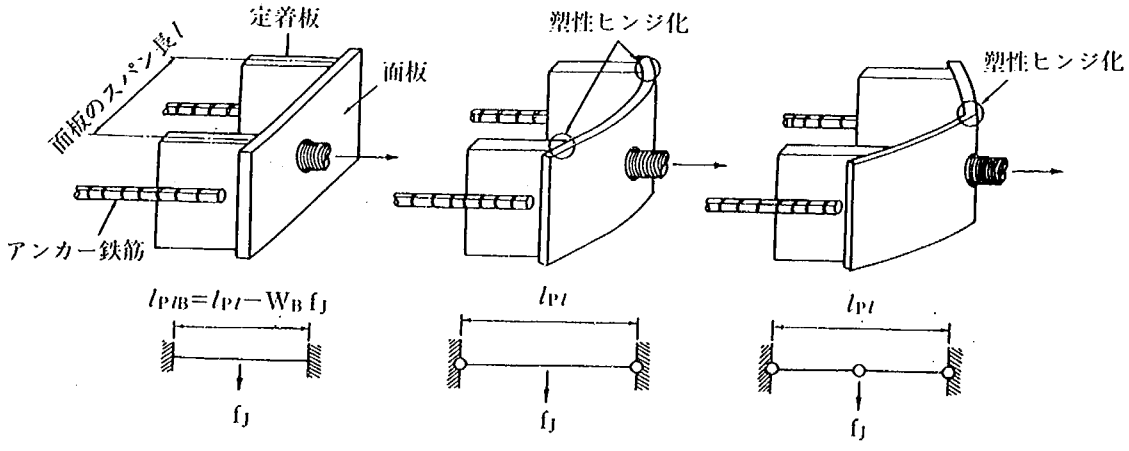
$$K_R=\begin{cases}K_{RC} & \delta_R<0\\ K_{RT1}=\dfrac{K_S}{1+K_S/K_{J1}} & 0\leqq\delta_R<\delta_{RT1}\\ K_{RT2}=\dfrac{K_S}{1+K_S/K_{J2}} & \delta_{RT1}\leqq\delta_R<\delta_{RT2}\\ K_{RT3}=0 & \delta_{RT2}\leqq\delta_R\end{cases} \quad \cdots\cdots (6.6)$$



図−6.57　二次覆工の円周方向鉄筋に生じるひずみの載荷履歴



図－6.58　二次覆工のないシールドトンネルの変形及び耐力のモデル化（3リング分）



図－6.59　継手金具面板のモデル化

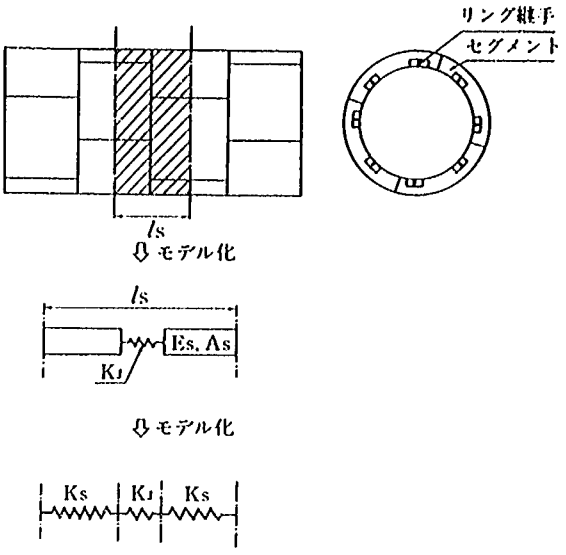
ここに，1リングあたりのセグメントの剛性K_Sは，次式で求める。

$$K_S = \frac{E_S \cdot A_S}{l_S} \quad \cdots\cdots (6.7)$$

K_{Ji}は1リング接合面あたりの継手の個数n_Jおよび式（6.5）で与えられるリング継手1個あたりの剛性K_{Ji}より次のように求められる。

$$K_{Ji} = n_J \cdot K_{Ji} \quad \cdots\cdots (6.8)$$

また，剛性が変化するときのトンネル1リングあたりの変形量δ_{RTi}（$i=1$，2）(mm)は，次式で求められる。



図－6.60　セグメント及びリング継手のばねによるモデル化

$$\delta_{RT1}=\frac{F_{J1}}{K_{RT1}}$$

$$\delta_{RT2}=\delta_{RT1}+\frac{(F_{J2}-F_{J1})}{K_{RT2}} \qquad \cdots\cdots (6.9)$$

ここで，リング接合面に作用する力F_{Ji}は，次式で求める。

$$F_{Ji}=n_J\cdot f_{Ji} \qquad (i=1,2) \qquad \cdots\cdots (6.10)$$

リング継手が降伏した後の状態になると，コンクリートの付着切れやクラックの発生等により，リング継手金具面板の変形を評価することは非常に難しい。このためここでは，アンカー鉄筋が降伏および破断するときの荷重F_{JAy}，F_{JAr}を次式によって求めることとする。

$$F_{JAy}=2\cdot n_J\cdot\sigma_{Ay}\cdot A_A$$
$$F_{JAr}=2\cdot n_J\cdot\sigma_{Ar}\cdot A_A \qquad \cdots\cdots (6.11)$$

(2)　二次覆工がある場合

1）変形の特徴およびモデル化の基本方針

二次覆工がある場合の損傷の進展順序は6.5.2に示した通りである。これに従い，載荷履歴曲線の包絡線を図－6.61に示すように次の7段階に分けて考える。

①リング接合面位置で二次覆工にクラックが生じるまでの状態

②リング接合面位置で二次覆工鉄筋が降伏するまでの状態

③リング継手金具面板の両端が降伏するまでの状態

④リング継手金具面板の両端の他にボルト位置でも降伏するまでの状態

⑤リング継手のアンカー鉄筋が降伏するまでの状態

⑥リング継手のアンカー鉄筋が破断するまでの状態

⑦リング接合面位置で二次覆工鉄筋が破断するまでの状態

履歴曲線のモデル化にあたっては，前述したDタイプ供試体に対する仮定に加えて，新たに以下の仮定を設ける。

i）リング継手アンカー鉄筋のひずみは，図－6.62に示すように定着板の端部でε_A，アンカー鉄筋の先端で0の分布をするものとする。

ii）二次覆工に引張力が作用していくとやがて引張クラックが生じるが，引張クラックは各リング接合面に均等に発生するものとする。また，二次覆工鉄筋とコンクリートの間の付着切れは，図－6.63に示すように，リング接合面を中心として両側に$l_{LR}/2$の範囲で生じるものとする。二次覆工鉄筋に生じるひずみは，リング接合面位置でε_{LR}，付着が切れ始める先端では0の分布とする。

2）二次覆工の剛性および耐力の評価法

上述した仮定によれば，二次覆工鉄筋が降伏，破断する時の鉄筋1本あたりの耐力f_{LRy}，f_{LRr}および伸び量δ_{LRy}，δ_{LRr}は各々次式で与えられる。

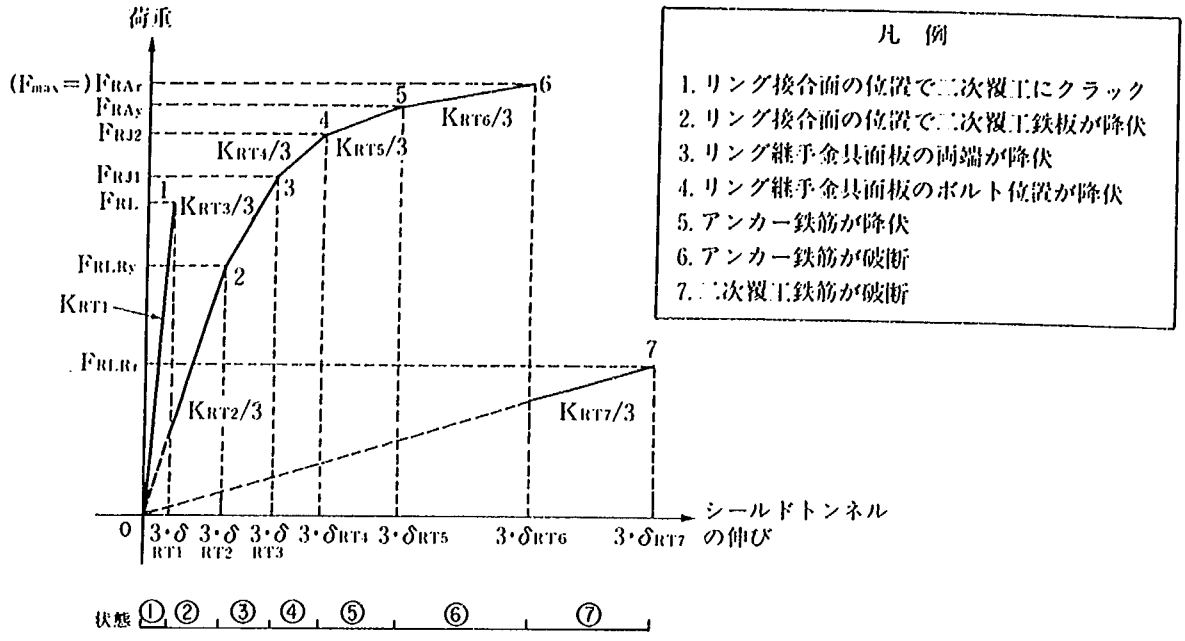
$$\left.\begin{aligned}
&f_{LRy}=E_{LR}\cdot A_{LR}\cdot\varepsilon_{LRy}\\
&f_{LRr}=(E_{LRe}-E_{LRy})\cdot A_{LR}\cdot\varepsilon_{LRy}+E_{LRy}\cdot A_{LR}\cdot\varepsilon_{LRr}\\
&\delta_{LRy}=1/2\cdot\varepsilon_{LRy}\cdot l_{LRy}\\
&\delta_{LRr}=1/2\cdot\varepsilon_{LRr}\cdot l_{LRr}
\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (6.12)$$

したがって，トンネル1リングあたりの二次覆工鉄筋の降伏前および降伏後の剛性K_{LRe}，K_{LRy}は次のようになる。

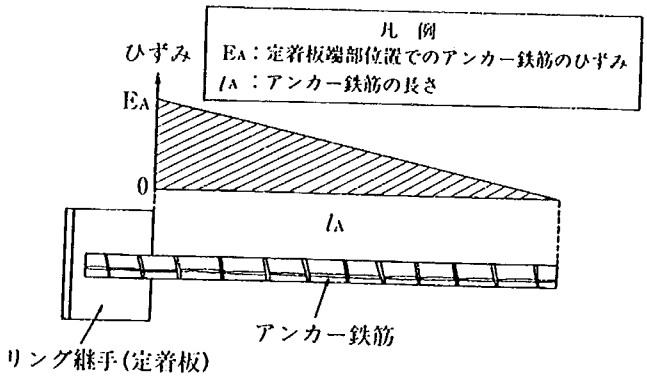
$$K_{LR1}=n_{LR}\cdot k_{LRe}$$
$$K_{LRy}=n_{LR}\cdot k_{LRy} \qquad \cdots\cdots (6.13)$$

ここに，

K_{LRe}及びK_{LRy}はそれぞれ降伏前，降伏後の二次覆工鉄筋1本あたりの剛性であり，式（6.14）より次式で与えられる。



図－6.61　二次覆工のあるシールドトンネル（3リング分）の変形および耐力のモデル

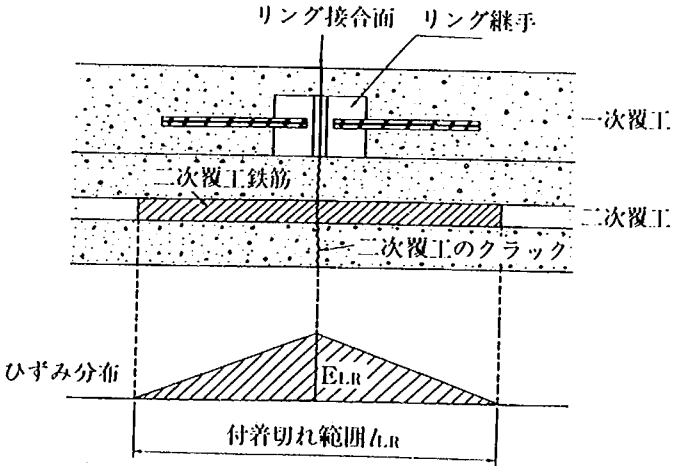


図－6.62　アンカー鉄筋のひずみ分布の仮定

$$\left.\begin{aligned} k_{LRe} &= \frac{2 \cdot E_{LRe} \cdot A_{LR}}{l_{LRy}} \\ k_{LRy} &= \frac{2 \cdot E_{LRy} \cdot A_{LR}\,(\varepsilon_{LRr} - \varepsilon_{LRy})}{\varepsilon_{LRr} \cdot l_{LRr} - \varepsilon_{LRy} \cdot l_{LRy}} \end{aligned}\right\} \quad (6.14)$$

また，トンネル1リングあたりの二次覆工コンクリートの剛性は，式（6.7）と同様に次式で与えられる。

$$K_{RL} = \frac{E_L \cdot A_L}{l_S} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.15)$$



図－6.63　二次覆工鉄筋のひずみ分布の仮定

3）トンネル1リングあたりの剛性および評価方法

まだ二次覆工にクラックが生じていない場合には，図－6.64(a)に示すように，セグメントとリング継手を直列バネとして，また一次覆工と二次覆工を並列バネとしてモデル化すると，トンネル1リングあたりの長手方向の剛性K_{RT1}は次のように求められる。

$$K_{RT1} = \frac{K_S}{K_S/K_{J1}+1} + K_L \qquad 0 \leqq \delta_R < \delta_{RT1}$$

…… (6.16)

二次覆工にクラックが生じた後には，図－6.64(b)に示すように，セグメントと二次覆工コンクリート，リング継手と二次覆工鉄筋をそれぞれ並列バネとしてモデル化すると，リング継手金具面板の降伏の程度に応じて，トンネル1リングあたりの長手方向の剛性は次のように求められる。

i）面板が降伏していない状態

$$K_{RT2} = \frac{K_S+K_L}{(K_S+K_L)/(K_{J1}+K_{LR2})+1}$$

$$\delta_{RT1} \leqq \delta_R < \delta_{RT2}$$

ii）面板の両端が降伏した状態

$$K_{RT3} = \frac{K_S+K_L}{(K_S+K_L)/(K_{J1}+K_{LR1})+1}$$

$$\delta_{RT2} \leqq \delta_R < \delta_{RT3}$$

iii）面板の他にボルト位置でも降伏した状態

$$K_{RT4} = \frac{K_S+K_L}{(K_S+K_L)/(K_{J2}+K_{LR2})+1}$$

$$\delta_{RT3} \leqq \delta_R < \delta_{RT4}$$

…… (6.17)

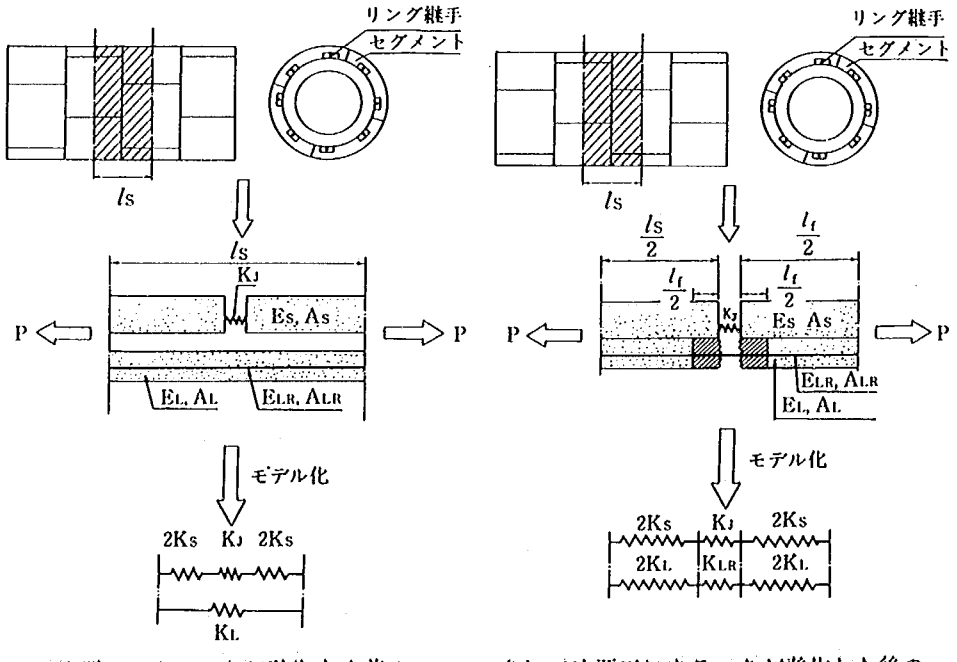
ここに，δ_{RTi}（i＝1～4）：剛性が変化する時のトンネル1リングあたりの変形量（mm）で，次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{RT1} &= \sigma_{LT}/E_L \cdot l_S \\
\delta_{RT2} &= \frac{(K_{J1}+K_{LR1}) \cdot \delta_{LRy}}{K_{RT2}} \\
\delta_{RT3} &= \delta_{RT2} + \frac{(K_{J1}+K_{LR2})(\delta_{pl1}-\delta_{LRy})}{K_{RT3}} \\
\delta_{RT4} &= \delta_{RT3} + \frac{(K_{J2}+K_{LR2})(\delta_{pl2}-\delta_{pl1})}{K_{RT4}}
\end{aligned}\right\}$$

…… (6.18)

リング継手が降伏した後の状態になると，Dタイプの場合と同じように，コンクリートの付着切れやセグメントのクラックの発生によりリング継手金具面板の変形を評価することは非常に難しい。このためここでは，アンカー鉄筋が降伏，破断するときの荷重F_{RAy}，F_{RAr}および二次覆工鉄筋が破断するときの荷重F_{RLRr}を次式によって求めることとする。

$$F_{RAy} = 1/2\ (K_{LRe}-K_{LRy})\ \varepsilon_{LRy} \cdot l_{LRAr} + (K_{Ae}+K_{LRy}) \cdot \varepsilon_{Ay} \cdot l_A$$



(a) 二次覆工にクラックが発生する前のトンネルのモデル化

(b) 二次覆工にクラックが発生した後のトンネルのモデル化

図－6.64　セグメント，リング継手，及び，二次覆工のばねによるモデル化

$$F_{RAr} = 1/2\,(K_{LRe} - K_{LRy})\,\varepsilon_{LRy} \cdot l_{LRAr} + (K_{Ae} - K_{Ay}) \cdot \varepsilon_{Ay} \cdot l_A + (K_{Ay} + K_{LRy})\,\varepsilon_{Ar} \cdot l_A$$

$$F_{RLRr} = 1/2\,(K_{LRe} - K_{LRy})\,\varepsilon_{LRy} \cdot l_{LRAr} + 1/2 \cdot K_{LRy} \cdot \varepsilon_{LRr} \cdot l_{LRr} \quad \cdots\cdots (6.19)$$

ここに，K_{Ae}，K_{Ay}：降伏前・後のアンカー鉄筋の剛性で次式で与えられる。

$$K_{Ae} = 2n_J \cdot E_{Ae} \cdot A_A / l_A$$

$$K_{Ay} = 2n_J \cdot E_{Ay} \cdot A_A / l_A \quad \cdots\cdots (6.20)$$

(3) 実験結果との比較

1）二次覆工がない場合

以上に示した方法を用いて，Dタイプ供試体の載荷履歴曲線を解析的に求めると図－6.65のようになる。この図から以下の点が指摘される。

(a)リング継手金具面板が両端で降伏し（計算値27.7tf，0.51mm），さらにボルト位置でも降伏する（計算値33.4tf，1.53mm）までは，計算値は実験値と良く一致している。従って，図－6.58に示した②の状態までは本評価方法の精度は高いと考えられる。

(b)リング継手金具面板がボルト位置でも降伏した後は，実験ではなおかなりの剛性を有しているが，前述したように計算上は0と仮定しているため両者は一致しない。

(c)アンカー鉄筋の破断時の計算上の耐力は56.2tfであり，実験による最大耐力52.5tfにかなり近い。

2）二次覆工がある場合

Eタイプ供試体について計算値と実験結果との比較を行うと図－6.66の通りである。ただし，二次覆工鉄筋が降伏するときの鉄筋とコンクリートとの付着切れ長さl_{LRy}は150mmと仮定した。この理由は，実験ではリング継手金具面板よりも二次覆工鉄筋が先に降伏しているが，l_{LRy}を150mmよりも長くとるとこの順番が逆になり，実際の現象と食い違うためである。また，二次覆工鉄筋が破断するときには，セグメントリング幅の2／3程度は付着が切れているものと仮定して，l_{LRr}は600mmとした。図－6.66から以下の点が指摘される。

(a)計算上二次覆工コンクリートに引張クラックが生じるためには211tfの荷重が必要とされるが，実験では127tfしか生じていない。これは，実験前に供試体にはすでに初期クラックが生じていたためである。実際のシールドトンネルにおいても，二次覆工には初期クラックが生じやすいと考えられるため，二次覆工が分担する引張荷重をそれほど期待してはならないと考えられる。

(b)二次覆工コンクリートに引張クラックが生じた後では，二次覆工鉄筋が降伏し（計算値93.9tf，0.24mm），リング継手金具面板の両端が降伏する（計算値98.9tf，0.54mm）までは，計算値は概ね実験結果の特徴を表している。ただし，これ以後になると，同一の変位に対する荷重は計算値の方が実験値に比べて20%程度小さい。この理由としては以下の事項が考えられる。

i）二次覆工がある場合には，継手のボルトボックス内に二次覆工コンクリートが充填されるため，(2)に示した方法では継手の剛性を過小評価する。

ii）リング継手金具面板は，ボルト位置で降伏したあとでも，なおかなりの剛性を有しているが，計算ではこの効果を見込んでいない。

iii）同一の変位に対する荷重の大小には，シールドトンネルを構成する部材，特にセグメントコンクリートおよびリング継手の物性が大きな影響を及ぼすが，これらの推定に誤差がある。

(c)アンカー鉄筋の破断強度から計算されるトンネルの耐力は154tfとなり，これは実験でアンカー鉄筋が破断を開始した時の耐力157tfとよく一致している。

6.6 曲げモーメントを作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性

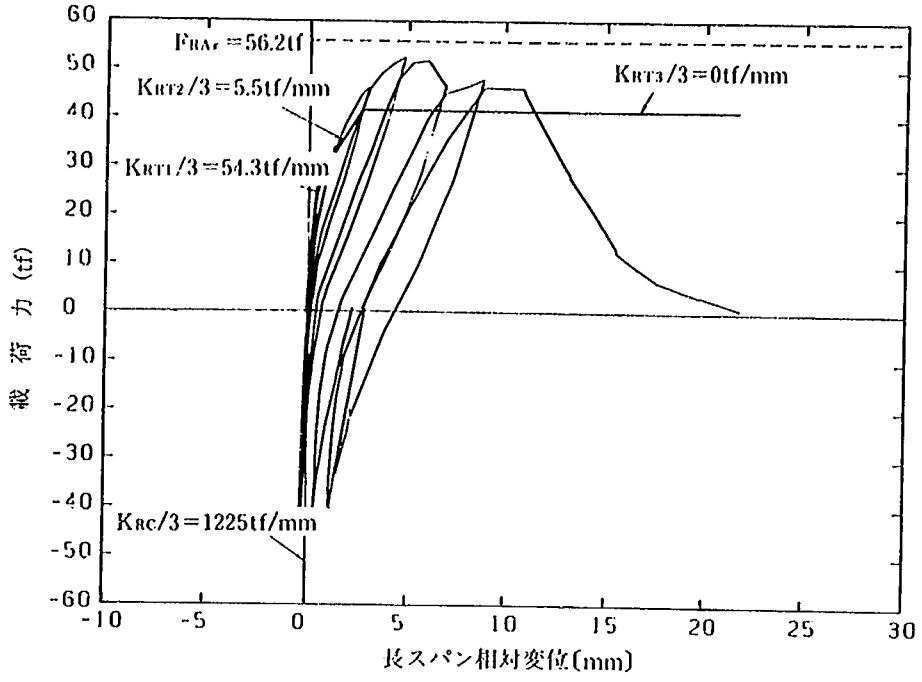
6.6.1 二次覆工が無い場合

(1) 破壊の進展状況

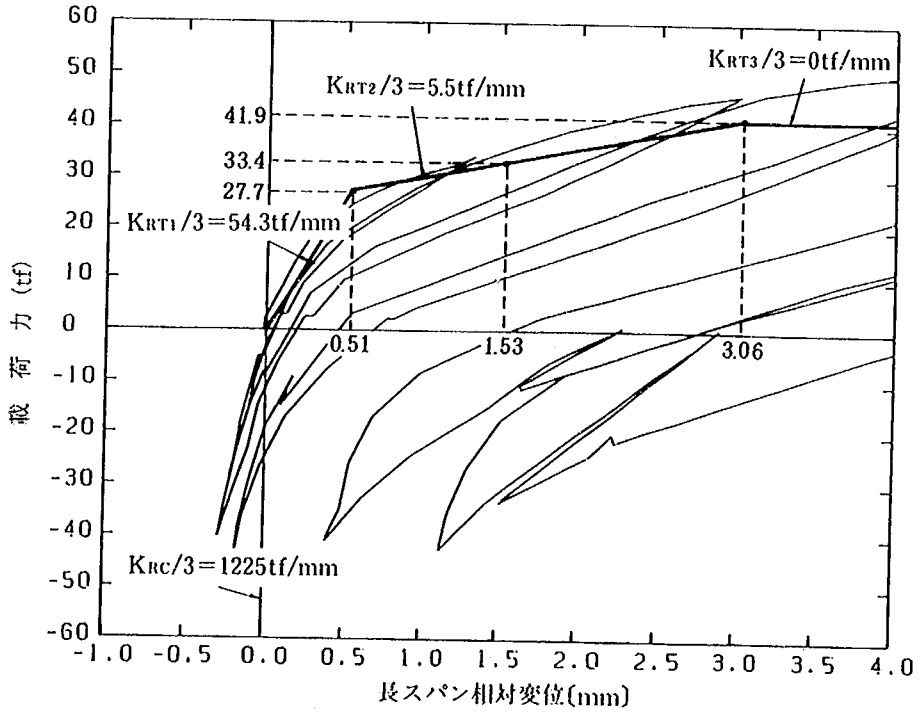
二次覆工の無いDタイプ供試体では，載荷に伴う破壊はリング接合面においてのみ生じ，その他の箇所には損傷は生じなかった。Dタイプ供試体の最終的な破壊状況を図－6.67に示す。表－6.9は破壊の進展状況を，また，図－6.68はリング継手周辺のクラックの進展状況を，それぞれ示したものである。

載荷に伴う供試体の破壊の進展状況をまとめると，以下の通りである。

①初期状態から曲げモーメント9.68tf・m（1ループめ）に至る過程において載荷荷重の増加に伴い，供試体側面のリング継手近傍にクラックが発生した。クラックの発生したリング継手は，供試体の曲げ引張縁側にあたる。

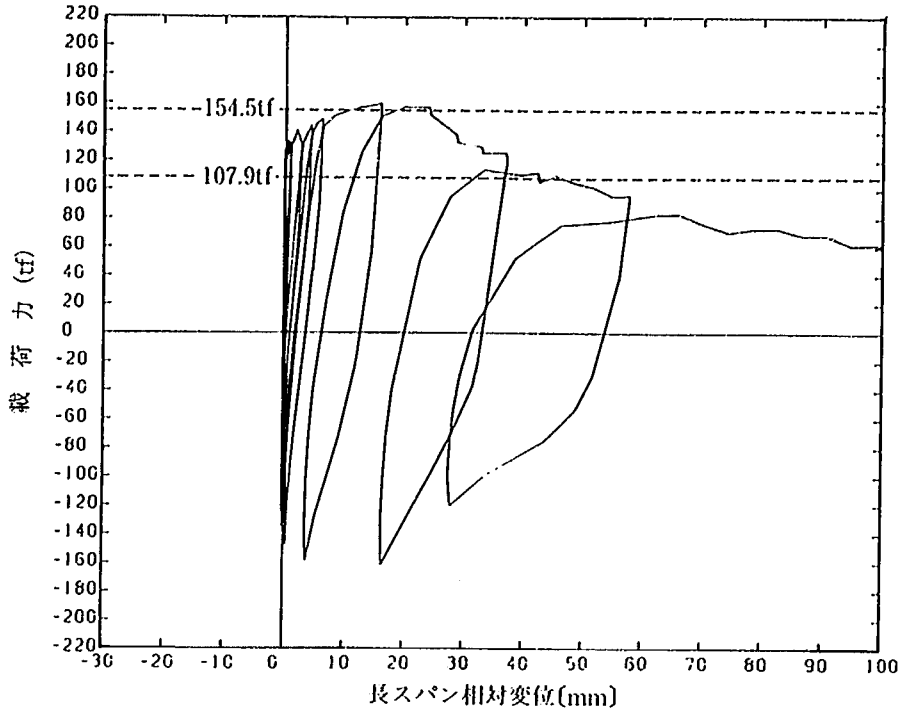


(a) 全 体 図

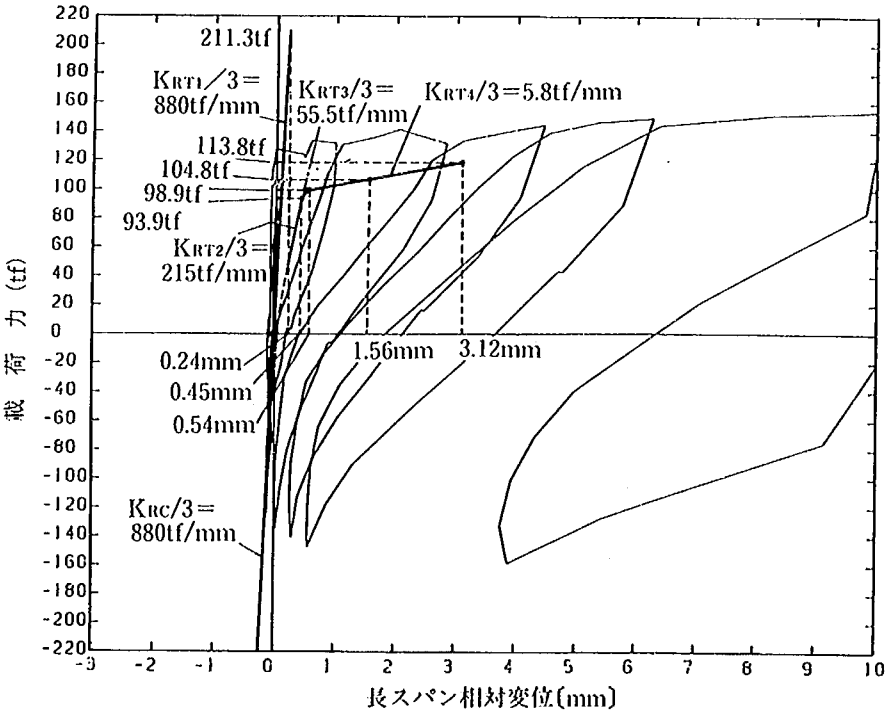


(b) 拡 大 図

図－6.65 本手法による計算値と実験値の比較（Dタイプ供試体）

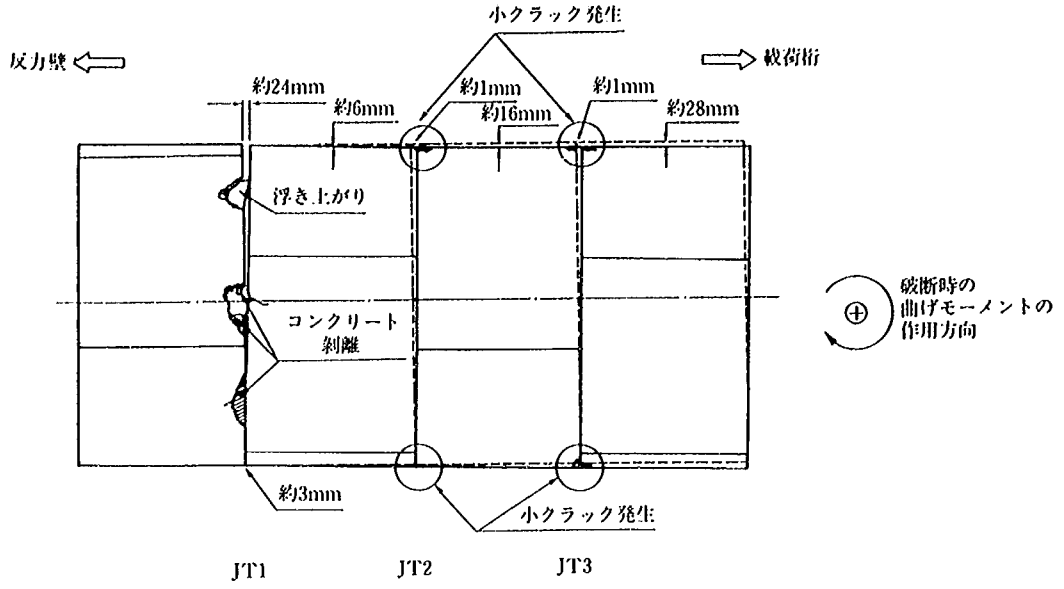


(a) 全 体 図



(b) 拡 大 図

図－6.66 本手法による計算値と実験値の比較（Eタイプ供試体）



図－6.67　Dタイプ供試体の最終的な破壊状況

②2ループめでは，負の曲げモーメントの載荷により，1ループめの①では圧縮縁側だったリング継手が引張力を受け，新たにクラックが生じた。その後，クラックは，3ループめ，4ループめと載荷が進行するにつれて，引張縁側に位置するリング継手周辺に徐々に進展した。

③載荷曲げモーメントが33.1tf・m（5ループめ）に達した時点からアンカー鉄筋の降伏が始った。その次のステップにおいて，曲げモーメントは最大値33.84tf・mに達した。ついで，セグメントの引張縁側のリング継手ＪＲ1－6，7および8付近のセグメント外周面にクラックが発生した。このクラックは，ＪＲ2－7およびＪＲ3－7においても発生したが，ＪＴ3の継手位置において発生したクラックに比べると小さなものであった。なお，ＪＲ2－7のリング継手の面板の降伏も開始した。

④負の曲げモーメントが－25.85tf・m（6ループめ）に達した時点で，ＪＲ1－3付近のセグメント外周面のコンクリートが剝落した。ついで，曲げモーメントが－24.56tf・mに達した後，ＪＲ1－3のアンカー鉄筋が破断した。外周面コンクリートの剝落は，ＪＲ1－2およびＪＲ1－4においても発生した。

⑤正の曲げモーメントを載荷して，アンカー鉄筋を破断させた。アンカー鉄筋の破断は，ＪＴ1の継手位置に集中した。アンカー鉄筋が破断するに従って曲げモーメントは低下し，ＪＲ1－1（供試体天端付近）のアンカー鉄筋が破断した後，2.61tf・mに低下したところで載荷を終了した。セグメント外周面の破壊の最終状況を示すと図－6.69のとおりである。

以上がDタイプ供試体の破壊の進展状況である。これから，以下の点が指摘される。

1）リング継手の破壊は，結果的にリング接合面ＪＴ1に集中して発生し，他のリング接合面では，リング外周面にクラックが発生しただけにとどまった。これに対して，後述する二次覆工のある供試体では，リング継手の破壊は1箇所のリング接合面には集中していない。このことから，一次覆工のみのシールドトンネルでは，ある特定のリング接合面に耐力が減少する程度の損傷が生じると，それ以後の載荷では，そのリング接合面のみに損傷が集中しやすい。この現象は，軸方向の交番載荷実験においても見られたものであり，シールドトンネルの耐震設計を考える上で重要と考えられる。

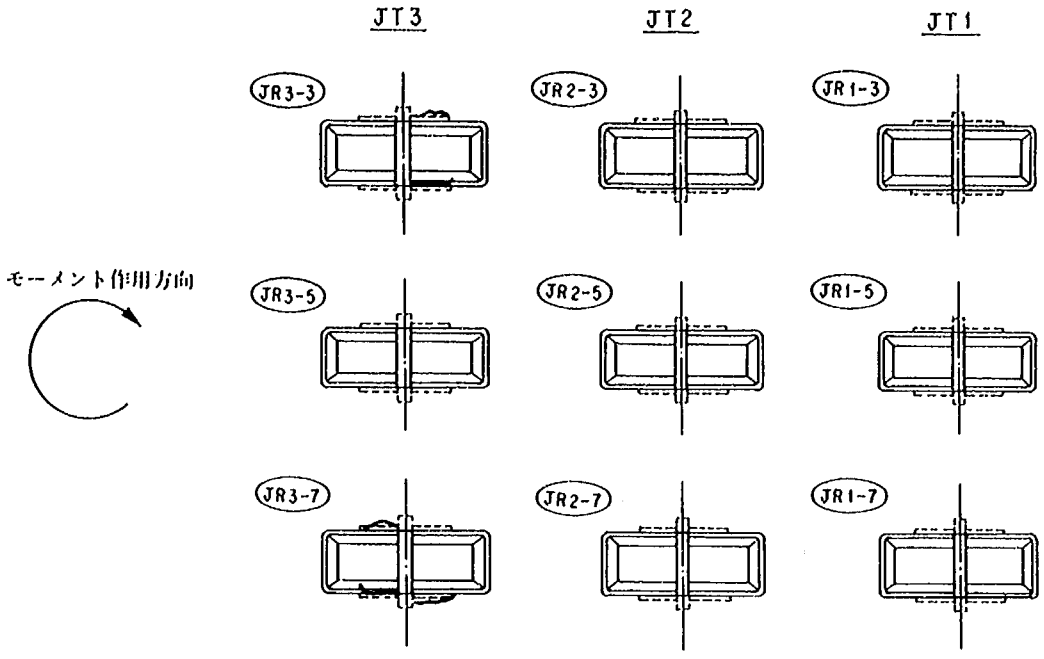
2）リング継手では，定着板に溶接されたアンカー鉄筋が定着板の端部位置において破断している。これは載荷に伴う引張力により継手金具面板が“く”の字型に変形し，定着板が内側に曲げられ，これにともないアンカー鉄筋に生じた曲げの影響によるものである。これについても，軸方向の正負交番載荷結果と同じである。したがって，定着板の変形を抑えるようにすることが，アンカー鉄筋の破断を防止する上で有効と考えられる。

3）リング継手が破壊するに至る過程も，軸方向の交

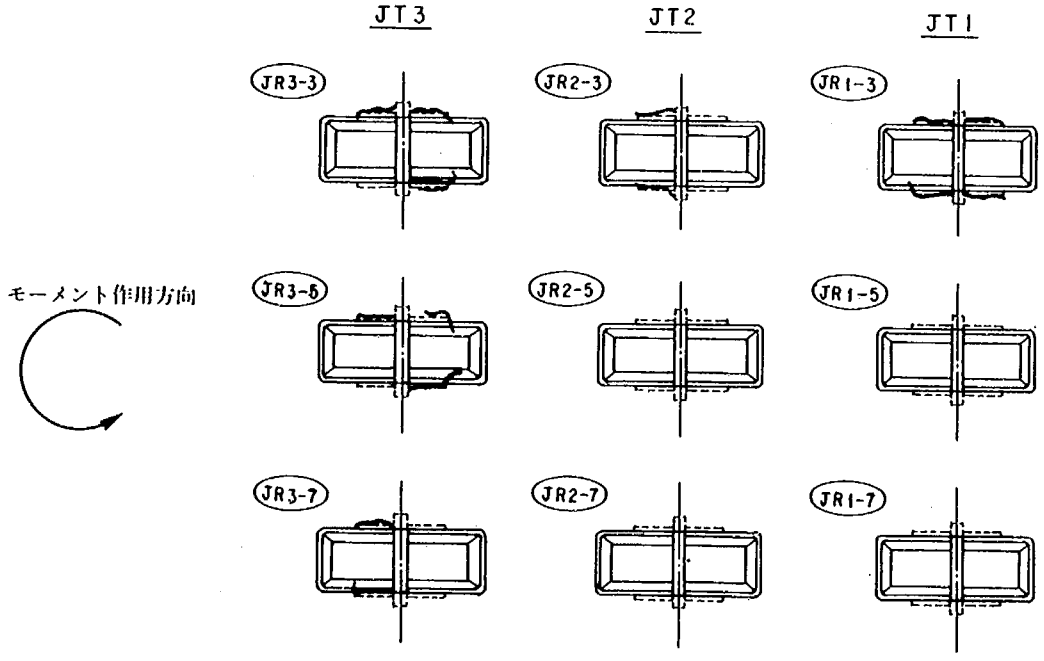
表－6.9 Dタイプ供試体の破壊の進展状況

載荷ループ番号	載荷ステップ番号	曲げモーメント M (tf・m)	曲率 K (1／m)	主要載荷ステップにおける状況または変状	継手の相対変位 D (mm)					
					JT1		JT2		JT3	
					D－1	D－2	D－5	D－8	D－10	D－11
1	23	9.68	0.0001	目標10tf・mのループのピーク値 リング継手金具周辺にクラック発生	－0.06	0.15	－0.10	0.13	0.01	0.02
2	43	－21.54	－0.0006	目標－20tf・mのループのピーク値	0.68	－0.06	0.96	－0.11	1.19	－0.38
	49～50	…	…	加振機発振 D－11盛りかえ，B－1，2ボルト軸力調整後再載荷	…	…	…	…	…	…
3	72	19.70	0.0007	目標5㎜のループのピーク値	－0.28	0.89	－0.31	0.99	－0.46	0.88
4	91	－30.15	－0.0013	目標－10㎜のループのピーク値	2.28	－0.20	2.09	－0.33	2.28	－0.46
5	115～116	33.10*	0.0019*	アンカー筋の降伏開始	－0.38*	2.98*	－0.43*	3.25*	－0.68*	3.11*
	116	33.84	0.0020	最大曲げモーメント作用時	－0.38	3.20	－0.43	3.36	－0.67	3.25
	116～117	33.10*	0.0021*	セグメント外面にクラック発生 (JR1－7，D－11に対応) 継手金具面板の降伏開始 (JT2の計測位置)	－0.38*	3.91*	－0.45*	3.36*	－0.67*	3.30*
	120	31.97	0.0025	目標15㎜のループのピーク値	－0.46	…	－0.49	3.36	－0.67	3.34
6	153～154	－25.85*	－0.0025*	セグメント外面コンクリート剥落 (JR1－3)	23.01*	…	2.56*	－0.30*	2.75*	－0.43*
	157～158	－24.56*	－0.0031*	アンカー筋破断(JR1－3)	…	…	2.49*	－0.29*	2.79*	－0.44*
	163	－23.81	－0.0038	目標－20㎜のループのピーク値 リング継手面板の変形確認	…	…	2.43	－0.30	2.77	－0.46
7	188～189	22.88*	0.0028*	アンカー筋破断(JR1－7，8)	…	…	－0.39*	2.76*	－0.38*	2.62*
	190～191	20.10*	0.0037*	アンカー筋破断(JR1－7)	…	…	－0.40*	2.56*	－0.38*	2.54*
	194～195	18.06*	0.0044*	アンカー筋破断(JR1－6)	…	…	－0.39*	2.33*	－0.37*	2.40*
	195～196	14.71*	0.0047*	アンカー筋破断(JR1－8)	…	…	－0.35*	2.06*	－0.33*	2.20*
	196～197	10.80*	0.0049*	アンカー筋破断(JR1－1)	…	…	－0.26*	1.84*	－0.24*	1.92*
	197～198	7.07*	0.0052*	アンカー筋破断(JR1－6)	…	…	－0.14*	1.57*	－0.14*	1.58*
	198～199	4.28*	0.0054*	アンカー筋破断(JR1－5)	…	…	0.03*	1.36*	0.01*	1.35*
	199	2.61	0.0055	載荷終了	…	…	0.12	1.30	0.10	1.25

＊直前・直後の載荷ステップの平均値

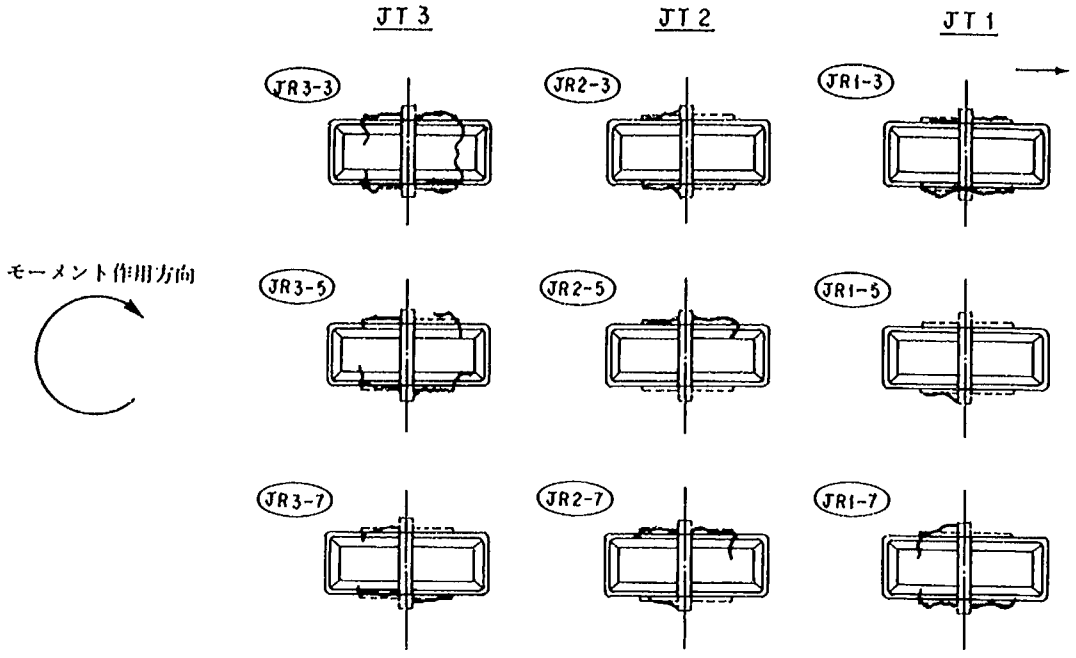


(a) 1ループめ(23ステップ, 9.68 tf・m)

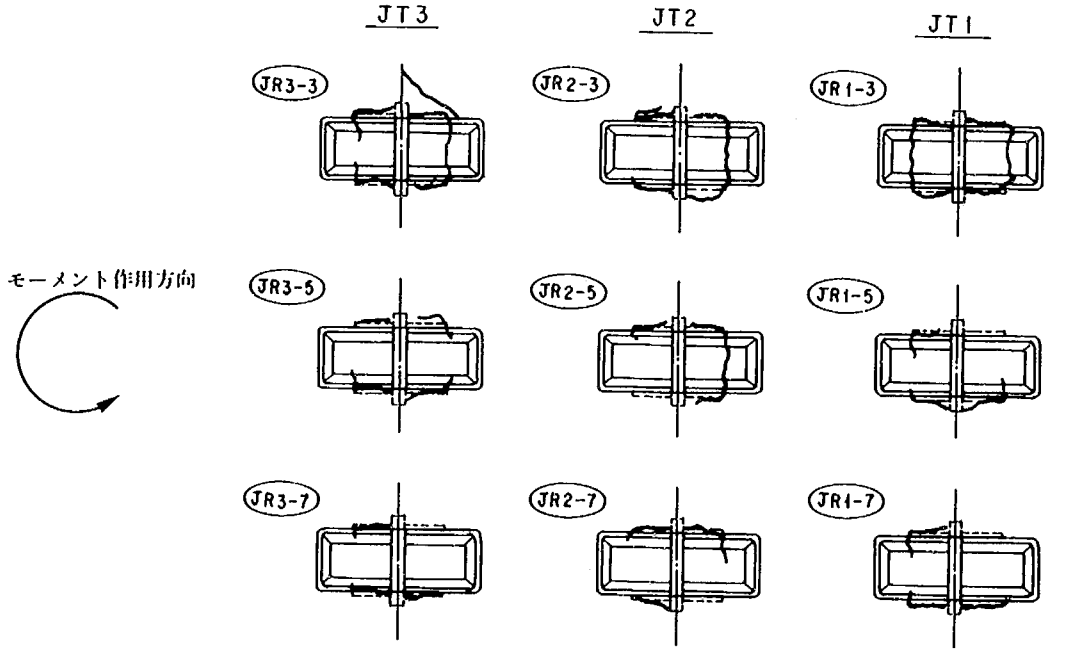


(b) 2ループめ(43ステップ, −21.5 tf・m)

図−6.68 リング継手周辺のクラックの進展状況 (1)

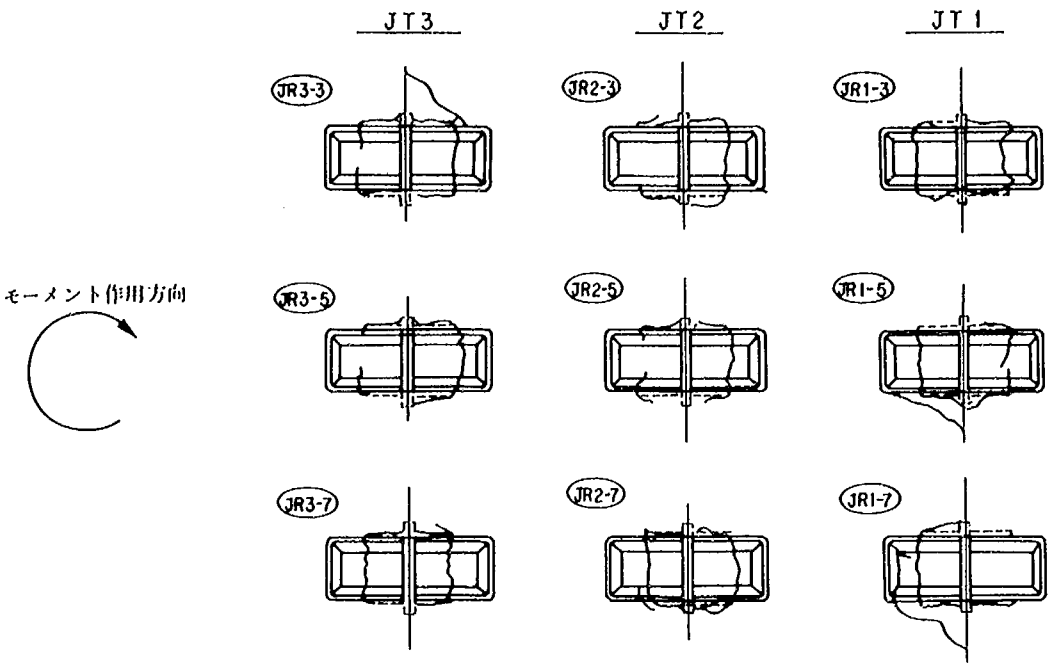


(c) 3ループめ（72ステップ，19.7 tf・m）

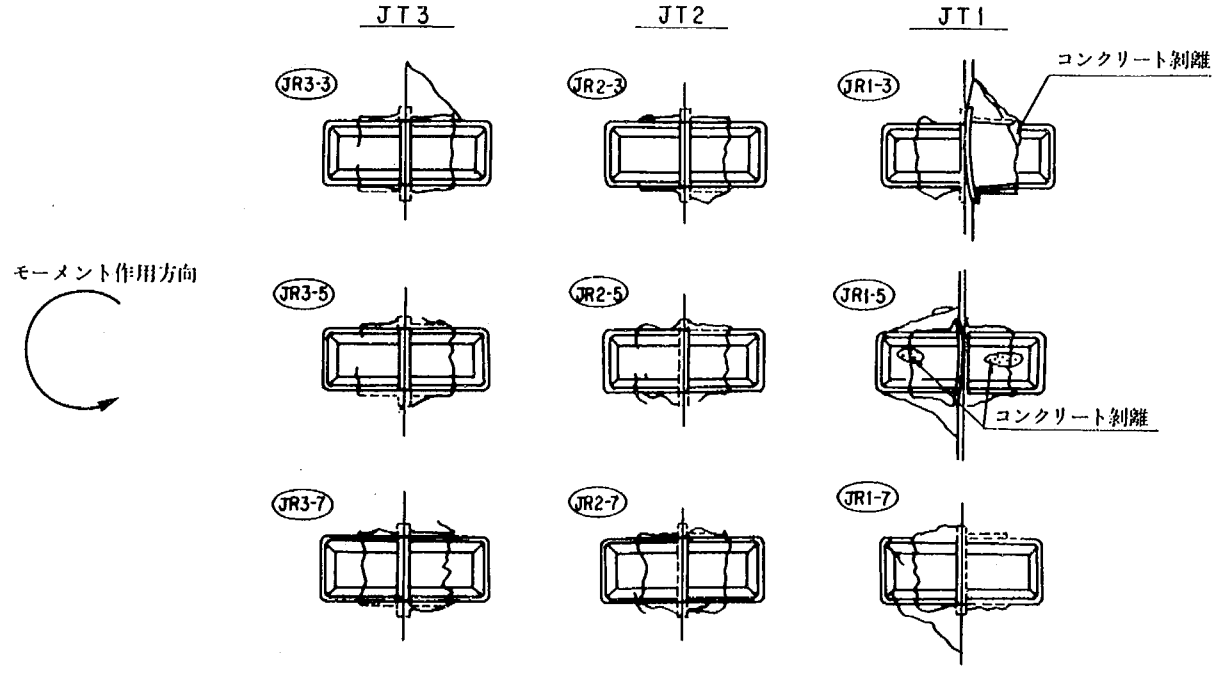


(d) 4ループめ（91ステップ，−30.2 tf・m）

図−6.68 リング継手周辺のクラックの進展状況 (2)

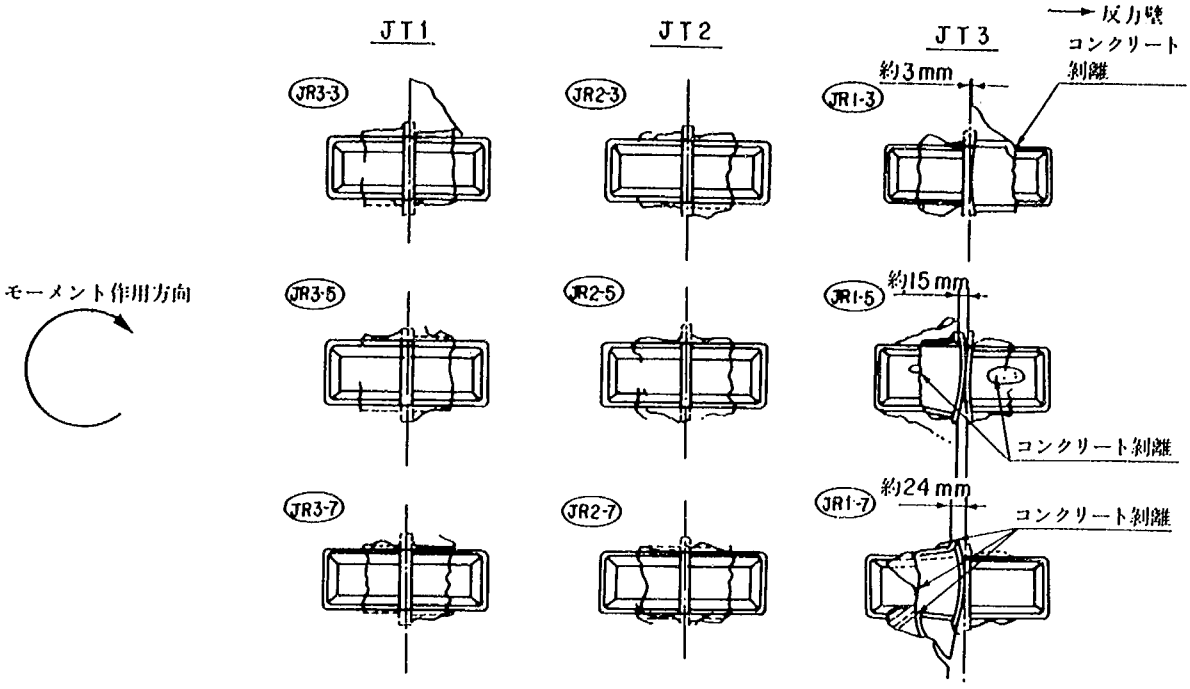


(e)　5ループめ（120ステップ，32tf・m）

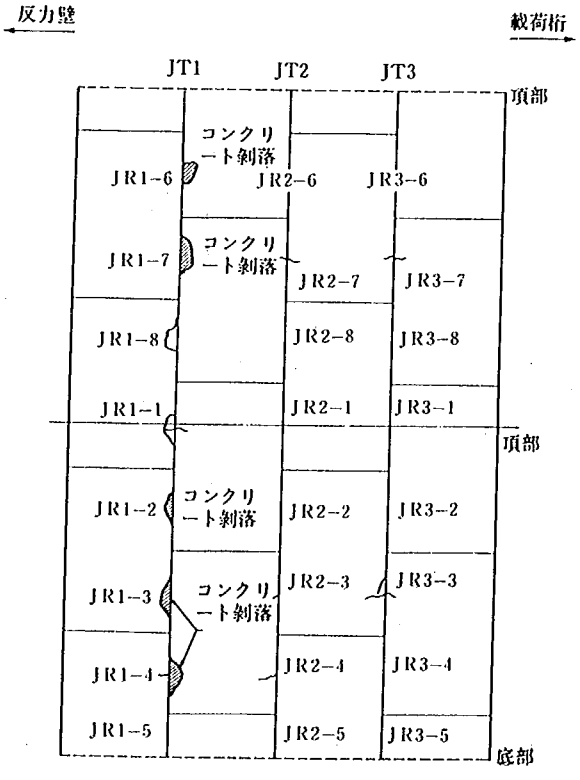


(f)　6ループめ（163ステップ，－23.81tf・m）

図－6.68　リング継手周辺のクラックの進展状況　(3)



図－6.68 リング継手周辺のクラックの進展状況 (4)



図－6.69 セグメント外周面の損傷状況
(Dタイプ供試体)

番載荷実験と同様であり，リング継手が破壊するのは引張力によるところが大きい。

(2) 供試体の変形特性

供試体全体の曲げ変形と載荷荷重の関係を見るために，供試体の曲率と載荷曲げモーメントとの履歴を示した結果が図－6.70である。これによれば，最大曲げモーメントは，正の曲げモーメント33.84tf・mを作用させた5ループめにおいて生じている。この後，供試体の外周面に前述したクラックが生じると，これにともないアンカー鉄筋が降伏し，これ以降，供試体の耐力は徐々に低下していく。この傾向は，次の負の曲げモーメントを載荷するループにおいても，引続き生じている。これは，正の曲げモーメント載荷時に引張力を受けて剛性が低下した供試体上面および下面のリング継手が，負の曲げモーメント載荷ループに移行しても，依然として引張領域に入って引続き引張力を受けるためである。

なお，最終的な供試体の曲率は0.0055（1／m）であった。これを曲率半径に直すと約180mである。

(3) アンカー鉄筋およびリング継手金具面板の変形

上述したように，シールドトンネル全体としての破壊は最終的にＪＴ１のリング接合面におけるアンカー

鉄筋の破断によって生じた。ここでは，アンカー鉄筋およびリング継手金具面板のひずみをもとに，リング継手部の変形特性を検討する。ただし，今回の実験では，ＪＴ２においてのみアンカー鉄筋およびリング継手金具面板のひずみの測定を行ったため，直接には破壊したＪＴ１の検討は行うことはできない。

図－6.71はリング継手ＪＲ２－７（図－6.5参照）におけるアンカー鉄筋のひずみの載荷履歴を示したものである。ＪＴ２リング接合面においては，他のアンカー鉄筋についてもひずみを計測しているが，いずれも図－6.71に示した履歴とほとんど同一の特性を示している。表－6.1に示したように，アンカー鉄筋の降伏ひずみは1800μ程度であるが，図－6.71によればアンカー鉄筋の継手金具に最も近い部分は，加振機変位が20㎜の載荷（５ループめ）途中の段階（曲げモーメント約33tf・m）で急激にひずみが増加し，降伏ひずみに達している。これは，リング継手金具と周辺コンクリートとの付着が切れ，アンカー鉄筋に大きな引張力が発生したためである。これ以降は，塑性ひずみが大きく進展し，測定精度は怪しいが，2500μ程度のひずみが生じている。

次に，リング継手ＪＲ２－７における継手金具面板のひずみの履歴曲線を図－6.72に示す。これによれば，面板のひずみは，上述したアンカー鉄筋のひずみと同様に，５ループめの，載荷曲げモーメントが約20tf・mとなった段階から急激に発生している。ここで面板の降伏は，前述のアンカー鉄筋の降伏よりも早く生じている。

(4)　セグメント継手の挙動特性

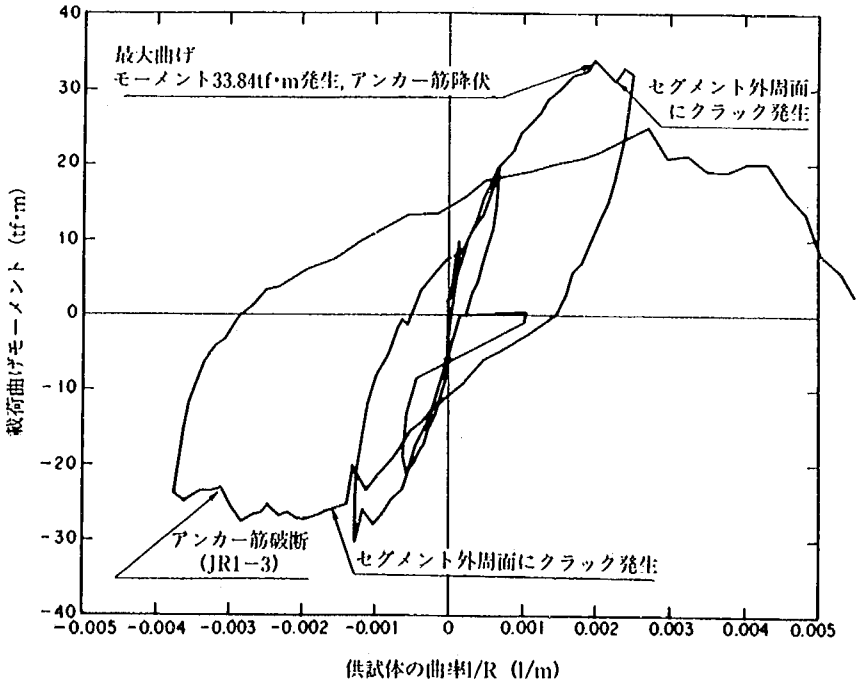
セグメント継手ＤＰ－３の相対変位を図－6.73に示す。セグメント継手の相対変位は８点で計測しているが，各測点とも大差はないため，ここではＤＰ－３の結果を示したものである。

図－6.73によれば，加振機が発振した時に，一次的に0.1㎜程度の相対変位が生じているが，これを除けばセグメント継手の相対変位は全載荷を通じてほぼ０であるといってもよい。これは，曲げモーメントを作用させても，セグメント継手に生じる力が小さく，セグメント継手が弾性挙動できる範囲にとどまっていることを意味している。

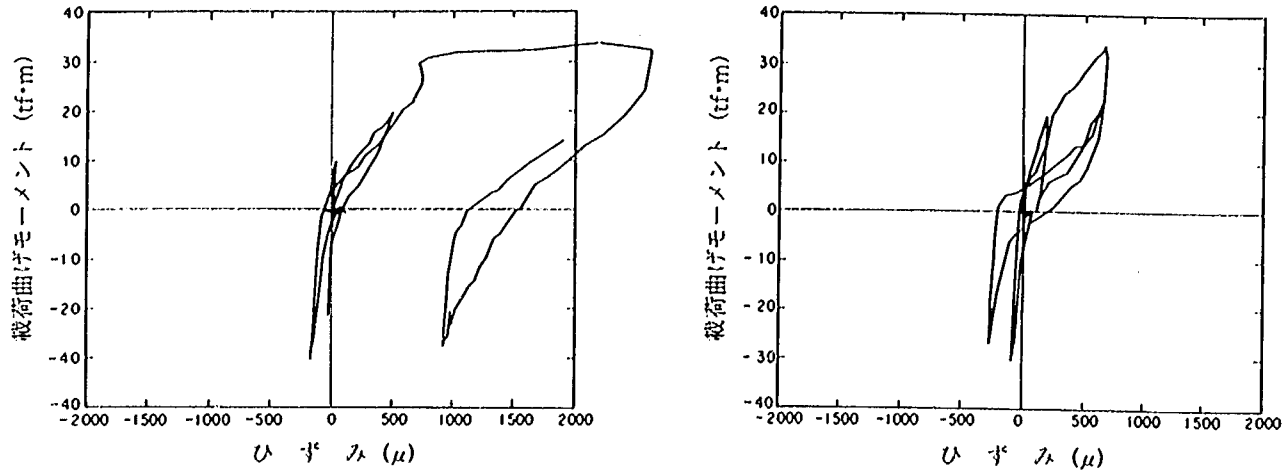
(5)　リング接合面の相対変位

各リング接合面に生じた軸方向の相対変位を図－6.74に示す。ここで相対変位とは，供試体の左右端部において，引張縁側のリング接合面を含むセグメントの相対変位と圧縮縁側のリング接合面を含むセグメントの相対変位との差をとったものである。

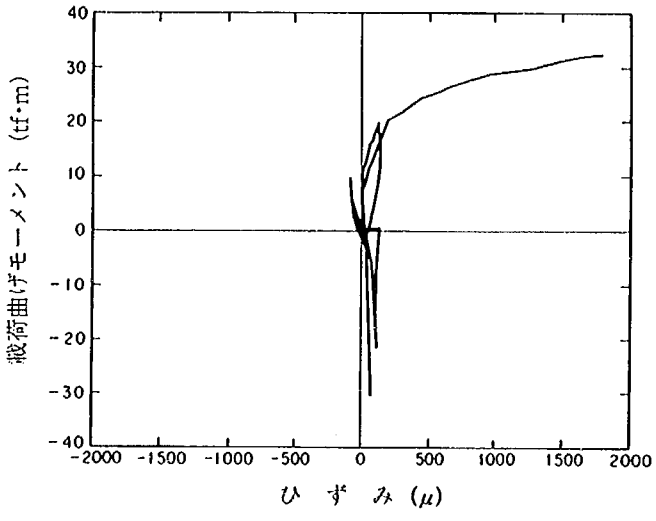
これによると，５ループめで最大曲げ耐力33.84tf・mが発生するまでは，各リング継手接合面付近の相対



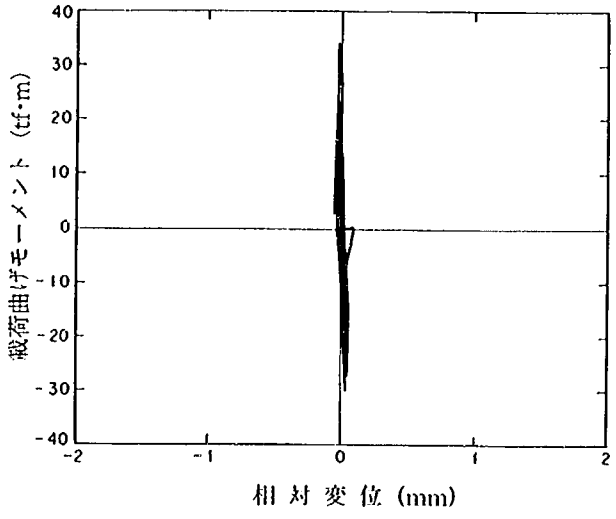
図－6.70　Ｄタイプ供試体の載荷履歴



図－6.71　アンカー鉄筋のひずみ載荷履歴



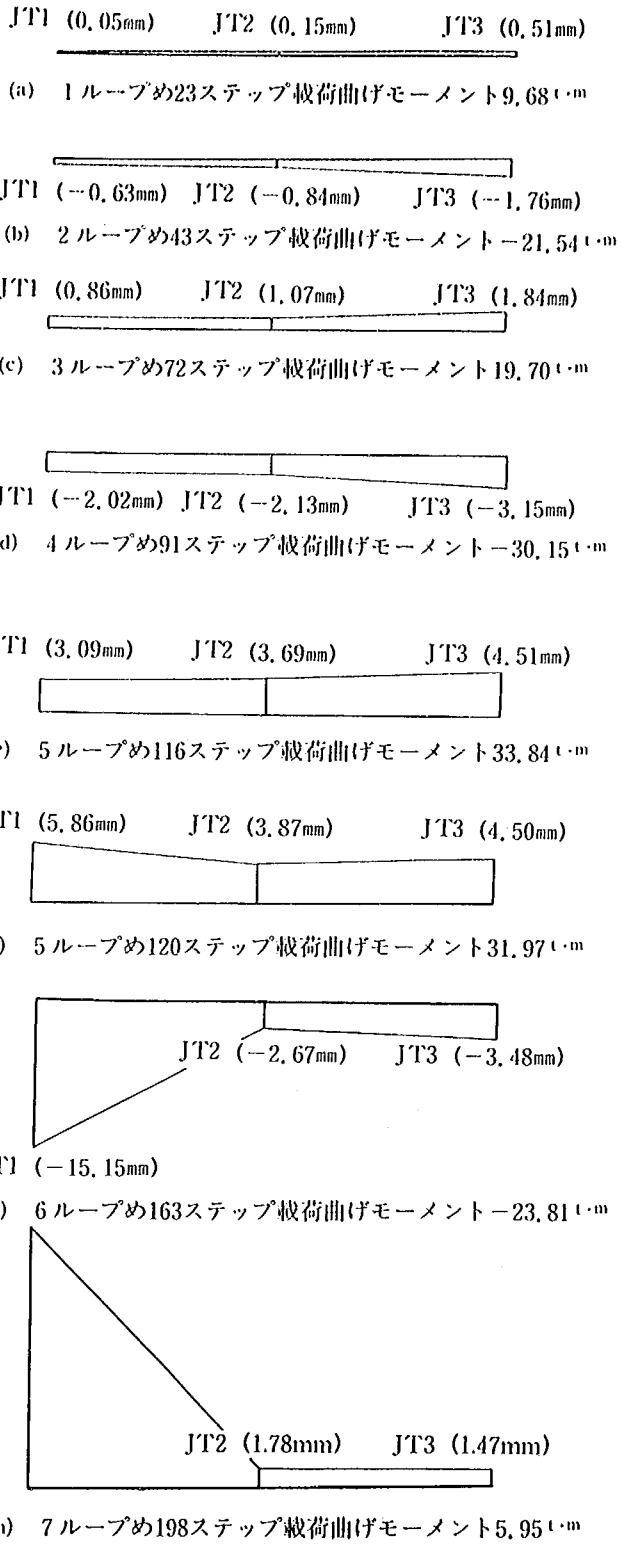
図－6.72　リング継手金具面板のひずみの載荷履歴



図－6.73　セグメント継手の相対変位の載荷履歴
（ＤＰ－３）

変位は，載荷桁側のリング接合面ＪＴ３付近で大きく，次いでＪＴ２，ＪＴ１の順番である。その後，リング接合面ＪＴ１の外周コンクリートにクラックが発生すると，これ以降はＪＴ１の相対変位のみが拡大しており，他のリング接合面では相対変位の増加はほとんど認められない。これは，前述したようにリング接合面ＪＴ１にセグメント外周クラックが最初に発生したことから，これ以降の載荷においてはリング接合面ＪＴ１にのみ損傷が集中したことを示している。

図－6.75は，リング接合面ＪＴ２における，各リング継手位置の相対変位の分布を示したものである。各載荷状態において，圧縮相対変位が発生しているリング継手は，載荷初期の段階では３箇所であるが，５ループめの曲げモーメント33.1tf・m載荷時から圧縮相対変位の発生するリング継手位置は１～２箇所に減少しており，供試体の中立軸位置が圧縮縁側に移行しているのがわかる。なお，供試体天端のリング継手では，中立軸位置の関係で，正負いずれの曲げモーメントを作用させても，常に引張方向の相対変位が生じることに注意しなければならない。ここでは計測していない



図−6.74　各リング接合面に生じた長手方向相対変位の変化

が，供試体下端のリング継手においても同様であろう。

(6) 継ぎボルトの軸力

図−6.76は，リング接合面ＪＴ２位置のリング継手におけるボルト軸力と載荷モーメントとの履歴曲線を示したものである。ここで，継ぎボルトに生じる軸力と載荷荷重との関係は図−6.39に示したようになることを念頭において図−6.76の結果を考察すると，以下の事項が指摘される。

1）初期軸力は，載荷を繰り返すことによって減少するが，その程度は，供試体の左右端部に位置するリング継ぎボルトにおいて顕著である。これは前述したように，リング継手金具面板は，曲げモーメントを作用させた場合に引張側の最外縁となる付近から降伏を開始するためである。

2）供試体の天端および下端に位置するリング継ぎボルトでは，作用曲げモーメントの正負に関わらず常に引張力を受けるが，左右端部の継手に比較すると，軸力が小さいためボルト軸力の減少の度合いは小さい。また，損傷の進展がなかったため，残留ボルト軸力の変動も小さかった。

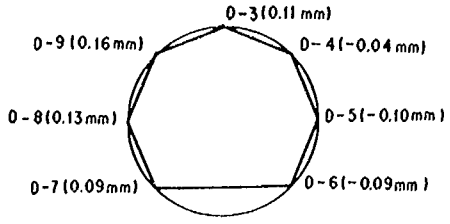
セグメント継手のボルト軸力と載荷荷重との履歴をＢ−13について示すと，図−6.77のようになる。セグメント継ぎボルトの軸力は４点で計測しているが，各測点ともほぼ同様の傾向を示しているため，ここではＢ−13点の結果を示す。これによれば，セグメント継ぎボルトの軸力は，載荷荷重に関わらず，ほぼ初期軸力を保っている。これは，全ての載荷過程を通じてボルトにはほとんど軸力が作用しなかったためであり，上述したように，セグメント接合面に相対変位が生じなかったことと対応している。また，ボルトに軸力が作用していないため，リング継ぎボルトにみられるような初期軸力の低下は生じていない。

