



Title	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
Author(s)	杉田, 秀樹
Citation	大阪大学, 1995, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3108082
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

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

1995年

杉 田 秀 樹

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

1995年

杉 田 秀 樹

目 次

本論文で用いた記号一覧

第1章	序論	1
1.1	シールドトンネルの耐震上の問題点	1
1.2	既往の研究	3
1.3	本研究の目的	5
1.4	本論文の内容と構成	6
第2章	シールドトンネルの力学モデル	12
2.1	モデル化の方針	12
2.2	リング継手の挙動	12
2.3	一次覆工の等価剛性の算定方法	14
2.3.1	軸剛性	15
2.3.2	曲げ剛性	16
2.4	二次覆工がある場合の等価剛性の算定方法	22
2.4.1	軸引張剛性	22
2.4.2	曲げ剛性	22
2.5	等価剛性梁モデルと骨組みモデルとの応答の比較	25
2.6	結言	29
第3章	シールドトンネル長手方向の耐震設計法	41
3.1	応答変位法による耐震設計法	41
3.1.1	断面力の算定方法	41
3.1.2	耐震計算例	49
3.2	動的解析による耐震設計法	52
3.2.1	断面力の算定方法	52
3.2.2	覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響	55
3.3	結言	64
第4章	リング組み模型供試体の交番載荷実験に基づくシールドトンネルの力学特性	82
4.1	概要	82
4.2	実験に用いた供試体	82
4.3	載荷方法及び実験ケース	84
4.4	計測	86
4.5	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	86
4.5.1	二次覆工がない場合	86
4.5.2	二次覆工がある場合	89
4.5.3	耐力及び変形性能の評価	93
4.6	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	100
4.6.1	二次覆工がない場合	100
4.6.2	二次覆工がある場合	103

4. 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	105
4. 7. 1	二次覆工がない場合	105
4. 7. 2	二次覆工がある場合	108
4. 8	結言	111
第5章	二次覆工の長手方向の最小鉄筋量	172
5. 1	概要	172
5. 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	172
5. 3	模型供試体の交番載荷実験による検討	174
5. 3. 1	載荷実験の概要	174
5. 3. 2	実験に用いた供試体	175
5. 3. 3	載荷方法	175
5. 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	176
5. 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	177
5. 4	結言	178
第6章	結論	190
6. 1	本研究の結論	190
6. 2	今後必要な研究	191
	参考文献	193
	本論文に関連する著者の発表論文	196
	謝辞	197

本論文で用いた記号一覧

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_{Av}	: 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_{LRv}	: 二次覆工の長手方向鉄筋の降伏後の縦弾性係数
E_{D1}	: 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
$(EA)_{eq}^C$: シールドトンネル覆工の等価軸圧縮剛性
$(EA)_{eq}^T$: シールドトンネル覆工の等価軸引張剛性
$(EA)_{moeq}$: 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_{Jv}	: 継手金具面板、アンカー鉄筋、継ぎボルトのいずれかに降伏が生じる時点の、リング継手 1 個あたりの引張力
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リング継手の引張力
f_{LRv}	: 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}	: 定着板と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_{JAv}	: 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
$F_J^{\delta_{LRr}}$: アンカー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_{RJ1} : 継手金具面板の両端が降伏する時にリング接合面に作用する引張力
 F_{RJ2} : 継手金具面板のボルト位置が降伏する時にリング接合面に作用する引張力
 F_{RL} : 二次覆工コンクリートに引張クラックが生じ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_{so} : 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_L : 1リング接合面あたりの二次覆工の長手方向力
 $F(JT1)$: 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_{p1} : 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
 $k_{Ji} (i=1, 2, \dots)$: 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
 $K_{Ji} (i=1, 2, \dots)$: 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} ($i=1,2,\dots$) : 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要素に分割した場合の要素の長さ
 l_{D1} : 継手金具面板のスパン長
 l_{D1} : 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_{D1B} : 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_{D1P} : 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_{By} : リング継ぎボルトの降伏耐力
 $N_c(x)$: 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_{p10} : 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_{p1} : 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_{p1} : 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
 δ_{LR}^{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_{Av} : 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
- $\epsilon_c(x)$: 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_{LRv} : 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_{LC} : 二次覆工の圧縮縁のひずみ
- ϵ_{LT} : 二次覆工の引張縁のひずみ
- 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
- $\epsilon_T(x)$: 位置 x においてトンネルに生じる引張ひずみ
- ϵ_{Tv} : 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)
- δ_{fcmax} : 可撓性継手の最大縮み量
- δ_{ftmax} : 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_{LRv} : 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
- δ_{p11} : 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
- δ_{p12} : 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
- $\delta_{RTi} (i=1, 2, \dots)$: 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_{Tv} : 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

第1章 序論

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つ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1 m程度から14 m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 $1.0 \sim 1.5D$ (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取るが、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る。

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：シールド工専用標準セグメント

- (3) 日本下水道協会：下水道シールド工法の指針と解説
- (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) シールド工専用標準セグメント²⁾

鋼製及びコンクリート系セグメントにつき、外径1,800~6,000mmのものにおいて20種類の標準セグメントを、外径6,300~8,300mm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)シールド工専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もの、「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。

- a) 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。
- b) セグメントと地山との間隙部には、裏込め注入を施す。

- e) 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。
- d) 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。
- e) 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。
- f) 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なになる。

- （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。

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かと報告されている。

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、この試験に関する数値実験が小泉ら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。

- a) 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。
- b) 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。
- c) 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、通常的设计指針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 本研究の目的

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解析を行った。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、地中埋設管や沈理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、本研究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た覆工剛性の評価方法を検討する⁵⁸⁾～⁶²⁾、⁶⁵⁾～⁶⁹⁾。

(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。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 10 m 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、覆工各部の耐力及び地震時変形性状について検討する。

1. 4 本論文の内容と構成

上述したように、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等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長手方向の耐震設計法を、これらの各項目を念頭に検討する。

本論文の構成は、以下の通りである。

第 1 章では、シールドトンネルの歴史を振り返るとともに、我が国の軟弱地盤中に建設される場合の耐震設計の重要性を指摘する。また、シールドトンネルの耐震設計に係わる各種基準の現状を俯瞰するとともに、耐震設計技術の高度化を目指した既往の調査研究の概要を述べる。

第 2 章では、セグメント・継手・二次覆工から構成されるシールドトンネル覆工を、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方法を提案する。さらに、等価剛性梁モデルと詳細な骨組みモデルによる応答の違いを試算することにより、等価剛性梁モデルが耐震解析上の力学モデルとして必要十分な精度で適用可能であることを確認する。

第 3 章では、第 2 章で提案した等価剛性梁モデルを適用することにより、沈埋トンネル・共同溝等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する。また、沈埋トンネルの動的解析手法を等価剛性梁モデルが適用できるように改良することにより、シールドトンネルの動的解析手法を提案する。

第 4 章では、シールドトンネル長手方向の耐震設計の過程で重要な安全性の照査に資することを目的として、リングを組んだ模型供試体の載荷実験を行い、シールドトンネル覆工の動的耐力及び変形特性の解明を試みる。載荷実験では、トンネル長手方向の軸力・曲げモーメント・ねじりモーメントを地震力として考慮する。

第 5 章では、第 4 章で明らかにされた覆工の変形特性に基づき、二次覆工を有するシールドトンネルの長手方向の変形性能を高めるために二次覆工に配置すべき最小鉄筋量の算定方法を提案する。また、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を行うことにより、算定方法の妥当性を検証する。

第 6 章では、本研究による主要な結論をとりまとめて示す。

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		
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る(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)
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)	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)	耐震計算法については下記指針を参考とする(まえがき)
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)	耐震設計については下記指針を参考とする(まえがき)

(注) () 内は、該当する条項箇所

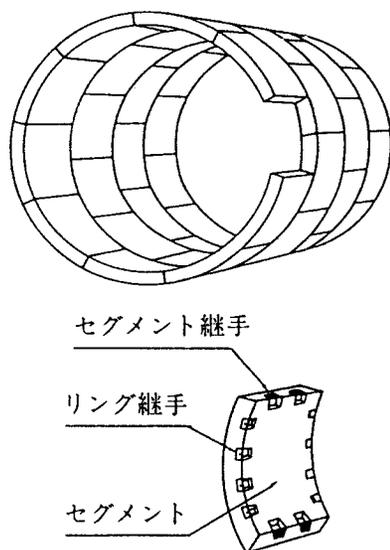


図1. 1 シールドトンネルの覆工構造

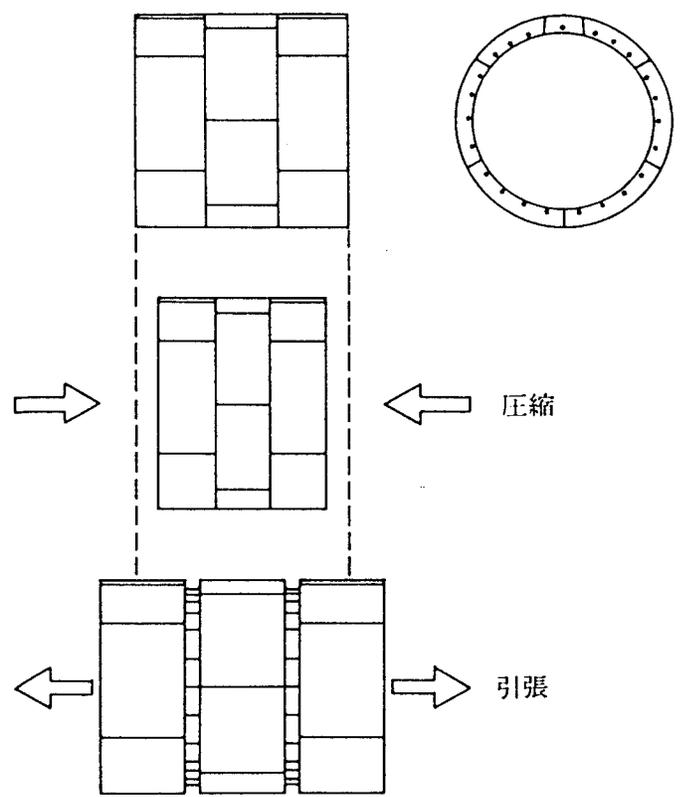
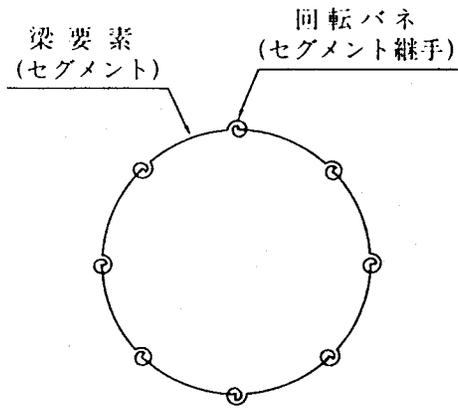
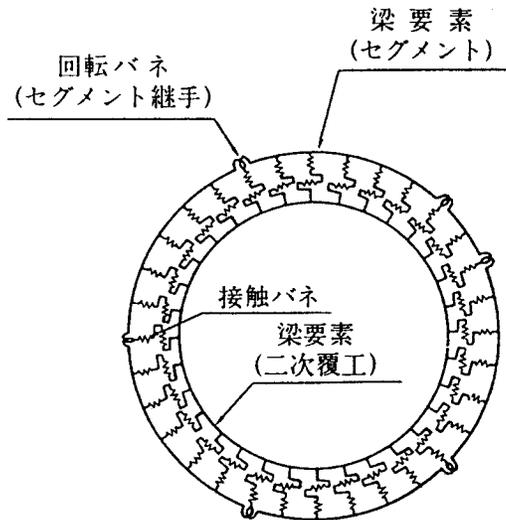


図1. 2 シールドトンネルの軸方向剛性



(a) 一次覆工のみの場合



(b) 二次覆工がある場合

図1.3 トンネル横断面の力学モデル

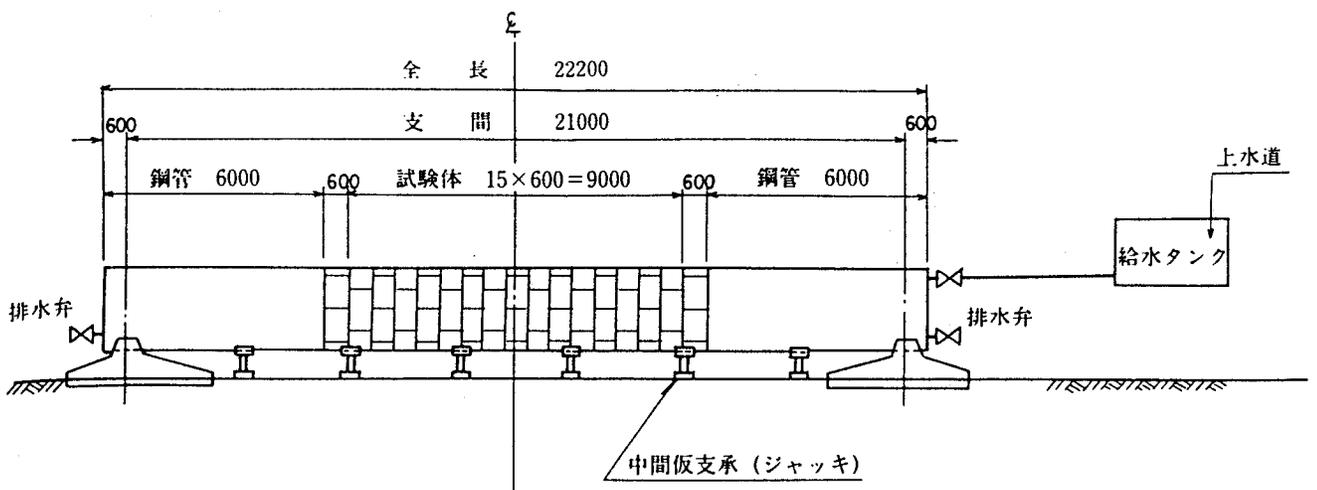


図1.4 鳥取によるトンネルの曲げ試験

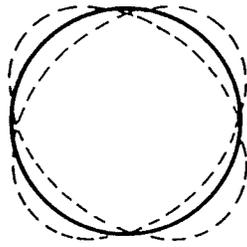


図 1. 5 トンネル横断面の地震時の変形

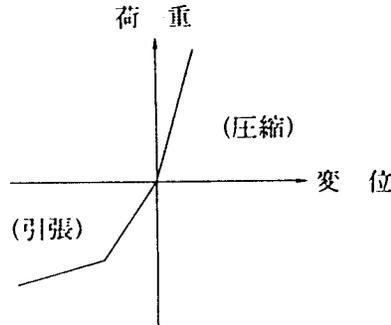


図 1. 6 トンネル軸方向の剛性 (藍田・西野らによる)

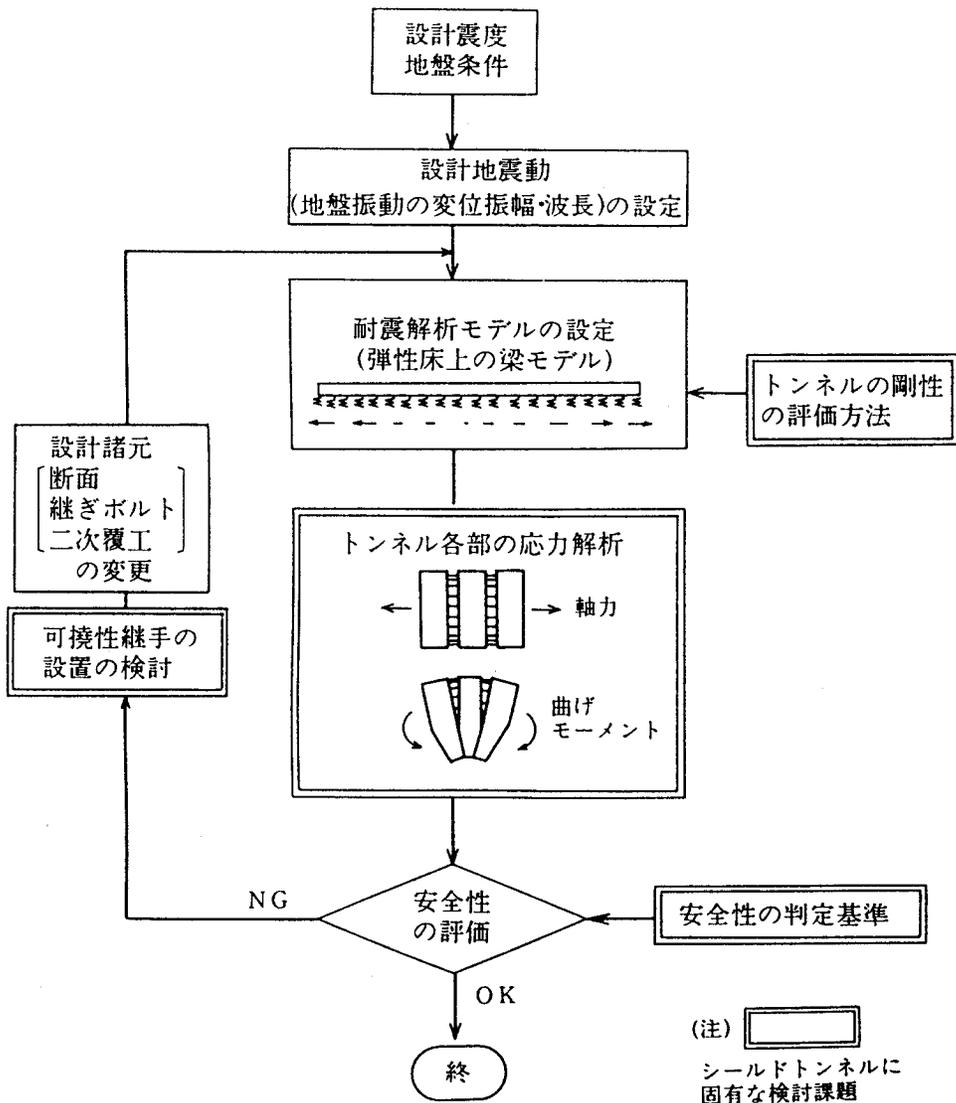
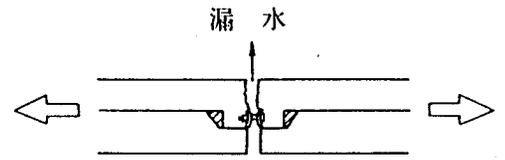
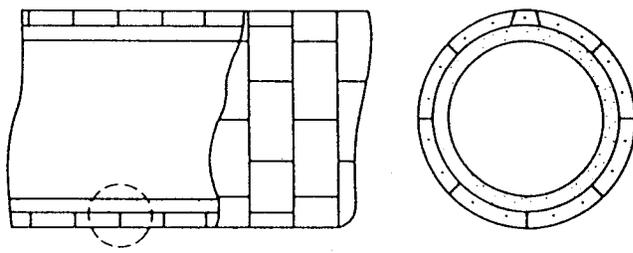
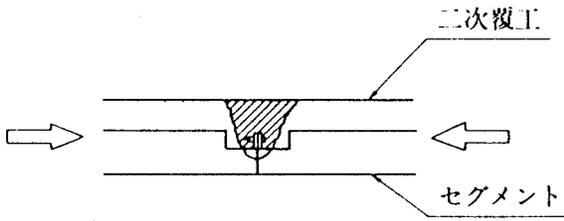


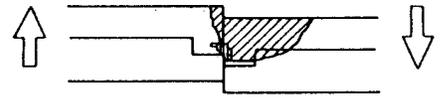
図 1. 7 シールドトンネルの耐震設計のフロー



(b) 引張破壊



(a) 圧壊



(c) せん断破壊

図1.8 覆工及びリング継手の震害形態

第2章 シールドトンネルの力学モデル

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⁾およびトンネル耐震継手技術基準(案)⁷⁾においてこの手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、後で検討するように、平滑化による影響は小さく、本モデル化の有効性が示されており、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、本研究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

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⁴⁾、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、作用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²⁾。

1) 一次覆工組立て時に、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張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。ボルトの初期張力を N_{B0} とすれば、継手金具面板同志の接触面には N_{B0} と等しい支圧応力 P_{p10} 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応力が解放される方向に向かい、 ΔP_{p1} だけ減少する。一方、ボルトにおいては張力が増加する方向に向かうが、その増加量は外力 f_j には一致せず、継手金具面板で解放された ΔP_{p1} 減じた $f_j - \Delta P_{p1}$ 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して大きいため ΔP_{p1} の f_j に占める比率が大きく、その結果としてボルト張力の増加量は小さい。

3) 作用引張力 f_j が増加して継手金具面板同志が離れた後は、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) は上述したボルト張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、開き量と作用引張力との関係を示したものである。上述したように、作用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。作用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。

(2) リング継手全体としての挙動

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、本研究では、リング継手の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見捨て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。

ここで簡単のために、リング継手の挙動がボルトの挙動のみに支配されると仮定すれば、リング継手の引張バネ定数は式 (2. 1 a) のようになる。すなわち、リング継手の引張バネ定数 k_j は、図 2. 4 に示すように、ボルトの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²⁹⁾。

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

ここに、

- k_B : ボルトの軸引張剛性
 k_{B1} : ボルト軸部のバネ定数で、次式で与えられる。

$$k_{B1} = \frac{E_B \times A_{B2}}{l_{B1}}$$

- k_{B2} : ネジ切り部のバネ定数で、次式で与えられる。

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

ここに、 l_{B3} はナット部の有効長で、次式により算定する。

$$l_{B3} = 0.61 \times l_{B4}$$

また、リング継手の挙動が継手金具面板のみの挙動に支配されると仮定すれば、リング継手の引張バネ定数は式(2.1b)のようになる。すなわち、金具面板を定着板及びアンカー鉄筋により支持された梁として考えれば、リング継手の引張バネ定数 k_j は梁の中央部に引張力が作用する場合の継手金具面板の曲げ剛性として評価できる。

$$k_j = k_{p1} = \frac{96E_p I_{p1}}{l_{p1}^3} \quad (2.1b)$$

ここに、

- k_{p1} : 継手金具面板の曲げ剛性
 l_{p1} : 継手金具面板を梁でモデル化した場合の仮想スパン長
 I_{p1} : 継手金具面板の断面二次モーメントで、次式により算定する。

$$I_{p1} = \frac{W_{p1} \times t_{p1}^3}{12}$$

- W_{p1} : 継手金具面板の幅
 t_{p1} : 継手金具面板の板厚

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 1 リング長分の覆工の軸剛性は次のように表わされる。

$$(EA)_{iq}^c = E_s \lambda A_s \quad (2. 2)$$

$$\frac{(EA)_{iq}^T}{l_s} = \frac{K_s \lambda K_j}{K_s + K_j}$$

$$\therefore (EA)_{iq}^T = \frac{l}{\frac{K_s}{K_j} + 1} \lambda E_s A_s \quad (2. 3)$$

ここに、 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。

$$K_s = \frac{E_s A_s}{l_s}$$

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バネ特性を参考に、次式で与えられる。

$$K_j = \begin{cases} \infty & : \delta \leq 0 \\ K_{j_1} = n \lambda k_{j_1} & : 0 < \delta \leq \delta_b \\ K_{j_2} = n \lambda k_{j_2} & : \delta_b < \delta \end{cases}$$

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。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N}{A_s} \\ f_j &= \frac{N}{n_j} \\ \delta_j &= \frac{N}{n k_j} \end{aligned} \right\} \quad (2. 4)$$

2. 3. 2 曲げ剛性

図2. 9にセグメント継手系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、ここで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 だけ圧縮側にズレるものとする。
 - (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。

$$\varepsilon_{sc} \times \frac{l_s}{2} = \left(\frac{D}{2} - x_N \right) \times \frac{\theta}{2} \quad (2.5)$$

$$\frac{r_B + x_N}{\frac{D}{2} + x_N} \times \varepsilon_{st} \times \frac{l_s}{2} + \frac{\delta_{j0}}{2} = (r_B + x_N) \times \frac{\theta}{2} \quad (2.6)$$

また、力の釣り合い条件は次のようになる。

$$F_{sc} = F_{st} \quad (2.7)$$

$$F_j = F_{st} \quad (2.8)$$

$$M_B = M_{Bsc} + M_{Bst} \quad (2.9)$$

$$M_{Bst} = M_{Bj} \quad (2.10)$$

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。

$$F_{st} = 2 \times \frac{E_s \times \varepsilon_{st}}{\frac{D}{2} + x_N} \int_0^{n/2 + \psi} (r_s \times \cos a + x_N) \times r_s \times t_s \, da \quad (2.11)$$

$$M_{Bsc} = 2 \times \frac{E \times \varepsilon_{sc}}{\frac{D}{2} - x_N} \int_0^{n/2 - \psi} (r_s \times \cos a - x_N) \times 2 \times r_s \times t_s \, da \quad (2.12)$$

$$F_{sc} = 2 \times \frac{E_s \times \varepsilon_{sc}}{\frac{D}{2} - x_N} \int_0^{n/2 - \psi} (r_s + \cos a - x_N) \times r_s \times t_s \, da \quad (2.13)$$

$$M_{BST} = 2\lambda \frac{E_s \lambda \varepsilon_{ST}}{D} \int_0^{\pi/2 + \psi} (r_s \lambda \cos \alpha + x_N) \lambda 2\lambda r_s \lambda t_s da \quad (2.14)$$

ただし、

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

F_j 及び M_j 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。

$$\Delta = \frac{n_j \lambda k_j}{2\pi \lambda r_B} : \text{リング継手軸引張バネ定数の線密度}$$

$$\begin{aligned} F_j &= 2\lambda \frac{\Delta \lambda \delta_{j0}}{r_B + x_N} \int_0^{\pi/2 + \psi} (r_B \lambda \cos \alpha + x_N) \lambda r_B da \\ &= \frac{n_j \lambda k_j \lambda \delta_{j0}}{r_B + x_N} \lambda \frac{1}{2\pi} \lambda 2r_B \lambda \cos \psi' + (\pi + 2\psi') x_N \end{aligned} \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} M_{Bj} &= 2\lambda \frac{\Delta \lambda \delta_{j0}}{r_B + x_N} \int_0^{\pi/2 + \psi} (r_B \lambda \cos \alpha + x_N)^2 \lambda r_B da \\ &= \frac{n_j \lambda k_j \lambda \delta_{j0}}{r_B + x_N} \lambda \frac{1}{2\pi} \lambda r_B^2 \left\{ \frac{\pi \psi'}{2} + (\pi + 2\psi') x_N^2 \right\} \end{aligned} \quad (2.16)$$

ただし、

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

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 , θ , ε_o , ε_t および δ_j 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_t 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。

$$r_B = r_S$$

$$\Psi' = \Psi \quad (2.17)$$

$$M_{BST} = M_{BT}$$

式(2.11)～(2.16)および式(2.5)～(2.8)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。

$$\psi = \cot \psi = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{\frac{E_s A_s}{l_s}} \right) \quad (2.18)$$

ここに、

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

$$K_j = n_j \chi k_j$$

また、式(2.9)より作用モーメント M 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。

$$M_B = \frac{E_s I_s}{l_s} \chi \frac{\cos^3 \psi}{\cos \psi + \frac{\pi}{2} + \psi \chi \sin \psi} \chi \theta \quad (2.19)$$

ただし、ここで、

$$I_s \doteq \pi \chi t_s \chi r_s^3 \quad (2.20)$$

の近似を行った。等価曲げ剛性 $(EI)_e$ を次のように定義すると、式(2.19)より式(2.2)のように表わされる。

$$(EI)_e = \frac{M_B}{\theta} \chi l_s \quad (2.21)$$

$$(EI)_e = \frac{\cos^3 \psi}{\cos \psi + \left(\frac{\pi}{2} + \psi \right) \chi \sin \psi} \chi E_s I_s \quad (2.22)$$

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。

$$\begin{aligned}\sigma_{sc} &= E_s \chi \varepsilon_{sc} \\ &= \frac{M_B}{I_{iq}} \chi \left(\frac{D}{2} - x_N \right)\end{aligned}\quad (2.23)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{st} &= E_s \chi \varepsilon_{st} \\ &= \frac{M_B}{I_s} \chi \frac{\cos \psi - \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) \chi \sin \psi}{\cos^3 \psi} \chi \left(\frac{D}{2} - x_N \right)\end{aligned}\quad (2.24)$$

$$\delta_j = \frac{\pi \chi \sin^3 \psi}{\cos \psi + \left(\frac{\pi}{2} + \psi \right) \chi \sin \psi} \chi \theta \chi (r_s + x_N)\quad (2.25)$$

$$f_j = K_j \chi \delta_{j0}\quad (2.26)$$

ここで、 I_{iq} は等価断面2次モーメントで、次式で与えられる。

$$I_{iq} = \frac{(EI)_{iq}}{E_s}$$

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研究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

$$(EI)_{iq} = E_s I_{iq}\quad (2.27)$$

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

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

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

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

$$(EA)_{eq}^r = K_{eq} \times l_s \quad (2.32)$$

$$K_{eq} = \frac{K_j K_s}{K_j + K_s} \quad (2.33)$$

$$K_s = \frac{E_s A_s}{l_s} \quad (2.34)$$

$$K_j = \frac{E_B A_B}{l_B} \quad (2.35)$$

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、 $(EA)_{eq}$ 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研究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。

$$\frac{(EI)_{eq}^r}{E_s I_s} = \frac{I_{eq}}{I_s} = \frac{1 - \left(1 - \frac{2t_{eq}}{D}\right)^4}{1 - \left(1 - \frac{2t_s}{D}\right)^4} \quad (2.36)$$

ここで、

$$A_{eq} = \frac{\frac{K_j}{K_s}}{\frac{K_j}{K_s} + 1} \times \pi \times t_s \times (D - t_s) \quad (2.37)$$

ゆえに、

$$\frac{2t_{eq}}{D} = 1 - \sqrt{1 - \frac{\frac{4K_j}{K_s} \times \frac{t_s}{D} \times \left(1 - \frac{t_s}{D}\right)}{\frac{K_j}{K_s} + 1}} \quad (2.38)$$

$$\frac{(EI)_{eq}}{E_s I_s} = \frac{1 - \left[1 - \frac{\frac{4K_j}{K_s} \times \frac{t_s}{D} \times \left(1 - \frac{t_s}{D}\right)}{\frac{K_j}{K_s} + 1}\right]^2}{1 - \left(1 - 2\frac{t_s}{D}\right)^4} \quad (2.39)$$

上式中、 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研究と比較して図2.13(a)に示す。本研究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

$$I_{eq} = tr^3(\alpha - \sin\alpha \times \cos\alpha) + \frac{E_0}{E_s} t' \times r_b^3 (\pi - \alpha + \sin\alpha \times \cos\alpha) \quad (2.40)$$

$$\tan\alpha - \alpha = \frac{A_B}{2tr} \times \frac{E_0}{E_s} \quad (2.41)$$

$$t' = \frac{A_B}{2\pi r_s} \quad (2.42)$$

ここに、 α は円形中空断面の中立軸に関する中心角、 t' 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、本研究と同様な考え方をを用いているが、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なになる。

$$E_0 A_B = \frac{K_j K_s I_s}{K_j + K_s} \quad (2.43)$$

したがって、式(2.41)は次のように書き改められる。

$$\tan\alpha - \alpha = \pi \times \frac{\frac{K_j}{K_s}}{\frac{K_j}{K_s} + 1} \quad (2.44)$$

ここで、中立軸に関する中心角 α は、本研究で用いている中心角 ψ と

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

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。

$$\psi + \cot\psi = \pi\lambda \left(\frac{1}{2} + \frac{\frac{K_j}{K_s}}{\frac{K_j}{K_s} + 1} \right) \quad (2.46)$$

この中立軸位置に関する方程式は本研究における式(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。本基準(案)に示される方法と本研究による方法とでは、 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 を本研究に合わせ、 $r_B = r$ とする。

$$\frac{(EI)_{eq}}{E_s I_s} = \frac{I_{eq}}{I_s} = \frac{1}{\pi} \lambda \frac{1}{\frac{K_j}{K_s} + 1} \lambda (a - \sin\alpha \lambda \cos\alpha) + \frac{\frac{K_j}{K_s}}{\frac{K_j}{K_s} + 1} \quad (2.47)$$

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研究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。

$$(EA)_{eq}^c = E_s A_s + E_L (A_L - A_{LR}) + E_{LR} A_{LR} \quad (2.48)$$

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1次剛性は次式で表される。

$$(EA)_{eq}^t = \frac{1}{\frac{E_s A_s}{l_s \lambda n \lambda k_j}} \lambda E_s A_s + E_L A_L \quad (2.49)$$

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。

$$\varepsilon_{sc} \times \frac{l_s}{2} = \left(\frac{D}{2} - x_N \right) \times \frac{\theta}{2} \quad (2.50)$$

$$\frac{r_B + x_N}{\frac{D}{2} + x_N} \times \varepsilon_{st} \times \frac{l_s}{2} + \frac{\varepsilon_{j0}}{2} = (r_B + x_N) \times \frac{\theta}{2} \quad (2.51)$$

また、力の釣り合い条件は次のようになる。

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

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。

$$F_{sc} = 2 \times \frac{E_s \times \varepsilon_{sc}}{\frac{D}{2} - x_N} \int_0^{n/2 - \psi} (r_s \times \cos \alpha - x_N) \times r_s \times t_s \, d\alpha \quad (2.53)$$

$$M_{BSC} = 2 \times \frac{E_s \times \varepsilon_{sc}}{\frac{D}{2} - x_N} \int_0^{n/2 - \psi} (r_s \times \cos \alpha - x_N)^2 \times r_s \times t_s \, d\alpha \quad (2.54)$$

$$F_{ST} = 2 \times \frac{E_s \times \varepsilon_{st}}{\frac{D}{2} + x_N} \int_0^{n/2 + \psi} (r_s \times \cos \alpha + x_N) \times r_s \times t_s \, d\alpha \quad (2.55)$$

$$M_{BST} = 2 \times \frac{E_s \times \varepsilon_{st}}{\frac{D}{2} + x_N} \int_0^{n/2 + \psi} (r_s \times \cos \alpha + x_N) \times 2 \times r_s \times t_s \, d\alpha \quad (2.56)$$

$$F_L = 2\lambda \frac{E_L \lambda \varepsilon_{sc} \lambda r_L \lambda t_L}{\frac{D}{2} - x_N} \int_0^\pi (r_L \lambda \cos \alpha - x_N) d\alpha \quad (2.57)$$

$$M_L = 2\lambda \frac{E_L \lambda \varepsilon_{sc} \lambda r_L \lambda t_L}{\frac{D}{2} - x_N} \int_0^\pi (r_L \lambda \cos \alpha - x_N)^2 d\alpha \quad (2.58)$$

ただし、

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

F_j 、 M_j 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、 $r_B = r$ 、 $\psi' = \psi$ と仮定し図2.16(b)を参照して次のように求める。

$$F_j = 2\lambda \frac{\Delta \lambda \delta_j}{r_s + x_N} \int_0^{\pi/2 + \psi} (r_s \lambda \cos \alpha + x_N) \lambda r_s \lambda d\alpha \quad (2.59)$$

$$M_{Bj} = 2\lambda \frac{\Delta \lambda \delta_j}{r_s + x_N} \int_0^{\pi/2 + \psi} (r_s \lambda \cos \alpha + x_N)^2 \lambda r_s \lambda d\alpha \quad (2.60)$$

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。

$$\psi + \cot \psi = \pi \left\{ \left[1 + \frac{E_L A_L}{E_s A_s} \right] \left[1 + \frac{nk_j s}{E_s A_s} \right] - \frac{1}{2} \right\} \quad (2.61)$$

また、式(2.52)より、作用モーメント M 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。

$$\begin{aligned} \frac{M}{\theta} = & \frac{E_s r^2 t}{I_s} (\pi - 2\psi) \left[\frac{1}{2} + \sin^2 \psi \right] - 3\lambda \sin \psi \lambda \cos \psi + \frac{E_s r^2 t}{I_s + \frac{E_s A_s}{nk_j}} (\pi + 2\psi) \left[\frac{1}{2} + \sin^2 \psi \right] + 3\lambda \sin \psi \lambda \cos \psi \\ & + \frac{E_L r' t' \pi}{I_s} (r^2 + 2r^2 \lambda \sin^2 \psi) \end{aligned} \quad (2.62)$$

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。

$$(EI)_{\alpha} = \frac{M}{\theta} I_s \quad (2.63)$$

$$(EI)_{\alpha} = E_s r^2 t (\pi - 2\psi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \psi \right) - 3\lambda \sin \psi \lambda \cos \psi + E_s r^2 t \frac{1}{1 + \frac{E_s A_s}{nk_y I_s}} (\pi + 2\psi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \psi \right) + 3\lambda \sin \psi \lambda \cos \psi + E_s r^2 t \pi (r^2 + 2r^2 \lambda \sin^2 \psi) \quad (2.64)$$

ここで、

$$I_s = \pi \lambda t \lambda r^3$$

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

$$\sigma_{\alpha} = \frac{N}{\frac{(EA)_{\alpha}}{ml_s}} = \left(\frac{l_s}{E_s A_s} + \frac{1}{K_j} \right) \lambda m \lambda N \quad (2.65)$$

(2) 骨組モデル

$$\delta = \underbrace{\frac{N}{\frac{E_s A_s}{l_s}} + \frac{N}{K_j} + \dots + \frac{N}{\frac{E_s A_s}{l_s}} + \frac{1}{K_j}}_{m \text{組}} = m \left(\frac{l_s N}{E_s A_s} + \frac{N}{K_j} \right) = \delta_{\alpha} \quad (2.66)$$

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樣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

$$N(x) = E_s A_s \chi \varepsilon_G \left[\frac{\frac{E_s A_s}{l_s \chi K_f} \chi \frac{l_s \chi \lambda}{2} \chi \cosh(x \chi \lambda)}{\sinh\left(\frac{l_s \chi \lambda}{2}\right) + \frac{E_s A_s}{l_s \chi K_f} \chi \frac{l_s \chi \lambda}{2} \chi \cosh\left(\frac{l_s \chi \lambda}{2}\right)} \right] \quad (2.67)$$

$$\varepsilon(x) = \varepsilon_G \left[1 - \frac{\frac{E_s A_s}{l_s \chi K_f} \chi \frac{l_s \chi \lambda}{2} \chi \cosh(x \chi \lambda)}{\sinh\left(\frac{l_s \chi \lambda}{2}\right) + \frac{E_s A_s}{l_s \chi K_f} \chi \frac{l_s \chi \lambda}{2} \chi \cosh\left(\frac{l_s \chi \lambda}{2}\right)} \right] \quad (2.68)$$

ただし、

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_G}{E_s A_s}}, \quad 0 \leq x \leq l_s/2$$

ここに、

- x : セグメント中央からの距離
- $N(x)$: 位置 x における張力
- $\varepsilon(x)$: 位置 x における引張ひずみ
- ε_G : 一樣な地盤ひずみ
- k_G : 地盤バネ定数

(2) 等価剛性梁モデル

$$N(x) = (EA)_{eq} \chi \varepsilon_G = E_s A_s \chi \varepsilon_G \chi \frac{1}{1 + \frac{E_s A_s}{l_s \chi K_f}} \quad (2.69)$$

$$\varepsilon_{eq}(x) = \varepsilon_G \quad (2.70)$$

式 (2.67) ~ (2.70) および図 2. 19 からわかるように、一樣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樣な分布となる。

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。

$$N(0) = E_s A_s \varepsilon_c \times \frac{\sinh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) + \frac{E_s A_s}{l_s K_j} \times \frac{l_s \lambda}{2} \times \left[\cosh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) - 1\right]}{\sinh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) + \frac{E_s A_s}{l_s K_j} \times \frac{l_s \lambda}{2} \times \cosh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right)} \quad (2.71)$$

$$N\left(\frac{l_s}{2}\right) = E_s A_s \varepsilon_c \times \frac{\sinh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right)}{\sinh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) + \frac{E_s A_s}{l_s K_j} \times \frac{l_s \lambda}{2} \times \cosh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right)} \quad (2.72)$$

ここで、式(2.71)および(2.72)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 E_s は $3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ 、 λ の上限として外径1.8m、セグメント厚10cm、地盤バネ定数 10^5 t/m^2 とすると、

$$l_s \lambda = l_s \times \sqrt{\frac{k_G}{E_s A_s}} = 0.21 \quad (2.73)$$

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(2.71)および(2.72)を書き直すと以下ようになる。

$$\cosh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) \doteq 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) \quad (2.74)$$

$$\sinh\left(\frac{l_s \lambda}{2}\right) \doteq \frac{l_s \lambda}{2}$$

$$N(0) \doteq E_s A_s \varepsilon_c \frac{1}{1 + \frac{\frac{E_s A_s}{l_s K_j}}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l_s \lambda}{2}\right)^2 \times \frac{E_s A_s}{l_s K_j}}} \quad (2.75)$$

$$N\left(\frac{l_s}{2}\right) \doteq E_s A_s \varepsilon_c \frac{1}{1 + \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l_s \lambda}{2}\right)\right]^2 \times \frac{E_s A_s}{l_s K_j}}$$

式(2.75)と式(2.69)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(2.69)、(2.71)および(2.72)を用いて等価剛性梁モデルによる張力の誤差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(2.71)と式(2.72)とからリング端と中央で張力の比をとると、式(2.74)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。

$$\frac{N(0)}{N\left(\frac{l_s}{2}\right)} = 1 + \frac{1}{2} \times \frac{E_s A_s}{l_s K_j} \left(\frac{l_s \lambda}{2}\right)^2 = 1 + \frac{l_s k_c}{8K_j} \quad (2.76)$$

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)

$$E_s = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$A_s = 14.286 \text{ m}^2$$

$$k_c = 5 \times 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$l_s = 1 \text{ m}$$

$$K_j = 5.556 \times 10^6 \text{ t/m} \begin{matrix} \text{(引張)} \\ \infty \\ \text{(圧縮)} \end{matrix} \quad \text{骨組モデル①}$$

$$l_s \lambda = 0.1$$

$$l = 10 \text{ m}$$

$$K_j = 5.556 \times 10^5 \text{ t/m} \begin{matrix} \text{(引張)} \\ \infty \\ \text{(圧縮)} \end{matrix} \quad \text{骨組モデル②}$$

$$l_s \lambda = 1.0$$

いずれの骨組モデルについても、

$$\frac{E_s A_s}{l_s K_j} = 9$$

等価剛性梁モデルは骨組モデル①と②とで同一となる。

$$\begin{matrix} (EA)_{ii}^c = 5 \times 10^7 \text{ t} \\ (EA)_{ii}^t = 5 \times 10^6 \text{ t} \end{matrix} \quad \text{等価剛性梁モデル}$$

地盤変位の波長 = 200 m

地盤変位の振幅 = 3.183 cm

図2.20より、リング長1 m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10 m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。

(2) 解析例-2 (図2.22参照)

$$\begin{aligned} E_s &= 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \\ A_s &= 14.286 \text{ m}^2 \\ l_s &= 1 \text{ m} \\ K_j &= 5.556 \times 10^6 \text{ t/m} \end{aligned} \quad \left(\begin{array}{l} \text{引張} \\ \text{圧縮} \end{array} \right) \quad \text{骨組モデル}$$
$$\frac{E_s A_s}{l_s K_j} = 9$$

$$\begin{aligned} (EA)_{eq}^c &= 5 \times 10^7 \text{ t} \\ (EA)_{eq}^t &= 5 \times 10^6 \text{ t} \\ K_c &= 5 \times 10^3 \text{ t/m}^2 \\ l_s \lambda &= 0.01 \end{aligned} \quad \text{等価剛性梁モデル}$$

地盤変位の波長 = 200 m

地盤変位の振幅 = 3.183 cm

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。

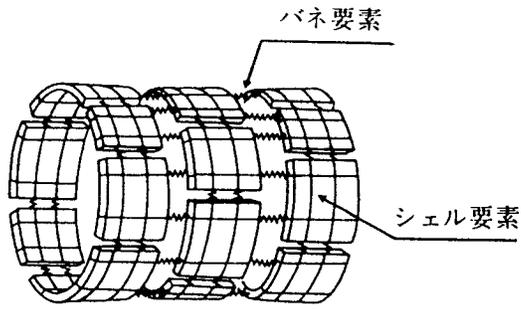
以上の検討により、通常考えられる範囲の諸元を有するシールドトンネルに対しては、等価剛性梁モデルと骨組モデルとで軸力の応答に有意な差がないことが確認された。ただし、等価剛性梁モデルによる応答ひずみにはセグメントのひずみの他にリング継手の伸縮量が含まれており、実際のセグメントのひずみとは対応しない。

2.6 結言

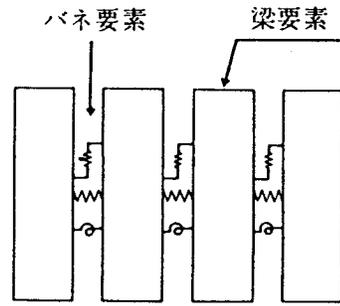
(1) シールドトンネルの力学モデルとして、セグメントリング、リング継手及び二次覆工から構成される覆工を、この覆工剛性を見かけ上等価な剛性となるような一様連続な梁にモデル化する手法を開発した。

(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。

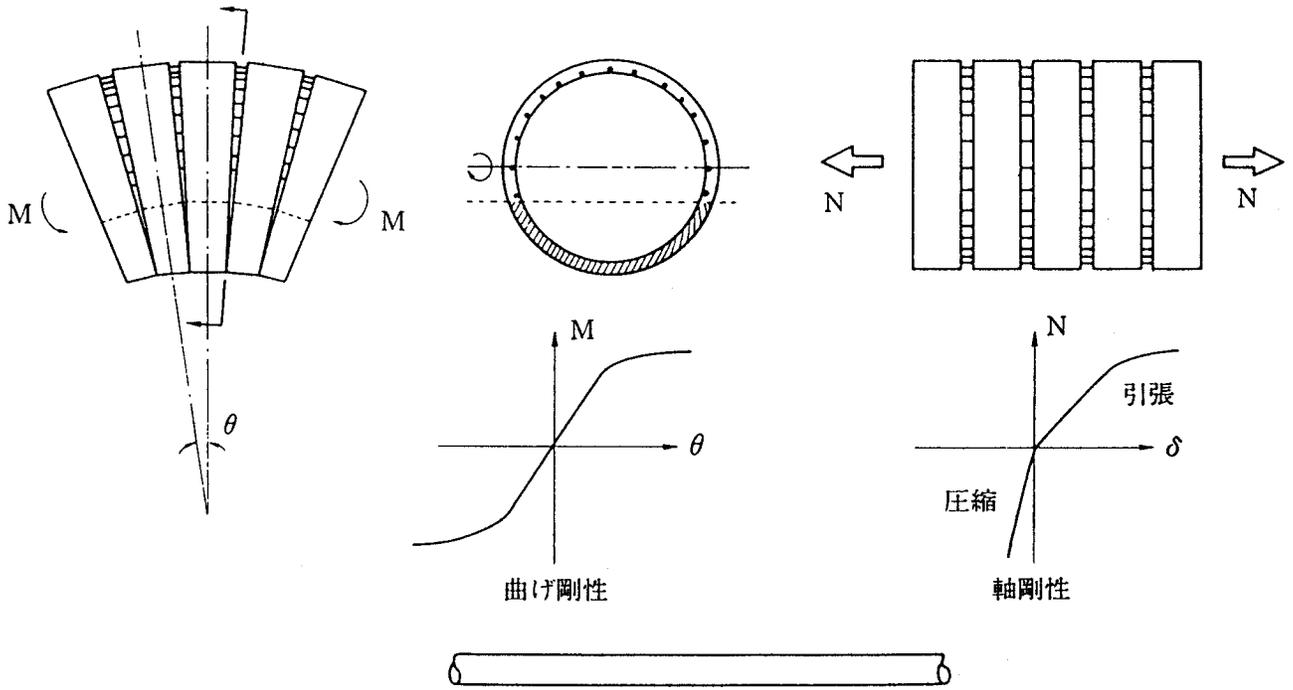
(3) シールドトンネルの耐震解析上の力学モデルとして、骨組みモデル及び等価剛性梁モデルが考えられる。前者は、リング継手近傍の断面力の低減など比較的詳細な解析が可能であるが、計算上の要素数が多くなるなど実用性に欠ける。後者は、解析によって得られるトンネルのひずみ量が実際のセグメントのひずみに対応しないなどの欠点はあるものの、通常のトンネル諸元に対しては得られる軸力の大きさが骨組みモデルと大差ないこと、取扱いが容易であること、トンネル延長が長い場合にも対応できることなど、多くの点で有用である。



(a) 有限要素モデル



(b) 骨組みモデル



(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

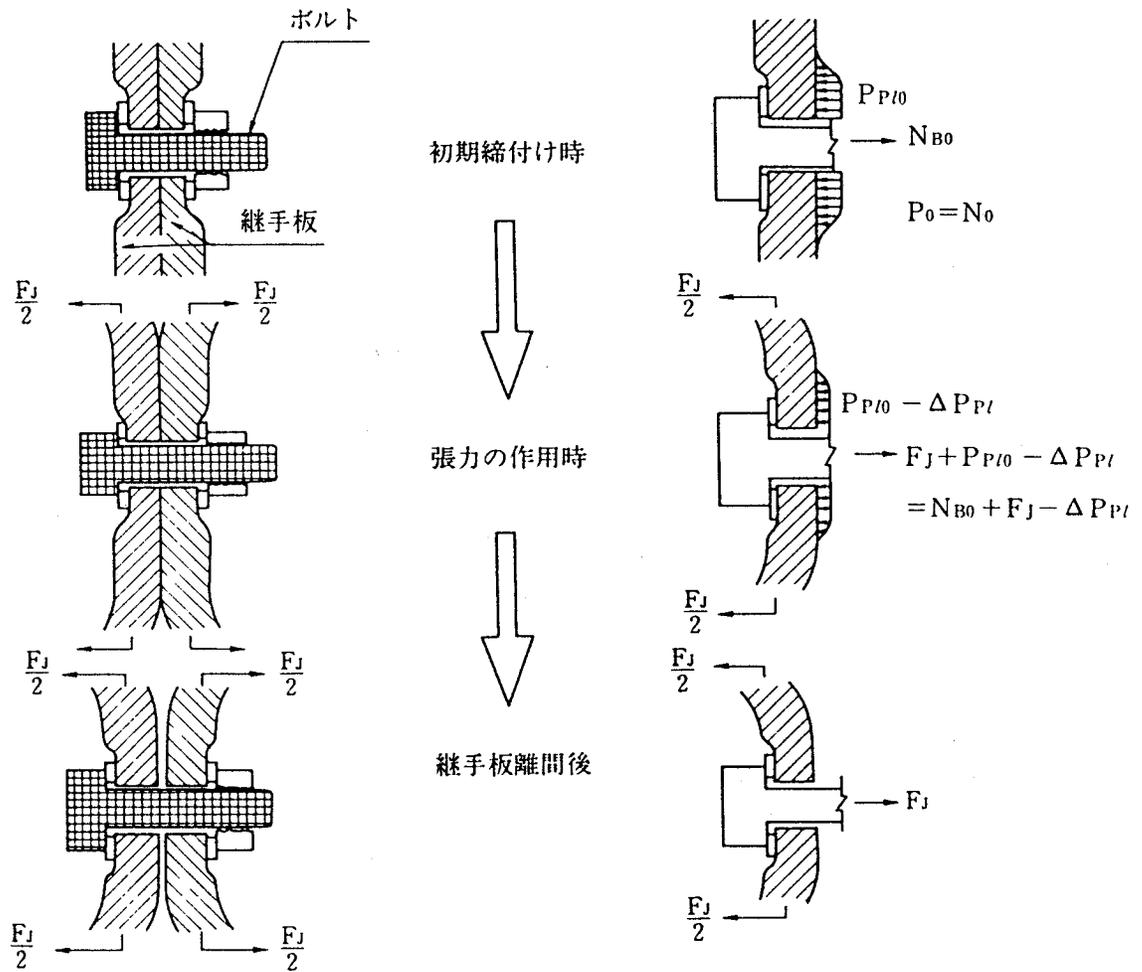
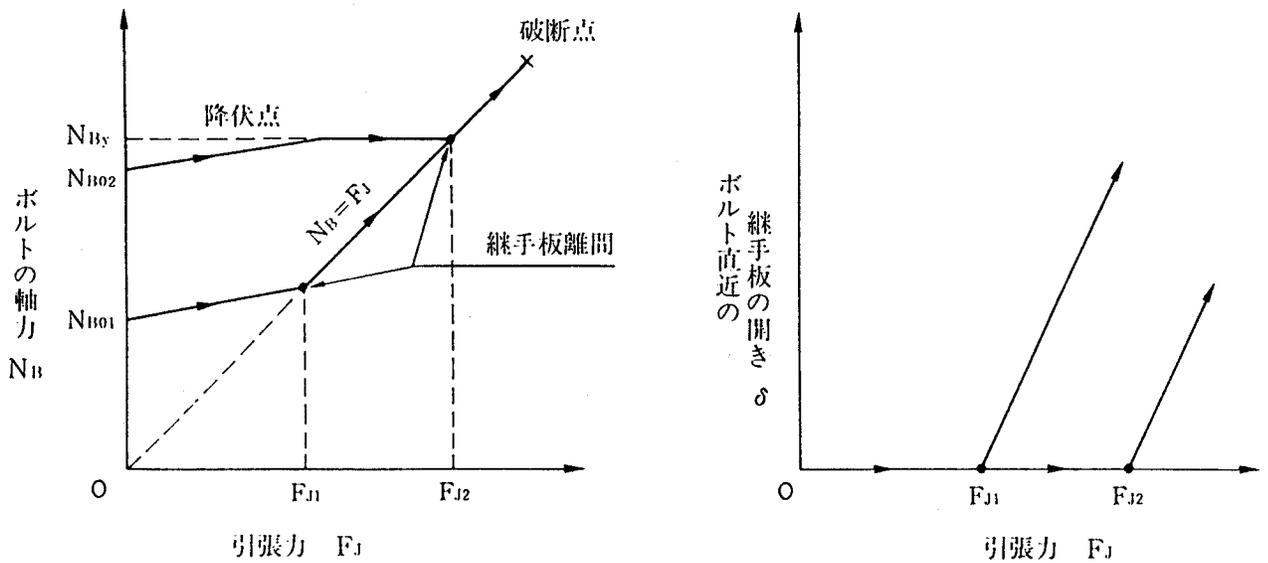