6.6.2　二次覆工がある場合

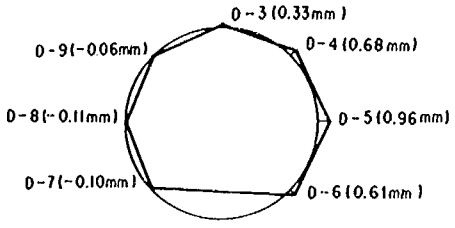
(1) 破壊の進展状況

二次覆工のあるＥタイプ供試体では，載荷に伴う破壊はリング接合面において生じ，その他の箇所には損傷は生じなかった。このような点は，二次覆工の無いＤタイプ供試体と共通である。Ｅタイプ供試体の最終的な破壊状況を図−6.78に示す。表−6.10は破壊の進展状況を，また，図−6.79は二次覆工コンクリートに生じたクラックの進展状況を，それぞれ示したものである。また，図−6.80にはセグメント外周面のクラックの進展状況を示している。

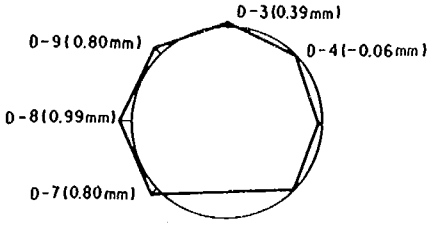
載荷に伴う供試体の破壊の進展状況をまとめると，



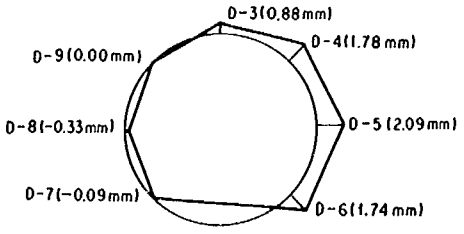
(a) 1ループめ (23ステップ)



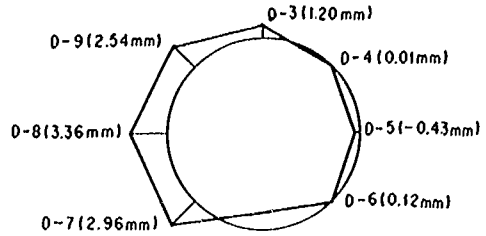
(b) 2ループめ (43ステップ)



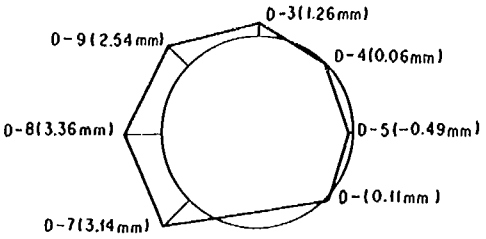
(c) 3ループめ (72ステップ)



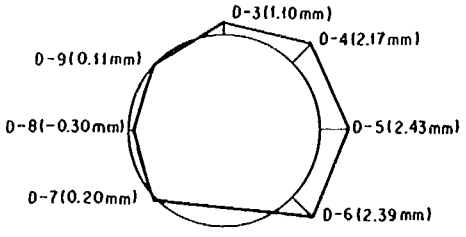
(d) 4ループめ (91ステップ)



(e) 5ループめ (116ステップ)

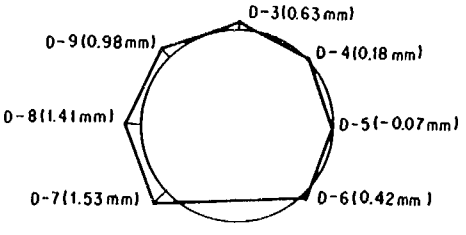


(f) 5ループめ (120ステップ)



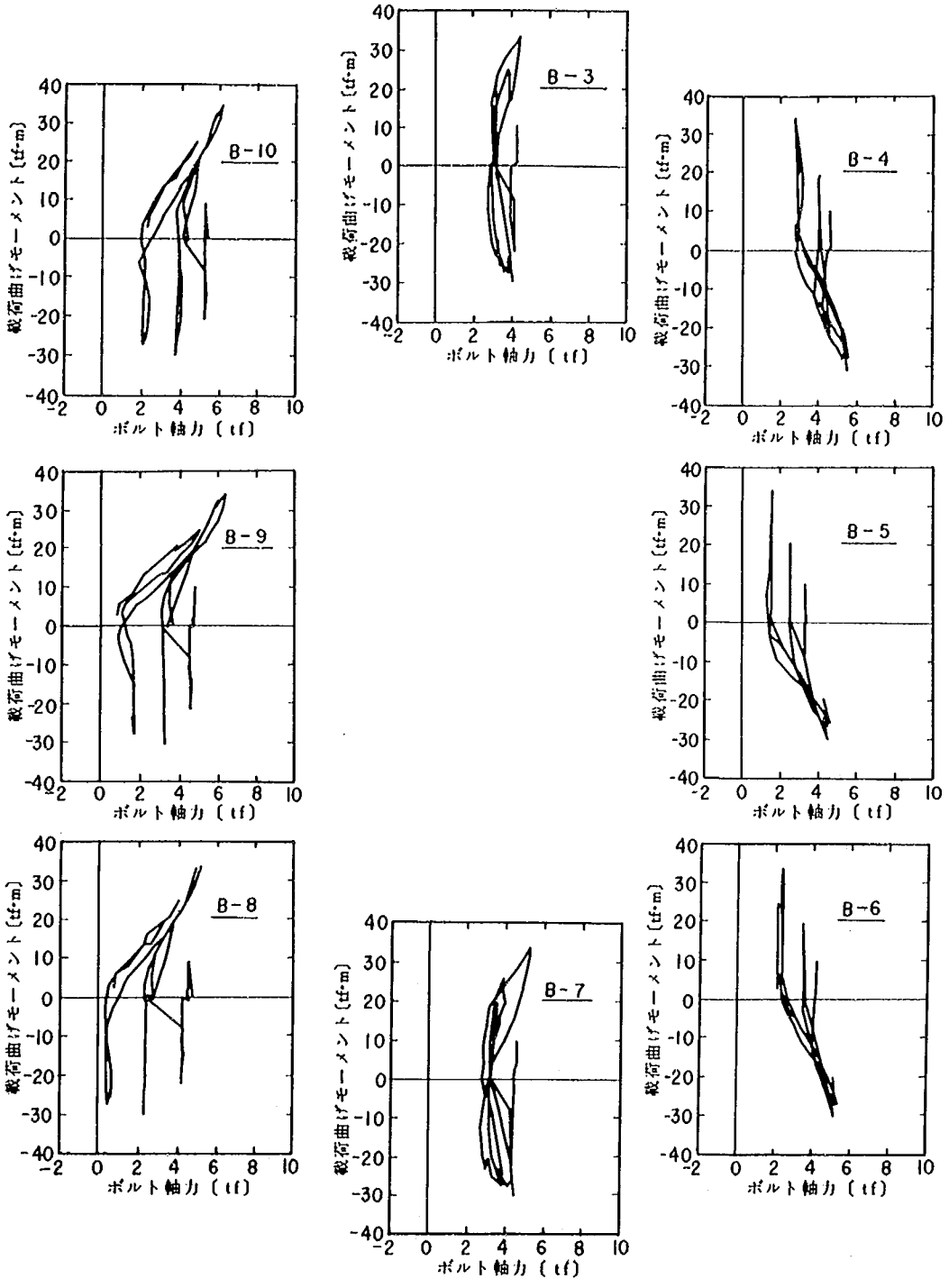
(g) 6ループめ (163ステップ)

(最終状況)

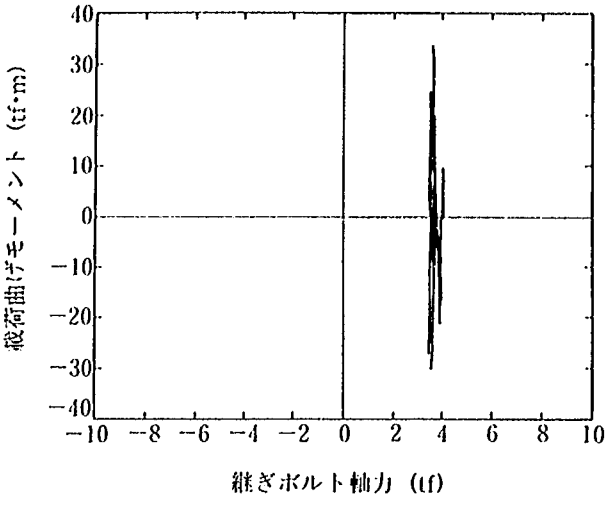


(h) 7ループめ (198ステップ)
(最終状況)

図－6.75 リング接合面ＪＴ２におけるリング継手位置の長手方向相対変位の分布



図－6.76　リング接合面ＪＴ２におけるリング継ぎボルトの軸力の載荷履歴



図−6.77　セグメント継ぎボルトの載荷履歴(B−13)

以下の通りである。

①初期状態から載荷曲げモーメントが−40tf·m（4ループめ）までは，供試体に損傷は生じなかった。次のピーク荷重65.1tf·mの載荷ループ(5ループめ）では，二次覆工リング筋位置に小さなクラックが発生した程度であった。

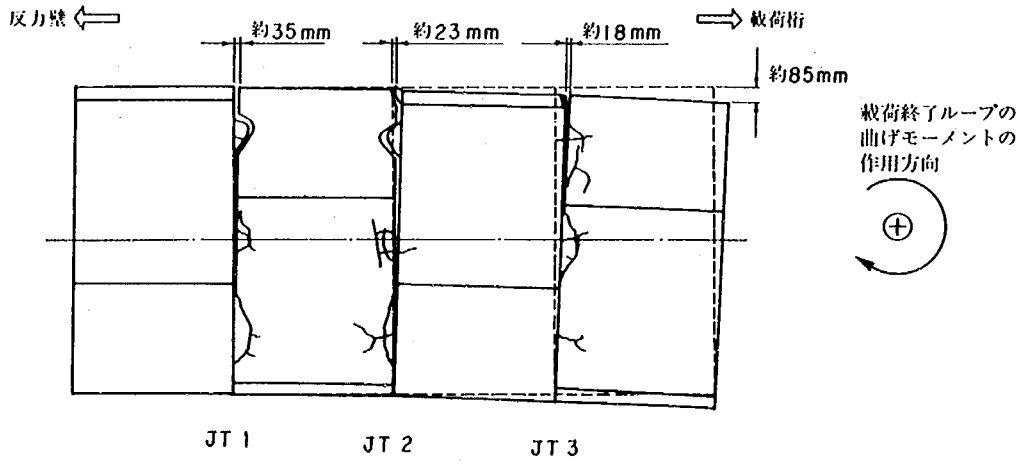
②6ループめのピーク荷重−68.47tf·m（目標曲げモーメント−70tf·m）において，リング接合面JT1付近の二次覆工コンクリートにクラックが生じた。このクラックは，初期クラックにつながる形でJT1に最も近い位置にある二次覆工リング筋の位置に発生した。この後，前述したように目標引張変位を設定して載荷を続けたところ，目標変位4㎜(8ループめ，−76.27tf·m）のループにおいてJT3付近の二次覆工コンクリートに，また次の目標変位6㎜（9ループめ，89.3tf·m）のループにおいてJT2付近の二次覆工コンクリートに，それぞれクラックが発生した。

③10ループめ（目標変位8㎜，−88.57tf·m）の載荷途中で二次覆工鉄筋の降伏が始まった。この時の曲げモーメントは−70tf·m程度であった。その後，二次覆工コンクリートのクラックが進行していった。

④13ループめ(目標変位30㎜)の載荷途中，曲げモーメントが−94.86tf·mに達した段階で，リング継手金具面板の降伏が始まった。その次のステップでは，本ループの目標変位に達した（107.14tf·m）が，ここで，リング継手JR1−7，1−8およびJR2−8付近のセグメント外周面にクラックが発生した。セグメント外周面クラックは，載荷の進行にしたがっていずれのリング接合面でも発生したが，特にJT1および2のリング接合面で多く発生した。

⑤16ループめ（目標変位70㎜）の載荷途中において，曲げモーメント−90.98tf·mでアンカー鉄筋の降伏が始まった。目標変位70㎜において，本載荷を通じて最大の曲げモーメント−116.47tf·mが発生した。

⑥最終ループでは，正の曲げモーメントを作用させて損傷を進展させた。まず，曲げモーメント110.51tf·mでリング継手JR2−8のアンカー鉄筋が破断した。この後，相次いでリング継手のアンカー鉄

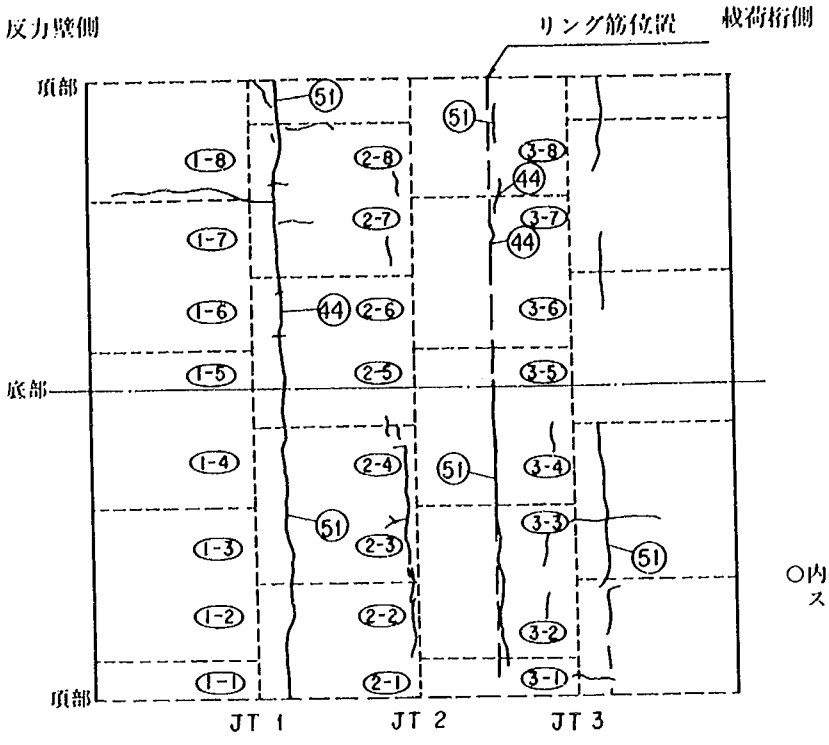


図−6.78　Eタイプ供試体の最終的な破壊状況

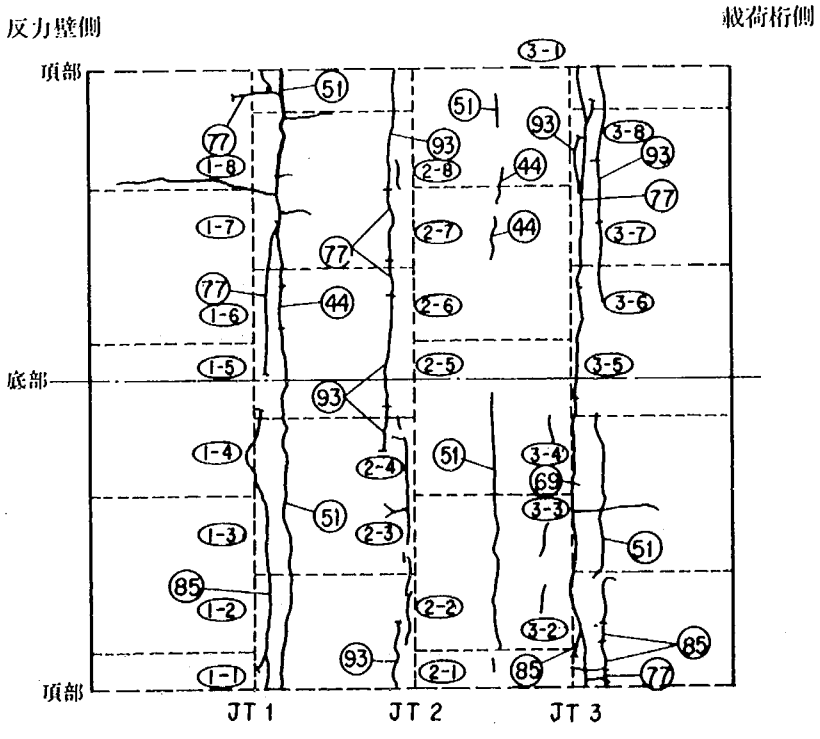
表－6.10　Eタイプ供試体の破壊の進展状況

載荷ループ番号	載荷ステップ番号	曲げモーメント M (tf・m)	曲率 K (1／m)	主要載荷ステップにおける状況または変状	継手の相対変位 D (mm)					
					JT1		JT2		JT3	
					D－1	D－2	D－5	D－8	D－10	D－11
3	28	20.48	0.0000	目標20tf・mのループのピーク値	−0.01	−0.01	−0.07	0.01	−0.01	−0.01
4	36	−43.52	−0.0000	目標−40tf・mのループのピーク値	0.02	−0.07	0.05	0.00	0.11	0.01
5	43～44	56.94*	0.0001*	二次覆工リング筋位置に小クラック発生(JT2～JT3間)	−0.01*	0.11*	−0.07*	0.10*	0.00*	0.05*
	45	65.10	0.0001	目標60tf・mのループのピーク値	0.01	0.20	−0.05	0.10	0.00	0.09
6	51	−68.47	−0.0001	目標−70tf・mのループのピーク値 JR－1付近の二次覆工にクラック発生	0.13	−0.08	0.04	−0.05	0.10	−0.01
7	60	66.23	0.0001	目標2㎜のループのピーク値	0.00	0.30	−0.06	0.10	0.00	0.11
8	69	−76.27	−0.0003	目標－4㎜のループのピーク値 JR－3付近の二次覆工にクラック発生	0.69	−0.08	0.04	−0.07	0.76	−0.10
9	77	89.30	0.0006	目標6㎜のループのピーク値 JR－2付近の二次覆工にクラック発生	−0.01	1.15	−0.17	0.11	−0.11	1.50
10	82～83	−69.00*	−0.0004*	二次覆工鉄筋降伏開始	0.83*	−0.04*	0.05*	−0.07*	1.04*	−0.05*
	85	−88.57	−0.0008	目標－8㎜のループのピーク値	1.54	−0.08	0.05	−0.09	2.42	−0.20
11	93	91.91	0.0011*	目標10㎜のループのピーク値	−0.08	2.10	−0.17	0.12	−0.18	3.48
12	100	−95.60	−0.0025	目標−20㎜のループのピーク値	3.28	−0.20	2.75	−0.30	5.85	−0.53
13	105～106	94.86*	0.0029*	継手金具面板降伏開始	−0.10*	3.78*	−0.49*	4.40*	−0.25*	6.05*
	107	107.14	0.0040	目標30㎜のループのピーク値 セグメント外面にクラック発生 (JR1－2，3，JR2－2)	−0.10	5.15	−0.66	6.48	−0.30	7.79
14	121	−105.66	−0.0057	目標−40㎜のループのピーク値	7.03	−0.27	8.60	−0.54	10.74	−0.82
15	138	108.66	0.0073	目標50㎜のループのピーク値	−0.23	10.17	−0.71	11.70	−0.39	12.72
16	155～156	−90.98*	−0.0068*	アンカー筋降伏開始	6.89*	−0.38*	8.97*	−0.30*	12.78*	−0.65*
	161	−116.47	−0.0104	目標−70㎜のループのピーク値 最大曲げモーメント作用時	6.98	−0.67	9.78	−0.67	17.52	−0.95
17	181～182	110.51*	0.0133*	JR2－8アンカー筋破断	−0.89*	12.62*	−0.79*	13.03*	−0.46*	16.70*
	182～183	111.07*	0.0138*	JR1－8アンカー筋破断	−0.90*	12.68*	−0.85*	13.39*	−0.45*	16.73*
	183～184	109.34*	0.0149*	JR1－6，8アンカー筋破断	−0.95*	12.73*	−0.85*	13.52*	−0.45*	16.73*
	184～185	104.13*	0.0151	JR1－7アンカー筋破断	−1.04*	…	−0.85*	13.47*	−0.46*	16.70*
	186～187	102.50*	0.0164*	JR1－6アンカー筋破断	−1.17*	…	−0.85*	13.42*	−0.47*	16.69*
	189	100.44*	0.0178	載荷終了	−1.63	…	−0.85	13.35	−0.46	16.70

＊直前・直後の載荷ステップの平均値

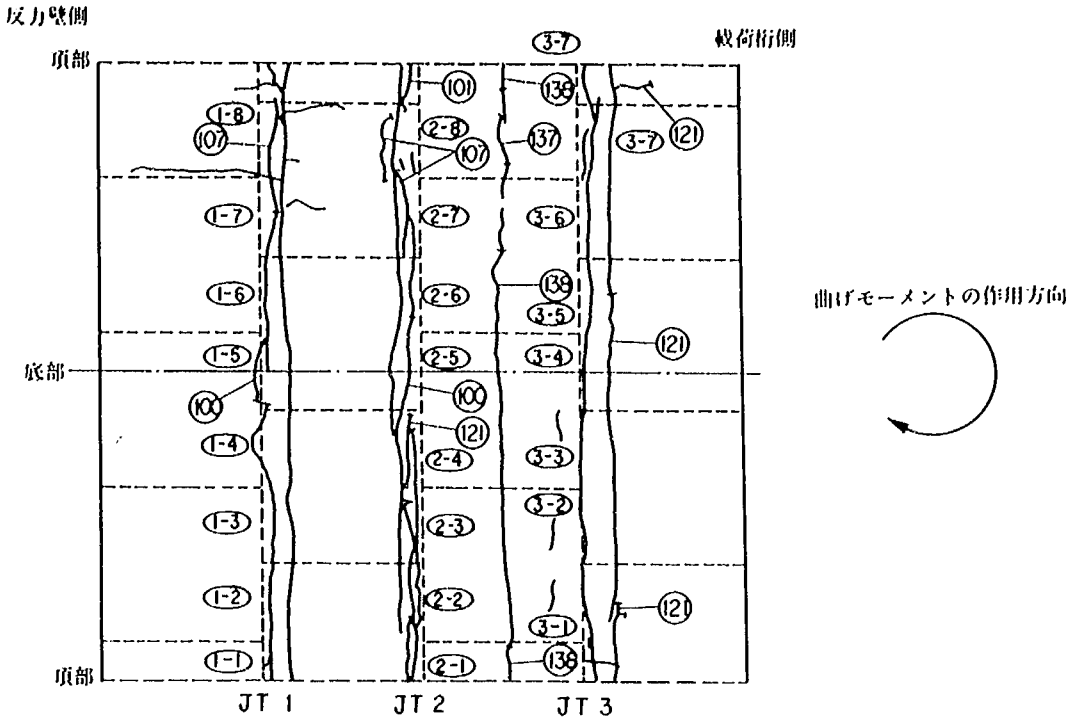


(a) 6ループめ (51ステップ, −68.5tf・m)

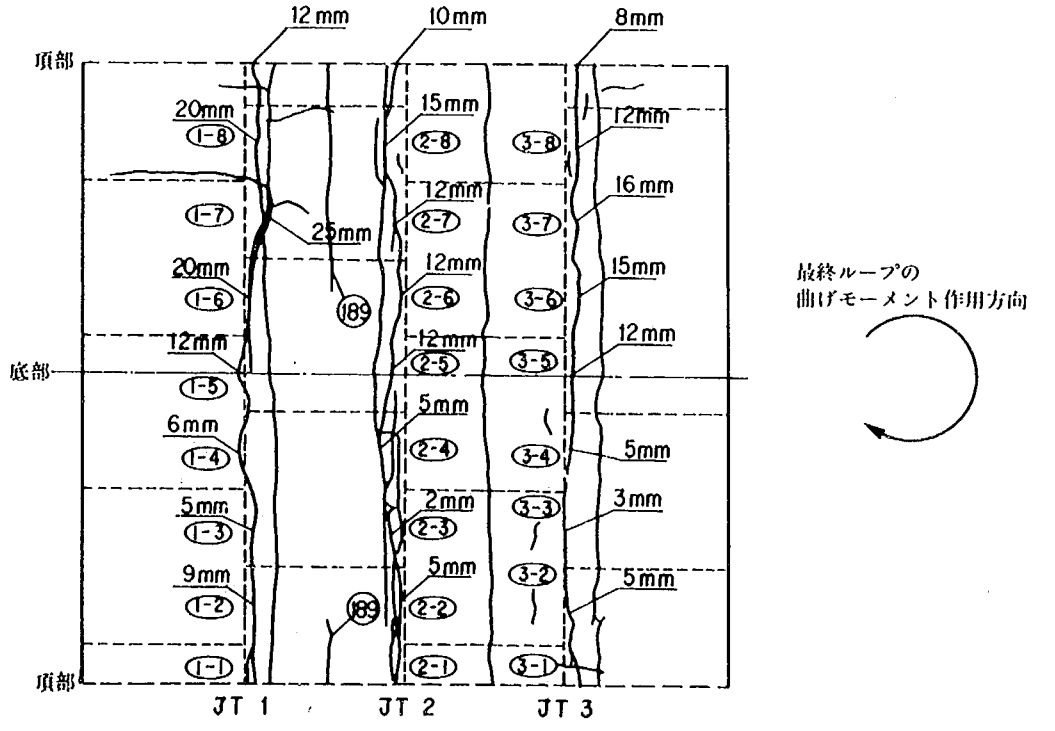


(b) 11ループめ (93ステップ, 91.9tf・m)

図−6.79 二次覆工コンクリートに生じたクラックの進展状況 (1)

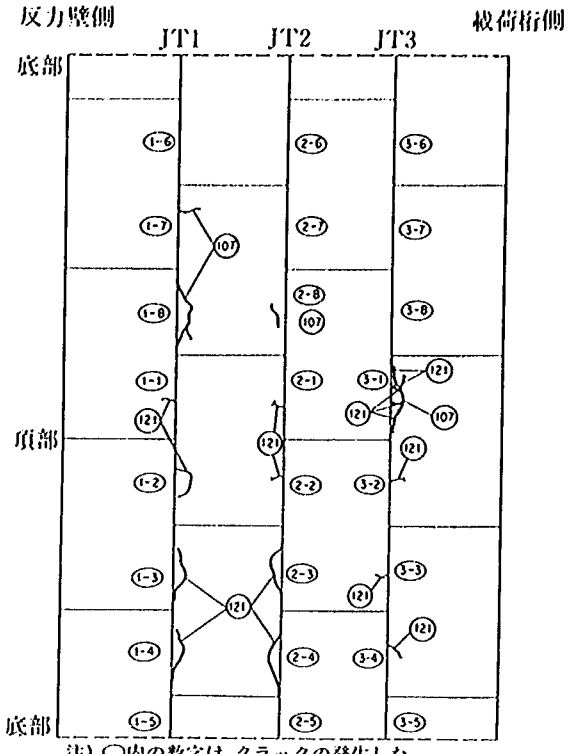


(c) 15ループめ（138ステップ，108.7tf・m）



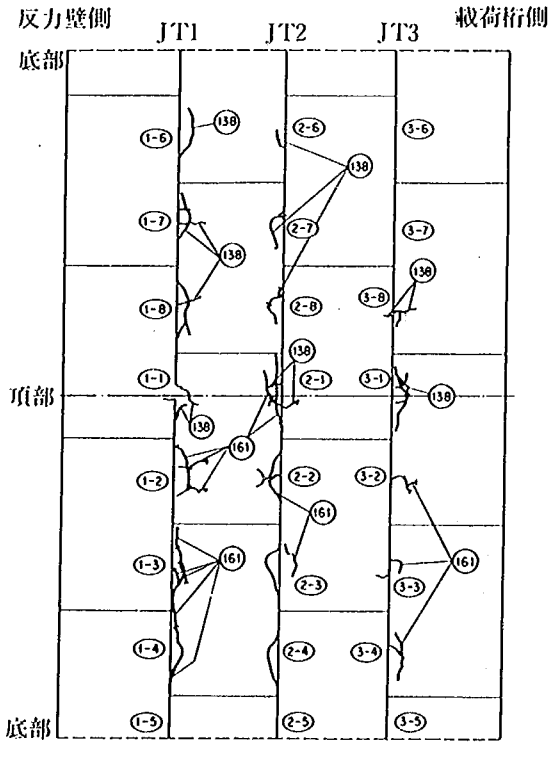
(d) 最終状況

図-6.79　二次覆工コンクリートに生じたクラックの進展状況　(2)

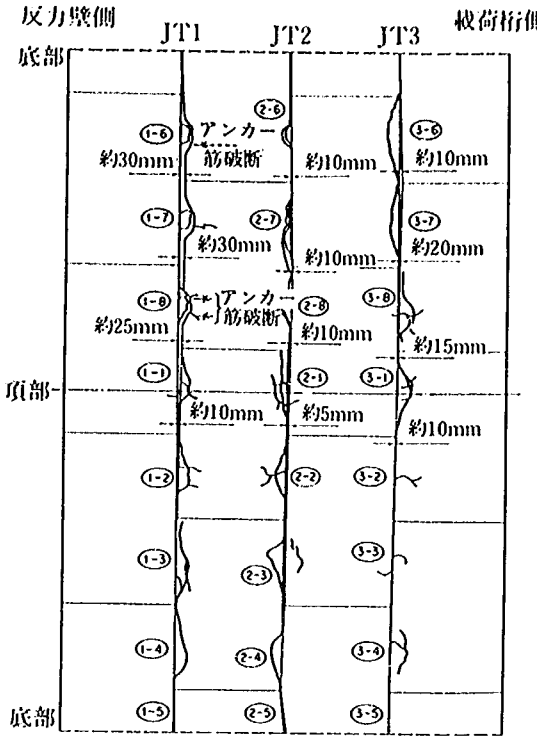


注) ○内の数字は，クラックの発生したステップ数を示す。

(a) 14ループめ (121ステップ，−105.7tf·m)



(b) 16ループめ (161ステップ，−116.47tf·m)



(c) 最終状況

図−6.80 セグメント外周面のクラックの進展状況

筋が破断していった。リング継手ＪＲ１−６のアンカー鉄筋が破断した後，供試体の曲がりが増加し，載荷桁が載荷治具と接触したため，載荷を終了した。この段階までに二次覆工鉄筋の破断は生じなかった。

以上がEタイプ供試体の破壊の進展状況である。これから，以下の点が指摘される。

1) 二次覆工の著しいクラックは，ほとんどが円周方向にリング接合面に沿うかたちで生じている。また，一次覆工の損傷はリング接合面においてのみ生じ，そのほかの箇所には損傷は生じていない。

2) リング継手では，Dタイプ供試体と同様に，定着板に溶接されたアンカー鉄筋が定着板の端部位置において破断している。これは，リング継手金具に力が作用すると，図−6.47(c)もしくは(b)に示したように，まず継手金具とコンクリートとの付着が切れると，アンカー鉄筋は図−6.47(c)に示したように，付着切れを起こした部分と，起こさない部分との境界部で軸力を受けるようになる。このため，この位置で破断が生じたと考えられる。

3) 二次覆工の無いDタイプ供試体では特定のリング

接合面に開きが集中したのに比べ，Eタイプ供試体では，図－6.78に示したようにそれぞれのリング接合面に開きが分散されている。このような結果は，6.5に示した軸力を作用させた載荷実験結果と同じである。これは二次覆工内に，二次覆工コンクリートの引張強度を上回る鉄筋が配置されていれば，鉄筋のねばりにより，特定のリング接合面で二次覆工コンクリートに引張クラックが入った途端に，それ以降，そのリング接合面にのみ損傷が進展していくといった状況にはならないためである。

(2) 供試体の変形特性

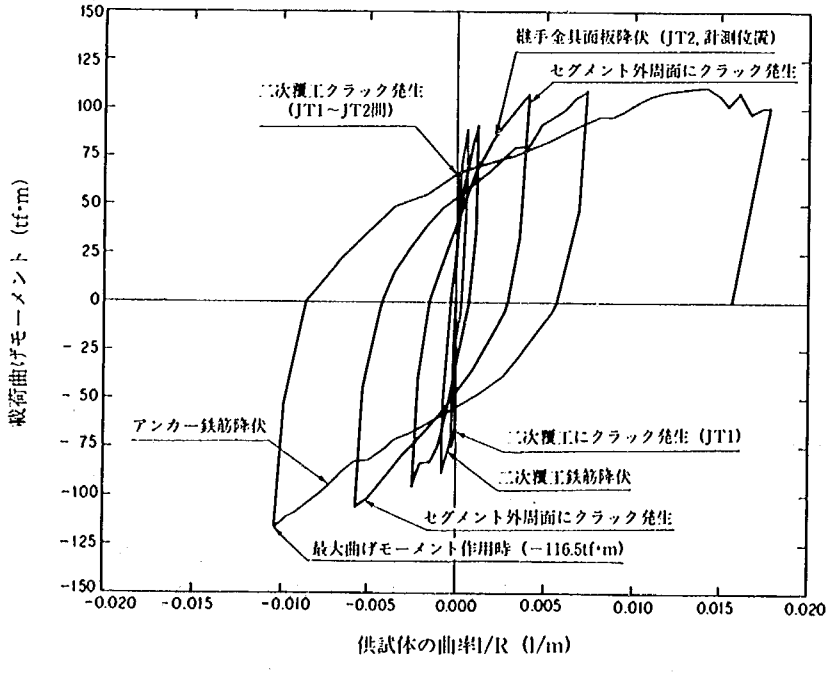
供試体全体の曲げ変形と載荷荷重の関係を検討するために，供試体の曲率と載荷曲げモーメントとの履歴を示した結果が図－6.81である。供試体の最大曲げ耐力－116.47tf・mは曲率が－0.0104（1／m）の時点で生じている。これは，リング継手のアンカー鉄筋や二次覆工鉄筋が降伏を始めた後に相当する。

載荷終了後の供試体の曲率は0.0178（1／m）であり，これを曲率半径に直すと約56mである。これは，供試体としての最終状態という訳ではなく，供試体と載荷治具との接触が生じたために，載荷を打ち切った時点での曲率半径である。したがって，Dタイプ供試体のように，供試体が最終的に破断した状態の曲率半径と比較しても大きな意味はないが，Dタイプ供試体の破断時の曲率半径が約180mであったことから，曲率半径にして，Eタイプ供試体の方が少なくとも3倍以上ねばりのある構造であるのがわかる。

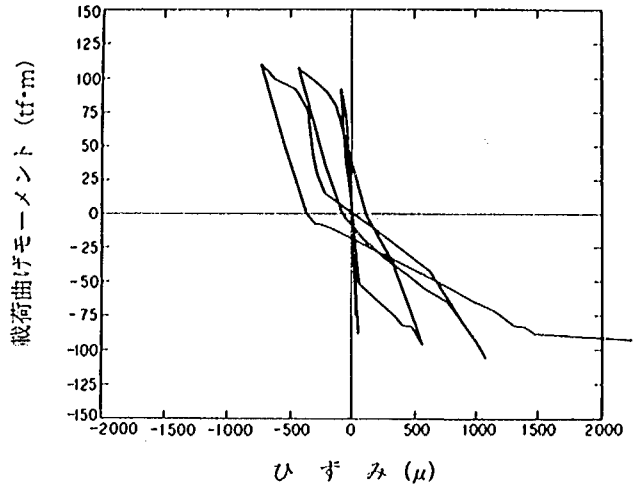
(3) アンカー鉄筋およびリング継手金具面板の変形

図－6.82はリング継手ＪＲ２－７におけるアンカー鉄筋のひずみと載荷モーメントとの履歴を示したものである。継手金具に近い位置では，ひずみが1500μに達した段階でアンカー鉄筋が降伏した。ここでアンカー鉄筋のひずみは，載荷ループを重ねるごとに大きくなっているが，これは継手金具周辺のコンクリートにクラックが発生し，継手金具と周辺コンクリートとの付着が切れて，アンカー鉄筋に生じる軸力が大きくなっていったためと考えられる。

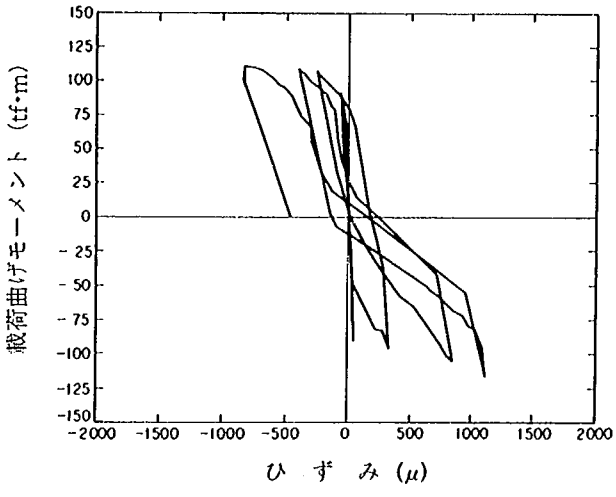
次に，ＪＲ２－７のリング継手における継手金具面板のひずみの履歴を図－6.83に示す。この面板では，2箇所でひずみを計測していたが，一方の測点のひずみが計測できなかったため，1点での結果のみを示している。これによれば，面板のひずみは最終ループまでほとんど発生していないが，最終ループでは載荷曲げモーメントが70tf・mとなった時点から，ひずみが急増し降伏している。Eタイプ供試体におけるリング継手金具の変形を模式化すると図－6.84のようになる，リング継手のボルトボックス内に二次覆工コンクリートが充填され，定着板の変形が拘束される結果，面板



図－6.81　Eタイプ供試体の載荷履歴

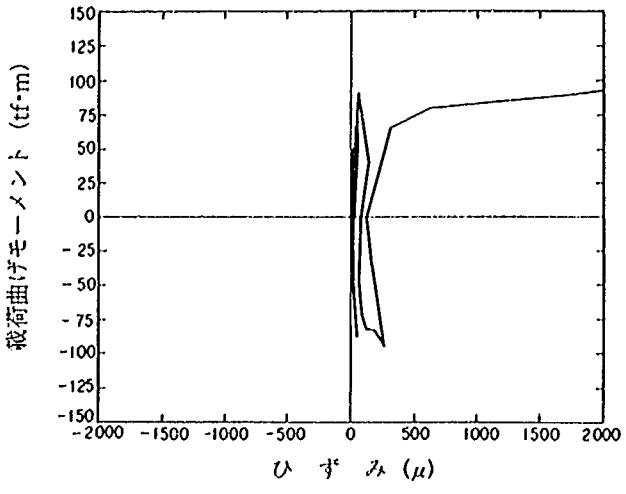


(a) A－1

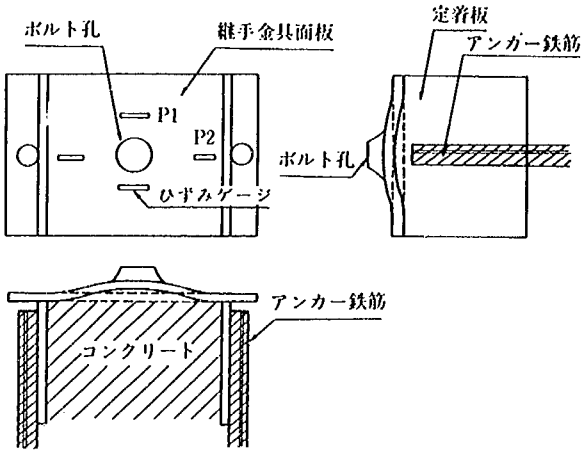


(b) A－3

図－6.82 アンカー鉄筋のひずみの載荷履歴



図－6.83 リング継手金具面板のひずみの載荷履歴（P－3）



図－6.84 リング継手金具の変形(模式図)

はボルト孔付近を中心として円錐台状に変形する。このため，載荷の初期の段階では面板のひずみを計測していた位置では大きなひずみが発生せず，載荷の最終段階になって面板の降伏域が測点に近付いたため，ひずみが急激に発生したと考えられる。

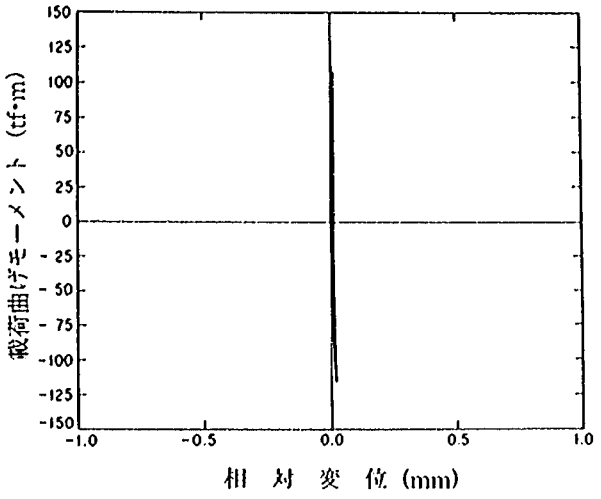
(4) セグメント継手の挙動特性

セグメント継手の相対変位と載荷荷重の履歴を図－6.85に示す。セグメント継手の相対変位の計測点は，図－6.24に示したように4点あるが，各測点とも大差はないため，ここではDP－3における計測結果のみを示す。

図－6.85によれば，セグメント継手の相対変位は全載荷を通じてほぼ0であるといってもよい。このことは，曲げモーメントがセグメントに作用した際，円周方向に加わる力に対してセグメント継手は十分剛であることを意味している。

(5) リング接合面の相対変位

リング接合面に生じる長手方向の相対変位を図－6.86に示す。ここで相対変位とは，リング接合面で引張縁側の相対変位と圧縮縁側の相対変位との差をとったものである。これによると，11ループめの曲げモーメント91.9tf·mまでは，JT2の相対変位がJT1，JT2に比較して小さいが，その次のループ以降では，JT2においても他のリング継手と同程度の相対変位が生じている。細かくみると，相対変位はJT3の位置で最も大きく，次いでJT2，JT1の順となって



図－6.85　セグメント継手の相対変位の載荷履歴（ＤＰ－３）

いるが，３箇所間で大きな差はない。これは，１箇所のリング接合面でのみ相対変位が増大していったＤタイプ供試体と大きく異なる点である。

図－6.87は，リング継手接合面ＪＴ２における，各リング継手位置の相対変位の分布を示したものである。各載荷状態において，相対変位が圧縮となっているリング継手は１箇所程度であり，特に，セグメント外周面にクラックの発生した13ループめ以降は，相対変位が圧縮となっているリング継手は１箇所のみである。これは，損傷の進行によって引張縁となる覆工の領域が拡大し，中立軸が圧縮縁側に移行していくためと考えられる。

(6)　継ぎボルトの軸力

リング継ぎボルト軸力に関しては，計測状態が悪く，精度が十分ではないため，ここでは，セグメント継ぎボルトの軸力についてのみ示す。

セグメント継手のボルト軸力と載荷荷重との履歴を示すと，図－6.88のようになる。これによれば，セグメント継ぎボルトの軸力は，載荷荷重に関わらず，ほぼ初期軸力を保っている。これは，全ての載荷過程を通じてボルトにはほとんど軸力が作用しなかったことを示すものであり，前述したように，セグメント接合面に相対変位が生じなかったことと対応している。

(7)　二次覆工鉄筋に生じるひずみ

Ｅタイプ供試体の二次覆工には，図－6.7に示したように，供試体の軸方向に16本，円周方向に12本（ともにＤ13）の二次覆工鉄筋が配置されている。

載荷にしたがって軸方向の二次覆工鉄筋がどのように挙動しているかを調べるために，リング接合面ＪＴ２および反力壁側から３番目のリングの中央に位置するＳＧ３における二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴を示した結果を，図－6.89及び6.90にそれぞれ示す。軸方向に配置された二次覆工鉄筋の挙動について以下の点が指摘される。

１）リング接合面ＪＴ２位置では，二次覆工にクラックが発生すると，それまで二次覆工コンクリートにより負担されていた載荷力の大部分が，二次覆工鉄筋で受け持たれることになるため，急激にひずみが増加する。鉄筋のひずみが1800μに達した段階で降伏している。

２）リングＳＧ３の中央位置での二次覆工鉄筋のひずみは，正の曲げモーメント（当該箇所に圧縮力が作用）が作用する場合に小さく，負の曲げモーメントが作用する場合に大きくなっており，一次覆工の剛性の違いを反映している。載荷が進行するにしたがって，ひずみが正側に残留するようになるが，これは二次覆工コンクリートと二次覆工鉄筋との付着が，リング接合面位置から徐々に切れていくためと考えられる。

３）リング中央位置での二次覆工鉄筋のうち，リング上下端部付近の二次覆工鉄筋（Ｓ－16，Ｓ－20）に生じるひずみは，載荷に伴い曲げモーメントの正負に関わらず，常に正側にひずみが残留する傾向にある。これは，供試体の上下端部は常に引張縁となるため，二次覆工鉄筋には常に引張力が作用し，このため，正側の残留ひずみが生じるためである。

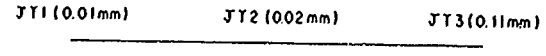
次に，リングＳＧ３中央断面位置の二次覆工リング筋に生じるひずみを示すと，図－6.91のようになる。これによれば，全般的に圧縮ひずみが卓越しており，最大で300μ程度のひずみが生じている。ただし，軸方向の二次覆工鉄筋に生じるひずみと比較すると，極めて小さいものである。

6.7　ねじりモーメントを作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性

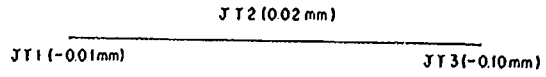
6.7.1　二次覆工が無い場合

(1)　破壊の進展状況

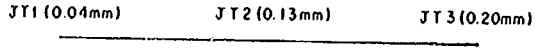
載荷途中および載荷終了時のクラックの発生状況を供試体の内側から見ると図－6.92の通りである。また，これと同じ状況を供試体の外側から見ると図－6.93の通りである。載荷にともない，リング継手およびセグメント継手を中心として，トンネルの内外面に多数の



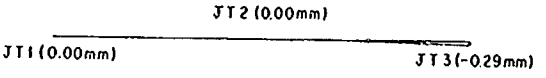
(a) 3ループめ (28ステップ)



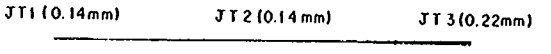
(b) 4ループめ (36ステップ)



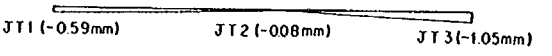
(c) 5ループめ (45ステップ)



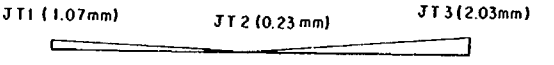
(d) 6ループめ (51ステップ)



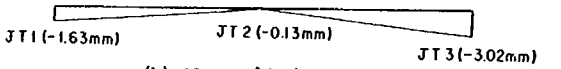
(e) 7ループめ (60ステップ)



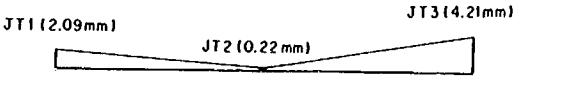
(f) 8ループめ (69ステップ)



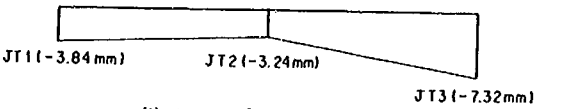
(g) 9ループめ (77ステップ)



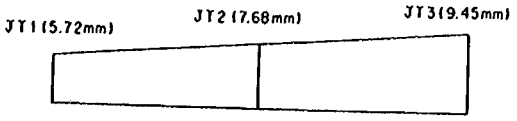
(h) 10ループめ (85ステップ)



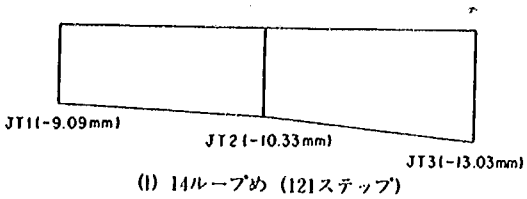
(i) 11ループめ (93ステップ)



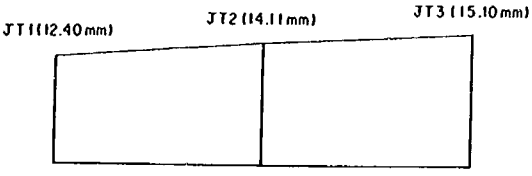
(j) 12ループめ (100ステップ)



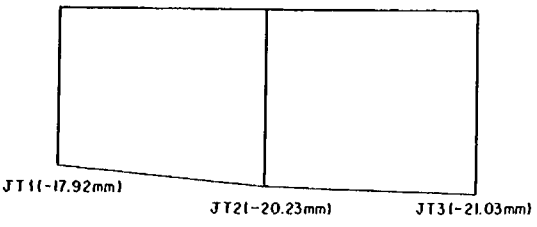
(k) 13ループめ (107ステップ)



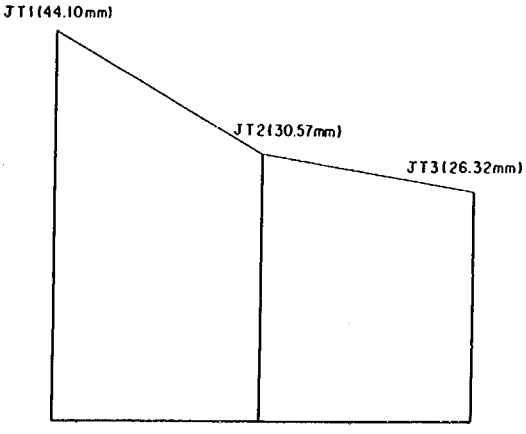
(l) 14ループめ (121ステップ)



(m) 15ループめ (138ステップ)

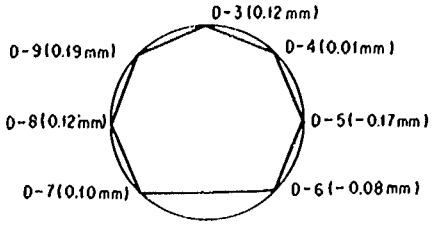


(n) 16ループめ (161ステップ)

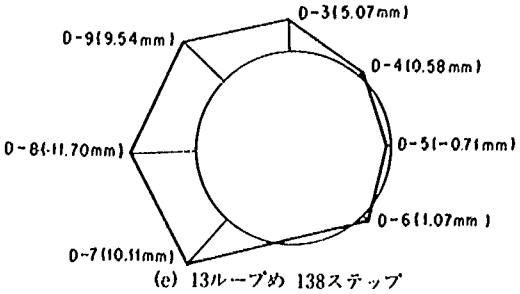


(o) 17ループめ (189ステップ)

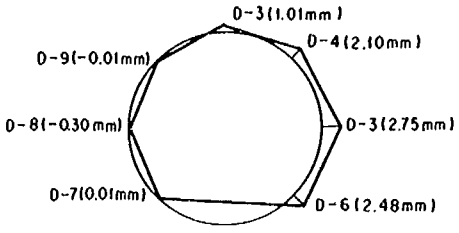
図−6.86 各リング接合面における長手方向相対変位の変化



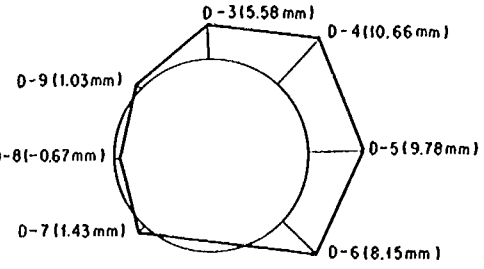
(a) 11ループめ 93ステップ



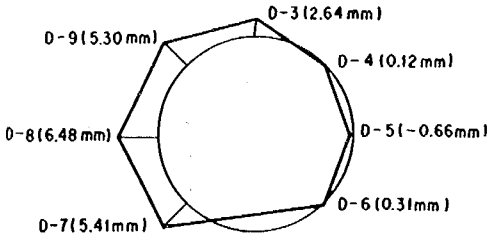
(e) 13ループめ 138ステップ



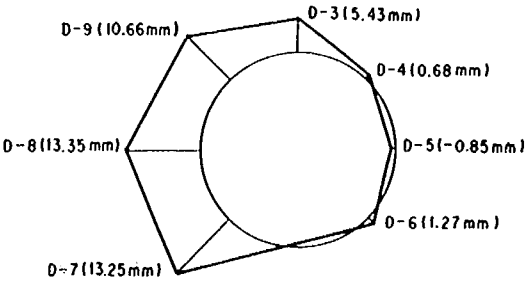
(b) 12ループめ 100ステップ



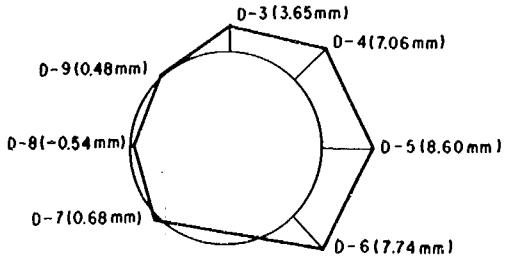
(f) 16ループめ 161ステップ



(c) 13ループめ 107ステップ

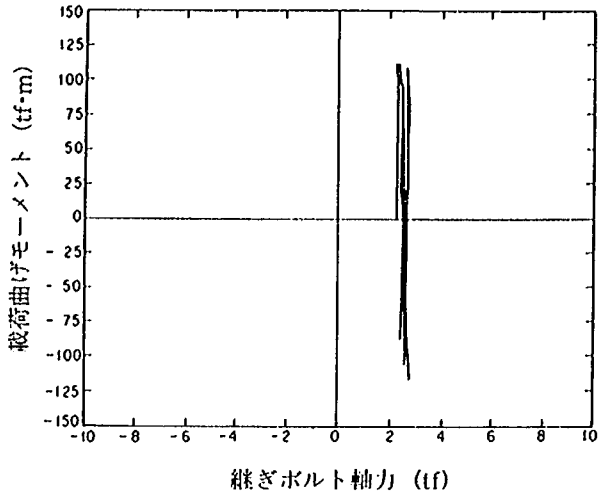


(g) 17ループめ 189ステップ



(d) 14ループめ 121ステップ

図－6.87　リング接合面ＪＴ２におけるリング継手位置の長手方向相対変位の分布



図－6.88 セグメント継ぎボルトの軸力の載荷履歴 (B－13)

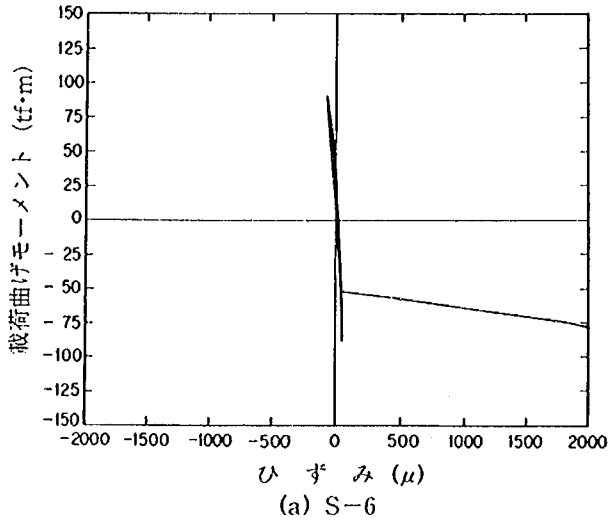
クラックが発生し，やがて，リング継手のアンカー鉄筋および継ぎボルトの破断により最終的な破壊に至った。

載荷にともなう供試体の破壊の進展状況は以下の通りである。

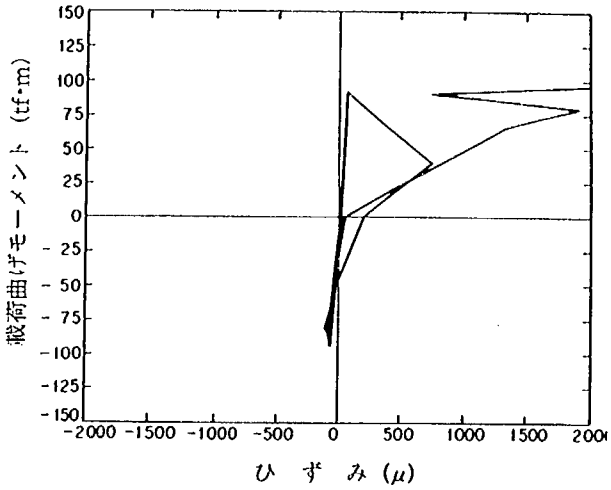
① (1ループめ) 初期状態からピーク荷重の9.0tf·mに至るまで，供試体にはなんら変化は認められなかった。

② (2ループめ) ピーク荷重－9.0tf·mに至るまで，供試体にはなんら変化が認められなかった。

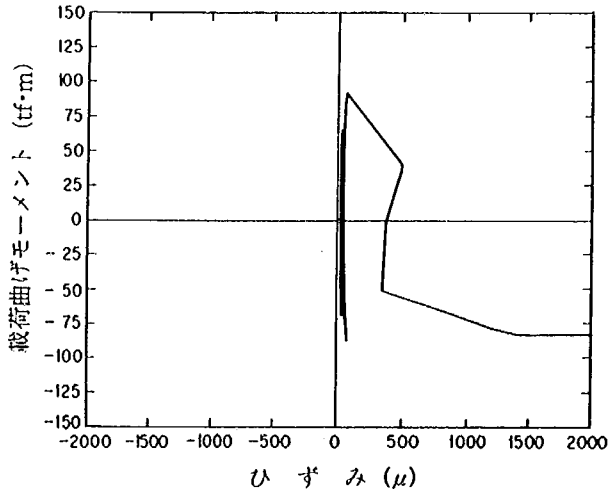
③(3ループめ)荷重16.2tf·m，変位1.85mmに至った時，リング接合面ＪＴ３で滑りが生じた。わずかに荷重を増加させようとすると，リング接合面ＪＴ３が滑ることによって荷重はほぼ16.2tf·mに保たれ，



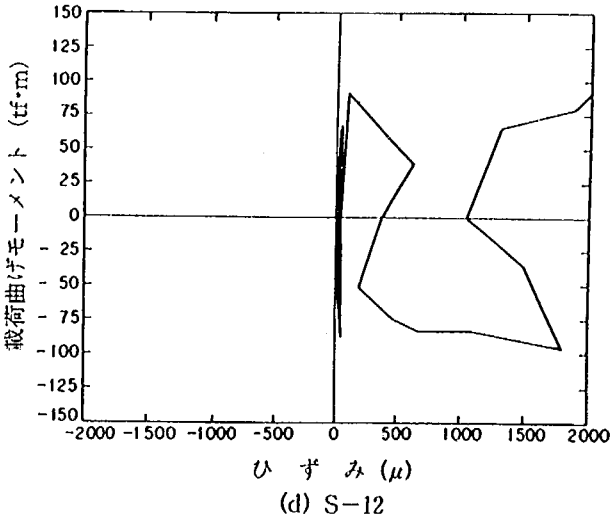
(a) S－6



(c) S－10

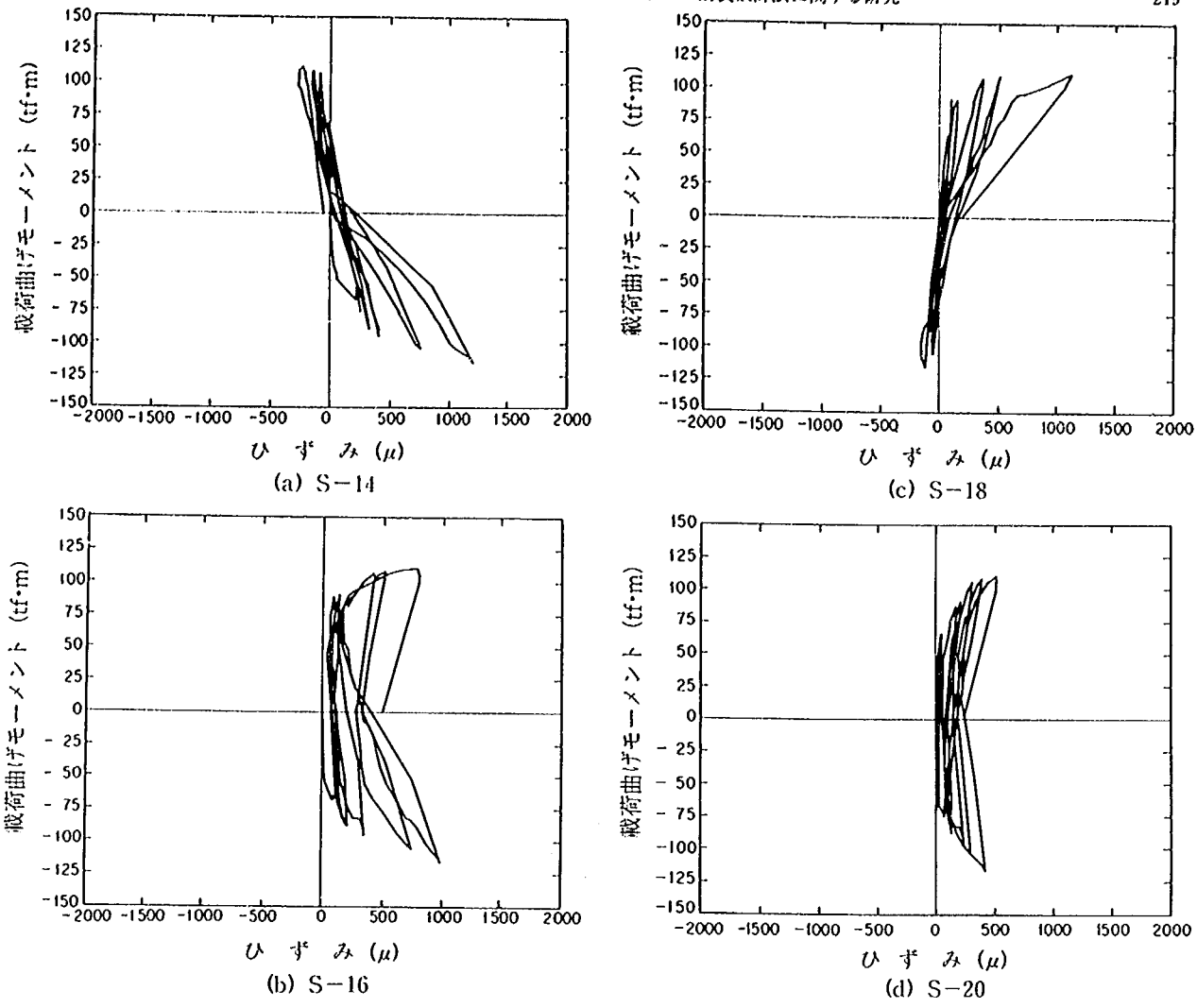


(b) S－8

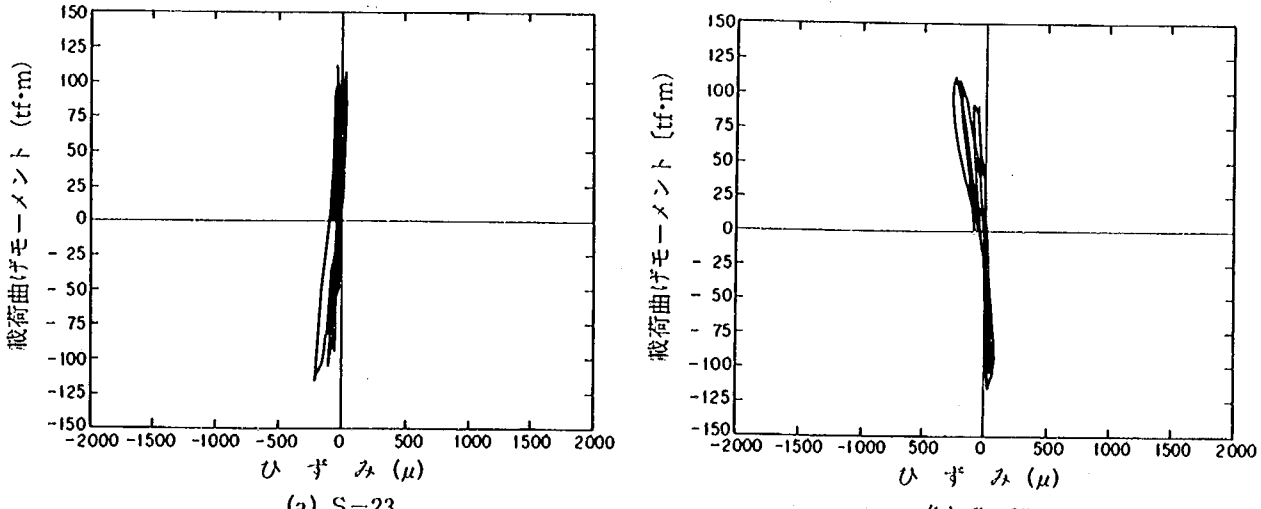


(d) S－12

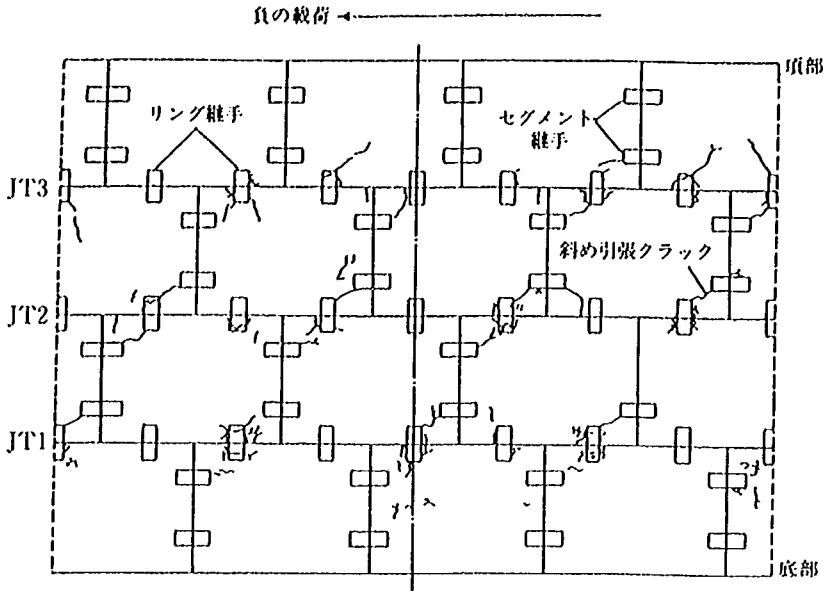
図－6.89 リング接合面ＪＴ２における二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴



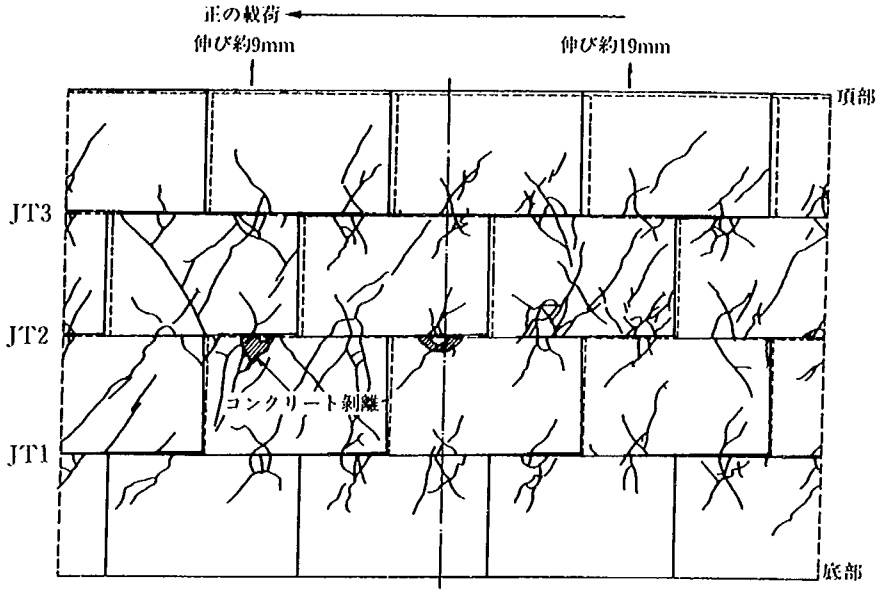
図−6.90 リングの中央断面位置における二次覆工鉄筋のひずみの載荷履歴



図−6.91 円周方向の二次覆工鉄筋に生じるひずみの載荷履歴(S G 3断面)



(a) 6ループめ (−58.4tf・m, −46.2mm)



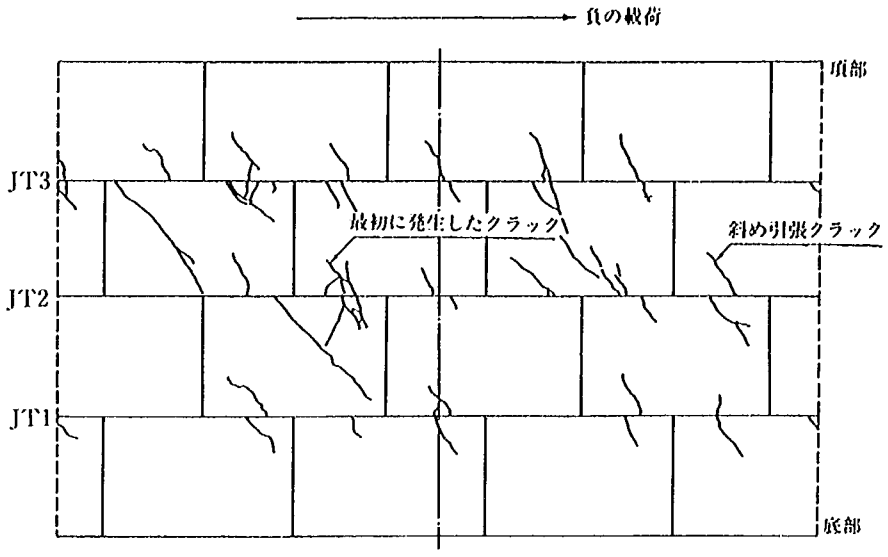
(b) 最終状況 (7ループ目終了時)

図−6.92 供試体の内側から見たクラックの発生状況(展開図)

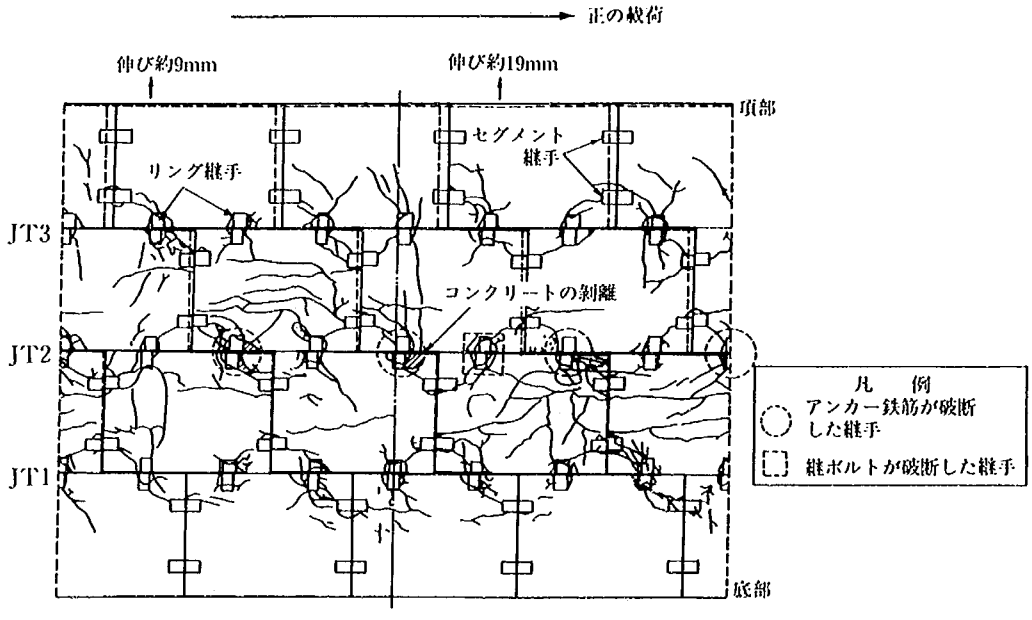
結局，変位が8.9㎜に至った時，リング接合面ＪＴ２でも滑りが生じた。この後はＪＴ２とＪＴ３が滑り続けたが，変位が15.1㎜になると，荷重を19.3tfまで増加させてももはや滑りは生じなかった。なお，リング接合面ＪＴ１では滑りは生じていない。

④（４ループめ）荷重−14.1tf・m，変位12.8㎜に至った時，リング接合面ＪＴ３で滑りが生じた。変位が2.4㎜に至るとＪＴ２でも滑りが生じた。変位が−11.9㎜になると，荷重を−18.0tfまで増加させてももはや滑りは生じなかった。なお，リング接合面ＪＴ１では滑りが生じていない。

⑤（５ループめ）荷重23.0tf・m，変位18.42㎜に至った時，リング接合面ＪＴ１でも滑りが生じた。さらに，荷重23.4tf・m，変位27.1㎜に至った段階で，



(a) 6ループめ（−58.4tf・m, −46.2m）



(b) 最終状況（7ループ目終了時）

図−6.93　供試体の外側から見たクラックの発生状況(展開図)

リング継手の定着板端部からリング接合面に向かう微細なクラックが生じた。

⑥（6ループめ）荷重−58.4tf・m，変位−46.2mmに至った時，図−6.92(a)に見られるような，リング継手位置からセグメント継手位置に向かう大きな斜め引張クラックが生じた。このクラックは，セグメントを貫通して，供試体の外側でも認められた（図−6.93(a)参照）。

⑦（7ループめ）荷重69.0tf・m，変位61.0mmに至った段階で，まずリング継手ＪＲ２−５のアンカー鉄筋が破断した。さらに，荷重を増加させるにつれて，リング継手ＪＲ２−１，ＪＲ２−３およびＪＲ２−

7のアンカー鉄筋が相次いで破断した。荷重64.6tf・m，変位71.5mmに至った段階では，リング継手位置を中心として，供試体外面のコンクリートが剥離を開始し，リング継手ＪＲ２－４の継ぎボルトが破断して最終状況に至った（図－6.92(b)，図－6.93(b)参照）。