図2. 2 継ぎボルトの挙動



(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

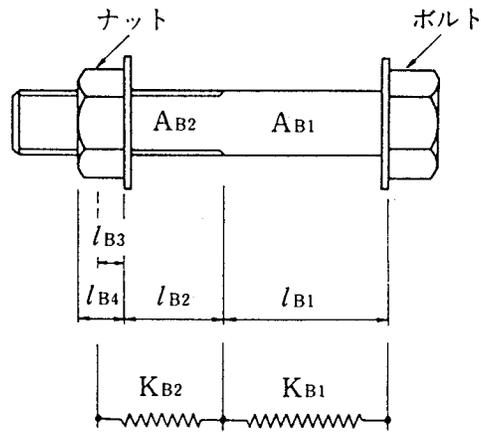


図2.4 ボルトのバネ定数の算定法

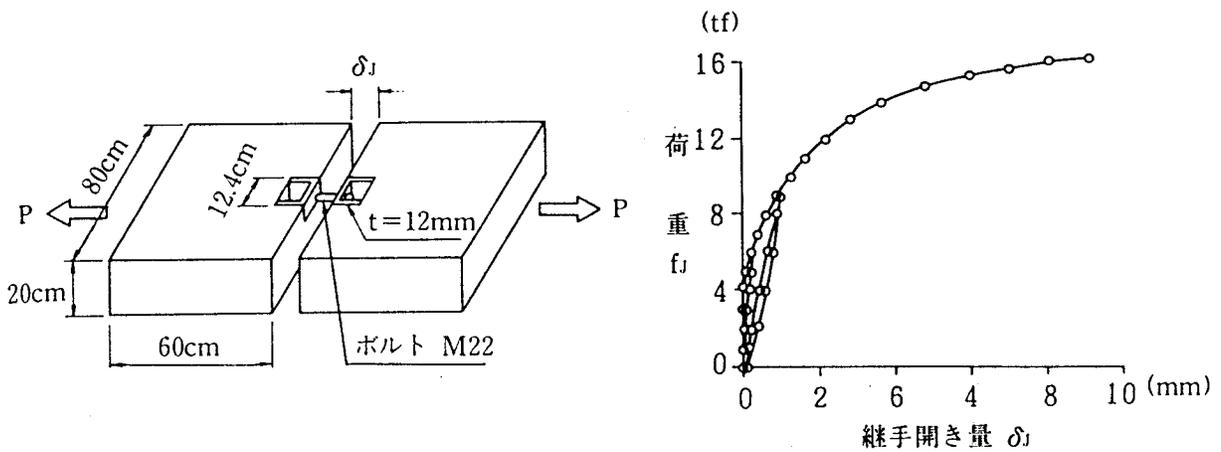


図2.5 西野らによるリング継手の引張試験

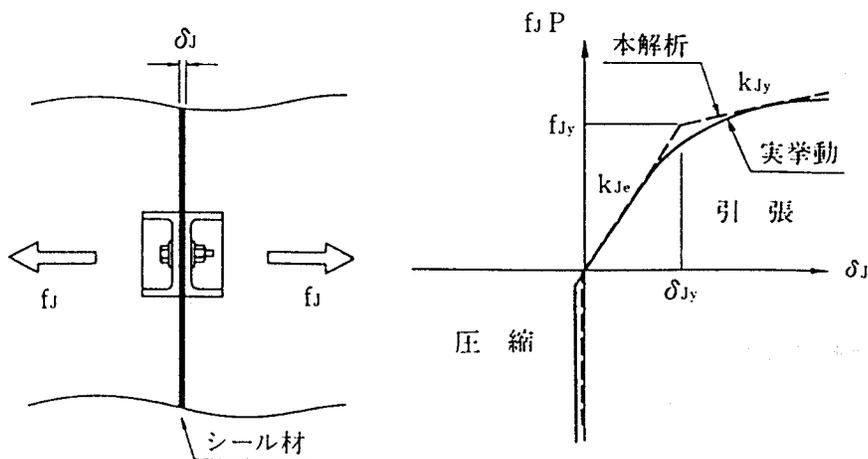


図2.6 リング継手のバネとしての評価

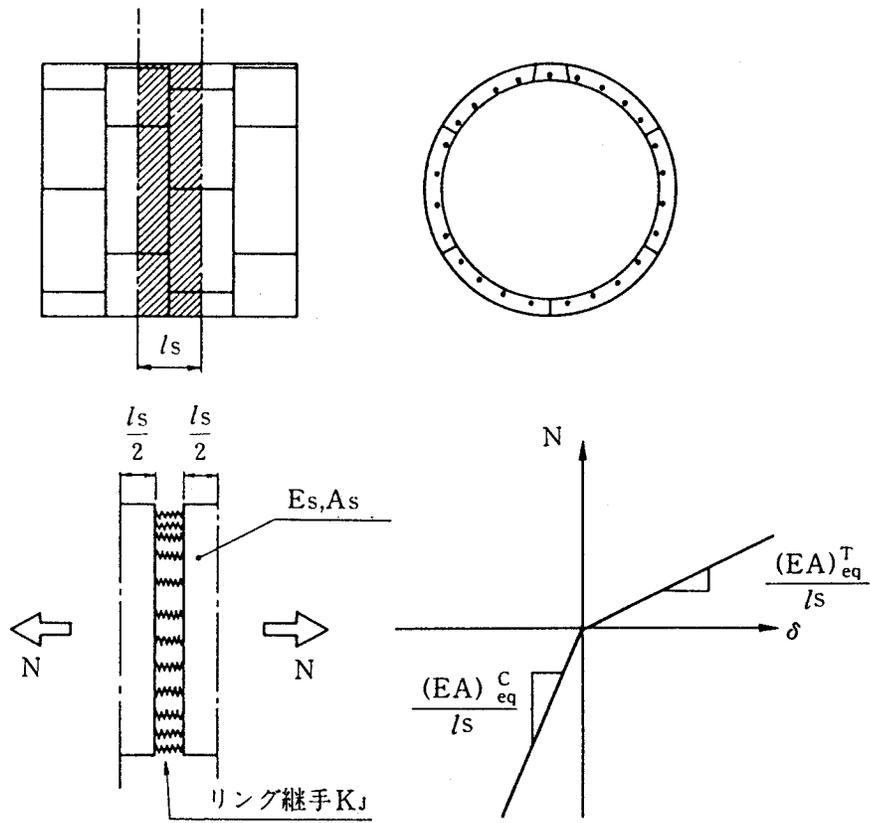


図 2. 7 セグメント～リング継手系の軸剛性

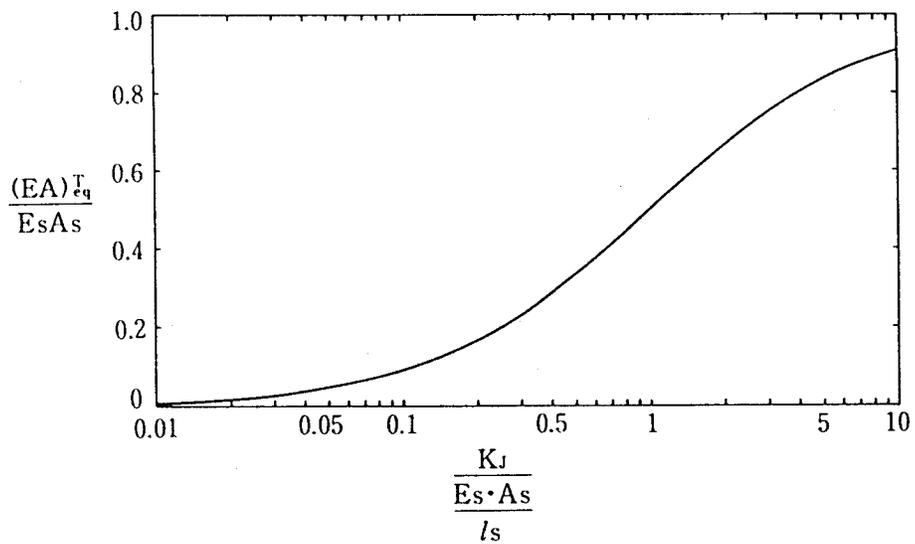


図 2. 8 リング継手による軸引張剛性の低下

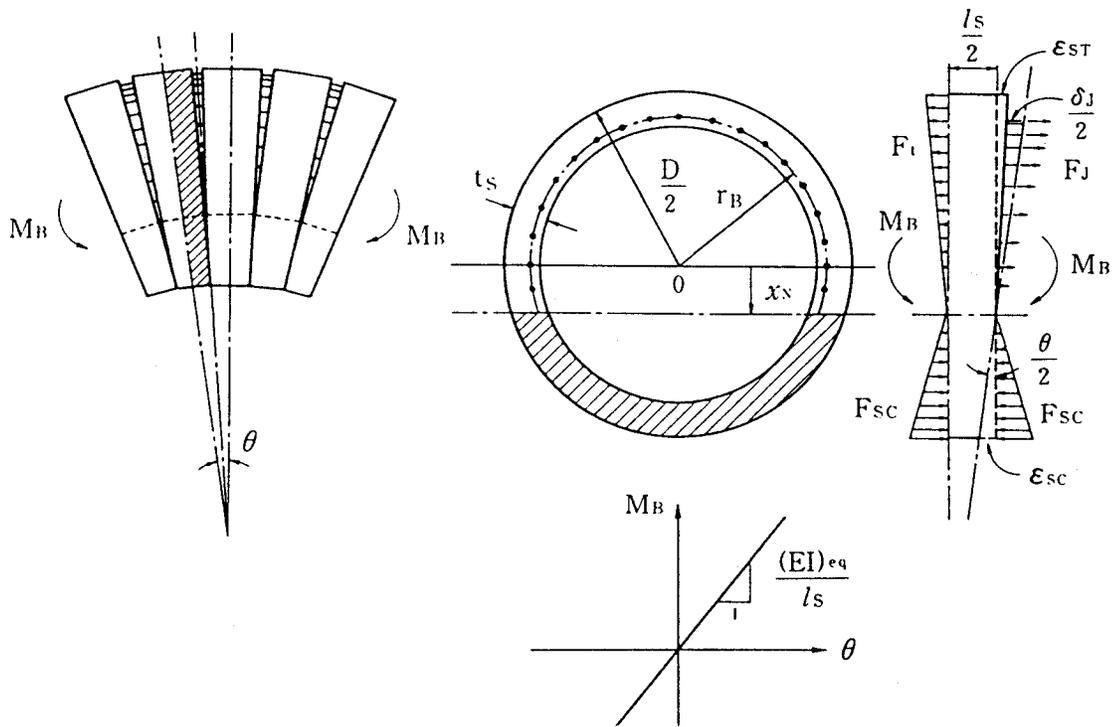


図2.9 セグメント～リング継手系の曲げ剛性を評価するための応力分布

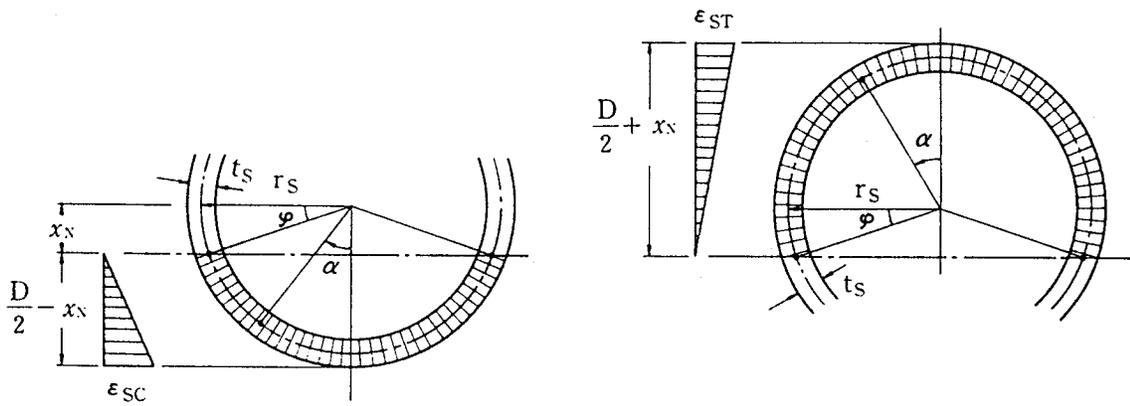


図2.10 $F_{sc}, M_{Bsc}, F_{st}, M_{Bst}$ の算出法

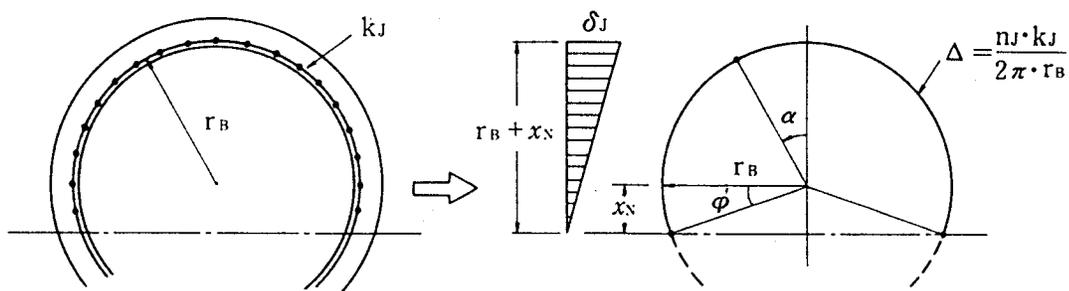


図2.11 F_j, M_{Bj} の算出法

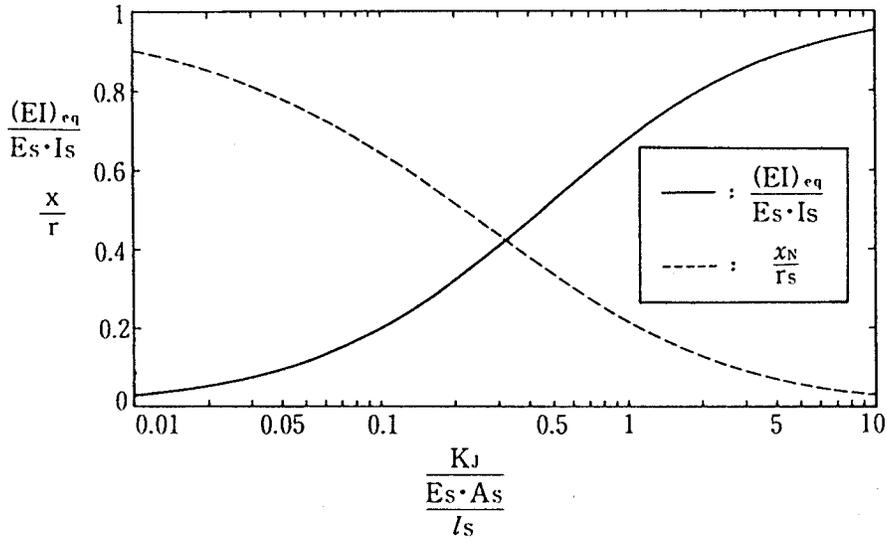
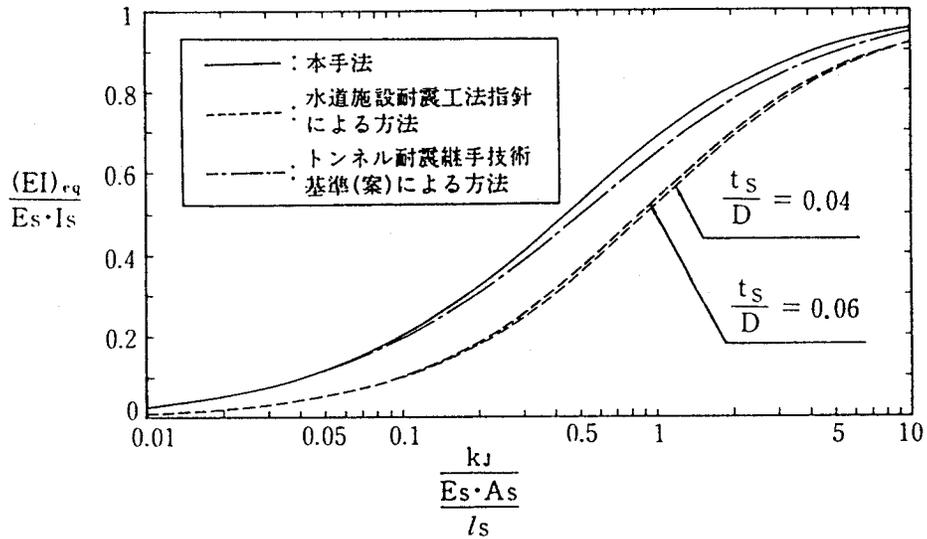
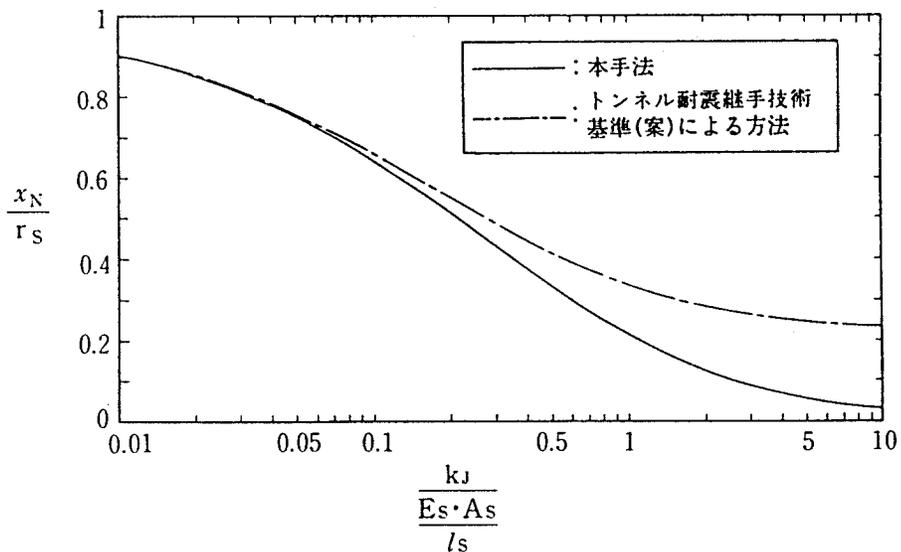


図2. 12 リング継手による曲げ剛性の低下



(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

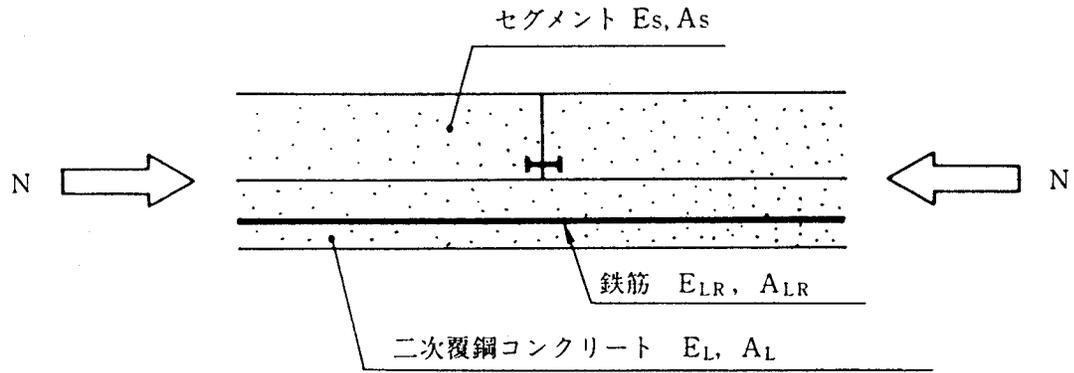


図2. 14 一次、二次覆工の軸圧縮剛性

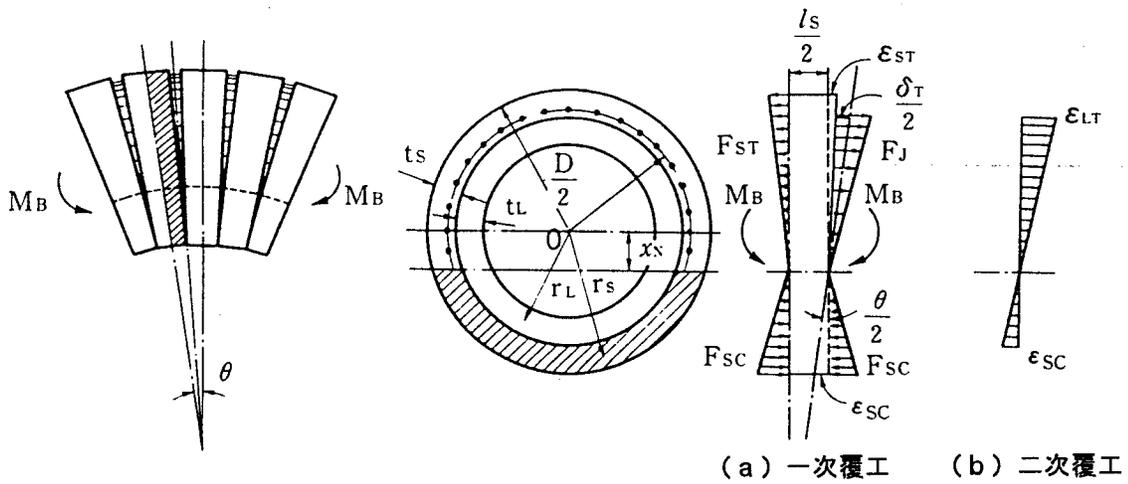
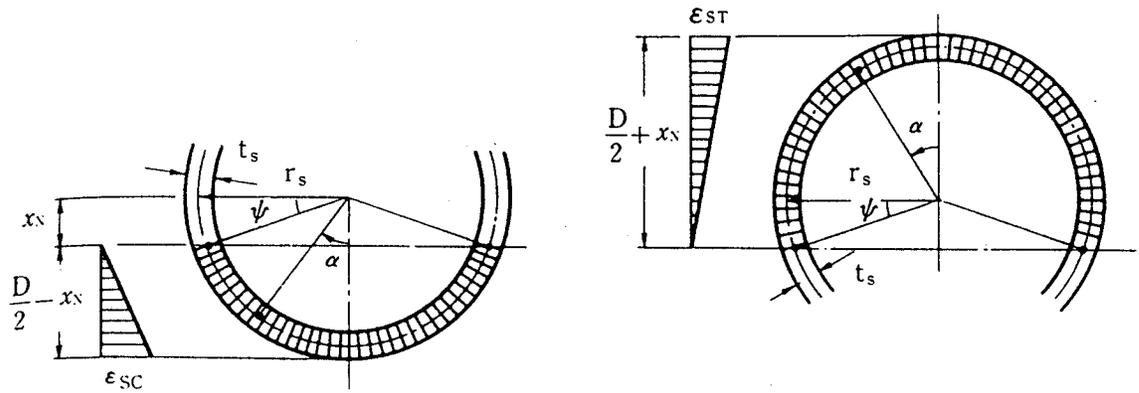
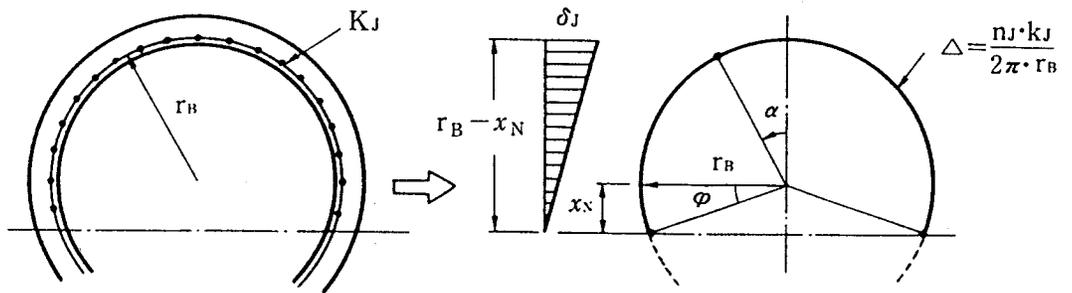


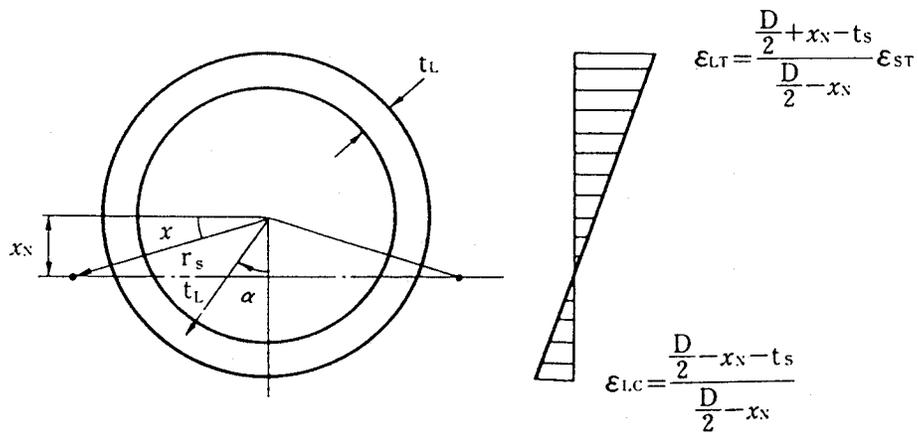
図2. 15 覆工の曲げ剛性



(a) $F_{sc}, M_{sc}, F_{st}, M_{st}$ 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

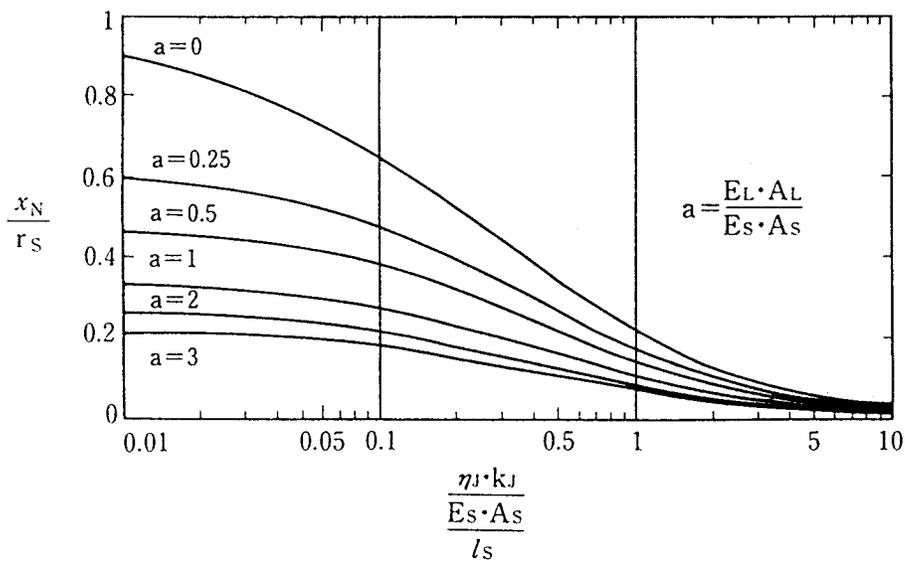
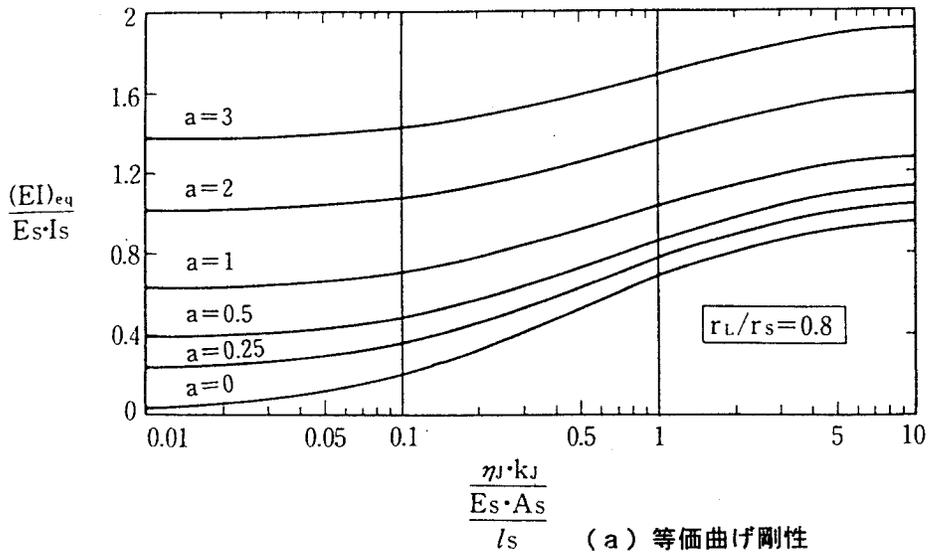


図2. 17 リング継手剛性と等価曲げ剛性及び中立軸位置の関係

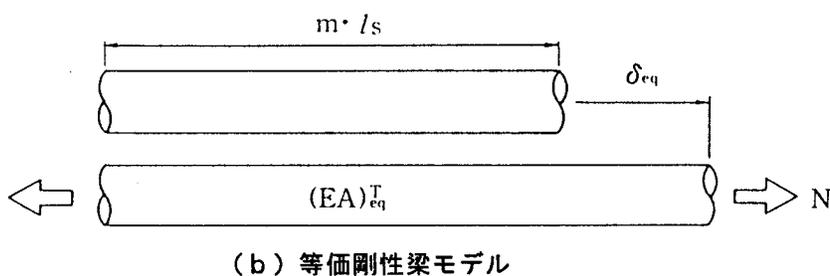
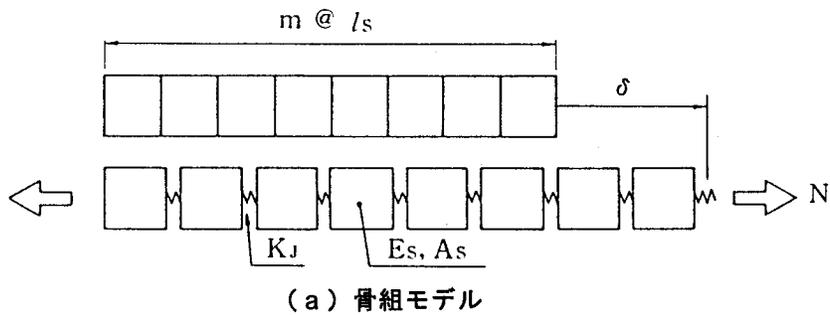


図2. 18 骨組モデルと等価剛性梁モデルとの応答の比較 (周辺地盤がない場合)

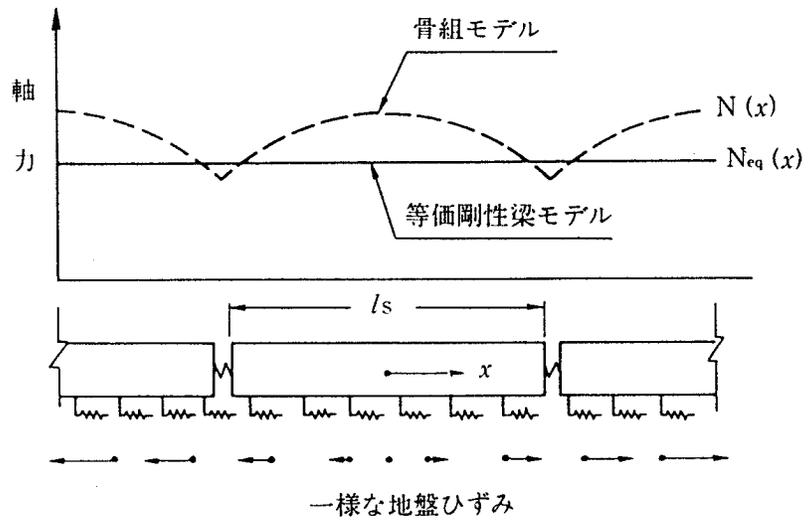


図2. 19 骨組モデルと等価剛性梁モデルとの応答の比較 (周辺地盤がある場合)

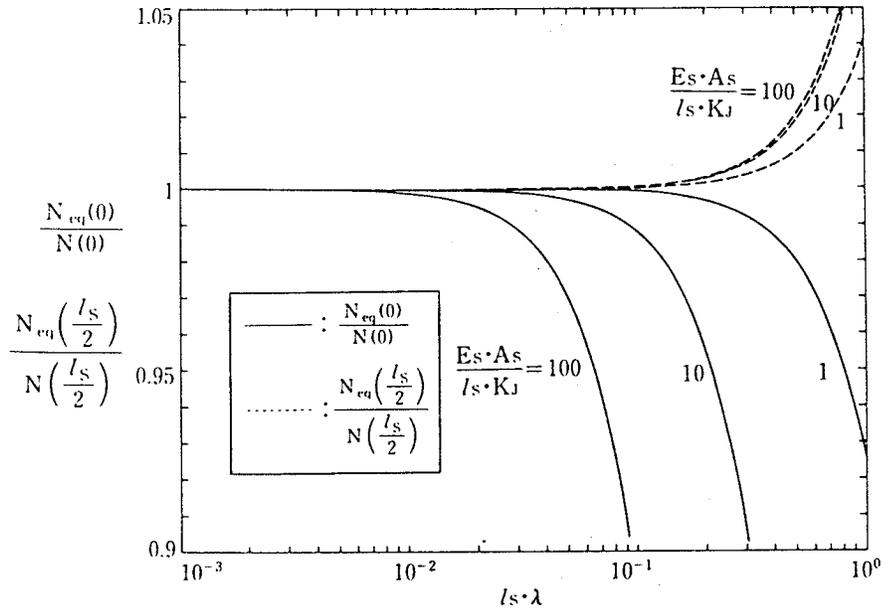


図2. 20 等価剛性梁モデルと骨組モデルとの張力比

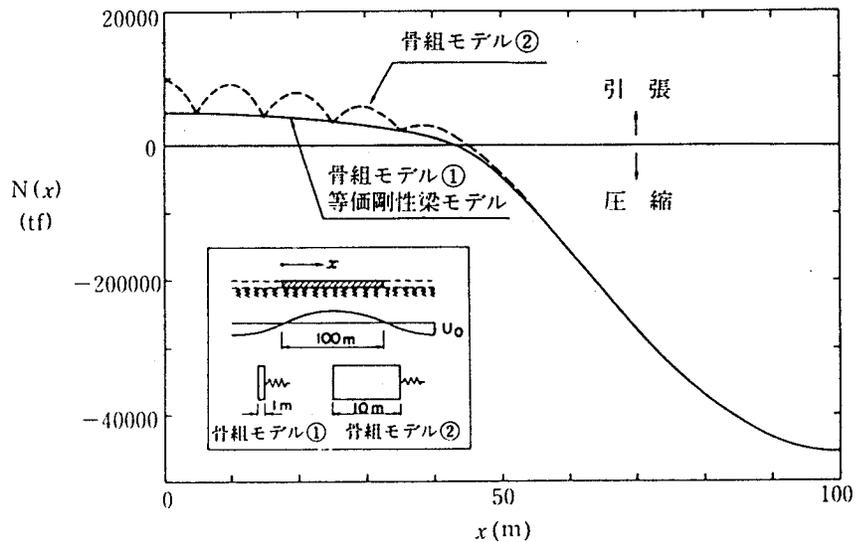


図2. 21 正弦波状の地盤変位に対する応答 (解析例-1)

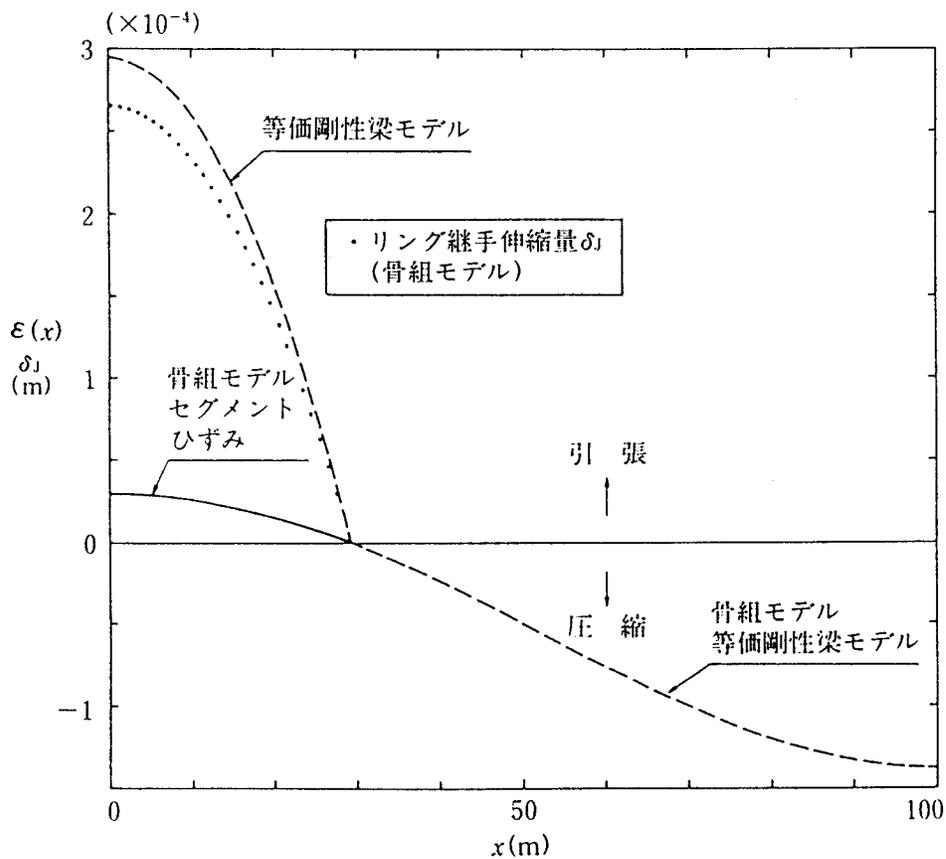
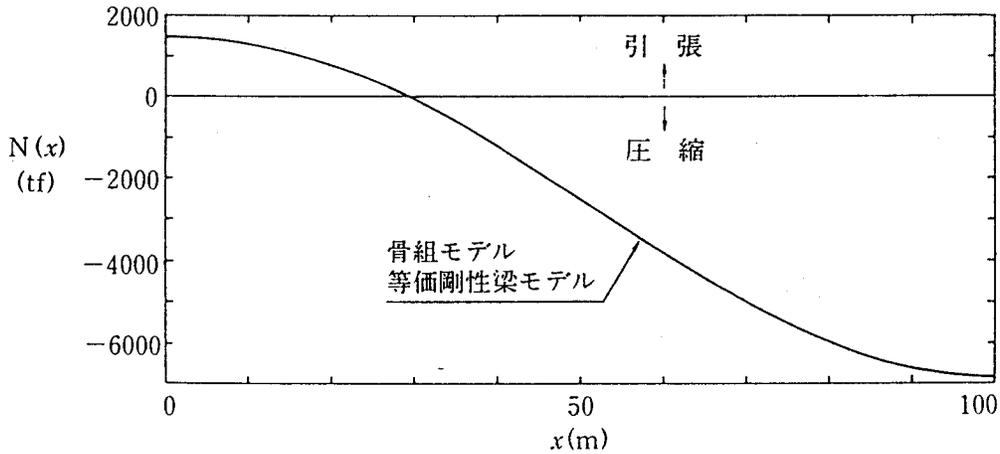
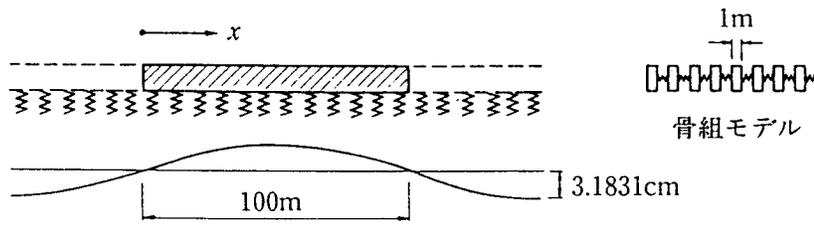


図2. 2.2 正弦波状の地盤変位に対する応答（解析例-2）

第3章 シールドトンネル長手方向の耐震設計法

3.1 応答変位法による耐震設計法

3.1.1 断面力の算定方法

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。前2章に示したように、本研究ではシールドトンネル覆工の長手方向の剛性を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を図2.6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依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。

弾性床土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。

$$(EA)_{\eta} \times \frac{d^2 \delta}{dx^2} - k_c \times \delta = -k_c \times U \quad (3.1)$$

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

$$U(x) = U_0 \times \sin \left(2\pi \times \frac{x}{L} \right) \quad (3.2)$$

と表わせる。式(3.1)の一般解は次のようになる。

$$\delta_T(x) = C_1 \times \cosh(\lambda_T x) + C_2 \times \sinh(\lambda_T x) + \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_T} \right)^2} \times \sin \left(2\pi \times \frac{x}{L} \right) \quad \dots\dots\dots 0 \leq x \leq \eta \quad (3.3a)$$

$$\delta_c(x) = C_3 \lambda \cosh(\lambda x) + C_4 \lambda \sinh(\lambda x) + \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} \lambda \sin\left(2\pi \frac{x}{L}\right) \dots \dots \eta \leq x \leq \frac{L}{2} \quad (3.3b)$$

ただし、

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{\eta}^r}}, \quad \lambda_c = \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{\eta}^c}}$$

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。

$$\left. \begin{aligned} \delta(0) &= 0 \\ \delta\left(\frac{L}{2}\right) &= 0 \\ \delta_r(\eta) &= \delta_c(\eta) \\ \frac{d\delta_r}{dx} \Big|_{x=\eta} &= 0 \\ \frac{d\delta_c}{dx} \Big|_{x=\eta} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

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。

$$C_1 = 0 \quad (3.5a)$$

$$C_2 = \frac{\frac{2\pi U_0}{L\lambda_r} \cos\left(2\pi \frac{\eta}{L}\right)}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_r}\right)^2} \times \frac{1}{\cosh(\lambda_r \eta)} \quad (3.5b)$$

$$C_3 = \frac{\frac{2\pi U_0}{L\lambda_c} \cos\left(2\pi \frac{\eta}{L}\right) \sinh\left(\lambda_c \frac{L}{2}\right)}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} \times \frac{1}{\cosh\left[\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right]} \quad (3.5c)$$

$$C_4 = -\frac{\frac{2\pi U_0}{L\lambda_c}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} = \frac{\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)\sinh\left(\lambda_c\frac{L}{2}\right)}{\cosh\left[\lambda_c\left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right]} \quad (3.5d)$$

$$\frac{\frac{2\pi}{L\lambda_\tau}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_\tau}\right)^2} \chi \cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right) \tanh(\lambda_\tau\eta) + \frac{\frac{2\pi}{L\lambda_c}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} \chi \cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right) \tanh\left[\lambda_c\left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right] \quad (3.6)$$

$$- \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_\tau}\right)^2} - \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} \right] \chi \sin\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right) = 0$$

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、 $(EA)_{\eta}^c = (EA)_{\eta}^T$ 、 $\lambda_c = \lambda_\tau$ であるから、 $\eta = L/4$ となるが、シールドトンネルでは

$$\left. \begin{array}{l} (EA)_{\eta}^c < (EA)_{\eta}^T \\ 0 < \eta < \frac{L}{4} \end{array} \right) \quad (3.7)$$

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_τ 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。

$$\textcircled{1} \quad 0 \leq x \leq \eta$$

$$\delta_\tau(x) = \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_\tau}\right)^2} \chi \left\{ \sin\left(2\pi\frac{x}{L}\right) - \frac{2\pi}{L\lambda_\tau} \chi \frac{\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_\tau\eta)} \chi \sinh(\lambda_\tau x) \right\} \quad (3.8)$$

$$N_\tau(x) = \frac{2\pi U_0}{L} \chi \frac{(EA)_{\eta}^T}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_\tau}\right)^2} \chi \left\{ \cos\left(2\pi\frac{x}{L}\right) - \frac{\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_\tau\eta)} \chi \cosh(\lambda_\tau x) \right\} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_\tau(x) = \frac{N_\tau(x)}{(EA)_{\eta}^T} \quad (3.10)$$

$$\textcircled{2} \quad \eta \leq x \leq \frac{L}{2}$$

$$\delta_c(x) = \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} \times \left[\sin\left(2\pi \frac{x}{L}\right) - \frac{2\pi}{L\lambda_c} \times \frac{\cos\left(2\pi \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left[\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right]} \times \sinh\left[\lambda_c \left(\frac{L}{2} - x\right)\right] \right] \quad (3.11)$$

$$N_c(x) = \frac{2\pi U_0}{L} \times \frac{(EA)_{ii}^c}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda}\right)^2} \times \left[\cos\left(2\pi \frac{x}{L}\right) - \frac{\cos\left(2\pi \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left[\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right]} \times \cosh\left[\lambda_c \left(\frac{L}{2} - x\right)\right] \right] \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_c(x) = \frac{N_c(x)}{(EA)_{ii}} \quad (3.13)$$

なお、引張剛性と圧縮剛性が等しい通常の構造物の場合には、以下のようになる。

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

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

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

ここに、

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_c}{EA}}, \quad -\infty < x < \infty$$

計算例

$$(EA)_{ii}^r = 0.2 \times (EA)_{ii}^c \quad (3.17)$$

$$L\lambda_c = L \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{\xi}^c}} = 2 \quad (3.18)$$

$$L\lambda_r = L\lambda_c \sqrt{\frac{(EA)_{\eta}^c}{(EA)_{\eta}^r}} = 4.472 \quad (3.19)$$

とする。式(3.6)を解くと、

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

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。

$$N_r(x) = \frac{2\pi U_0}{L} \chi \frac{(EA)_{\eta}^r}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_r}\right)^2} \chi \left[1 - \frac{\cos\left(2\pi \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_r \eta)} \right] \quad (3.21)$$

$$N_c(x) = \frac{2\pi U_0}{L} \chi \frac{(EA)_{\eta}^c}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2} \chi \left[1 + \frac{\cos\left(2\pi \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left[\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right]} \right]$$

ここに、 N_r は最大引張力、 N_c は最大圧縮力である。

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なになる。

$$\left. \begin{matrix} N_r \\ N_c \end{matrix} \right\} = a \chi \frac{2\pi U_0}{L} \chi (EA)_{\eta}^c \left\{ \begin{matrix} \beta_r \\ \beta_c \end{matrix} \right. \quad (3.22)$$

ここに、

- U_0 : 地盤振動変位の振幅
- L : 地盤振動変位の波長
- $(EA)_{\eta}^c$: トンネルの等価軸圧縮剛性

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2}, \quad \lambda = \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_c^c}}, \quad \lambda_r = \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_c^r}} \quad (3.23)$$

$$\beta_r = \frac{(EA)_c^r}{(EA)_c^c} \times \frac{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c}\right)^2}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_r}\right)^2} \times \left[1 - \frac{\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_r\eta)} \right] \quad (3.24)$$

$$\beta_c = 1 + \frac{\cos\left(2\pi\frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left[\lambda_c\left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right]} \quad (3.25)$$

ここに、

η : 式(3.6)の解

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_r 、 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_r 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。圧縮側剛性と引張側剛性が等しい場合には、 $\beta_r = \beta_c = 1$ 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3.4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。

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

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。

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

また、式(3.27)より、軸力 N_m は次のように与えられる。

$$N_m = (EA)_m \frac{d\delta_m}{dx_m} = (EA)_m \{C_1 \lambda_m \sinh(\lambda_m x_m) + C_2 \lambda_m \cosh(\lambda_m x_m)\} + \frac{L}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_m}\right)^2} \cos\left(2\pi + \frac{X_m + x_m}{L} + \phi\right) \quad (3.28)$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \delta_{mL} = \delta_m(0) \\ \delta_{mR} = \delta_m(l_m) \\ N_{mL} = N_m(0) \\ N_{mR} = N_m(l_m) \end{array} \right\} \quad (3.29)$$

により消去すると、次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \delta_{mR} \\ N_{mR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cosh(\lambda_m l_m) & \frac{\sinh(\lambda_m l_m)}{(EA)_m \lambda_m} \\ (EA)_m \lambda_m \sinh(\lambda_m l_m) & \cosh(\lambda_m l_m) \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \delta_{mL} \\ N_{mL} \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

$$+ \begin{bmatrix} \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_m}\right)^2} \left[\sin\left(2\pi + \frac{X_m + l_m}{L} + \phi\right) - \sin\left(2\pi + \frac{X_m}{L} + \phi\right) \cosh(\lambda_m l_m) - \frac{2\pi}{L\lambda_m} \cos\left(2\pi + \frac{X_m}{L} + \phi\right) \sinh(\lambda_m l_m) \right] \\ \frac{2\pi U_0 (EA)_m}{L} \left[\cos\left(2\pi + \frac{X_m + l_m}{L} + \phi\right) - \cos\left(2\pi + \frac{X_m}{L} + \phi\right) \cosh(\lambda_m l_m) - \frac{L\lambda_m}{2\pi} \sin\left(2\pi + \frac{X_m}{L} + \phi\right) \sinh(\lambda_m l_m) \right] \end{bmatrix}$$

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。

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

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。

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

ここに、

$$\prod_{i=n}^1 [E_i] = [E_n][E_{n-1}] \cdots [E_{i+1}][E_i]$$

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。

$$\begin{Bmatrix} \delta_{nR} \\ N_{nR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} e_{11} & e_{12} \\ e_{21} & e_{22} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \delta_{1L} \\ N_{1L} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} D \\ F \end{Bmatrix} \tag{3.33}$$

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。

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

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(3.26)及び(3.37)のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \delta_{mL} \\ N_{mL} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{m-1R} \\ N_{m-1R} \end{Bmatrix} \tag{3.35}$$

$$\begin{aligned}
\delta_m(x_m) &= \delta_{mL} \times \frac{\sinh(\lambda_m(l_m - x_m))}{\sinh(\lambda_m l_m)} + \delta_{mR} \frac{\sinh(\lambda_m x_m)}{\sinh(\lambda_m l_m)} + \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_m}\right)^2} \left[-\sin\left(2\pi \frac{x_m}{L} + \phi\right) \frac{\sinh\{\lambda_m(l_m - x_m)\}}{\sinh(\lambda_m l_m)} \right] \\
&\quad - \sin\left(2\pi \frac{X+l}{L} + \phi\right) \frac{\sinh(\lambda x)}{\sinh(\lambda l)} + \sin\left(2\pi \frac{X+l}{L} + \phi\right)
\end{aligned} \tag{3.36}$$

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

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 $(EA)_{\text{引張}}$ を、圧縮要素に対しては $(EA)_{\text{圧縮}}$ 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 3.5 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、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、

$$L \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_c}} = 2 \quad (3.38)$$

トンネルの長さは、地盤変位の波長 L に対し、 $1L$ 、 $3L$ 、 $5L$ の 3 種類とする。計算結果は図 3.6 のようになる。図 3.6 によれば、無限長トンネルの応答と比較して、この場合には、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. 1. 2 耐震計算例

(1) 対象トンネル

ここでは、3.1.1 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 3.7 に、セグメント及びリング継ボルトの諸元を表 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 3.8 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 21 m 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。

計算対象区間は図 3.8 に示す延長約 3,000 m の区間で、この区間の 25 リング分 (37.5 m)

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。

(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 3.9 に示す。リング継手金具面板の厚さは 16 mm 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。リング継手ボルトの諸元は表 3.3 に示す通りである。

リング継ボルト (ボルト径 36 mm) 1 本当たりの軸剛性は、式 (2.1) により、

$$k_b = 3.01 \times 10^5 \text{ t/m} \quad (3.39)$$

となる。リング継手全体の軸引張剛性は、

$$K_j = n \times k_b = 1.87 \times 10^7 \text{ t/m} \quad (3.40)$$

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。

$$\left. \begin{aligned} (EA)_{eq}^c &= E_s A_s = 9.05 \times 10^7 \text{ t} \\ (EA)_{eq}^t &= \frac{E_s A_s}{\frac{E_s A_s}{l_s K_j} + 1} = 24.14 \times 10^7 \text{ t} \end{aligned} \right\} \quad (3.41)$$

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。

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_{s_i}} \quad (3.42)$$

ここに、

H_i : i 番目の地層の層厚
 V_{s_i} : i 番目の地層のせん断弾性波速度

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_a は、次式により算定した。

$$\left. \begin{aligned}
 k_c &= 1.0 G_{eq} \\
 G_{eq} &= \frac{\gamma_{eq}}{g} V_{eq}^2 \\
 \gamma_{eq} &= \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{H} \\
 V_{eq} &= \frac{4H}{T}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.43)$$

ここに、

- G_{eq} : 地盤の換算せん断剛性
- γ_{eq} : 換算単位体積重量
- V_{eq} : 換算せん断弾性波速度
- g : 重力加速度
- γ_i : i 番目の地層の単位体積重量
- H : 表層地盤の厚さ ($= \sum_{i=1}^n H_i$)

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。

$$U_0 = \frac{U_h}{\sqrt{2}} \quad (3.44)$$

$$L = 4H \times \sqrt{2} \quad (3.45)$$

ただし、

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T K_h \times \cos \left(\frac{\pi Z}{2H} \right) \quad (3.46)$$