以上がDタイプ供試体の破壊の進展状況である。これにより，以下の点が指摘される。

a）リング接合面の滑りは荷重を増加させるにつれて，ＪＴ３，ＪＴ２，ＪＴ１の順番で生じた。これは供試体の下方にいくほど，供試体の自重が土被圧に加わり，接合面の摩擦抵抗が増加するためと考えられる。

b）供試体の破壊はリング継手の周辺にとどまらず，全体にわたって生じた。これは，供試体に加えられたねじり変形は，当初リング接合面が滑ることによって吸収されるが，変形が大きくなってリング接合面の滑りだけで吸収できなくなった後は，セグメントの変形が生じるためである。すなわち，個々のセグメントはリング継手およびセグメント継手によって拘束されているために，せん断変形を強制され，セグメントには斜め引張クラックが生じることになる。

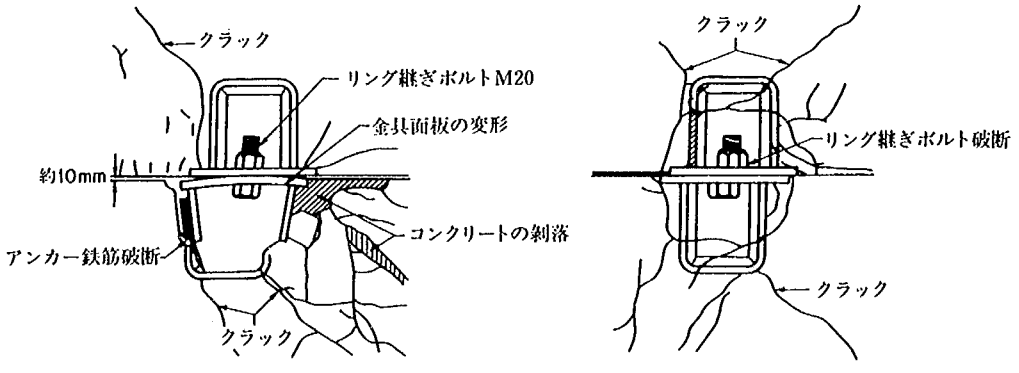
次に，アンカー鉄筋の破断やリング継ぎボルトの破断が生じたリング接合面ＪＴ2について，代表して２つのリング継手の損傷状況を示すと図－6.94の通りである。リング接合面ＪＴ１およびＪＴ３におけるリング継手の損傷状況もよく似たものである。

図－6.94によれば，リング継手の損傷状況に関して以下の点が指摘される。

a）リング継手の変形状況は２つのタイプに分けることができる。１つめは，図－6.94(a)に示すタイプで，向かい合った継手金具がせん断変形と引張変形を同時に生じるものである。このタイプでは継手金具面板が“く”の字状に変形している。２つめは，図－6.94(b)に示すタイプで，向かい合った継手金具がせん断変形だけを生じているものである。アンカー鉄筋の破断は全て最初のタイプの継手で，また，継ぎボルトの破断は二つめのタイプの継手において，それぞれ生じている。

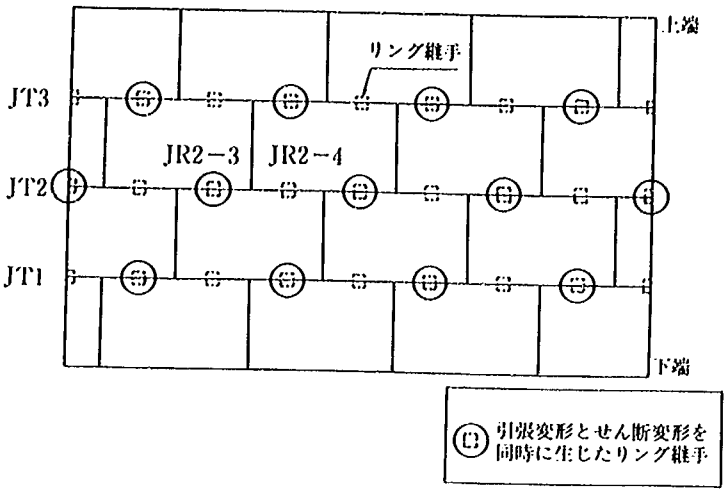
b）a）に示した２つのタイプの変形状況は，供試体全体からみると，ある一定の規則で現われている。例えば一つめのタイプの変形を生じたリング継手の位置を図－6.95に示すが，これによれば同一のリング接合面内では１つおきにこのタイプの損傷が生じていることがわかる。これは，載荷にともなって，個々のセグメントがわずかに回転したことを示すものである。セグメントが回転することによって，図－6.96に示すように，セグメントの同一辺上にある２つのリング継手は，一方は向いのセグメントに押しつけられ，もう一方は向いのセグメントから離されることになる。

c）リング継手のアンカー鉄筋は，定着板の端部位置において破断している。これは，継手金具面板が“く”の字状に変形し，定着板がボルトボックス内に折り曲げられた結果，アンカー鉄筋には引張力および曲げモーメントが同時に作用したためである。このような継手の破壊形状は，正負交番軸力載荷実験でも

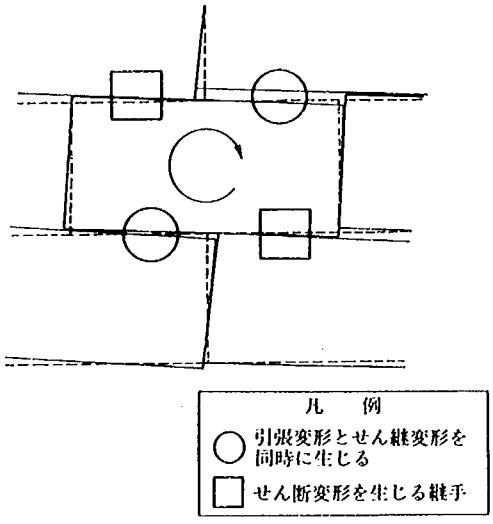


(a) JR2－3（せん断変形と引張変形を同時に生じている）　(b) JR－2－4（せん断変形のみを生じている）

図－6.94　リング継手の破壊状況



図－6.95　せん断変形と引張変形を同時に生じたリング継手の分布



図－6.96　セグメントが回転している状況(概念図)

認められており，継手が引張力を受けて破壊する場合の特徴である。基本的に継手金具面板の変形を抑えることが，アンカー鉄筋の破断を防止し，トンネルの耐力を増加させる上で有効と考えられる。

d）リング継手ＪＲ２－４の継ぎボルトは，ほぼ純粋なせん断変形で破断している。ボルトの破断が生じたのはＪＲ２－４のみであるが，この継手は図－6.94(b)に示したようにせん断変形のみを生じた継手である。このタイプの継手では，アンカー鉄筋がほとんど変形することなく，全ての変形は継ぎボルトに集中するものと考えられる。また，ＪＲ２－４を除くと，せん断変形のみを生じたタイプの継手は，最後までアンカー鉄筋および継ぎボルトが破断していないが，これらについても，さらに載荷を続ければやがてボルトが破断したと予想される。

(2)　供試体全体の変形特性

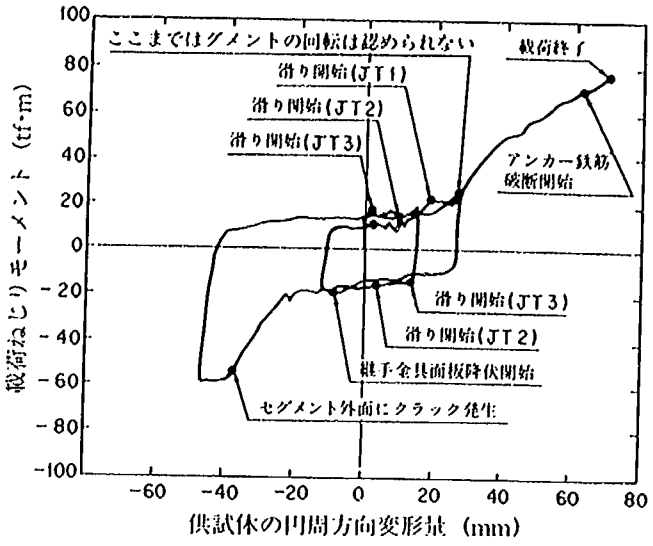
供試体全体のねじり変形量とねじりモーメントとの関係を検討するために，供試体上端に取り付けた円周方向の変位計による変位とねじりモーメントとの履歴を示すと図－6.97のようになる。

これによれば，最大荷重は正の載荷時(７ループめ)に生じた76.5tf・mであり，この時の変位は70.3㎜である。ここに至るまでにすでにリング継手ＪＲ２－５のアンカー鉄筋は破断している。この後，ＪＲ２－５以外のリング継手においてもアンカー鉄筋の破断やリング継ぎボルトの破断が始まり，また供試体の外面でコンクリートの剥離が生じ，リング継手およびセグメントの耐力が低下するのにともない，供試体としての耐力も低下した。

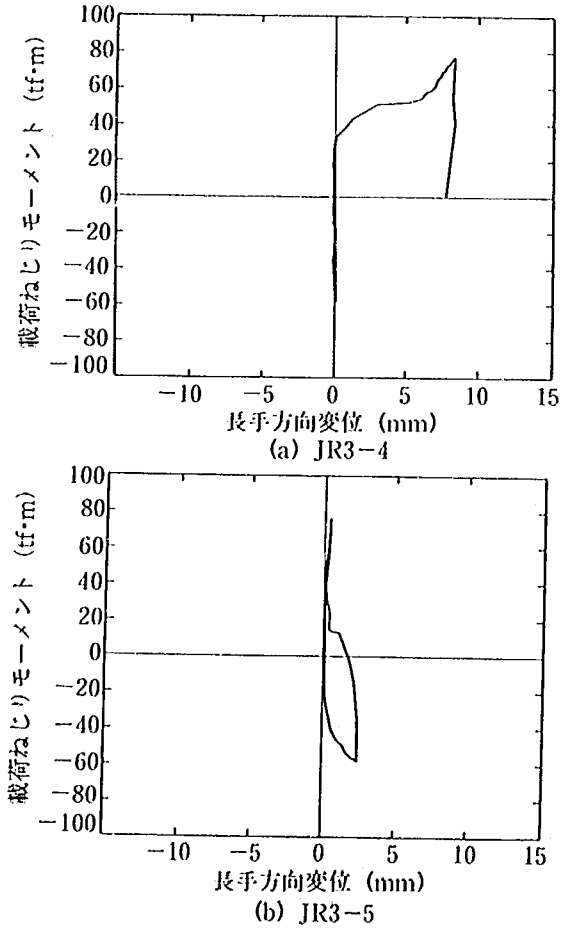
(3)　継手の挙動特性

１）リング継手

本実験では，特定のセグメントの挙動に着目した計測を行っている（図－6.25参照)。このセグメントについて，リング継手ＪR3－4，および，ＪR3－5に生じた供試体長手方向の相対変位の載荷履歴を示すと図－6.98の通りである。図－6.98によれば，リング継手ＪＲ３－４における相対変位は６ループめ(負の載荷)まではほとんど生じていないが，７ループめ（正の載荷）になると，荷重が35tf・m程度になった段階から除々に生じ始め，荷重が76.5tf・mになった段階では約８㎜に達している。また，リング継手ＪＲ３－５に



図－6.97 Dタイプ供試体の載荷履歴



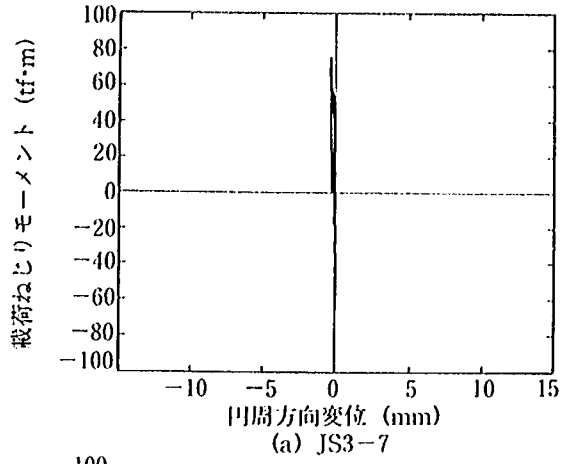
図－6.98 リング継手の長手方向相対変位の載荷履歴

おける相対変位は，6ループめ（負の載荷）で約2.5㎜生じてるものの，7ループめではほとんど生じていない。したがって，リング継手ＪＲ３－４は正の載荷時に，また，リング継手ＪＲ３－５は負の載荷時に供試体長手方向の引張力を受けていたことがわかる。

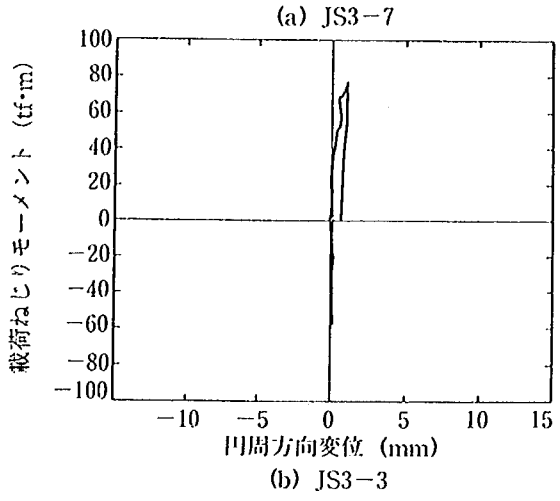
2）セグメント継手

セグメント継手ＪＳ３－７，および，ＪＳ３－３に生じた供試体円周方向の相対変位の載荷履歴を示すと図－6.99の通りである。図－6.99によれば，セグメント継手ＪＳ３－７では6ループめ（負の載荷）にわずかな負の相対変位が生じているものの，これを除けば，全ての載荷過程を通じて相対変位は生じていない。また，セグメント継手ＪＳ３－３における相対変位は，6ループめまでは生じていないが，7ループめ（正の載荷）になると，荷重が35tf程度になった段階から徐々に生じ初め，76.5tfになった段階では約1.2㎜に達している。したがって，セグメント継手ＪＳ３－３は正の載荷時に供試体円周方向の引張力を受けていたことがわかる。

以上に示したリング継手，および，セグメント継手の挙動は，前述したように，ねじりモーメントの載荷にともなって，個々のセグメントが回転したことを示すものである。ここに，リング継手ＪＲ２－４とＪＳ３－７に生じた相対変位量を比較すると，約7倍ほどＪＲ２－４の方が大きい。これは，リング継手の方が金具面板の厚さが薄く，アンカー鉄筋の本数もセグメント継手の４本に対して２本であるなど（図－6.4参

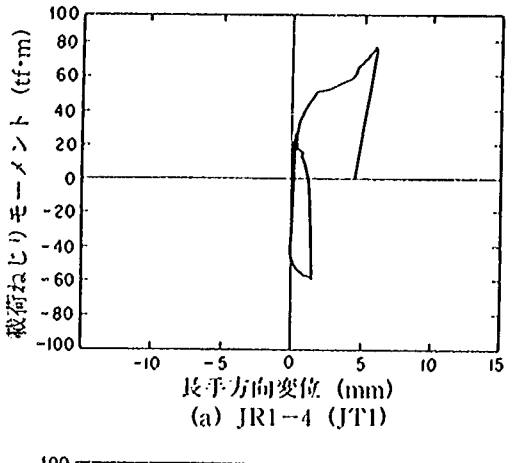


(a) JS3−7

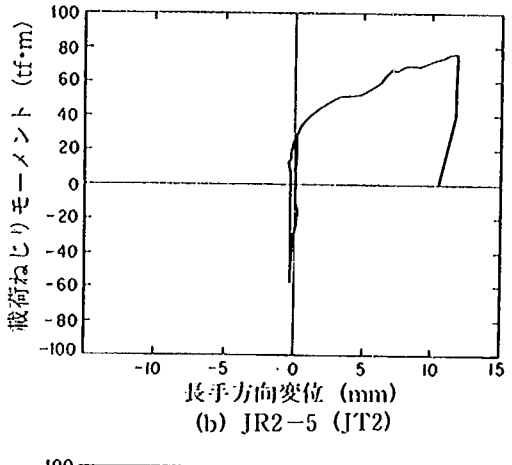


(b) JS3−3

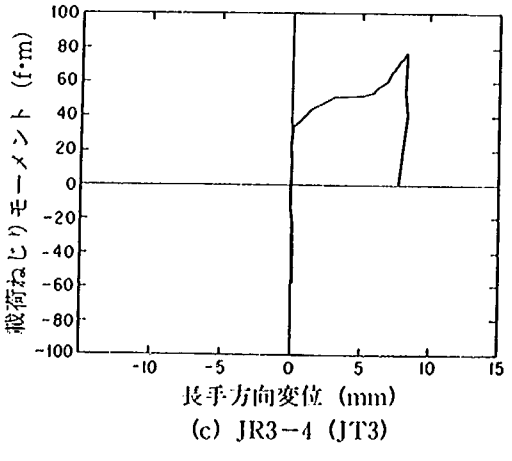
図−6.99　セグメント継手の円周方向相対変位の載荷履歴



(a) JR1−4（JT1）



(b) JR2−5（JT2）



(c) JR3−4（JT3）

図−6.100　リング接合面に生じた長手方向相対変位の載荷履歴

照），継手としての剛性が小さく，変形しやすいためであると考えられる。

(4) リング接合面の相対変位

1）供試体長手方向

リング接合面ＪＴ１～３に生じた供試体長手方向の相対変位が，載荷にともなって，どのように変化しているかを検討するために，リング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４に生じた相対変位の載荷履歴を比較して示すと図−6.100の通りである。なお，ここに挙げた３つのリング継手は，いずれも正の載荷時に引張力を受けたタイプの継手である。

図−6.100によれば，以下の点が指摘される。

a）初期状態から５ループめ（正の載荷）までは，いずれのリング継手においても相対変位は生じていない。

b）６ループめ（負の載荷）では，リング継手ＪＲ１－４で２㎜程度の相対変位が生じているが，他のリング継手ではなんら相対変位は生じていない。

c）７ループめ（正の載荷）に至ると，リング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４でそれぞれ約6.0㎜，12.0㎜，および，7.0㎜の相対

変位が生じた。

以上の結果によれば，３つのリング接合面に生じた供試体長手方向の相対変位は，正の載荷および負の載荷に対して同じように変化していることがわかる。また，リング接合面ＪＴ２には，他のリング接合面の２倍程度の相対変位が生じているが，相対変位がＪＴ２だけに集中しているわけではなく，３箇所のリング接合面に分散して生じている点が重要である。

リング接合面ＪＴ２の相対変位が他よりも２倍程度大きくなった理由としては，次の点を挙げることができる。すなわち，リング接合面ＪＴ１およびＪＴ３では，向かい合うセグメントの２辺のうち一辺は，載荷装置で固定されているため，供試体の長手方向に自由に動くことができないのに対し，リング接合面ＪＴ２では，セグメントの向かい合う２辺がともに自由に動くことができ，ＪＴ１およびＪＴ２に比較して変位を生じやすかったためと考えられる。

２）供試体円周方向

リング接合面ＪＴ１～ＪＴ３に生じた供試体円周方向の相対変位が，載荷にともなって，どのように変化しているかを検討するために，上記１）と同じリング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４に生じた相対変位の載荷履歴を比較して示すと図－6.101の通りである。

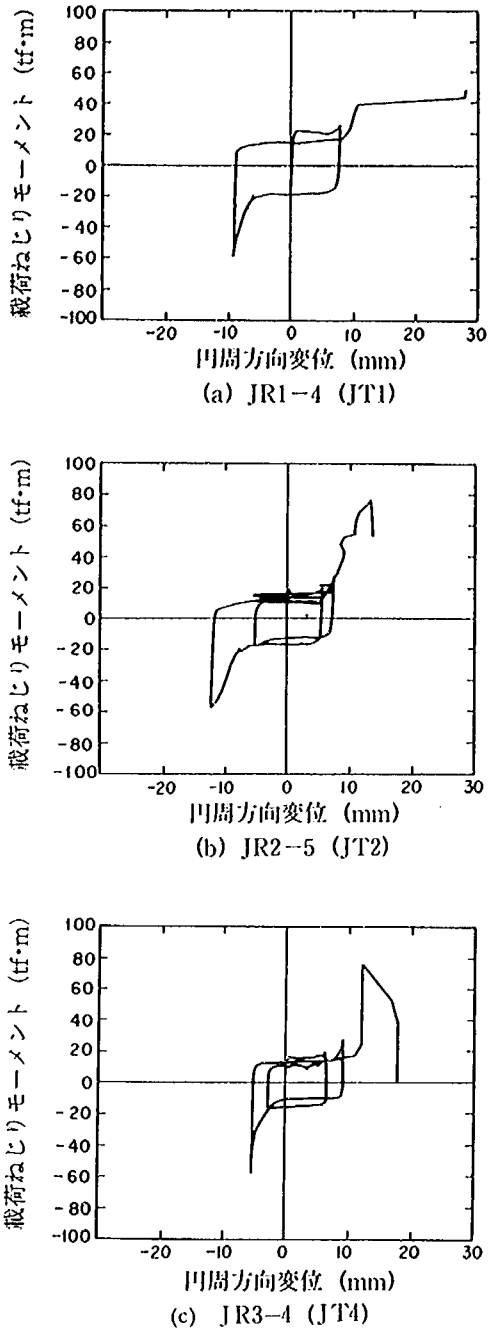
図－6.101によれば，リング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４に生じた供試体円周方向の相対変位は，正の載荷および負の載荷に対してほぼ同じように変化しており，７ループめ（正の載荷）ではそれぞれ，11㎜，13㎜，および，11㎜程度となっている。リング接合面ＪＴ２では，１）と同様に，ＪＴ１およびＪＴ２よりもやや大きな相対変位が生じていることになるが，ＪＴ２に集中してるわけではなく，３箇所のリング接合面に分散して生じている。

6.7.2 二次覆工がある場合

(1) 破壊の進展状況

３ループめ，４ループめ，および７ループめの載荷が終了した時点のクラックの発生状況を，セグメントについて示すと(供試体の外側から見ると）図－6.102の通りである。また，二次覆工について示すと（供試体の内側から見ると）図－6.103の通りである。

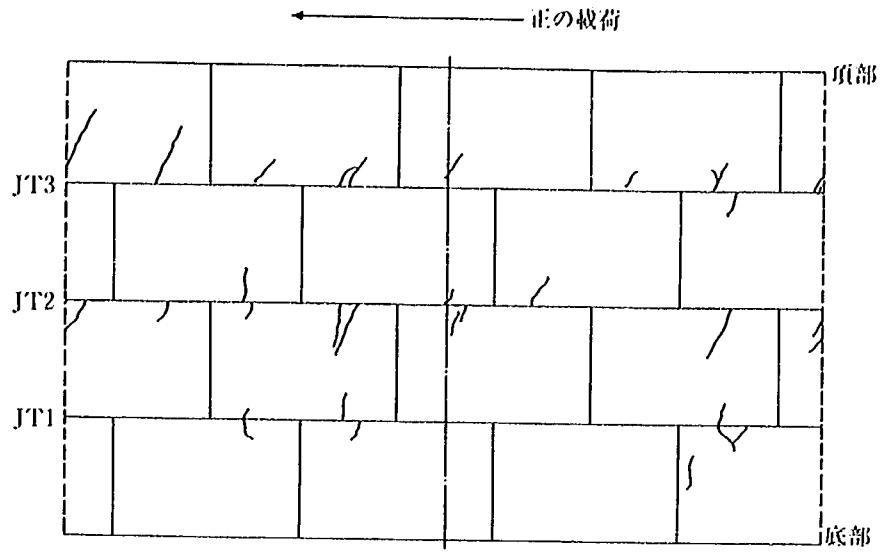
載荷にともない，セグメントおよび二次覆工の両方に亀甲状のクラックが発生し，やがて，セグメントの分断，および二次覆工コンクリートの剥落により最終的な破壊に至った。



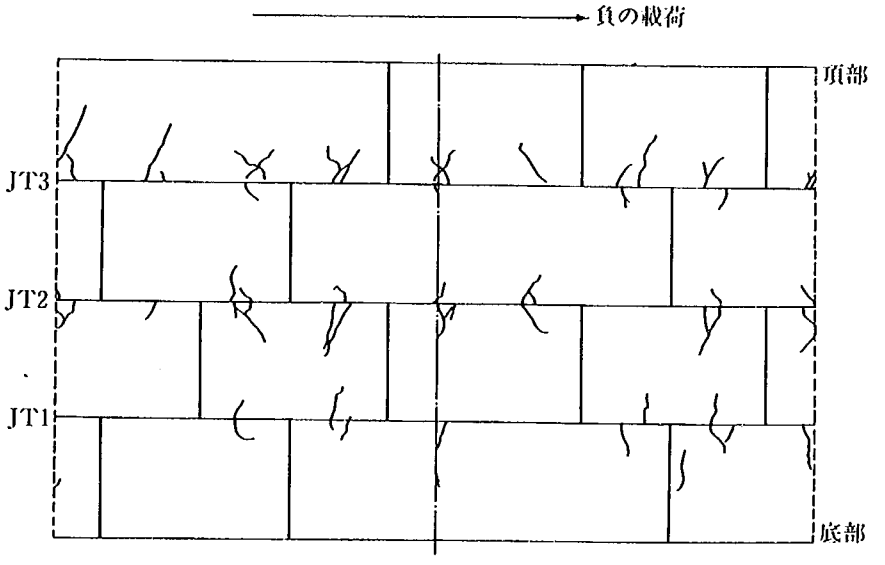
図－6.101 リング接合面に生じた円周方向相対変位の載荷履歴

なお，載荷治具のストロークの制約から，継手の破壊，および二次覆工鉄筋の破断まで載荷を行っていない。

図－6.102及び図－6.103によれば，載荷にともなう供試体の破壊の進展状況は以下のようである。



(a) 3ループめ (124.8tf・m, 6.1m)



(b) 4ループめ (−117.9tf・m,−6.0mm)

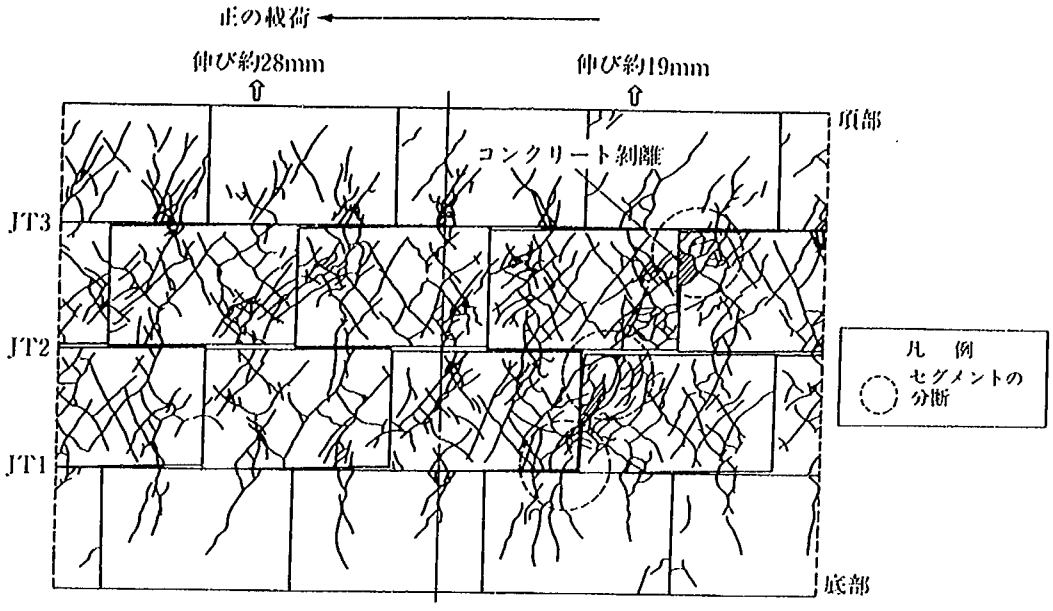
図−6.102　供試体の外側から見たクラックの発生状況(展開図)　(1)

①（1ループめ）初期状態からピーク荷重の90.0tf・mに至るまで，供試体にはなんら変化は認められなかった。

②（2ループめ）ピーク荷重−90.0tfに至るまで，供試体にはなんら変化は認められなかった。

③(3ループめ)荷重116.8tf・m，変位2.9㎜に至ったとき，二次覆工に数本の螺旋状のクラック（図−6.103(a)参照）が発生した。セグメントにはリング継手の定着板端部からリング接合面に向かう微細なクラック（図−6.102(a)参照）が発生した。

④（4ループめ）荷重−105.2tf・m，変位−2.8㎜に至ったとき，二次覆工には③で生じた螺旋状クラックと逆向きの螺旋状クラック（図−6.103(b)参照）が発生した。また，セグメントでは，③までの載荷でクラックが生じていないリング継手位置にも定着板端部からリング接合面に向かうクラック（図



(c) 最終状況 (7ループめ終了時)

図－6.102 供試体の外側から見たクラックの発生状況(展開図) (2)

－6.102(a)参照) が発生し，この段階で，ほぼ全てのリング継手の周辺にクラックが発生した。

⑤ (5ループめ) 載荷にともない，セグメントの内部に亀甲状のクラックが発生した。荷重128.0tf・m，変位9.8mmに至ったとき，亀甲状クラックの両端がそれぞれリング接合面，およびセグメント接合面に達し，供試体の3箇所でセグメントの分断 (図－6.102(c)参照) が生じた。二次覆工では，螺旋状クラックの幅が除々に進展した。

⑥(7ループめ) 荷重140.5tf・m，変位38.6mmに至った段階で，まず二次覆工コンクリートが剥離した。さらに荷重を増加させると，セグメントでもコンクリートの剥離が生じ，二次覆工鉄筋および継手のアンカー鉄筋が露出して最終状況に至った (図－6.102(c)，図－6.103(c)参照)。

以上がEタイプ供試体の破壊の進展状況である。これにより，以下の点が指摘される。

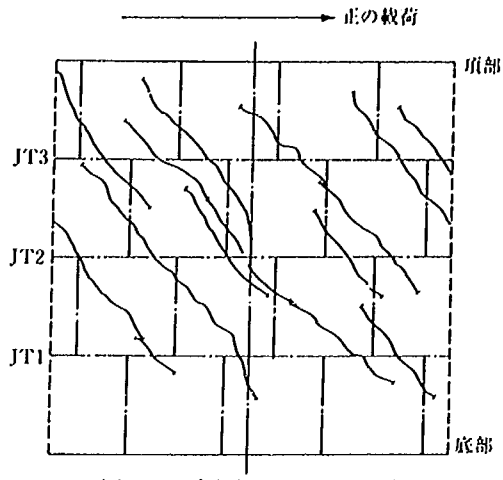
a) リング接合面での滑りはほとんど生じていない。本供試体では，各セグメントに配置された12本づつのジベル筋 (図－6.7参照) によりセグメントと二次覆工間の付着が確保されている上，二次覆工に生じた螺旋状のクラックの影響により，リング接合面の滑りが抑制されたものと考えられる。

b) セグメントの最終状況を示した図－6.102(c)によれば，Dタイプ供試体で生じたセグメントの回転が，本供試体においても生じているのが認められる。セグメントと二次覆工をジベル筋により一体としてリング接合面での滑りが拘束されても，個々のセグメントの最終的な変形特性は変わらない。

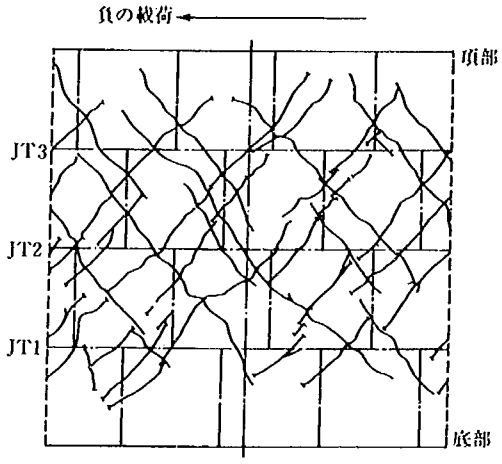
c) 二次覆工には何本もの螺旋状のクラックが生じた。この螺旋状クラックは，コンクリート円筒が長手方向と円周方向の荷重を同時に受ける場合に生じるクラックに類似するものである。なお，軸方向力を交番載荷した場合には，リング継手位置付近でのみ一次覆工，二次覆工の損傷が生じたのと比較すると，ねじりモーメントを加えた場合には一次覆工，二次覆工の全体に損傷を生じる点が特徴として指摘される。

d) セグメント内部には亀甲状のクラックが生じた。これは，一次覆工と二次覆工の挙動を拘束しているジベル筋の位置に応力が集中したためであると考えられる。

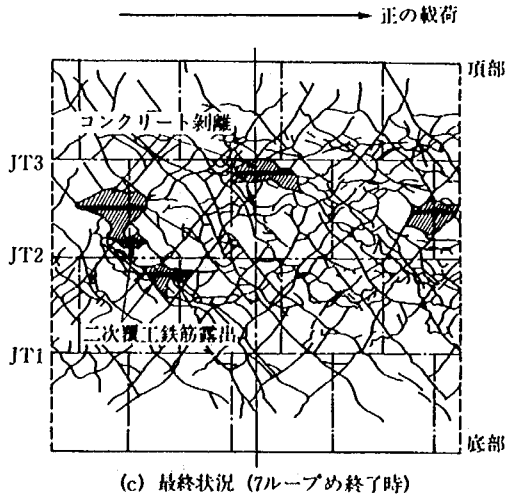
本供試体では，セグメントの内側に打設した二次覆工のために継手の変形状況をあきらかにすることができない。したがって，比較的大きな目開きを生じたリング接合面ＪＴ２について，リング継手ＪＲ２－５の



(a) 3ループめ (124.8tf·m, 6.1mm)



(b) 4ループめ (−117.9tf·m, −6.0mm)



(c) 最終状況 (7ループめ終了時)

図−6.103　供試体の内側から見たクラックの発生状況（展開図）

変形をセグメントの外側から観察すると図−6.104のようになる。

図−6.104によれば，リング継手の損傷状況に関して以下の点が指摘される。

a）リング継手金具面板は，ボルト孔を中心とした円錐台状に変形している。これはボルトボックス内に充填されたコンクリートにより，継手金具定着板の変形が抑えられたためである。

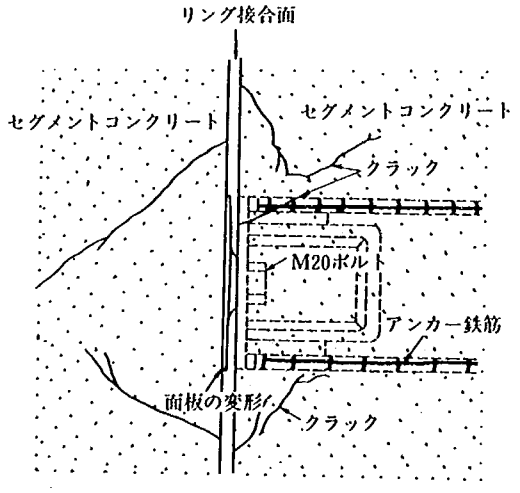
b）a）に示した継手の変形は，正負交番軸力載荷実験でも認められている。正負交番載荷実験において，継手の最終的な破壊はアンカー鉄筋が定着板の端部で破断することによって生じていることから，本供試体でも載荷を続ければやがてアンカー鉄筋が破断したと予想される。

(2)　供試体全体の変形特性

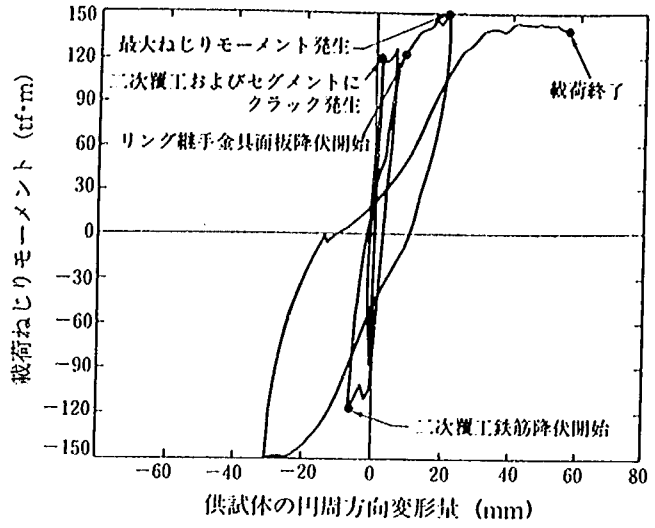
供試体全体のねじり変形量と載荷ねじりモーメントとの関係を検討するために，供試体上端に取り付けた円周方向の変位計による変位と載荷ねじりモーメントとの履歴を示すと図−6.105のようになる。

これによれば，最大荷重は5ループめ（正の載荷）に生じた150.6tfであり，この時の変位は21.5㎜である。ここに至るまでにすでに二次覆工には螺旋状のクラックが，また，セグメントには亀甲状のクラックが発生している。この後，クラックが進展し，コンクリートの剥離が生じるのにともない，供試体としての耐力は低下した。

本供試体，および，Dタイプ供試体の耐力，および，変形能を比較して示すと表−6.11のようになる。本供試体はDタイプ供試体の約2倍の最大耐力を有してい



図−6.104　リング継手の変形状況



図－6.105　Eタイプ供試体の載荷履歴

る。しかし反面，Dタイプ供試体でセグメントにクラックが生じ始めたねじり変位36.9㎜の段階で，本供試体はセグメント，二次覆工ともにすでに大きな損傷を生じている点が着目される。

(3)　継手の挙動特性

1）リング継手

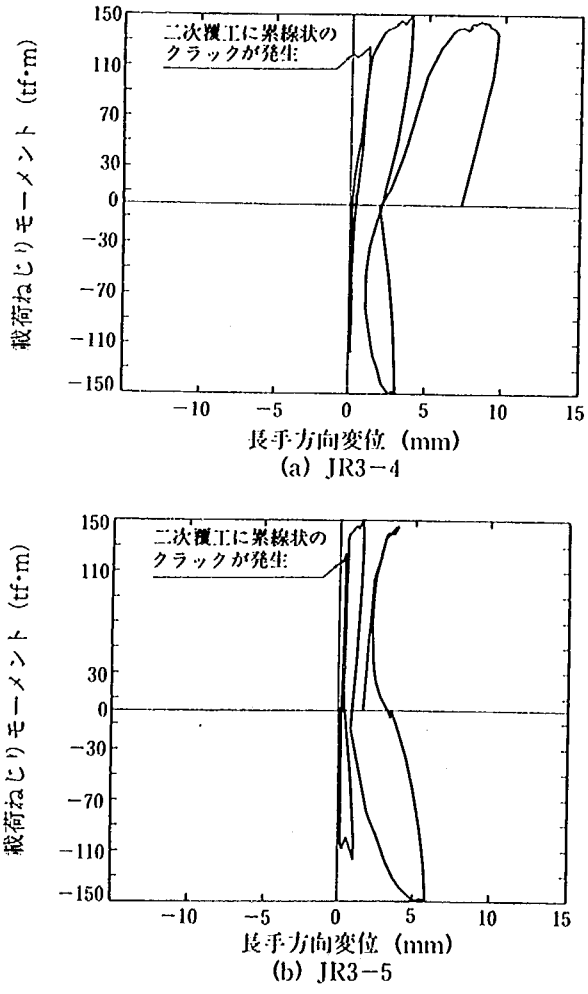
前述した特定のセグメントについて，リング継手ＪＲ３－４，および，ＪＲ３－５に生じた供試体長手方向の相対変位の載荷履歴を示すと図－6.106の通りである。

図－6.106によれば以下の点が指摘される。

a）リング継手ＪＲ３－４，およびＪＲ３－５では，載荷にともない残留変位の累積が生じている。これは，セグメントの挙動を拘束している二次覆工で，螺旋状のクラックの発生にともない，二次覆工鉄筋の降伏が生じたためである。リング継手ＪＲ３－４，およびＪＲ３－５に生じた最大残留変位は，それぞれ約７㎜，約４㎜に達している。

b）リング継手ＪＲ３－４における相対変位は，二次覆工に螺旋状のクラックが発生するまではなんら生じていないが，螺旋状のクラックが発生した後は正の載荷時に増加し，５ループめ（正の載荷），および，７ループめ（正の載荷）ではそれぞれ約３㎜，および，９㎜に達している。

c）リング継手ＪＲ３－５における相対変位は，二次覆工に螺旋状のクラックが発生した後，負の載荷時に増加し，４ループめ（負の載荷），および，６ループめ（負の載荷）ではそれぞれ約２㎜，お



図－6.106　リング継手の長手方向相対変位の載荷履歴

よび，6㎜に達している。

d）リング継手ＪＲ３－４，およびＪＲ３－５は，それぞれ正の載荷，および負の載荷時に相対変位の増加が生じていることから，それぞれ正の載荷，および負の載荷時に供試体長手方向の引張力を受けていたことがわかる。

以上に示したリング継手の挙動は，前述したように，ねじりモーメントの載荷にともなって，個々のセグメントが回転したことを示すものである。

2）セグメント継手

セグメント継手ＪＳ３－７，および，ＪＳ３－３に生じた供試体円周方向の相対変位の載荷履歴を示すと図－6.107の通りである。

図－6.107によれば以下の点が指摘される。

a）セグメント継手ＪＳ３－７，およびＪＳ３－３においても，リング継手と同様に，載荷にともなう残留変位の累積が生じている。両継手に生じた最大残留変位は，それぞれ約２㎜，約３㎜程度である。

b）セグメント継手ＪＳ３－７，およびＪＳ３－３における相対変位は，二次覆工に螺旋状のクラックが生じた後増加し，最大相対変位は両継手とも約４㎜程度である。

c）両継手とも，リング継手とは異なり，正の載荷時および負の載荷時の両方で相対変位の増加が認められる。セグメントが回転しているにも関わらず，セグメントの同一辺に位置する２つのセグメント継手が同じような挙動を示した理由は明かでない。ただし，本供試体では二次覆工によりセグメントの挙動が拘束されている上，リング継手に比べると相対変位量も１／２程度と小さいことから，本セグメント継手の挙動には一定の傾向が現れにくいのかもしれない。

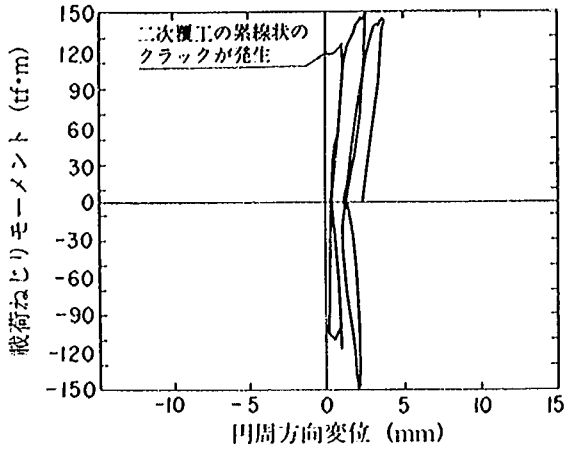
(4) リング接合面の相対変位

1）供試体長手方向

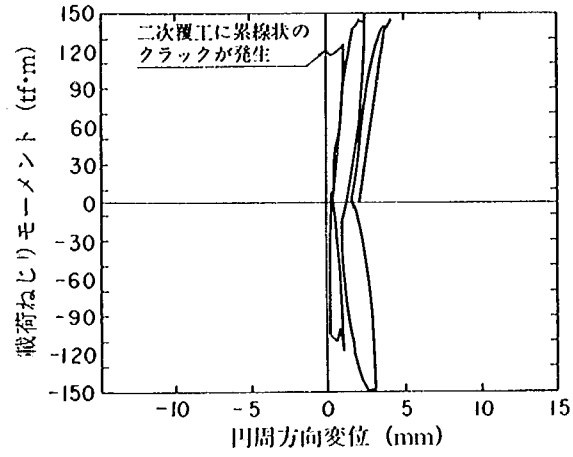
リング接合面ＪＴ１～３に生じた供試体長手方向の相対変位が，載荷にともなって，どのように変化しているかを検討するために，リング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４（図－3.2参照）に生じた相対変位の載荷履歴を比較して示すと図－6.108の通りである。なお，ここに挙げた３つのリング継手は，いずれも正の載荷時に引張力を受けたタイプの継手である。

図－6.108によれば，以下の点が指摘される。

a）初期状態から二次覆工に螺旋状のクラックが生じるまでは，いずれのリング継手においても相対変位は生じていない。



(a) JS3－7

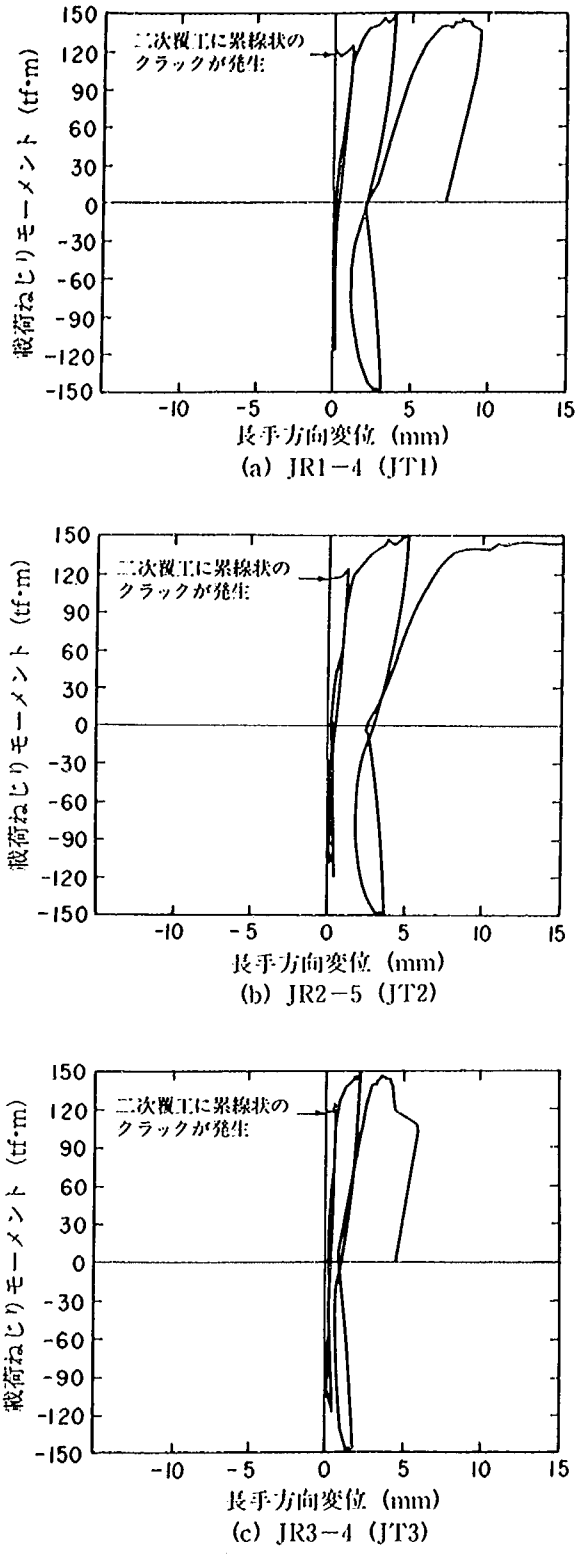


(b) JS3－3

図－6.107　セグメント継手の円周方向相対変位の載荷履歴

b）７ループめ（最終ループ）に至ると，リング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４でそれぞれ約６㎜，20㎜，および，９㎜の相対変位が生じた。

以上の結果によれば，リング接合面ＪＴ２には，他のリング接合面の２倍以上の相対変位が生じているものの，相対変位がＪＴ２だけに集中しているわけではなく，Ｄタイプ供試体と同様に３箇所のリング接合面に分散して生じていることがわかる。ここに，リング接合面ＪＴ２の相対変位が他に比べて大きくなった理由は，すでに6.7.1(4)に示した通りである。



図−6.108 リング接合面に生じた長手方向相対変位の載荷履歴

6.5に示した正負交番軸力載荷実験では，二次覆工のあるEタイプ供試体の損傷は3つのリング接合面に分散して生じ，これは二次覆工に配置された長手方向の鉄筋の影響によるものであった。本供試体では，アンカー鉄筋や二次覆工鉄筋の破断まで載荷を行っておらず，こうした損傷が各リング接合面に分散して生じるか否かは今後検討の必要がある。

2）供試体円周方向

リング接合面ＪＴ１～ＪＴ３に生じた供試体円周方向の相対変位が，載荷にともなって，どのように変化しているかを検討するために，上記１）と同じリング継手ＪＲ１－４，ＪＲ２－５，および，ＪＲ３－４に生じた相対変位の載荷履歴を比較して示すと図－6.109の通りである。

図－6.109によれば，以下の点が指摘される。

a）初期状態から二次覆工に螺旋状のクラックが生じるまでは，いずれのリング継手においても相対変位は生じていない。

b）７ループめ（最終ループ）に至ると，リング継手ＪＲ１－４，および，ＪＲ３－４でそれぞれ約10㎜，19㎜の相対変位が生じた。リング継手ＪＲ２－５では７ループめの載荷中に計測器が損傷しているが，６ループめまでの載荷で約６㎜の相対変位が生じている。

以上の結果によれば，リング接合面の円周方向の相対変位も，長手方向の相対変位と同様に3つのリング接合面に分散して生じていることがわかる。

6.8 まとめ

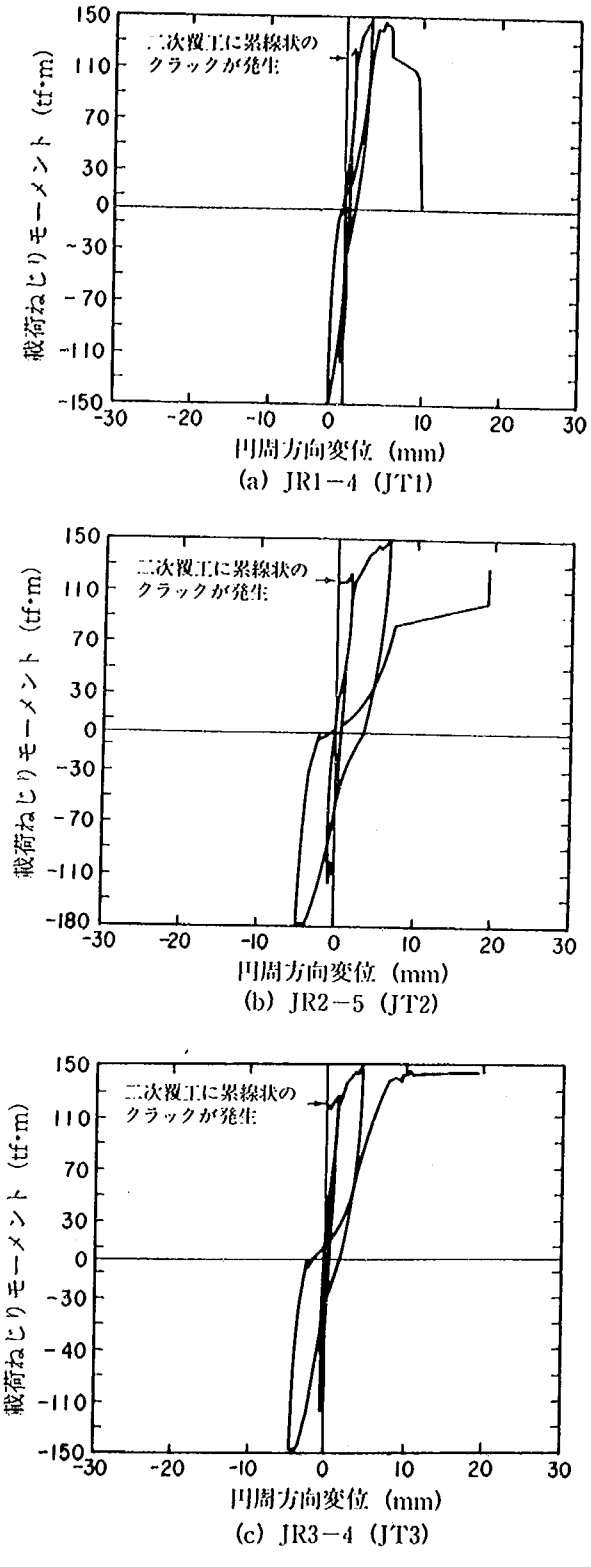
地震によりシールドトンネルに軸力，曲げモーメントおよびねじりモーメントが作用した場合の変形特性及び耐力を把握することを目的として，リング組みしたシールドトンネル模型に対する正負交番載荷実験を行った。供試体としては，厚さ125㎜，長さ900㎜のセグメント４個をリング状に組み，これをリング継手により４リング連結したＤタイプ供試体，および，これに厚さ200㎜の鉄筋コンクリート製の二次覆工を施したＥタイプ供試体の２種類を用いた。

本実験より得られた結論は以下のとおりである。

(1) 軸力を作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性

1）シールドトンネルの軸方向変形の特徴

トンネルの最終的な破壊は，Ｄ及びＥタイプ供試体ともに，リング接合面に生じ，これ以外の部分には損



図－6.109　リング接合面に生じた円周方向相対変位の載荷履歴

傷が生じなかった。なお，Eタイプ供試体には，乾燥収縮，搬入，据え付け等の影響により，実験開始段階から，すでに二次覆工に初期クラックが生じていたが，リング接合面以外の箇所では，載荷に伴う初期クラックの進展は生じなかった。従って，リング接合面における挙動の把握がシールドトンネルの耐震設計上最も重要である。

2）二次覆工がない場合の変形及び損傷の進展

Dタイプ供試体の変形，損傷の進展は，載荷変位の増加にともない，次の順序で進行した。

a）リング継手の周辺にクラックが発生
b）リング継手金具面板が降伏
c）リング継手のアンカー鉄筋が降伏
d）リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生
e）リング継手のアンカー鉄筋が破断

以上の過程において，変形の進行の特徴は以下の通りである。

i）上記のc）までは，3箇所のリング接合面においては，載荷の進展にともないほぼ均等に変形するが，d）以後になると，最初に外周面にクラックが発生したリング接合面（JT－3）にのみ開き量の増加が生じ，最終的にここに破壊が生じた。

ii）円周方向の複数のリング継手における開き量は，a）～e）の全過程においてほぼ均等であった。

3）二次覆工がある場合の変形及び損傷の進展

Eタイプ供試体の変形，損傷は，載荷変位の増加に伴い，次の順序で進行した。

a）リング接合面の位置で二次覆工にクラックが発生
b）リング接合面の位置で二次覆工鉄筋が降伏
c）リング継手金具面板が降伏
d）リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生
e）リング継手のアンカー鉄筋が降伏
f）リング継手のアンカー鉄筋が破断
g）二次覆工鉄筋が破断

以上の過程において，変形の進行の特徴は以下の通りである。

i）上記のf）に到るまでは，載荷に伴うリング接合面の開き量は，3箇所のリング接合面でほぼ均等である。これは上記のDタイプ供試体で，ある特定のリング接合面においてアンカー鉄筋の降伏が生じたとたんに当該リング接合面にそれ以後の損傷が集中したのと大きく異なっている。

ii）円周方向の複数のリング継手における開き量は，上記d）まではほぼ均等であるが，これ以後になると箇所ごとに異なってくる。従って，この段階になると同一リング接合面におけるリング継手は均等な力・変形を受けると考えることはできない。

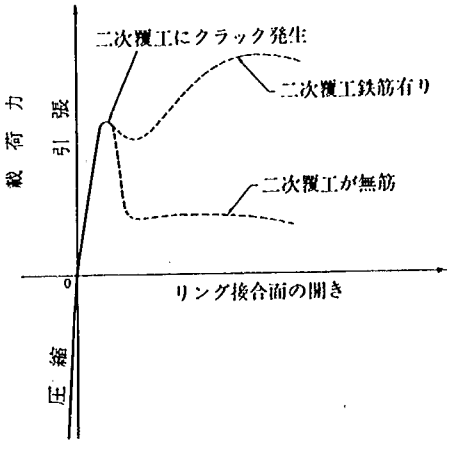
以上に示したEタイプ供試体の破壊の進展状況は，5章に示した部分供試体を用いた載荷実験結果と基本的に同じであった。

4）二次覆工鉄筋の重要性と最小鉄筋量

上記3）に示したようにEタイプ供試体では，アンカー鉄筋の破断が生じるまでは，Dタイプ供試体のように損傷が特定のリング接合面に集中せずに，複数のリング接合面に分散して生じる。これは二次覆工の働きによる。二次覆工が無筋で，ある特定のリング接合面で二次覆工コンクリートに引張クラックが生じた場合には，その瞬間に，当該リング接合面はDタイプ供試体と同じ状態になる。従って，リング接合面における作用力（軸力）と開き量の関係を示すと図－6.110のようになり，二次覆工コンクリートに引張クラックが入った瞬間にその断面のリング継手のみが破壊を受けるといった状況になりやすい。これを防止するためには，二次覆工コンクリートの引張強度以上の配筋をしておくことが有効である。

5）二次覆工の無いシールドトンネルの耐震化方策

リング継手の破壊は，Dタイプ，Eタイプ供試体ともに，最終的に定着板の端部でアンカー鉄筋が破断したことにより生じた。ボルトボックス内にコンクリートが充填されていないDタイプ供試体では，リング継手金具面板は“く”の字状に変形したが，Eタイプ供試体ではボルトボックス内にコンクリートが充填されているため，継手金具面板の変形は拘束され，最終的にはボルト位置を頂点とする円錐台状に変形した。Dタイプ供試体ではアンカー鉄筋は，定着板がボルトボックス内に曲げられた結果，引張力に加えて曲げを受けて破断している。従って，Eタイプの場合と同様に，ボルトボックス内にコンクリートを充填するなど，定着板の変形を抑制することがアンカー鉄筋の破断を遅らせる上で有効と考えられる。



図－6.110 二次覆工鉄筋の有無によるリング接合面の挙動の差異

6）円周方向の変形特性

載荷荷重を増していってもセグメント継ぎボルトに生じる軸力は初期値のままほとんど変化せず，また円周方向の二次覆工鉄筋のひずみは長手方向鉄筋に生じたひずみに比べて微小であった。このような点からすれば，今回対象としたシールドトンネルでは，長手方向に載荷した場合の円周方向の挙動は小さいとみることができ，5章に示した部分模型を用いた載荷実験が長手方向力を受けるシールドトンネルの挙動を把握する上で妥当であるということができる。

ただし，本実験に用いた供試体は外径に対して覆工厚が比較的厚いものであること，また，供試体の両端で面内の変形を拘束していることなどから，覆工厚の薄い場合には，今後さらに検討していくことが必要である。

7）軸力を受ける場合のシールドトンネルの剛性及び耐力の評価方法

軸力（引張力）を受ける場合のシールドトンネルの剛性及び耐力の評価方法については，2章に示した通りであるが，この方法による解析値と実験結果を比較すると以下のようになる。

a）Dタイプ供試体

一次覆工だけのDタイプ供試体では，リング継手金具面板の両端及びボルト位置で降伏が生じるまでは，解析による剛性は実験結果を良く表現する。これ以後になると，もはや微小変形の仮定からはずれるため，同一の変形に対する解析上の耐力は実験値を下回るようになる。

また，供試体の最大耐力は，アンカー鉄筋の破断強度から精度よく推定することができる。

b）Eタイプ供試体

二次覆工が有るEタイプ供試体では，載荷実験前にすでに二次覆工コンクリートに初期クラックが入っていたため，計算上予想されるような大きな引張力を作用させる前に，次の段階に移っている。二次覆工鉄筋及びリング継手金具面板の両端が降伏す

るまでは，解析による剛性は実験値と概ね一致する。ただし，その精度はDタイプ供試体と比較するとかなり低い。また，これ以降の載荷では，同一の変位に対する解析上の耐力は，実験値に比べて20%程度低い。この理由は以下の通りである。

i）継手金具面板の変形の仕方が，ボルトボックス内に充填されたコンクリートのために，Dタイプ供試体とは大きく異なる。

ii）リング継手金具面板が継ぎボルト位置で降伏した後の面板の剛性が反映されていない。

従って今後，このような特性を見込んだ剛性の算定法が必要とされる。

(2) 曲げモーメントを作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性

1）シールドトンネルの最終的な破壊は，DおよびEタイプ供試体ともにリング接合面において生じ，これ以外の部分には損傷が生じなかった。したがって，リング接合面における挙動の把握がシールドトンネルの耐震設計を考える上で最も重要である。

2）Dタイプ供試体の変形，損傷は供試体の曲げ変形の増加にともなって以下の順序で進行した。

①リング継手の周辺にクラックが発生
②リング継手金具面板の降伏
③リング継手のアンカー鉄筋の降伏
④リング接合面の位置で供試体外周面にクラックが発生
⑤リング継手のアンカー鉄筋の破断

以上の過程において，変形の進行の特徴は以下のとおりである。

i）上記の③までは，各リング接合面の相対変位はほぼ均等であるが，④以後になると，最初に外周面にクラックが発生したリング接合面(JT1)にのみ相対変位が生じ，以後最終的な損傷がこのリング接合面に生じるまで，ここに変形が集中した。

ii）円周方向のリング継手位置の相対変位は，供試体中立軸を境として引張と圧縮に分けられる。

iii）供試体の中立軸は，リング継手の損傷の進展にしたがって圧縮縁側に移行する傾向がみられる。

3）Eタイプ供試体の変形，損傷は供試体の曲げ変形の増加にともなって，以下の順序で進展した。

①リング接合面位置の二次覆工コンクリートにクラック発生
②リング接合面位置の二次覆工鉄筋が降伏
③リング継手金具面板の降伏
④リング接合面位置で供試体の外周面にクラックが発生
⑤リング継手のアンカー鉄筋の降伏
⑥リング継手のアンカー鉄筋の破断

以上の過程において，変形の進行の特徴は以下のとおりである。

i）上記⑥に至るまで，リング接合面に生じる相対変位は，いずれの箇所においてもほぼ同程度に分散して生じた。これは，Dタイプ供試体のように特定のリング接合面において，損傷が集中したのと大きく異なる。

ii）供試体の中立軸は，各リング接合面のリング継手の損傷にともなって，圧縮縁側に移行する傾向がみられる。

4）上述した供試体の損傷の進展の状況は，Dタイプ供試体及びEタイプ供試体ともに，軸方向に交番載荷を行った場合と同様であり，曲げモーメントを作用させた場合の破壊の進展も，中立軸位置を考慮すれば基本的には軸方向の交番載荷を受ける場合と同じ主張の上で考えることができる。

5）最終的な供試体の変形を，供試体全体の曲率半径によって比較すると，Dタイプ供試体が180m程度なのに対して，Eタイプ供試体では約56m(以上)であり，Eタイプ供試体の方が少なくとも3倍以上のねばりがある。

6）両供試体ともセグメント継手の損傷はなく，セグメント継手に発生する引張及び圧縮力は，リング継手に比較して小さい。

(3) ねじりモーメントを作用させた場合のシールドトンネルの耐力及び変形特性

1）破壊特性

a）二次覆工がない場合

載荷にともない，リング継手およびセグメント継手を中心として，トンネルの内外面に多数のクラックが発生し，やがて，リング継手のアンカー鉄筋および継ぎボルトが破断して最終的な破壊に至った。これは，以前に同一の供試体を用いて行った正負交番軸力載荷実験において，載荷にともなう破壊はリング接合面においてのみ生じ，その他の箇所にはなんら損傷が生じなかったのと大きく異なっている。

b）二次覆工がある場合

載荷にともない，セグメントおよび二次覆工の両方に亀甲状のクラックが発生し，やがて，セグメントの分断，および二次覆工コンクリートの剝落が生じて最終的な破壊に至った。本供試体については，載荷治具のストロークの制約から，継手の破壊，あ

るいは二次覆工鉄筋の破断まで載荷を行っていないが，ここまでの状況だけを見ても，以前に同一の供試体を用いて行った軸力載荷実験において，載荷にともなう破壊がセグメント，二次覆工ともにリング継手付近においてのみ生じ，その他の箇所にはなんら損傷が生じなかったのと大きく異なっている。

2）変形および損傷の進展

a）二次覆工がない場合

Dタイプ供試体の変形および損傷の進展は，載荷力の増加にともない次の順序で進展した。

①リング接合面で滑りが発生（JT3，JT2，JT1の順）

②リング継手金具定着板の端部からリング接合面に向かうクラックが発生（JT1，JT2，JT3）

③リング継手位置からセグメント継手位置に向かう斜め引張クラックが発生（JT1，JT2，JT3）

④リング継手のアンカー鉄筋が破断（JT2）

⑤リング継ぎボルトが破断（JT2）

b）二次覆工がある場合

Eタイプ供試体の変形および損傷の進展は，載荷力の増加にともない次の順序で進展した。

①二次覆工に螺旋状のクラックが発生

②リング継手金具定着板の端部からリング接合面に向かうクラックが発生（JT1，JT2，JT3）

③セグメント内部に亀甲状のクラックが発生（JT1，JT2，JT3）

④亀甲状のクラックがリング接合面およびセグメント接合面に到達して，セグメントの分断が発生（JT1，JT2，JT3）

⑤二次覆工コンクリートおよびセグメントコンクリートが剝落し，二次覆工鉄筋およびアンカー鉄筋が露出

上記のうち，リング接合面の滑り，二次覆工の螺旋状のクラック，および，セグメント内部の亀甲状のクラックは以前に行った正負交番軸力載荷実験では認められておらず，シールドトンネルがねじり力を受けて破壊する場合の特徴であると考えられる。

3）セグメントの挙動特性

Dタイプ供試体，および，Eタイプ供試体で，同一セグメントの同一辺上にある2つのリング継手は異なった変形を生じた。すなわち，一方は向かい合った金具面板がこすれ合うように変形し，他方は金具面板が継ぎボルト位置で引張力を受けて“く”の字状（Eタイプ供試体ではボルト孔を中心とした円錐台状）に変形した。また，同一辺上にある2つのセグメント継手でもこれと同様の変形が認められた。これら継手の変形特性は，供試体を構成する個々のセグメントが，載荷にともない回転したことを示すものである。

以上の結果によれば，ねじり力を受けるシールドトンネルは，ねじり変位が小さいうちはリング接合面が滑ることによって，また，ねじり変位が大きくなってリング継ぎボルトがボルト孔にぶつかった後は個々のセグメントが回転することによってねじり変位を吸収するものと考えられる。ただし，本実験では，供試体長手方向にはねじり載荷板の重量約5tfが作用しているだけであり，地震時にねじり力とともにさらに大きな長手方向力を受ける場合には，セグメントの回転が拘束されることも予想されるため，トンネル長手方向力の大きさがトンネルのねじり変形特性に及ぼす影響については別途検討が必要である。

4）損傷の分散

a）二次覆工がない場合

アンカー鉄筋の破断，および，継ぎボルトの破断はリング接合面JT2においてのみ生じているものの，セグメントのクラック，および，リング接合面の開きは3つのリング接合面に分散して生じた。これは，正負交番軸力載荷実験において，供試体の損傷が全てただ一つのリング接合面に集中したのと大きく異なっている。

b）二次覆工がある場合

二次覆工の螺旋状のクラックは供試体の全長にわたって，また，リング接合面の開きは3つのリング接合面に分散して生じた。本供試体では，リング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断まで載荷を行っていないため，このような損傷についても分散して生じるか否かは，別途検討の必要がある。

5）供試体の耐力及び変形特性

Eタイプ供試体の最大耐力は150.6tfで，Dタイプ供試体の最大耐力76.5tfの2倍に達している。しかし，反面，Dタイプ供試体でセグメントにクラックが生じ始めたねじり変位36.9mmにおいては，Eタイプ供試体はセグメント，二次覆工ともに，すでに大きな損傷を生じている。以上の結果によれば，トンネル内に二次覆工を施した場合には，ねじり耐力は非常に大きく向上するが，リング接合面での滑りが二次覆工によって抑制されるために，ねじり変形能は低下することを示している。

7．二次覆工の長手方向の最小鉄筋量

7.1　まえがき

第5章及び第6章に示したように，二次覆工を有するシールドトンネルの長手方向の変形特性は，二次覆工の長手方向鉄筋量の大小により変化する。二次覆工の長手方向鉄筋量の大小がシールドトンネル長手方向の変形特性に及ぼす影響をまとめると次のようになる。

①軸引張力あるいは曲げモーメントを受けるシールドトンネルで，二次覆工がない場合には，いずれかのリング接合面で耐力が減少する程度の損傷（リング継手の降伏等）を生じると，継手の破壊を含むこれ以降の損傷（継手の破壊）はすべて当該リング接合面のみに集中しやすい。

②二次覆工がある場合には，二次覆工の長手方向鉄筋の働きにより，二次覆工コンクリートのクラック，リング継手・二次覆工鉄筋の破壊等の損傷が複数のリング接合面に分散する。ただし，二次覆工が無筋であったり，二次覆工鉄筋量が少ない場合には，リング接合面のいずれかの位置で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間に当該リング接合面は二次覆工のないトンネルと同じ状態になり，これ以上の地震力が作用すると，このリング接合面のみに損傷が集中しやすい。

多数のセグメント及び継手から構成されるシールドトンネルは，元来，個々のリング継手が変形を吸収することにより長手方向にはかなり変形性能を有する構造物である。しかし，止水等の目的から二次覆工が設置され，二次覆工の損傷が単一のリング接合面に集中すると，トンネルの伸び性能が大きく制約されることになる。シールドトンネルがこのような形態で破壊することは望ましくなく，このような損傷形態を防止するためには，二次覆工の損傷を複数のリング接合面に分散させることが重要であり，このためには，二次覆工の長手方向にある程度以上の鉄筋量（以下，二次覆工の長手方向最小鉄筋量と呼ぶ）を配置しておく必要がある。

上記の観点から，ここでは，二次覆工の損傷が単一のリング接合面に集中するのを防ぎ，シールドトンネルの長手方向の変形性能を確保する上で必要とされる二次覆工の最小鉄筋量を，トンネル覆工の部分模型供試体を用いた正負交番軸力載荷実験により検討する。

7.2　継手部に生じる変形の分散から見た二次覆工の長手方向最小鉄筋量

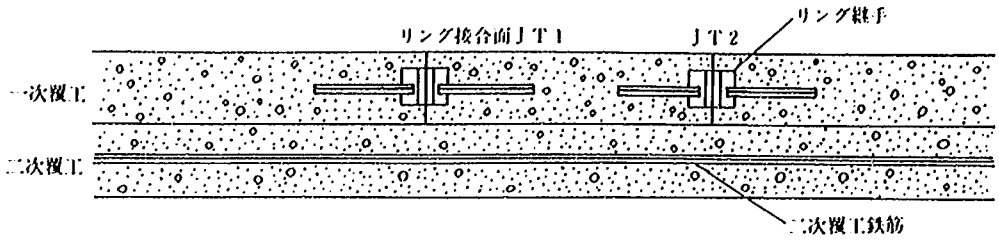
二次覆工の損傷（二次覆工コンクリートのクラック，二次覆工鉄筋の破断）が複数の箇所に分散して生じるか否かは，最初に損傷が生じた覆工断面と他の覆工断面の引張耐力の大小で決まるはずである。すなわち，最初に二次覆工に損傷が生じた覆工断面の引張耐力が他の覆工断面の引張耐力よりも大きければ次の損傷は他のリング接合面に分散していくことになり，反対に小さければ最初に損傷が生じた覆工断面にのみ損傷が進展していくことになる。ここに，覆工断面の引張耐力とは，一次覆工と二次覆工がジベル筋などで完全に付着されている場合には，二次覆工（二次覆工コンクリート，二次覆工鉄筋）の引張耐力と一次覆工（リング継手）の引張耐力の合計となり，また，一次覆工と二次覆工との付着が全くない場合には，両者が独立に引張力を受けるために，一次覆工と二次覆工のうち，いずれか大きい方の引張耐力となるはずである。5章及び6章に示したように，一次覆工の引張耐力は一般にリング継手の耐力で決まり，さらに，一般には二次覆工の耐力の方がリング継手の耐力よりも大きいため，一次覆工と二次覆工の付着がない場合には二次覆工の耐力が重要となる。

以上の考察に基づいて，ジベル筋等により一次覆工と二次覆工との付着が確保されている場合と，防水シート等により覆工間が意識的に分離されている場合に分けて，二次覆工の損傷が単一のリング接合面に集中するのを防止するために必要とされる二次覆工鉄筋量の定式化を行ってみよう。

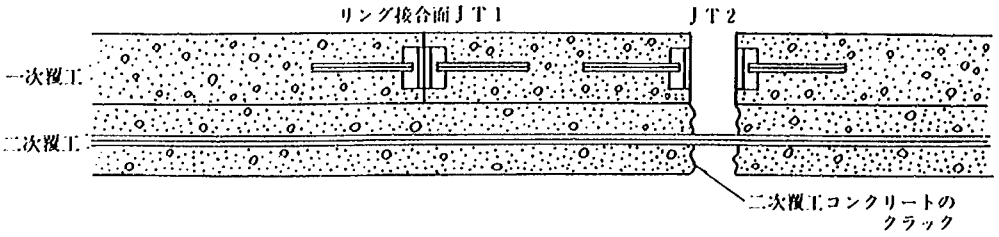
(1)　一次覆工と二次覆工の付着が完全に確保されている場合

シールドトンネル覆工が軸引張力を受けて変形した場合に，まだ二次覆工にはクラックが生じていない状態と，二次覆工鉄筋（あるいはリング継手）が破断直前となっている状態を図−7.1に示す。図−7.1(b)の状態において，リング接合面ＪＴ２の引張耐力がＪＴ１の引張耐力を上回っていれば，リング接合面ＪＴ２で二次覆工鉄筋(あるいはリング継手)の破断が生じる前にリング接合面ＪＴ１で二次覆工コンクリートにクラックが生じることになる。すなわち，損傷が分散するためには，リング接合面ＪＴ１の引張耐力F(ＪＴ１)及びＪＴ２の引張耐力F(ＪＴ２)の間に次の関係が成立している必要がある。

$$F(\text{JT2}) > F(\text{JT1}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (7.1)$$



(a)　二次覆工コンクリートに引張クラックが生じていない状態



(b)　ある特定のリング接合面で二次覆工コンクリートに引張クラックが生じた状態

図－7.1　シールドトンネル覆工の変形

なお，リング接合面ＪＴ１の引張耐力は，二次覆工コンクリートにクラックが生じていない段階では一次覆工は引張力をほとんど分担していないと考えられることから，近似的に次式で与えられる。

$$F(\mathrm{JT1}) = A_L \times \sigma_{LT} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7.2)$$

また，二次覆工コンクリートにクラックが生じた状態のリング接合面ＪＴ２の引張耐力は，図－7.2に示すように，二次覆工鉄筋とリング継手のどちらが先に破断するかに応じて，式（7.3）で与えられる。

$$F(\mathrm{JT2}) = \begin{cases} F_J^{\delta_{LRr}} + A_{LR} \times \sigma_{LRr} & F_{Jr} \geqq \delta_{LRr} \\ F_{Jr} + A_{LR} \times F_{LR}^{\delta_{Jr}} & F_{Jr} < \delta_{LRr} \end{cases}$$

$$\cdots\cdots (7.3)$$

ここに，F_{Jr} は，リング継手の破断耐力で，リング継ボルトとアンカー鉄筋の引張耐力の大小関係から次式で与えられる。

$$F_{Jr} = \{F_{JAr}, F_{JBr}\}\min \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7.4)$$

式（7.3）で，リング継手の破断変位 δ_{Jr} 及び二次覆工鉄筋の破断変位 δ_{LRr} は，それぞれ，アンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋の付着切れ長さによって大きく変化するため，実際には式（7.4）によりリング接合面ＪＴ２の引張耐力を評価することは難しい。このため，ここでは，リング継手及び二次覆工鉄筋のいずれか一方が破断する際にはもう一方も破断耐力に近い引張力を分担しているはずであると考え，δ_{Jr} と δ_{LRr} が等しいと仮定する。このように仮定すれば，二次覆工の長手方向最小鉄筋量 A_{LRmin} は次式で与えられることになる。

$$A_L \times \sigma_{LT} = F_{Jr} + A_{LR}\min \times \sigma_{LRr}$$
$$= \{F_{JAr}, F_{JBr}\}\min + A_{LR}\min \times \sigma_{LRr}$$

$$\cdots\cdots (7.5)$$

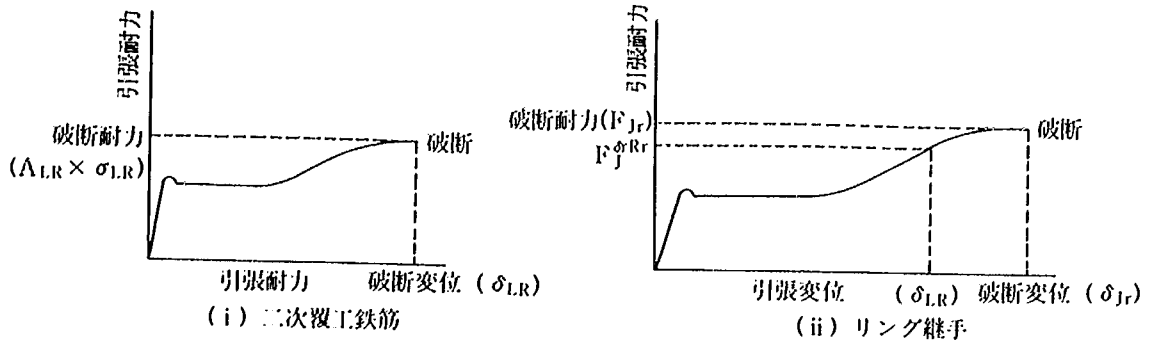
したがって，

$$A_{LR} \geqq \frac{A_L\,\sigma_{LT} - \{F_{JAr}, F_{JBr}\}\min}{\sigma_{LRr}} \quad \cdots\cdots (7.6)$$

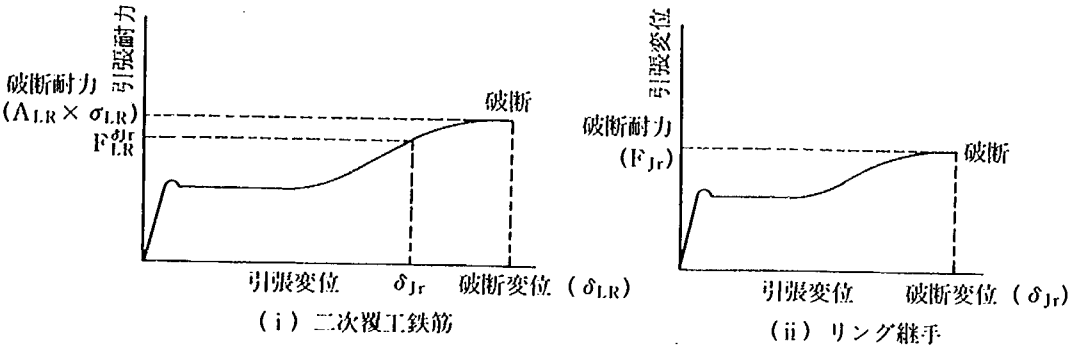
(2)　一次覆工と二次覆工が完全に分離されている場合

一次覆工と二次覆工が完全に独立して引張力を受けるため，二次覆工の損傷が分散するか否かは二次覆工の構成部材の引張強度だけに係わることになる。すなわち，二次覆工の損傷が特定箇所に集中するのを防ぐために必要な二次覆工の長手方向最小鉄筋量 A_{LRmin} は，次式で与えられる。

$$A_{LRmin} \geqq A_L \times \frac{\sigma_{LT}}{\sigma_{LRr}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7.7)$$



(a)二次覆工鉄筋の破断変位がリング継手の破断変位より小さい場合



(b) 二次覆工鉄筋の破断変位がリング継手の破断変位より大きい場合

図－7.2　二次覆工鉄筋とリング継手の引張耐力の関係

表－7.1　5章及び6章に示した模型載荷実験における二次覆工の損傷状況

供試体	載荷力	覆工間の付着	$\frac{\text{リング継手の破断耐力＋二次覆工鉄筋の破断耐力}}{\text{二次覆工コンクリートの引張耐力}}$	二次覆工の損傷状況
Cタイプ	軸力	あり(ジベル筋)	1.407	各リング接合面に損傷が分散
Eタイプ	軸力	あり(ジベル筋)	1.478	各リング接合面に損傷が分散
Eタイプ	曲げ	あり(ジベル筋)	1.494	各リング接合面に損傷が分散

7.3　正負交番載荷実験による検討

7.3.1　実験目的

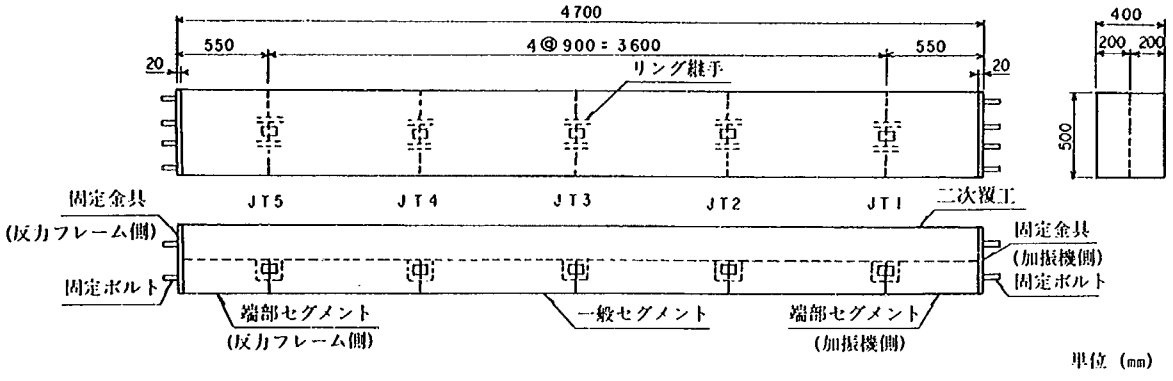
式（7.6）及び式（7.7）の妥当性を検討するために，模型実験により，二次覆工鉄筋量と破壊モードの関係を検討することとした。まず，実験に先だって，5章及び6章に示した載荷実験では，二次覆工鉄筋量がどのようになっていたかを式（7.1）のF（JT2）／F（JT1）で整理した結果が表－7.1である。これによれば，5章及び6章に示した供試体は，いずれも式（7.6）及び式（7.7）により算定される二次覆工の長手方向最小鉄筋量を大きく上回る鉄筋が配置されていることがわかる。これらの実験結果はすでに5章及び6章に示したが，いずれの供試体でも二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中することなく複数箇所に分散して生じており，これらの供試体に対しては式（7.6）及び式（7.7）の適用性がよいことがわかる。しかし，これらの供試体は式（7.6）及び式（7.7）で与えられる最小鉄筋量を十分上回る鉄筋が配置されたものであるため，式（7.6）及び式（7.7）で与えられる最小鉄筋量に近い鉄筋を配置した場合の挙動を検討する必要がある。このため，ここでは，5章及び6章とは別に，二次覆工の最小鉄筋量を検討するための模型載荷実験を行うこととした。

7.3.2 実験に用いた供試体

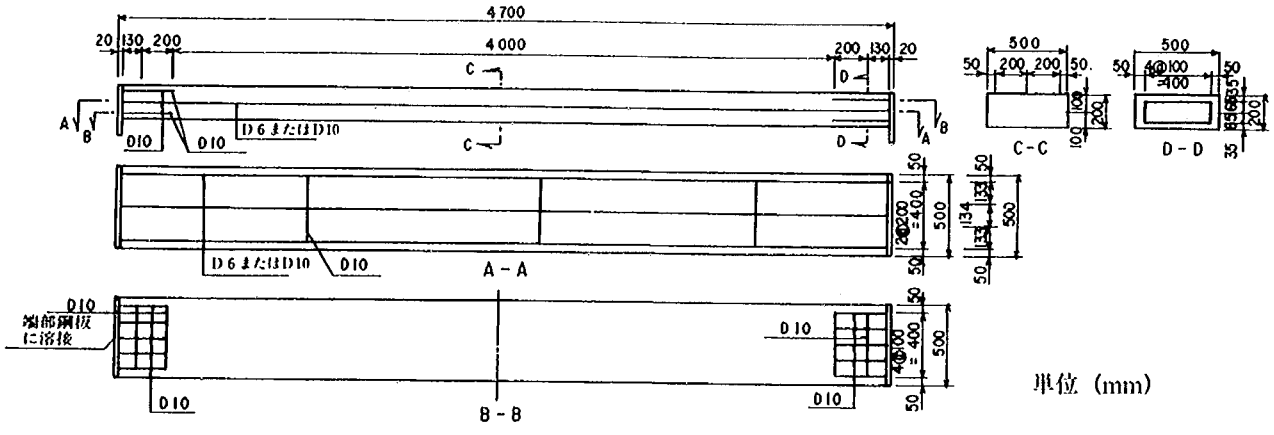
実験に用いた供試体及び配筋図を示すと，それぞれ図－7.3及び図－7.4の通りである。供試体としては，外径4～5m級のシールドトンネルの覆工の一部をトンネル長手方向に切り出したものである。幅50cm，長さ90cm，厚さ20cmのRCシールドセグメントをリング継手により6リング分連結した上に，厚さ20cmの二次覆工コンクリートを打設した。一次覆工と二次覆工の結合方式としては2種類を考えた。ジベル筋により一次覆工と二次覆工を一体構造としたものをFタイプ供試体，一次覆工と二次覆工の間に厚さ約1mmの防水シートを設置して両覆工を完全に分離したものをGタイプ供試体と呼ぶ。セグメント及びリング継手の構造は，「シールド工事用標準セグメント」(土木学会，日本下水道協会共編) に従っている。

実験供試体としては，表－7.2に示すように，Fタイプ供試体とGタイプ供試体の各々について，二次覆工鉄筋量を変化させて各3体づつ，合計6体を製作した。3体の違いは，式 (7.6) 及び式 (7.7) から算定される最小鉄筋量を配置したケース，これを上回る鉄筋量を配置したケース，及び，これを下回る鉄筋量を配置したケースである。ただし，これはコンクリートや鉄筋の公称強度を用いた場合であり，部材試験に基づく実勢強度を用いると，Fタイプ供試体の二次覆工鉄筋量は式 (7.6) により算定される最小鉄筋量の約108% (ケース1)，152% (ケース2)，176% (ケース3) に，また，Gタイプ供試体では式 (7.7) により算定される最小鉄筋量の約85% (ケース4)，107% (ケース5)，143% (ケース6) になった。

供試体に用いたリング継手は，図－7.5に示すよう



図－7.3 Fタイプ及びGタイプ供試体



図－7.4 Fタイプ及びGタイプ供試体の配筋図

表－7.2　実験ケース

(a)　Fタイプ供試体

	一次覆工			二次覆工			
	セグメント	アンカー鉄筋	リング継ぎボルト	コンクリート	長手方向鉄筋量		
					ケース1	ケース2	ケース3
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D6×3本	D10×3本	D10×4本
断面積(cm²)	1000	2.53	3.03	1000	2.85	3.80	5.07
強度規格(kgf／cm²)	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35	SD35
降伏強度(kgf／cm²)	—	3500	6400	—	3500	3500	3500
降伏耐力(tf)	—	8.86	19.39	—	3.33	7.49	9.97
破断強度(kgf／cm²)	28.0*	5000	8000	19.3*	5000	5000	5000
破断耐力(tf)	28.0	12.65	24.24	19.3	4.75	10.70	14.25
$\frac{\text{二次覆工鉄筋の破断耐力}}{\text{二次覆工コンクリートの破断耐力}}\times 100(\%)$					90.2 (108.0)**	121.0 (121.0)**	139.0 (139.4)**

(b)　Gタイプ供試体

	一次覆工			二次覆工			
	セグメント	アンカー鉄筋	リング継ぎボルト	コンクリート	長手方向鉄筋量		
					ケース4	ケース5	ケース6
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D10×4本	D13×3本	D13×4本
断面積(cm²)	1000	2.53	3.03	1000	2.85	3.80	5.07
強度規格(kgf／cm²)	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35	SD35
降伏強度(kgf／cm²)	—	3500	6400	—	3500	3500	3500
降伏耐力(tf)	—	8.86	19.39	—	9.89	13.30	17.74
破断強度(kgf／cm²)	28.0*	5000	8000	19.3*	5000	5000	5000
破断耐力(tf)	28.0	12.65	24.24	19.3	14.25	19.00	25.35
$\frac{\text{二次覆工鉄筋の破断耐力}}{\text{二次覆工コンクリートの破断耐力}}\times 100(\%)$					73.8 (84.9)**	98.4 (107.3)**	131.3 (143.2)**

注）＊は、コンクリート標準示方書による計算値 $(0.5\times(\text{強度規格})^{2/3})$

＊＊は、実勢強度による計算値

に，厚さ9㎜の面板（SS41）に同厚の定着板を溶接し，定着板に溶接された2本のアンカー鉄筋（長さ30cm，D13）によりセグメント内に定着するビルトアップ式継手である。継ぎボルト（M22）に初期軸力として6tfの引張力を導入した。

7.3.3　載荷方法

5章及び6章と同様に，実験は建設省土木研究所内の部材耐震強度実験施設において実施した。供試体への正負交番軸力の載荷は，図－7.6及び写真－7.1に示すように，供試体の両端をそれぞれ反力フレーム及び動的加振機に接続し，動的加振機を前後に操作することにより行った。なお，供試体の下面には鋼棒を介入することにより摩擦力を軽減した。

具体的な載荷は図－7.7に示す通りである。引張方

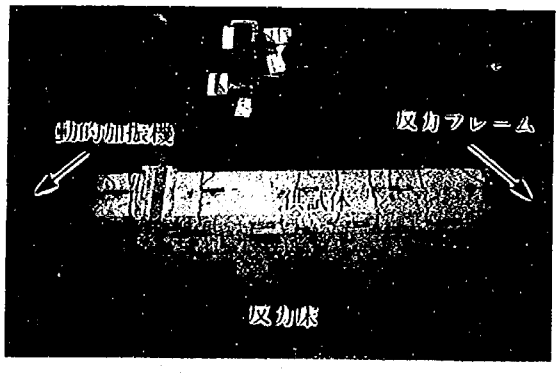
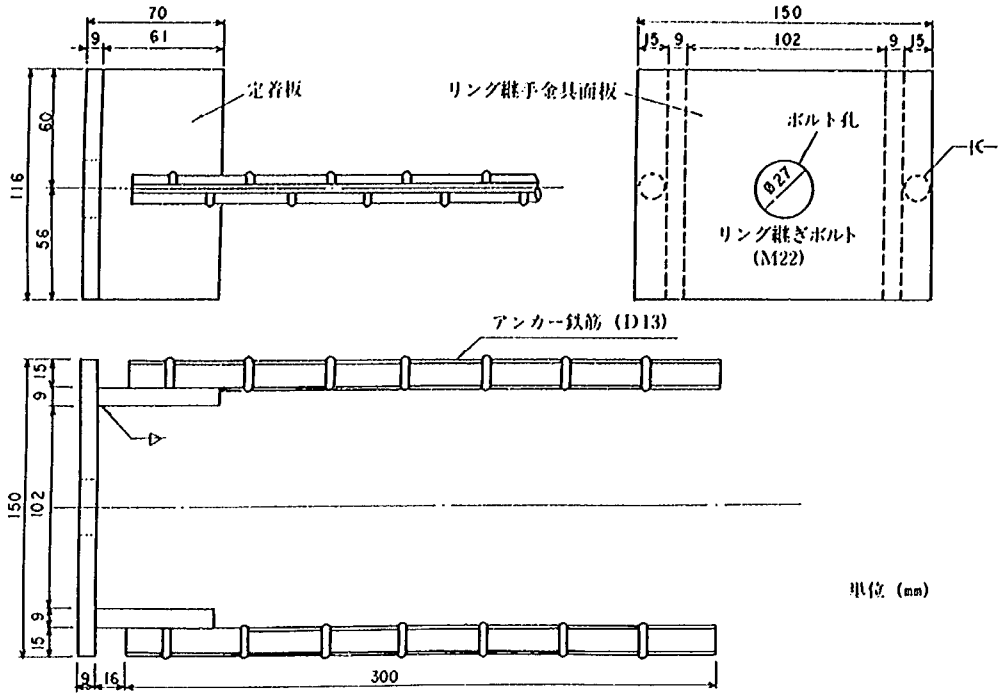
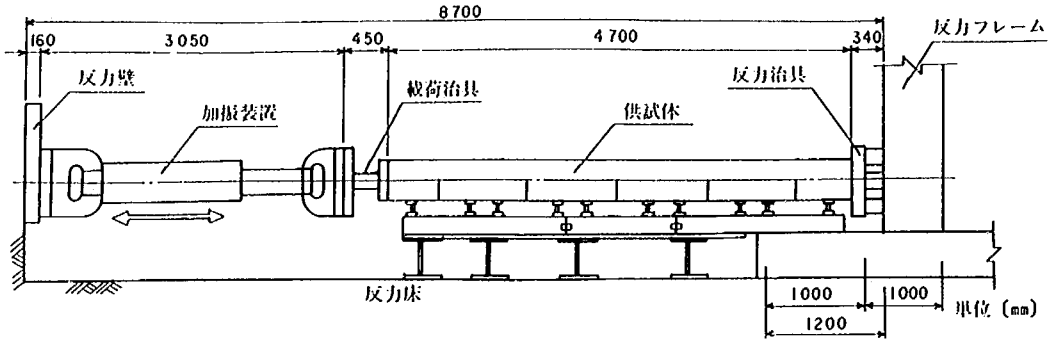


写真7.1　Fタイプ供試体及びGタイプ供試体への載荷のようす(軸力載荷)



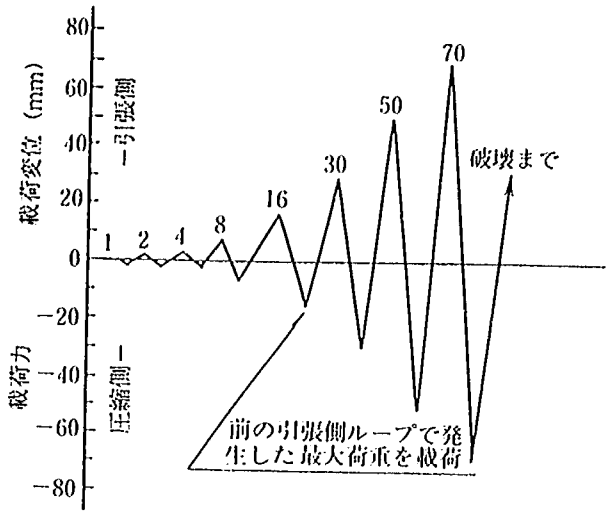
図－7.5　実験に用いたリング継手



図－7.6　供試体に対する軸力の載荷方法

向には変位振幅が30mmまでは1mm，2mm，4mmと順次倍増させ，30mm以降は20mmピッチで増加させることとした。各々の変位がピーク値をとるまでの載荷ステップ数は10ステップとし，除荷ステップ数は5ステップとした。一方，圧縮側には，この直前の引張力の載荷時に生じたピーク荷重を目標に，荷重制御で載荷することとした。各々の荷重がピーク値をとるまでの載荷及び除荷ステップ数は各々5ステップとした。これにより，供試体には引張側と圧縮側で同じ荷重が作用することになり，したがって見かけ上，荷重制御による正負交番載荷を行ったことになる。

以上の載荷条件により，Fタイプ供試体及びGタイプ供試体に用いた載荷パターンを，それぞれ図－7.8及び図－7.9に示す。Dタイプ供試体及びEタイプ供試体と同様に引張側に載荷変位が累積している。最終的にはFタイプ供試体では13.9mm（ケース1），12.8



図－7.7　供試体への軸力の載荷パターン

mm（ケース２），20.8mm（ケース３）に，また，Gタイプ供試体では19.4mm（ケース４），57.2mm（ケース５），40.9mm（ケース６）になった。なお，以後の実験結果の整理では特にことわらない限り，変位は長スパン相対変位計による変位を，荷重は載荷ロッドに貼付したひずみゲージによる荷重を示す。

7.3.4　一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合の損傷特性

(1)　損傷特性

ケース１（最小鉄筋量の108%），ケース２（同，121%），及び，ケース３（同，139%）の最終的な破壊状況を示すと，図－7.10の通りである。図－7.10によれば，二次覆工鉄筋量が式(7.6)による最小鉄筋量の108%と最も少ないケースにおいても，二次覆工コンクリートのクラックは複数のリング接合面に分散している。したがって，一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合には，式（7.6）による最小鉄筋量を配置すれば，二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぐことができる。ただし，二次覆工鉄筋量をケース１よりもさらにどの程度まで減少させても二次覆工の損傷の分散が期待できるかについては，本実験からは明らかでないため，今後，さらに検討が必要である。

また，図－7.10において興味深いのは，式（7.6）による最小鉄筋量を二次覆工に配置すれば特定のリングに損傷が集中できることは確かであるが，これにも限度があり，１箇所のリング接合面においてリング継手が破壊したり二次覆工鉄筋が破断するような大きな損傷に達すると，これ以後の載荷に伴う損傷は当該リング接合面に集中することである。したがって，耐震設計上は，どのように大規模な地震を受けてもリング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断といった所までは損傷を生じさせないようにすることが重要である。

(2)　損傷の進展状況

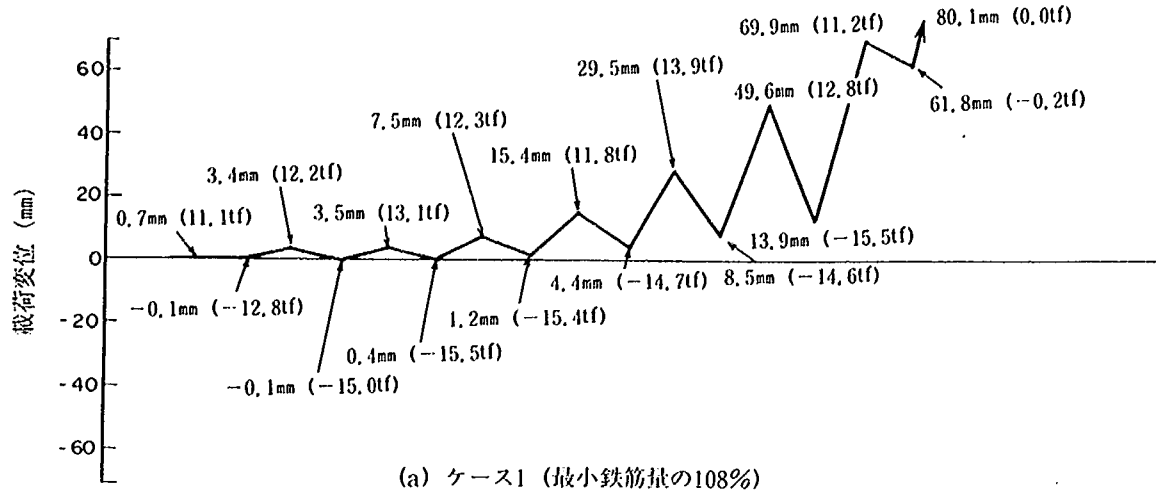
ケース１～３について，供試体に生じた長手方向変位と載荷荷重との履歴を示すと図－7.11のようになる。これによれば，供試体に生じた損傷の進展順序は以下の通りである。

①リング接合面の位置で二次覆工にクラックが発生
②二次覆工にクラックが生じた位置で二次覆工鉄筋が降伏
③上記以外のリング接合面において①及び②の繰り返し
④リング継手のアンカー鉄筋が降伏（ケース１）
⑤リング継手のアンカー鉄筋が破断（ケース１）
⑥二次覆工鉄筋が破断（ケース１及びケース３）

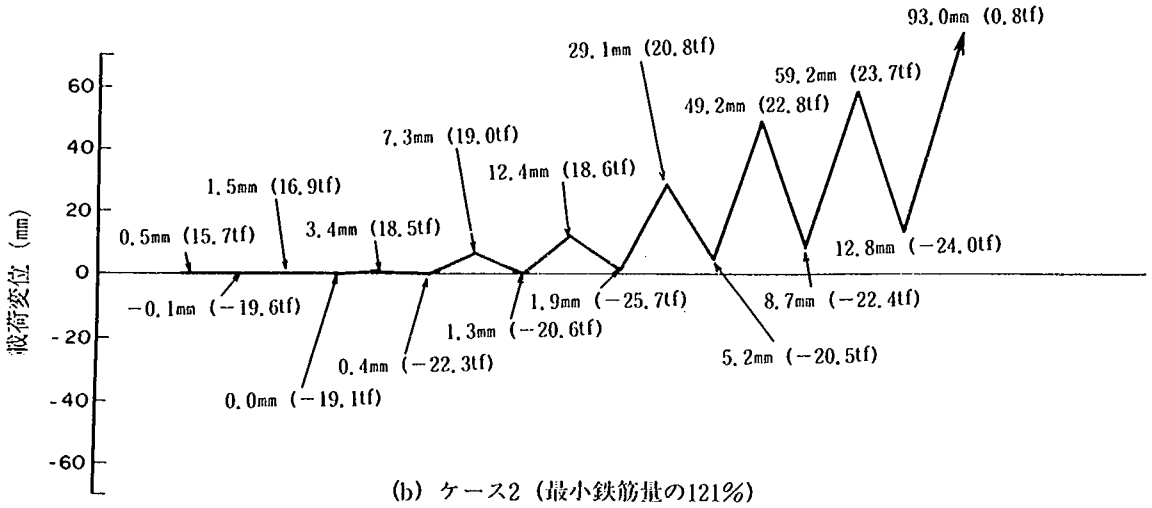
ここに，④～⑥の損傷については，アンカー鉄筋のひずみの計測をリング接合面ＪＴ３でしか行っていないこと，及び，ケース２では二次覆工鉄筋が破断するまで載荷を行っていないこと等により，上記以外のケースでも生じたかどうかは確認できない。ただし，ここで重要な点は，ケース１～３とも，最終的にいずれか１箇所のリング接合面でリング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断が生じる前に全てのリング接合面で二次覆工コンクリートの降伏が生じている点である。このように，二次覆工鉄筋が相次いで降伏することにより，供試体は長手方向に大きな変形を吸収することができる。

以上に示したように，ともに最小鉄筋量を上回る鉄筋が配置されているケース１～３では，損傷はほぼ同じ順番で進展する。ここに，二次覆工にクラックが発生した段階で供試体の長手方向にどの程度の引張ひずみが生じていたかを示すと図－7.12のようになる。これによれば，トンネル長手方向の変形性能に関して，以下に挙げるような二次覆工鉄筋量の影響があることが注目される。

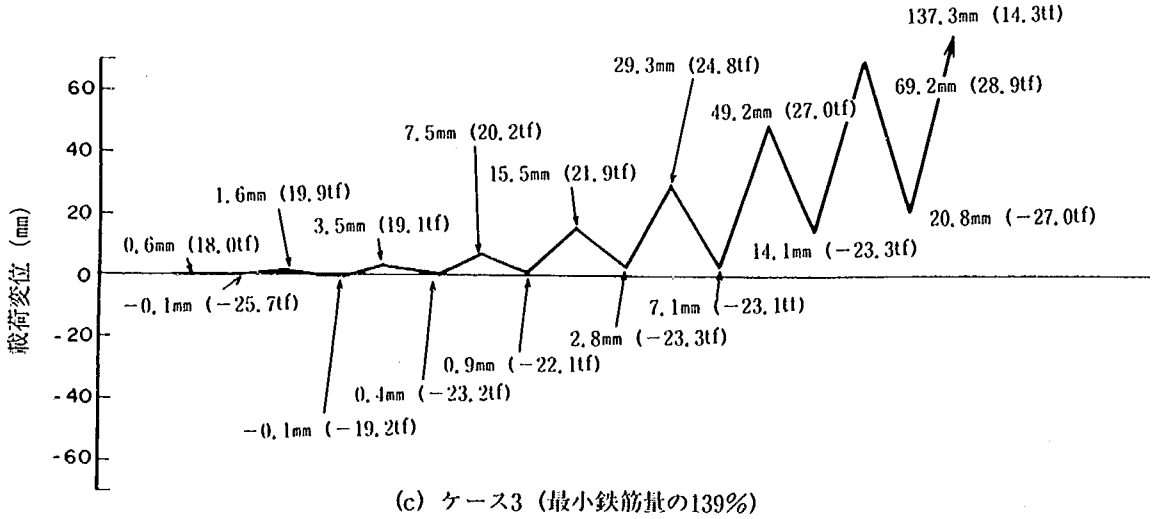
①全てのリング接合面で二次覆工にクラックが発生した時の供試体長手方向のひずみに着目すると，二次覆工鉄筋量が最も少ないケース１では0.76%と，二次覆工鉄筋量が最も多いケース３のひずみ0.27%の約３倍となっている。これは，二次覆工にクラックが生じたリング接合面ではリング継手と二次覆工鉄筋が長手方向力を負担することになるが，二次覆工鉄筋量が少



(a) ケース1 (最小鉄筋量の108%)

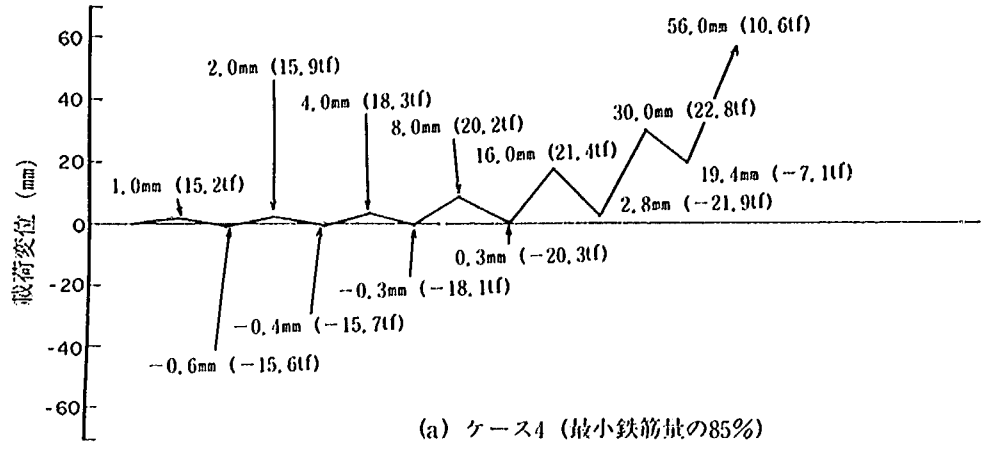


(b) ケース2 (最小鉄筋量の121%)

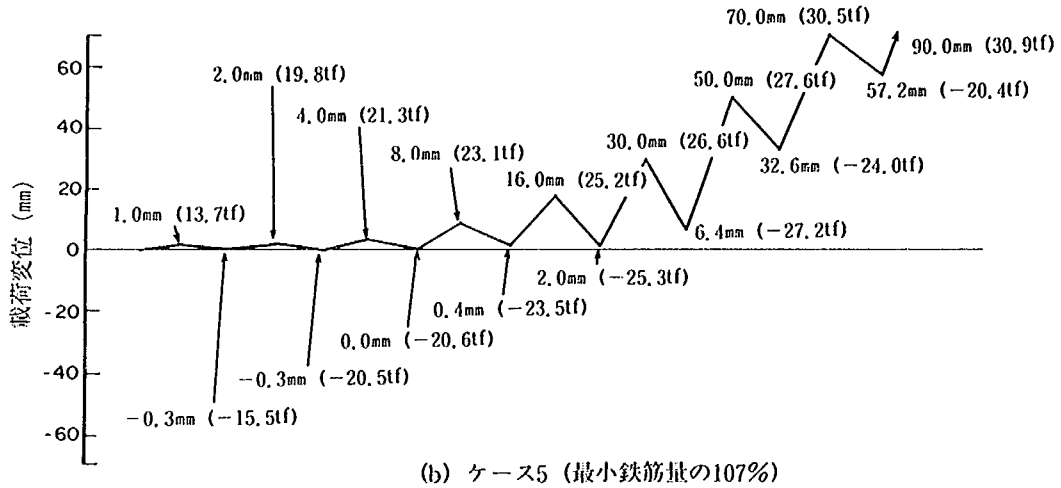


(c) ケース3 (最小鉄筋量の139%)

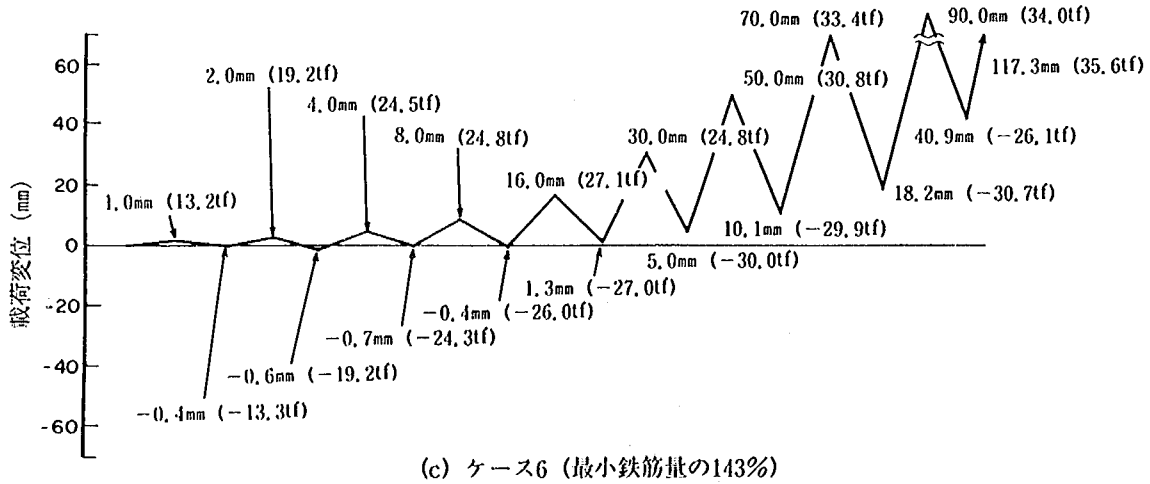
図−7.8 Fタイプ供試体に用いた載荷パターン



(a) ケース4（最小鉄筋量の85%）

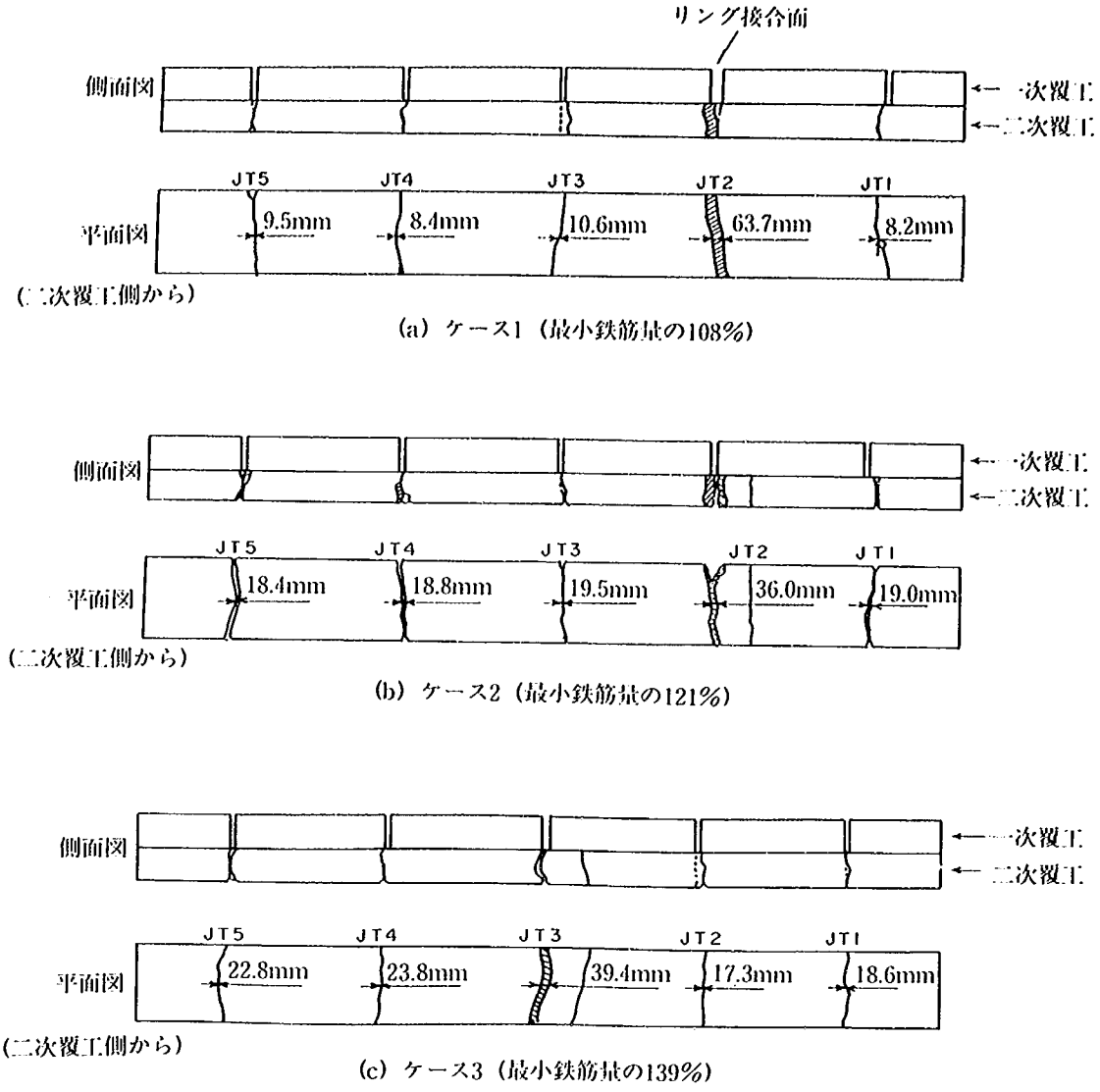


(b) ケース5（最小鉄筋量の107%）



(c) ケース6（最小鉄筋量の143%）

図−7.9　Gタイプ供試体に用いた載荷パターン

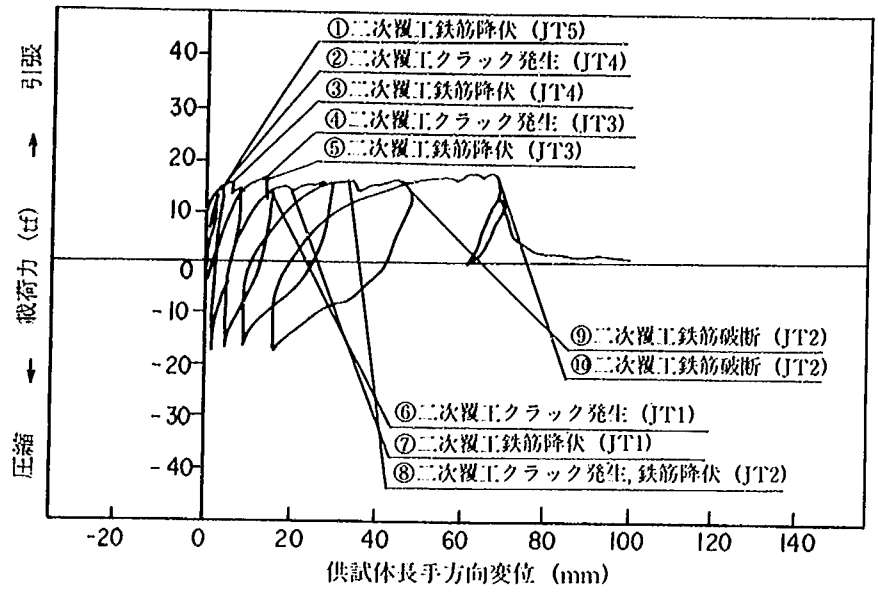


図－7.10　Fタイプ供試体の破壊状況

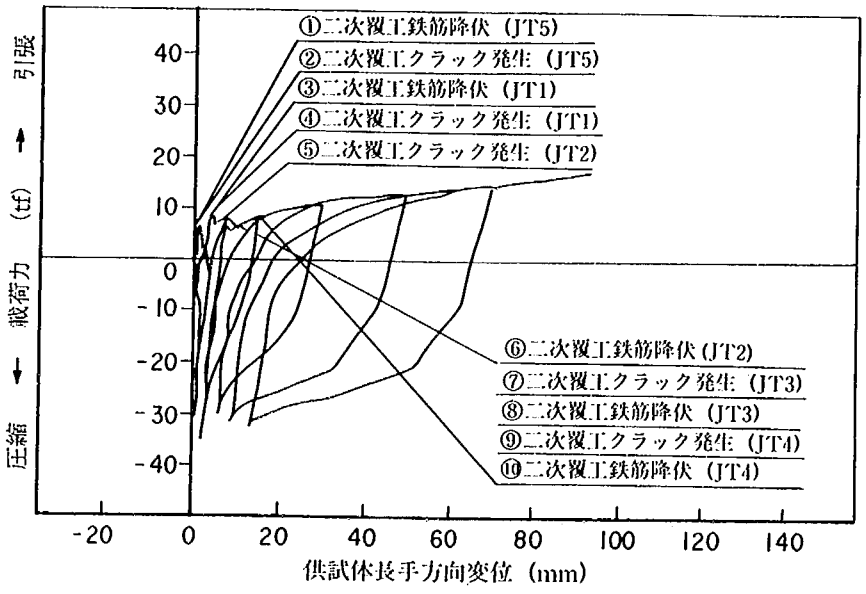
ないほどリング接合面の剛性が小さく，他のリング接合面で二次覆工にクラックを生じる長手方向力に対してより大きな変形を生じるためである。このことは，二次覆工鉄筋量をむやみに多くするよりも，最小鉄筋量を少し上回る程度とした方が，二次覆工の損傷が複数のリング接合面に分散するまでに吸収できるトンネル長手方向のひずみが大きいことを示すものである。

②ただし，二次覆工鉄筋の破断やリング継手の破断により供試体が最終的に破壊した時点での供試体長手方向のひずみに着目すると，ケース1では1.07%，ケース2では1.98%，ケース3では2.85%と，二次覆工鉄筋量が多いほど大きい。これは，二次覆工鉄筋量が多いほどリング接合面の引張耐力が大きく，二次覆工鉄筋に大きな軸引張力が導入される結果，二次覆工鉄筋と周辺のコンクリートとの付着切れが進行し，鉄筋が破断するまでの伸び量が大きくなるためと考えられる。

③①及び②に示したように，二次覆工鉄筋量が少ないと二次覆工の損傷が分散するまでにトンネルが吸収できる長手方向ひずみは大きいが，トンネルが最終的に破壊する時の長手方向変形量は小さい。反対に，二次覆工鉄筋量が多いと二次覆工の損傷が分散するまでにトンネルが吸収する長手方向ひずみは小さいが，ト



(a) ケース1（最小鉄筋量の108%）



(b) ケース2（最小鉄筋量の121%）

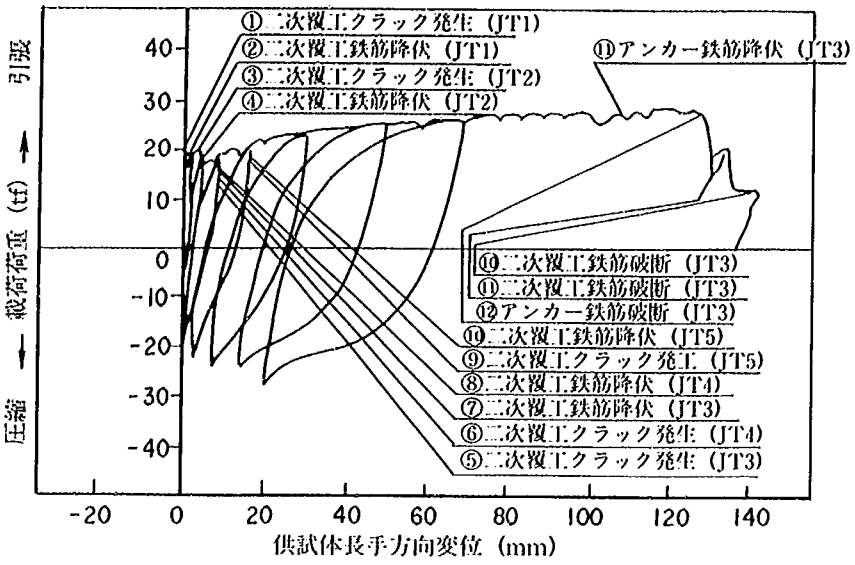
図－7.11 Fタイプ供試体の載荷履歴(1)

ンネルが破壊する時の長手方向変形量は大きい。耐震設計の観点からは，トンネルが最終的に破壊するまでの長手方向変形量が大きい方が望ましいのは勿論であるが，最小鉄筋量を上回ってどの程度の鉄筋量を配置するのが望ましいか，また，二次覆工鉄筋とコンクリートとの付着切れを考慮してトンネルの長手方向変形性能をどのように評価するかについては，現段階では明らかでなく，今後の検討が必要とされる。

7.3.5 一次覆工と二次覆工が分離されている場合の損傷特性

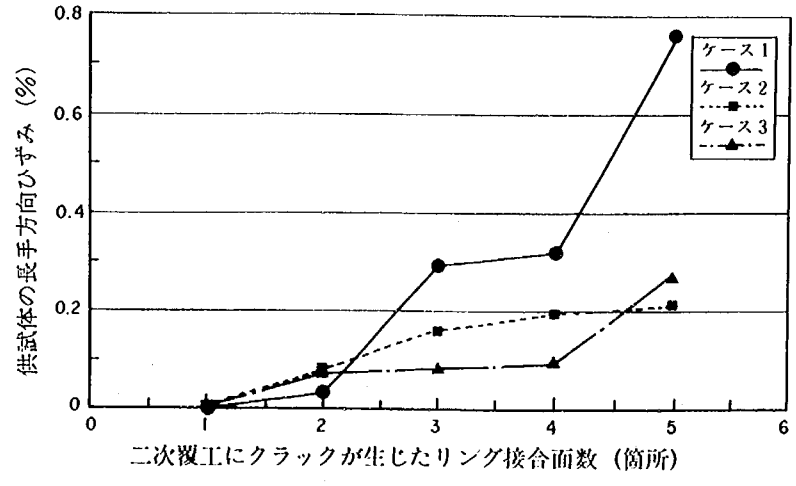
(1) 損傷特性

ケース4（最小鉄筋量の85%），ケース5（同，107%），及び，ケース6（同，143%）の最終的な破壊状況を示すと図－7.13の通りである。図－7.13によれば，ケース5及びケース6では二次覆工コンクリートのクラック及び二次覆工鉄筋の降伏が複数のリング接合面に分散して生じている。これに対して，ケース4では



(c) ケース3（最小鉄筋量の139%）

図－7.11 Fタイプ供試体の載荷履歴(2)



注）供試体の長手方向ひずみ＝供試体長手方向変形量／供試体全長

図－7.12 二次覆工にクラックが生じたリング接合面数と供試体の長手方向ひずみとの関係

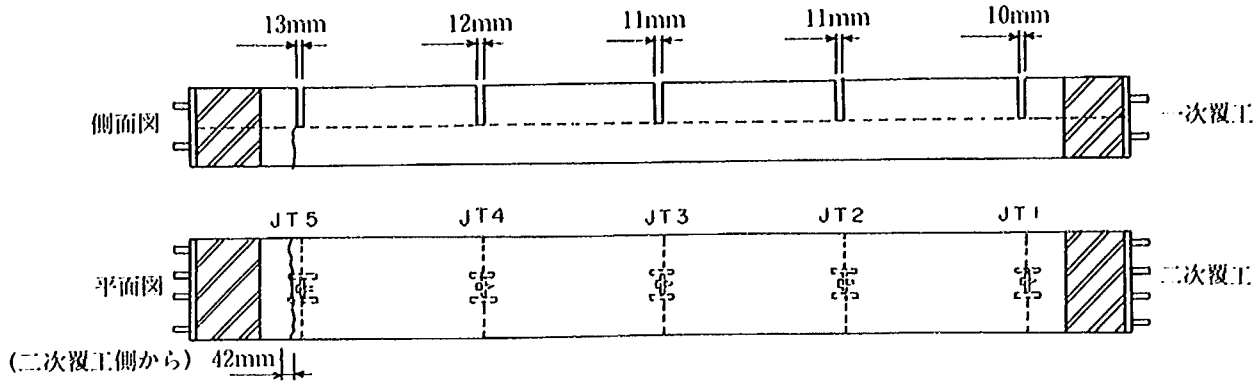
二次覆工の損傷がリング接合面ＪＴ５にのみ集中して生じ，他のリング接合面には何等損傷が生じないうちに，ＪＴ５において二次覆工鉄筋が破断し，これがリング継手の破断につながって最終状態に至った。したがって，一次覆工と二次覆工が分離されている場合に配置すべき二次覆工の最小鉄筋量は，式（7.7）により適切に評価できるといえる。

また，ケース４～６ではともに，載荷の初期の段階から覆工間の付着が切れ，一次覆工と二次覆工は独立に変形した。したがって，図－7.10に示した一次覆工と二次覆工がジベル筋で付着されている場合に比較すると，全体としての変形性能が大きいことが注目される。これは，一次覆工との付着があれば，リング接合面付近を除けば二次覆工にはクラックや鉄筋の降伏が生じない，すなわち，変形性能に寄与しないのに対して，一次覆工との付着がなければ，二次覆工が全体にわたって，変形性能に寄与するためである。ただし，本供試体はトンネル覆工の一部を切り出したものであ

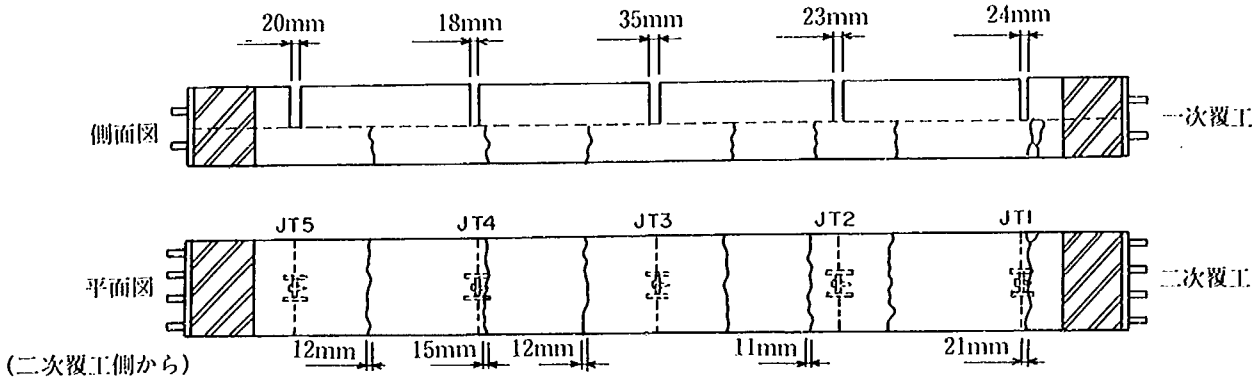
り，一次覆工や二次覆工の変形に対するリング方向の拘束はないと仮定している。実際のシールドトンネルでは，付着が切れて二次覆工が一次覆工と離れようとしても，リングの反対側における拘束のため，一次覆工と二次覆工が別々に変形する可能性は低いと考えられる。したがって，実際のシールドトンネルでどの程度の付着切れの影響を見込んでよいかについては，別途検討が必要である。

(2) 損傷の進展状況

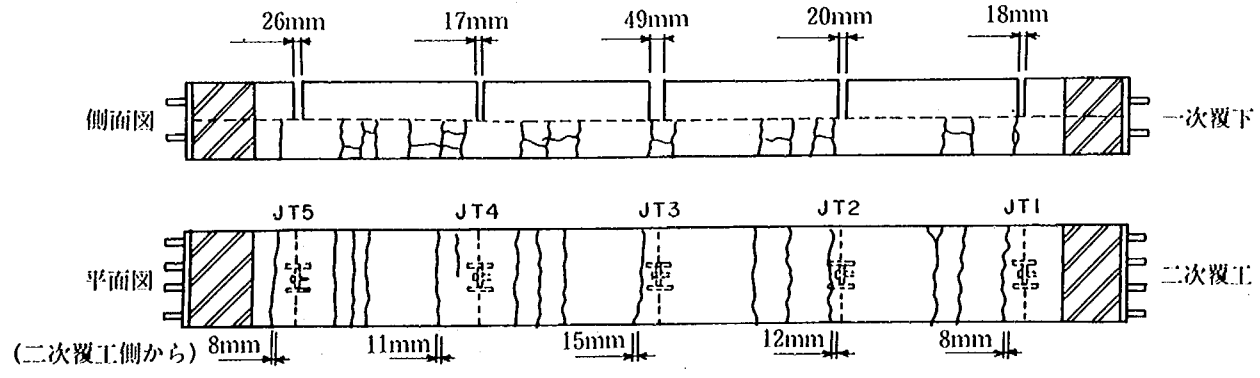
ケース4～6について，供試体に生じた長手方向変



(a) ケース4（最小鉄筋量の85%）



(b) ケース5（最小鉄筋量の107%）



(c) ケース6（最小鉄筋量の143%）

図－7.13　Gタイプの供試体の破壊状況

位と載荷荷重との履歴を示すと図－7.14のようになる。これによれば，供試体に生じた損傷の進展順序は以下の通りである。

①二次覆工にクラックが発生

②二次覆工にクラックが生じた位置で二次覆工鉄筋が降伏

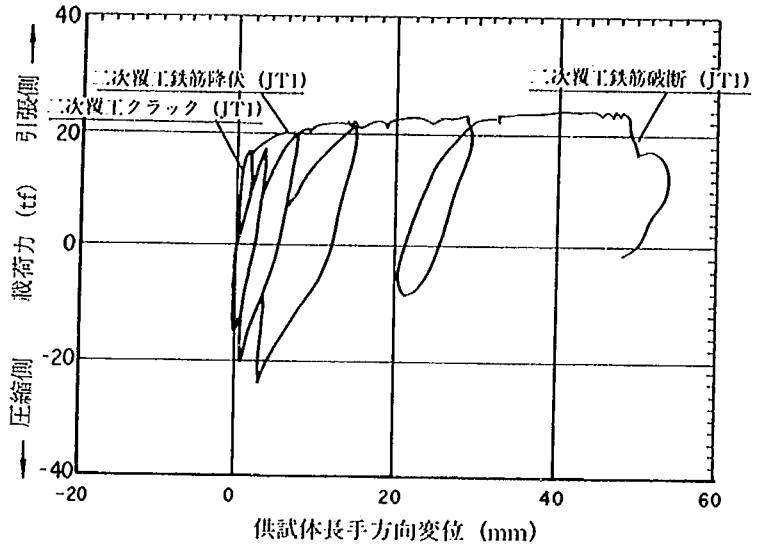
③①及び②の繰り返し（ケース５及びケース６）

④リング継手のアンカー鉄筋が降伏（ケース５及びケース６）

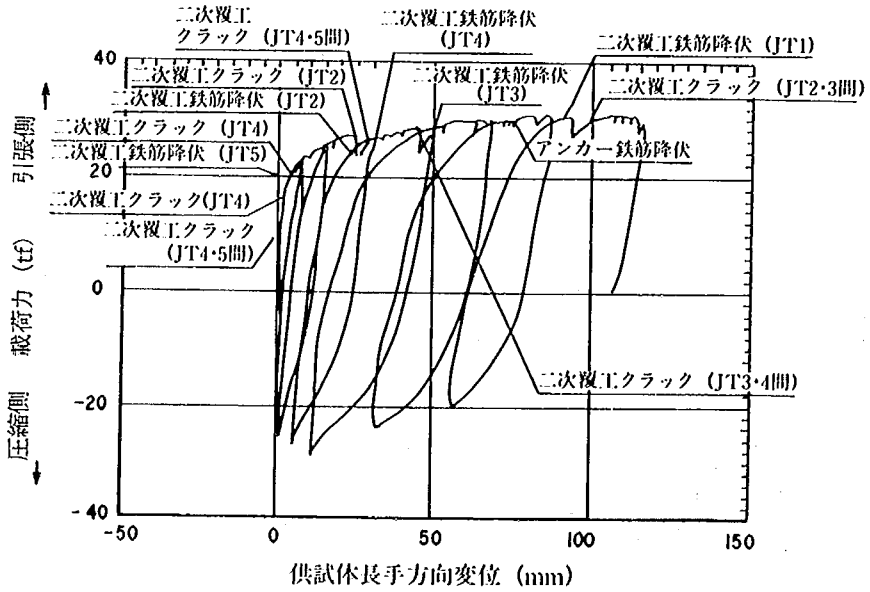
⑤二次覆工鉄筋が破断（ケース４）

以上に示した損傷の進展順序は，上述したFタイプ供試体の場合と全く同様である。ただし，上述したように，一次覆工と二次覆工が長手方向に独立して変形するGタイプ供試体では，二次覆工のクラック及びこれに起因する二次覆工鉄筋の降伏はリング接合面の位置以外にも生じる。二次覆工にクラックが生じた箇所数を見てみると，ケース４では１箇所，ケース５では７箇所，ケース６では16箇所であり，当然，二次覆工鉄筋量が多いほどクラックの本数も多くなっている。

また，最小鉄筋量を下回る二次覆工鉄筋しか配置し

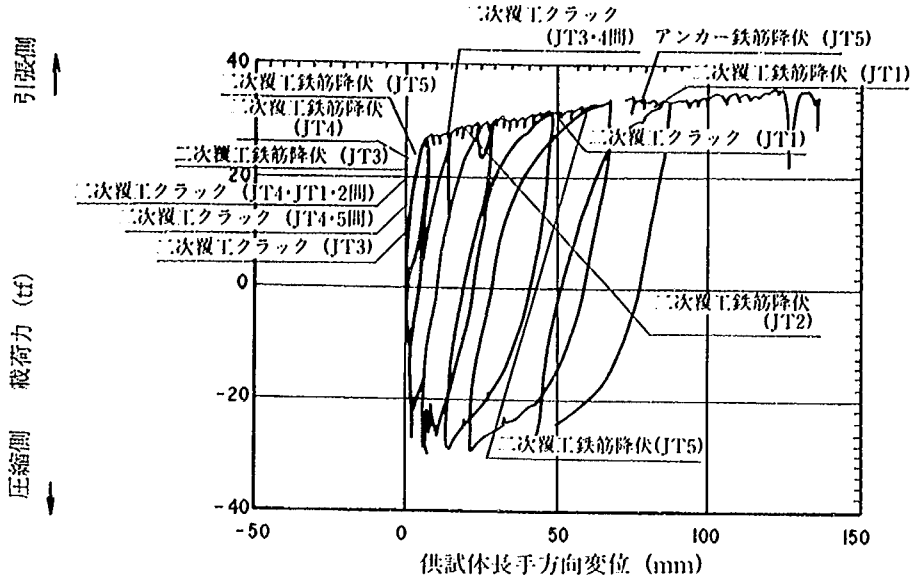


(a) ケース4（最小鉄筋量の85%）



(b) ケース5（最小鉄筋量の107%）

図－7.14 Gタイプ供試体の載荷履歴 (1)



(c) ケース6 (最小鉄筋量の143%)

図－7.14　Gタイプ供試体の載荷履歴 (2)

ていないケース4では載荷変位が51㎜に達した段階で二次覆工鉄筋の破断が生じているのに対して，最小鉄筋量の143%の鉄筋量を配置したケース6では載荷変位を140㎜としても鉄筋の破断等の最終的な損傷は生じなかった。したがって，ケース6は，ケース4の2.7倍以上の伸び性能を示している。したがって，式 (7.7) による最小鉄筋量を上回る二次覆工鉄筋を配置することが，シールドトンネルの長手方向の変形性能を向上させる上で有効であるといえる。

7.4　まとめ

シールドトンネルの二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぎ，シールドトンネルがの長手方向の変形性能を向上させるために必要とされる二次覆工の長手方向最小鉄筋量を，シールドトンネル覆工の部分模型供試体を用いた載荷実験により検討した。

本検討により得られた結論をまとめると，次のようになる。

1) 二次覆工の長手方向に式 (7.6) もしくは式 (7.7) による最小鉄筋量以上の鉄筋を配置することが，シールドトンネルの変形性能を確保する上で重要である。二次覆工の最小鉄筋量は，一次覆工と二次覆工の付着がジベル筋等により確保されている場合には式 (7.6) により，また，一次覆工と二次覆工が防水シート等により分離されている場合には式 (7.7) により，それぞれ与えられる。

2) 上記1) の妥当性を，部分模型供試体を用いた載荷実験によって確認した。ただし，一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合については，式 (7.6) による最小鉄筋量の108%の鉄筋を配置すれば損傷の分散効果があることが確認されている。これをさらにどの程度まで減少させても特定のリング接合面に対する二次覆工の損傷を防止できるかについては本実験からは明らかでない。今後，さらに確認が必要である。

8．結論

8.1　本研究の結論

鉄筋コンクリート製シールドトンネル (以下，シールドトンネルと呼ぶ) の長手方向の耐震設計法を開発することを目的として，本研究では，シールドトンネルの覆工剛性の推定法，動的載荷実験による破壊特性の検討と変形性能及び耐力の推定法の提案，応答変位法による耐震計算法の提案，覆工剛性の非線形性の影響の検討と等価線形化法の提案，二次覆工の長手方向の最小鉄筋量の算定法の提案等を行った。本研究の個々の結論は，すでにそれぞれの章に示した通りであるが，本研究の主要な結論を示すと以下のようになる。

1) シールドトンネルの耐震設計では，トンネル長手

方向の応答が重要であり，この方向の覆工剛性の評価法，動的応答の解析法，入力地震動の大きさと許容できる損傷形態に応じた最終耐力の評価法，損傷を分散できる適切な二次覆工の長手方向最小鉄筋量の算定法の開発が重要である。本研究では，応答変位法に基づくシールドトンネルの耐震設計法を，これらの各項目を念頭に行った。

2）覆工の長手方向の変形は，主としてリング継手の継手面板の変形によって生じる。また，シールドトンネルの長手方向に軸力が作用した場合の損傷は，セグメントには生じず，リング継手に集中する。したがって，シールドトンネルの耐震設計上は，リング継手部の剛性及び耐力の評価が重要である。シールドトンネルの剛性は，二次覆工がある場合と二次覆工がない場合で大きく異なるため，それぞれに応じて，覆工剛性の算定法を2章で提案した。

3）長手方向の覆工剛性が算定できれば，従来，沈埋トンネルに用いられてきた応答変位法による静的解析法や動的解析法を用いてシールドトンネルの地震応答を解析することができる。従来の応答変位法にシールドトンネルの覆工剛性を加味した耐震計算法を3章に提案した。

4）シールドトンネルの覆工剛性は，リング継手の特性により引張側と圧縮側とで大きく異なる。さらに，引張り側に軸力が作用した場合には，軸力の大きさにより継手面板の降伏，アンカー鉄筋の降伏等によって大きな非線形性を示す。このような非線形性を正確に考慮した地震応答解析も可能であるが，等価線形化を行えば容易に耐震計算を行うことができる。このため，覆工剛性の非線形性の等価線形化法を提案するとともに，覆工剛性の非線形性を等価線形解析で解析しても大きな誤差は生じないことを4章に示した。

5）シールドトンネルに長手方向の軸力が作用した場合の損傷特性を部分模型を用いた正負交番載荷実験により検討した。この結果，シールドトンネルの変形性能と耐力は，リング継手部の継手面板，アンカー鉄筋等により複雑に変化するが，これらは，リング継手の構成要素の特性をもとに，合理的に説明できることが5章及び6章の検討結果により明かとなった。6章では，小さいとはいえ，実際にリングを組んだ供試体により，変形性能及び耐力の検討を行った。また，軸方向の動的載荷だけでなく，曲げモーメントを作用させた場合やねじりモーメントを作用させた場合についても検討した。曲げモーメントを作用させた場合には，基本的には軸力を作用させた場合と同じであるが，ねじりモーメントを作用させた場合には，リング継手間でスリップが生じ，特に二次覆工がある場合には，複雑な挙動を示す。これについては，今後さらに検討が必要とされる。

6）シールドトンネルの変形性能を高めるためには，適切な長手方向鉄筋を配した二次覆工を設けることが有効である。これは，一次覆工だけの場合には，ある程度以上に軸方向の引張力をうけ，ある一つのリング継手に損傷を生じると，そのリング継手の耐力が低下する結果，それ以後の荷重作用に対しては，最初に損傷を生じたリング継手ばかりに損傷が集中しやすいためである。これに対して，二次覆工がある場合には，多数のリング継手に損傷が分散し，シールドトンネル全体の変形性能が向上する。ただし，二次覆工が変形性能の向上に寄与するためには，適切な量の長手方向鉄筋が二次覆工に配置されていなければならない。二次覆工に配置すべき最小の二次覆工鉄筋の算定法を7章に提案した。

以上の検討により，従来の沈埋トンネルと同レベルで，シールドトンネルの耐震設計を行うことができるようになった。本研究が，今後のシールドトンネルの耐震設計法の向上に資することを望む次第である。なお，シールドトンネルの地震被害は，現在までにあまり生じていない。これは，基本的には，地下の構造物は周辺地盤が安定している限りは構造物も安定である場合が多く，また，地下になるほど，地震動も小さくなるためである。しかし，現在までに大規模地震の洗礼を受けたシールドトンネルがないのが実状であり，軟弱地盤のように地震の影響を受けやすい箇所に建設される道路用等の重要なトンネルを建設する場合には，十分な耐震性の検討が必要とされることを，最後に指摘しておきたい。

8.2 今後必要な研究

本報告に示したシールドトンネルの耐震性に関する研究をさらに発展させるためには，今後，以下のような検討が必要とされている。

1）実測によるシールドトンネルの振動特性の確認

強震時のシールドトンネルの振動を実測した例はない。したがって，周辺地盤の振動を含めてシールドトンネルの地震応答を観測し，本報告で提案した解析法の妥当性をトータルとして検証することが必要である。

2）トンネルと地盤を結ぶバネ定数の推定法の開発

シールドトンネルに対する地盤の拘束効果，すなわち，シールドトンネルを地盤によって支持された梁としてモデル化する際の地盤バネ定数の推定には，従来いろいろな研究が行われてきたが，大断面のシールドトンネルに対する地盤バネ定数に対する実証的な研究は，まだ行われていない。地盤バネ定数は，シールドトンネルの地震力の算定に大きな影響を及ぼすものであり，合理的な地盤バネ定数の推定法の研究が重要である。

3）ねじりモーメントを受ける場合の解析法の検討

本研究でも，6章においてねじりモーメントを受けるシールドトンネルの動的特性を検討したが，これはまだ不十分である。昭和60年のメキシコ地震の際には，立坑との取り合い部においてシールドトンネルの覆工に損傷を生じた事例があり，立坑のロッキング振動にともなうねじりモーメントの影響によるものではないかと考えられている。立坑との取り合い部を中心に，ねじりモーメントを受ける場合のシールドトンネルの動的耐力及び変形性能の検討を行う必要がある。

4）特殊な条件のシールドトンネルの耐震性の検討

都市部においては，小さな曲率で曲がったり，分岐したり，断面剛性が急変したり，特殊なシールドトンネルが建設される場合がある。また，既設の構造物に近接したり，あるいは，シールドトンネル自身が近接して建設される場合もある。こうした事例は，都市部で今後増えてくると考えられるため，十分な検討が重要となろう。

参考文献

1）土木学会：トンネル標準示方書（シールド編）・同解説，昭和52年

2）土木学会・日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント，昭和57年11月改訂

3）日本下水道協会：下水道シールド工法の指針と解説，昭和45年

4）日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，昭和56年

5）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・同解説，昭和54年

6）建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所資料第1185号，昭和52年

7）国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準（案），昭和54年

8）岡村光政，小泉淳，村上博智：セグメントの継手の挙動について，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.358～359，昭和51年

9）大塚一雄，小泉淳，村上博智：セグメント継手の挙動について，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.424～425，昭和52年

10）村上博智，合田暁生，小泉淳：セグメントリングの耐荷機構について，土木学会第30回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.169～170，昭和50年

11）小泉淳，村上博智：セグメントリングの耐荷機構について，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.360～361，昭和51年

12）小泉淳，井上紫，村上博智：可撓性継手をもつトンネル覆工の基礎的性状，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.432～433，昭和52年

13）小泉淳，村上博智，高橋聡：二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.395～396，昭和57年

14）武藤義彦，小泉淳，村上博智：二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について，土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.169～170，昭和58年

15）小泉淳，村上博智：二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.623～624，昭和59年

16）佐久間彰三，石田智朗，上原精治，小泉淳：一次覆工・二次覆工間のせん断特性を考慮したシールドトンネルの軸剛性評価，土木学会論文集，No.424／Ⅰ－10，1990.10

17）上原精治，三上博，石田智朗，小泉淳：シールドトンネルの軸方向剛性確認実験，土木学会論文集，No.418／Ⅰ－10，1990.10

18）渡辺浩，小山幸則，藤森伸一：円環二層構造の力学的挙動に関する実験その1－東北新幹線上野トンネル－（試験結果），土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.399～400，昭和57年

19）藤森伸一，半谷哲夫，小山幸則：円環二層構造の力学的挙動に関する実験その2－東北新幹線上野トンネル－（モデル解析），土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.401～402，昭和57年

20) 半谷哲夫，小山幸則，土井博巳：セグメントと二次覆工からなるトンネル覆工の力学的挙動に関する実験その1（試験結果），土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.171～172，昭和58年
21) 半谷哲夫，小山幸則，藤森伸一：セグメントと二次覆工からなるトンネル覆工の力学的挙動に関する実験その2－（モデル解析），土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.173～174，昭和58年
22) 半谷哲夫，飯田宏臣，藤森伸一：セグメントと二次覆工の接合面に設ける凸凹の破壊強度について，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.605～606，昭和59年
23) 西野健三，加藤教吉：ＲＣセグメントの推力伝播計測とその考察，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.327～328，昭和60年9月
24) 鳥取孝雄：シールドトンネルの軸方向変形に関する実験，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.457～458，昭和47年
25) 小泉淳，小柳隆司，村上博智：シールドトンネル長手方向の変形挙動について，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.523～524，昭和54年
26) 村上博智，小泉淳：シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について，土木学会論文報告集，第296号，pp.73～86，昭和55年4月
27) 西野健三，近藤寛通，吉田和夫：ＲＣセグメント継手部の構造モデル化に関する試験とその考察，構造工学論文集，Vol.31A，pp.409～420，昭和60年3月
28) 藍田正和，西野健三：シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考慮した耐震解析，中部電力研究資料，第73号，昭和59年9月
29) 田村重四郎，岡本舜三，加藤勝行：トンネルの地震観測，第5回日本地震シンポジウム，1978年
30) 加藤勝行，田村重四郎：トンネルの地震観測，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.298～299，昭和53年
31) 田村重四郎，加藤勝行，酒井清武：地震時におけるトンネル壁の歪の経時的変化について，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.590～591，昭和55年
32) 田村重四郎，加藤勝行：地震時における地盤とトンネルの挙動について，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.356～357，昭和54年
33) 田村重四郎，加藤勝行，酒井清武：地震時におけるトンネルの変形について，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.485～486，昭和56年
34) 田村重四郎，前田弘，田部井雅弘，鈴木猛康：トンネル内の地震記録から求めたひずみの伝播特性の一例，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.407～408，昭和60年
35) 藤橋一彦，中野雅弘，沢橋剛志：とう道の地震時挙動観測について，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.631～632，昭和59年
36) 田村重四郎，山口良雄，河田博之：シールドトンネル模型の振動実験，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.270～271，昭和51年
37) 田村重四郎，山口良雄，河田博之：シールドトンネル模型の振動実験(2)，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.410～411，昭和52年
38) 小野紘一，鳩村貞夫：有限要素法を利用したシールドトンネルの耐震設計，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.272～273，昭和51年
39) 藍田正和，西野健三，田中弘：セグメント継手部の剛性を考慮した耐震設計について，第19回土質工学研究発表会，pp.1409～1410，昭和59年6月
40) 藍田正和，西野健三：入力時振動の違いによるシールドトンネルの耐震性に関する一考察，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.635～636，昭和59年
41) Tamura,C., Okamoto.S. , and Hamada,M. : Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel-during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol.24, No.5, 1975 .
42) Tamura,C., and Suzuki,T. : A Quasi-Three-Dimensional Ground Model for Earthquake Response Analysis of Underground Structures －, Construction of Ground Model －, 生産研究，東京大学，39巻1号，昭和62年1月
43) 日本鋼構造協会・接合小委員会・引張ボルト接合班：高力ボルト引張接合について，ＪＳＳＣ，Vol.3，No24，1967年
44) 河田博之，池田重喜：φ12.66mの超大型シール

ドトンネル(1)，トンネルと地下，第11巻10号，pp. 7～14，1980年10月
45) 日本道路協会：共同溝設計指針，昭和61年3月
46) 国土開発技術研究センター：地下埋設管路耐震継手の技術基準（案），昭和52年
47) 川島一彦，大日方尚巳，山本一敏，加納尚史：沈埋トンネルの地震応答に及ぼす可撓性継手剛性の非線形性の影響，土木技術資料，Vol.28－11，1986.11
48) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究，土木研究所資料，第1193号，昭和52年3月
49) 川島一彦，大日方尚巳，後藤勝志，加納尚史：沈埋トンネルの地震応答に及ぼす地盤剛性の箇所別の変化の影響，土木技術資料，Vol.27－6，1985－6
50) 川島一彦：沈埋トンネルの非線形地震応答解析プログラム，ＤＡＳＴ－Ｓ，昭和53年3月
51) 日本道路公団：東京湾横断道路技術調査報告書 中間報告書（案），昭和60年7月
52) 荒川直士，川島一彦：動的解析における入力地震動の設定法，土木技術資料，Vol.26－3，1984.3
53) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号，昭和60年9月
54) 荒川直士，川島一彦，相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26－7，1984.7

本研究に関連した研究発表

55) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その1）シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用－，土木研究所資料，第2262号，昭和60年10月
56) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史：応答変位法によるシールドトンネルの耐震解析法，土木技術資料，Vol.28－5，昭和61年5月
57) 志波由紀夫，川島一彦，大日方尚巳，加納尚史：応答変位法によるシールドトンネルの地震時断面力の算定法，土木学会論文集，No.410／Ⅰ－12，1989.10
58) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その3）鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験－，土木研究所資料，第2381号，昭和61年4月
59) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その5）軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験－，土木研究所資料，第2649号，昭和63年7月
60) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その6）正負交番の曲げ及びねじり荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験－，土木研究所資料，第2786号，平成元年7月
61) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：正負交番軸方向荷重を受けるシールドトンネル模型の変形及び破壊特性，土木学会論文集，No.422／Ⅰ－14，1990.10
62) 川島一彦，大日方尚巳，加納尚史：ＲＣシールドセグメントの動的載荷実験，土木技術資料，Vol.31－4，1989.4
63) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：シールドトンネル模型の正負交番載荷実験，土木技術資料，Vol.31－7，1989.7
64) 志波由紀夫，川島一彦，大日方尚巳，加納尚史：シールドトンネルの耐震解析に用いる長手方向覆工剛性の評価法，土木学会論文集，No.398／Ⅰ－10，1988.10
65) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：耐震設計に用いるシールドトンネルの長手方向剛性及び耐力の評価法，土木技術資料，Vol.31－9，1989.9
66) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その2）覆工の軸剛性の非線形性を考慮した動的応答解析－，土木研究所資料，第2277号，昭和60年12月
67) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史：覆工剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析，土木技術資料，Vol.28－10，昭和61年10月
68) 川島一彦，大日方尚巳，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その4）トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した併設シールドトンネルの地震応答解析－，土木研究所資料，第2496号，昭和62年2月
69) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：シールドトンネ

ルの耐震性に関する研究－（その７）曲線部を有する下水道シールド管渠に生じる地震力の検討－，土木研究所資料，第2920号，平成２年11月
70) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その８）シールド管渠の地震応答に及ぼす立坑の影響－，土木研究所資料，第2815号，平成２年１月
71) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史，中島猛男：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その９）シールドトンネル曲線部に生じる地震力の検討－，土木研究所資料，第3007号，平成３年６月
72) 川島一彦，加納尚史：併設シールドトンネルの地震応答特性，土木技術資料，Vol.31－１，1989．１

平成４年８月21日原稿受理

土木研究所報告
第188号－2　1992年12月

Report of PWRI
Vol.188-2 Dec. 1992

免震橋の地震応答特性に関する研究

川島　一彦*
長島　博之**
長谷川金二***
岩崎　秀明****

Seismic Response Characteristics of Menshin Bridges

by Dr. Kazuhiko KAWASHIMA
Hiroyuki NAGASHIMA
Kinji HASEGAWA
and
Hideaki IWASAKI

要　旨

本報告は，免震橋の振動特性を明らかにするために行った模型振動実験とその解析を示すものである。免震設計では，免震装置が重要な構造部材となる。免震装置にはいろいろなものが開発されており，これに応じて力学的な特性も異なるが，いずれも非線形な履歴特性を持っており，エネルギー吸収性能ももっている。したがって，免震設計に際しては免震装置の履歴特性を適切にモデル化して解析することが重要である。以上のような点から，本研究は，免震橋の模型振動実験によりその基本的な振動特性と免震装置の力学特性を検討すると同時に，免震橋の動的解析モデルを提案し，これを実験結果に適用することにより解析モデルの精度を検討したものである。

この結果，免震設計を橋に応用した場合の免震効果，上下方向入力の影響，落橋防止装置の影響等を実験的に明らかにした。また，免震支承の履歴特性を等価線形化法でモデル化することにより，免震設計上十分な精度で免震橋模型の振動特性を表現できること，また，免震支承の履歴特性をバイリニア型モデルで表した場合には等価線形化法と実務的に同程度の精度しか得られないことを明らかにし，落橋防止装置を設けた場合の免震橋の動的解析モデルの提案を行った。また，エネルギー比例減衰法により求めた免震橋のモード減衰定数が十分な精度を持っていることを確かめた。さらに，わが国最初の免震橋である宮川橋で得られた強震記録の解析により，免震効果を確認するとともに，動的解析により宮川橋の振動特性を精度よく解析できることを示した。

キーワード：耐震設計，免震設計，道路橋，動的解析，免震装置，落橋防止装置

＊）地震防災部耐震研究室長，工博
＊＊）地震防災部耐震研究室研究員（現：関東地方建設局企画部）
＊＊＊）地震防災部耐震研究室主任研究員（現：建設本省道路局企画課）
＊＊＊＊）地震防災部耐震研究室研究員（現：振動研究室研究員）

Synopsis

This report shows a series of shaking table tests conducted for providing realistic seismic response data of menshin (base isolated) bridges and their analysis. Hysteretic behavior of menshin devise (isolators and energy dissipators) is studied by means of cyclic shear tests and a comparison with the seismic behavior during the excitation tests is presented. Effects of vertical excitation which was made simultaneously with the lateral excitation, and effect of collisions developed between the deck and the columns by means of the stoppers provided to prevent excessive relative movement of the deck are experimentally studied.