ここに、

- S_v : 単位震度当りの応答速度 ($= 80 \text{ cm/sec}$)
- K_h : 設計水平震度 ($= 0.15$)
- Z : 地表面からの深さ ($= 21 \text{ m}$)

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。

図 3.10 に式 (3.42) 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) トンネルに生ずる軸力

各検討断面においてトンネルに生じる軸力は、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。一例として、断面番号20における計算例を示すと次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} L\lambda_c=1.77 \\ L\lambda_r=3.64 \end{array} \right\} \quad (3.47)$$

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、

$$\frac{\eta}{L}=0.1810 \quad (3.48)$$

$$\beta_r=0.531 \quad (3.49)$$

$$\beta_c=1.361 \quad (3.50)$$

$$a=0.0735 \quad (3.51)$$

$$\left. \begin{array}{l} N_r=2010 \text{ t} \\ N_c=5140 \text{ t} \end{array} \right\} \quad (3.52)$$

各検討断面においてトンネルに生じる軸力の分布を図3.11に示す。

6) 覆工各部の応力

最大圧縮力8,610t,最大引張力3,150t(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。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c=35.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_r=13.1 \text{ kg/cm}^2 \\ f_f=50.8 \text{ t} \end{array} \right\} \quad (3.53)$$

3.2 動的解析による耐震設計法

3.2.1 断面力の算定方法

(1) 解析手法の概要

動的解析の手順を図3.12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長手方向の解析を行う⁶¹⁾⁶²⁾。

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、それらのせん断一次振動と等価な振動特性を有する質点及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とリング継手の剛性向の軸剛性を評価し、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⁴²⁾。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。

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、建設省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。

(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等価圧縮剛性

$$(EA)_{eq}^c = K_s l_s = E_s A_s \quad (3.54)$$

②等価引張剛性

$$(EA)_{eq}^t = \frac{K_s K_{j1}}{K_s + K_{j1}} = \frac{1}{\frac{E_s A_s}{l_s K_{j1}} + 1} E_s A_s \quad : \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (3.55a)$$

$$(EA)_{eq}^t = \frac{K_s K_{j2}}{K_s + K_{j2}} \times l_s = \frac{1}{\frac{E_s A_s}{l_s K_{j2}} + 1} E_s A_s \quad \varepsilon \geq \varepsilon_y \quad (3.55b)$$

ただし、

$$\varepsilon_y = \left(\frac{l_s K_{j1}}{E_s A_s} + 1 \right) \frac{\delta_b}{l_s}$$

図3.13は式(3.54)及び式(3.55)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(3.54)および式(3.55)の等価剛性を有する梁としてモデル化する。図3.14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。

①圧縮剛性

$$K_{iq}^c = \frac{(EA)_{iq}^c}{l_{iq}} \quad (3.56)$$

②引張剛性

$$\left. \begin{aligned} K_{iq1}^t &= \frac{(EA)_{iq1}^t}{l_{iq}} & : \delta \leq \delta_T \\ K_{iq2}^t &= \frac{(EA)_{iq2}^t}{l_{iq}} & : \delta \geq \delta_T \end{aligned} \right\} \quad (3.57)$$

$$\delta_T = \epsilon_T \times l_{iq}$$

ここに、 l_{iq} 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3.15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(3.56)および式(3.57)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

$$\frac{1}{K_c} = \underbrace{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_s} + \dots + \frac{1}{K_s}}_{m\text{項}} = \frac{m}{K_s}$$

したがって、

$$K^c = \frac{K_s}{m} = \frac{E_s}{m} \times \frac{A_s}{l_s} = K_{iq}^c \quad (3.58)$$

②引張剛性

$$\frac{1}{K_i^T} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{j1}} + \underbrace{\dots\dots\dots}_{m\text{項}} + \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{jn}}$$

したがって、

$$K_i^T = \frac{\frac{1}{m} K_s K_{jn}}{K_s + K_{jn}} = \frac{\frac{1}{m} K_s}{\frac{K_s}{K_{jn}} + 1} = K_{i0}^T \quad : \delta \leq \delta_y \quad (3.59)$$

同様に、

$$K_2^T = K_{i0}^T \quad : \delta \geq \delta_y$$

$$\delta_y = \frac{K_{jn} \delta_j}{K_i^T} = \frac{E_s A_s}{l_s} + K_{jn} \times \frac{1}{E_s A_s} \times \delta_j = \varepsilon_y \times l \quad (3.60)$$

3. 2. 2 覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響

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。3.1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。

(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3.1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3.7～図3.9、及び表3.1～表3.4に示した通りである。

(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ことが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、これの変形を無視する。

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3.9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3.16(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。

$$\begin{aligned} \text{引張強度} &= 80 \text{ kg/mm}^2 \times 817 \text{ mm}^2 \\ &= 65.3 \text{ tf} \\ \text{降伏点} &= 64 \text{ kg/mm}^2 \times 817 \text{ mm}^2 \\ &= 52.3 \text{ tf} \end{aligned}$$

ボルトの軸剛性は、図 3. 16 (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。

$$k_B = 3.01 \times 10^5 \text{ t/m} \quad (3. 61)$$

ただし、

$$l_{B3} = 0.6 \times 29 = 17.4 \text{ mm}$$

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、

$$\delta_j = 0.174 \text{ mm} \quad (3. 62)$$

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_{j0} を k_B で評価した。なお、 k_{j0} 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 枚の金具板は、継ぎボルトおよび定着金具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 3. 17 に示すように、継手金具板を、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. 9 (b) に示した金具板を背面に溶接された鋼板およびアンカー鉄筋により支持された梁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 3. 18 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、金具板の曲げによるたわみ量 δ_{p1} は次のように表わされる。

$$\delta_{p1} = \frac{f_j \chi l_{p1}^3}{192 E_{p1} I_{p1}} \quad (3.63)$$

ここに、

l_{p1} : 金具板のスパン長
 $E_{p1} I_{p1}$: 金具板の曲げ剛性

式(3.63)に示されるたわみ δ_{p1} は、接合された金具板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。

$$\left. \begin{aligned} \delta_j &= 2 \chi \delta_{p1} \\ f_j &= \frac{96 E_{p1} I_{p1}}{l_{p1}^3} \chi \delta_j \end{aligned} \right\} \quad (3.64)$$

この荷重状態においては、金具板の両端に $M_{p10} = f_j \cdot l_{p1} / 8$ 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。

$$\sigma_{py} = \frac{f_{j1}' \chi l_{p1}}{8 I_{p1}} \chi \frac{t_{p1}}{2} = \frac{3 f_{j1}' \chi l_{p1}}{4 W_{p1} t_{p1}^2}$$

$$f_{j1}' = \frac{4 W_{p1} t_{p1}^2}{3 I_{p1}} \chi \sigma_{py}$$

ここに、

σ_{py} : 板材の降伏点応力
 W_{p1} : 金具板の幅
 t_{p1} : 金具板の板厚

$$I_{p1} = \text{金具板の断面二次モーメント} = \frac{W_{p1} \chi t_{p1}^3}{12}$$

継手張力が更に増加して金具板両端が塑性ヒンジとなった場合のたわみ量 δ_{p12} は、次式で表わされる。

$$\delta_{p12} = \frac{f_{j1}^2}{48 E_{p1} I_{p1}} - \frac{M_{p1}^2}{8 E_{p1} I_{p1}} \quad (3.67)$$

ただし、 M_{p1} は塑性モーメントで、仮定により、

$$M_{plp} = \frac{W_{pl} \chi l_{pl}^2}{4} \chi \sigma_{ply} \quad (3.68)$$

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。

$$f_j = \frac{24E_{pl}I_{pl}}{l_{pl}^3} \chi \delta_j + \frac{M_{plp} l_{pl}^2}{4E_{pl}I_{pl}} \quad (3.69)$$

以上により、継手金具板の挙動は、図3.17に示すように、作用張力が f_{j1}' 以下の範囲では式(3.64)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(3.69)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。

$$f_{j1} = \frac{3}{2} f_{j1}' = \frac{2W_{pl} l_{pl}^2}{l_{pl}} \chi \sigma_{ply} \quad (3.70)$$

$$\delta_{jy} = \frac{M_{plp} l_{pl}^2}{12E_{pl}I_{pl}} = \frac{l_{pl}^2 \sigma_{ply}}{4E_{pl} l_{pl}} \quad (3.71)$$

また、図2.6に示したリング継手のバネ定数 k_{jx} 、 k_{jy} は、式(3.64)および式(3.69)から、次式に示す値となる。

$$\left. \begin{aligned} k_{jx} &= \frac{96E_{pl}I_{pl}}{l_{pl}^3} && \text{(両端固定とした場合)} \\ k_{jy} &= \frac{24E_{pl}I_{pl}}{l_{pl}^3} && \text{(両端ヒンジとした場合)} \end{aligned} \right\} \quad (3.72)$$

解析対象トンネルの場合、図3.9(b)に示した金具板の形状より、リング継手の剛性は以下のようになる。ただし、金具板の材質はSS41とし、降伏点応力を $\sigma_{ply} = 2,500 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

$$\left. \begin{aligned} E_{pl}I_{pl} &= 1.290 \text{ tf} \times \text{m}^2 \\ k_{jx} &= 2.52 \times 10^4 \text{ tf/m} \\ k_{jy} &= 6.30 \times 10^3 \text{ tf/m} \\ f_{j1}' &= 9.04 \text{ tf} \\ f_{j1} &= 13.55 \text{ tf} \\ \delta_{jy} &= 0.538 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \quad (3.73)$$

図3.19に、本方法によるリング継手の剛性を示す。また、表3.5に以上の2方法によるリング継手の剛性をまとめた。

(3) 覆工の等価剛性

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、覆工の等価剛性は式(3.54)および式(3.55)より、以下のように算定される。

1) 等価圧縮剛性

$$(EA)_{eq1}^T = E_s A_s = 9.05 \times 10^7 \text{ tf} \quad (3.74)$$

2) 等価引張剛性

$$\left. \begin{aligned} (EA)_{eq1}^T &= \frac{1}{\frac{E_s A_s}{l_s K_{j1}} + 1} E_s A_s & : \varepsilon \leq \varepsilon_{Ty} \\ (EA)_{eq2}^T &= \frac{1}{\frac{E_s A_s}{l_s K_{j2}} + 1} E_s A_s & : \varepsilon \geq \varepsilon_{Ty} \end{aligned} \right\} \quad (3.75)$$

ただし、

$$\varepsilon_{Ty} = \left(\frac{l_s K_{j1}}{E_s A_s} + 1 \right) \frac{\delta_{jy}}{l_s}$$

$$K_{j1} = n \times k_{j1}$$

$$K_{j2} = n \times k_{j2}$$

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

$$\left. \begin{aligned} K_{j1} &= 1.87 \times 10^7 \text{ tf/m} \\ \varepsilon_{Ty} &= 1.52 \times 10^{-4} \\ (EA)_{eq1}^T &= 2.14 \times 10^7 \text{ tf} \end{aligned} \right\} \quad (3.76)$$

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

$$(EA)_{eq2}^T = 2.14 \times 10^6 \text{ tf} \quad (3.77)$$

② 継手金具板の剛性を用いた場合

$$\left. \begin{aligned}
 K_{11} &= 1.56 \times 10^6 \text{ tf} \\
 K_{12} &= 3.91 \times 10^5 \text{ tf} \\
 \varepsilon_{13} &= 3.68 \times 10^{-4} \\
 (EA)_{14}^T &= 2.28 \times 10^6 \text{ tf} \\
 (EA)_{15}^T &= 5.83 \times 10^5 \text{ tf}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.78)$$

解析上、トンネル本体を地盤質点の間隔（25リング相当、37.5 m）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) 梁要素の等価圧縮剛性

$$K_{16}^C = 2.41 \times 10^6 \text{ tf/m} \quad (3.79)$$

4) 梁要素の等価引張剛性

① 継ぎボルトの剛性を用いた場合

$$\left. \begin{aligned}
 K_{17}^T &= 5.71 \times 10^5 \text{ tf/m} \\
 K_{18}^T &= 5.71 \times 10^4 \text{ tf/m} \\
 \delta_{19} &= 5.7 \text{ mm} \\
 N_{20} &= 3250 \text{ tf}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.80)$$

② 継手金具板の剛性を用いた場合

$$\left. \begin{aligned}
 K_{17}^T &= 6.08 \times 10^4 \text{ tf/m} \\
 K_{18}^T &= 1.55 \times 10^4 \text{ tf/m} \\
 \delta_{19} &= 13.8 \text{ mm} \\
 N_{20} &= 840 \text{ tf}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.81)$$

表3.6に覆工の等価軸剛性をまとめて示す。また、図3.20に梁要素の等価軸剛性を示す。

(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25 Kmの地点に発生した場合の第I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3.21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ケースを考慮した。

- 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3.22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。

(5) 覆工剛性の非線形性の影響

1) 地盤及びトンネルの応答

地盤振動の固有値を表3.7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。

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3.23、図3.24に示す。応答加速度の最大値は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3.25～図3.27に示す。各ケース中の最大応答値は、表3.8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3.8より、表3.9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。

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3.25～図3.27ならびに表3.8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、引張応力が一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二次剛性の範囲となった区間においては、表3.8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、引張側の一次剛性の範囲では、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、引張側の二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3.25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3.26および図3.27に見るように、引張応力が引張側の一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、引張応力が二次剛

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、引張側の一次剛性は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3.25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3.27に見るように、両ケースの差は小さい。

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の算定法については、次式で求められる。

$$\begin{Bmatrix} N_T \\ N_C \end{Bmatrix} = \alpha \times \frac{2\pi U_0}{L} \times (EA)_{eq}^c \begin{Bmatrix} \beta_T \\ \beta_C \end{Bmatrix} \quad (3.82)$$

ここに、

N_T 、 N_C : 最大軸引張力、最大軸圧縮力

U_0 : 地盤振動変位の振幅

L : 地盤振動変位の波長

$(EA)_{eq}^c$: 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。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L\lambda_c} \right)^2} \\ \lambda_c &= \frac{k_c}{(EA)_{eq}^c} \\ \beta_T, \beta_C &: \text{軸力係数} \end{aligned} \right\} \quad (3.83)$$

式(3.82)により、本解析 (Case 1-1、ただし引張側の二次剛性は考慮していない) と同一の条件のトンネルの軸力を算定した結果を図3.28に示す。ただし、式(3.82)における U_0 および L は、次のように求めた。

$$\left. \begin{aligned} U_0 &= \frac{U_k}{\sqrt{2}} \\ U_k &= \frac{2}{\pi} S_v T K_k \cos \frac{\pi Z}{2H} \\ L &= 4H\sqrt{2} \end{aligned} \right\} \quad (3.84)$$

ここに、

- S_v : 単位震度当りの応答速度 = 80 cm/sec
 K_h : 基盤面における水平震度 = 0.15
 T : 表層地盤の固有周期
 Z : 地表面からの深度 = 21 m
 H : 表層地盤の層厚
 $\sqrt{2}$: 地盤振動の方向がトンネル軸に対し45°の角度をなすとして決めた係数

図3.28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。

a) 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。

b) 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3.28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(3.84)で算出される地盤振動変位の波長 L は360m程度であり、式(3.83)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。

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 $T = 25$ secおよび50 sec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3.29に示した。 $T = 25$ secにおける地盤変位には概略1000mの波長の波が、 $T = 50$ sec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3.28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(3.82)や図3.28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(3.82)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3.28よりわかるように、トンネルの引張・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3.30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) 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3.10に示した応力が生ずると算定された。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によっても 96 kg/cm^2 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 400 kg/cm^2 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 17 kg/cm^2 、リング継手で1個当たり 64.5 tf 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、本研究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定性が保たれない。

一方、リング継手の剛性を継手金具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 4 kg/cm^2 、リング継手で1個当たり 15.2 tf 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²⁹⁾によると、ボルト単体の剛性よりも金具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。

3.3 結言

(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) 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ベースに、第2章に示した力学モデルが適用できるように改良した。

(3) シールドトンネル長手方向の動的解析を行い、覆工剛性の非線形性がトンネルの地震応答特性に及ぼす影響を検討した。これにより、以下の点が明らかになった。

1) 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。

2) 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。

3) 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二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。

表3. 1 セグメント及びリング継ボルトの諸元

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 (mm ²)	24.13
	ヤング率 E_s (tf/mm ²)	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 (mm ²)	817
	首下長さ (mm)	100
	強度区分	8.8
	ヤング率 E_B (tf/mm ²)	2.1×10^7

表3. 2 地盤の動的物性値

地層名		単位体積重量 γ_t (tf/mm ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (tf/mm ²)
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 _{2R}	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

表3. 3 リング継ボルトの諸元

本数 n	62
ボルトピッチ (mm)	628
ねじの呼び	M36
有効断面積 (mm ²)	817
首下長さ (mm)	100
強度区分	8.8
ヤング率 E_B (tf/mm ²)	2.1×10^7

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 $(EA)_{eq}^T$ (tf)	2.14×10^7
	軸圧縮剛性 $(EA)_{eq}^C$ (tf)	9.05×10^7
	剛性比 $(EA)_{eq}^T / (EA)_{eq}^C$	0.236

表 3. 5 リング継手の剛性 (1 個あたり)

	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

表 3. 6 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
$(EA)_{eq}^C$ (tf)	9.05×10^7	
$(EA)_{eq1}^T$ (tf)	2.14×10^7	2.28×10^6
$(EA)_{eq2}^T$ (tf)	2.14×10^6	5.83×10^5
ϵ_{Ty}	1.52×10^{-4}	3.68×10^{-4}
$(EA)_{eq1}^T / (EA)_{eq}^C$	0.236	0.0252

表 3. 7 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

表 3. 8 トンネルの最大応答値

ケース名	軸 力(tf)		伸 縮 量*(mm)	
	圧 縮	引 張	縮	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

表 3. 9 覆工の最大応力

ケース名	セグメント応力(kgf/cm ²)		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

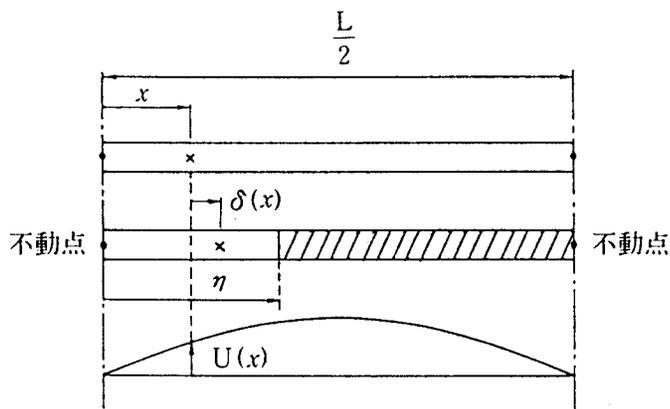
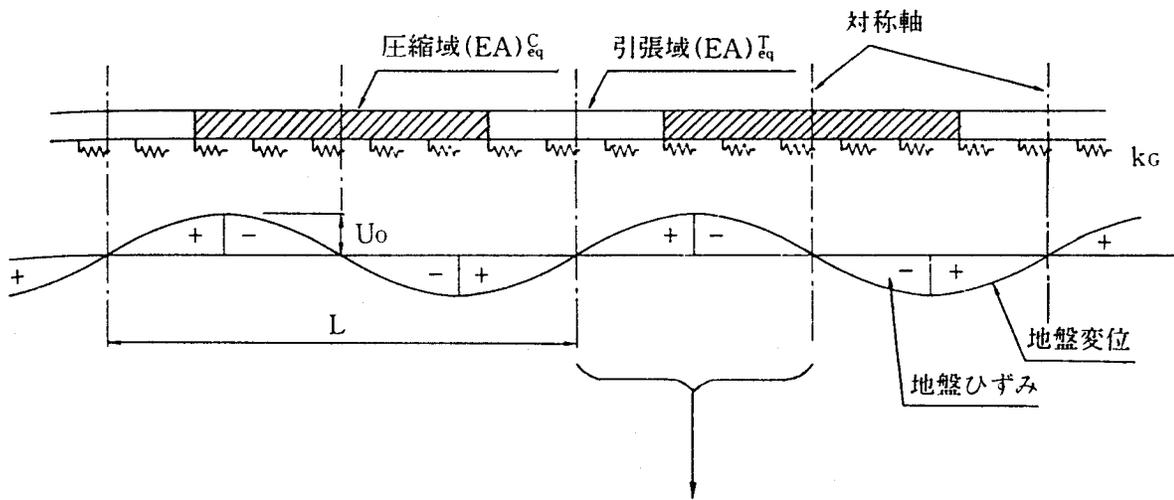