Analytical simulations are also presented for the excitation tests. Depending on the idealization of the nonlinear hysteretic behavior of the menshin devises, the equivalent linear analysis and the bilinear analysis were made. Analytical simulation for the effect of collision between the deck and the columns due to the stoppers is also presented. An idealization of the collisions by means of the impact spring is proposed.

Correct evaluation of the modal damping ratio is important. Because the energy dissipating capability depends on the structural components, the strain energy proportional damping method, which evaluates the modal damping ratio of the bridge by taking the average of the damping ratio of each structural components with the weighting of the strain energy stored in each structural component, is generally adopted. Accuracy of the strain energy proportion damping method was evaluated in comparison with a model free oscillation test. Finally, the menshin effect was evaluated for the Miyagawa Bridge, which is the first menshin bridge in Japan, with use of the first strong motion data obtained by a small earthquake. Although the intensity of the strong motion records is not enough to thoroughly study the menshin effect, various important findings were obtained from the analysis.

Key Words : Base isolation, Menshin design, Energy dissipator, Isolator, Seismic design, Bridge, Stopper, Shaking table test, Dynamic response analysis.

目　次

1．概説……（5）
1.1　本研究の目的……（5）
1.2　本研究に関連した既往の研究……（5）
1.3　本研究の構成……（6）

2．模型振動実験による免震橋の地震応答特性……（7）
2.1　橋脚剛性が十分高い場合の免震橋の地震応答特性……（7）
2.1.1　まえがき……（7）
2.1.2　実験に用いた供試体及び実験方法……（7）
2.1.3　免震支承の動的特性……（9）
2.1.4　正弦波加振実験……（11）
2.1.5　地震波加振実験……（13）
2.1.6　加振実験後の免震支承の変状……（18）
2.1.7　まとめ……（18）
2.2　鋼製橋脚に支持された免震橋の地震応答特性……（19）
2.2.1　まえがき……（19）
2.2.2　実験に用いた免震橋模型及び実験方法……（19）
2.2.3　免震支承の動的特性……（22）
2.2.4　地震波加振による免震橋の振動特性……（25）
2.2.5　まとめ……（30）

3．等価線形化法による免震橋模型の動的解析……（30）
3.1　まえがき……（30）
3.2　免震橋の等価線形化解析……（30）
3.3　等価線形化法による動的解析精度……（31）
3.4　まとめ……（32）

4．バイリニア型非線形モデルによる免震橋模型の動的解析……（36）
4.1　まえがき……（36）
4.2　免震支承のバイリニア型モデル化……（36）
4.3　バイリニア型モデルによる免震橋模型の非線形動的解析……（39）
4.4　バイリニア型モデルによる非線形動的解析の精度……（40）
4.5　まとめ……（43）

5．落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性……（44）
5.1　まえがき……（44）
5.2　解析対象とする模型振動台実験の概要……（44）
5.3　落橋防止装置及び免震支承のモデル化……（44）
5.3.1　衝突の解析モデル化と動的解析法……（44）
5.3.2　モデル定数の設定……（45）
5.4　桁と橋脚の衝突の影響を考慮した模型橋の動的解析……（46）
5.5　実橋に対する解析法の適用……（46）
5.6　まとめ……（52）

6．エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度…… (56)
6.1 まえがき …… (56)
6.2 エネルギー比例減衰 …… (56)
6.3 免震橋模型の自由振動実験 …… (57)
6.4 免震橋の減衰特性 …… (58)
6.5 免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性 …… (60)
6.6 まとめ …… (61)

7．強震記録に基づく免震橋の振動特性の解析…… (64)
7.1 まえがき …… (64)
7.2 宮川橋と強震記録 …… (64)
7.3 強震記録からみた免震効果 …… (65)
7.4 動的解析による振動特性の検討 …… (69)
7.5 まとめ …… (70)

8．結 論…… (71)
8.1 本研究の結論 …… (71)
8.2 今後必要とされる研究 …… (71)
謝 辞…… (71)
参考文献…… (71)
本研究に関連した研究発表…… (74)

1．概　説

1.1　本研究の目的

免震設計とは，アイソレータによる長周期化とエネルギー吸収装置による減衰性能の向上を基本として地震時の構造物の振動応答を低減させようという新しい耐震設計法である。橋梁に対する免震設計法の適用はニュージーランドで49橋，米国で28橋の実績がある。わが国でも，一般国道362号の宮川橋が平成３年３月に竣工すると同時に，一般国道７号の長木川橋を始めとする多数の免震橋が建設されつつある。ただし，わが国ではニュージーランドや米国に比較すると一まわり地震発生頻度が高く，さらに規模も大きな地震が発生するため，免震設計の適用に際しては耐震性に関する十分な検討が必要とされる。

免震設計では，免震装置が重要な構造部材となる。免震装置にはいろいろなものが開発されており，これに応じて力学的な特性も異なるが，いずれも非線形な履歴特性を持っており，エネルギー吸収性能ももっている。したがって，免震設計に際しては免震装置の履歴特性を適切にモデル化して解析することが重要である。しかし，わが国においては，まだ免震橋の建設の歴史が浅く，免震橋の地震応答特性に関する十分な実測資料が蓄積されていない。また，海外においても必ずしも強震を受けた経験があるわけではなく，大規模地震が作用した場合の免震橋の振動特性に関する研究が必要とされている。このためには動的解析が欠かせないが，免震橋の基本的な振動特性の把握とそれに応じた動的解析手法の開発が重要である。

以上のような点から，本研究では，免震橋の模型振動実験によりその基本的な振動特性と免震装置の力学特性を検討すると同時に，免震橋の動的解析モデルを提案し，これを実験結果に適用することにより解析モデルの精度の検討をしようとするものである。

1.2　本研究に関連した既往の研究

免震橋に関する技術開発は，ニュージーランドで活発に行われてきた[1)2)3)]。ニュージーランドでは1970年代に入っていろいろなタイプの免震装置が開発され[4)-9)]，1973年に世界最初の免震橋であるMotu橋（鋼製ダンパー使用）が，また，翌1974年にはSouth Rangitikei橋（鋼製のねじりダンパー使用）が竣工している。鉛プラグ入り積層ゴム支承が最初に採用されたのは，Toe Toe橋で，竣工は1978年である。ニュージーランドにおける免震装置の開発は，その後の各国の免震設計に大きな影響を与えた。なかでも鉛プラグ入り積層ゴム支承は，アイソレーターとダンパーが一体となったコンパクトな免震支承で，エネルギー吸収性能が安定しており，鉛の疲労破断の心配が無い等，現在の水準からみても非常に優れた免震支承ということができる。この支承が開発されていなければ，橋梁分野ではこれほど免震設計が普及しなかったのではないかといっても過言ではない[22)23)24)]。

ニュージーランドでは，免震支承の開発と同時に，免震支承に対する各種の載荷実験を行い，これに基づき設計に必要な各種のパラメーターを定めている。また，こうしたパラメーターをチャート化し，設計マニュアルとして使いやすくまとめている[10)11)12)]。

免震装置の開発では世界をリードしたニュージーランドであるが，動的解析手法や免震橋の実証的な振動特性に関する研究はそれほど多くは研究されていないようである。もちろん設計では免震装置を等価線形化した線形動的解析やバイリニアモデルで表した非線形動的解析が用いられている。しかし，これらは設計段階の簡易解析を検討するために個々の橋ごとに行われたもので，設計された免震橋の振動特性を確認したり，橋脚のじん性と免震装置の非線形性をどのように結び付けるかといった広い角度からみた免震橋の動的特性に関する研究は比較的少ない。

たとえば，Turkingtonら[13)]は，橋全体系の剛性を考慮した免震橋の簡易設計法を提案している。これは，いかに静的に全体系の特性を近似的に考慮して免震橋を設計するかという点が議論されているが，免震橋の動的特性に関する考察はあまり払われていない。Davidsonら[14)]は，振動モード形を考慮して免震橋の動的特性の解析を試みている。また，Cookeら[15)]は，免震支承の剛性（中心値）が±20%変化した場合の影響や，入力地震動の作用方向，位相差入力の影響等を解析的に検討している。

また，ニュージーランドでは，橋台の上部だけを縁切りし，大規模地震が発生して桁の振動が大きくなり，桁が橋台と衝突した場合には，縁切りした部分だけが裏込め土側に移動できるようにしたノックオフ橋台と呼ばれる橋台を開発している[12)]。非常におもしろい発想であり，すでに何橋かに使用されている。ただし，桁が下部構造と衝突した場合の影響に関する詳細な解析や実験等は研究されていないようである。

以上のように，ニュージーランドでは免震装置の開

発とその特性に関する載荷実験は精力的に行われたが，免震橋の振動特性に関する研究が設計レベル以上ではあまり行われていないように見える。この理由は，一つには実験装置の制約から，また，もう一つは地震の発生が少ないため実測記録が集まっていないことによるのではないかと考えられる。

一方，米国ではニュージーランドから伝えられた鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いて28橋が建設されている。これらの橋の多くの設計には，ニュージーランド出身者が携わっているのが興味深い。米国においても地震の発生が少ないため，実測記録に基づく免震橋の振動特性に関する研究が意外に少ないのはニュージーランドと同じである。しかし，米国では振動台を用いた振動特性の検討が行われている。Kellyら[16]は，振動実験により模型橋の振動特性を検討し，免震支承の採用により桁の振動加速度が低下すること，等価線形化解析により桁の振動をよく再現できることを調べている。Brentら[17]，Imbsenら[18]は，免震設計を用いて既存橋の耐震補強を行っている。耐震補強設計では，鉛プラグ入り積層ゴム支承をバイリニア型の非線形モデルに置換し，動的解析により桁の振動の低下を解析している。

また，米国においても，橋梁の免震設計法が指針としてＡＡＳＨＴＯから出されている[19][20][21]。

これに対して，この研究を開始した当初にはわが国においては免震橋の建設がこれからという段階であったため，免震橋に関する研究はほとんど行われていなかった。ただし，㈶国土開発技術研究センターに設けられた「免震装置を用いた道路橋の耐震設計研究委員会（委員長：東京大学片山恒雄教授）」[25]においては，ニュージーランドや米国における免震設計の資料を集めるとともに，動的解析によって免震橋の振動特性を一般の道路橋と比較して検討されていた。

現在では，わが国における免震橋の研究も非常に多くなってきた。これらの多くは，土木研究所と民間28社が行った「道路橋の免震構造システムに関する共同研究」[26]によるものである。この中では，曲率を持つ免震橋や全長１kmに及ぶ超多径間連続免震橋の動的解析による振動特性の検討，免震装置の開発とその実証試験方法の開発等が行われた[27]~[36]。なお，本研究もこの共同研究の一環として平成元年から平成３年度に実施されたものである。

また，一般国道362号の宮川橋がわが国最初の免震橋として平成３年３月に竣工した[37][38]。宮川橋では自由振動実験や車両走行試験が実施されるとともに，地震観測が実施さている。

さらに，家村ら[39]は，免震橋の振動応答をエネルギー分担率の観点から検討し，免震支承を用いることにより，基礎や橋脚部分の履歴吸収エネルギーを非常に小さくすることができることを示している。

このように，わが国でもようやく免震橋の振動特性に関する実証的な資料が揃いつつある。上述したように，ニュージーランドや米国でも免震橋の振動実験は行われておらず，また，地震観測記録がほとんど得られていないことから，わが国における実証的なデータに基づく免震橋の振動特性の解析は世界的にも貴重なものであるということができる。

なお，上記共同研究の最終成果は，「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」として，平成４年３月に取りまとめられている[40]。これは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[41]の「８章　地震の影響の低減を図る構造」を受ける形で，まとめられたものである。

1.3　本研究の構成

以下，２章においては，模型振動実験による免震橋の振動特性の検討を示す。免震橋としては，橋脚の剛性をやや大きくしたモデルとやや小さくしたモデルの２橋に対する検討結果を示す。これらの模型実験は，違う時期に実施されたため，両者を完全に同じ目でみるために必要なデータが揃わないものもあるが，免震効果，免震支承の履歴特性，上下方向入力の影響，落橋防止構造の影響等，免震橋の基本的な振動挙動を実験的に検討している。

３章においては，免震支承の非線形な履歴特性を等価剛性及び等価減衰定数でモデル化した等価線形化法の適用性を検討する。線形解析でありながら，免震支承の等価剛性及び等価減衰定数を適切に定めることによって，免震設計上十分な精度で免震橋模型の振動特性を表現できることを示す。

４章においては，免震支承の非線形な履歴特性をバイリニア型モデルで表した場合の適用性を検討する。バイリニア型モデルは，非線形解析の中でも比較的解析が容易なものであり，設計レベルでも使おうとすれば使用可能なモデルである。免震支承のバイリニアモデル化が重要であり，免震支承の履歴特性から直接バイリニアモデルに必要なパラメータを定めた。ただし，バイリニア型モデルを用いた解析精度は等価線形化法と実務的には同程度であり，解析の容易性やパラメータの設定の容易さ等を考慮すると，等価線形化法の方

がバイリニア型モデルを用いた非線形動的解析よりも免震設計に対する適用性が高いことを示す。

5章においては，落橋防止装置を設けた場合の免震橋の振動特性を検討する。落橋防止装置を設けた場合には，落橋防止装置が作動するまでは桁は自由に振動できるが，落橋防止装置が作動し始めると桁の振動が拘束されることになる。落橋防止装置のモデル化を提案するとともに，その適用性を模型橋に対する適用により検討する。また，実橋に対する落橋防止装置の影響も簡単に検討する。

6章においては，エネルギー比例減衰によるモード減衰定数の設定法の精度を検討する。エネルギー比例減衰法は，異なった減衰特性を有する構造系のモード減衰を推定するために広く用いられるが，その精度を実験的に検討した例はほとんどない。免震橋では，免震装置によるエネルギー吸収性能を適切に評価し，橋全体系に支配的な影響を与える基本モードに対するモード減衰定数を正しく求めることが重要である。このため，模型橋の自由振動実験によってモード減衰定数の適用性を検討する。

7章では，わが国最初の免震橋である宮川橋で最初に得られた強震記録の解析結果を示す。強震記録は，解析に用いるには強度がやや小さいが，地盤から桁への増幅率は橋の基本固有周期よりも短い周期帯域では1以下となっており，はっきり免震効果を見ることができる。また，宮川橋の設計段階で用いられた等価線形モデルによる動的解析により桁の振動を安全側に精度よく再現することができることを示す。

8章では，本研究を通した全体の結論と，今後の検討課題を示す。

2．模型振動実験による免震橋の地震応答特性

2.1　橋脚剛性が高い場合の免震橋の地震応答特性

2.1.1　まえがき

免震設計では，免震装置の特性に応じて免震橋の振動特性を正しく把握することが重要である。免震装置は，一般に複雑な非線形履歴特性を有し，また，その特性も免震装置に生じる変位や変形によって変化する場合が多い。したがって，免震設計において免震橋の動的特性を解析する場合には，まず，正確な免震橋の振動特性をよく承知していることが重要である。正確な免震橋モデルを用いた振動台実験を行えば，免震橋の基本的な振動性状がわかると同時に，免震橋の動的解析手法を開発したり，解析手法の精度を検証する際に比較対象となる貴重な実験データを提供することができる。また，現状では，解析的に検討することが困難な問題もあるため，これらについても実験的に検討しておくことが必要である。

このような観点から，ここでは免震橋の模型振動台実験により，免震橋の基本的な振動特性を検討することとした。これらの実験データは，本章以後の章において詳細に解析することとする。この節では，免震支承の履歴特性がはっきり現れるように，やや剛性の高い橋脚で支持された単径間の免震橋模型の振動台加振実験結果を示す。免震橋模型及び実験手法を検討する際に基本としたのは，以下の通りである。

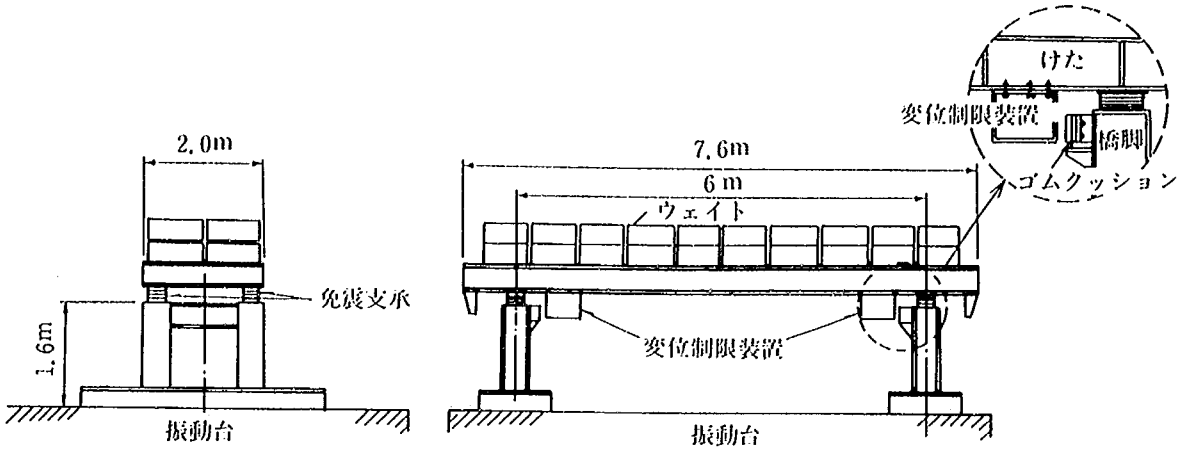
1）免震効果がどの程度あるかを実験的に検討する。
2）免震橋の一部として用いられた免震支承の力学特性と免震支承単独の力学特性を比較検討する。
3）水平方向加振と同時に上下方向加振した場合の影響を検討する。
4）落橋防止装置を設けた場合の免震橋の振動特性を検討する。
5）橋脚は弾性領域にあるようにする。

2.1.2　実験に用いた供試体及び実験方法

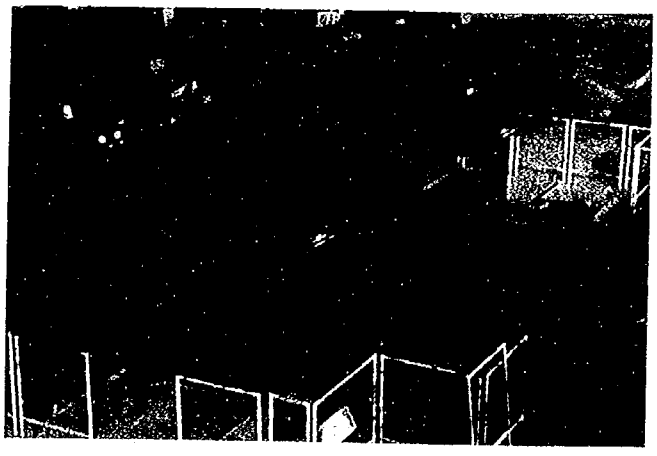
以上のような点を検討することを目的に，免震橋模型を製作した。実験に用いた模型橋は図－2.1及び写真－2.1に示すように，支間長6m，けた重量39.8tfの単純桁であり，振動台上に固定した2基の橋脚により支持されている。模型を製作するに際しては実験施設の能力等を考慮し，質量比M_m/M_p（m，pはそれぞれモデル，実物を表わす）を$(1/3)^3=1/27$，長さの比L_m/L_pを1／3，時間の比T_m/T_pを1／3程度と想定し，以下の点に留意した。

1）模型橋の基本固有周期は模型免震支承の製作可能性等を考慮し，0.6秒程度を目標とする。従って，実橋の基本固有周期としては$0.6\times 3=1.8$秒程度を見込んだことになる。ただし，橋脚の曲げ剛性は実橋に比較して十分大きくとる。
2）免震支承の個数は1橋脚当り2個，計4個とする。従って，1免震支承当りの死荷重反力は10tfとなる。
3）免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承及び高減衰ゴム支承の2種類を用いる。これらの特性については次節に示す。
4）桁が橋脚から逸脱するのを防止するために，写真

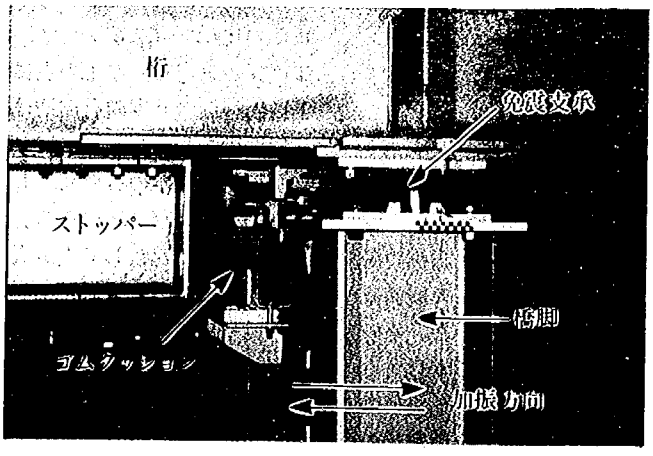
ー2.2に示すようにストッパータイプの落橋防止装置を桁の両端に設け，落橋防止装置が作動した場合の免震効果を検討する。落橋防止装置は，桁下に設けた剛性の高い突起と橋脚に設けたストッパーが衝突することにより作動するものである。衝突の際に生じる過度な衝撃力を緩和するために，



図ー2.1 実験に用いた免震橋模型



写真ー2.1 振動台上にセットされた免震橋模型



写真ー2.2 免震装置のセット状況と落橋防止装置

ストッパーには幅40cm，高さ20cm，厚さ7.1cmのゴムクッションを取り付ける。各橋脚に設けたストッパーの遊間（以下，単に遊間と呼ぶ）は加振前の静止状態において相互にできるだけ等しくなるように調整した。ただし，遊間は両側で完全には同じではないため，桁が両橋脚と必ずしも同時に衝突する訳ではない。

加振は正弦波及び地震波の2種類により行なった。正弦波加振では，振動台入力の最大加速度を50gal及び100galとし，共振振動数を求めるため1～3Hzの範囲で振動数を順次変化させた。

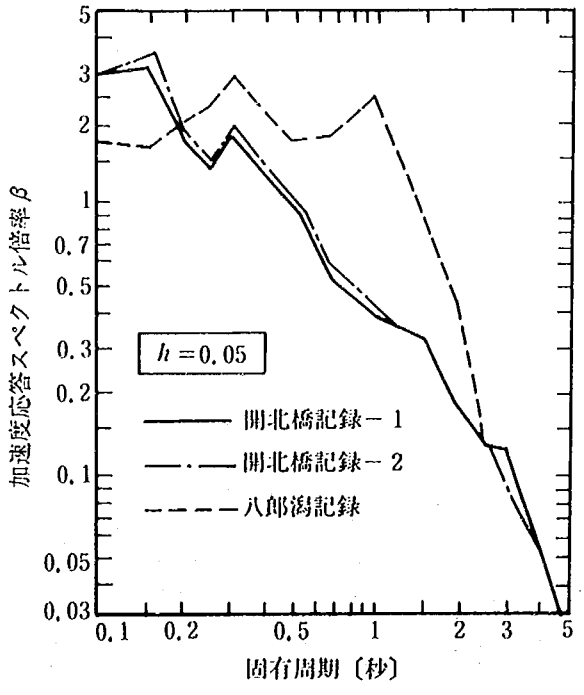
地震波加振では，1978年宮城沖地震により開北橋近傍の地盤上で観測された記録(以下,開北橋記録と呼ぶ)と1983年日本海中部地震により八郎潟堤体上で観測された記録（以下，八郎潟記録と呼ぶ）を用い，最大加速度を順次段階的に大きくしていった。なお，開北橋記録を用いる場合には，振動台の操作の都合により，特性がほんのわずかに異なる2種類の波形を入力した。ここでは，これらを開北橋記録－1及び開北橋記録－2と呼び，両者を区別しておく。また，地震動の卓越周期が模型橋の固有周期と近くなるように，八郎潟記録は時間軸を1／2に縮めた。図－2.2は，入力地震動の加速度応答スペクトル倍率βを示したものである。

2.1.3　免震支承の動的特性

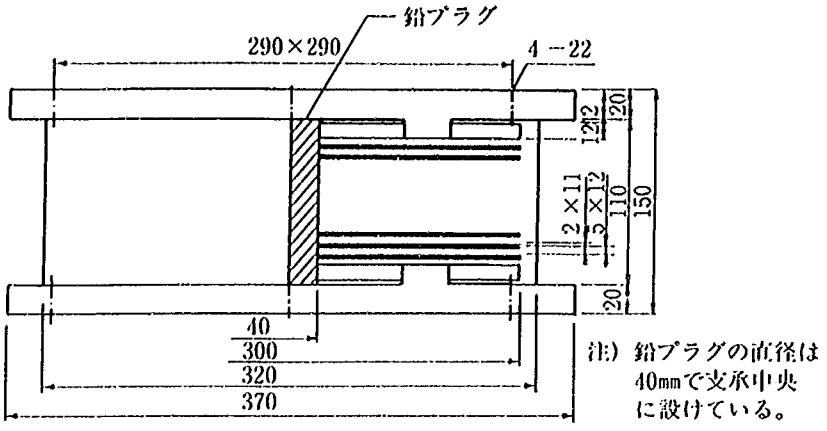
実験に用いたのは鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下，ＬＲＢと呼ぶ）及び高減衰積層ゴム支承（以下，ＨＤＲと呼ぶ）の2種類である[42)43)]。

ＬＲＢは写真－2.3に示すように一体成形された積層ゴム支承の中央に鉛プラグを圧入したものである。アイソレータとしての積層ゴム支承とダンパーとしての鉛プラグを一体にしているため，コンパクトでほとんど維持管理の手間を要しないことから，ニュージーランドで現在までに建設された免震橋の約3／4はＬＲＢを用いている。実験に用いた供試体は，図－2.3に示すように直径320mm，厚さ5mmのゴムを厚さ2mmの鋼板ではさみ，合計12層を一体に加硫接着して製作したものである。ゴムの総厚は60mmで，一体成形部の全厚は110mmである。鉛プラグの直径は40mmである。

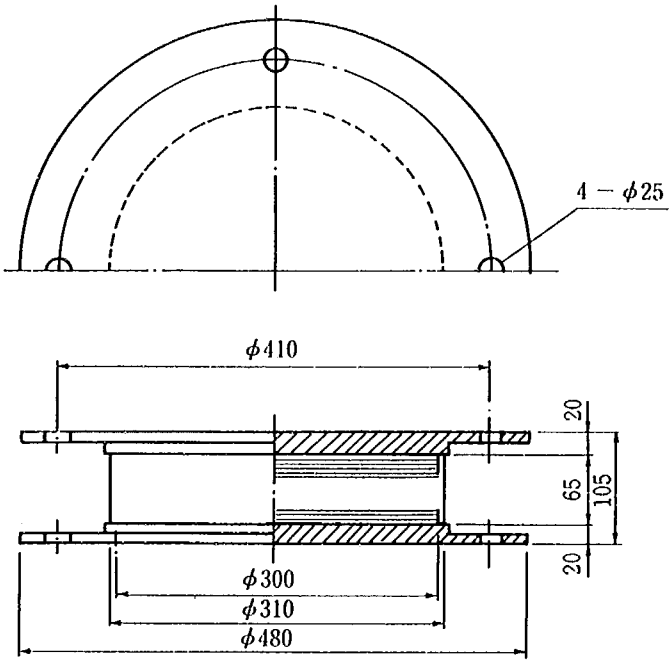
一方，ＨＤＲはそれ自身が10～20%の履歴減衰定数を有する特殊なゴム材料を用いて積層化したゴム支承である。従って，構造は写真－2.4に示すように一般の積層ゴム支承と同じようであるが，ＬＲＢと同様に大きな履歴減衰特性を有している。実験に用いる供試体は，図－2.4に示すように直径300mm，厚さ1.3mmのゴムを厚さ3mmの鋼板ではさみ，合計16層を一体に加硫接着したものである。



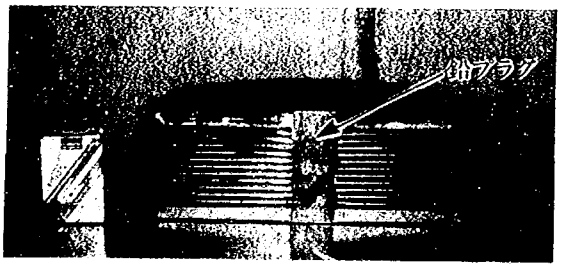
図－2.2　入力地震動の加速度応答スペクトル倍率β（減衰定数0.05）



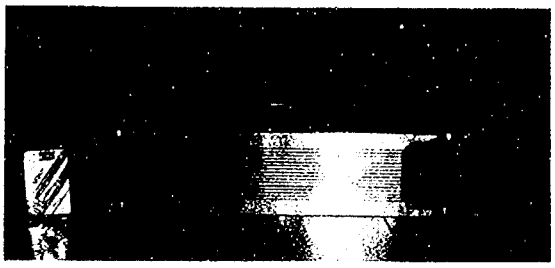
図－2.3 実験に用いた鉛プラグ入り積層ゴム支承



図－2.4 実験に用いた高減衰ゴム支承



写真－2.3 実験に用いた鉛プラグ入り積層ゴム支承（実験後に2つに切断したところ，中央が鉛プラグ）



写真－2.4　実験に用いた高減衰ゴム支承（実験後に２つに切断したところ）

振動台加振実験に先立ち，免震支承単体のくり返しせん断実験を行った。これにより得られた支承１個あたりの等価剛性及び等価減衰定数を表－2.1に示す。免震支承の等価剛性及び等価減衰定数は図－2.5に示すように次式で定義した[44]。

$$K_e = \frac{F(u_{max}) - F(u_{min})}{u_{max} - u_{min}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-1)$$

$$h_e = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-2)$$

ここで，

K_e：等価剛性

h_e：等価減衰定数

$F(u)$：履歴曲線において，変位uに対応する荷重

u_{max}，u_{min}：履歴曲線の最大変位及び最小変位

ΔW：免震支承が１サイクルの間に吸収するエネルギー（図－2.5参照）

W：免震装置に貯えられる弾性エネルギー（図－2.5参照）

いずれの支承もせん断変位量の増加に伴って等価剛性は大きく低下し，また，等価減衰定数も多少減少する。なお，履歴曲線は，ＬＲＢでは変位振幅が少なくとも50㎜（ゴムの総厚の83％）まではほぼバイリニア形を示す。また，ＨＤＲでは変位振幅が30㎜（ゴムの総厚の144％）まではバイリニアから紡錘型の履歴ループを，それ以上の変位振幅になるとひずみ硬化の影響で逆Ｓ字型の履歴ループを示す。

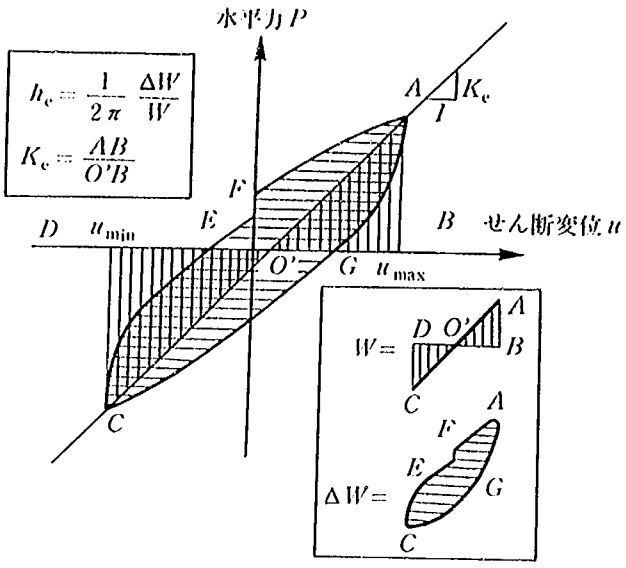
2.1.4　正弦波加振実験

振動台を50gal及び100galで加振した場合の桁の変位応答の共振曲線を示すと図－2.6のようになる。入力加速度を50galから100galに上げることによって，共振振動数は，ＬＲＢでは2.3Hzから1.9Hzに，また，ＨＤＲでは３Hzから2.3Hzと，ともに小さくなる。

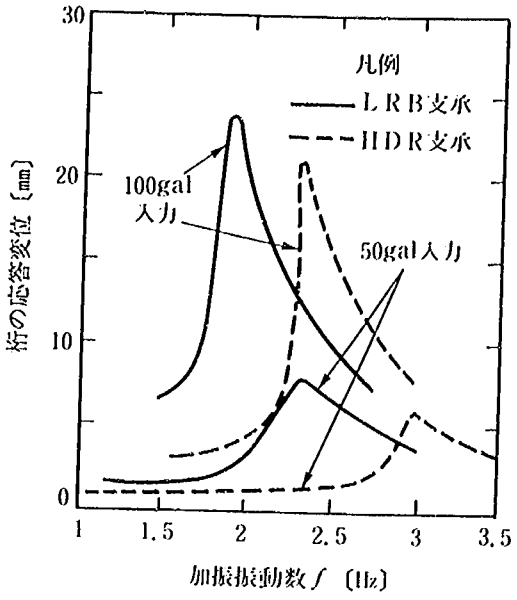
加振実験時の支承の作用力とせん断変位（桁～橋脚

表－2.1　橋脚剛性が高い場合の免震橋の振動実験に用いた免震支承（１個あたり）の等価剛性及び等価減衰定数（支承のせん断変位量が１cm，３cm，５cmの場合）

支承の種類	支承番号	等価剛性（tf／cm）			等価減衰定数		
		1 cm	3 cm	5 cm	1 cm	3 cm	5 cm
ＬＲＢ支承	1	2.37	1.74	1.26	0.131	0.144	0.126
	2	2.29	1.60	1.22	0.123	0.126	0.100
	3	2.14	1.57	1.23	0.113	0.123	0.110
	4	2.30	1.62	1.26	0.114	0.128	0.113
	平均	2.28	1.63	1.24	0.120	0.130	0.112
ＨＤＲ支承	1	2.43	1.65	1.80	0.157	0.111	0.110
	2	2.15	1.52	1.76	0.167	0.120	0.104
	3	2.20	1.55	1.63	0.129	0.127	0.106
	4	1.90	1.36	1.41	0.173	0.142	0.150
	平均	2.17	1.52	1.65	0.157	0.125	0.118



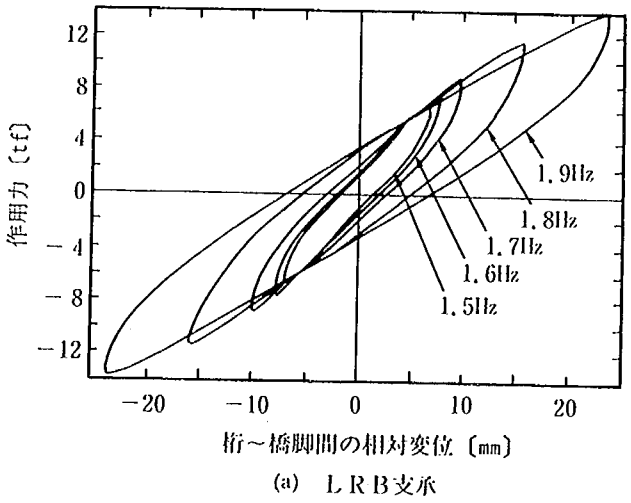
図－2.5 免震支承の等価剛性及び等価減衰定数の定義



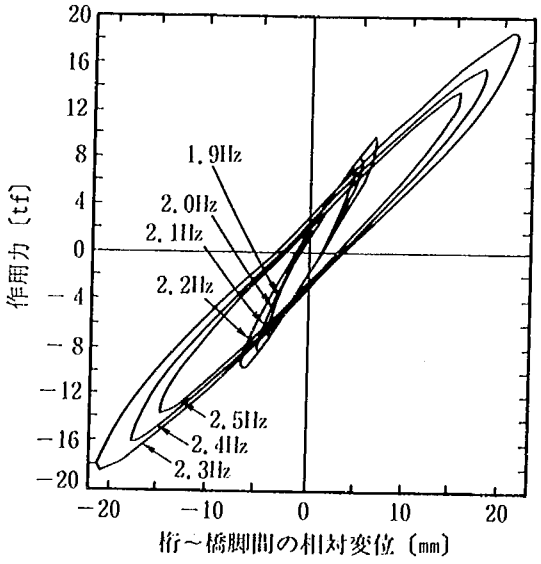
図－2.6 変位共振曲線

間の相対変位）との履歴を示すと図－2.7のようになる。ただし，水平力としては4個の支承に作用する総和をとっている。表－2.1に示した支承単独のくり返しせん断実験から求められた履歴曲線と同様な特性を示している。

図－2.8及び図－2.9は，図－2.7から求めた4支承あたりの免震支承の等価剛性及び等価減衰定数の振幅依存性を示したものである。図中には，前述した免震支承単体の静的な繰り返しせん断実験から求めた免震支承の等価剛性及び等価減衰定数も比較のために示している。これによれば，いずれの支承でも，せん断変位の増加につれて等価剛性は指数関数的に減少するとみてよいが，等価減衰定数の変化の仕方はやや複雑である。すなわち，LRBでは，せん断変位が5～7mm（ゴム総厚の8～12%）までは，等価減衰定数は0.1程度の値をとるが，せん断変位が10mm（ゴム総厚の17%）程度になると0.15程度と大きくなる。ただし，これ以後は，せん断変位の増加に伴いわずかではあるが，

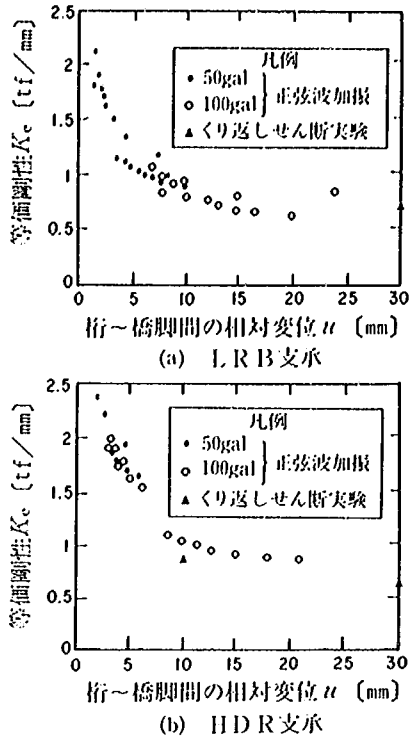


(a) LRB支承

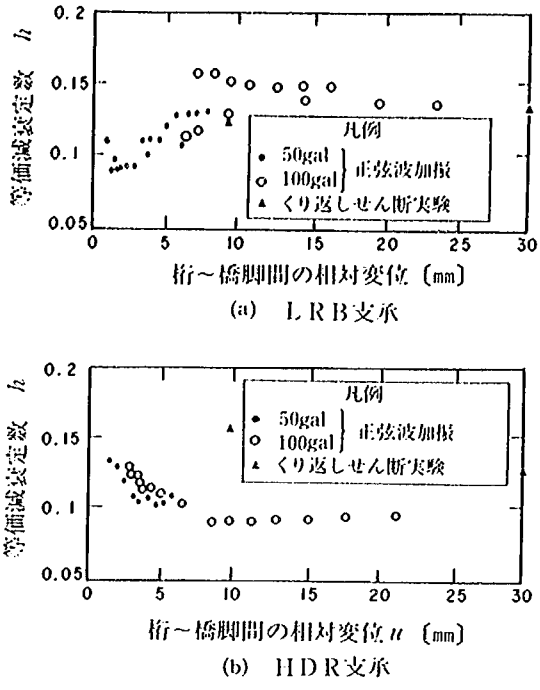


(b) HRD支承

図－2.7 正弦波加振実験による支承の作用力（4支承の和）と水平変位の履歴曲線（100galで加振した場合）



図－2.8　免震支承（4個あたり）の等価剛性の震幅依存性



図－2.9　免震支承（4個あたり）の等価減衰定数の振幅依存性

等価減衰定数は減少していく。一方，HDRの等価減衰定数はせん断変位が2㎜時には0.13程度の値をとるが，せん断変位が8㎜（ゴム総厚の38%）までは，せん断変位に応じて低下し，その後はほぼ0.1程度の値をとる。

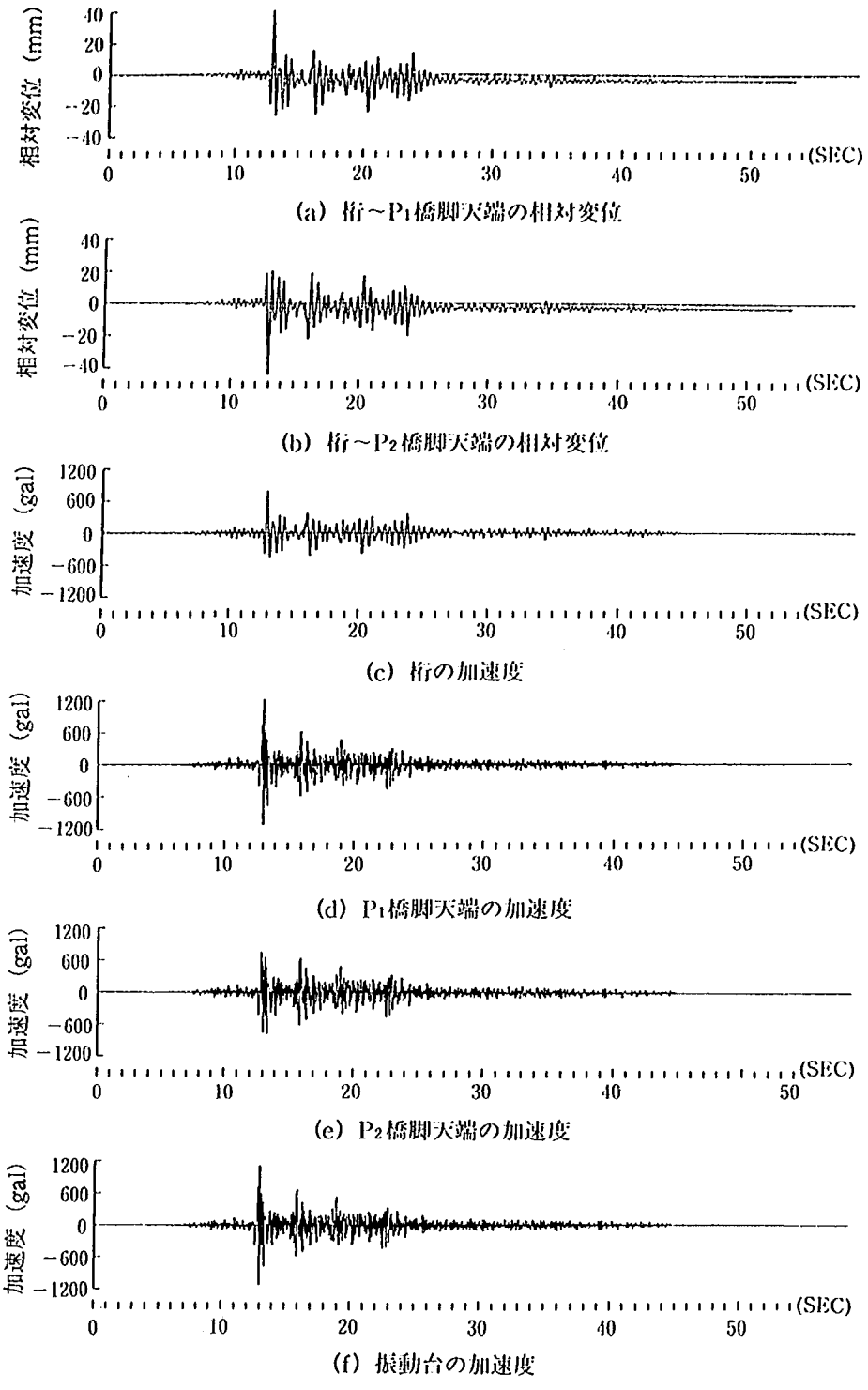
以上の結果を免震支承単独の静的なくり返しせん断実験から求めた結果と比較すると，いずれの支承の場合にも等価剛性はよく似た特性を示す。等価減衰定数はLRBについては両手法による値の一致度はよいが，HDRについては支承単独のくり返しせん断実験から求めた値の方が正弦波加振実験から求めた値よりも0.05程度大きめの値となっている。これについては理由がはっきりしないが，等価剛性に比較すると等価減衰定数の算定には誤差が入りやすく，実験手法による違いというよりも算出精度の違いとして見る方がよいと考えられる。また，高減衰ゴム支承は，当該実験の前に行なった載荷履歴の影響を受けやすい。このことも図－2.9(b)で大きな差を生じた原因の一つと考えられる。

2.1.5　地震波加振実験

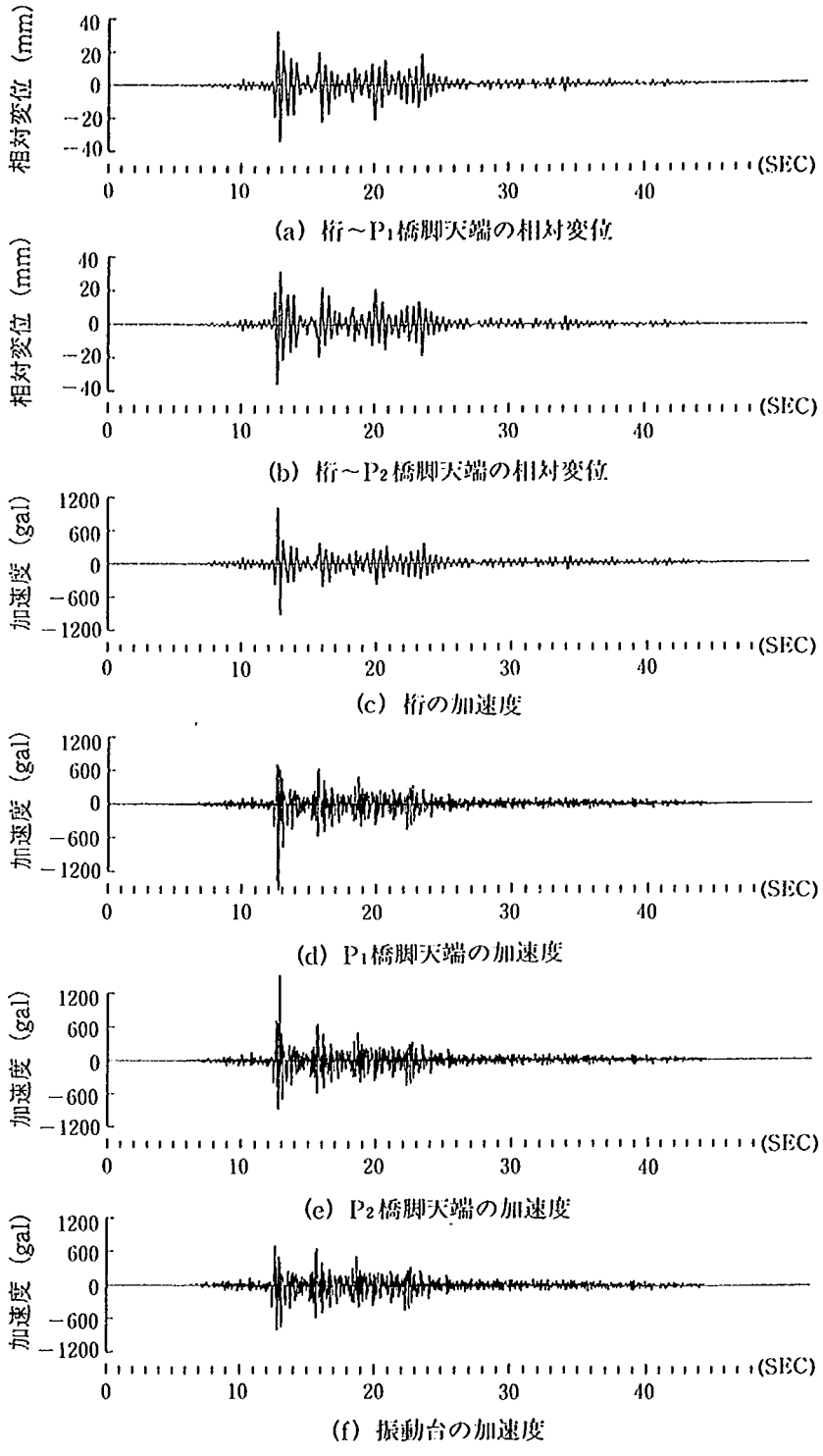
［1］LRB支承を用いた場合

地震波加振実験による応答の代表例として開北橋記録－2を用いた場合の橋脚天端及び桁の応答加速度を入力地震動とともに図－2.10及び図－2.11に示す。落橋防止装置（ストッパー）が無い図－2.10の結果では，橋脚天端の応答加速度は振動台の入力加速度とほとんど同じである。橋脚の剛性が高いため，橋脚の増幅はあまり無いことがわかる。ただし，こうした振動台及び橋脚天端に比較して桁の応答加速度は，短周期成分の落ちたゆっくりした波形となっている。これに対して遊間を2㎝としてストッパーを設けた図－2.11の場合には，桁と橋脚間に衝突が生じる結果，桁，橋脚ともにはるかに大きな加速度が生じることがわかる。

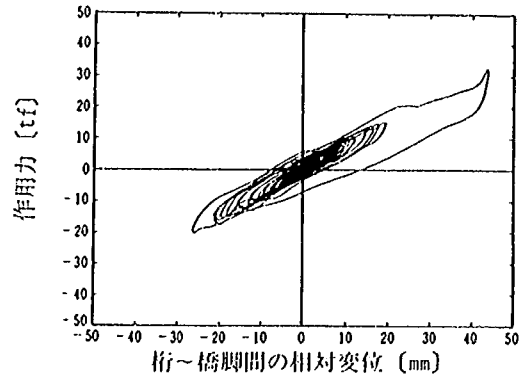
図－2.12は，支承及びストッパーに作用したせん断力の総和と支承のせん断変形の履歴曲線を描いたものである。ここで，せん断力は桁に生じた加速度に桁の質量を乗じて求めているため，桁とストッパーの間に衝突が生じた場合には，支承に作用したせん断力とストッパーの分担力を加えた合計の力（すなわち，橋脚に作用するせん断力）を表わしていることに注意しなければならない。図－2.12によれば，ストッパーの遊間が2㎝の場合には，明らかに同一のせん断変形に対するせん断力が大きくはねあがっている。これは，桁とストッパー間に生じた衝突により，桁の加速度応答が大きくなる結果，橋脚に作用するせん断力も大きくなったことを示している。



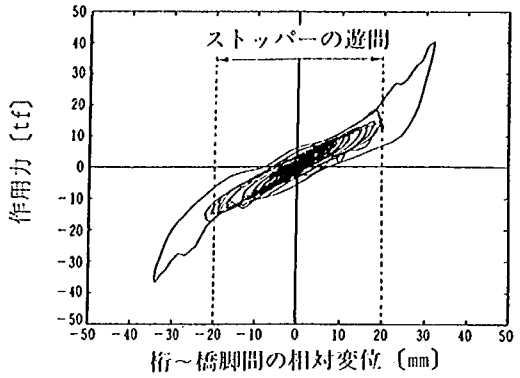
図－2.10 ストッパーがない場合の応答波形（ＬＲＢ支承，開北橋記録－２を入力した場合）



図－2.11 ストッパーのある場合（遊間2cm）の桁～橋脚天端の相対変位及び応答加速度（ＬＲＢ，開北記録－２を入力した場合）



(a)　ストッパーが無い場合



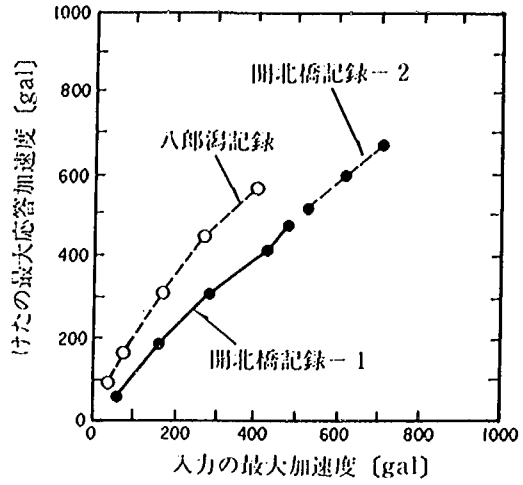
(b)　遊間２cmの場合

図－2.12　桁の相対変位と橋脚天端に作用する水平力の履歴曲線（ＬＲＢ，開北橋記録－２を入力した場合）

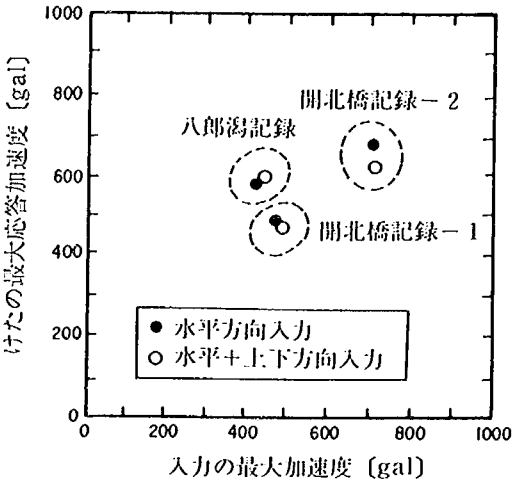
次に，図－2.13及び図－2.14は，振動台の入力加速度と桁に生じる最大加速度及び最大変位の関係を示したものである。これにより，以下の事項が指摘される。

ａ）桁とストッパー間に衝突が生じない場合（図－2.13(a)及び図－2.14(a)）には，桁に生じる最大加速度及び最大変位は入力加速度にほぼ比例して増加する。これは，この振動振幅時の桁の基本固有周期が0.4～0.5秒程度，等価減衰定数が0.15程度であることより，おおむね入力加速度応答スペクトルから推定される値と一致している。

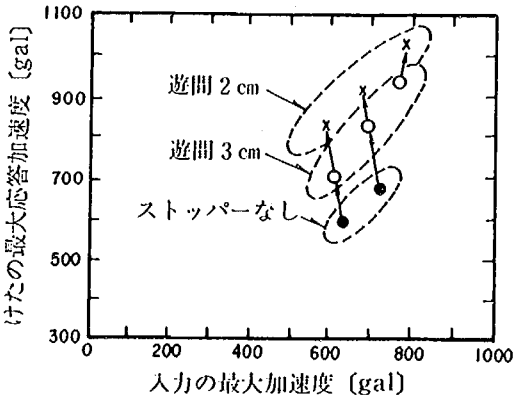
ｂ）桁とストッパー間に衝突が生じない場合について，水平方向のみに加振した場合と水平と同時に上下にも加振した場合（図－2.13(b)及び図－2.14(b)）を比較すると，桁の応答には大差は認められない。これには，水平と上下の加速度入力の特性等いろいろな原因が考えられるが，基本的には継続的に大きな上下方向入力が作用し続けない限り，上下方向入力が作用したとしても水平加振だけの場合に比較して大きな応答の



(a)　ストッパーが無い場合の免震効果（水平方向に加振）

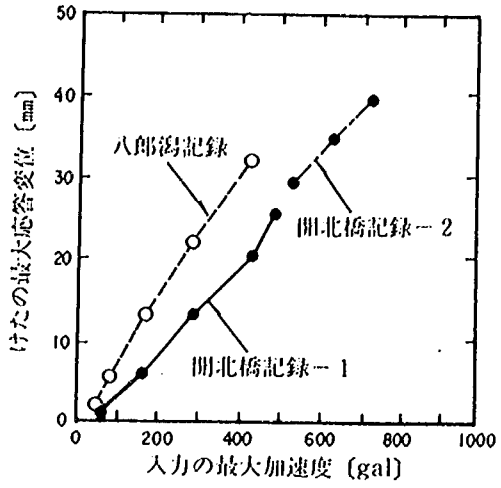


(b)　上下方向加振の影響

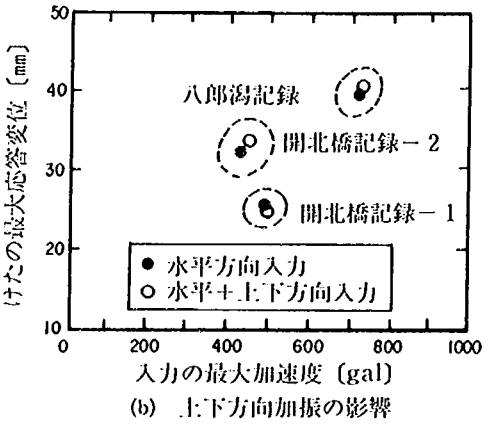


(c)　ストッパーと桁間の衝突の影響（開北橋記録－２を入力した場合）

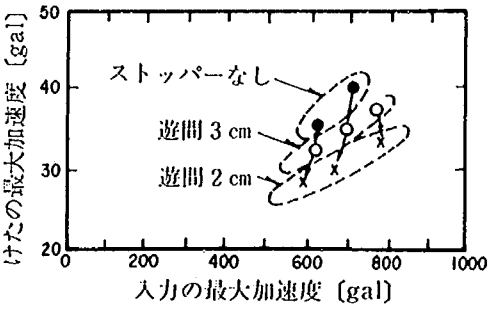
図－2.13　入力加速度と桁の最大加速度の関係（ＬＲＢの場合）



(a)　ストッパーが無い場合の免震効果
（水平方向に加振）

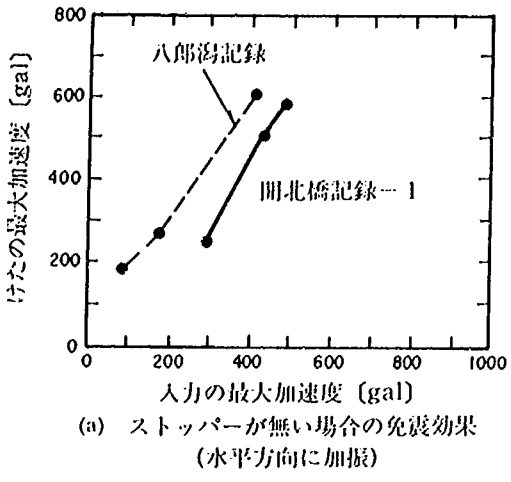


(b)　上下方向加振の影響

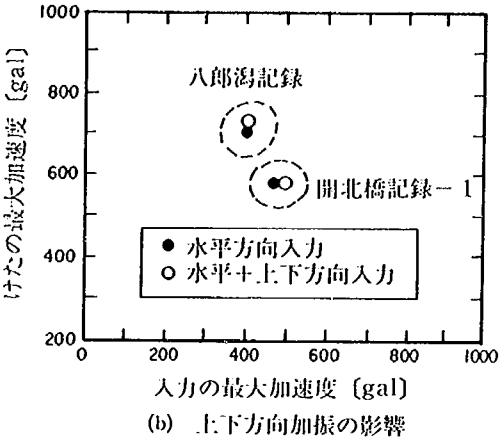


(c)　ストッパーと桁間の衝突の影響
（開北橋記録－２を入力した場合）

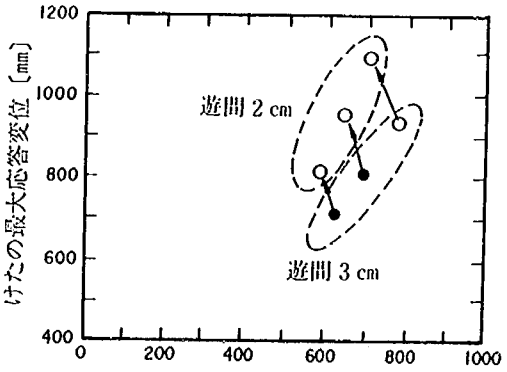
図－2.14　入力加速度と桁の最大応答変位の関係（ＬＲＢの場合）



(a)　ストッパーが無い場合の免震効果
（水平方向に加振）

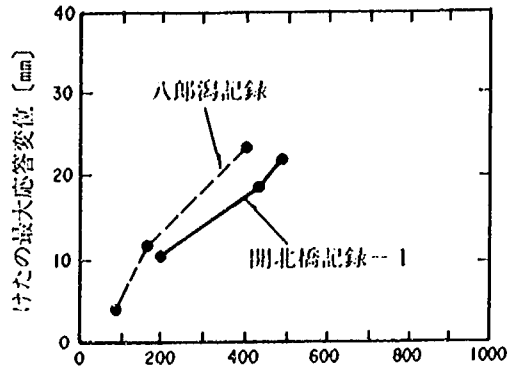


(b)　上下方向加振の影響

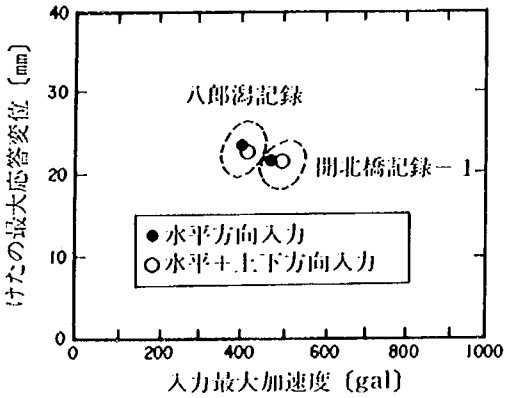


(c)　ストッパーと桁間の衝突の影響
（開北橋記録－２を入力した場合）

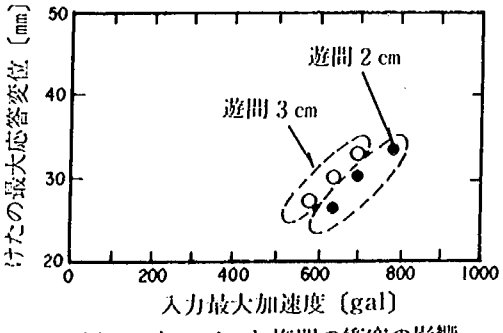
図－2.15　入力加速度と桁の最大加速度の関係（ＨＤＲの場合）



(a)　ストッパーが無い場合の免震効果
(水平方向に加振)



(b)　上下方向加振の影響



(c)　ストッパーと桁間の衝突の影響
(開北橋記録－２を入力した場合)

図－2.16　入力加速度と桁の最大応答変位の関係（ＨＤＲの場合）

違いが生じないことを示している。

ｃ）桁とストッパー間に衝突が生じる（図－2.13(c)及び図－2.14(c)）と，桁の変位はストッパーの遊間より多少大きめの値に抑えられるが，反対に桁に生じる加速度は増加する。例えば，入力加速度が600gal程度の場合，桁に生じる加速度はストッパーが無い場合には590galであるのに対して，遊間を３cm及び２cmとしてストッパーを設けた場合には，それぞれ，690gal及び830galとなる。従って，衝突が生じると衝突が生じない場合に比較して，それぞれ1.2倍，1.4倍だけ橋脚天端に作用する地震時水平力が増大することになる。

［２］ＨＤＲ支承を用いた場合

ＨＤＲ支承を用いた場合にも，基本的にＬＲＢ支承の場合と同様の結果が得られる。結果の代表例として，振動台の入力加速度と桁に生じる最大加速度及び最大変位の関係を示すと図－2.15及び図－2.16のようになる。ＨＤＲ支承を用いた場合にもＬＲＢ支承と同程度の免震効果が現われている。さらに，桁とストッパー間に衝突が生じると桁の加速度，すなわち，橋脚に作用する水平せん断力は約20%増加し，また，水平方向地震動と同時に上下方向地震動を作用させても水平方向地震動だけを作用させた場合に比較して桁の水平方向の応答には大差は生じない。

2.1.6　加振実験後の免震支承の変状

以上のようにしてＬＲＢ支承及びＨＤＲ支承を用いた正弦波加振実験及び地震波加振実験を行なった後に，２種類の支承につき各１体ずつを取り出し，断面を切断して内部の損傷がないかを調査した（写真－2.3，2.4参照）。なお，地震波加振実験に限ると，免震支承は開北記録（原記録の0.9～1.1倍の入力強度）により16回，八郎潟記録により５回（原記録の１倍，２倍，３倍，４倍の強度に対して各１回，１回，１回，２回）の加振を受けたことになる。また，免震支承に生じた最大せん断変位はゴム総厚に対して，ＬＲＢ支承では70%，ＨＤＲ支承では120%である。

これによれば，ＬＲＢ支承の場合には支承内の鋼板が鉛プラグとの接触部でほんのわずかに変形しているのが認められた他は，特に変状らしいものは認められなかった。

2.1.7　まとめ

免震支持された道路橋の動的応答特性を検討するために，鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ支承）及び

高減衰ゴム支承（ＨＤＲ支承）を用いた模型橋の振動台加振実験を行なった。本節の検討結果をまとめると以下のようになる。

1）免震支承を用いることにより，橋に生じる加速度応答は低下し，この分だけ橋脚に作用する地震時水平力は減少する。

2）正弦波加振実験から求められた免震支承の等価剛性を，免震支承単独のくり返しせん断実験から求められる値と比較すると，両者はよく一致する。等価減衰定数については，ＬＲＢについては両者はよく一致するが，ＨＤＲでは一致度が低いものがある。これについては，実験精度等に十分注意して再度検討する必要がある。

3）桁とストッパー間の遊間が両者に生じる相対変位よりも小さくて衝突が生じると，桁の加速度応答，すなわち，橋脚天端に作用する地震時水平力は衝突が生じない場合に比較して大きくなる。したがって，免震設計に際しては，遊間を十分大きくとるか，もしくは，緩衝機能を有するストッパーを用いることが重要である。

4）水平方向と同時に上下方向の入力が作用しても，桁に生じる応答はほとんど変わらない。

2.2　鋼製橋脚に支持された免震橋の地震応答特性

2.2.1　まえがき

前節では，剛性がやや大きい橋脚によって支持された免震橋の振動特性を検討したが，ここでは剛性がやや低い鋼製橋脚によって支持された免震橋の振動特性を検討する。橋脚剛性が高いか低いかは，免震橋の振動特性とその解析にとってそれほど重要なことではないが，前節の振動実験だけではやや一般性を欠くと判断したために本節の実験を行ったものである。

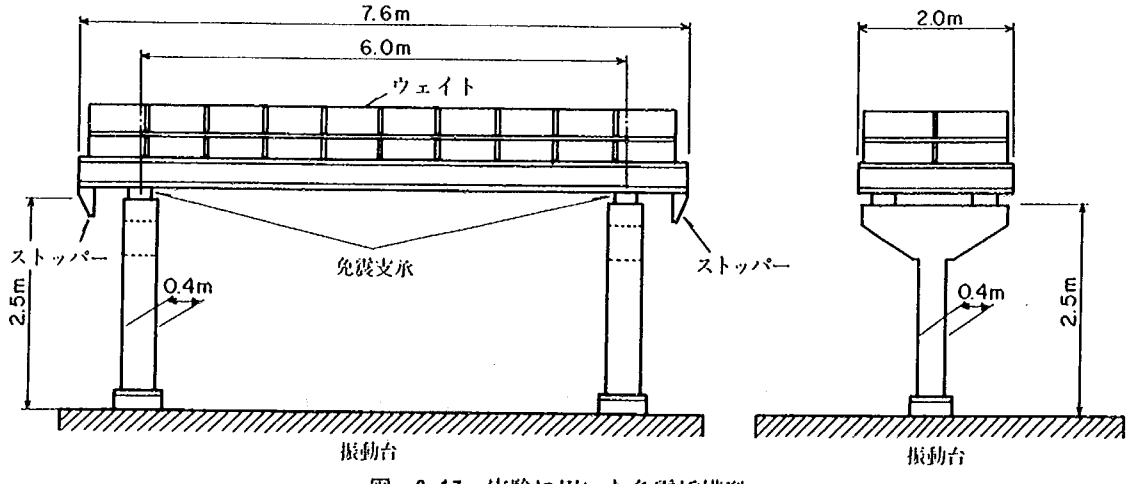
2.2.2　実験に用いた免震橋模型及び実験方法

実験に用いた免震橋模型は，図－2.17に示すように支間長６ｍ，けた重量39.8tfの単純橋であり，写真－2.5に示すように振動台上に固定した２基の鋼製橋脚により支持されている。桁部分は図－2.1に示した模型と同じであるが，橋脚のみ鋼製橋脚に入れ換えたものである。ただし，加振に際しては，鋼製橋脚が弾性応答する範囲にとどめた。