図3. 1 無限長トンネルの解析モデル

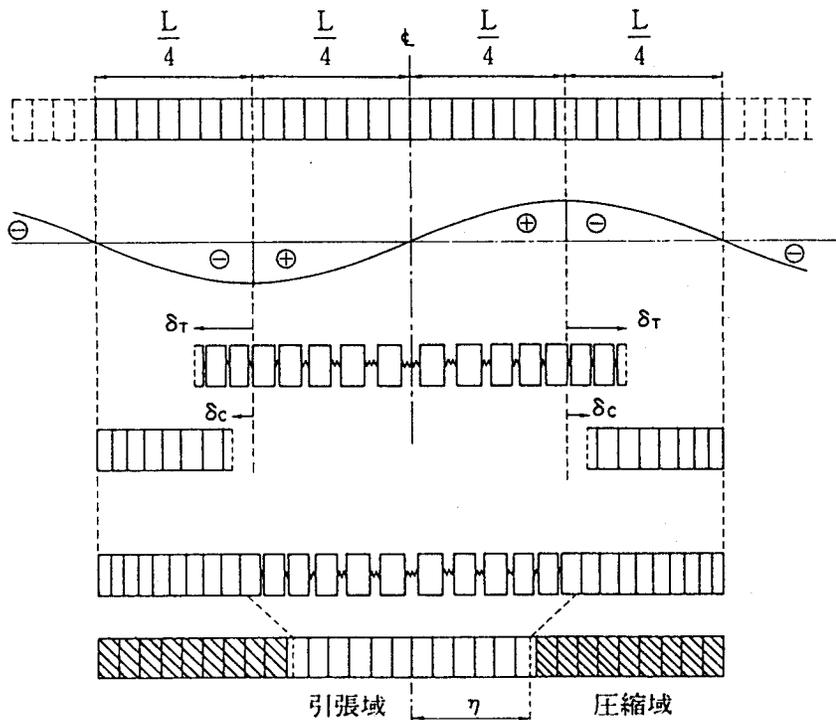


図3. 2 無限長トンネルにおける圧縮域と引張域

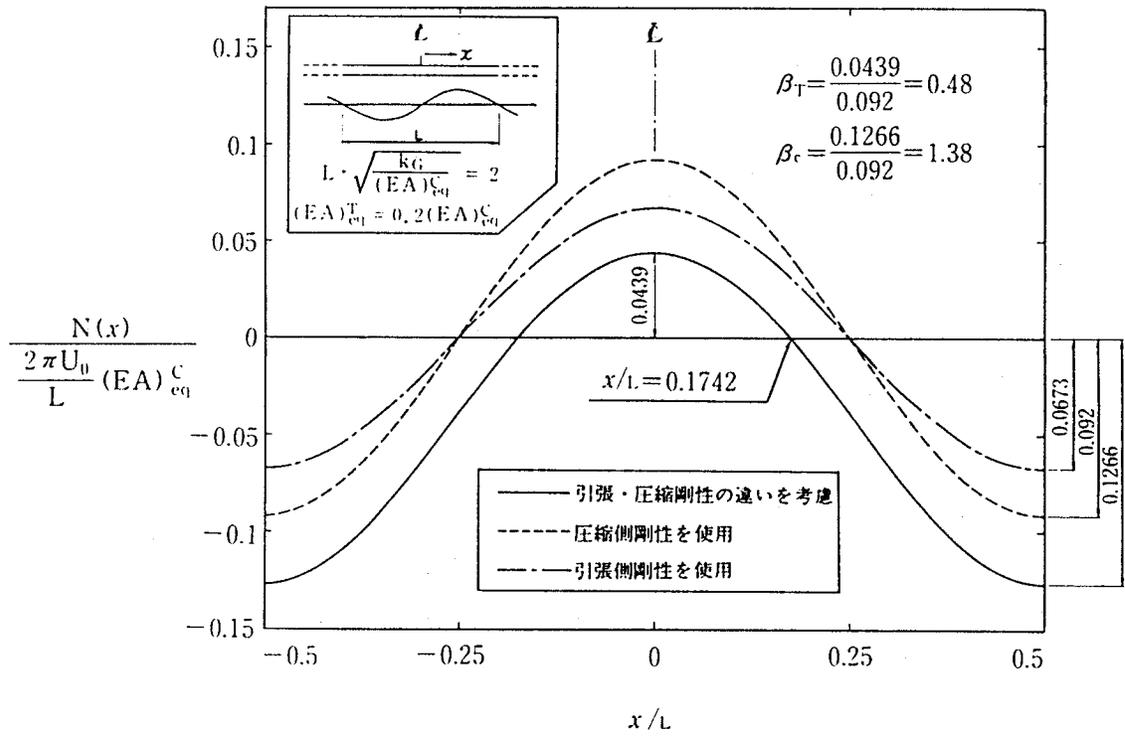


図 3. 3 応答変位法による軸力の分布

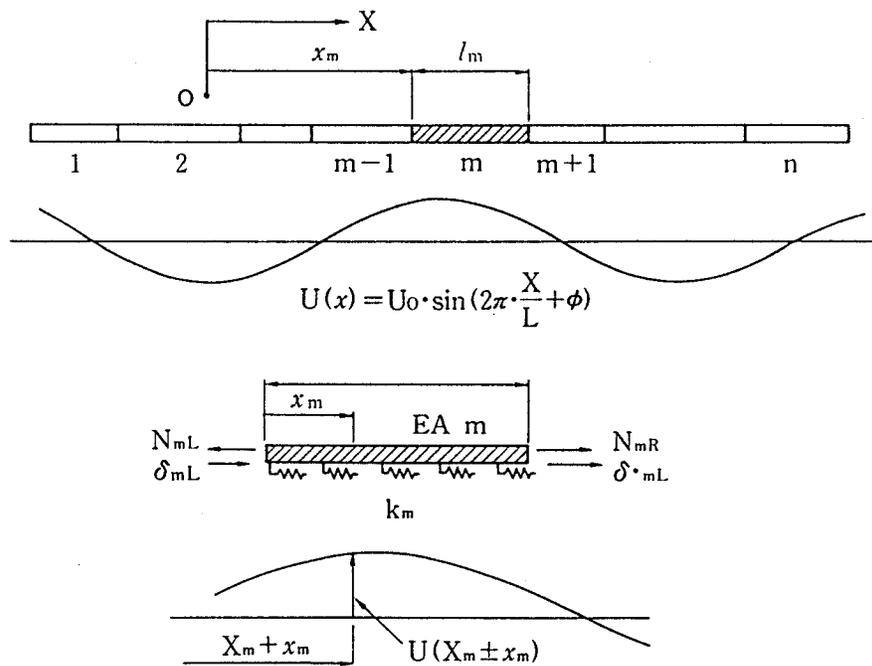


図 3. 4 有限長トンネルの解析モデル

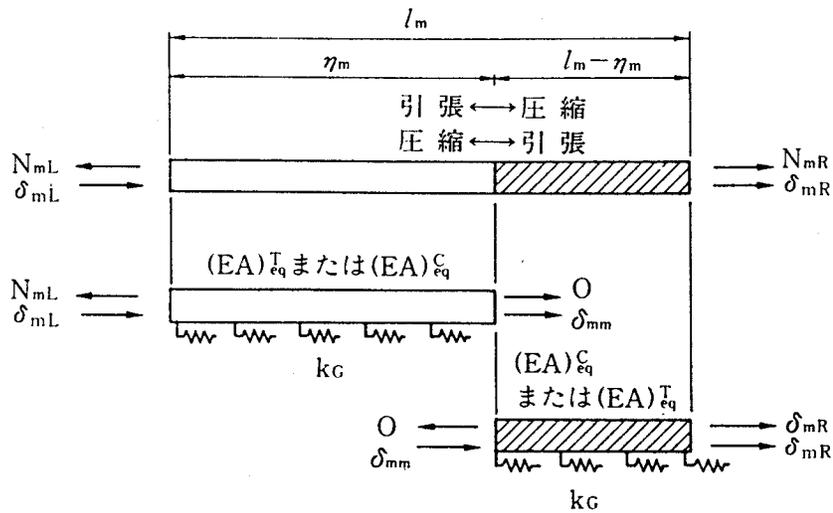


図 3. 5 要素内の分割

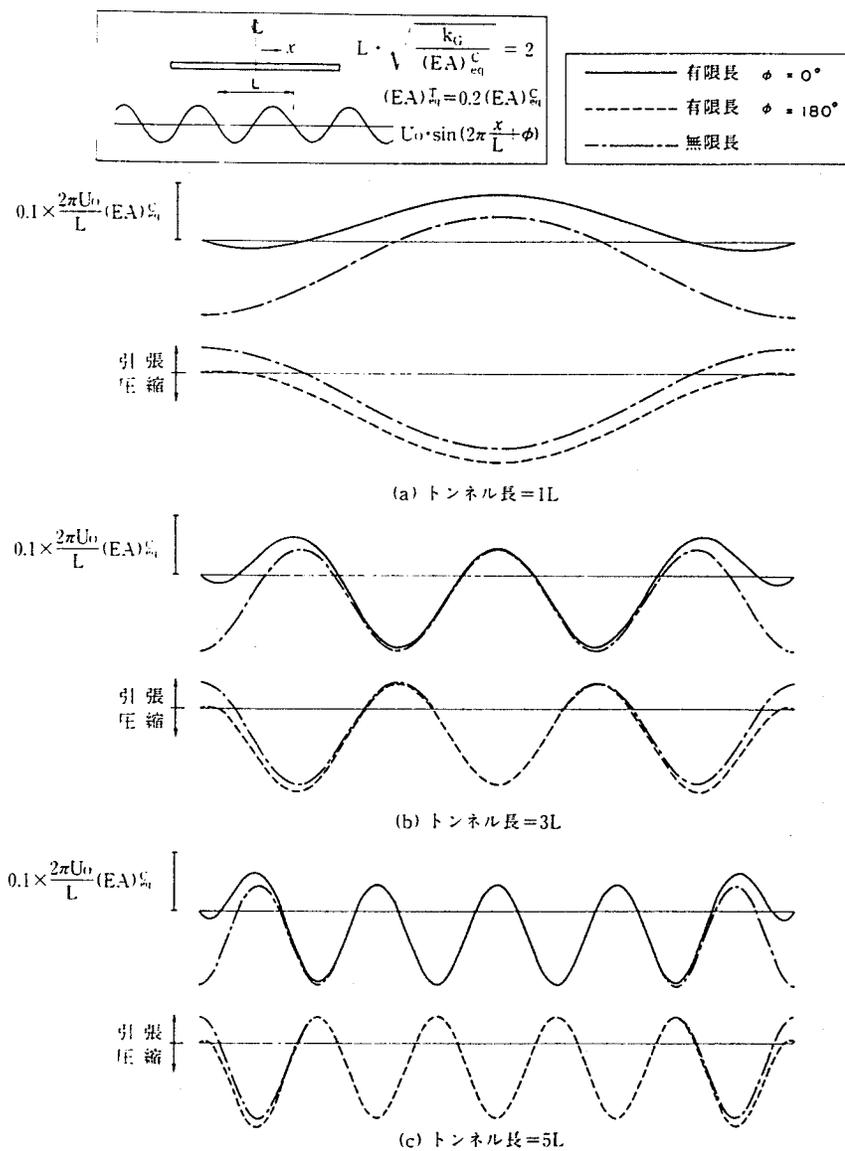


図 3. 6 有限長トンネルと無限長トンネルの軸力分布の比較

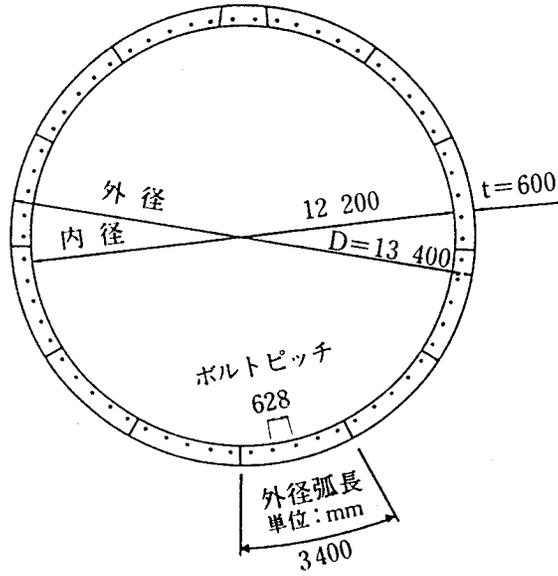


図 3. 7 解析対象としたシールドトンネルの断面図

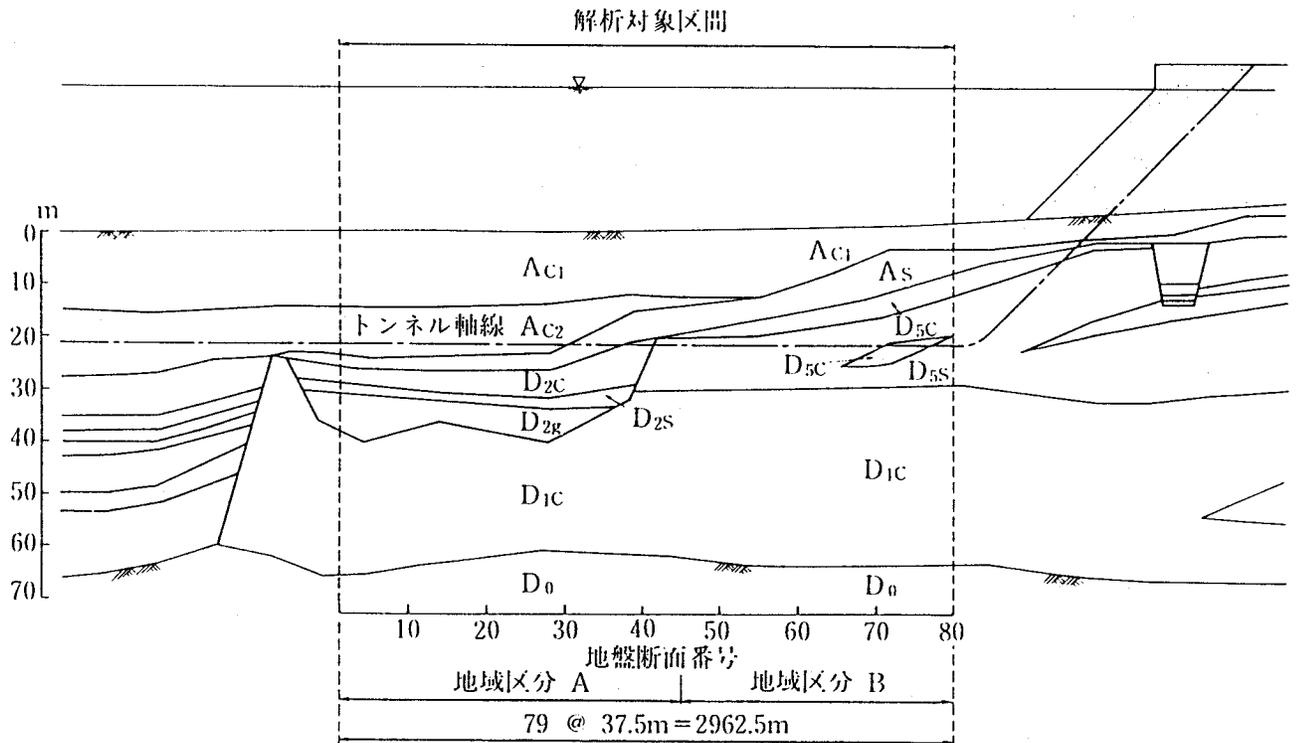


図 3. 8 解析対象区間の地質縦断面図

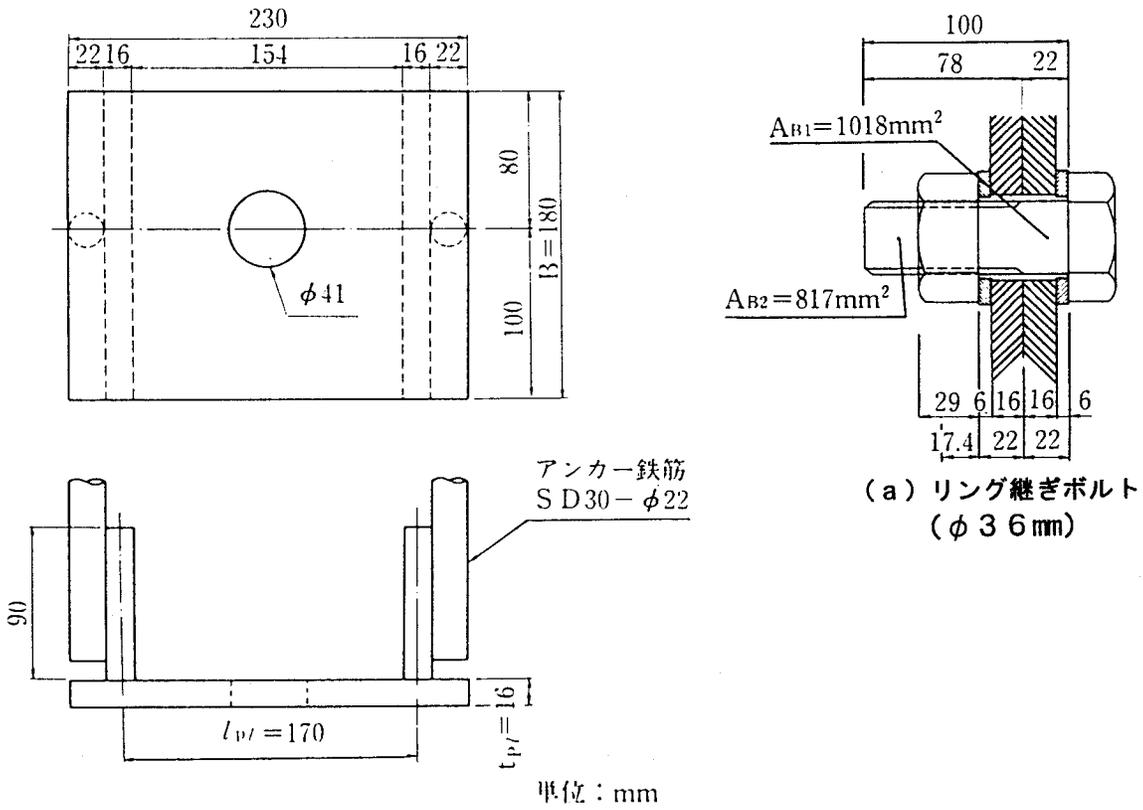


図3.9 リング継手の構造

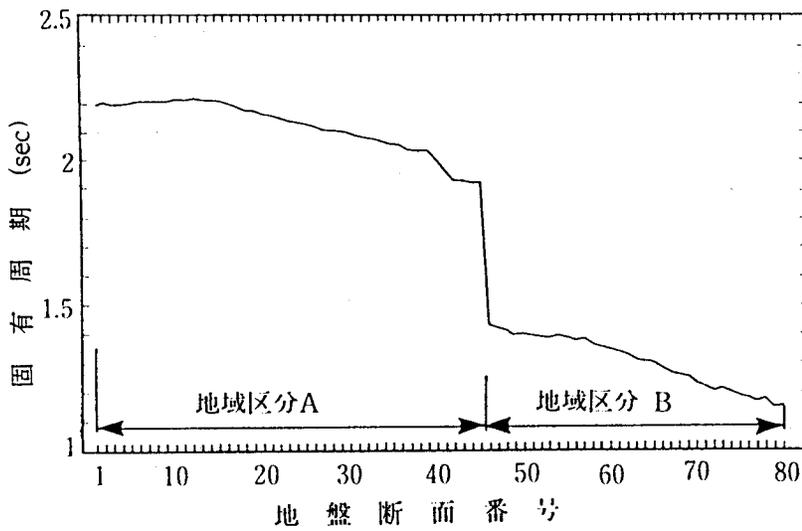


図3.10 地盤各断面の固有周期

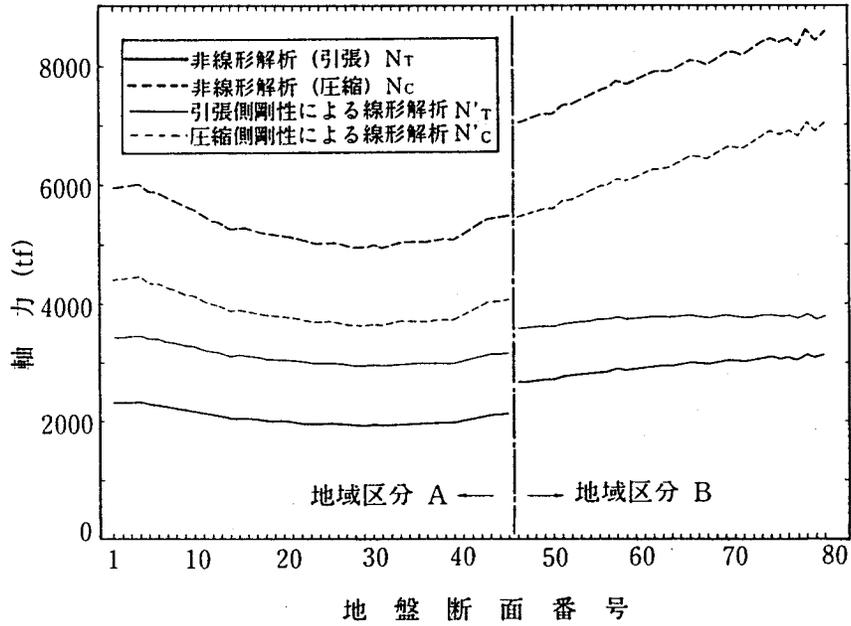


図3.11 軸力分布図

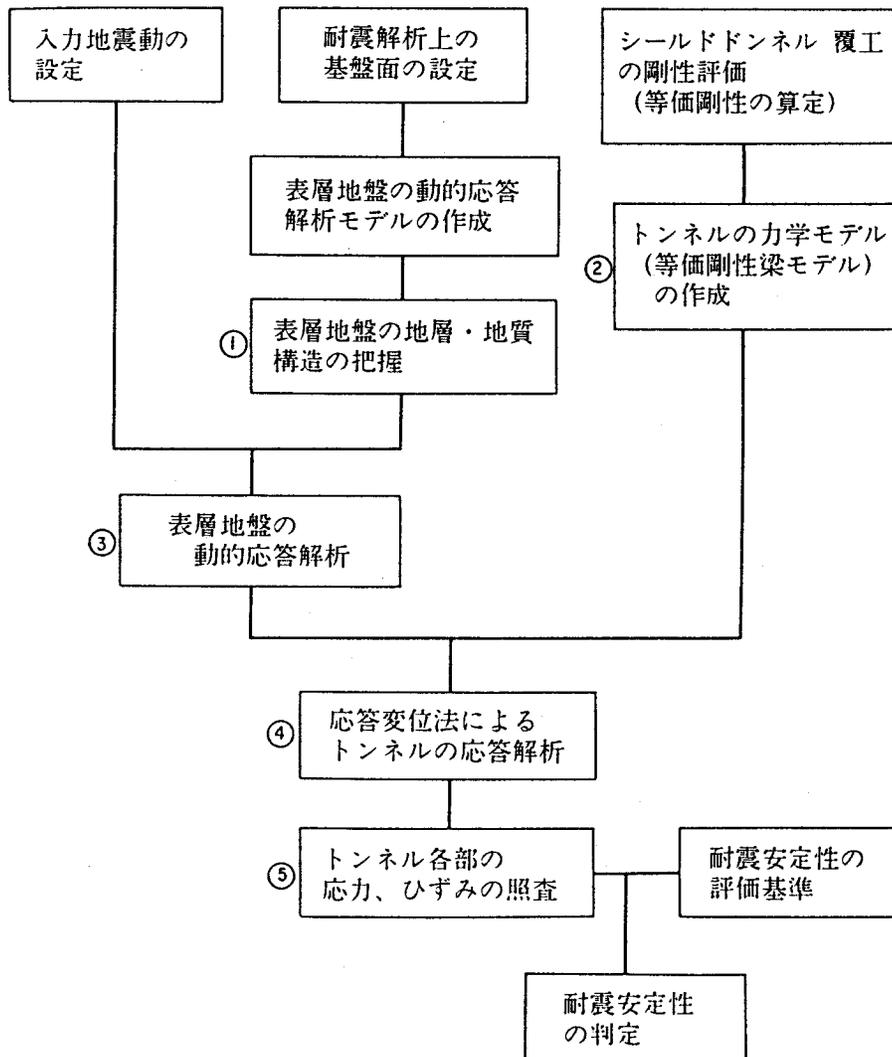
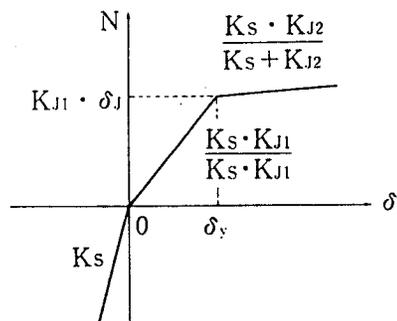
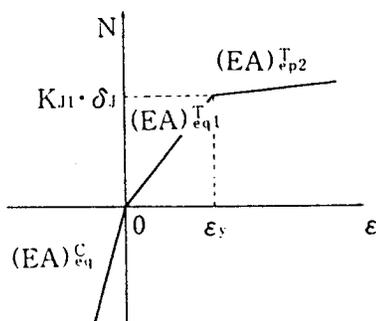


図3.12 シールドトンネルの動的応答解析の手順

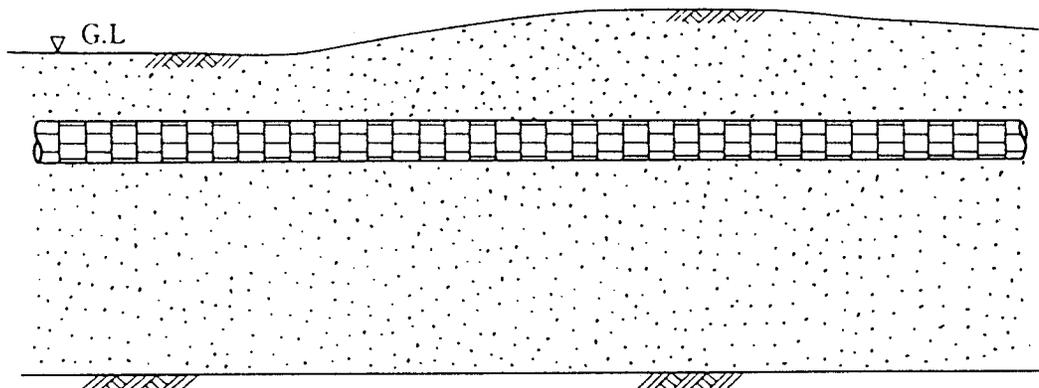


(a) セグメント～リング継手系の軸剛性



(b) 覆工の等価軸剛性

図3. 13 覆工剛性のモデル



シールドトンネル (覆工剛性と等価な剛性を有する梁)

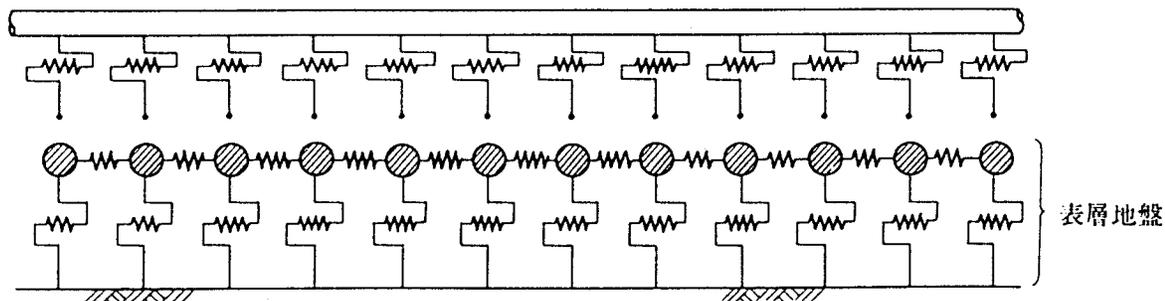
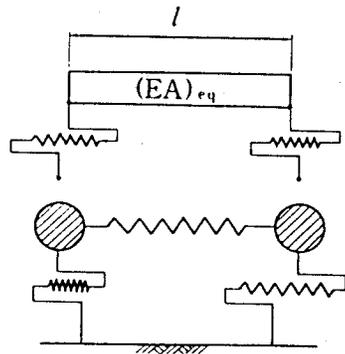
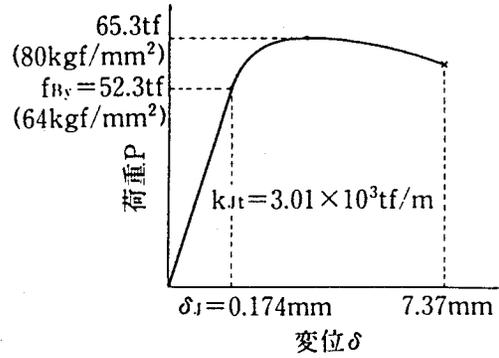


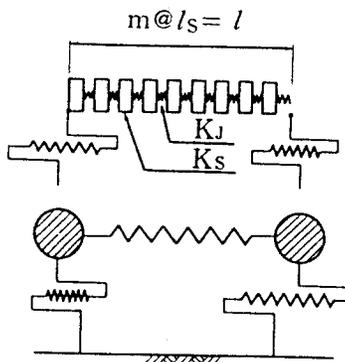
図3. 14 シールドトンネルの動的応答解析モデルの概念図



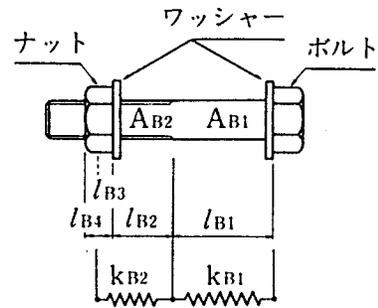
(a) 等価剛性梁モデル



(a) ボルトの強度特性 (M35、強度区分8.8)



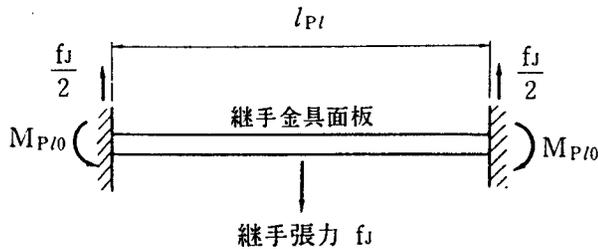
(b) セグメント~リング継手系モデル



(b) ボルトのパネ定数

図3.15 トンネル本体のモデル化

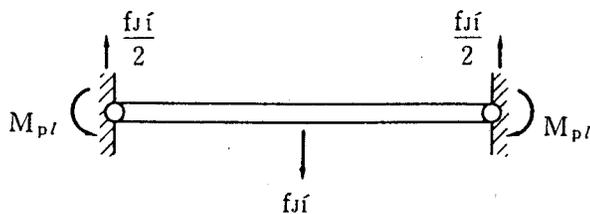
図3.16 リング継ボルト剛性



(a) 両端固定支持

$$\frac{1}{2} \delta_j = \frac{f_j \cdot I_{pl}}{192 E_{pl} I_{pl}}$$

$$M_{Pl0} = \frac{f_j \cdot I_{pl}}{8}$$



(b) 両端塑性ヒンジ支持

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

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

図3.17 継手金具面板のモデル化

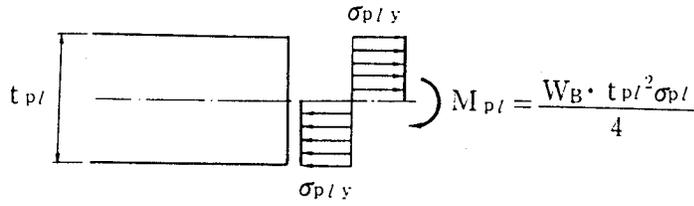
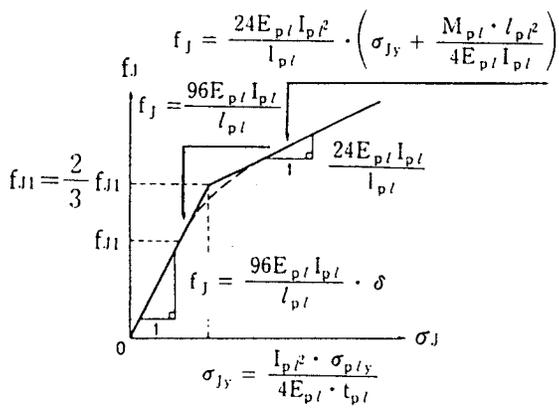
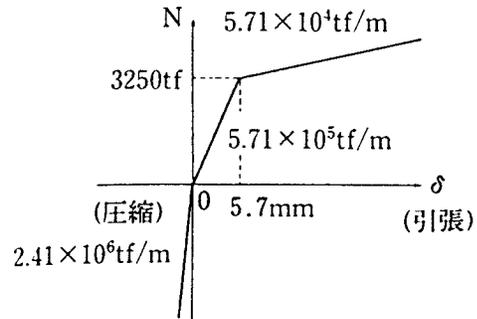