免震支承としては，写真－2.6に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下，ＬＲＢと呼ぶ）と写真－2.7に示す高減衰積層ゴム支承（以下，ＨＤＲと呼ぶ）の２種類を採用した。ただし，これらは図－2.1に用いた免震支承と同一ではない。免震支承は１橋脚当りそれぞれ２個，計４個である。

この実験に用いたＬＲＢは，図－2.18に示すように層厚５㎜のゴムを19枚の鋼板で互層にし，一体成形した積層ゴム支承の中央に，径35㎜の鉛プラグを圧入したものである。一方，ＨＤＲでは図－2.19に示すようにゴム厚は２㎜とし，これを厚さ0.6㎜の鋼板ではさみ，合計31層を一体に加硫接着した。

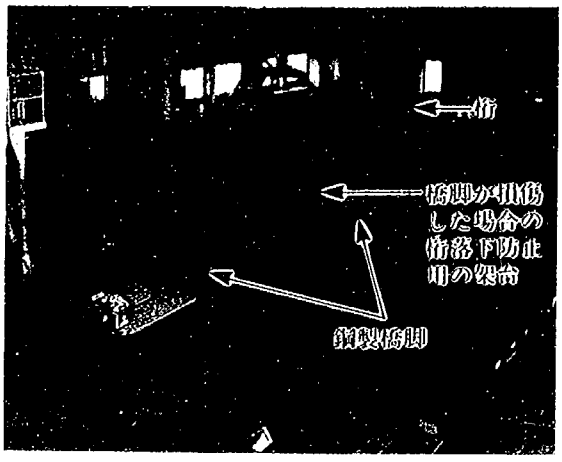
模型橋の製作に際しては，特に実橋との相似則をあまり考えず，模型橋を小さな実橋とみなして，固有振動特性及び免震支承の特性を定めた。免震支承ではなく一般の固定・可動支承で桁を支持した場合の一次固有周期は約0.4秒となる。免震支承で桁を支持した場合には，一次固有周期がこの約２倍程度となるように免震支承の剛性を定めた。



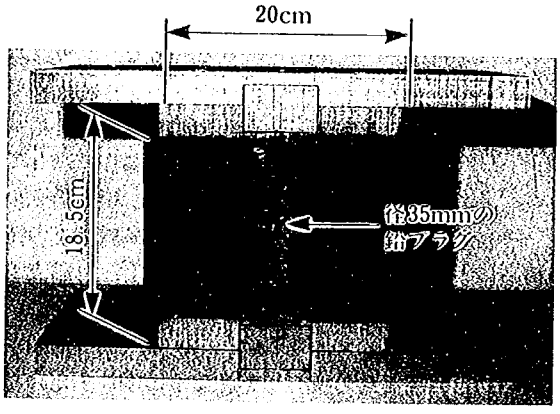
図－2.17　実験に用いた免震橋模型

実験としては，正弦波による加振と地震波による加振を行なった。正弦波加振実験では，振動台入力の最大加速度を10gal，20gal，40galとし，共振振動数を求めるため0.5～3Hzの範囲で振動数を変化させた。

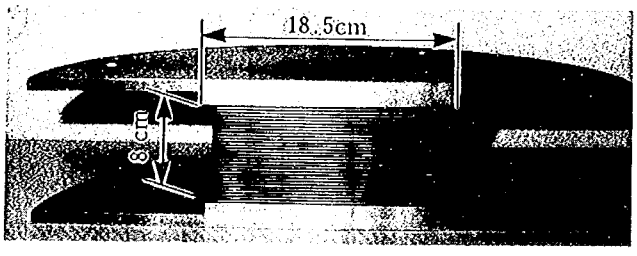
地震波加振実験では，前節に用いたと同じ開北橋記録（開北橋記録－2）及び八郎潟記録を用いた。図－2.20に振動台上で記録された両記録の加速度応答スペクトルを示す。減衰定数は0.05である。



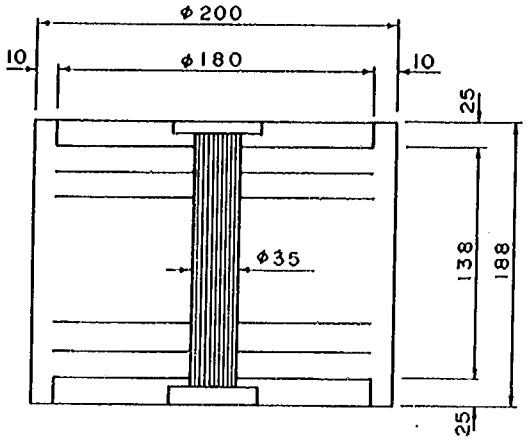
写真－2.5　振動台状にセットされた免震橋模型



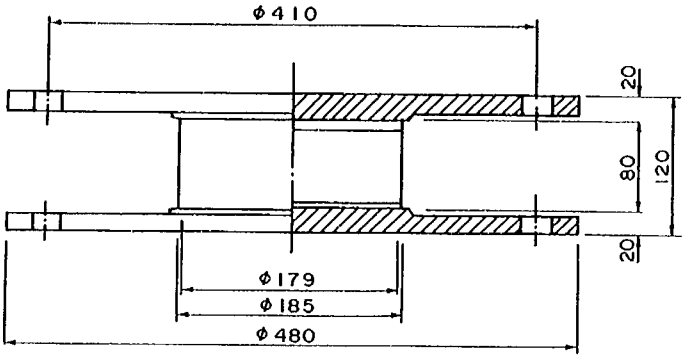
写真－2.6　実験に用いた鉛プラグ入り積層ゴム支承



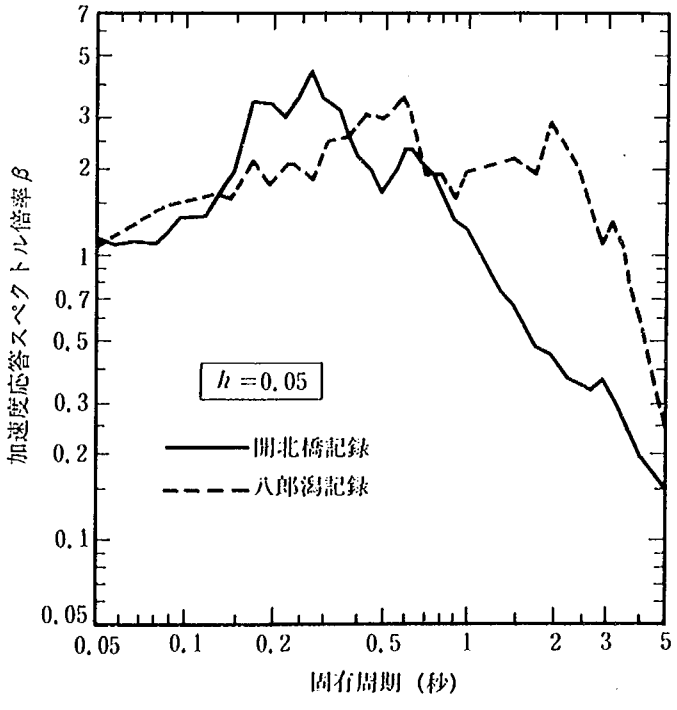
写真－2.7　実験に用いた高減衰積層ゴム支承



図－2.18　実験に用いた鉛プラグ入り積層ゴム支承



図－2.19　実験に用いた高減衰積層ゴム支承



図－2.20　振動実験に用いた記録の加速度応答スペクトル

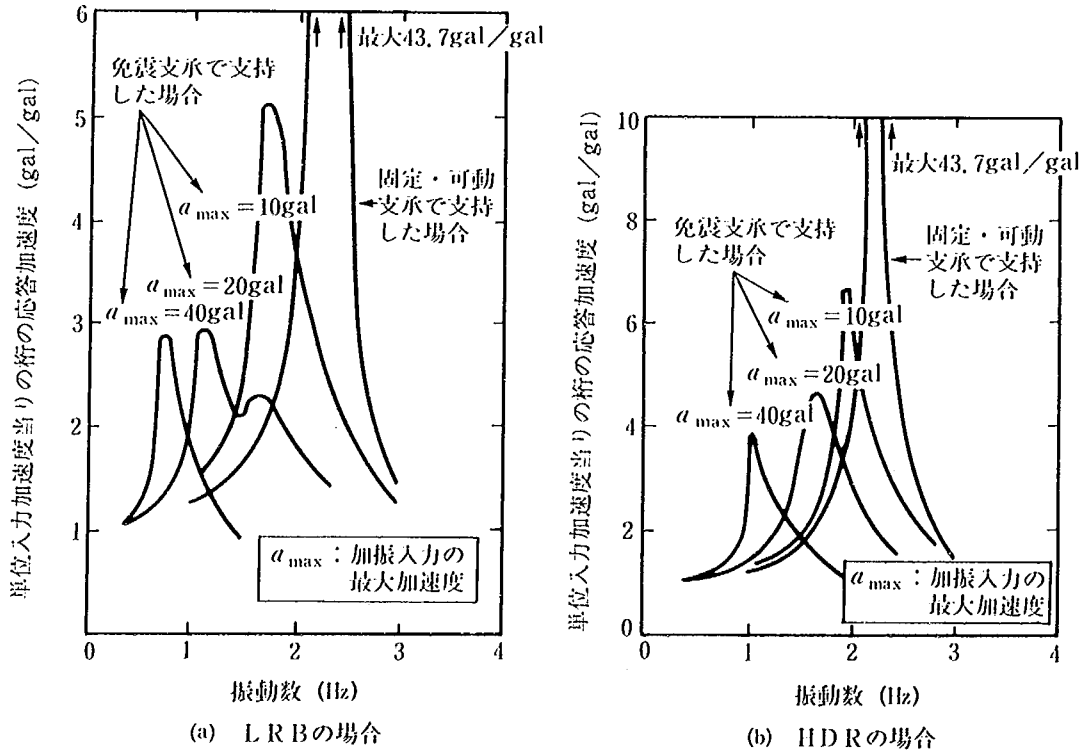
2.2.3　免震支承の動的特性

加振実験に先立ち，免震支承単体の静的くり返しせん断実験を行った。実験では，けた重量に伴ない1個の免震支承が分担する死荷重に相当する力を鉛直方向に作用させ，この状態で支承の上面を下面に対して変位制御により加力した。このようにして得られた免震支承1個当りの等価剛性及び等価減衰定数を表－2.2に示す。いずれの支承もせん断変位量の増加に伴って等価剛性は低下する。等価減衰定数はせん断変位量が1cmから5cmへと増加すると，LRBでは0.18から0.21へと大きくなるが，HDRでは0.16から0.13へと小さくなる。

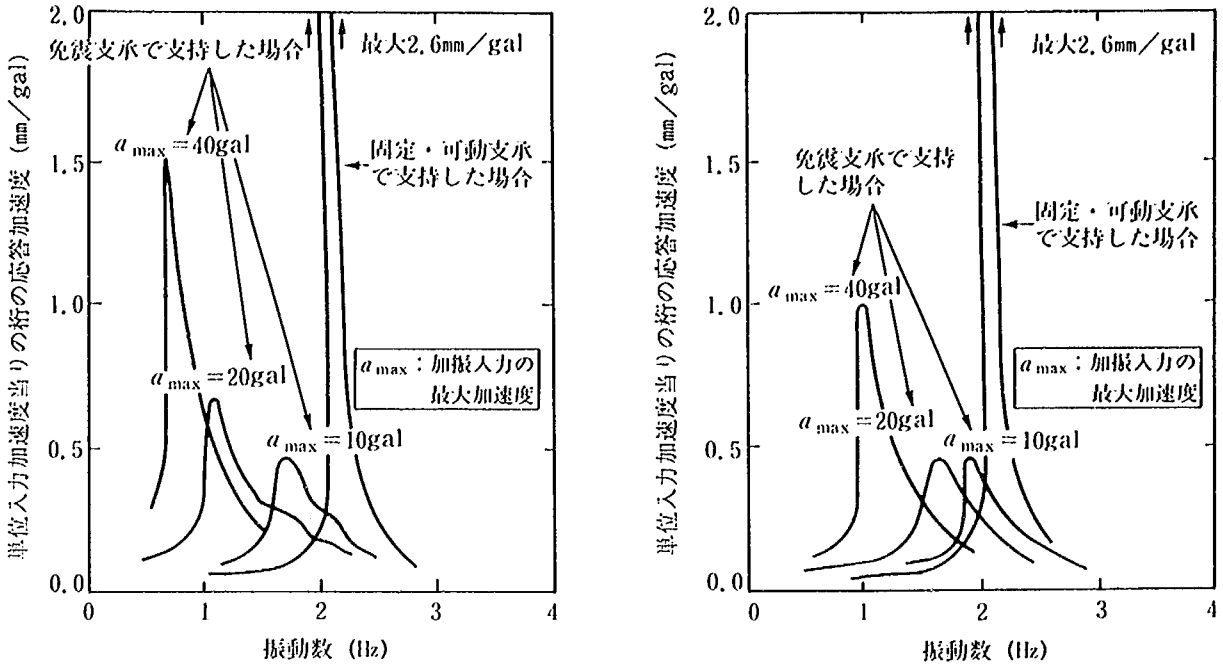
正弦波加振実験から得られた加速度及び変位共振曲線を示すと，それぞれ，図－2.21及び図－2.22のようになる。入力加速度を10galから40galに上げることによって共振振動数はLRBで支持した場合には1.62Hzか

表－2.2　鋼製橋脚に支持された場合の実験に用いた免震支承の等価剛性及び等価減衰定数
（支承（1個あたり）のせん断変位量が1cm，3cm，5cmの場合）

支承の種類	支承番号	等価剛性（tf／cm）			等価減衰定数		
		1 cm	3 cm	5 cm	1 cm	3 cm	5 cm
LRB	1	0.579	0.409	0.326	0.187	0.196	0.212
	2	0.670	0.411	0.325	0.174	0.199	0.213
	3	0.663	0.407	0.321	0.176	0.202	0.214
	4	0.677	0.407	0.327	0.186	0.204	0.213
	平均	0.644	0.409	0.325	0.181	0.200	0.213
HDR	1	0.673	0.479	0.394	0.163	0.138	0.125
	2	0.644	0.459	0.422	0.155	0.138	0.131
	3	0.664	0.456	0.392	0.165	0.140	0.137
	4	0.656	0.452	0.409	0.161	0.135	0.132
	平均	0.659	0.462	0.404	0.161	0.138	0.131



図－2.21　加速度共振曲線



(a)　ＬＲＢの場合　　(b)　ＨＤＲの場合

図－2.22　変位共振曲線

ら0.67Hzに，また，ＨＤＲで支持した場合には1.95Hzから0.95Hzにと，ともに小さくなる。これは，加振強度を上げることにより，免震支承のせん断変形が増大し，このため免震支承の等価剛性が低下するためである。図中には模型橋を一端を固定，もう一端を可動支持した場合の共振曲線も示している。この場合には，入力加速度によって共振曲線はほとんど変化しない。

次に，ハーフパワー法によって共振曲線から模型橋の減衰定数を推定すると，表－2.3のようになる。一端固定・他端可動支持した場合の減衰定数は約２％である。これに対して，免震支承で支持した場合には，振動台入力加速度が40galの場合を例にとると，ＬＲＢを用いた場合には約11%，ＨＤＲを用いた場合には約９％となる。したがって，固定・可動支持した場合に比較して，ＬＲＢの場合には約９％，ＨＤＲの場合には約７％だけ，それぞれ，橋全体としての減衰定数が増加したことになる。これが，免震支承を採用したことによる橋の減衰性能の向上である。

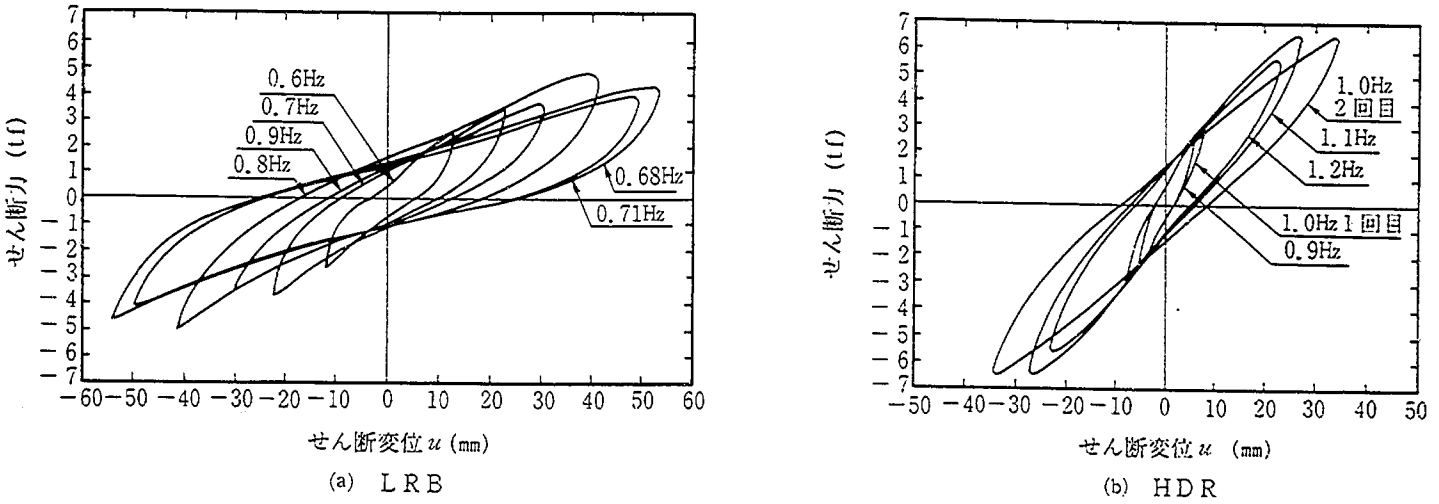
表－2.3　共振曲線から推定した模型橋の減衰定数

入力加速度／支承種類	10gal	20gal	40gal
鉛プラグ入り積層ゴム支承(ＬＲＢ)	0.08	0.092	0.113
高減衰ゴム支承(ＨＤＲ)	0.064	0.087	0.092
一端固定他端可動支持	0.02		

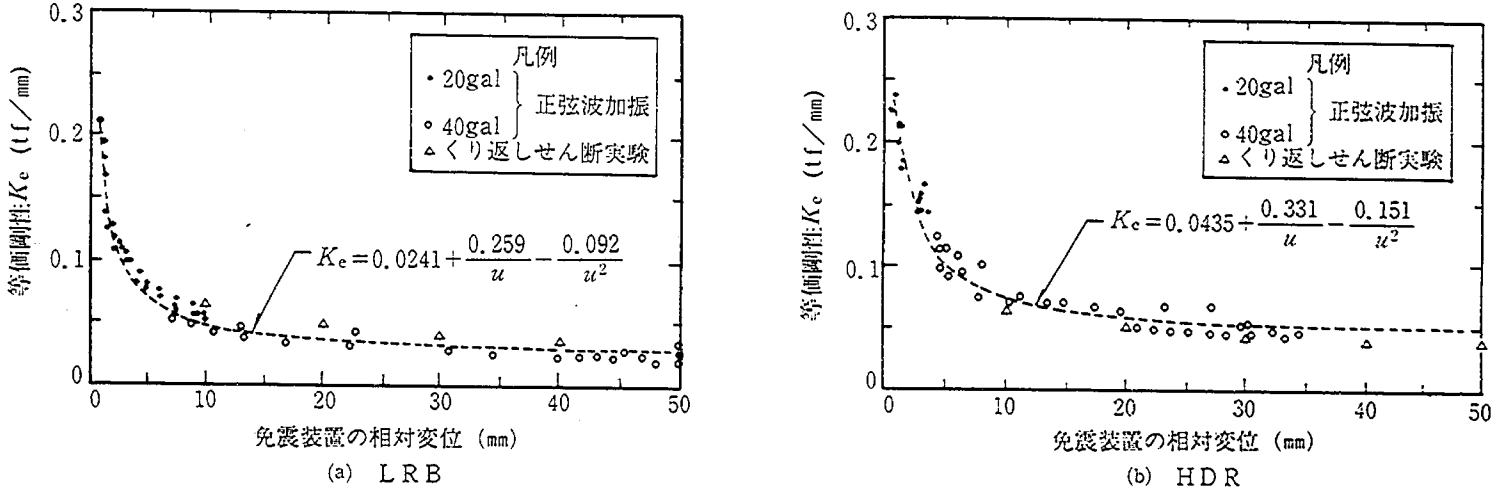
次に，正弦波加振実験時の支承の作用力とせん断変位（桁～橋脚間の相対変位）との履歴を示すと図－2.23のようになる。ただし，支承の作用力としては４個の支承に作用する水平力の総和をとっている。これによれば，ＬＲＢの履歴特性はバイリニア型をしており，この傾向は変位振幅が小さい場合に著しい。これに対して，ＨＤＲの履歴曲線は紡錘型をしているのが特徴である。ＬＲＢの方がバイリニア型の特徴をはっきり示すのは，鉛プラグの存在によるものである。

図－2.24及び図－2.25は，図－2.23に示した支承の作用力とせん断変形の関係から求めた免震支承１個当りの等価剛性及び等価粘性減衰定数の振幅依存性を示したものである。ここで，等価剛性は，式(２－１)に定義したように，履歴曲線において変位が最大及び最小となる点を結んだ直線(割線剛性)として求めている。なお，図中には前述した免震支承単体の静的くり返しせん断実験から求めた結果も比較のために示している。

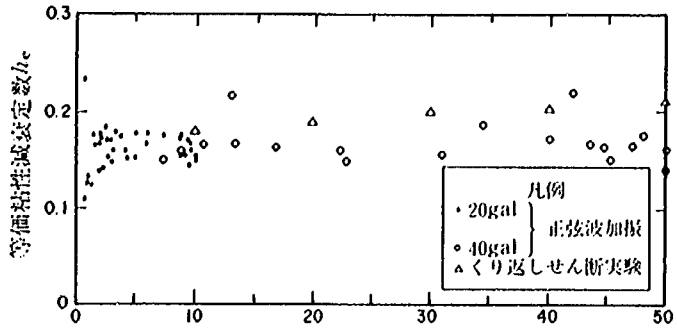
図－2.24によれば，免震支承の等価剛性K_eは実験ごとに多少差があるが，おおむね次式で与えられる。



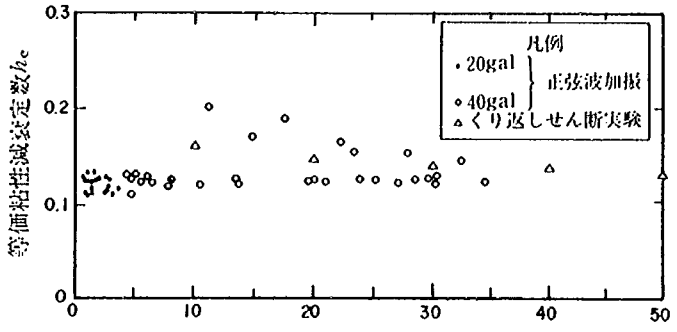
図－2.23　正弦波加振実験による免震支承（4個あたり）の水平力～水平変位の履歴曲線



図－2.24　共振振動実験から求めた免震支承（1個あたり）の等価剛性



(a)　LRB



(b)　HDR

図－2.25　共振振動実験から求めた免震支承（1個あたり）の等価減衰定数

$$K_e = \begin{cases} 0.0241 + \dfrac{0.259}{u} - \dfrac{0.092}{u^2} & \text{LRBの場合} \\ 0.0435 + \dfrac{0.331}{u} - \dfrac{0.151}{u^2} & \text{HDRの場合} \end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots (2-3)$$

免震支承の等価減衰定数h_eは等価剛性よりも実験ごとのバラツキが大きいが，免震支承の相対変位が1～50㎜程度の範囲では，おおむね以下のように与えられる。

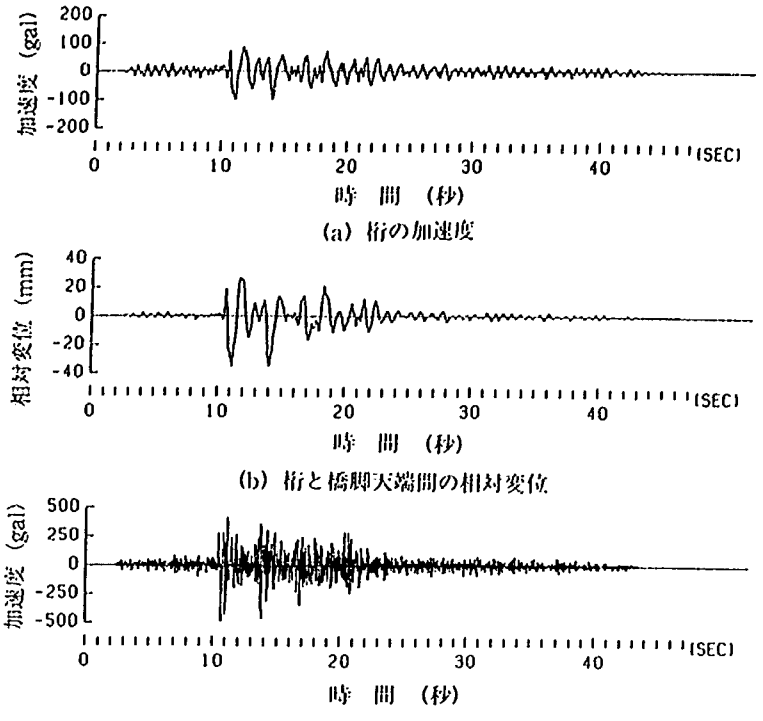
$$h_e = \begin{cases} 0.16 & \text{LRBの場合} \\ 0.13 & \text{HDRの場合} \end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots (2-4)$$

また，式（2－3）及び式（2－4）の関係は，免震支承単体の静的くり返しせん断実験結果ともよく一致している。このような特性は，2.1節に示した模型橋でも同様であり，免震支承単体の試験から求めようと免震橋の部材の一つとして共振振動実験から求めようと，免震支承の等価剛性及び等価減衰定数は同じ値となる。

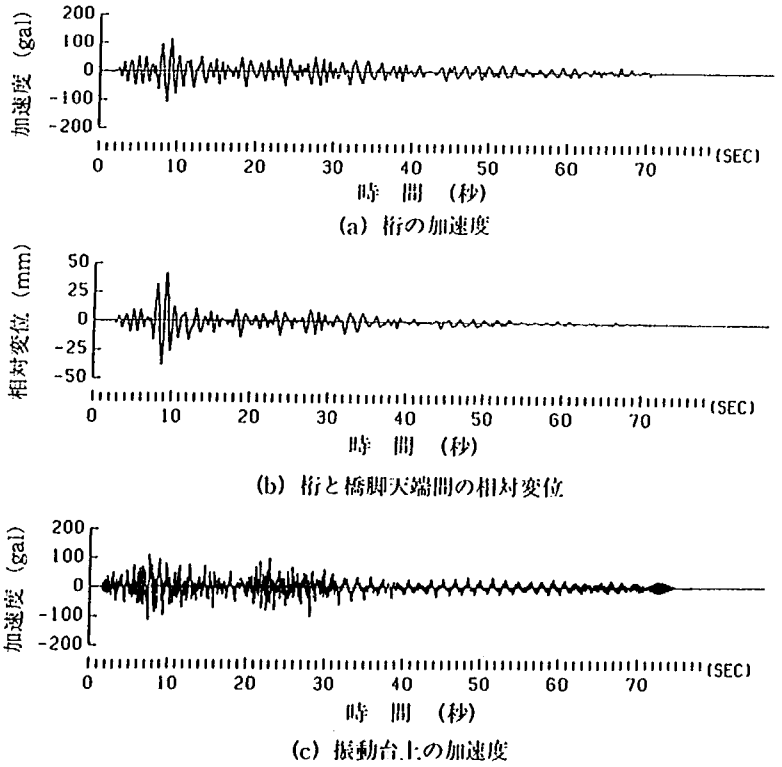
2.2.4　地震波加振による免震橋の振動特性

図－2.26及び図－2.27は，開北橋記録及び八郎潟記録で加振した場合の免震橋模型の加速度及び橋脚天端に対する桁の相対変位応答を示したものである。LRBで支持した場合もHDRで支持した場合も，基本的な振動特性は変わらないため，ここではLRBで支持した場合の応答を示している。振動台の加速度に比較して桁の加速度は明らかに短周期成分が落ちたゆっくりしたものになっている。

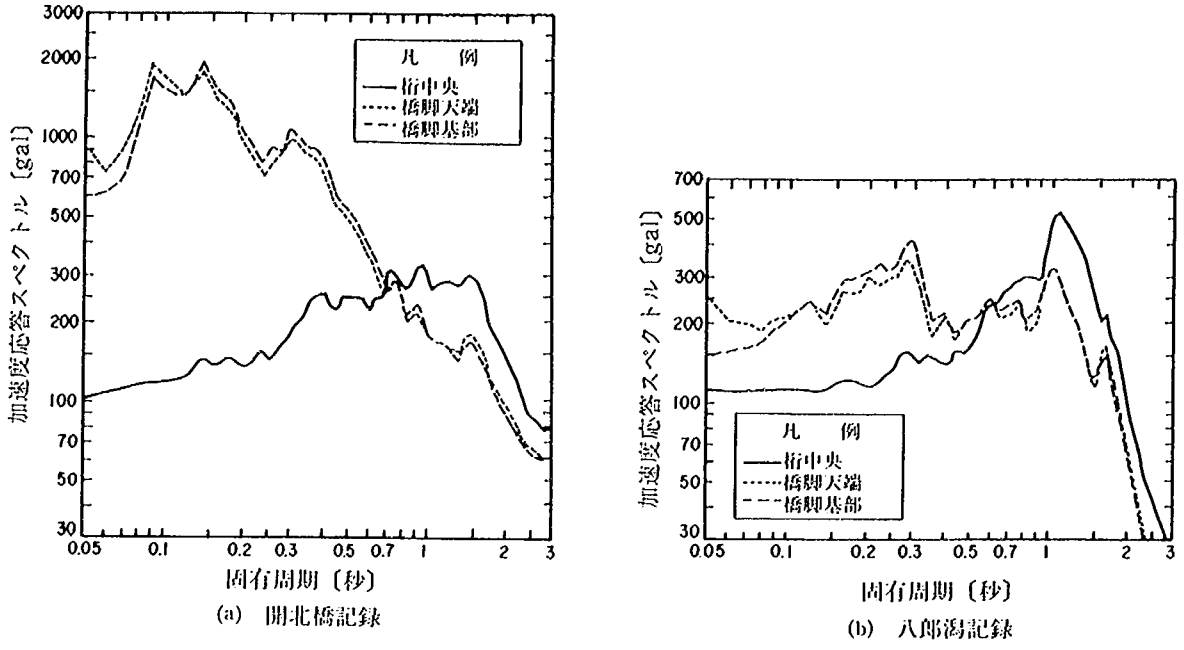
これを加速度応答スペクトルによって示した結果が図－2.28～図－2.31である。これによれば，LRBを用いた場合もHDRを用いた場合も，ともに橋脚天端は振動台とほとんど同じ振動をしている。桁は振動台とは大きく異なった振動をしているが，これはほとんどすべて免震支承の変形によると考えてもよい。図－2.29及び図－2.31によれば，固有周期が0.5秒程度までは，振動台に対する桁の応答加速度のスペクトル比は0.2～0.4程度と非常に小さい。これは，振動台の加速度がほとんど免震支承で吸収され，桁にはわずかな



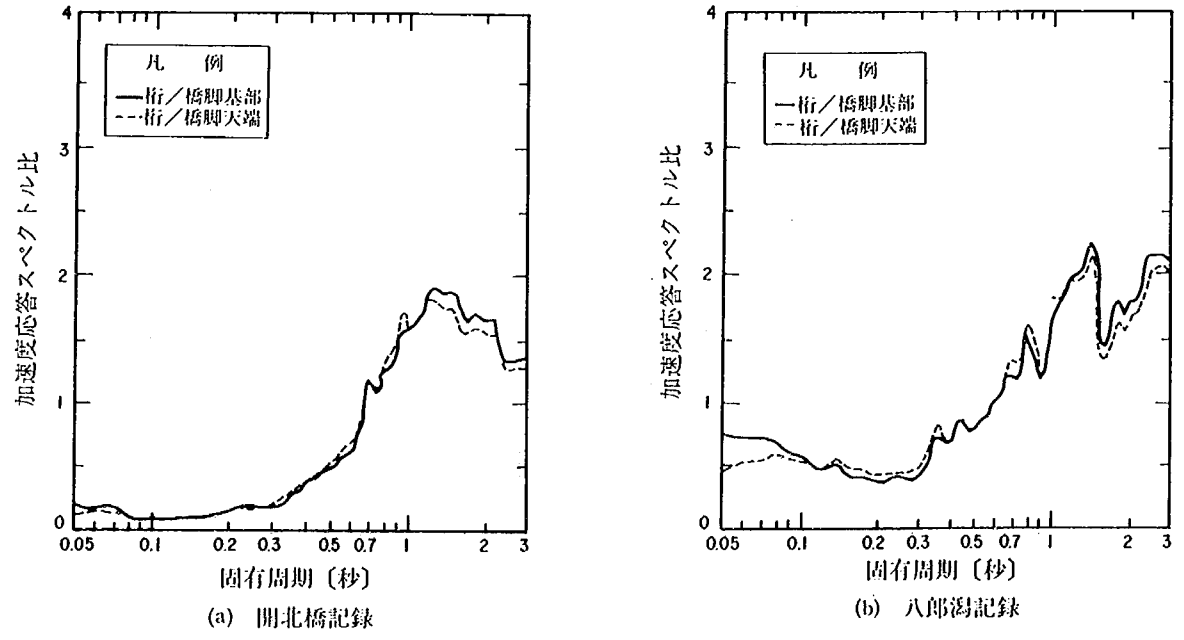
図－2.26 開北橋記録を入力した場合の模型橋の応答（ＬＲＢで支持した場合）



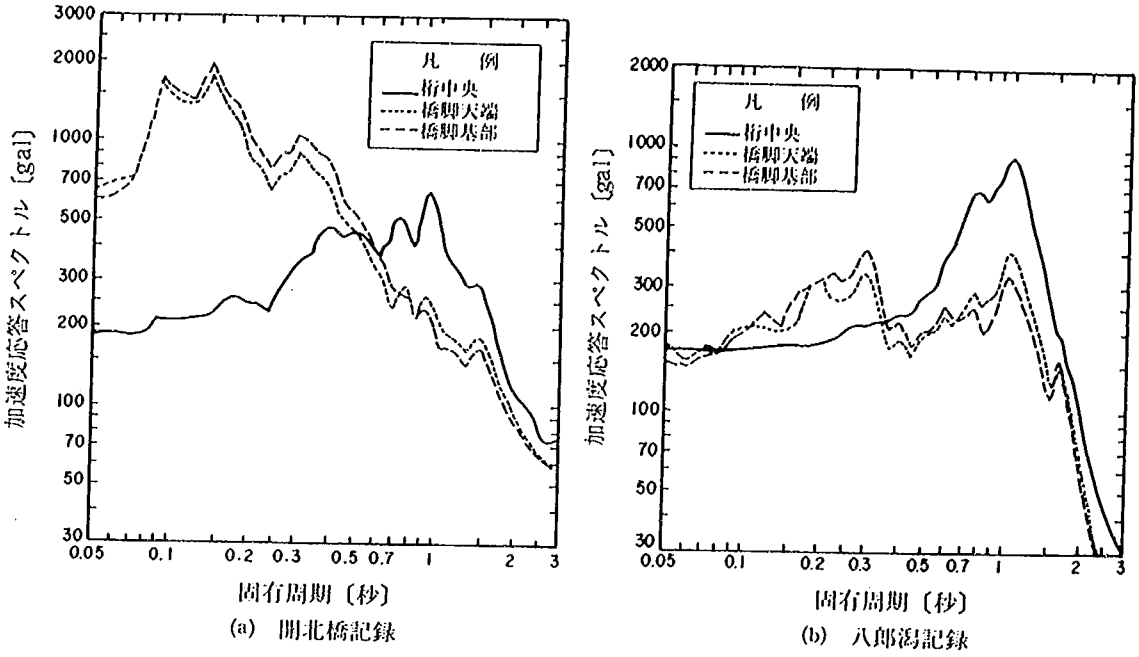
図－2.27 八郎潟記録を入力した場合の模型橋の応答（ＬＲＢで支持した場合）



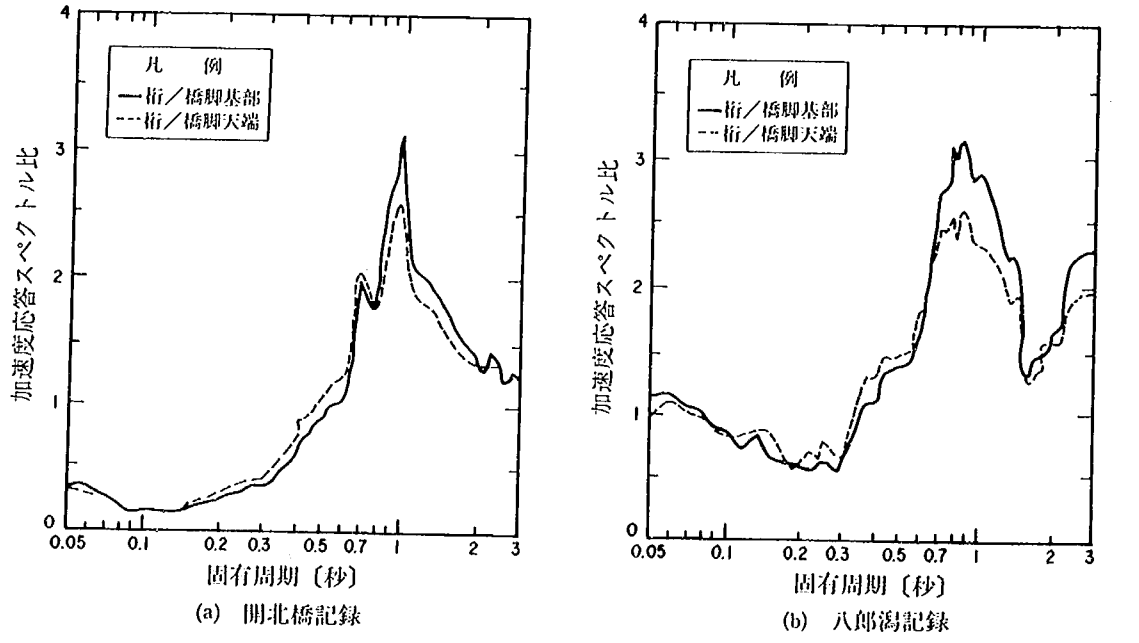
図－2.28　加速度応答スペクトル(h＝5％)で表した桁及び橋脚天端の応答特性（ＬＲＢで支持した場合）



図－2.29　加速度応答スペクトル比（ＬＲＢで支持した場合）



図－2.30 加速度応答スペクトル(h＝5％)で表した桁及び橋脚天端の応答特性（ＨＤＲで支持した場合)



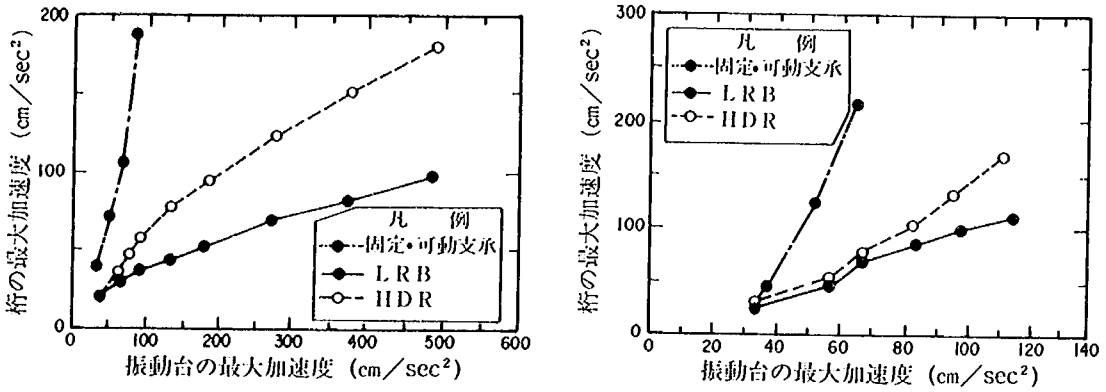
図－2.31 加速度応答スペクトル比（ＨＤＲで支持した場合)

加速度しか伝わっていないことを示している。これが，免震効果である。これに対して，固有周期が1秒前後では，振動台に対する桁の加速度の応答スペクトル比が2～3と大きい。これは模型橋の固有周期に相当するためで，このような周期に相当する振動台の加速度は増幅されて桁に伝えられている。

図－2.32及び図－2.33は，図－2.26及び図－2.27に示した桁の加速度及び相対変位が入力地震動の加速度を上げるとどのように変化するかを最大値に注目して示したものである。桁を普通に固定・可動支持した場合には，入力地震動の最大加速度の2～3倍程度の加速度が桁に生じる。このため，鋼製橋脚が弾性域にある状態で加振するためには，60gal～100gal程度までしか加振できなかった。これは，この支持条件における模型の減衰定数が2％程度であることから，普通の増幅率と考えることができる。

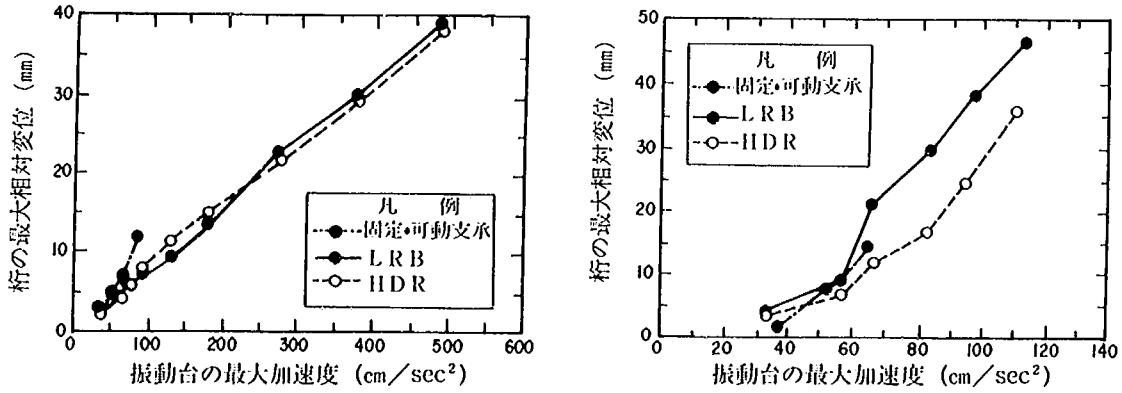
これに対して，免震支承で支持した場合には桁にはこれよりもはるかに小さな加速度しか生じていない。開北橋記録と八郎潟記録を入力した場合でかなり異なるが，たとえば八郎潟記録を入力した場合を見てみると，入力地震動の最大加速度が100galのときに桁に生じる最大加速度は，ＬＲＢで支持した場合には100galとほぼ入力と同程度，ＨＤＲで支持した場合には130galと入力の1.3倍程度となっている。

興味深いのは桁の相対変位で，免震支承で支持した場合には普通の固定・可動支持に比較して固有周期が0.5秒から1秒に延びるため，長周期化だけの影響を考慮すると桁の相対変位は大きくなるはずである。し



(a)　開北橋記録の場合　　(b)　八郎潟記録の場合

図－2.32　桁の最大加速度と入力加速度の関係



(a)　開北橋記録の場合　　(b)　八郎潟記録の場合

図－2.33　桁の最大相対変位と入力加速度の関係

かし，図－2.33によれば，開北橋記録を入力した場合にはＬＲＢやＨＤＲで支持した場合の方が固定・可動支持した場合よりも桁の相対変位は小さくなっている。なお，固定・可動支持した場合には，60gal～100gal程度の小さな入力しか与えていないが，この場合には線形系であるから図－2.33の実験結果をそのまま延長すれば大きな入力が作用した場合の桁の振動応答を推定できる。このように，免震支承を用いて長周期化したにもかかわらず免震支承で支持した場合の桁の相対変位があまり大きくならないのは，免震支承による減衰定数の向上が影響しているためである。

八郎潟記録を入力した場合には，免震支承を用いることにより桁の相対変位は固定・可動支持した場合に比較して小さくはなっていないが，ほぼ同程度となっている。

2.2.5 まとめ

免震橋の動的特性を実験的に検討するために，2.1節の実験に用いた免震橋の橋脚をフレキシブルな鋼製橋脚に置き換え，正弦波加振及び地震波加振実験を行った。本節の実験結果から得られた結論をまとめると，以下のようになる。

1）免震支承を用いることにより，橋に生じる加速度応答は低下し，この分だけ橋脚に作用する地震時水平力は減少する。また，桁に生じる相対変位も長周期化による増分よりも減衰性能の向上による減少分が大きいため，固定・可動支持した場合に比較して必ずしも大きくならない。

2）正弦波加振実験から求められた免震支承の等価剛性及び等価減衰定数を，免震支承単独のくり返しせん断実験から求められる値と比較すると，2.2節の検討と同じように，両者はよく一致する。

3．等価線形化法による免震橋模型の動的解析

3.1 まえがき

免震設計を行う際には，アイソレータ及びエネルギー吸収装置の非線形な履歴特性を適切に設計に反映することが重要となる。これは，アイソレータ及びエネルギー吸収装置が免震設計の要であり，また，力学的にも非線形な特性を有しているためである。

アイソレーター及びエネルギー吸収装置の力学特性を非線形性はそのままにして正確に解析に反映させるためには非線形動的解析を行えばよいが，非線形動的解析は，これを実行可能な電算プログラムが大幅に限定されると同時に，解析に要する時間や費用も高くなる。このため，適切なモデル化により線形解析手法で免震橋を解析できることが望ましい。

このため，本章では等価線形化法による免震橋の動的解析法を提案するとともに，等価線形化解析によりどの程度正確に免震橋の振動特性を表現できるかを，2章に示した免震橋の模型振動実験との比較により検討する。

解析に用いたのは，2.2に示した鋼製橋脚で支持させた免震橋模型を用いた地震波加振実験結果である。2.2では開北橋記録および八郎潟記録を入力とし，入力最大加速度をいろいろ変えて実験を行なったが，ここではこの中から表－3.1に示す２つの入力強度の場合を検討対象とした。

3.2 免震橋の等価線形化解析

免震橋では，免震支承の材料非線形性が卓越し，また，他の部材に比較してエネルギー吸収も大きい。このため，免震橋を等価線形化解析する場合には，免震

表－3.1 解析に用いた地震波加振実験ケース及び実験により求められた最大応答値

入力地震動		ＬＲＢを用いた場合			ＨＤＲを用いた場合		
		振動台入力最大加速度(gal)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対変位 (mm)	振動台入力最大加速度(gal)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対変位 (mm)
開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	276.4	124.6	18.6
	B	481.3	101.0	35.8	484.7	181.9	33.1
八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	83.1	102.7	14.0
	B	115.6	110.2	41.2	111.5	170.4	30.4

支承の等価剛性及び等価減衰定数の設定が重要である。

一般に，材料非線形性を有する部材の等価線形化解析では次のように基準とする変位に応じて等価剛性及び等価減衰定数を与える。

$$k_e = k(u_e) \quad \cdots\cdots (3-1)$$

$$h_e = h(u_e) \quad \cdots\cdots (3-2)$$

ここで，

k_e，h_e：等価線形化解析に用いる免震支承の等価剛性及び等価減衰定数

u_e：等価剛性k_e及び等価減衰定数h_eを定める際の基準とする免震支承の変位(基準変位)

一般に，等価線形化解析では，まず，基準変位u_eを任意に仮定し，これに対する免震装置の等価剛性k_e及び等価減衰定数h_eを式（3－1）及び式（3－2）により求め，動的解析を行う。このようにすると，免震支承に生じる変位が求められるため，これを新しく基準変位u_eと見なし，再び式（3－1）及び式（3－2）により等価剛性k_e及び等価減衰定数h_eを定め直し，動的解析を行う。この過程を，仮定した基準変位u_eと，動的解析の結果求められる支承の変位が工学的にほぼ同じと見なせるまで，くり返し計算するのが等価線形化解析法である。

この際に重要なのは，変位と基準変位の関係をどのように定めるかという点であり，一般には以下のように仮定する。

$$u_e = c_E \cdot u_{max} \quad \cdots\cdots (3-3)$$

ここで，

u_{max}：地震時に免震支承に生じる最大変位

c_E：等価係数

等価係数c_Eの与え方にはいろいろあるが，応答が定常な正弦波的なものと考え，実効値に相当する値ということから，0.7程度の値を仮定する場合が多い[45]。また，最大応答を正しく推定するという観点から，1.0とする場合もある。このため，ここでは，等価係数c_Eとして，1.0とした場合と0.7とした場合の2ケースにつき，解析精度を検討することとした。

なお，等価線形化解析では，本来，解析する前には式（3－3）のu_{max}がわからないため，上述したイテレーション計算を要する。しかし，ここでは，模型振動実験との比較により，等価線形化解析の精度を検討することが主目的であるため，u_{max}としては実験時に免震装置に生じた最大変位を用いることとした。したがって，ここでは，u_{max}は既知の値であるとして，等価係数c_Eのとり方を検討することとする。

次に，式（3－2）で求めた免震支承の等価減衰定数はあくまでも支承単体がせん断変形する場合の減衰定数であり，これを橋に取付けた場合に橋全体として発揮される減衰定数ではない。式（3－2）による等価減衰定数のように系の中で部分的に大きな減衰特性を有する場合の解析方法には，複素固有値解析法等いろいろな方法が提案されている。ただし，複素固有値解析には特別な電子計算機プログラムが必要であり，また，応答スペクトル法も利用できない。そのため，ここでは道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の解説に示されているエネルギー比例減衰法を用いることとした。エネルギー比例減衰法とは各部材のひずみエネルギーの大きさに比例した重み付けをして減衰定数の平均を求めるものであり，i次振動モードの減衰定数は次式で与えられる。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\Phi_i^T \cdot K \cdot \Phi_i} \quad \cdots\cdots (3-4)$$

ここで，

h_i：i次のモード減衰定数

ϕ_{ij}：i次のj要素のモードベクトル

h_j：j要素の減衰定数

k_j：j要素の剛性マトリックス

Φ_i：i次のモードベクトル

K：構造系全体の剛性マトリックス

n：要素数

ここで，要素jの減衰定数h_jとしては，免震装置については式（3－2）のh_eを，また，その他の部材については一端固定，他端可動支持した模型橋の正弦波振動実験結果から求めた2％の減衰定数を，それぞれ用いることとした。

3.3　等価線形化法による動的解析精度

式（3－3）により免震支承の等価剛性を定めた場合の免震橋模型の基本固有周期及び式(3－4)により免震橋模型の1次のモード減衰定数を計算した。解析対象とした加振実験は**表－3.1**に示したとおりである。

この結果を**表－3.2**及び**表－3.3**に示す。これによると，$c_E=0.7$とした場合と$c_E=1.0$とした場合とで，基本固有周期には最大7％，1次のモード減衰定数では最大2％程度の違いが生じるだけで，c_Eが0.7～1.0間では基本固有周期，1次のモード減衰定数ともに等価係数c_Eによってあまり大きく変化しない。

図－3.1及び**図－3.2**は，ＬＲＢを用いた場合を対象

表－3.2 式（3－3）により免震支承の等価剛性を定めた場合に計算される免震橋模型の基本固有周期（秒）

入力地震動		LRBを用いた場合		HDRを用いた場合	
		c_E=0.7の場合	c_E=1.0の場合	c_E=0.7の場合	c_E=1.0の場合
開北橋記録	A	1.04	1.11	0.84	0.88
	B	1.13	1.18	0.90	0.93
八郎潟記録	A	1.08	1.14	0.80	0.85
	B	1.15	1.20	0.89	0.92

表－3.3 式（3－4）による免震橋模型の1次のモード減衰定数

免震支承	入力地震動		c_E=0.7の場合	c_E=1.0の場合
LRBを用いた場合	開北橋記録	A	0.149	0.150
		B	0.151	0.152
	八郎潟記録	A	0.150	0.151
		B	0.152	0.152
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	0.111	0.112
		B	0.113	0.114
	八郎潟記録	A	0.109	0.111
		B	0.113	0.114

に開北橋記録及び八郎潟記録を作用させた場合の桁の応答を実験値と解析値で比較したものである。いずれの入力地震動の場合にも，解析値は実験値の特徴をよく再現しており，また，等価係数$c_E=0.7$と$c_E=1.0$との間には大きな違いはない。

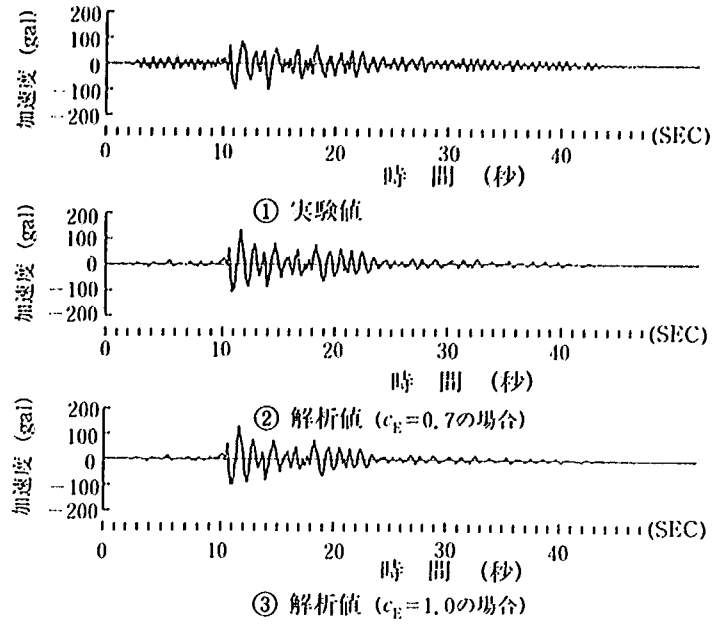
表－3.4は，桁の最大応答加速度及び変位値に着目して解析値と実験値を比較したものである。これによると桁の最大加速度及び最大相対変位を実験値に対する比としてみると，$c_E=1.0$とした場合の方が$c_E=0.7$とした場合よりもやや精度がよいが，両者の違いはわずかであり，いずれも実務上十分な解析精度があると言えよう。

3.4 まとめ

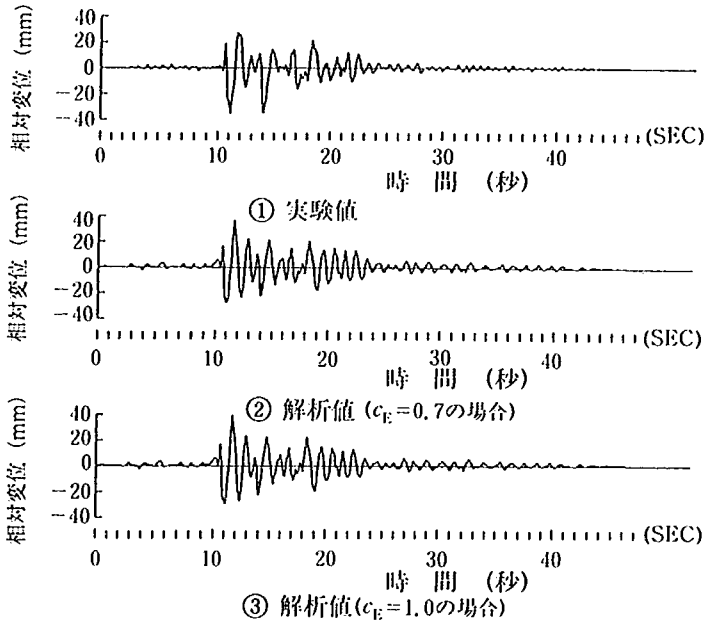
免震橋模型の振動台加振実験結果との比較により，免震支承の等価剛性及び等価減衰定数の選定法，エネルギー比例減衰によるモード減衰定数を用いた等価線形動的解析法の適用性を検討した。本章の解析結果から得られた結論は以下の通りである。

1）式（3－3）の等価係数c_Eを0.7としても1.0としても免震橋の基本固有周期及び1次のモード減衰定数は，それぞれ7％，2％程度変化するだけで，解析によって求められる免震橋の振動応答には大きな違いはない。LRB及びHDRの2種類の免震支承に対して強度を2段階に変化させた2種類の地震波加振実験に対するシミュレーションでは，$c_E=1.0$の場合の方がやや実験値との一致度がよい結果を与えた。このため，解析結果からは一応$c_E=1.0$とすることを提案するが，$c_E=0.7$と$c_E=1.0$の差はわずかなものであり，両者には本質的な違いがある訳ではない。

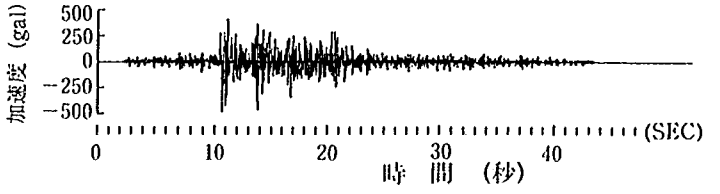
2）$c_E=0.7\sim1.0$として式（3－3）及び式（3－4）により推定した免震装置の等価剛性及び等価減衰定数を用いることにより，免震橋模型の動的応答を応答加速度波形を含めて等価線形動的解析法により精度よく再現することができる。



(a) 桁の加速度

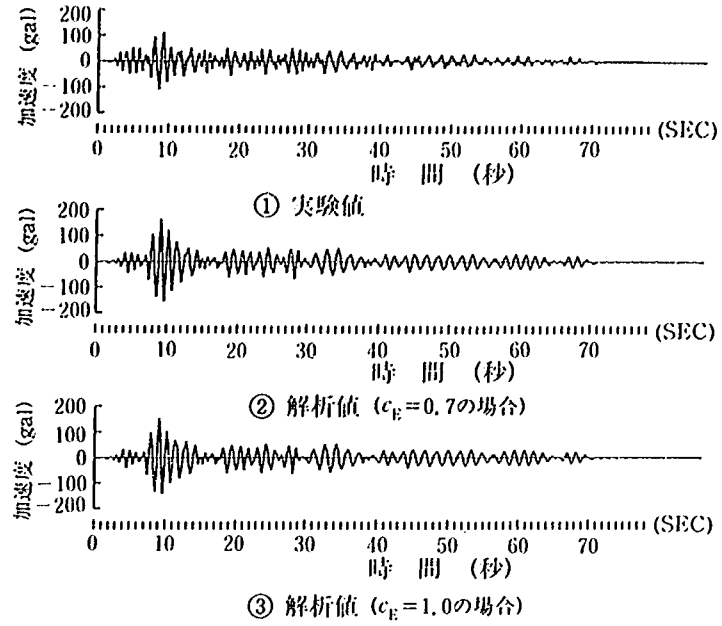


(b) 桁～橋脚天端間の相対変位

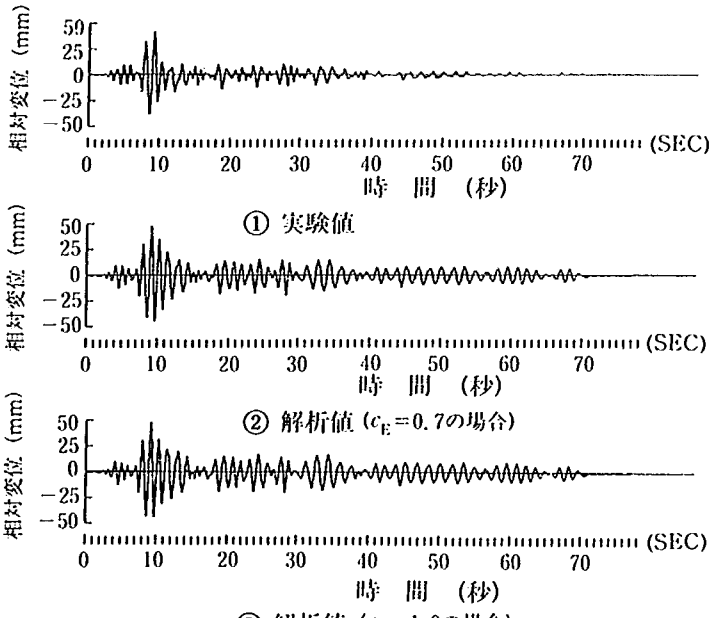


(c) 振動台上の加速度

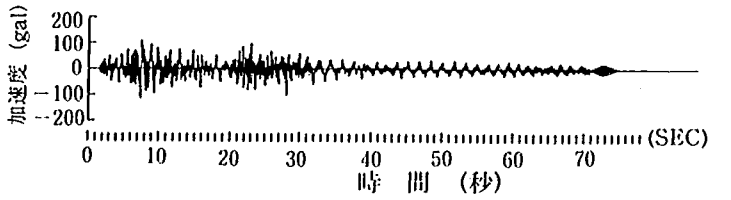
図－3.1 桁の応答に対する解析値と実験値の比較（開北橋B記録，ＬＲＢ）



(a) 桁の加速度



(b) 桁～橋脚天端間の相対変位



(c) 振動台上の加速度

図－3.2 桁の応答に対する解析値と実験値の比較（八郎潟B記録，ＬＲＢ）

表－3.4　等価線形化法による動的解析により求めた模型橋の最大応答値と実験値の比較

免震装置	入力地震動		入力最大加速度 (gal)	実験値		解析値			
						c_E=0.7の場合		c_E=1.0の場合	
				桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対応答変位(mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対応答変位(mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対応答変位(mm)
LRBを用いた場合	開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	80.2(1.11)	18.2(0.87)	80.2(1.11)	20.6(0.98)
		B	481.3	101.0	35.8	134.6(1.33)	36.6(1.02)	130.4(1.29)	39.1(1.09)
	八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	120.0(1.47)	30.4(1.16)	111.5(1.36)	31.5(1.21)
		B	115.6	110.2	41.2	163.7(1.49)	47.5(1.15)	151.3(1.37)	47.9(1.16)
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	276.4	124.6	18.6	125.6(1.01)	17.9(0.96)	118.6(1.95)	18.9(1.02)
		B	484.7	181.9	33.1	190.9(1.05)	32.2(0.97)	182.2(1.00)	33.1(1.00)
	八郎潟記録	A	83.1	102.7	14.0	112.5(1.10)	14.8(1.06)	113.8(1.11)	17.0(1.21)
		B	111.5	170.4	30.4	186.2(1.09)	31.5(1.04)	197.3(1.16)	36.2(1.19)
( ) 内の平均						(1.21)	(1.15)	(1.17)	(1.11)

( ) 内は実験値との比を示したものである。

4．バイリニア型非線形モデルによる免震橋模型の動的解析

4.1 まえがき

前章では，免震支承の剛性及び減衰定数を等価線形化し，等価線形化法によって免震橋の振動特性を解析した。この結果，等価線形化法でも免震橋の基本的な振動特性を実務的には十分な精度で解析できることを明らかにした。この章では，前章をさらに発展させ，免震装置をバイリニアな非線形ばねにモデル化した場合に，等価線形化法に比較してどの程度精度よく免震橋の振動特性を再現できるかを，2.2に示した免震橋模型の振動台加振実験結果との比較により検討する。

4.2 免震支承のバイリニア型モデル化

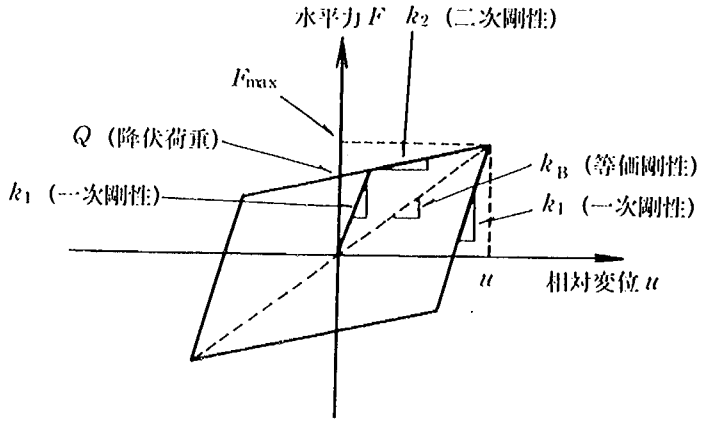
2.2に示したように，正弦波加振実験から得られたＬＲＢの履歴曲線はきれいなバイリニア型を，また，ＨＤＲの履歴曲線はきれいな紡錘形をしている。ここでは解析に用いるために紡錘形の履歴曲線を持つＨＤＲも含めて免震支承の履歴曲線を図－4.1に示すようなバイリニア型のばねによってモデル化する。もちろんハーディン・ドルネビッチ・モデル等バイリニア型以外にも非線形な履歴特性をモデル化する方法にはいろいろなものがあるが，免震設計において簡単に解析できるのは，現状においてはバイリニア型モデルが一番優れている。

免震支承の履歴特性をバイリニア型にモデル化するためには，図－4.1に示すように一次勾配k_1，二次勾配k_2および降伏荷重Q（履歴曲線において相対変位が零の時の荷重）を正しく定めなければならない。これについては，現在までにいろいろな定式化が検討されている。しかし，ここでは各免震装置の履歴特性の定式化の方式を検討するのではなく，実験から得られた免震支承の履歴特性をできるだけ忠実にモデル化したバイリニア・モデルを用いて，非線形動的解析により免震橋の時刻歴地震応答をどの程度の精度で解析できるかを検討することを目的としている。したがって，実験に用いたＬＲＢおよびＨＤＲの一次勾配，二次勾配，降伏荷重をこうした提案式によって求めるのではなく，正弦波加振実験から求められた免震装置の履歴曲線から直接算出することとした。

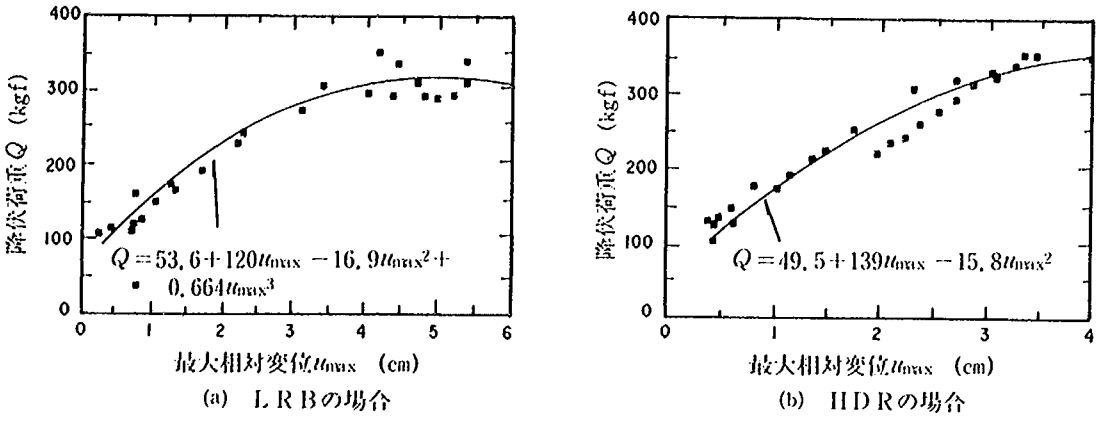
免震支承の履歴特性は，免震支承に生じる相対変位uに応じて変化する。したがって，免震支承の履歴特性をバイリニア・モデルによって表わす際には，相対変位量の関数として，ばねの一次勾配k_1，二次勾配k_2および降伏荷重Qを求めなければならない。このため，以下のように一次勾配k_1，二次勾配k_2，降伏荷重Qを算出する。

1）降伏荷重Q

降伏荷重Qは，共振振動実験から得られた免震支承の履歴曲線が，荷重軸と交わる点を正側および負側で求め，これらを平均して求めた。図－4.2は，このようにして求めた免震支承の降伏荷重Qと免震支承の相対変位uの最大値（最大相対変位u_{max}）の関係を示したものである。これによれば，降伏荷重Qは最大相対変位u_{max}の関数として式（4－1）で近似される。



図－4.1 バイリニア型モデルにより表した免震支承の非線形履歴特性



(a) LRBの場合　(b) HDRの場合

図－4.2　共振振動実験から求めた免震支承の降伏荷重

$$Q=\begin{cases}53.6+120u_{max}-16.9u_{max}^2+0.664u_{max}^3 \\ (0.05\,\text{cm}\leqq u_{max}\leqq 5.3\,\text{cm}) \\ \text{LRBの場合} \\ 49.5+139u_{max}-15.8u_{max}^2 \\ (0.1\,\text{cm}\leqq u_{max}\leqq 3.6\,\text{cm}) \\ \text{HDRの場合}\end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4-1)$$

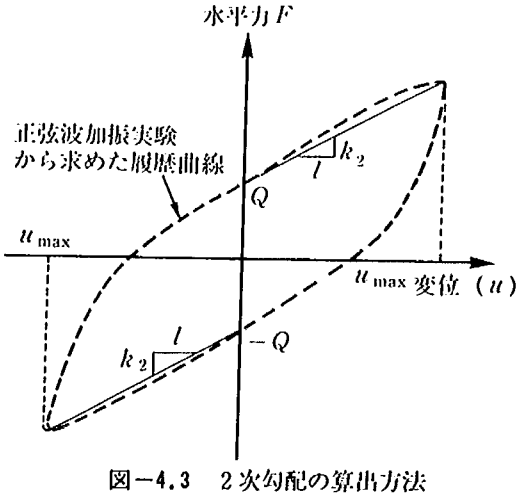
ここで，

Q：免震支承の降伏荷重（kgf）

u_{max}：免震支承の最大相対変位（cm）

2）第二勾配k_2

第二勾配k_2は，図－4.3に示すように履歴曲線がy軸（荷重軸）と交わる点と最大変位点とを結ぶ直線の勾配と定義することとし，正側と負側の勾配の平均をとることとした。図－4.4は，このようにして求めた第二勾配k_2と最大相対変位u_{max}との関係を示したものである。これによれば，第二勾配k_2は最大相対変位u_{max}の関数として式（4－2）で近似される。



図－4.3　2次勾配の算出方法

$$k_2=\begin{cases}110+268u_{max}^{-1} \\ (0.05\,\text{cm}\leqq u_{max}\leqq 5.3\,\text{cm}) \\ \text{LRBの場合} \\ 323+253u_{max}^{-1}-11.2u_{max}^{-2} \\ (0.1\,\text{cm}\leqq u_{max}\leqq 3.6\,\text{cm}) \\ \text{HDRの場合}\end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4-2)$$

ここで，

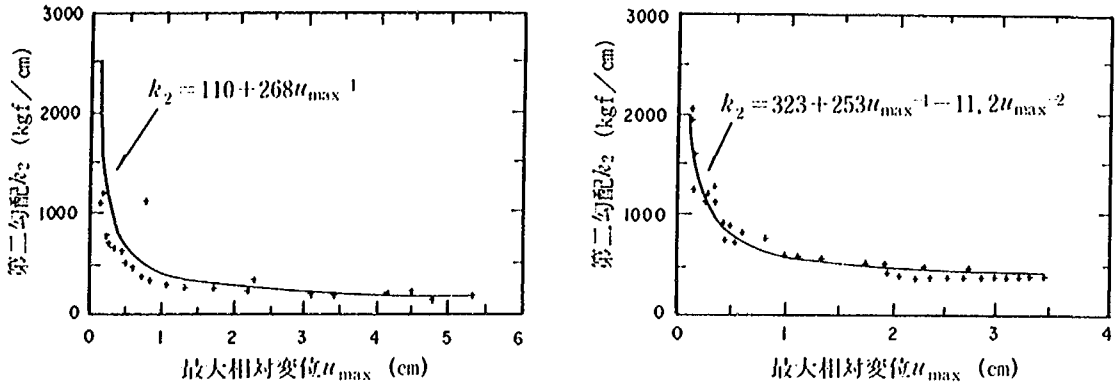
k_2：免震支承の第二勾配（kgf／cm）

u_{max}：免震支承の最大相対変位（cm）

3）第一勾配k_1

降伏荷重Qおよび第二勾配k_2は，上記のように履歴曲線の形状から比較的簡単に求めることができるが，第一勾配は履歴曲線の形状から直接算出することはできない。この理由は，第一勾配k_1は最大変位点から相対変位が減少するときの勾配として定義されるが，最大変位点から相対変位が減少するときには，履歴曲線が丸みを帯びているため簡単に求めにくいためである。

したがって，ここでは履歴曲線の形状から直接第一勾配を求めるのではなく，減衰特性に着目して第一勾配k_1を求めることとした。すなわち，上記1），2）で求められた降伏荷重Qおよび第二勾配k_2を用いて算出されるバイリニア・モデルの等価減衰定数が，履歴曲線から求められる等価減衰定数と等しくなるよう



(a)　ＬＲＢの場合　　(b)　ＨＤＲの場合

図－4.4　共振振動実験から求めた免震支承の２次勾配k_2

に第一勾配k_1を決めるのである。すなわち，図－4.1に示したバイリニア・モデルで，履歴曲線が囲む面積，すなわち，１サイクル間に免震支承が吸収するエネルギーΔE_Bは式(４－３)で与えられる。

$$\Delta E_B = 4Q\left(u_{max} - \frac{Q}{k_1 - k_2}\right) \quad \cdots\cdots (4-3)$$