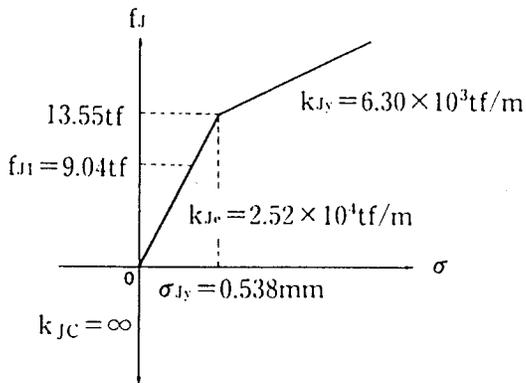
図3.18 塑性モーメントの仮定



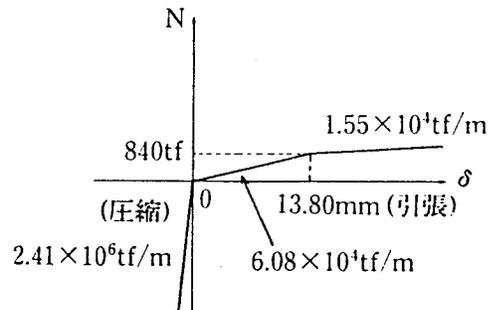
(a) 剛性の一般表示



(a) リング継ぎボルトの剛性を用いた場合



(b) 解析対象トンネルの場合



(b) リング継ぎ金具面板の剛性を用いた場合

図3.19 継手金具面板の剛性

図3.20 梁要素の等価軸剛性(25リング相当)

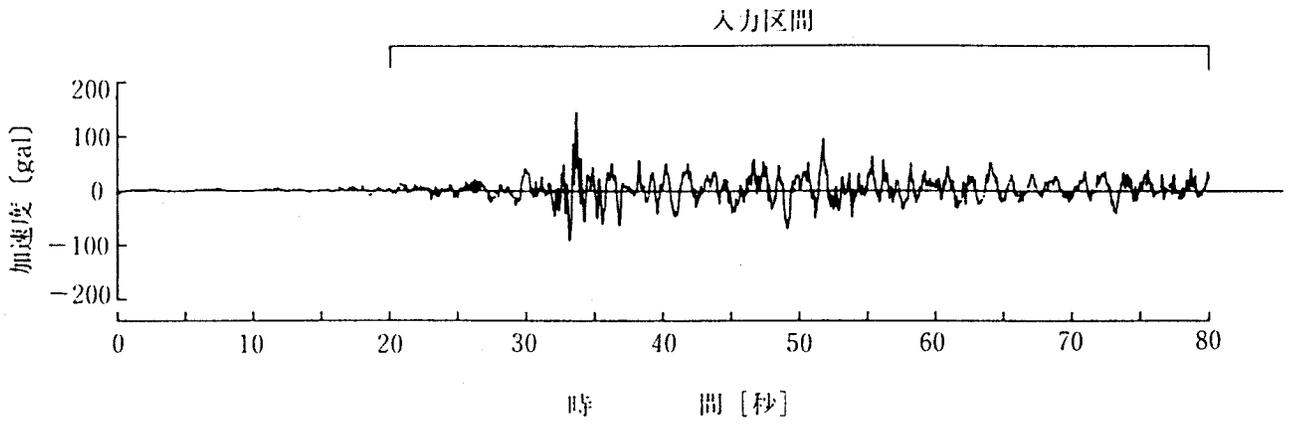
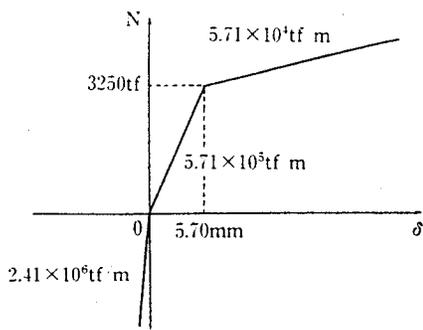
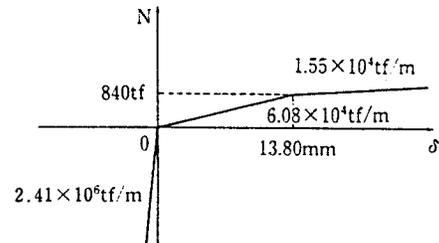


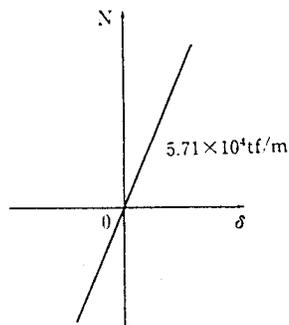
図3.21 入力地震動L2



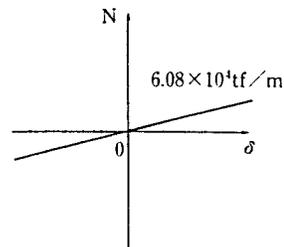
(a) Case1-1



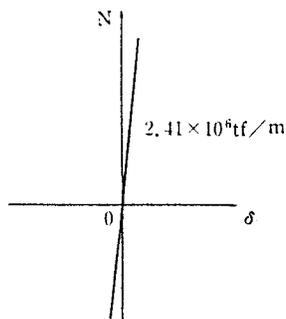
(d) Case2-1



(b) Case1-2



(e) Case2-2



(c) Case1-3

図3.22 各解析ケースで用いた梁要素 (25リング相当の剛性)

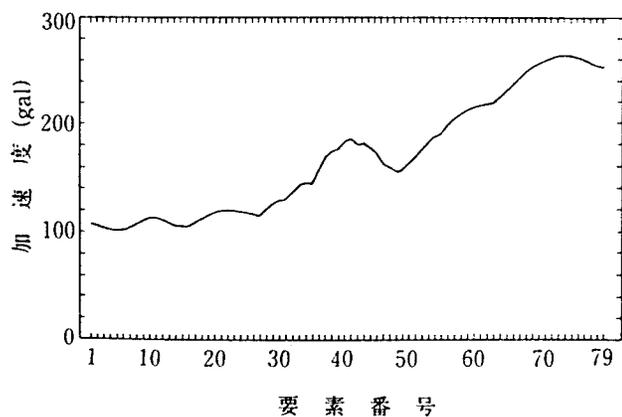


図3.23 地盤の最大応答加速度

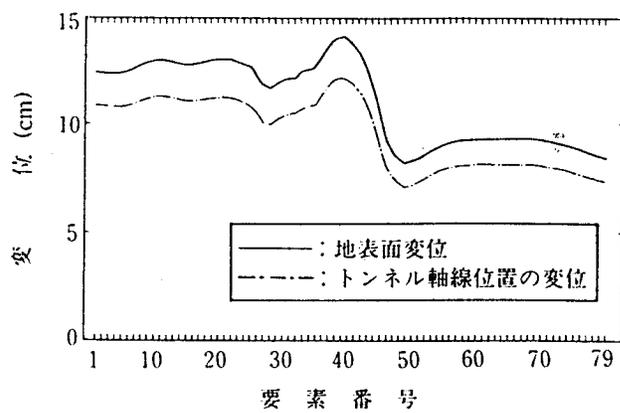


図3.24 地盤の最大応答変位

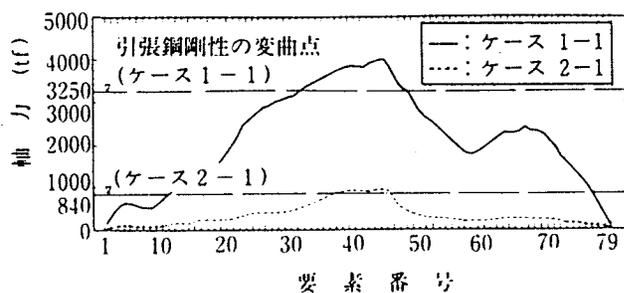
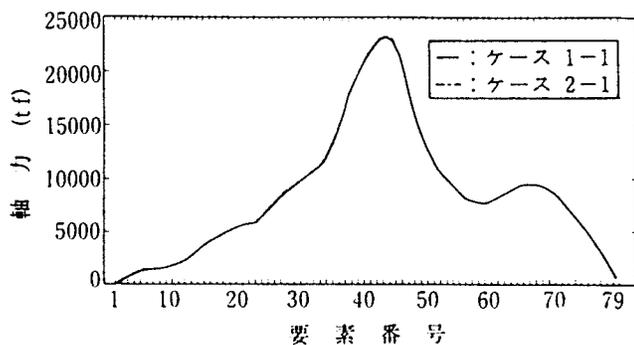
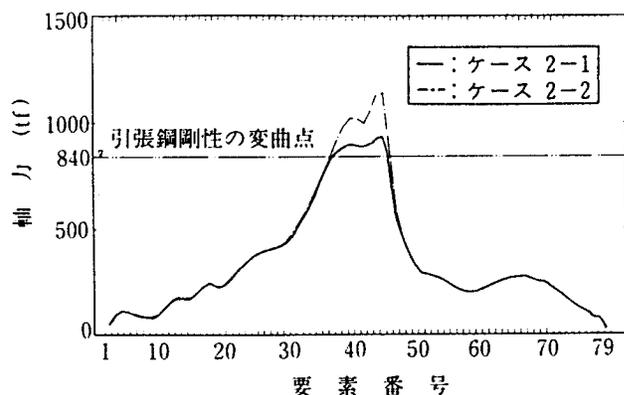
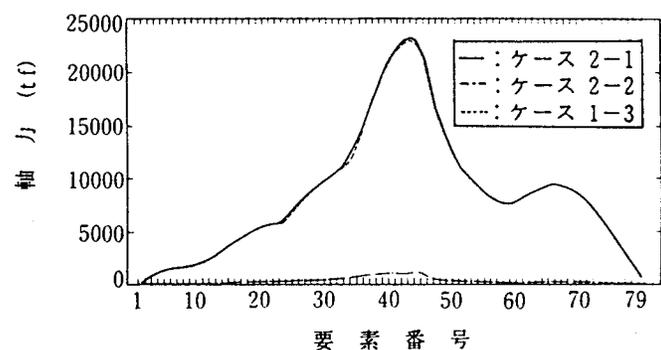
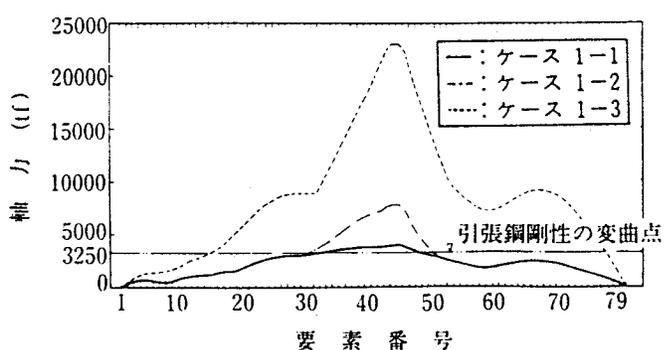
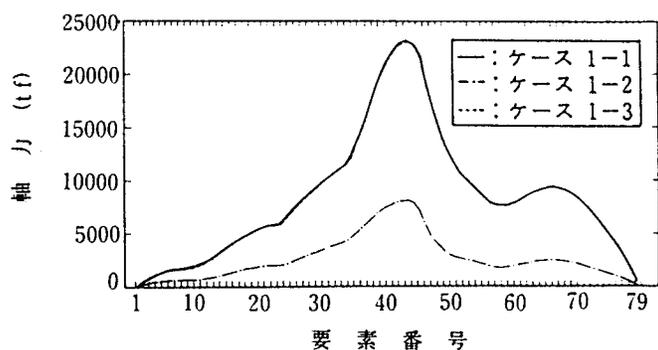


図3.25 最大軸圧縮力の分布

図3.26 最大軸引張力の分布

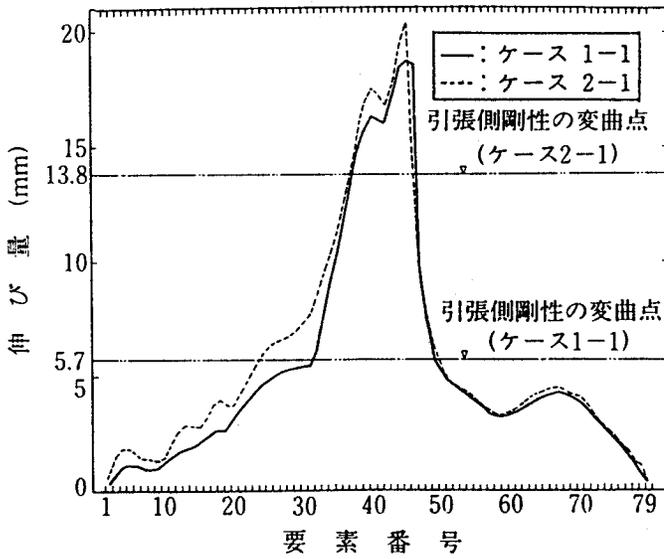
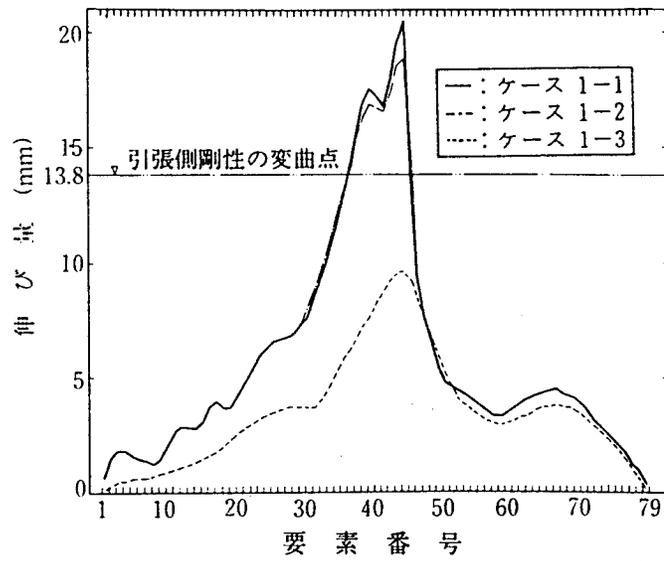
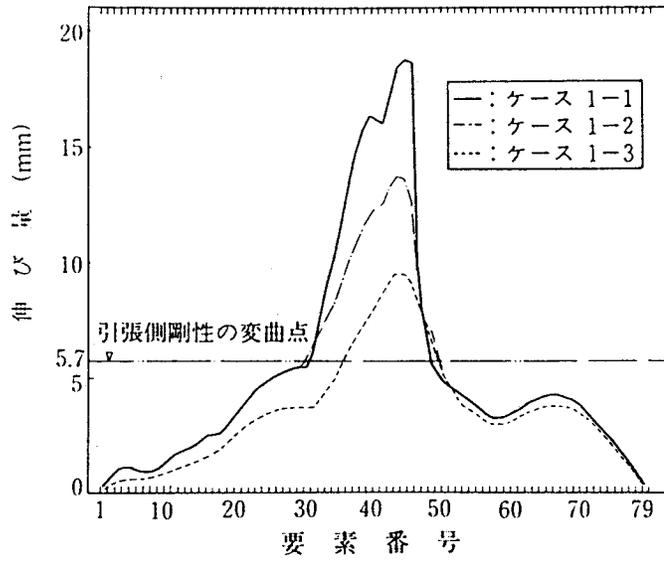


図3. 27 梁要素の最大伸び量の分布

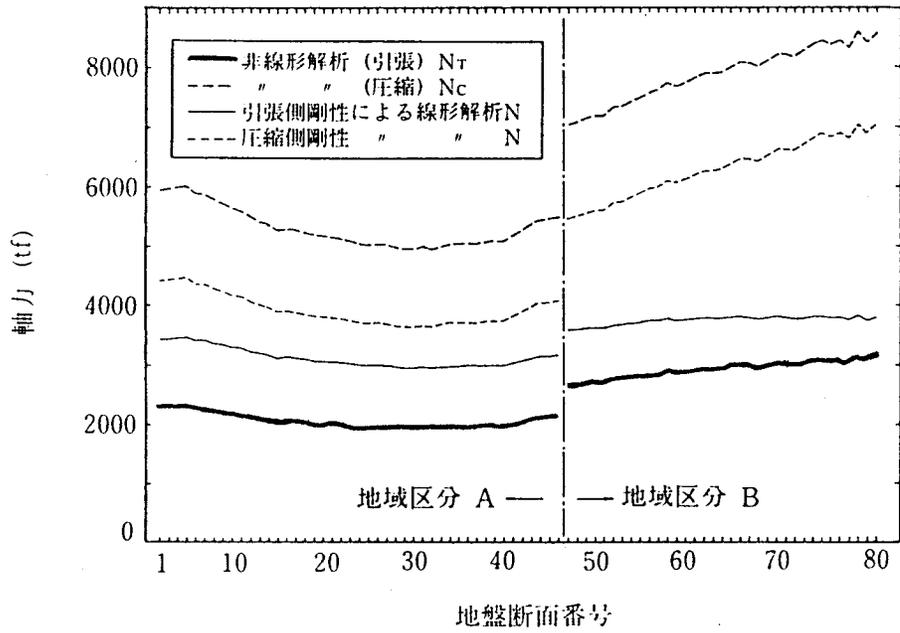


図3. 28 静的解析によるトンネルの軸力分布

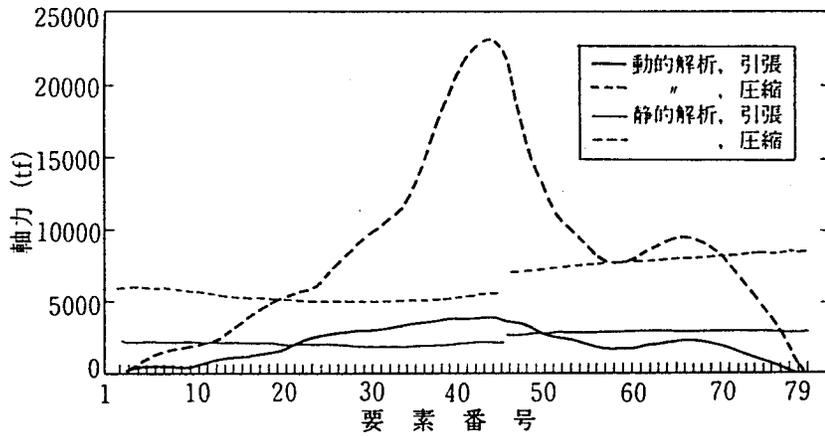
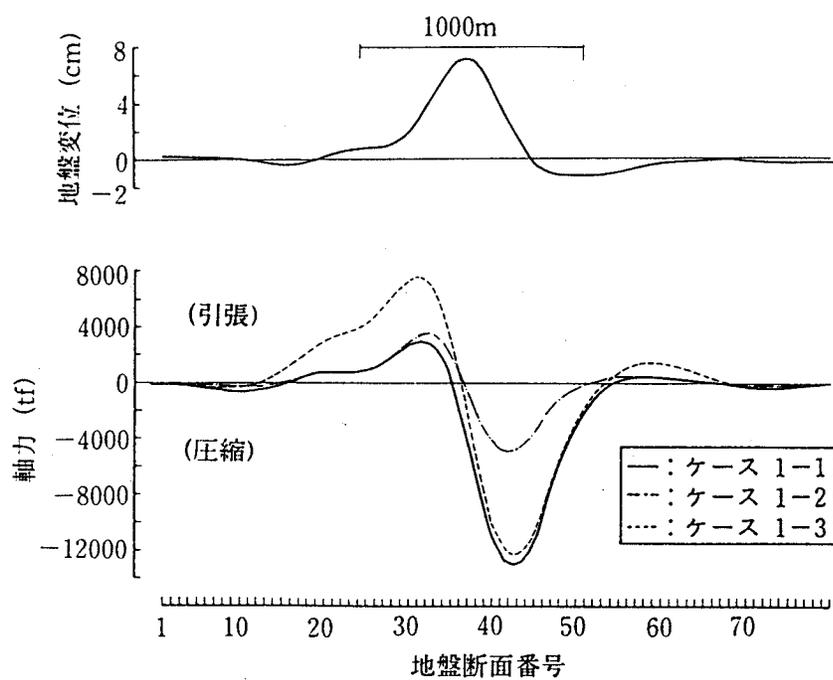
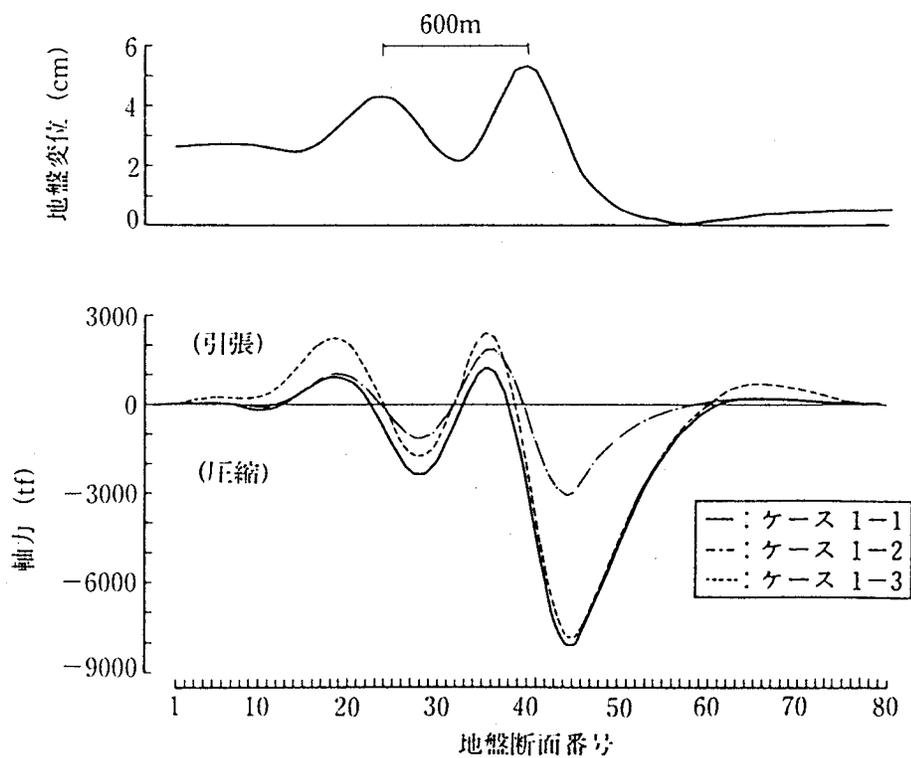


図3. 30 動的解析結果 (Case1-1) と静的解析結果との比較



(a) 地盤変位分布



(b) 軸力分布

図3. 29 地盤変位ならびにトンネル軸力の分布

第4章 リング組み模型供試体の交番載荷実験 に基づくシールドトンネルの力学特性

4.1 概要

地震時にトンネル長手方向に作用する地震力としては、軸力、曲げモーメント及びねじりモーメントが考えられる。耐震設計の過程においては、これらの断面力に対する安全性の照査が必要となる。このためここでは、リング状に組んだ状態のシールドトンネル模型を用いて、そ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。なお、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考慮する必要がある。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^{67) 73) 74)}を解析することとする。

4.2 実験に用いた供試体

実験に用いた供試体は、図4.1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体ずつ、計6体を製作した。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125mm、長さ900mm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4.2及び図4.3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。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。

供試体に用いた鉄筋の破断強度の平均値は、軸力載荷用の供試体では5,940kgf/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4.4に示す構造を用いることとした。リング継手は厚さ9mm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($l=300$ mm、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12mm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（ $l=300\text{mm}$ 、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、継ボルトには $M20\times 20\text{mm}$ （強度区分8.8）を用いた。ボルトの有効断面積は 2.45cm^2 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4.1に示す値となっている。

なお、リング継手及びセグメント継手は供試体1体当たりそれぞれ24個、32個であり、合計56個ある。本実験ではこれらを図4.5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4.6及び図4.7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4.7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4.2のように、同一リング接合面における継ボルトの初期軸力は、平均して0.30～3.74tfとなっている。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り、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。

（3）初期クラック

工場で作製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4.8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、セグメント間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4.9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4.10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なかった。

Eタイプ供試体では、図4.11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) ねじりモーメント荷重用供試体

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4.3に示す通りである。

4.3 荷重方法及び実験ケース

(1) 軸力荷重及び曲げモーメント荷重

図4.12及び写真4.1は、実験時の荷重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、他端は荷重桁に固定されている。荷重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、軸力荷重の場合には同位相で、曲げモーメント荷重の場合には逆位相で、それぞれ操作することにより、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。

軸力荷重及び曲げモーメント荷重における荷重・変位の制御方法は、以下の通りである。

1) 軸力荷重

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、荷重制御で荷重を行うと、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。

具体的な荷重は図4.13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荷重ステップ数は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荷重時に生じたピーク荷重を目標に、荷重制御で荷重することとした。各々の荷重がピーク値をとるまでの荷重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荷重を行ったことになる。

以上の荷重条件により、Dタイプ供試体に用いた荷重パターンを図4.14に示す。ここで重要な点は、荷重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荷重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、荷重は荷重ロー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荷重方法を用いて図4.15に示すような正負交番荷重を行った。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、荷重ステップ

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载荷パターンを図4.16に示す。Dタイプ供試体と同様に最終的には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、载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の正負交番载荷を行うこととした。

2) 曲げモーメント载荷

a) Dタイプ供試体

载荷履歴を図4.17に示す。加振機の制御は変位制御とし、2台の加振機の载荷荷重が、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。

载荷は、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サイクルの载荷を行った。この後の载荷では、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载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载荷することとした。

各グ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グ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载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载荷方法を用いて、図4.18に示すような正負交番载荷を行った。ただし、Eタイプ供試体では、载荷の進展に伴い、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、各グループにおける最終ステップ(荷重はゼロ)の状態に残留している加振機変位量を平均して、その平均残留変位に次のグ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载荷を行うこととした。

(2) ねじりモーメント载荷

図4.19および写真4.2は実験時の载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、上端には载荷板を取り付けた。载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载荷板の重量約5tfが作用している。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载荷荷重・変位の制御方法を以下に示す。

1) Dタイプ供試体

载荷履歴を示すと図4.20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载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载荷方法を用いて、図4.21に示すような正負交番载荷を行った。Eタイプ供試体では二次覆工があるため、正と負の载荷で、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 $\pm 1 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度の正負交番載荷を行うこととした。

4. 4 計測

(1) 軸力載荷

計測は図4. 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。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。

(2) 曲げモーメント載荷

計測は図4. 23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。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

計測は図4. 24に示すように、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4. 25に示すセグメントに多く配置した。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。

4. 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

4. 5. 1 二次覆工がない場合

(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4. 26に示す通りである。

図4. 5に示したリング接合面(JT-1~3)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荷重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4. 27である。また、図4. 28にはリング接合面JT-3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4. 28に示すようにいずれも似通ったものであり、図4. 27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ループ目)に至るまでは、載荷荷重の増加に伴い前述した定着版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ループ目)及び4. 8mm(3ループ目)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ループ目)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4. 29に示すような大きな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JT-3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JT-1~3の間で著しい違いはなかった。

③変位が8.9mm(5ループ目)の荷重になると、新しいクラックの発生はほとんど認められなかったが、JT-3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、JT-1~2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20mmまで荷重する予定としていたが、荷重途中でリング継手の破壊が始まったため、変位振幅が20mmを越して供試体が完全に破壊するまで荷重を継続することとした。