ここで，

k_1：免震支承の第一勾配（kgf／cm）

k_2：免震支承の第二勾配（kgf／cm）

Q：免震支承の降伏荷重（kgf）

u_{max}：免震支承の最大相対変位（cm）

一方，図－4.1に示した履歴曲線に伴うエネルギー吸収ΔE_Hは式（４－４）で計算される。

$$\Delta E_H = \int F\, u_e\, du \quad \cdots\cdots (4-4)$$

ここで，

F：免震支承の水平力（tf）

u_e：免震支承の相対変位（cm）

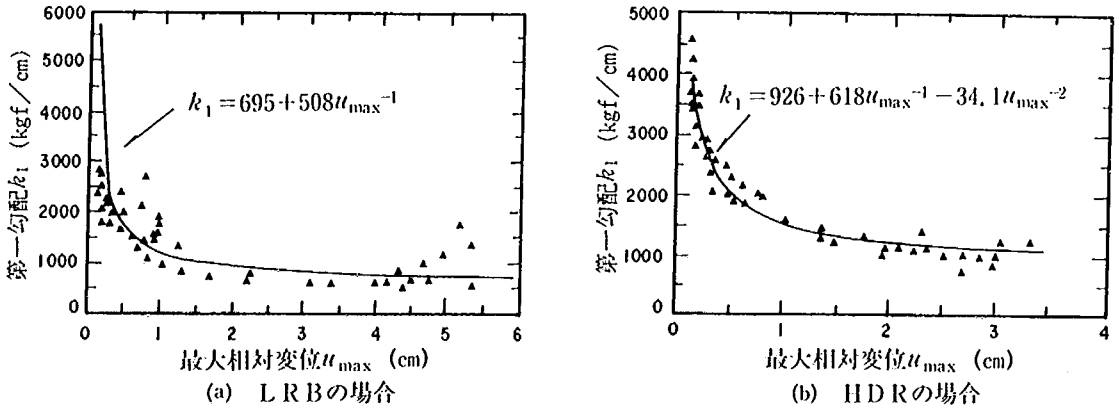
いま，両者が等しくなるように，第一勾配k_1を定めるものとする。すなわち，

$$\Delta E_B = \Delta E_H \quad \cdots\cdots (4-5)$$

図－4.5は，式（４－５）から求めた第一勾配k_1と最大相対変位u_{max}の関係を示したものである。これによれば，第一勾配k_1（kgf／cm）は最大相対変位u_{max}（cm）の関数として式(４－６)で近似される。

$$k_1 = \begin{cases} 695 + 508u_{max}^{-1} \\ \quad (0.05\,\text{cm} \leqq u_{max} \leqq 5.3\,\text{cm}) \\ \quad \text{LRBの場合} \\ 926 + 618u_{max}^{-1} - 34.1u_{max}^{-2} \\ \quad (0.1\,\text{cm} \leqq u_{max} \leqq 3.6\,\text{cm}) \\ \quad \text{HDRの場合} \end{cases} \quad \cdots\cdots (4-6)$$

以上で第一勾配k_1，第二勾配k_2，降伏荷重Qを定めることができるようになったが，このようにして求



(a)　ＬＲＢの場合　　(b)　ＨＤＲの場合

図－4.5　共振振動実験から求めた免震支承の第一勾配k_1

めたバイリニア・モデルがどの程度実験によって得られた免震支承の履歴曲線を近似しているかを示した結果が，図－4.6である。バイリニアを仮定しているため相対変位uが最大，最小となる前後では履歴曲線の近似には制約があるが，全体としては，実験で求めた履歴曲線を精度よく表現しており，上述したパラメータの算出方法が適切であることがわかる。

4.3　バイリニア型モデルによる免震橋模型の非線形動的解析

前節に示した方法で免震支承をモデル化する場合には，免震支承に生じる相対変位に応じてバイリニア・モデルが変化する。したがって，厳密にこのような特性を取り入れるためには，免震支承のバイリニア特性以外に，この時間依存性を考えなければならない。このような動的解析も可能であるが，非常に複雑となる。このため，ここでは，地震動の継続時間全体にわたって免震支承のバイリニア特性は変化しないと仮定した。すなわち，免震支承のバイリニア特性は免震支承に生じる相対変位によって変化しないと仮定する。

このように仮定すると，免震支承に生じるどの程度の相対変位に応じてバイリニア・モデルの第一勾配，第二勾配および降伏荷重を定めるかを決めなければならない。ここでは，このようなバイリニア特性を決める基準となる免震支承の相対変位u_e（一定値）を次式で与えることとする。

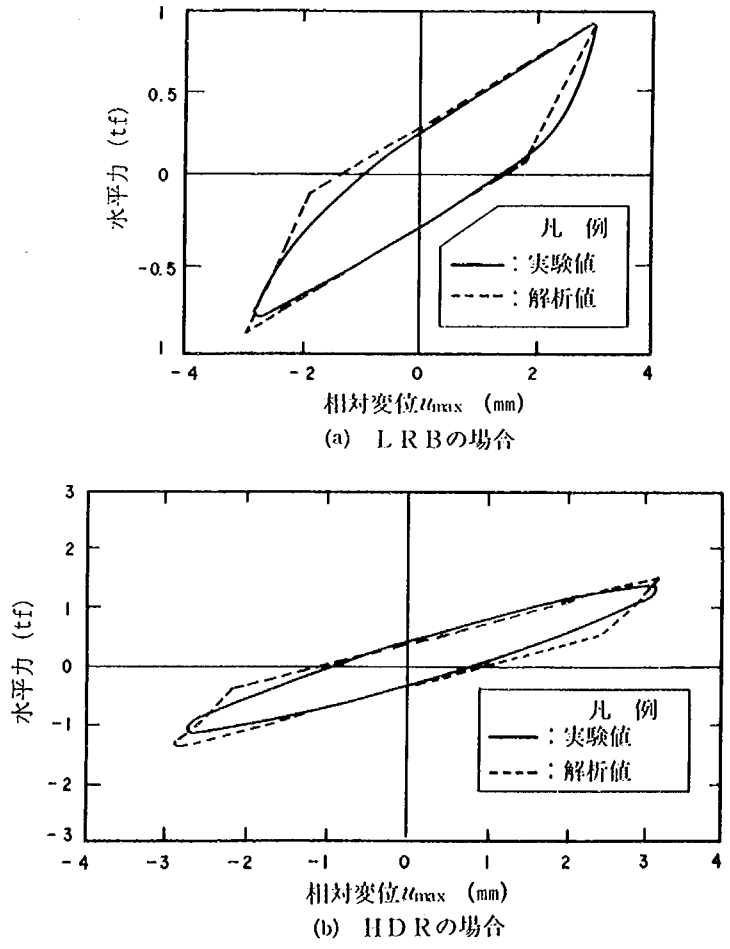
$$u_e = c_{NL} \cdot u_{max} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4-7)$$

ここで，

c_{NL}：等価係数

u_{max}：免震装置に生じる最大相対変位

式（4－7）は，ある地震が作用した場合に免震支



図－4.6　共振振動実験から求められた履歴曲線とバイリニア型モデルの比較

承に生じる最大相対変位u_{max}のc_{NL}倍の相対変位u_eを想定して，これに対して免震支承のバイリニア特性を定めようというものである。式（3－3）に示した等価線形化法と同じ様なものであるが，ここでは式（4－7）によるu_eに応じてk_1，k_2，Q等の免震支承の非線形特性を定めるところが違っている。ここで，u_{max}をどのように定めるかが重要である。本来は等価線形化法を用いて，地震時に免震装置に生じるであろう最大相対変位u_{max}をあらかじめ仮定し，その仮定値と解析の結果として得られる最大相対変位とが一致するまで繰り返し計算を行わなければならない。しかし，今回の解析の目的は，免震支承をバイリニア型ばねとしてモデル化した場合の非線形動的解析の精度を検証することであるから，ここでは，実験から求められた免震支承の最大相対変位を用いて，c_{NL}をどのように選べばよいかを検討する。

4.4 バイリニア型モデルによる非線形動的解析の精度

図－4.7および図－4.8は，開北橋記録を振動台に作用させた場合の免震橋模型の応答加速度および免震支承の相対変位を実験値と解析値で比較したものである。図－4.7及び図－4.8では，免震支承としてそれぞれＬＲＢ及びＨＤＲを用いた場合の結果を示している。ここで，式（4－7）の等価係数c_{NL}としては，等価線形化解析によく用いられる0.7とした場合と，免震装置のピーク応答をそのまま用いた1.0とした場合の２通りとした。

また，免震支承の履歴エネルギー吸収以外の減衰特性は次式に示すレイリー減衰により考慮した。

$$C=\alpha M+\beta K \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4-8)$$

ここで，

C：減衰マトリックス

M：質量マトリックス

K：剛性マトリックス

α，β：減衰力の大きさを表わす係数

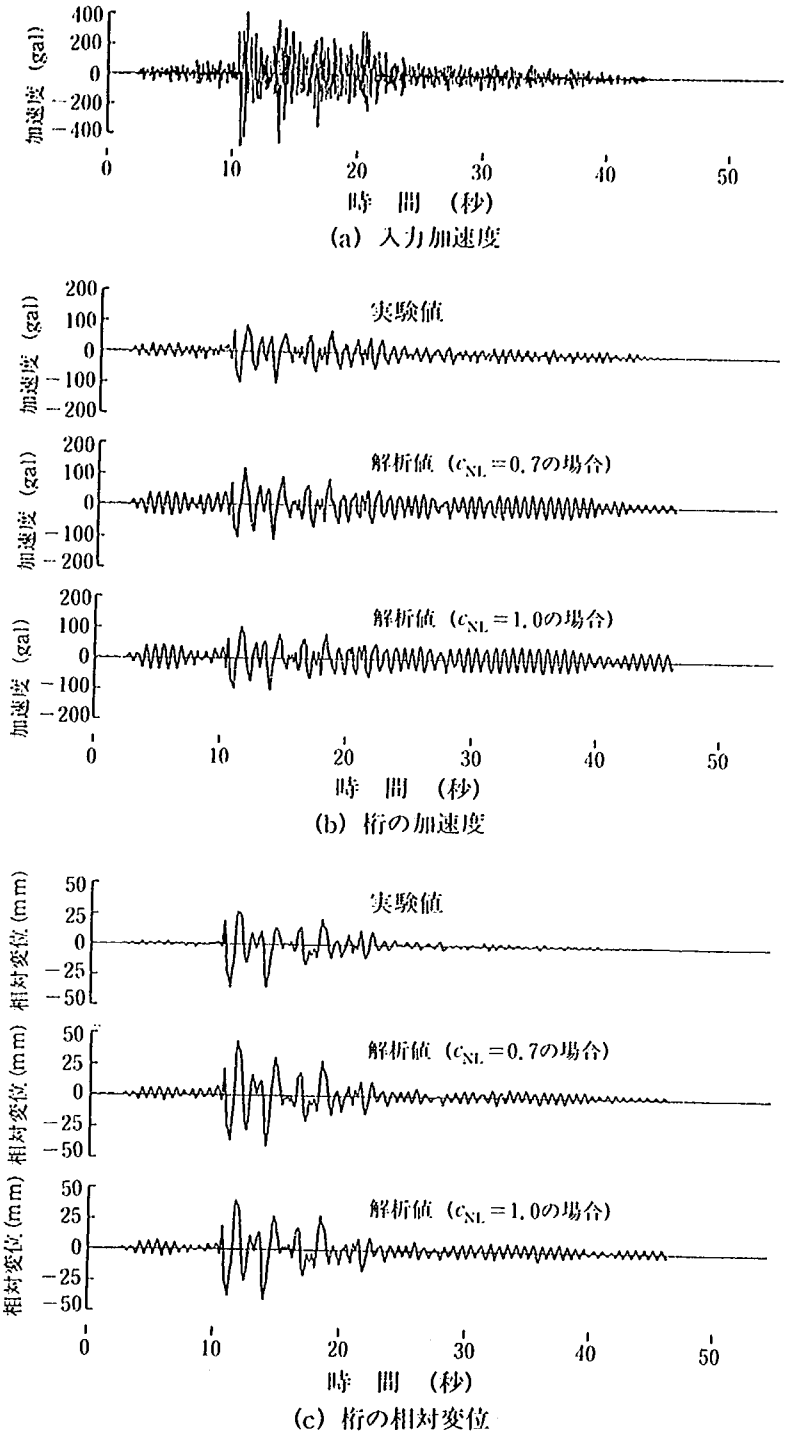
式（4－8）のαおよびβは，以下のように定めた。まず，免震支承を用いないで，一端を固定，他端を可動支持した場合の模型橋の減衰定数は，2.2に示したように約２％と求められている。これは，免震装置によるエネルギー吸収がない状態での模型橋の減衰定数を与えるものである。桁の変形はほとんどないとみてよいから，これは基礎からの逸散減衰を含んだ橋脚の減衰によると考えてよい。このため，橋脚の減衰定数を２％，支承部及び上部構造の減衰定数を０と仮定して，式（3－4）のエネルギー比例減衰により一端固定，他端可動の模型橋の１次及び２次のモード減衰定数を表－4.1に示すように求めた。式（4－8）の係数α，βは，１次及び２次のモード減衰定数が表－4.1の値になるように定めた。

図－4.7及び図－4.8によれば，いずれの記録の場合にも，入力地震動の主要動近くでは，解析値は実験値の特徴をよく再現している。等価係数c_{NL}を0.7とした場合と1.0とした場合の間には大きな違いは認められない。

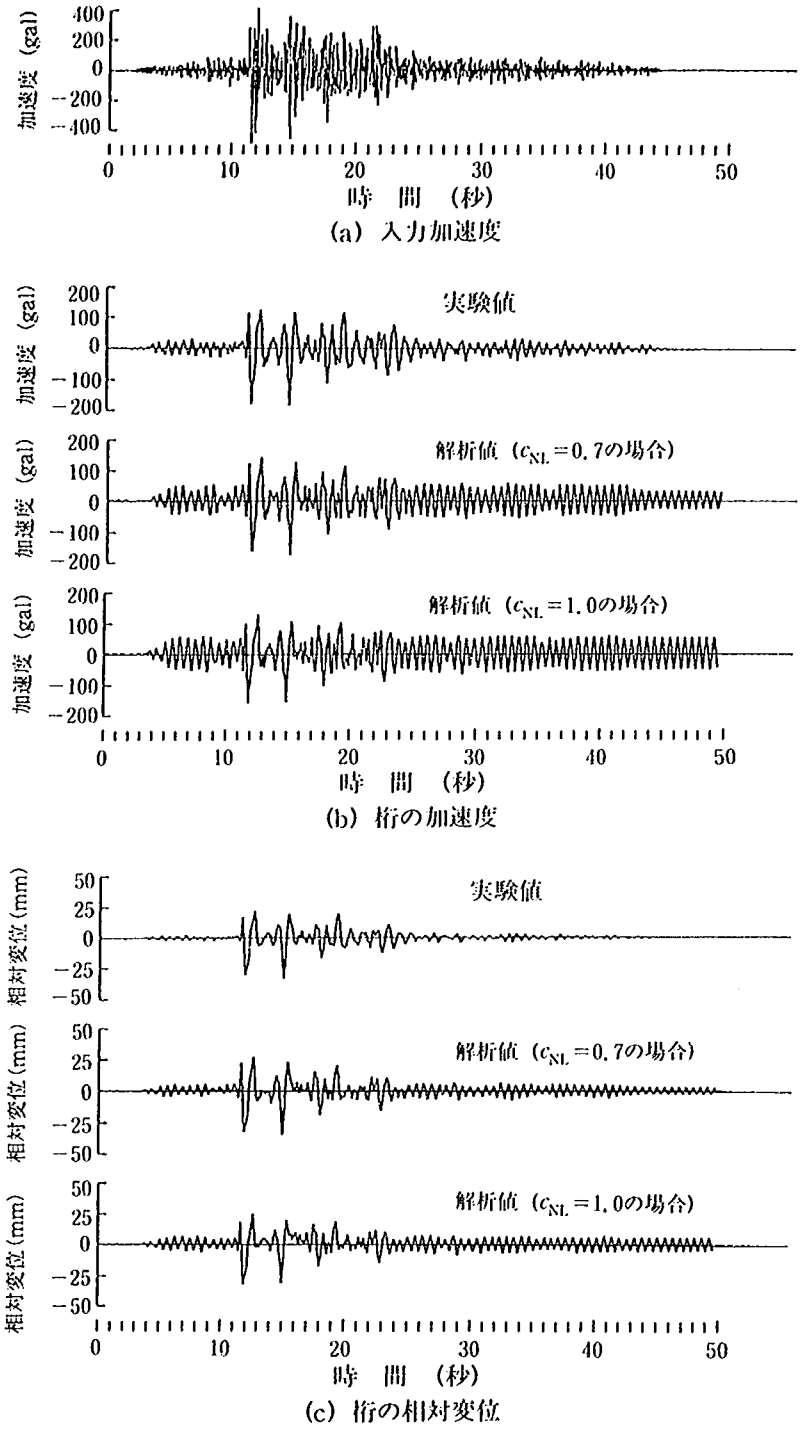
ただし，主要動後には，実験では桁の応答は比較的速く時間的に減衰するのに対して，解析値は実験値ほど速く減衰していない。これは，$c_{NL}=0.7$あるいは1.0に相当する免震支承の変形を仮定してバイリニア・モデルのパラメーターを定めているため，主要動終了後の小さな変形時の免震支承の力学特性を正しくモデル化できていないことによるものである。

表－4.2は，桁の最大加速度および最大相対変位に着目して解析値と実験値の比較を示したものである。これによると実験値に対する解析値の比は，$c_{NL}=1.0$の場合には0.91～1.31に収まり，平均でも1.03～1.18であるのに対して，$c_{NL}=0.7$の場合には0.93～1.54と大きくなっており，また，平均値も1.17～1.26と大きい。したがって，c_{NL}としては1.0とした方が桁の最大加速度や最大相対変位に対する近似度は良いといえる。この原因は，桁の最大応答を解析するためには，免震支承の最大変位時，すなわち，$c_{NL}=1.0$の場合でバイリニア・モデルのパラメータを決めた方が良いためと考えられる。

免震支承をバイリニア型の非線形モデルによって表した場合の解析精度に関しては以上の通りであるが，これを３章に示した等価線形化解析と比較すると，主要動付近における桁の加速度及び変位等に関する解析精度にはあまり差はない。したがって，免震設計に用いるという実務的な観点からは，等価線形化法で十分だということができよう。非線形解析では免震支承の履歴特性をモデル化するために多数のパラメーターを定める必要があり，また，こうしたパラメターの設定によって敏感に免震橋の応答が変化する場合がある。これに対して等価線形化法では，免震支承の履歴特性のモデル化も容易であり，解析にも特殊な解析プログラムを用いる必要がない。このような点から，解析精度に著しい差がないのであれば，免震設計では等価線形化法を用いることがよいといえる。



図−4.7　桁の応答加速度と相対変位に対する実験値と解析値の比較（開北橋記録を入力した場合，ＬＲＢ）



図−4.8 桁の応答加速度と相対変位に対する実験値と解析値の比較（開北橋記録を入力した場合，ＨＤＲ）

表－4.1　エネルギー比例減衰によって求めたモード減衰定数

入力地震動			c_{NL}=0.7の場合		c_{NL}=1.0の場合	
			1次モード減衰定数	2次モード減衰定数	1次モード減衰定数	2次モード減衰定数
LRDを用いた場合	開北橋記録	A	0.00006	0.01955	0.00006	0.01955
		B	0.00005	0.01955	0.00005	0.01955
	八郎潟記録	A	0.00006	0.01955	0.00005	0.01955
		B	0.00005	0.01955	0.00005	0.01955
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	0.00008	0.01955	0.00007	0.01955
		B	0.00007	0.01955	0.00007	0.01955
	八郎潟記録	A	0.00008	0.01955	0.00007	0.01955
		B	0.00007	0.01955	0.00006	0.01955

表－4.2　解析によって求めた桁の最大応答値と実験値の比較

免震装置	入力地震動		入力最大加速度 (gal)	実験値		解析値			
				けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (mm)	c_{NL}=0.7の場合		c_{NL}=1.0の場合	
						けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (mm)	けたの最大加速度 (gal)	けたの最大相対変位 (mm)
LRBを用いた場合	開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	92.2(1.27)	25.3(1.20)	83.6(1.15)	25.7(1.22)
		B	481.3	101.0	35.8	118.3(1.17)	43.4(1.21)	102.7(1.02)	40.4(1.13)
	八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	123.7(1.51)	40.3(1.54)	97.3(1.19)	34.1(1.31)
		B	115.6	110.2	41.6	148.4(1.35)	60.7(1.46)	123.0(1.12)	53.8(1.29)
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	276.4	124.6	18.6	128.6(1.03)	22.1(1.19)	116.5(0.93)	20.7(1.11)
		B	484.7	181.9	33.1	172.3(0.95)	34.4(1.04)	156.9(0.86)	31.7(0.96)
	八郎潟記録	A	83.1	102.7	14.0	95.0(0.93)	15.6(1.11)	93.6(0.91)	15.4(1.10)
		B	111.5	170.4	30.4	189.9(1.11)	39.3(1.29)	185.3(1.09)	39.8(1.31)
（ ）内の平均						1.17	1.26	1.03	1.18

（ ）内は実験値との比を示したものである。

4.5　まとめ

免震支承の履歴特性をバイリニア型ばねにモデル化した場合の免震橋の非線形動的解析の精度を2.2に示した免震橋模型の振動台加振実験結果との比較により検討した。本章の解析結果から得られた結論は以下の通りである。

1）免震装置の履歴特性をバイリニア・モデル化する際の第一勾配k_1の算出方法を式（4－5）のように提案した。この方式で求めたバイリニア・モデルは，免震支承の履歴特性をよく表現する。

2）式（4－7）の等価係数c_{NL}を1.0及び0.7として式（4－1），（4－2），（4－6）により免震支承の履歴特性をバイリニア型にモデル化した非線形動的解析により，振動台実験から得られた模型橋の主要動部分における最大応答変位および最大応

答加速度をよく再現することができる。

3）ただし，これを3章に示した免震支承の履歴特性を等価線形化した解析と比較すると，解析精度は実務的にみてほぼ同程度である。したがって，解析の容易性，解析プログラムの普及の度合，解析結果の判断が容易なこと等を考慮すると，免震設計においては等価線形化法が実用的であるといえる。

5．落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性

5.1 まえがき

我国では大規模な地震が生じた場合でも落橋等の不測の事態に対処するために落橋防止構造を設けることになっている。したがって，免震橋にも落橋防止構造を設けることになるが，桁と下部構造を結ぶ構造を設けた場合には，落橋防止装置が作動するまでは桁は自由に振動できるが，落橋防止装置が作動し始めると桁の振動が拘束されることになる。これは落橋防止装置を介して桁と下部構造間に衝突が生じるためである。

2.1ではこのような効果を実験的に検討したが，この章では，免震橋の動的特性に与える桁と下部構造間の衝突の影響を解析するためのモデルを提案し，模型振動実験との比較によりその精度を検討するとともに，実橋に対する適用性を検討する。

5.2 解析対象とする模型振動台実験の概要

解析には，2.1に示したやや剛性の高い橋脚で支持された免震橋の模型振動実験を用いる。2.1に示したように，実験ではいろいろな正弦波や地震波による加振が行われているが，ここでの解析には開北橋記録による実験結果を選んだ。

また，落橋防止装置の遊間としては，これを5cm，3cm，2cmと変化させた3ケースを解析対象とした。ただし，遊間を5cmにした場合には，桁と橋脚の衝突は生じていない。表－5.1は，解析対象とした3ケースに対して振動実験で得られた桁の最大加速度，橋脚天端に対する桁の変位（以下，桁の相対変位と呼ぶ。これは，免震支承に生じた相対変位のことである），入力地震動の最大加速度を示したものである。

表－5.1 解析に用いた免震橋の地震波加振実験ケース及び実験により求められた最大応答値

ストッパー間隔	振動台入力最大加速度 (gal)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対変位 (mm)
5 cm (衝突なし)	751.6	785.8	43.1
3 cm	768.6	937.4	39.1
2 cm	787.2	1023.1	35.7

5.3 落橋防止装置及び免震支承のモデル化

5.3.1 衝突の解析モデル化と動的解析法

桁と橋脚の間に生じた衝突の影響を解析的にモデル化する前に，2.1に示した落橋防止装置の効果をもう一度見てみよう。図－2.12は，桁が橋脚と衝突しなかった場合と衝突した場合（落橋防止装置の遊間を2cmとした場合）の2ケースについて，免震支承と落橋防止装置に作用した水平力の総和と桁の相対変位の履歴曲線を示したものである。ここで，免震装置と落橋防止装置に作用した水平力の総和とは，両橋脚の天端に作用した水平力の和と考えればよい。

図－2.12によれば，桁が橋脚と衝突しなかった場合には，免震支承の復元力特性だけが現れており，紡錘形に近い履歴曲線を描いている。桁が橋脚と衝突した場合には，桁がストッパーに接触し始めた段階から履歴曲線の水平力は大きくなる。これは，免震支承が抵抗するのに加えて，落橋防止装置も水平力に抵抗し始めるためである。

以上が，落橋防止装置を介して桁が橋脚と衝突した場合に桁から橋脚に伝えられる水平力の変化であり，これにより前述したような桁や橋脚の振動に大きな影響を与える。したがって，解析に際しては図－2.12に示した履歴曲線を正しくモデル化しなければならない。

衝突を伴う振動問題は衝突が生じた部分の局所的な変形も含めて解析するとすれば非常に難しい問題となる。しかし，局所的な接触と反発の解析は別にすれば，衝突を含む構造系の振動を衝突ばねを用いて解析することができる[46)47)]。すなわち，図－2.12に示した桁の相対変位と桁から橋脚天端に作用する慣性力の履歴曲線を図－5.1に示すようにモデル化する。図－5.1(a)は免震支承による履歴を表したもので，図－5.1(b)は落橋防止装置の履歴を表したものである。図－5.1(b)のk_1が衝突ばねと呼ばれるもので，桁と橋脚間の遊間がある一定以上開かないと作動しない。作動し始めると大きな水平力を分担するが，これを表すために衝突ばねに大きな剛性を与えなければならない。な

お，このような衝突ばねによる衝突の解析では，衝突に伴なうエネルギー損失を直接的には取り入れていない。これは，衝突ばねが作動している間は，衝突ばねによるエネルギー損失を見込んでいないためである。しかし，衝突ばねが突然作動したり，作動しなくなったりすると，これにより構造系には2次的な振動が発生する。この振動は構造系に仮定している減衰により吸収されるため，衝突が生じると結果としてわずかなエネルギー損失も起こることに注意しなければならない。

このような非線形履歴特性を有する構造系の解析は，時刻歴による直接積分法によらなければならない。また，免震支承のようにバイリニア型にモデル化した部材の履歴吸収エネルギーはモデル化の中で自動的に考慮されるが，その他の部材の減衰特性を表すために，ここでは，4章と同じようにレーリー型の減衰を考慮する。

5.3.2　モデル定数の設定

上記の解析法を用いて桁と橋脚の衝突を含む模型橋の振動特性を解析するためには，免震支承の履歴特性と衝突ばねの特性を正しく定めなければならない。

免震支承の履歴特性をバイリニア型ばねにモデル化するためには，図－5.1に示したようにばねの一次勾配k_1，ばねの二次勾配k_2，降伏荷重Qの3つを正しく定めなければならない。これらは，4章と同じ方法で直接免震支承の履歴曲線から求めた。

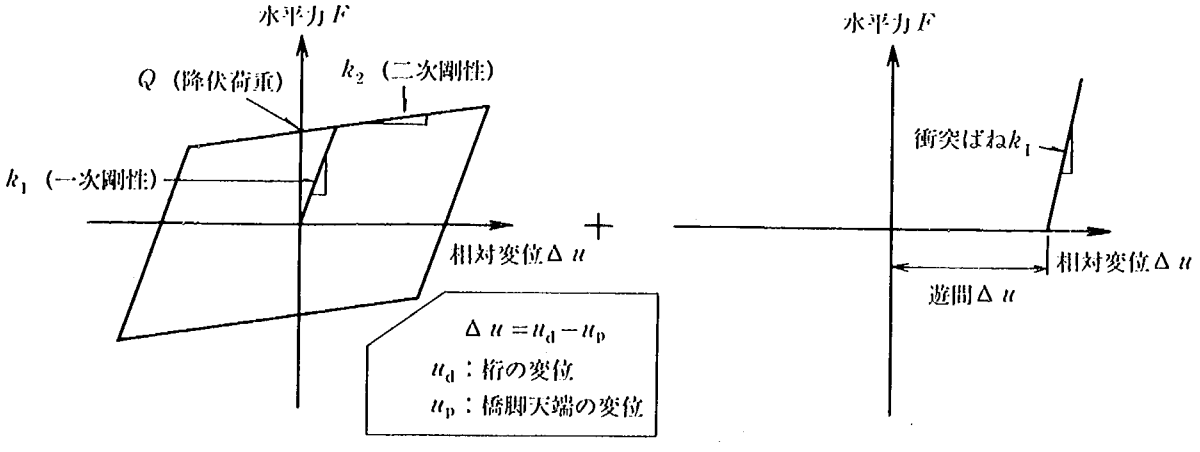
衝突ばねの剛性k_1は，ストッパーに取り付けた緩衝用のゴムの圧縮剛性から定めなければならない。緩衝用ゴムの圧縮剛性は式（5－1）で与えられる。

$$k_S = E \cdot w \cdot h / l \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5-1)$$

ここで，

k_S：ゴムの圧縮剛性（kgf／cm）
E：ゴムの弾性係数（kgf／cm²）
w：ゴムの幅（cm）
h：ゴムの高さ（cm）
l：ゴムの厚さ（cm）

実験では，幅40cm，高さ20cm，厚さ7.1cmのゴムを用いている。また，ゴムの弾性係数は40.0kgf／cm²である。したがって，圧縮剛性k_Sは式（5－1）から4,507 kgf／cmと求められる。ただし，式（5－1）は圧縮されるゴムがこれとは直角方向に拘束されていないとした場合の剛性を与えるものである。しかし，ゴムは桁に取り付けられた支板に接着されているため，実際には圧縮される方向とは直角方向に拘束されている。このため，ゴムの見かけの剛性は式（5－1）で与えられるよりも大きくなることが予想される。このため，解析では衝突ばねの剛性k_1を式（5－1）によるゴムの圧縮剛性k_Sの1倍～3倍の範囲で変化させた。



(a)　免震装置野モデル化　　(b)　落橋防止装置のモデル化

図－5.1　落橋防止装置と免震支承のモデル化

5.4 桁と橋脚の衝突の影響を考慮した模型橋の動的解析

以上の解析法を用いて，免震橋模型の振動を解析した。解析では，振動台に実際に生じた振動を入力として解析モデルの基部に作用させた。また，レーリー減衰による係数α，βは4章と同じようにして定めた。ここで，各部の減衰定数は，橋脚については2%，支承及び桁については0とした。

このような条件で桁の加速度と相対変位を計算し，これを実測値と比較した結果が図－5.2（衝突が生じなかった場合），図－5.3（遊間が3cmの場合），図－5.4（遊間が2cmの場合）である。まず，図－5.2に示した衝突がない場合からみてみると，桁の相対変位に関しては解析値は実験値とよく一致している。加速度に関しては，主要動部分ではよく一致しているが，解析値には実験値にはない高い振動数の振動が主要動後も続いている。このケースでは，衝突ばねはまだ作動していないので，これは，解析に用いた免震支承のモデル化に原因がある。

すなわち，免震支承の履歴曲線をバイリニア型にモデル化する際には免震支承の変形が最大となる付近で履歴特性が一致するように，ばねの1次剛性k_1，2次剛性k_2，降伏荷重Qを定めた。このため，振動の小さいところでは，免震支承の履歴特性，特に減衰特性を正しくモデル化できていない。このため，主要動後の振動応答の減衰が実験結果に比較して小さくなったのである。耐震設計上重要な主要動付近に的を合わせて免震支承の特性を与えたのであるから，図－5.2の結果は目標としたとおりであるといってよい。変位の予測に比較して常に加速度の予測はより困難であることを考慮すると，図－5.2の加速度もまずまずの精度とみてもよいであろう。

次に，桁と橋脚の衝突が生じた場合であるが，図－5.3及び図－5.4によれば，遊間を3cmとした場合も2cmとした場合も桁の相対変位は実験結果の特徴をよく表している。

表－5.2に相対変位の最大値の比較を示すが，衝突ばねk_Iをゴムの圧縮ばねk_Sの1～3倍に変化させても最大相対変位はそれほど大きく変化するわけではない。遊間を3cmから2cmに小さくすれば，桁の相対変位も当然小さくなる。

興味深いのは，衝突ばねk_Iを変化させた場合の桁の相対変位の変化である。遊間を2cmとした場合には衝突ばねk_Iをゴムの圧縮ばねk_Sの1倍，2倍，3倍と固くしていくと，桁の相対変位も順に小さくなっていく。これは，衝突ばねが固くなればそれだけストッパーが変形しにくくなるわけであるから，桁の相対変位も小さくなることを意味している。これに対して，遊間を3cmとした場合には，衝突ばねk_Iを順次大きくしても桁の相対変位は必ずしも小さくなっていかない。

これは，ストッパーによるリバウンドがあるためである[47]。すなわち，桁がストッパーと接触するとストッパーが圧縮変形し始めるが，やがて免震支承とストッパーの復元力のせいで桁の振動方向が反対となり，桁がストッパーとの接触を終えて離れていく。このような一連の接触と反発の過程の中で，桁がストッパーから離れる際にストッパーに蓄えられた変形エネルギーが桁に伝えられるのである。

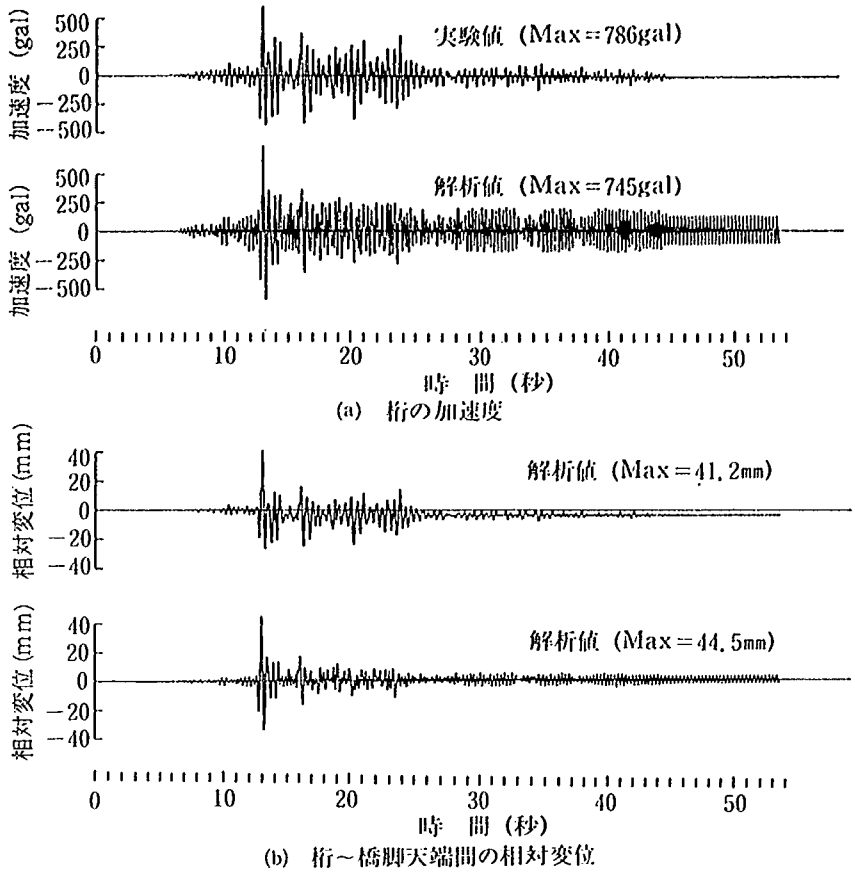
これは，図－5.4で衝突ばねk_Iを$3k_S$とした場合の桁の相対変位を見ればよくわかる。この場合には，桁には高い振動数が含まれており，桁が一方のストッパーからリバンドして他方のストッパーに衝突し，ここからリバウンドして再び反対側のストッパーに衝突するというように，2つのストッパーの間を小刻みに振動した結果，桁には高い振動成分が含まれるようになったのである。このような効果により，衝突ばねk_Iをk_Sとした場合には桁の相対変位は44.0mmであったのが，k_Iを$3k_S$とした場合には48.3mmとかえって大きくなった。

一方，桁の加速度を比較すると，上述した衝突が生じない場合と同様に桁の変位応答に比較するとやや実験値との一致度は下がるが，全体の特徴はよく表わされている。

図－5.5～図－5.7は，免震装置と移動制限装置に加わる水平力の合計と桁の相対変位（免震装置に生じる水平変位）の関係を比較したものである。桁と橋脚の衝突がない場合には，実験による履歴曲線の特徴をよく解析で表わしている。桁と橋脚間に衝突が生じた場合にも，遊間が3cm，2cmのいずれの場合も衝突ばねにより水平力が途中から増加する様子が解析的によく表わされている。衝突ばねk_Iとしては，ゴムの圧縮剛性k_Sの2倍程度とした場合が，実験値との一致度が最もよいようである。

5.5 実橋に対する解析法の適用

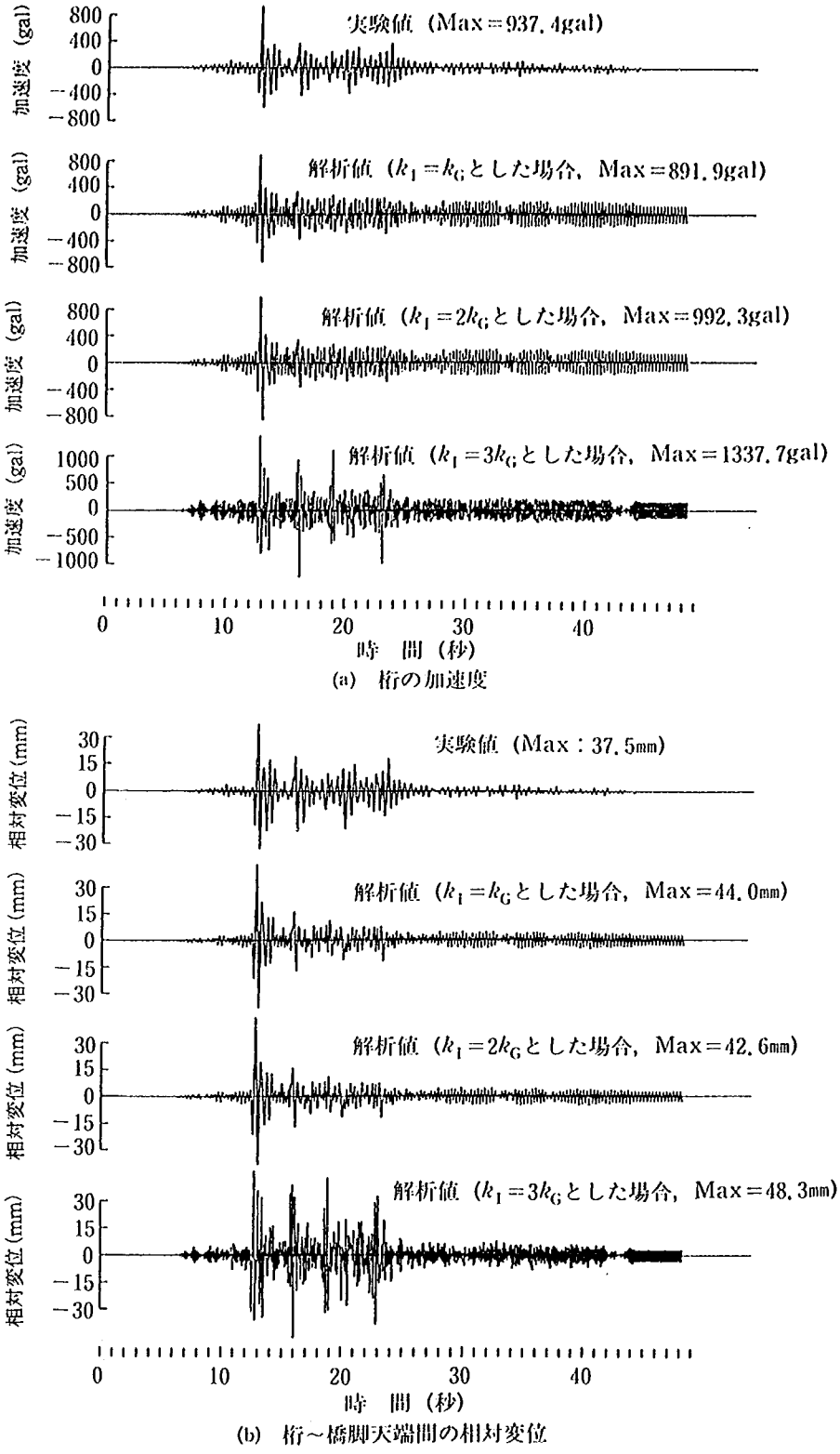
以上に示した落橋防止装置を介した桁と下部構造の衝突が免震設計上どのような影響を持つかを実橋を基



図－5.2　桁の応答加速度及び相対変位に対する解析値と実験値の比較（ストッパーが作動しない場合）

表－5.2　落橋防止装置を考慮して解析した免震橋の最大応答と実験値の比較

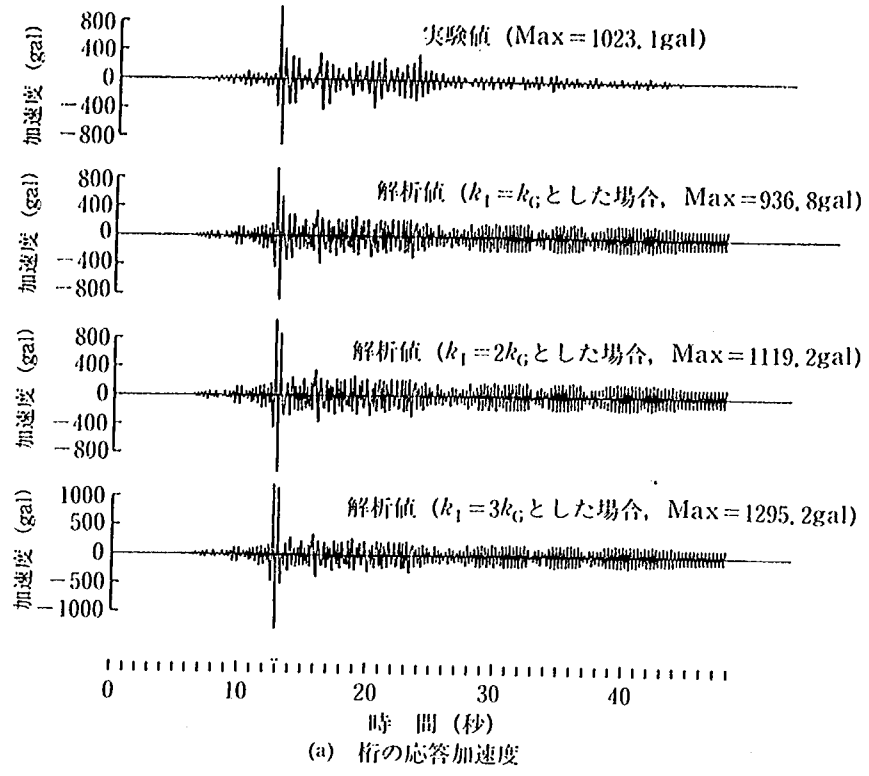
移動制限装置の遊間	実験値		解析値					
			$k_1 = k_S$ とした場合		$k_1 = 2\,k_S$ とした場合		$k_1 = 3\,k_S$ とした場合	
	桁の最大加速度 (gal)	桁～橋脚天端間の最大相対変位(mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁～橋脚天端間の最大相対変位 (mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁～橋脚天端間の最大相対変位 (mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁～橋脚天端間の最大相対変位 (mm)
5 cm (衝突なし)	785.8	43.1	744.7 (0.95)	44.5 (1.03)	—	—	—	—
3 cm	937.4	37.5	891.9 (0.95)	44.0 (1.17)	992.3 (1.06)	42.6 (1.14)	1337.7 (1.43)	48.3 (1.29)
2 cm	1023.1	33.7	936.8 (0.92)	41.4 (1.29)	1119.2 (1.09)	39.7 (1.18)	1295.2 (1.27)	39.2 (1.16)



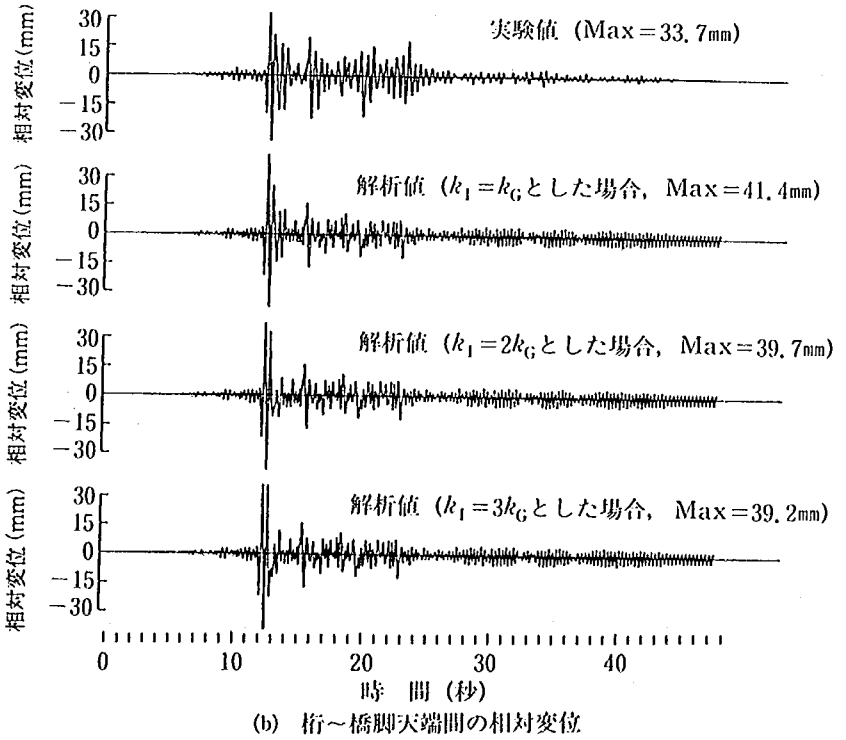
(a) 桁の加速度

(b) 桁～橋脚天端間の相対変位

図－5.3 桁の応答加速度及び相対変位に対する解析値と実験値の比較（遊間が3cmの場合）

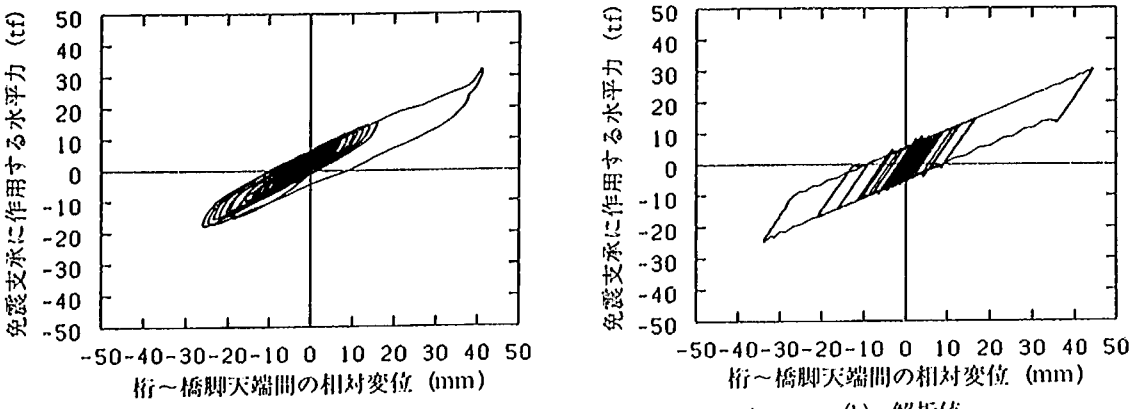


(a) 桁の応答加速度

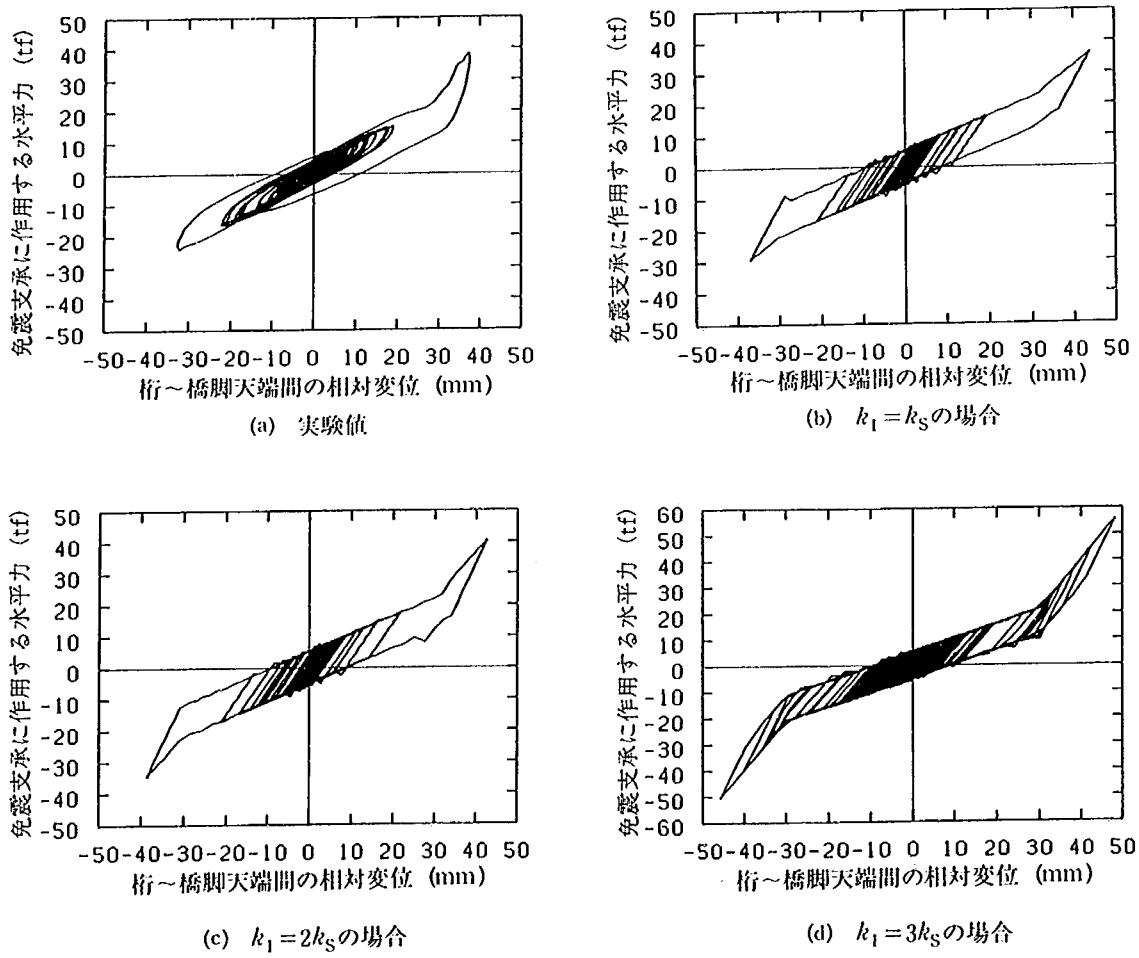


(b) 桁～橋脚天端間の相対変位

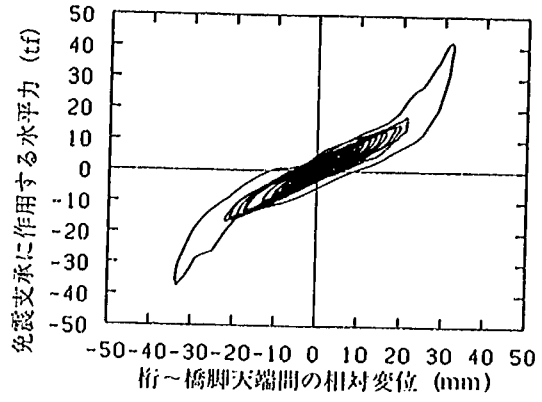
図－5.4 桁の応答加速度及び相対変位に対する解析値と実験値の比較 (遊間が2cmの場合)



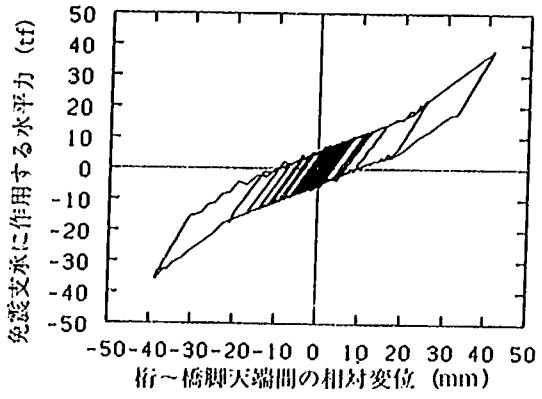
図－5.5 解析で求めた免震支承の履歴曲線と実験値の比較（ストッパーが作動しない場合）



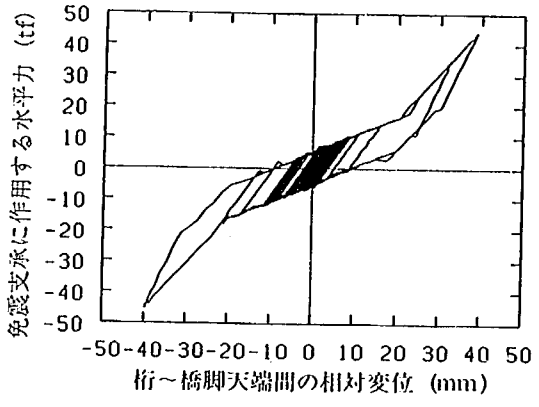
図－5.6 免震支承＋落橋防止装置の作用力と桁の相対変位の履歴曲線（遊間が3cmの場合）



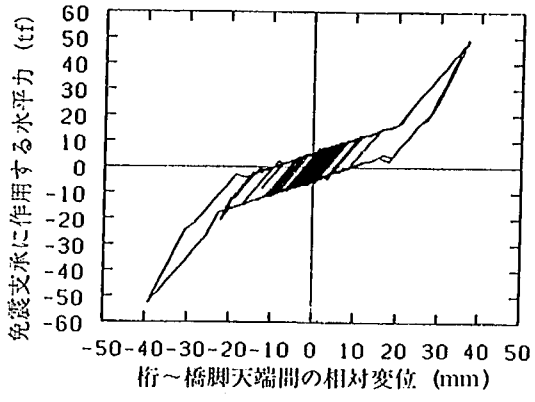
(a) 実験値



(b) $k_I = k_S$の場合



(c) $k_I = 2k_S$の場合



(d) $k_I = 3k_S$の場合

図－5.7　免震支承＋落橋防止装置の作用力と桁の相対変位の履歴曲線（遊間が2cmの場合）

に検討した。解析対象とするのは，わが国で最初に免震設計された一般国道7号線大館西道路の長木川橋[48]である。長木川橋は，図－5.8に示すように橋長98.1m，幅員20.0mの3径間連続鈑桁橋であり，地盤種別はⅠ種である。免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承が採用されている。

解析では設計時と同じ構造，地盤条件を用いて図－5.9に示すようにモデル化した。ただし，実橋では64.5度の斜角があるが，解析を簡単にするために解析では直橋と仮定した。解析方向は，橋軸方向である。

落橋防止装置は，桁の両端に設けるものとし，桁と橋台を結ぶ構造を仮定した。ストッパーの剛性（衝突ばねk_I）は，橋台上の免震支承の初期剛性k_I（45tf／cm）を基本に，その10倍～1000倍とした。また，落橋防止装置は，橋台から離れる方向に桁が120mm以上変位した場合に作動するようにした。ただし，落橋防止装置は両側の橋台に設けられているので，いずれの方向に桁が変位しても，120mm以上橋台に対して桁が変位すればどちらかの落橋防止装置が作動することになる。

入力地震動は，ＲＣ橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に相当する加速度応答スペクトル[41]に応答スペクトル特性をフィット[49]させた地震動波形を用いた。図－5.10は，この波形の加速度応答スペクトルである。これは，関東大震災級の大規模な地震に相当する地震動加速度である。

以上の条件で解析した桁の加速度及び相対変位を図－5.11～図－5.14に示す。落橋防止装置の影響で桁に生じる相対変位はストッパーの剛性を大きくするほど小さくなる。ただし，上部構造から下部構造に伝えられる慣性力（免震支承が分担する水平力と落橋防止装置が分担する水平力の和）は表－5.3に示すように，落橋防止装置を設けると橋台の慣性力が大きくなり，その分だけ橋脚に作用する慣性力の分担が下がってくる。これは，落橋防止装置が橋台に設けられているた

めである。したがって，落橋防止装置を設ける場合には，これによる橋の振動特性，特に上部構造の慣性力の分配に十分注意し，これに見合った設計としていくことが求められる。

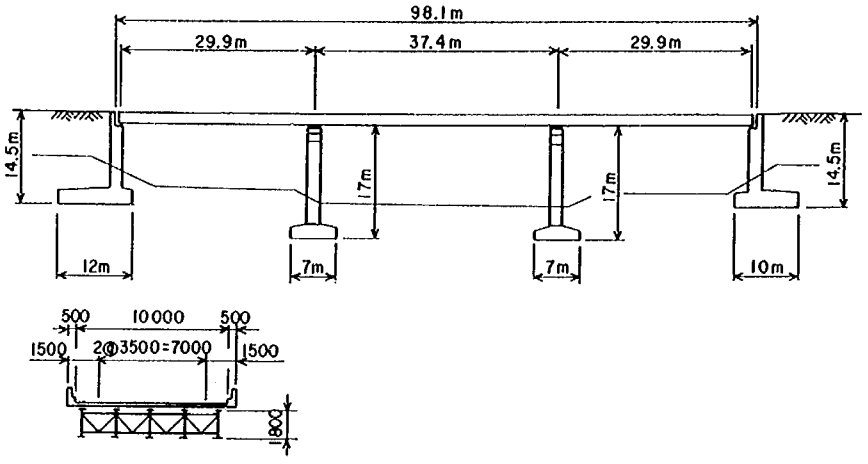
5.6 まとめ

ストッパータイプの落橋防止装置を設けた場合の免震橋の振動特性を解析するための手法を提案し，これを免震橋模型を用いた模型振動実験結果と比較することにより解析法の適用性を検証するとともに，実橋の解析を行った。本章の検討を通して得られた結論は，以下の通りである。

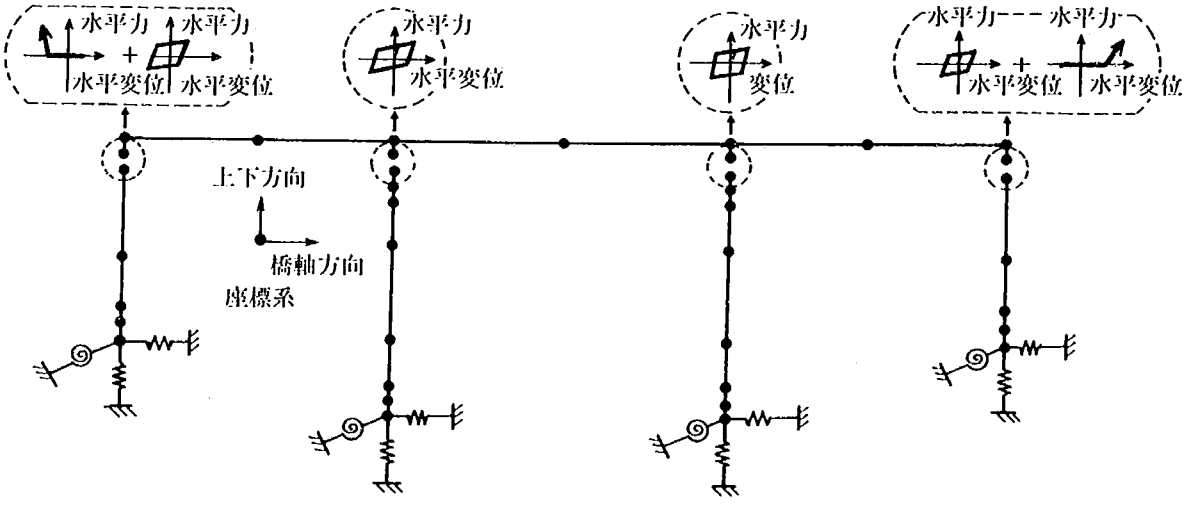
1）衝突ばねを用いることにより，落橋防止装置を介した桁と下部構造間の衝突の影響を実用的な精度で解析することができる。

2）落橋防止装置にストッパーとして弾性ゴムを用いると，ゴムのリバウンドにより両下部構造間で桁が小刻みに振動する場合がある。

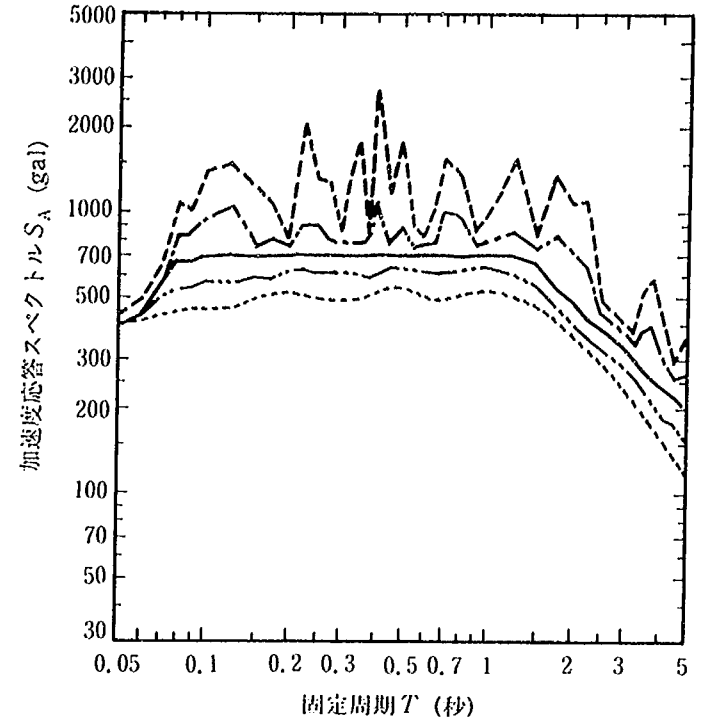
3）落橋防止装置を設ければ，当然その下部構造に作用する上部構造の慣性力は増大する。したがって，落橋防止装置の剛性の選定に注意するとともに，落橋防止装置の分担分を見込んで下部構造の設計をすることが必要である。



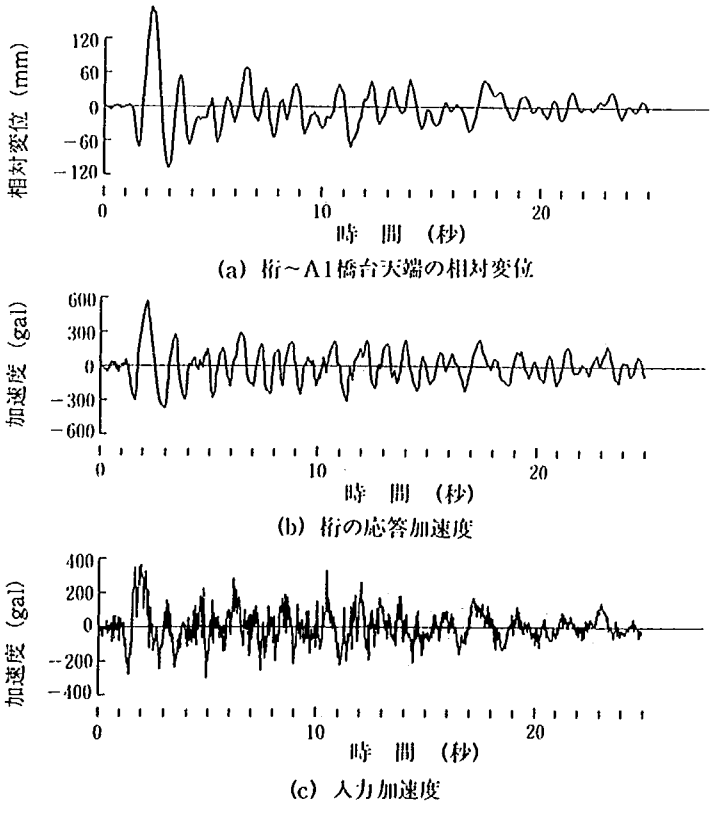
図－5.8 解析対象とした長木川橋



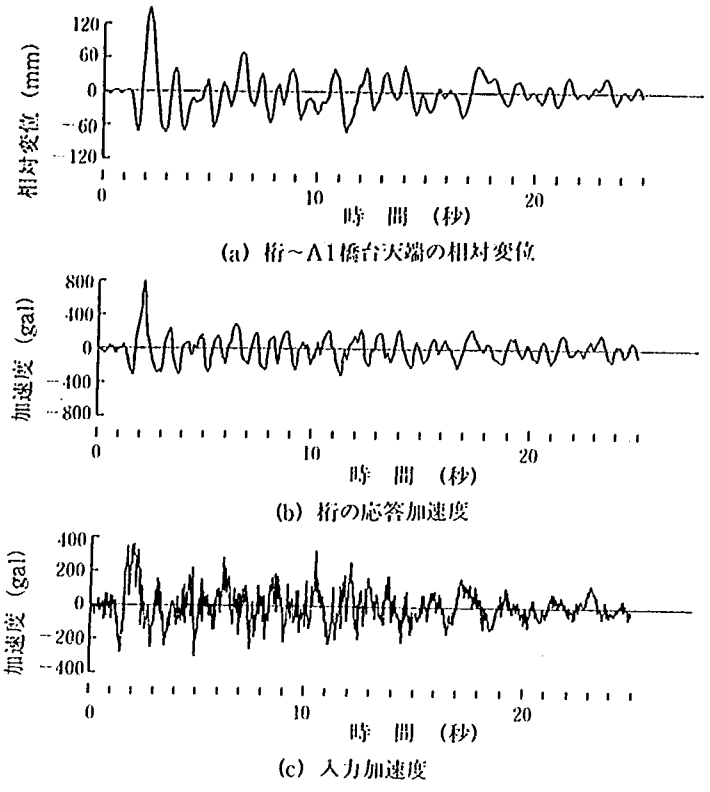
図－5.9 解析モデル



図－5.10　入力の加速度応答スペクトル



図－5.11　桁の応答加速度とＡ１橋台に対する桁の相対変位（落橋防止装置がない場合）

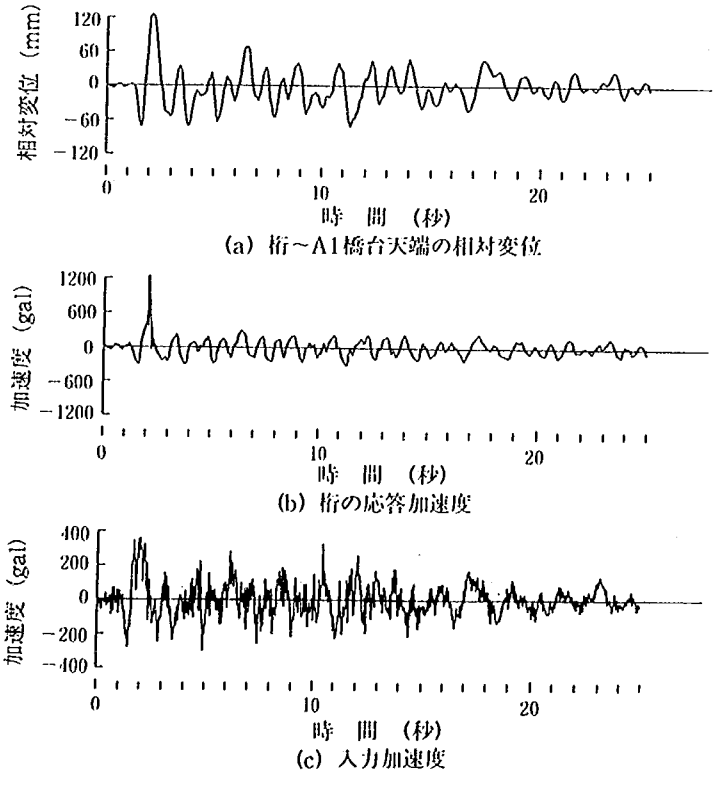


(a) 桁～A1橋台天端の相対変位

(b) 桁の応答加速度

(c) 入力加速度

図－5.12 桁の応答加速度とA1橋台に対する桁の相対変位（落橋防止装置がある場合$k_1 = 10k_1$）

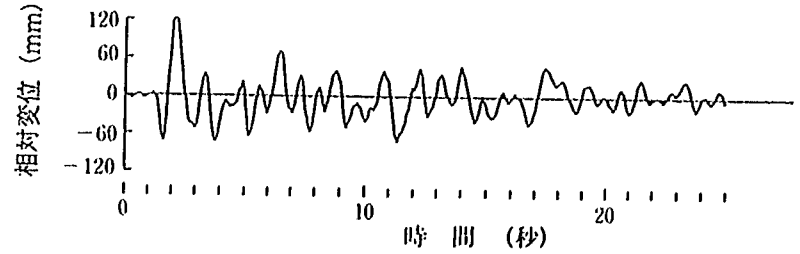


(a) 桁～A1橋台天端の相対変位

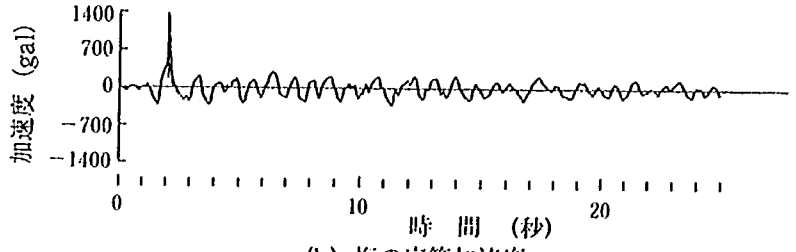
(b) 桁の応答加速度

(c) 入力加速度

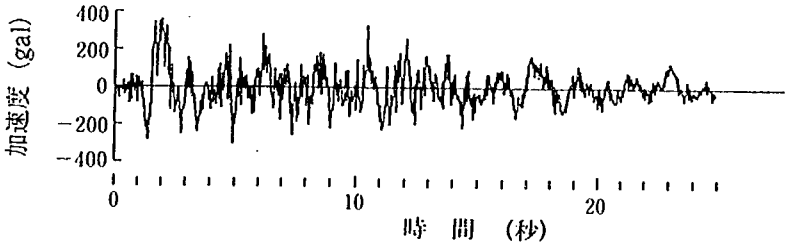
図－5.13 桁の応答加速度とA1橋台に対する桁の相対変位（落橋防止装置がある場合$k_1 = 100k_1$）



(a) 桁～A1橋台天端の相対変位



(b) 桁の応答加速度



(c) 入力加速度

図－5.14　桁の応答加速度とＡ１橋台に対する桁の相対変位（落橋防止装置がある場合$k_1 = 1000k_1$）

表－5.3　上部構造から下部構造に作用する慣性力と免震支承に生じる相対変位

落橋防止装置とそのモデル化		免震支承及び落橋防止装置に作用する最大水平力(tf)						桁～橋脚天端間の最大相対変位(mm)			
		A1		P1	P2	A2		A1	P1	P2	A2
		落橋防止装置	免震支承	免震支承	免震支承	落橋防止装置	免震支承				
落橋防止装置なし		0	141.2	227.0	227.2	0	138.7	175.4	134.1	134.2	172.4
落橋防止装置あり	$k_1 = 10k_1$	202.2	121.0 (0.86)	206.0 (0.91)	207.6 (0.91)	160.0	116.8 (0.84)	149.1	117.7	118.4	143.0
	$k_1 = 100k_1$	351.8	104.3 (0.74)	186.8 (0.82)	188.6 (0.83)	326.5	104.0 (0.75)	125.1	102.9	104.4	124.7
	$k_1 = 1000k_1$	419.9	101.2 (0.72)	183.1 (0.81)	185.4 (0.82)	880.2	101.7 (0.73)	120.6	99.9	101.8	121.3

〔 〕内は，落橋防止装置がない場合の解析結果に対する比率

6．エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度

6.1 まえがき

耐震解析では，質量分布，剛性分布とともに減衰特性を正しく与えることが重要である。減衰性を表す指標として減衰定数がよく用いられるが，減衰定数は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編にも規定されているように，エネルギー吸収を生じるメカニズムによって部材ごとに同じではない。このため，橋のモード減衰定数を設定するために道路橋示方書Ⅴ耐震設計編ではエネルギー比例減衰法が示されている[41]。

免震設計は，アイソレーターによる長周期化とダンパーによるエネルギー吸収により橋の慣性力を低減する設計法である。免震橋では，一般橋に比較してダンパーという大きな減衰定数を持つ部材を用いる。このため，橋を構成する部材の中でダンパーの減衰定数が飛び抜けて大きくなる。このような条件で，エネルギー比例減衰法が免震橋のモード減衰定数の推定に適用できるかどうかを検討しておくことが必要である。

このため，本章では，模型橋の自由振動実験を行い，減衰定数の大きいダンパーを含む免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性を検討する。

6.2 エネルギー比例減衰

橋を離散化してモデル化した場合に，橋が線形系であれば運動方程式は次のように与えられる。

$$M\ddot{u}+C\dot{u}+Ku=M\{1,0,0,\cdots 1,0,0\}^{T}\ddot{Z}_{gx} \quad \cdots\cdots (6-1)$$

ここで，

M：質量行列
C：減衰行列
K：剛性行列
$\ddot{u}$：加速度ベクトル
$\dot{u}$：速度ベクトル
u：変位ベクトル
$\ddot{Z}_{gx}$：x成分の入力地震動

非減衰固有振動数をω_i，これに対する固有振動モードをΦ_iとし，u，$\dot{u}$，$\ddot{u}$を基準座標$q(t)$と固有振動モードΦ_iの線形結合として，次のように表す。

$$\left.\begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^{k}\Phi_i q_i(t) \\ \dot{u} &= \sum_{i=1}^{k}\Phi_i \dot{q}_i(t) \\ \ddot{u} &= \sum_{i=1}^{k}\Phi_i \ddot{q}_i(t) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (6-2)$$

ここで，kは解析に用いる自由度である。

質量行列及び剛性行列は振動モードより次のように直交化される[50]。

$$\left.\begin{aligned} \phi_m^{T}K\phi_n &= 0 \\ \phi_m^{T}M\phi_n &= 0 \end{aligned}\right\} (m\neq n\text{の場合}) \quad \cdots\cdots (6-3)$$

また，減衰行列についても式（6－3）と同様に次のように直交化されると仮定する。

$$\phi_m^{T}C\phi_n=0 \quad \cdots\cdots (6-4)$$

このようにすると，式（6－1）は，k組の相互に独立した線形常微分方程式に分離される。

$$\ddot{q}_i+2h_i\omega_i\dot{q}_i+\omega_i^2 q_i=\Gamma_i\ddot{Z}_{gx} \quad \cdots (6-5)$$

ここで，Γ_iは第ｉ次の刺激係数と呼ばれ，ｉ次の振動モードが構造系全体の応答に寄与する相対的な度合を表すものである。

さて，以上が教科書によく書かれている多自由度系の振動解析論であり，式(6－5)のh_iがｉ次の振動に対する減衰定数を表すもので，一般にｉ次のモード減衰定数と呼ばれる。式（6－5）で重要な点は，式(6－5)の第２項は式（6－4）を基に式（6－1）から導かれたものではなく，式（6－5）が第ｉ次の固有周期を有する１自由度系の振動を表すことから解析が容易となるように$2h_i\omega_i\dot{q}_i$とおかれている点である。

すなわち，多自由度系に対してはもともと減衰定数という概念は存在せず，減衰定数は，式（6－1）を式（6－5）のように独立なk組の運動方程式に分離した段階で１自由度系の振動論とのアナロジーで導入されたものである。これは，構造系を構成する部材のエネルギー吸収性能の違いを定量的に表わす指標として適当なものがないことから，便宜的に用いられているものである。

さて，式（6－5）で多自由度系の地震応答解析を行なう際には，モード減衰定数が必要とされる。部材ごとに１自由度系とのアナロジーで与えた第ｉ次モードに対する部材ｊの減衰定数をh_{ij}とすれば，h_{ij}から構造系全体のｉ次のモード減衰定数h_iを算出しなければならない。

このために提案されているのが，エネルギー比例減

衰と運動エネルギー比例減衰で，それぞれ，次式でモード減衰定数を推定する[51]。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^T \cdot h_{ij} \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\Phi_i^T \cdot K \cdot \Phi_i} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6-6)$$

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^T \cdot h_{ij} \cdot m_j \cdot \phi_{ij}}{\Phi_i^T \cdot M \cdot \Phi_i} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6-7)$$

ここで，

ϕ_{ij}：i次振動モードの要素jのモードベクトル

h_{ij}：i次振動モードに対する要素jの減衰定数

Φ_i：i次振動モードのモードベクトル

k_j：要素jの剛性行列

m_j：要素jの質量行列

K：構造全体の剛性行列

M：構造全体の質量行列

式（6－6），（6－7）の意味は，部材jのひずみエネルギーをE_{Sj}，運動エネルギーをE_{kj}として式（6－6），（6－7）を次のように書き直せばよく理解できる。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} E_{sj} h_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} E_{sj}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6-8)$$

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} E_{kj} h_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} E_{kj}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6-9)$$

すなわち，ひずみエネルギー比例減衰とは，部材に生じるひずみエネルギーE_{Sj}の重みをつけて部材ごとの減衰定数h_{ij}を平均しているのであり，運動エネルギー比例減衰とは，部材に生じる運動エネルギーE_{kj}の重みをつけて部材ごとの減衰定数h_{ij}を平均しているのである。

どちらが橋のモード減衰定数を表すのに適しているかが重要である。減衰定数には，基礎から地盤への逸散にともなう逸散減衰[52]，部材の変形にともなう履歴減衰[53]，部材間の摩擦にともなう摩擦減衰等，いろいろなものがある。しかし，多くのものは部材に生じる変形に応じてエネルギー損失があるために生じる減衰である。このような点から，道路橋示方書V耐震設計編では式（6－6），（6－8）によるエネルギー比例減衰が基本とされている。

6.3　免震橋模型の自由振動実験

実験に用いた模型橋梁は，図－6.1に示すように支間長2.1m，桁重量611.7kgfの単純橋である。橋脚は頭部を剛に連結したラーメン構造の4枚の板からなる。橋脚を構成する板の形状は幅100×板厚10×長さ950mmである。橋脚基部は剛な治具により模型架台に固定されている。

支承としては，図－6.2に示す積層ゴム支承（以下，RBと呼ぶ）と高減衰積層ゴム支承（以下，HDRと呼ぶ）の2種類を用い，各橋脚上に2個ずつ設置した。RBは，厚さ0.3mmの鋼板24枚で0.9mmの厚さの弾性ゴム25層を交互に重ね，加硫接着したものである。また，HDRは，厚さ0.3mmの鋼板36枚で厚さ0.9mmの高減衰ゴム37層を交互に重ね，加硫接着したものである。高減衰ゴムとは，変形にともないエネルギー吸収できるようにした特殊なゴムである。ゴム層厚は，RBが22.5mm，HDRが18.5mmである。

式（6－8）によるエネルギー比例減衰式の適用性を検討するために，まず，橋を構成する橋脚及び支承の減衰定数を求める。橋の構成部材としては，この他に桁があるが，桁はほぼ剛体と見なせるためエネルギー損失はないとみてよい。このため，桁の減衰定数は0と仮定する。橋脚及び支承の減衰定数より式（6－8）で橋全体系のモード減衰定数を算出する。これを実験的に求めた橋全体系のモード減衰定数と比較し，両者が実用的な精度で一致していれば，式（6－8）の適用性はよいということができる。

このため，以下のように，橋全体系と支承及び橋脚の自由振動実験を行なった。

①RBで支持された模型橋

②HDRで支持された模型橋

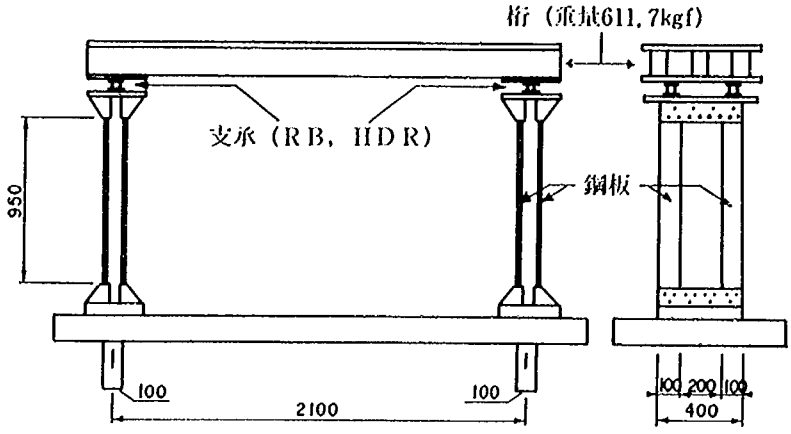
③橋脚A

④橋脚B

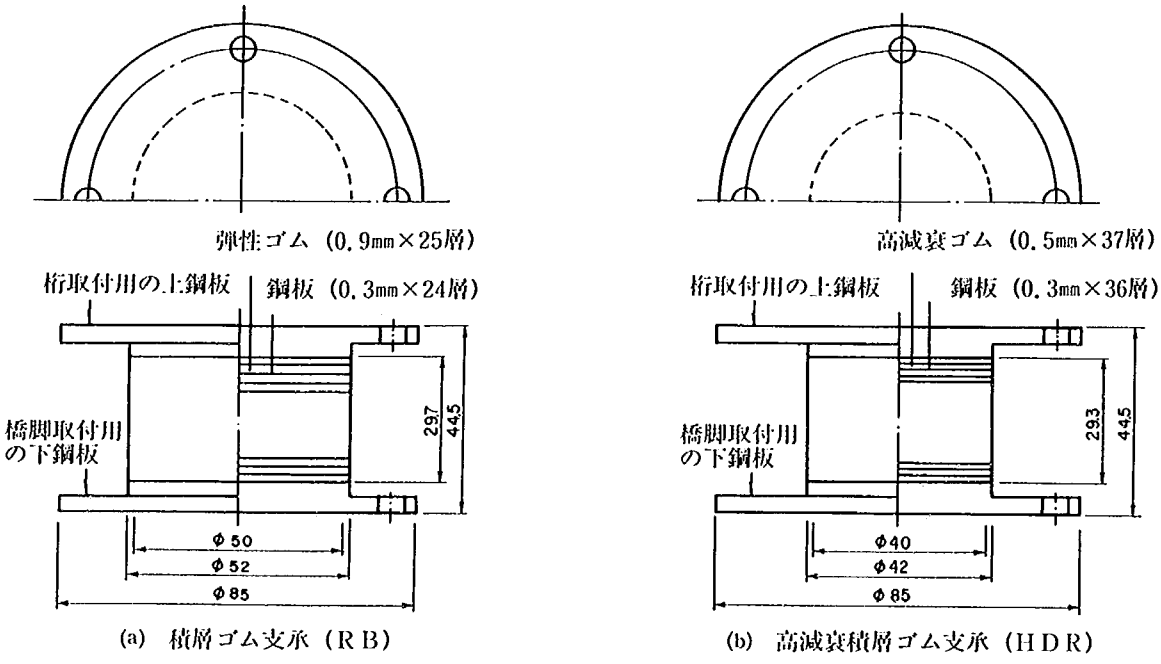
⑤RB単体

⑥HDR単体

ここで，模型橋は橋軸方向に手で加振し，1次の共振状態になったところで自由振動させ，1次のモード減衰定数を求めた。橋脚の自由振動実験も同様である。また，⑤RB単体及び⑥HDR単体とは，それぞれRB及びHDRを橋脚を介さず，直接架台に据え付けたうえで桁をのせ，自由振動させたものである。桁のエネルギー吸収は無視でき，また，架台の剛性は十分高くしてあるので，支承単体のエネルギー吸収を求めることができる。橋脚については，個体差を考慮して2



図－6.1 自由振動実験に用いた模型橋



(a) 積層ゴム支承（RB） (b) 高減衰積層ゴム支承（HDR）

図－6.2 実験に用いた支承

本の橋脚A，Bのそれぞれに対して自由振動実験を行なった。なお，①～⑥のいずれの実験でも橋脚や架台の基礎は剛性の高い支持材に固定した。したがって，橋脚や架台は下端固定の片持ち梁と見なせるため，下端から周辺地盤への逸散はほとんどないとみなすことができる。

自由振動実験は，室温を20℃に保った恒温室内において実施した。これは，ゴム材の剛性が多少温度依存性を有しているためである。各ケースとも，橋脚天端と桁の2カ所で自由振動変位及び加速度を計測し，両者の差として，支承に生じた変位及び加速度を算出した。実験は複数回行い，実験が安定していることを確認した。

6.4 免震橋の減衰特性

RB及びHDRの自由振動実験から求めた減衰波形の例を図－6.3に示す。RBに比較すると，HDRで

はわずか2回程度振動しただけで振動が止まってしまっており，非常に減衰が高いことがわかる。

対数減衰率は次式で定義される[44]。

$$\delta = \log_e (a_m / a_{m+1}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6-10)$$

ここで，

δ：対数減衰率

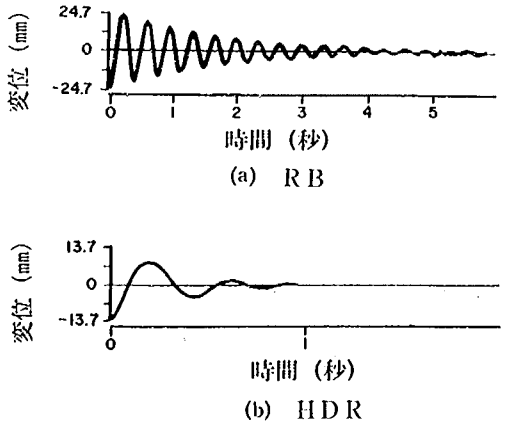
a_m：自由振動を始めてからm番め（$m=1$，2，3，……）の振幅（cm）

また，減衰定数hと対数減衰率δには，式（6－11）の関係がある[44]。

$$\delta = 2\pi h / \sqrt{1-h^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6-11)$$

1次モードによる自由振動といっても多少は他の振動モードも混じっているため，式（6－10）で相隣る2つの波形から減衰定数を求めると多少バラツキがでるのが普通である。これを避けるため，5波とか10波分の平均勾配から式（6－10），（6－11）で減衰定数を求めることがよく行われるが，ここでは，多少の変動は覚悟して式（6－10）の通りに減衰定数を算出することとした。これは，HDRを用いた場合には，減衰定数が大きいため自由振動波形の減衰が大きく，5波とか10波の平均から減衰定数を算出することができないためである。

式（6－10），（6－11）で求めたRB及びHDRの減衰定数が支承に生じる変位によってどのように変化するかを示した結果が図－6.4である。これによれば，RBの場合には多少バラツキがある。ただし，これはHDRの比較してもともと減衰定数が小さいために目立つためである。後述するように橋全体系の自由振動実験において支承に生じた変位振幅の範囲に着目して，この範囲の平均的な支承の減衰定数を求めると，RBでは3.27%，HDRでは25.4%程度となる。



図－6.3　支承単体の自由振動波形

なお，以上では自由振動の減衰波形から式（6－11）により減衰定数を算出したが，図－6.5に示すように支承に加えた水平力と支承に生じた水平変位の履歴曲線が囲む面積からも次式により減衰定数を算出することができる[44]。

$$h = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6-12)$$

ここで，

h：減衰定数

ΔW：1サイクルの間に吸収される履歴エネルギー

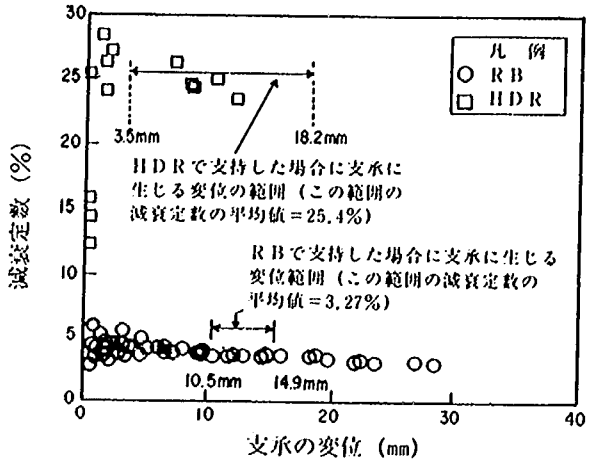
W：弾性エネルギー

たとえば，図－6.5は図－6.3に示したHDRの自由振動から求めた履歴曲線を示したものである。しかし，このように減衰が大きい場合には1サイクルの間に水平力が大きく減少し，式（6－12）により正しく減衰定数を求めることは困難である。従って，ここでは自由振動波形に基づき式（6－11）により減衰定数を求めることとしたものである。

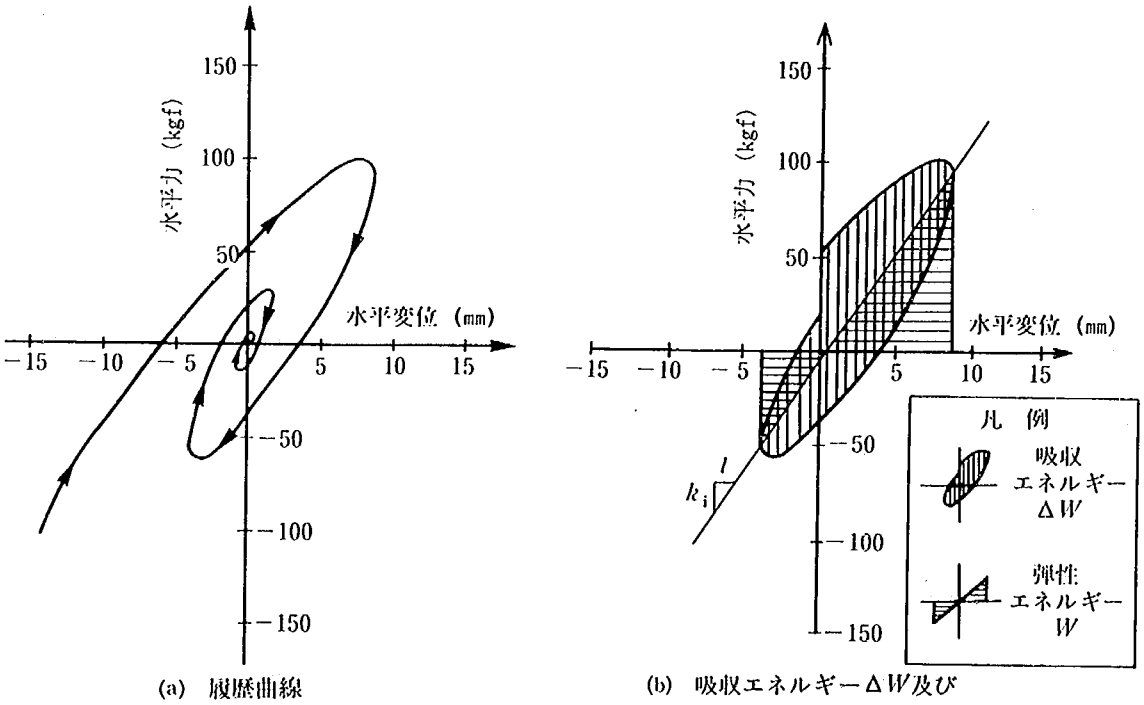
同様にして，橋脚の自由振動実験から求めた自由振動波形が図－6.6である。これより減衰定数を求め，これが橋脚天端の変位振幅によってどのように変化するかを示した結果が図－6.7である。減衰定数が小さいためバラツキが目立ち，また，多少変位依存性があるが，後述する橋全体系の自由振動において橋脚に生じた変位の範囲に着目して，この範囲の平均的な橋脚の減衰定数を求めると，RBで支持した場合には橋脚Aでは0.708%，橋脚Bでは0.954%，HDRで支持した場合には橋脚Aでは0.459%，橋脚Bでは0.544%程度である。

次に，橋全体系の自由振動実験による桁の減衰波形を示すと図－6.8のようになる。これより，減衰定数を求めた結果が図－6.9である。これによれば，変位が小さい範囲ではHDRの減衰定数が小さいため，HDRで支持した場合には桁の変位がおおよそ5㎜以下の領域では，減衰定数が小さい。しかし，桁の変位が5㎜以上になると減衰定数はほぼ一定となる。したがって，なるべく振動振幅の大きい領域に着目することとし，RBで支持した場合には6.3㎜から27.9㎜，HDRで支持した場合には23.9㎜から33.0㎜の範囲の平均的な橋の減衰定数を求めると，それぞれ，1.69%，11.4%となる。

表－6.1は，以上のように自由振動実験によって求めた橋脚A，B，RB及びHDR，橋全体系の減衰定数をまとめたものである。



図－6.4 振動振幅による減衰定数の変化（支承）



図－6.5 履歴曲線に基づく吸収エネルギーと弾性エネルギーの算出方法（HDR単体の自由振動実験）

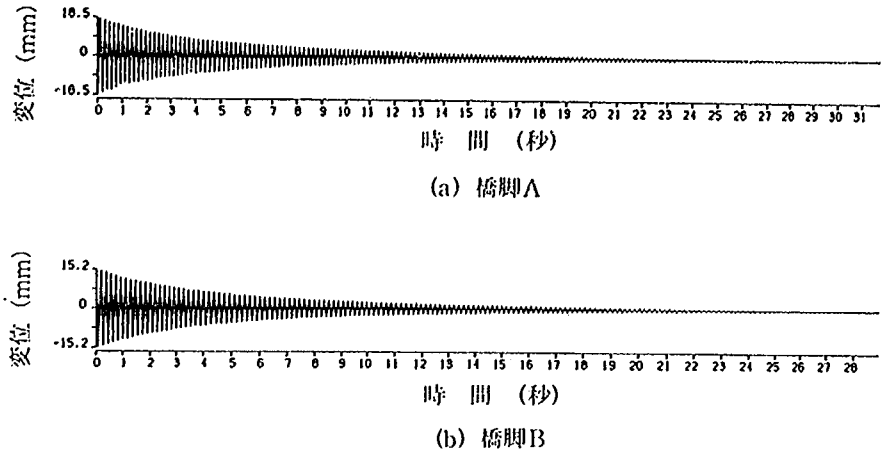
6.5 免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性

以上より橋脚及び支承の減衰定数が求められたので，これより式（6－10）で橋全体系の1次のモード減衰定数を算出してみよう。橋脚及び支承のひずみエネルギーは，次式で算出できる。

$$W_{pN} = \frac{1}{2} k_{pN} u_{pN}^2 \quad (N=A,\ B) \quad \cdots \quad (6-13)$$

$$W_b = \frac{1}{2} k_b u_b^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6-14)$$

ここで，



図－6.6　橋脚天端の自由振動波形

W_{pA}，W_{pB}：橋脚A及びBのひずみエネルギー
k_{pA}，k_{pB}：橋脚A及びBの天端における剛性
u_{pA}，u_{pB}：橋脚A及びBの天端における変位
W_b：支承のひずみエネルギー
k_b：支承の等価剛性
u_b：支承に生じる水平変位

ここで，天端位置における橋脚の剛性k_{pA}，k_{pB}は，橋脚の断面諸元から計算で求めることができる。支承の等価剛性k_bは，図－6.5に示した支承単体の履歴曲線から次式で求めた。

$$k_b = \frac{F(u_{max}) - F(u_{min})}{u_{max} - u_{min}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6-15)$$

ここで，
$F(u)$：支承に水平変位uを生じさせるのに必要な水平力
u_{max}，u_{min}：支承に与えた水平変位の最大値及び最小値

このようにして求めた支承の等価剛性を示したのが図－6.10である。これによれば，支承の等価剛性k_bは支承に生じる水平変位u_bが大きくなるとわずかに小さくなり，次式によって与えられる。

$$k_b = 22.7 - 0.2u_b \quad (\text{RBの場合})$$
$$k_b = 8.0 - 0.2u_b \quad (\text{HDRの場合}) \quad \cdots\ (6-16)$$

橋全体系の自由振動実験で生じた桁の変位と支承及び橋脚の変位の間には以下の関係がある。

$$u_d = u_p + u_b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6-17)$$

ここで，
u_d：桁の変位
u_p：橋脚天端の変位
u_b：支承の変位

自由振動実験では，桁の変位u_d，橋脚天端の変位u_pを計測しているから，支承に生じた変位u_bは，式（6－17）で計算することができる。

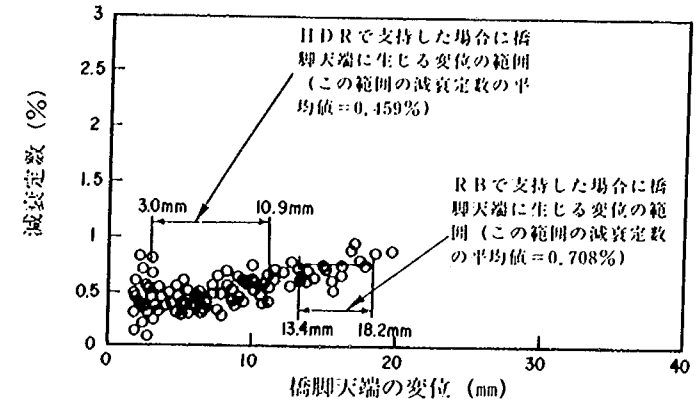
したがって，自由振動実験から桁にある変位u_dが生じた場合の支承及び橋脚天端の変位から，支承及び橋脚のひずみエネルギーを計算し，これより式（6－6）のエネルギー比例減衰法で計算した橋全体系のモード減衰定数h_Aを示した結果が表－6.2である。表－6.2には，実測したモード減衰定数h_Eとの比較も示している。解析値と実測値を比較したのが図－6.11である。これによれば，式（6－6）による解析値h_Aと実測値h_Eの比h_A/h_Eは，ほぼ0.8～1.2の範囲に収まっており，エネルギー比例減衰法は実務的に十分な精度を与えるということができる。

6.6　まとめ

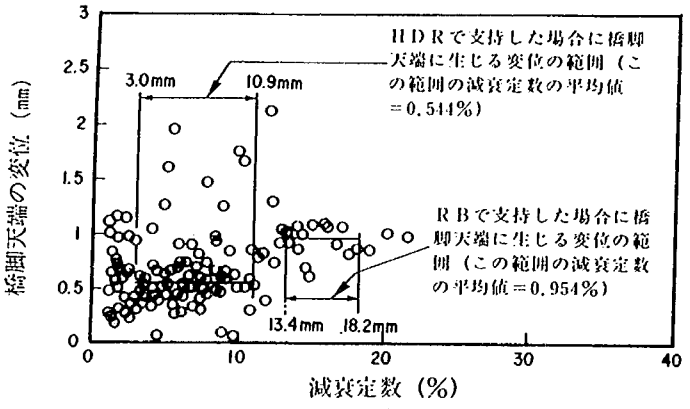
免震橋のモード減衰定数の算出に対するひずみエネルギー比例減衰法の適用性を，模型を用いた自由振動実験に基づいて検討した。本検討の結果，エネルギー損失のある橋脚及び支承等の減衰定数が正しく求められていれば，エネルギー比例減衰法は免震橋に対しても実用上十分な精度で1次のモード減衰定数を与えることが明らかとなった。

ただし，今回の検討では，実験手法の制約から1次のモード減衰定数のみを対象とした。免震橋では一般に1次の振動モードが支配的であるため，免震橋に対する適用には問題がないが，高次の振動モードも重要

な構造系，たとえば斜張橋等にダンパーを採用した場合の適用性に対しては，高次の振動モードに対しても エネルギー比例減衰法が有効かどうかは，別途検討していかなければならない。

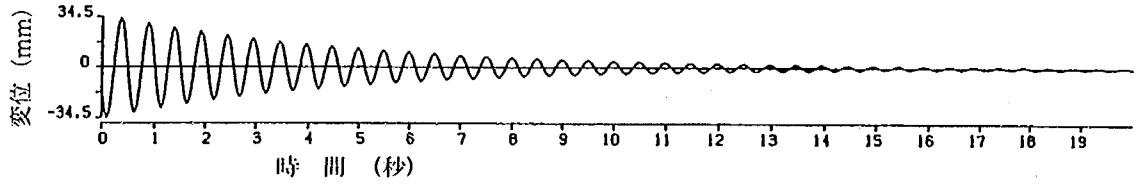


(b) 橋脚A

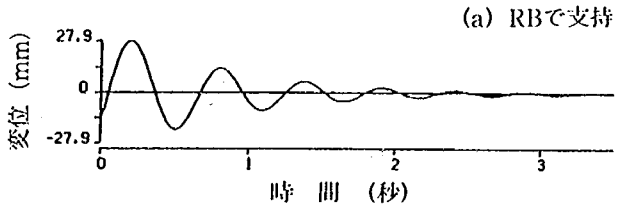


(a) 橋脚B

図－6.7 振動振幅による減衰定数の変化（橋脚）

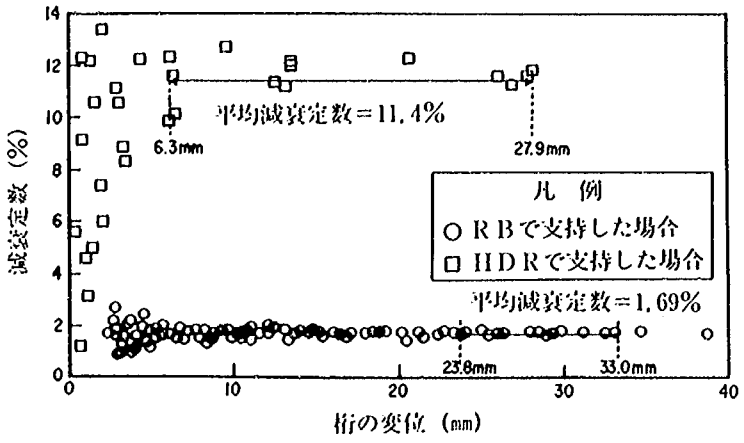


(a) RBで支持した場合



(b) HDRで支持した場合

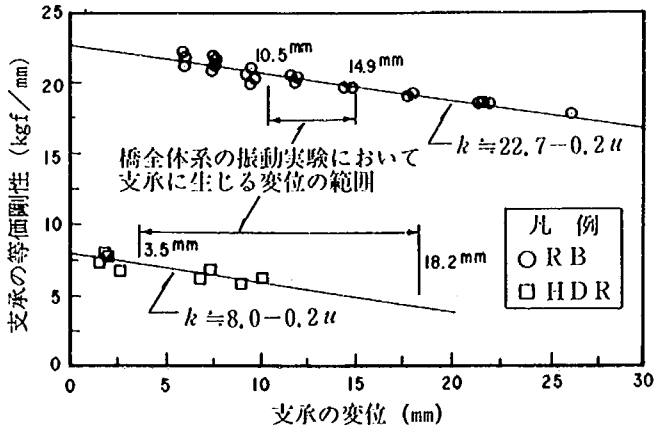
図－6.8 桁の自由振動波形（橋全体系）



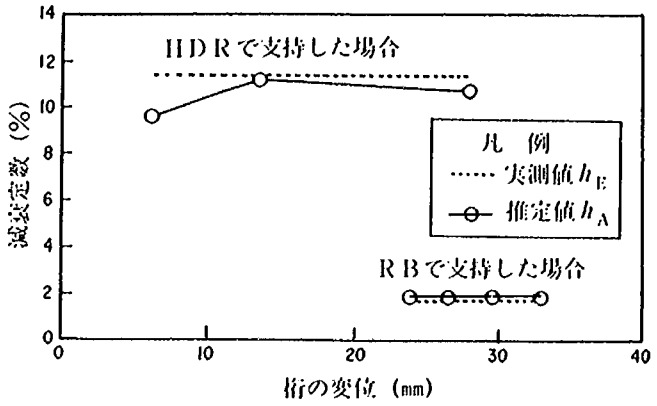
図－6.9　振動振幅による減衰定数の変化（橋全体系）

表－6.1　自由振動実験から定めた模型橋及びこれに用いた支承，橋脚の減衰定数

部　材			平均減衰定数	変位の範囲	
支　承	RB		3.27 %	10.5 ～ 14.9mm	支承の水平変位 d_b
	HDR		25.4 %	3.5 ～ 18.2mm	
橋　脚	橋脚A	RB	0.708%	13.4 ～ 18.2mm	橋脚天端の変位 d_p
		HDR	0.459%	3.0 ～ 10.9mm	
	橋脚B	RB	0.954%	13.4 ～ 18.2mm	
		HDR	0.544%	3.0 ～ 10.9mm	
橋全体系	RB		1.69 %	23.8 ～ 33.0mm	桁の変位 d_d
	HDR		11.4 %	6.3 ～ 27.9mm	



図－6.10　支承の等価剛性の水平変位依存性



図－6.11 式（6－11）による減衰定数h_Aと実測値h_Eの比較

表－6.2 式（6－11）による減衰定数h_Aと実測値h_Eの比較

支承の種類	自由振動波数	橋全体系に生じる変位			構成部材の減衰定数及びひずみエネルギー						橋全体系のモード減衰定数	
		桁の変位 d_d (mm)	橋脚天端の変位 d_p (mm)	支承の変位 d_b (mm)	橋脚A h_{pA} (%)	橋脚A W_{pA}	橋脚B h_{pB} (%)	橋脚B W_{pB}	支承 h_b (%)	支承 W_b	式(6－11)による推定値 h_A(%)	実測値 h_E(%)
RB	1	33.0	18.2	14.9	0.708	1.437	0.954	1.424	3.273	2.192	1.890	1.690
	2	29.6	16.5	13.3	0.708	1.181	0.954	1.170	3.273	1.775	1.881	1.690
	3	26.5	14.8	11.8	0.708	0.950	0.954	0.944	3.273	1.418	1.877	1.690
	4	23.8	13.4	10.5	0.708	0.779	0.954	0.772	3.273	1.137	1.864	1.690
HDR	1	27.9	10.9	18.2	0.459	0.516	0.544	0.511	25.4	0.710	10.7	11.4
	2	13.4	5.7	8.2	0.459	0.141	0.544	0.140	25.4	0.213	11.2	11.4
	3	6.3	3.0	3.5	0.459	0.039	0.544	0.039	25.4	0.045	9.6	11.4

7．強震記録に基づく免震橋の振動特性の解析

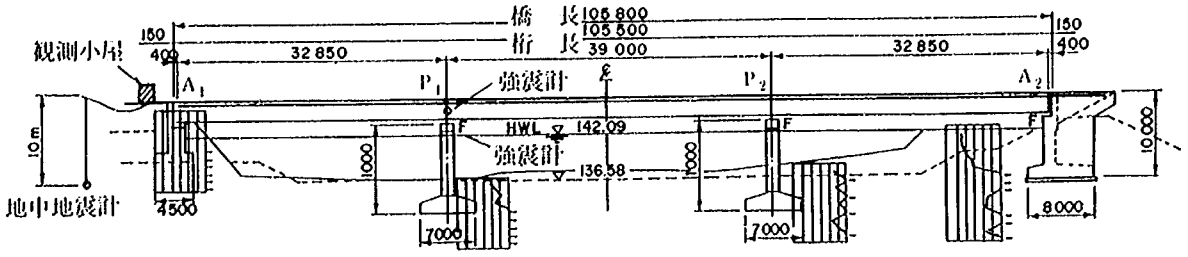
7.1 まえがき

前節までには，模型振動実験等に基づき免震橋の振動特性を検討してきたが，ここでは免震橋において実測された強震記録を用いて，免震橋の振動特性を検討するとともに，等価線形化法による動的解析がどの程度実際の免震橋の振動特性を再現するかを検討する。

解析対象としたのは，わが国最初の免震橋として平成３年３月に竣工した宮川橋である。宮川橋は，一般国道362号の改良区間において一級河川気田川に架設された橋長105.8m，幅員10.5mの３径間連続非合成鈑桁橋である[37]。宮川橋では，免震橋の動的特性を検討するために地震計が取り付けられ，強震観測が行われている。平成３年４月25日に静岡県中部を震源とするマグニチュード4.9の地震が発生し，最初の強震記録が得られた。地震規模が小さく，記録も小さいものであるが，わが国における免震橋の最初の記録であることから，記録の解析を行ったのでその結果をここに示す。

7.2 宮川橋と強震観測

宮川橋は，図－7.1に示すとおりであり，橋軸方向には，震度法と地震時保有水平耐力法の２つの方法で



図－7.1　宮川橋と観測位置

免震設計されている。わが国最初の免震橋であることから，免震効果は全て耐震性の向上に振り向け，設計地震力は道路橋示方書に規定されている値から下げていない。

免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用し，地震時保有水平耐力法による変形に対して橋全体系として0.12の減衰定数を確保している。固有周期は，震度法レベルでは0.76秒，地震時保有水平耐力法レベルでは1.0秒を想定している[38]。地盤種別はⅠ種である。

強震計は，図－7.1に示すように，Ｐ１橋脚上において桁と橋脚天端に各１箇所，Ａ１橋台から10m離れた地点の地下10mで１箇所，計３箇所に設置されている。１箇所あたり，橋軸方向，橋軸直角方向，上下方向の３成分を観測している。観測には，アナログ式の強震計を用いている。

記録が得られたのは，平成３年４月25日に静岡県中部（北緯35度３分，東経138度12分）を震源として発生したマグニチュード4.9の地震である。気象庁震度は，網代でⅣ，静岡，浜松等でⅡである。震源は，宮川橋の東北東約30kmにあたり，震央距離は約30kmである。宮川橋付近での震度はⅡと推定される。

7.3　強震記録からみた免震効果

図－7.2は，桁，橋脚天端，地中の３箇所で観測された加速度記録である。加速度が小さいため，記録の初期の部分を取り逃がしているが，主要動あたりから後半の部分はうまく記録されている。

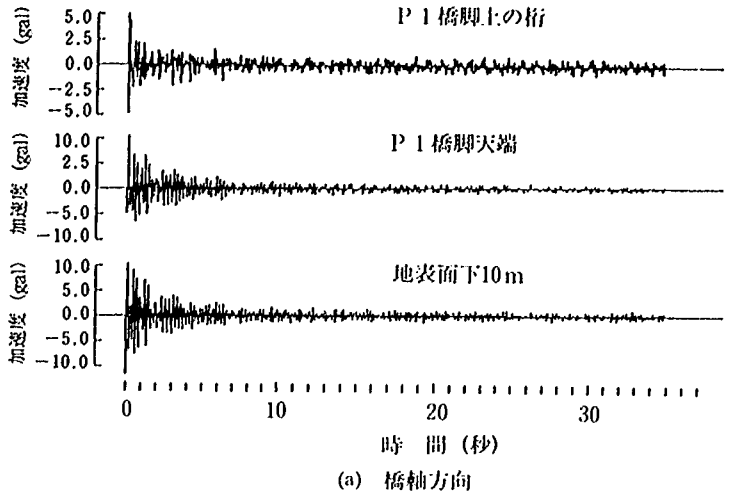
最大加速度は，表－7.1の通りである。地下10mでは，橋軸方向に11.6gal，橋軸直角方向に8.9galであったが，これが橋脚天端では，橋軸方向には10.4gal，橋軸直角方向には6.6galと，10%～25%程度小さくなっている。地表面付近では地下10mよりももっと振動が大きいであろうことを考えると，地盤から橋脚天端への振動の増幅は，この規模の橋としては，小さめである。また，これが桁になると，橋軸方向には5.0gal，橋軸直角方向には4.3galと，橋脚天端の，それぞれ50%，65%に小さくなっている。

以上の増幅がどのような周期特性によって生じているかを，減衰定数５%の加速度応答スペクトルによって示したのが図－7.3である。地表面下10mにおいては，0.2～0.3秒付近に地震動が卓越しているが，桁にはこの辺りの周期成分は卓越していない。

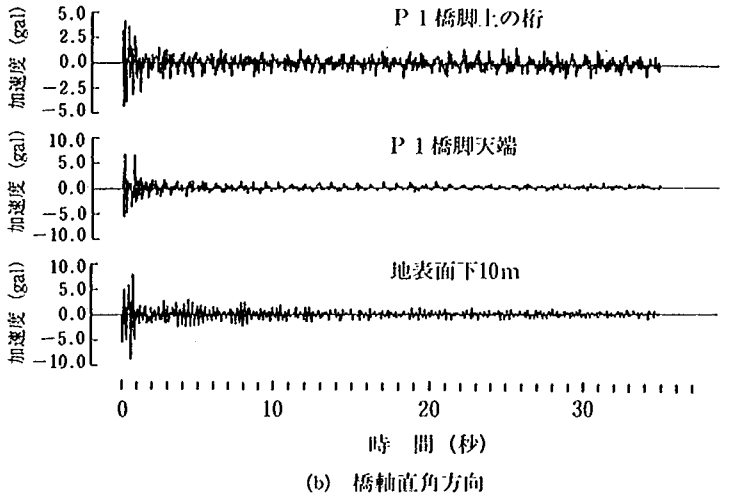
地下10mから桁にどの様な周期成分が伝えられたか，また，橋脚天端から桁にどのような周期特性が伝えられたかを，図－7.3に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果が図－7.4である。まず，地下10mから桁の間の増幅を見ると，橋軸方向，橋軸直角方向とも0.2～0.3秒あたりでスペクトル比は0.2程度と小さくなっており，この周期は地盤が振動しても桁にはほとんど伝えられないことがわかる。これが，免震効果である。これに対して，0.85秒辺りではスペクトル比が1.4（橋軸方向），2.0（橋軸直角方向）となっている。これは，宮川橋の固有周期に相当するもので，当然固有周期に近い地震動の周期成分は桁によく伝えられることを示している。宮川橋の固有周期は，設計では上述したように0.76秒（震度法レベル）を想定したが，今回の地震ではこれよりも10%程度長めとなっている。

表－7.1　最大加速度（gal）

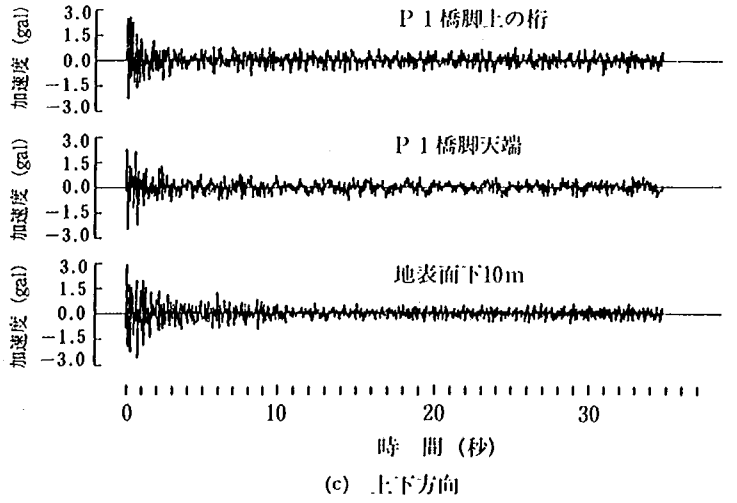
箇　所	橋軸方向	橋軸直角方向	上下方向
Ｐ１橋脚上桁	5.0 gal	4.3 gal	2.6 gal
Ｐ１橋脚天端	10.4 gal	6.6 gal	2.5 gal
地下10m位置	11.6 gal	8.9 gal	2.9 gal



(a) 橋軸方向

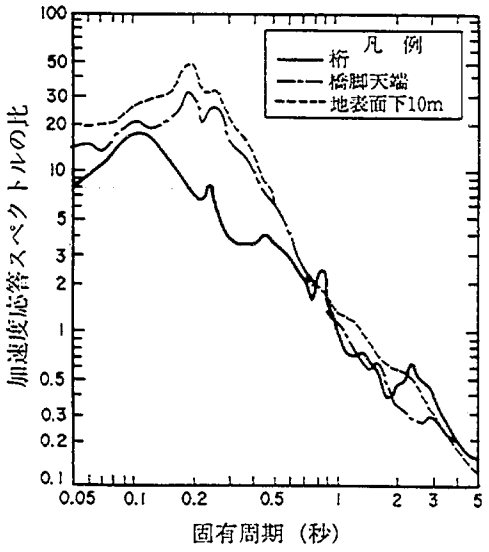


(b) 橋軸直角方向

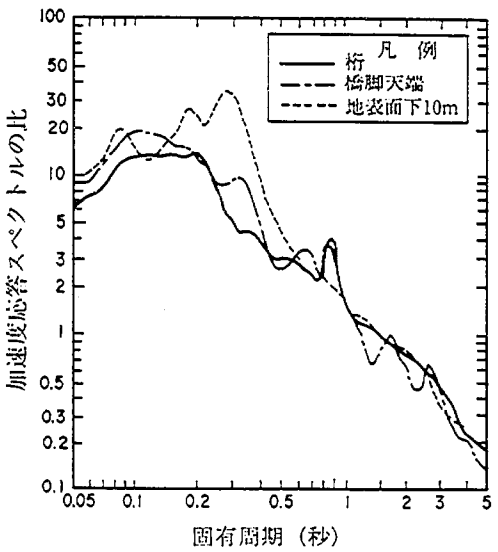


(c) 上下方向

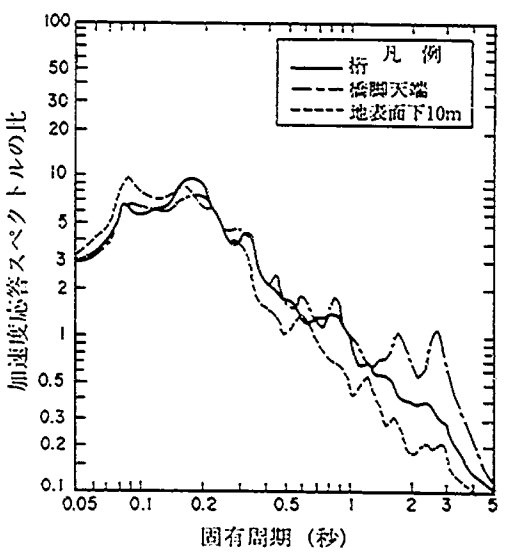
図−7.2 実測された加速度記録



(a) 橋軸方向

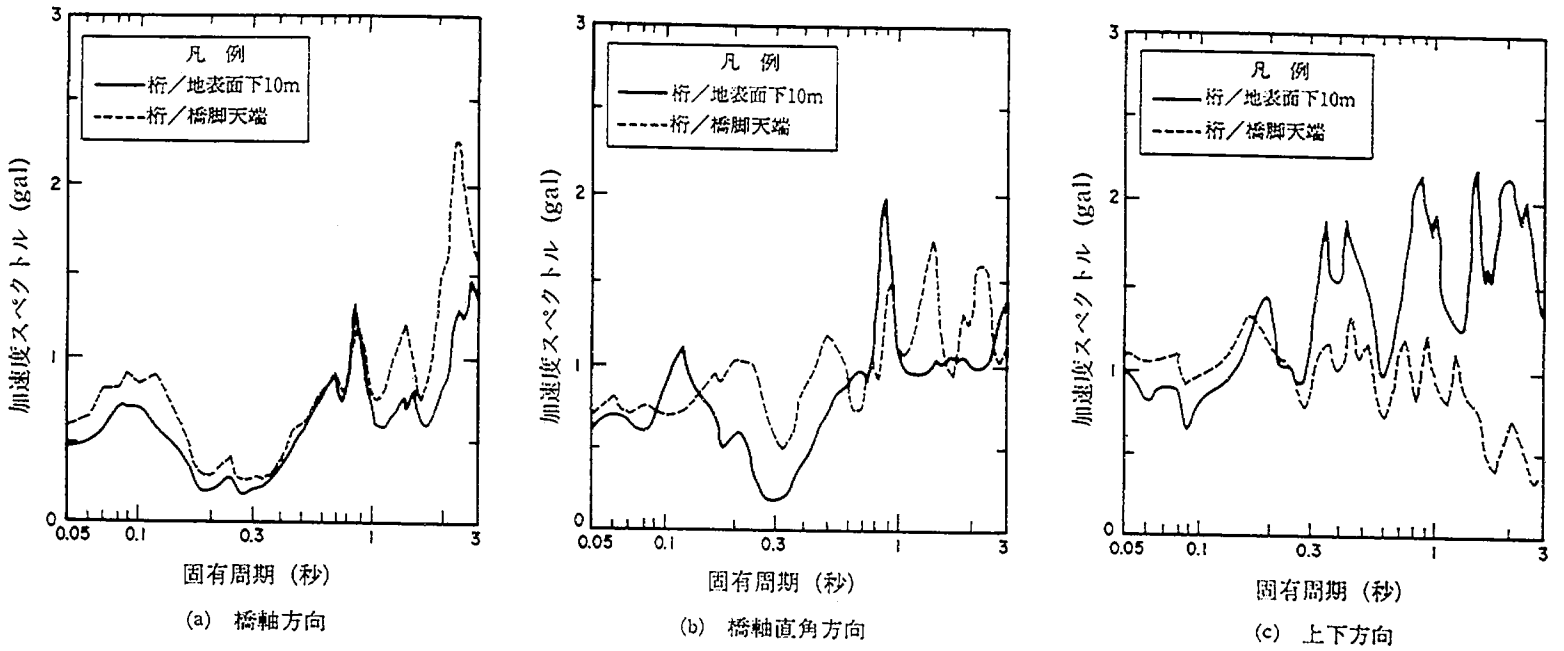


(b) 橋軸直角方向



(c) 上下方向

図－7.3 実測記録の加速度応答スペクトル（減衰定数５％）



(a) 橋軸方向　(b) 橋軸直角方向　(c) 上下方向

図－7.4　加速度応答スペクトル比によって表した増幅率

一方，橋脚天端から桁への増幅を見ると，全体の特徴は地表面下10mから桁までの増幅と同じ傾向になっている。ただし，もちろん地盤に対する橋脚独自の振動もあるため，地震動の卓越周期に相当する固有周期0.3秒あたりの免震効果は，地表面下10mから桁に対する値に比較すると橋脚天端から桁への値の方が小さい。

以上のように，宮川橋では，地盤（地表面下10m）に比較して，桁の振動は小さく，"免震効果"がみられる。これは，今回の地震動の卓越周期が0.2～0.3秒であるのに対して，橋の固有周期が0.76秒と長いことと，免震支承のエネルギー吸収性能によるものである。免震設計で意図した通りになっているとみなしてよい。

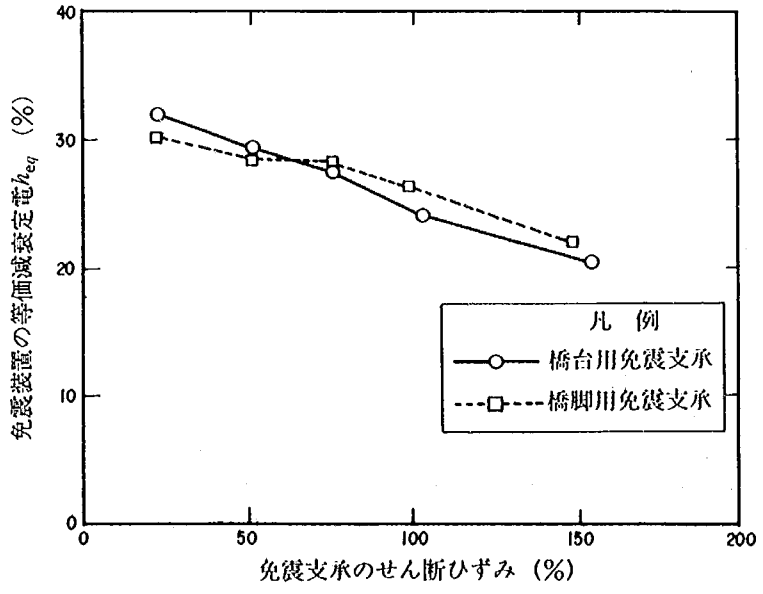
なお，免震設計では鉛の塑性化によりエネルギー吸収が始まるのは設計震度で0.12程度からとみている。今回の地震により免震支承に生じた変形は非常に小さく，このレベルに達していない。しかし，鉛プラグ入り積層ゴム支承は，非常に小さい変形段階からもエネルギー吸収性能を発揮する。図－7.5は，橋台及び橋脚に用いられた免震支承の実大載荷実験から得られた免震支承の等価減衰定数を示したものである[38]。支承のゴム総厚に対するせん断ひずみで水平変形の大きさを表している。この実験では，変形がゴム総厚の20％以下の領域では実験されていないが，他の実験例を見るとほとんど水平変位がゼロに近いところでも図－7.5の関係を外挿した程度の減衰定数が得られる。したがって，今回の地震時にも免震支承としては，30％近い減衰性能を発揮したと考えられる。

7.4　動的解析による振動特性の検討

宮川橋では，設計段階で動的解析による照査が実施されているが，これと同じモデルを用いて今回の記録を解析してみよう。解析に際しては，構造条件，地盤ばねを含めて設計段階と同じ解析モデルを用い，地表面下10mで観測された記録を橋脚及び橋台の底面に入力地震動として作用させることとする。

免震支承は，鉛プラグ入りゴム支承の１次剛性を有する線形ばねによってモデル化した。設計段階の考え方に従えば，このように小さい地震に対しては免震支承の減衰定数は表－7.2に示すように０となる。しかし，このようにすると，計算される桁の振動が実測に比較して大きくなりすぎるため，ここでは図－7.5の関係を外挿し，免震支承の減衰定数を30％とした。

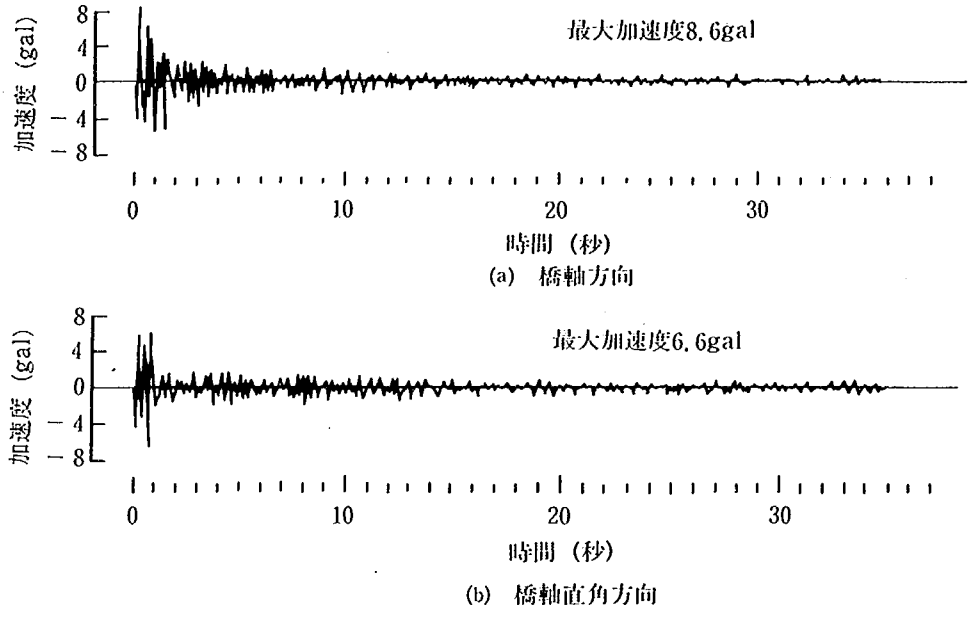
このようにして計算した桁の振動が図－7.6である。図－7.2に示した実測記録と比較すると，加速度が1.6倍～２倍程度大きく求められているが，全体の特性はよく一致しているということができる。解析で予測されるほどには実際には桁は振動しないが，この理由は基礎部の減衰がもっと大きいためで，動的解析ではこれを安全側に小さく評価していることによると考えられる。



図－7.5　実大の免震支承の正負交番載荷実験から求められた等価減衰定数

表－7.2 宮川橋の設計に用いた各構造要素の減衰定数

構造要素＼解析		設計に用いた減衰定数		今回の解析に用いた減衰定数
		震度法	地震時保有水平耐力法	
上部構造		0.03	0.03	0.03
橋脚・橋台		0.05	0.05	0.05
基礎		0.1	0.1	0.1
免震支承	A 1 橋台	0	0.177	0.3
	P 1 橋脚	0	0.137	0.3
	P 2 橋脚	0	0.139	0.3
	A 2 橋台	0	0.119	0.3



図－7.6 地表面下10mの記録を入力として動的解析によって計算した桁の加速度

7.5 まとめ

わが国最初の免震橋である宮川橋で最初に得られた強震記録の解析から，免震効果を検討した。本検討結果をまとめると，以下の通りとなる。

1）桁の加速度は，橋軸方向，橋軸直角方向ともに地盤（地表面下10m）の加速度の50%程度に低下しており，免震効果が現れている。

2）地盤から桁への加速度の伝達は，地震動の卓越周期である0.2～0.3秒付近では0.25程度と非常に小さい。ただし，橋の固有周期である0.85秒あたりでは1.4～2.0と大きくなっており，免震設計では橋全体系の固有周期の選定が地盤の固有周期との関係で重要であることを示している。

3）設計段階で行われた動的解析モデルを用いて，地表面下10mで観測された記録を入力として桁の振動を解析すると，解析値の方が1.6～2倍程度大きいものの実測の振動特性をよく表している。

8．結　論

8.1　本研究の結論

免震橋の基本的な振動特性を明らかにし，その非線形応答特性を検討するために2種類の模型橋の振動台加振実験を行った。これにより，免震支承を用いた場合の免震効果，免震支承単独の繰り返し載荷実験から求めた履歴特性と振動台実験から求めた履歴特性の比較，水平方向加振と同時に行った上下方向加振の影響，落橋防止装置を設けた場合の桁と橋脚の衝突の影響等を実験的に検討した。

また，等価線形化法及びバイリニア型モデルを用いた非線形解析による実験結果のシミュレーションを行い，解析精度を検討した。さらに，落橋防止装置による桁と橋脚の衝突の解析も行った。また，ひずみエネルギー比例減衰法で免震支承の減衰を考慮したモード減衰定数の設定精度を模型実験で確認するとともに，わが国最初の免震橋である宮川橋の強震記録の解析を行った。

本研究を構成する各章の結論はそれぞれの章に示した通りであるが，本研究を通した全体の結論は以下の通りである。

1）免震支承の等価剛性及び等価減衰定数を正しく評価できれば，免震支承の非線形履歴特性を等価線形化した等価線形化解析法により，実用上十分な精度で免震橋の地震応答を解析できる。

2）上下方向の地震入力の影響は，あまり大きいものではない。これは，上下方向の入力があっても，これによって免震支承に生じる支圧の変化はわずかであり，また，支圧が減り続けたり増え続けたり一方に変化しない限り，免震支承の等価剛性や等価減衰定数に与える影響は小さいためである。

3）免震橋のモード減衰定数のように，エネルギー吸収特性が部材ごとに大きく異なる場合のモード減衰定数を求めるためには，エネルギー比例減衰法は有効である。

4）落橋防止装置を設けることにより，桁と下部構造間に生じる衝突は，免震橋の地震応答に大きな影響を与える。しかし，衝突が生じることが必ずしも悪いわけではなく，これによるエネルギー逸散があるため，これを取り入れて適切に衝突の影響を免震橋の設計に見込んでいく必要がある。

5）宮川橋の強震記録は，強度が小さく今後さらに充実した記録の集積を図っていかなければならないが，固有周期よりも短い周期帯域では，確実に免震効果が現れていること，宮川橋の設計段階で用いられた等価線形化解析により桁の実測を安全側によく再現できること等が明らかとなった。

8.2　今後必要とされる研究

本研究の結論は，以上に示した通りである。本研究は，免震橋の基本的な力学特性を模型振動実験で検討するとともに，動的解析によるシミュレーションを通して解析精度の確認を行ったものである。したがって，本研究の範囲は比較的確認しやすく，また，境界条件等がはっきりしているものであった。

本研究の成果は，すでに何橋かの免震橋の設計に用いられたが，免震設計法を向上させていくためには，さらに今後以下のような研究が必要とされる。

1）強震記録に基づく免震橋の振動特性の確認

2）橋脚等下部構造が非線形領域に入った場合の振動特性の検討と解析法の開発

3）落橋防止装置の役割と桁と下部構造間の衝突の影響を考慮した免震設計法の開発

謝　辞

本研究のうち，2章に示した免震橋模型の振動実験の一部は，昭和62年度及び平成元年度に首都高速道路公団との共同研究として実施したものである。また，7章に示した宮川橋の強震記録は静岡県によって得られたものである。さらに，本研究は，平成元年～平成3年度にかけて官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムに関する研究」の一環として土木研究所において実施した研究の一部を取りまとめたものである。ここに記して，御関係の皆様に厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

1）Buckle, I. and Mayes, R.L. : Seismic Isolation : History, Application and Performance – A World View, Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, May 1990

2）Buckle, G.I. : Development and Application of Base Isolation and Passive Energy Dissipation : A World Overview, Proc. Seminar and Workshop on Base Isolation and Pas-

sive Energy Dissipation, ATC-17, San Francisco, CA, U.S.A., March 1986
3) Buckle, G.I. : Seismic Isolation of Bridge Structures in the Unitead States of America, Proc. U.S.-Japan Workshop on Bridge Engineering, Public Works Research Institute, Tsukuba Science City, Japan, May 1987
4) Robinson, W.H.: Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structutures during Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, 1982
5) Robinson, W.H. and Greenbank, L.R. : An Extrusion Energy Absorber Suited for the Protection of Structures during an Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, pp.251-259, 1976
6) Skinner, R.I., Tyler R.G. Heine, A.J. and Robinson, W.H. : Hysteretic Dampers for the Protection of Structures from Earthquake, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.13, No.1, March 1980
7) Skinner, R.I., Beck, J.L. and Bycroft, G. N.: A Practical System for Isolating Structures from Earthquake Attack, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, pp.297-309, 1975
8) Tyler, R.G. and Robinson, W.H. : High-Strain Tests on Lead-Rubber Bearings for Earthquake Loadings, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.17, No.2, June 1984
9) Robinson, W.H. : Recent Developments in Seismic Isolation in New Zealand, Proc. International Workshop on Recent Developments in Base-Isolation Techniques for Buildings, Architectual Institute of Japan, Tokyo, Japan, May 1992
10) Billings, I.J. and Kirkcaldie, D.K.: Base Isolation of Bridge in New Zealand, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, Wellington, New Zealand, 1987
11) Ministry of Works and Development : Design of Lead Rubber Bridge Bearings, CDP 818/A, 1983
12) Chapman, H.E. and Kirkcaldie, D.K. : Bridge Design and Research Seminar 1990, Volume 3 : Seismic Design of Base Isolated Bridges Incorporating Mechanical Energy Dissipators, RRU Bulletin 84, Transit New Zealand, Wellington, New Zealand,1990
13) Turkington, D.H., Cooke, N., Moss, P.J. and Carr, A.J. : Development of Revised Design Procedures for Bridges on Lead-Rubber Bearings, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, Wellington, New Zealand, 1987
14) Davidson, B.J. and Lam, V.K.M. : Research into the Response of A Base Isolated Bridge, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, Wellington, New Zealand, 1987
15) Cooke, N., Carr, A.J., Moss, P.J. and Kwai, T.F. : The Influence of Non-Geometric Factors on the Seismic Behavior of Bridges on Isolation Bearings, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.19, No.4, December 1986
16) Kelly, J.M., Buckle, I.G. and Koh, C.G. : Mechanical Characteristics of Base Isolation Bearings for a Bridge Deck Model Test, Report No. UCB/EERC 86-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, U.S.A., 1987
17) Brent, H.J., Snyder, G.M. and Roy, V.O. : Elastomeric Bearings Seismically Retrofit Bridge, 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, CA, U.S.A., May 1988
18) Imbsen, R.A. and Nutt, R.V. : Implementation of the Recently Developed ATC Procedures for Seismic Design and Retrofitting of Bridges, 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA, U.S.A. May 1988
19) Sharpe, R.L. : Base Isolation in the United States-Design versus Code Requirements -, Proc. International Workshop on Recent Developments in Bace-Isolation Techniques

for Buildings, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, May 1992
20) Mayes R.L. : Current Status and Future Needs of U.S. Seismic Isolation Codes, Proc. International Workshop on Recent Developments in Base-Isolation Techniques for Buildings, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, May 1992
21) Guide Specifications for Seismic Isolation Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., June 1991
22) 川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料，Vol.30-9，昭和63年9月
23) 川島一彦：免震技術の発展と今後の展望，土木学会論文集，研究展望，昭和63年10月
24) 川島一彦：道路橋における免震設計技術の現状と課題，橋梁，平成3年3月
25) 国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン（案），平成元年3月
26) 建設省土木研究所耐震研究室及び民間28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その1），共同研究報告書第44号，平成2年7月，(その2）共同研究報告書第60号，平成3年7月，(その3），共同研究報告書第75号，平成4年3月
27) 川島一彦，長谷川金二，長島博之：道路橋の免震構造システムの開発，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
28) 後藤洋三他：1kmの連続桁長を有する超多径間連続橋の免震設計に関する研究，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
29) 金子　誉，細田信道，黒田孝貴：曲線免震連続橋の地震応答性状について，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
30) 高橋一成，尾崎大輔他：道路橋の免震装置の等価線形化手法と特性値の設定法，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
31) 出羽克之他：免震道路橋における下部構造の簡易設定手法，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
32) 田中元章，桜井朋樹：免震橋における入力位相差による影響の検討，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
33) 尾崎大輔，塚本敦之，松本史郎：免震橋用の摩擦型すべり支承の開発，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
34) 尾崎大輔，塚本敦之，松本史郎：免震橋用の落橋防止装置の開発，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
35) 林亜紀夫他：免震橋に要求される落橋防止装置，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
36) 菊池敏男，後藤洋三，黒岩正夫：ノックオフ機能付き橋台の模型振動実験結果について，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
37) 松尾，大石，原，山下：宮川橋の設計と施工，橋梁と基礎，91－2，平成3年2月
38) 牧口，松尾，原：宮川橋に適用される免震支承の性能試験，第46回土木学会年次学術講演会，第Ⅰ部門，平成3年9月
39) 家村浩和，山田善一，Tanzo, W.，野村武司：橋梁における免震支承の地震入力エネルギー分担率，土木学会第21回地震工学研究発表会，平成3年7月
40) 建設省土木研究所及び民間28社：道路橋の免震設計法マニュアル（案），共同研究報告書，建設省土木研究所，平成4年3月
41) 日本道路協会：道路橋示方書，V耐震設計編，平成2年2月
42) 川島一彦，小坂寛巳，井関治郎：鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性実験，第43回土木学会年次学術講演会，昭和63年10月
43) 水津洋二，川島一彦，吉田武史，小坂寛巳：高減衰積層免震ゴム支承の動的特性，第43回土木学会年次学術講演会，昭和63年10月
44) 例えば，田治見宏：建築振動学，コロナ社，昭和47年
45) Schnabel, P.C., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE －A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972
46) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，第308号，昭和61年4月
47) 川島一彦，J.Penzien：曲線橋模型の動的特性に関する解析的研究，土木学会論文報告集，第284号，昭和54年4月

48) 柿崎 弘，伊藤友良：長木川橋の免震設計，橋梁と基礎，90−9，平成2年9月
49) 荒川直士，川島一彦，相沢 興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26−8，昭和59年8月
50) たとえば，Clough, R.W. and Penzien, J. : Dynamics of Structures, McGraw−Hill, 1975
51) 土木学会：動的解析と耐震設計，第4巻ライフライン施設，平成元年7月
52) たとえば，若原敏裕，川島一彦：剛体基礎で支持される道路橋橋脚の地下逸散減衰，土木学会論文集，No.432 / I−16，平成3年7月
53) たとえば，川島一彦，運上茂樹，角本 周：Damping Characteristics of Cable Stayed Bridges for Seismic Design，英文土木研究所報告，No. 27，平成3年12月

本研究に関連した研究発表

54) 川島一彦，長谷川金二，吉田武史，山内 博，小坂寛巳：免震橋の振動特性に関する模型振動実験，土木技術資料，Vol.30−10，昭和63年10月
55) 川島一彦，長谷川金二，長島博之，池内武史：等価形化法による免震橋の地震応答解析，土木技術資料 Vol.33−10，平成3年10月
56) 川島一彦，長谷川金二，長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性，土木技術資料，Vol.34−5，平成4年5月
57) 川島一彦，長島博之：落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性，土木技術資料，Vol. 34−10，平成4年10月
58) 川島一彦，長島博之，岩崎英明：エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度，土木技術資料，Vol.35−5，平成5年5月
59) 川島一彦，長島博之，益本秀二，原 広司：強震記録からみた宮川橋の振動特性，橋梁と基礎，Vol.92−11，平成4年11月
60) Kawashima, K., Hasegawa, K. and Nagashima, H. : A Perspective of Menshin Design for Highway Bridges in Japan, 1st U.S.−Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Buffalo, NY, U.S.A., September 1991
61) Kawashima, K., Hasegawa, K. and Nagashima, H. : Experiment and Analysis on Seismic Response of Menshin Bridges, 1st U.S.−Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Buffalo, NY, U.S.A., September 1991
62) Kawashima, K., Hasegawa, K. and Nagashima, H. : Manual for Menshin Design of Highway Bridges, 24th Joint Meeting, Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Gaithersburg, MD, U.S.A., May 1992

平成4年9月9日原稿受理

鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究

土木研究所報告
第188号-1　1993年3月

川島一彦，杉田秀樹，加納尚史，大日方尚巳，志波由起夫

要　旨

近年，シールドトンネルは，都市域のライフライン施設等の重要な地下構造物の主要な建設方法として多用されてきた。掘削技術の開発が東京湾横断道路シールドトンネルに代表される直径14mに達する大断面シールドトンネルの建設を可能にした。シールドトンネルは，いろいろな地盤条件下で建設可能であるが，わが国の大都市の大部分は軟弱な沖積平野に位置しているため，軟弱地盤中に建設される場合が多い。わが国は，世界有数の地震国であり，このような軟弱地盤中に建設されるシールドトンネルの設計に際しては，耐震性に対する検討が必要とされる。

長手方向に長い棒状の地中構造物の耐震計算は，一般に応答変位法により行われる。応答変位法では，地中構造物を地盤に支持された梁としてモデル化し，これに地盤に生じる変形を作用させて耐震計算を行う。しかしながら，一般の地中構造物と異なり，シールドトンネルは多数のセグメントやジョイントで構成されるため，その覆工剛性は強い非線形性を有しており，また，破壊特性も複雑である。したがって，これらを考慮して一般の地中構造物とは異なった耐震設計法の開発が必要である。

このような点から，シールドトンネルの耐震設計法を開発することを目的として，昭和61年度から各種の検討を行った。本報告は，この研究成果を取りまとめたものであり，シールドトンネルの覆工剛性の評価法，供試体を用いた動的載荷実験に基づくシールドトンネルの変形性能及び耐力の評価法，応答変位法に基づく耐震計算法の開発，覆工剛性の非線形の影響の検討とその等価線形化手法の開発，二次覆工の長手方向に配置すべき最小鉄筋量の算定法の提案，等を示している。本研究の結果，シールドトンネルの長手方向の耐震設計では，リング継手の特性が非常に重要であり，また，適切に長手方向に鉄筋を配した二次覆工を設けることが，シールドトンネルのじん性を向上させるために極めて有効であることが明らかにされた。また，二次覆工がある場合とない場合に分けて，覆工剛性の算定法を提案した。

キーワード：シールドトンネル，耐震設計，動的解析，地中構造物，ライフライン，応答変位法

免震橋の地震応答特性に関する研究

土木研究所報告
第188号-2　1993年3月

川島一彦，長島博之，長谷川金二，岩崎秀明

要　旨

本報告は，免震橋の振動特性を明らかにするために行った模型振動実験とその解析を示すものである。免震設計では，免震装置が重要な構造部材となる。免震装置にはいろいろなものが開発されており，これに応じて力学的な特性も異なるが，いずれも非線形な履歴特性を持っており，エネルギー吸収性能ももっている。したがって，免震設計に際しては免震装置の履歴特性を適切にモデル化して解析することが重要である。以上のような点から，本研究は，免震橋の模型振動実験によりその基本的な振動特性と免震装置の力学特性を検討すると同時に，免震橋の動的解析モデルを提案し，これを実験結果に適用することにより解析モデルの精度を検討したものである。

この結果，免震設計を橋に応用した場合の免震効果，上下方向入力の影響，落橋防止装置の影響等を実験的に明らかにした。また，免震支承の履歴特性を等価線形化法でモデル化することにより，免震設計上十分な精度で免震橋模型の振動特性を表現できること，また，免震支承の履歴特性をバイリニア型モデルで表した場合には等価線形化法と実務的に同程度の精度しか得られないことを明らかにし，落橋防止装置を設けた場合の免震橋の動的解析モデルの提案を行った。また，エネルギー比例減衰法により求めた免震橋のモード減衰定数が十分な精度を持っていることを確かめた。さらに，わが国最初の免震橋である宮川橋で得られた強震記録の解析により，免震効果を確認するとともに，動的解析により宮川橋の振動特性を精度よく解析できることを示した。

キーワード：耐震設計，免震設計，道路橋，動的解析，免震装置，落橋防止装置

Seismic Design Method of Reinforced Concrete Shield Tunnels

Report of P W R I
Vol.188-1 Mar.1993

by Kazuhiko KAWASHIMA
Hideki SUGITA
Takashi KANOH
Naomi OBINATA
Yukio SHIBA

ABSTRACT

Based on these facts,a comprehensive research for development of seismic design method of shield tunnels was made since 1986.This report shows the accomplishments of the research program.Described in this report are evaluation method of stiffness of shield tunnels,deformation and dynamic strength based on a series of dynamic loading tests for specimens,seismic design method of shield tunnels based on the seismic deformation method,effect of nonlinearity of segment stiffness on seismic behavior of shield tunnels and equivalent linearized analytical method, and minimum longitudinal reinforcement required for second lining.It was found from these studies that behavior of ring joints is the key issue for the seismic design of shield tunnels in longitudinal direction.It was also found that second lining with adequate amount of longitudinal reinforcement is very effective for increasing ductility of shield tunnels,because concentration of failure of ring joint to a specific ring joint can be prevented by placing the second lining. Proposed are evaluation method of stiffness and strength of tunnel with and without second lining,and minimum reinforcement required for second lining.

Key Words : Shield Tunnel,Seismic Design,Dynamic Response Analysis,Underground Structure, Lifeline,Seismic Deformation Method.

Seismic Response Characteristics of Menshin Bridges

Report of P W R I
Vol.188-2 Mar.1993

by Kazuhiko KAWASHIMA
Hiroyuki NAGASHIMA
Kinji HASEGAWA
Hideaki IWASAKI

Synopsis

This report shows a series of shaking table tests conducted for providing realistic seismic response data of menshin (base isolated) bridges and their analysis. Hysteretic behavior of menshin devise (isolators and energy dissipators) is studied by means of cyclic shear tests and a comparison with the seismic behavior during the excitation tests is presented. Effects of vertical excitation which was made simultaneously with the lateral excitation, and effect of collisions developed between the deck and the columns by means of the stoppers provided to prevent excessive relative movement of the deck are experimentally studied. Analytical simulations are also presented for the excitation tests.

Correct evaluation of the modal damping ratio is important. Because the energy dissipating capability depends on the structural components, the strain energy proportinal damping method, which evaluates the modal damping ratio of the bridge by taking the average of the damping ratio of each structural components with the weighting of the strain energy stored in each structural component, is generally adopted. Accuracy of the strain energy proportion damping method was evaluated in comparison with a model free oscillation test.

Key Words : Base isolation, Menshin design, Energy dissipator, Isolator, Seismic design, Bridge, Stopper, Shaking table test, Dynamic response analysis.

土木研究報告第188号

平成5年3月31日発行

発行　建設省土木研究所
〒305　茨城県つくば市大字旭1番地
電話　0298（64）2211

印刷　株式会社　廣栄社
〒101 東京都千代田区内神田1−3−5
電話　（03）3295−3545（代表）

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所企画部情報資料課に連絡のうえ、
許可を得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 188, March 1993

CONTENTS

1. Seismic Design Method of Reinforced Concrete Shield Tunnels ..... Kazuhiko KAWASHIMA, Hideki SUGITA, Takashi KANOH, Naomi OBINATA, Yukio SHIBA 1

2. Seismic Response Characteristics of Menshin Bridges ..... Kazuhiko KAWASHIMA, Hiroyuki NAGASHIMA, Kinji HASEGAWA, Hideaki IWASAKI 257