このような荷重を行った結果、まず、変位が11mm(最終ループ)、荷重力が46.2tfに達した時点でJT-3(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JT-3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、荷重力は3.5tfであった。

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JT-3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、荷重制御の荷重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JT-3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4.28参照)。これは、荷重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。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。

(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荷重荷重の関係を見るために、長スパン相対変位計による変位と荷重荷重との関係を示した結果が図4.30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ループ目)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4.30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、JT-3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JT-3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JT-2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JT-3についての検討を直接行うことはできない。

図4.31は、リング継手JR2-4(図4.5参照)におけるアンカー鉄筋のひずみの荷重履歴を示したものである。リング接合面JT-2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4.31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4.31より以下の点が指摘される。

1) アンカー鉄筋の降伏ひずみは1800 μ 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の载荷(4ループ目)途中のほぼ5.2mm(载荷荷重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、5000 μ 程度のひずみに達している。

2) 変位が5.2mm(4ループ目)の時のA-1及びA-2点におけるひずみは、それぞれ約1600及び1000 μ 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 $0.83\text{tf} \div 25.13\text{cm}^2$ (外周面積) = 33.0 kgf/cm²程度となる。

3) 図4.31中の点線は、载荷力がアンカー鉄筋だけで負担された場合の载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、全载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。金具面板とコンクリートの接触面積は約205cm²であるため、付着応力は $4\text{tf} \div 205\text{cm}^2 = 19.5$ kgf/cm²程度となる。

次に、リング継手JR2-4(図4.5参照)における継手金具面板のひずみの履歴を図4.32に示す。ただし、前述のアンカー鉄筋のひずみと同様にJT-2における他の継手においても図4.32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4.28に示すように変形したためである。

2) P-1では、変位3.0mmも载荷(2ループ目)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。

(4) リング継手における相対変位

図4.33はリング接合面JT-1~3における隣接リング間の相対変位と载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4.22に示したように、それぞれ4箇所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ループ目)の载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、JT-3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7.0mmのループ(4ループ目)において変位振幅が5.2mm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。したがって、このようなクラックがリング接合面JT-3に最初に発生したことがこれ以降の载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4.34は、リング継手の相対変位の分布を载荷ステップに従って示したものである。図4.34(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ループ目)以後では、JT-3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4.34(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JT-3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) リング継ボルトの軸力

図4.35はリング接合面JT-3における継ボルトの軸力と載荷荷重との履歴曲線を示したものである。図中には継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、引張力が全て継ボルトで負担された場合の継ボルト軸力と載荷荷重との関係も示している。図4.35の結果を考察する前に、継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ようになる。すなわち、図4.36に示すように、載荷前のセグメント接合面には継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4.36(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4.36(b))。すなわち、載荷力が小さい場合には、継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4.36(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、継ボルトには載荷力が直接作用し、載荷力の増分が継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、載荷力と継ボルトに生じる軸力の関係を模式化して示すと図4.37のようになる。

以上のような関係を念頭において図4.35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4.36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。JT-3で最終的な破断が生じた段階では、JT-1では5.34tfから3.33tf(62.4%)に、また、JT-2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ループ目)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うすでに継手金具面板の降伏が生じているためである。

(6) セグメント継手の相対変位及び継ボルトの軸力

セグメント継ボルトの相対変位及びセグメント継ボルトの軸力は同一箇所では計測できないために、図4.23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、B-17の履歴曲線を示すと図4.38のようになる。図4.38によれば、セグメント継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なかったことを示すものである。また、ボルトに軸力が生じていないため、リング継ボルトに見られるような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。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。

4.5.2 二次覆工がある場合

(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4.39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荷重及びリング継手の相対変位を表4.4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況を示すと以下の通りである。

①初期状態から変位1.0mm(2ループ目)に至るまでは、載荷荷重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4.9参照)が徐々に進展した。特に変位が1.0mmの載荷(2ループ目)途中で載荷荷重が127tf、134tfに達した段階でそれぞれリング接合面JT-1及びJT-3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2.9mm(3ループ目)の載荷途中において、変位が2.0mm、荷重が131tfになった段階で、リング接合面JT-3の位置の二次覆工鉄筋が降伏を始めた。また、変位が2.1mm、荷重が141tfに達した段階でリング接合面JT-2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JT-2の二次覆工鉄筋は降伏を始めた。なお、この段階ではJT-1の位置の二次覆工鉄筋のひずみは平均1500 μ 程度であり降伏していない。

③変位16.1mm(6ループ目)の載荷途中において、JT-1の位置の二次覆工鉄筋が降伏し始めた。

また、変位が15.8mm、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JT-2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JT-2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37.2mm(7ループ目)の載荷途中において、変位が24.1mm、荷重が157tfに達した段階で、リング接合面JT-1及びJT-2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98.8mm、61.9tfであった。この時の供試体の状況を図4.40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、二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。

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4.41(a)(b)に示すように、まず継手金具周辺のコングリートとの付着が切れ、アンカー鉄筋はあたかも図4.41(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4-1から次のようになる。

①リング接合面JT-3

② // JT-2

③ // JT-1

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4.39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関わらず、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、各リング接合面に分散して生じた。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4.40に示したように、明らかに供試体にはY軸廻りの曲げモーメントが生じ、このためにJT-1では下側が、またJT-2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を中心軸と供試体を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るだろう。

(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荷重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荷重との履歴を示した結果が図4.42である。供試体の最大耐力は変位が16.1mm(6ループ目)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JT-1及びJT-2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4.5参照)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4.43である。アンカー鉄筋のひずみの計測は、Dタイプ供試体と同様に、リング接合面JT-2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4.44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JT-2における他のリング継手においても図4.44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3600 μ 程度の、また、P-2では1000 μ 程度の引張ひずみが生じた(図4.32参照)。これに対してEタイプ供試体では、最終的には10000 μ 以上のひずみが生じ、測定範囲を越してしましたが、例えば4ループ目の載荷(変位4.5mm)を見ると、P-1では4800 μ 程度の引張ひずみが、また、P-2では4580 μ 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4.

45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、ともに載荷荷重が141tfに達し、JT-2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4.46は、リング接合面JT-1~3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、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箇所所得られた結果の平均値によって示している。なお、JT-1及びJT-2については、変位計の信頼性からともに9ループ目の途中で計測を打ち切っている。図4.46によれば、まず変位が16.1mm(6ループ目)の載荷途中で変位が15.8mm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、15.8mmの変位は供試体全体を通じた変位であるから、図4.46では $15.8 \div 3 = 5.2$ mm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、JT-1及びJT-2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)JT-3では相対変位の急激な増加は認められない。

図4.47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4.53(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ループ目)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Dタイプ供試体と同様に、載荷桁に最も近いJT-3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JT-1及びJT-2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4.47(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、JT-2では供試体上部のD5及びD8において、またJT-3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JT-3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) リング継ボルトの軸力

リング接合面JT-3におけるリング継ボルトの軸力と載荷荷重との履歴曲線を図4.48に示す。ただし、図中の載荷荷重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荷重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) セグメント継ボルトの軸力

セグメント継ボルトに生じた軸力と載荷荷重との履歴曲線を図4.49に示す。これによれば、セグメント継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。

4.5.3 耐力及び変形性能の評価

(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4.5.1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4.50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
- 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4.51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。

$$M_{ply} = \frac{W_{pl} t_{pl}^2 \sigma_{ply}}{4} \quad (4.1)$$

ここに、

- M_{plp} : 塑性モーメント (tf・mm)
 W_{pl} : 面板の幅 (mm)
 t_{pl} : 面板の厚さ (mm)
 σ_{ply} : 面板の降伏応力度 (tf/mm²)

また、面板を梁としてモデル化した場合の梁のスパン長 \bar{l}_{pl} は次式により求める。

$$\bar{l}_{pl} = \begin{cases} l_{plB} = l_{pl} - W_B & \text{(面板が降伏していない状態)} \\ l_{pl} & \text{(面板が降伏した状態)} \end{cases} \quad (4.2)$$

ここに、

\bar{l}_{p1} : 面板の仮想スパン長 (mm)
 l_{p1} : 面板のスパン長 (mm)
 W_B : ボルト頭部の幅 (mm)

なお、金具面板が降伏した場合の梁のスパン長を l_{p1} 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

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_{p1} の関係は次式で与えられる。

$$\delta_{p1} = 2\lambda \frac{f_j l_{p1}^3}{192 E_p I_{p1}} \quad (\text{面板が降伏していない状態})$$

$$\delta_{p1} = 2\lambda \left(\frac{f_j l_{p1}^3}{48 E_p I_{p1}} - \frac{M_{pb} l_{p1}^2}{8 E_p I_{p1}} \right) \quad (\text{面板が降伏した状態})$$

(4.3)

また、式(4.1)及び式(4.3)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_{p11} 、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_{p12} は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} f_{j1} &= \frac{6W_{pl} l_{p1}^2 \sigma_{ply}}{\left[4 - \left(\frac{l_{p1B}}{l_{p1}} \right)^3 \right] l_{p1}} \\ \delta_{p11} &= \frac{W_{pl} l_{p1}^2 \sigma_{ply}}{4 - \left(\frac{l_{p1B}}{l_{p1}} \right)^3} \times \frac{l_{p1}^2 \left(\frac{l_{p1B}}{l_{p1}} \right)^3}{16 E_p I_{p1B}} \\ f_{j2} &= \frac{8M_{ply}}{l_{p1}} \\ \delta_{p12} &= \frac{W_{pl} l_{p1}^2 \sigma_{ply} l_{p1}^2}{48 E_p I_{p1}} \end{aligned} \right\}$$

(4.4)

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。

$$\left. \begin{aligned} k_{j1} &= \frac{96 E_p I_{p1}}{l_{p1B}^3} & \delta_j < \delta_{p11} \\ k_{j2} &= \frac{24 E_p I_{p1}}{l_{p1}^3} & \delta_{p11} \leq \delta_j < \delta_{p12} \\ k_{j3} &= 0 & C\lambda \delta_{p12} < \delta_j \end{aligned} \right\}$$

(4.5)

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、この効果は無視する。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_{p12} ではなく $C \cdot \delta_{p12}$ 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 4.52 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。

$$K_R = \begin{cases} K_{RC} & \delta_R < 0 \\ K_{RT1} = \frac{K_S}{1 + \frac{K_S}{K_{j1}}} & 0 \leq \delta_R < \delta_{RT1} \\ K_{RT2} = \frac{K_S}{1 + \frac{K_S}{K_{j2}}} & \delta_{RT1} \leq \delta_R < \delta_{RT2} \\ K_{RT3} = 0 & \delta_{RT2} \leq \delta_R \end{cases} \quad (4.6)$$

ここに、

K_S : 1 リングあたりのセグメントの剛性 (tf/mm) で、次式で求める。

$$K_S = \frac{E_s A_s}{l_s} \quad (4.7)$$

ここに、

E_s : セグメントの弾性係数 (tf/mm²)

A_s : リング接合面の断面積 (mm²)

K_{ji} : 1 リング接合面あたりのリング継手の剛性 (tf/mm)

K_{ji} は 1 リング接合面あたりの継手の個数 n および式 (4.5) 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。

$$K_{ji} = n \times k_{ji} \quad (4.8)$$

また、 δ_{RTi} ($i=1, 2$) (mm) は、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で、次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{RT1} &= \frac{F_{J1}}{K_{RT1}} \\ \delta_{RT2} &= \delta_{RT1} + \frac{(F_{J2} - F_{J1})}{K_{RT2}} \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

ここで、 F_{Ji} ($i=1,2$) は、リング接合面に作用する力 (tf) で、次式で求める。

$$F_{Ji} = n \lambda f_{ji} \quad (i=1,2) \quad (4.10)$$

ここに、

f_{ji} : 式(4)による継手1個あたりの作用力 (tf)

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。

$$\left. \begin{aligned} F_{JAY} &= 2 \lambda n \lambda \sigma_{Ay} A_A \\ F_{JAR} &= 2 \lambda n \lambda \sigma_{AR} A_A \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

(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4.5.2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4.53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4.54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4.55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。

$$\left. \begin{aligned} f_{LRy} &= E_{LR} A_{LR} \varepsilon_{LRy} \\ f_{LRr} &= (E_{LR} - E_{LRy}) A_{LR} \varepsilon_{LRy} + E_{LRy} A_{LR} \varepsilon_{LRr} \\ \delta_{LRy} &= \frac{1}{2} \varepsilon_{LRy} l_{LRy} \\ \delta_{LRr} &= \frac{1}{2} \varepsilon_{LRy} l_{LRr} \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

ここに、

- ε_{LRy} : 二次覆工鉄筋の降伏ひずみ
- ε_{LRr} : 二次覆工鉄筋の破断時のひずみ
- E_{LR} : 鉄筋の降伏前の弾性係数 (tf/mm²)
- E_{LRy} : 鉄筋の降伏後の弾性係数 (tf/mm²)
- A_{LR} : 鉄筋1本あたりの断面積 (mm²)
- l_{LRy} : 鉄筋降伏時の付着切れ長さ (mm)
- l_{LRr} : 鉄筋破断時の付着切れ長さ (mm)

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。

$$\left. \begin{aligned} K_{LRe} &= m \times k_{LRe} \\ K_{LRy} &= m \times k_{LRy} \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

ここに、

- m : 長手方向の二次覆工鉄筋の本数
- k_{LRe} 、 k_{LRy} : 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、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} k_{LRe} &= \frac{2E_{LR} A_{LR}}{l_{LRy}} \\ k_{LRy} &= \frac{2E_{LRy} A_{LR} (\varepsilon_{LRr} - \varepsilon_{LRy})}{\varepsilon_{LR} l_{LRr} - \varepsilon_{LRy} l_{LRy}} \end{aligned} \right\} \quad (4.14)$$

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(4.7)と同様に次式で与えられる。

$$K_{RL} = \frac{E_L A_L}{l_S} \quad (4.15)$$

ここに、

- E_L : 二次覆工コンクリートの弾性係数 (tf/mm²)
 A_L : 二次覆工の断面積 (mm²)
 l_s : トンネル1リングあたりの幅 (mm)

3) トンネル1リングあたりの剛性およびの評価方法

まだ二次覆工にクラックが生じていない場合には、図4.56(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。

$$K_{RT1} = \frac{K_S}{\frac{K_S}{K_i} + 1} + K_L \quad 0 \leq \delta_r < \delta_{RT1} \quad (4.16)$$

二次覆工にクラックが生じた後には、図4.56(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

$$K_{RT2} = \frac{K_S + K_L}{\frac{(K_S + K_L)}{(K_{j1} + K_{Lr1})} + 1} \quad \delta_{RT1} \leq \delta_r < \delta_{RT2} \quad (4.17a)$$

ii) 面板の両端が降伏した状態

$$K_{RT3} = \frac{K_S + K_L}{\frac{(K_S + K_L)}{(K_{j1} + K_{Lr2})} + 1} \quad \delta_{RT2} \leq \delta_r < \delta_{RT3} \quad (4.17b)$$

iii) 面板の他にボルト位置でも降伏した状態

$$K_{RT4} = \frac{K_S + K_L}{\frac{(K_S + K_L)}{(K_{j1} + K_{Lr2})} + 1} \quad \delta_{RT3} \leq \delta_r < \delta_{RT4} \quad (4.17c)$$

ここに、

δ_{RTi} ($i=1 \sim 4$): 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。

$$\begin{aligned}
\delta_{RT1} &= \frac{\sigma_{LT}}{E_L I_S} \\
\delta_{RT2} &= \frac{(K_{j1} + K_{LR1})}{K_{RT2}} \chi \delta_{LRy} \\
\delta_{RT3} &= \delta_{RT2} + \frac{(K_{j1} + K_{LR2})(\delta_{p11} - \delta_{LRy})}{K_{RT3}} \\
\delta_{RT4} &= \delta_{RT3} + \frac{(K_{j2} + K_{LR2})(\delta_{p12} - \delta_{p11})}{K_{RT4}}
\end{aligned}
\tag{4.18}$$

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。

$$\begin{aligned}
F_{RAY} &= \frac{1}{2}(K_{LRc} - K_{LRy})\epsilon_{LRy} l_{LRAr} + (K_{Ae} + K_{LRy})\epsilon_{Ay} l_A \\
F_{RAy} &= \frac{1}{2}(K_{LRc} - K_{LRy})\epsilon_{LRy} l_{LRAr} + (K_{Ae} - K_{Ay})\epsilon_{Ay} l_A + (K_{Ay} + K_{LRy})\epsilon_{Ay} l_A \\
F_{RLRr} &= \frac{1}{2}(K_{LRc} - K_{LRy})\epsilon_{LRy} l_{LRAr} + \frac{1}{2}K_{LRy}\epsilon_{LRy} l_{LRr}
\end{aligned}
\tag{4.19}$$

ここに、

- l_{LRAr} : アンカー鉄筋が破断する時の二次覆工鉄筋の付着切れ長 (mm)
 - l_{LRr} : 二次覆工鉄筋が破断するときの二次覆工鉄筋の付着切れ長 (mm)
 - l_A : アンカー鉄筋の長さ (mm)
- 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。

$$\begin{aligned}
K_{Ae} &= \frac{2n_j E_A A_A}{l_A} \\
K_{Ay} &= \frac{2n_j E_{Ay} A_A}{l_A}
\end{aligned}
\tag{4.20}$$

(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4.57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4.50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4.58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_{f1} 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_{f1} を150mmよりも長くす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_{f2} は600mmとした。図4.58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。

- ①二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。
 - ②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。
 - ③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。

4.6 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性能

4.6.1 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、载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4.59に示す。表4.5は破壊の進展状況を示したものである。

载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ループ目)に至る過程において载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。
- ②2ループめでは、負の曲げモーメントの载荷により、1ループめの①では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

めと荷重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荷重曲げモーメントが $33.1 \text{ tf}\cdot\text{m}$ （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 $33.84 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 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 $-25.85 \text{ tf}\cdot\text{m}$ （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剥落した。ついで、曲げモーメントが $-24.56 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 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剥落は、 $JR1-2$ 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荷重して、アンカー鉄筋を破断させた。アンカー鉄筋の破断は、 $JT1$ の継手位置の集中した。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、 $2.61 \text{ tf}\cdot\text{m}$ に低下したところで荷重を終了した。セグメント外周面の破壊の最終状況を示すと図4.60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、それ以後の荷重では、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、軸方向の交番荷重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。これは荷重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、軸方向の正負交番荷重結果と同じである。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、軸方向の交番荷重実験と同様であり、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荷重荷重の関係を見るために、供試体の曲率と荷重曲げモーメントとの履歴を示した結果が図4.61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 $33.84 \text{ tf}\cdot\text{m}$ を作用させた5ループ目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荷重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荷重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荷重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 $0.0055 (1/\text{m})$ であった。これを曲率半径に直すと約 180 m 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*の検討は行うことができない。

図4.62はリング継手*JR2-7*(図4.5参照)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4.62に示した履歴とほとんど同一の特性を示している。アンカー鉄筋の降伏ひずみは1800 μ 程度であるが、図6.62によれば加振機変位が20mmの載荷(5ループめ)途中の段階(曲げモーメント約33tf \cdot 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、2500 μ 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4.63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 \cdot 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4.64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4.64によれば、加振機が発振した時に、一次的に0.1mm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ゼロ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4.65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 \cdot mが発生するまでは、各リング継手接合面付近の相対変位は、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4.66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ループ目の曲げモーメント33.1tf \cdot 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4.67は、リング接合面*JT2*におけるリング継手の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力との関係は図4.37に示したよう

になることを念頭において図4.67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4.68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。

4.6.2 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4.69に示す。表4.6は破壊の進展状況を、また、図4.70は二次覆工コンクリートに生じたクラックの状況を、それぞれ示したものである。また、図4.71にはセグメント外周面のクラックの状況を示している。

載荷に伴う供試体の破壊の進展状況をまとめると、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 $-40\text{tf}\cdot\text{m}$ (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 $65.1\text{tf}\cdot\text{m}$ 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ループ目のピーク荷重 $-68.47\text{tf}\cdot\text{m}$ (目標曲げモーメント $-70\text{tf}\cdot\text{m}$) 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 4mm (8ループめ、 $-76.27\text{tf}\cdot\text{m}$) 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 6mm (9ループめ、 $89.3\text{tf}\cdot\text{m}$) 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 8mm 、 $-88.57\text{tf}\cdot\text{m}$) 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 $-70\text{tf}\cdot\text{m}$ 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ループ目 (目標変位 30mm) の載荷途中、曲げモーメントが $-94.86\text{tf}\cdot\text{m}$ 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 ($107.14\text{tf}\cdot\text{m}$) 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 70mm) の載荷途中において、曲げモーメント $-90.98\text{tf}\cdot\text{m}$ でアンカー鉄筋の降伏が始まった。目標変位 70mm において、本載荷を通じて最大の曲げモーメント $-116.47\text{tf}\cdot\text{m}$ 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 $110.51 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 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 4.41 (a) 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 4.41 (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 4.69 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、すで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 4.72 である。供試体の最大曲げ耐力 $116.47 \text{ tf}\cdot\text{m}$ は曲率が $-0.0104 (1/\text{m})$ 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 $0.0178 (1/\text{m})$ であり、これを曲率半径に直すと約 56 m 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 180 m 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 4.73 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 4.74 に示す。この面板では、2箇所では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 $70 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 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 4.75 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、载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载荷荷重の履歴を図4.76に示す。セグメント継手の相対変位の計測点は、図4.23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4.76によれば、セグメント継手の相対変位は全载荷を通じてほぼゼロ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4.77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4.78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。各载荷状態において、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ループ目以降は、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载荷荷重との履歴を示すと、図4.79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、载荷荷重に関わらず、ほぼ初期軸力を保っている。これは、全ての载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。

4.7 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性能

4.7.1 二次覆工が無い場合

(1) 破壊の進展状況

载荷途中および载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4.80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4.81の通りである。载荷にともない、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の破断により最終的な破壊に至った。

载荷にともなう供試体の破壊の進展状況は以下のようなものである。

- 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、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、結局、変位が8.9mm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15.1mm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12.8mmに至った時、リング接合面JT3で滑りが生じた。変位が2.4mmに至るとJT2でも滑りが生じた。変位が11.9mm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18.42mm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27.1mmに至った段階で、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4.80(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4.81(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JR2-1JR2-3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71.5tf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の継ボルトが破断して最終状況に至った(図4.80(b)、図4.81(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、供試体の自重が上載圧に加わり、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、当所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4.82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4.82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4.82(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4.82(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、継ボルトの破断は2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1つめのタイプの変形を生じたリング継手の位置を図4.83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4.84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4.82(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) 供試体全体の变形特性

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4.85のようになる。

これによれば、最大荷重は正の荷重時(7ループめ)に生じた76.5tf・mであり、この時の変位は70.3mm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4.25参照)。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荷重履歴を示すと図4.86の通りである。図4.86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(負の荷重)まではほとんど生じていないが、7ループめ(正の荷重)になると、荷重が35tf・m程度になった段階から徐々に生じ始め、荷重が76.5tf・mになった段階では約8mmに達している。また、リング継手JR3-5における相対変位は、6ループめ(負の荷重)で約2.5mm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は正の荷重時に、また、リング継手JR3-5は負の荷重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荷重履歴を示すと図4.87の通りである。図4.87によれば、セグメント継手JS3-7では6ループめ(負の荷重)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、全ての荷重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(正の荷重)になると、荷重が35tf程度になった段階から徐々に生じ始め、76.5tfになった段階では約1.2mmに達している。したがって、セグメント継手JS3-3は正の荷重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

トの荷重にともなって、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 4. 4 参照）、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、荷重にともなって、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荷重履歴を比較して示すと図 4. 88 の通りである。なお、ここに挙げた 3 つのリング継手は、いずれも正の荷重時に引張力を受けたタイプの継手である。

図 4. 88 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（正の荷重）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（負の荷重）では、リング継手 JR1-4 で 2 mm 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（正の荷重）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 mm、12. 0 mm、および、7. 0 mm 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、正の荷重および負の荷重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（JT1、JT2、JT3）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 1 辺は、荷重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、荷重にともなって、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荷重履歴を比較して示すと図 4. 89 の通りである。

図 4. 89 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、正の荷重および負の荷重に対してほぼ同じように変化しており、7 ループめ（正の荷重）ではそれぞれ、11 mm、13 mm、および、11 mm 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 に集中しているわけではなく、3 箇所（JT1、JT2、JT3）のリング接合面に分散して生じている。

4. 7. 2 二次覆工がある場合

(1) 破壊の進展状況

7 ループめの荷重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 4. 90 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 4. 91 の通りである。

荷重にともない、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。なお、荷重器具のス

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载荷を行っていない。

図4.90及び図4.91によれば、载荷にともなう供試体の破壊の進展状況は以下のものである。

- 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2.9mmに至ったとき、二次覆工に数本の螺旋状のクラックが発生した。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が発生した。
- ④ (4ループめ) 荷重105.2tf・m、変位2.8mm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が発生した。また、セグメントでは、③までの载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) 载荷にともない、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箇所セグメントの分断(図4.90参照)が生じた。二次覆工では、螺旋状クラックの幅が徐々に進展した。
- 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4.90、図4.91参照)。

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本ずつのジベル筋(図4.7参照)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4.90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。

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の変形をセグメントの外側から観察すると図4.92のようになる。

図4.92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、正負交番軸力载荷実験でも認められている。正負交番载荷実験において、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、本供試体でも载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载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4.93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150.6tであり、この時の変位は21.5mm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4.11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4.94の通りである。

図4.94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7mm、約4mm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3mm、および、9mm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2mm、および、6mm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4.95の通りである。

図4.95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2mm、約3mm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4mm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、荷重にともなって、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荷重履歴を比較して示すと図 4. 96 の通りである。なお、ここに挙げた 3 つのリング継手は、いずれも正の荷重時に引張力を受けたタイプの継手である。

図 4. 96 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 $JR1-4$ 、 $JR2-5$ 、および、 $JR3-4$ でそれぞれ約 6 mm、20 mm、および、9 mm 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。

4. 5. 2 に示した正負交番軸力荷重実験では、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荷重を行っておらず、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、荷重にともなって、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荷重履歴を比較して示すと図 4. 97 の通りである。

図 4. 97 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 mm、19 mm の相対変位が生じた。リング継手 $JR2-5$ では 7 ループめの荷重中に計測器が損傷しているが、6 ループめまでの荷重で約 6 mm 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。

4. 8 結言

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荷重実験を行った。供試体としては、厚さ 125 mm、長さ 900 mm 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 mm 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。

①上記のc)までは、3箇所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。

②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。

①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とも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。

②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。

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、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。したがって、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4.98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荷重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。

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ずるため、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。

①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。

②リング継手金具面板が継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、リング継手の損傷に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、軸方向に交番荷重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荷重を受ける場合と同じ土俵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

荷重にともない、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荷重実験において、荷重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

荷重にともない、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が生じて最終的な破壊に至った。本供試体については、荷重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荷重を行っていないが、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荷重実験において、荷重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、荷重荷重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、載荷荷重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剥落し、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。

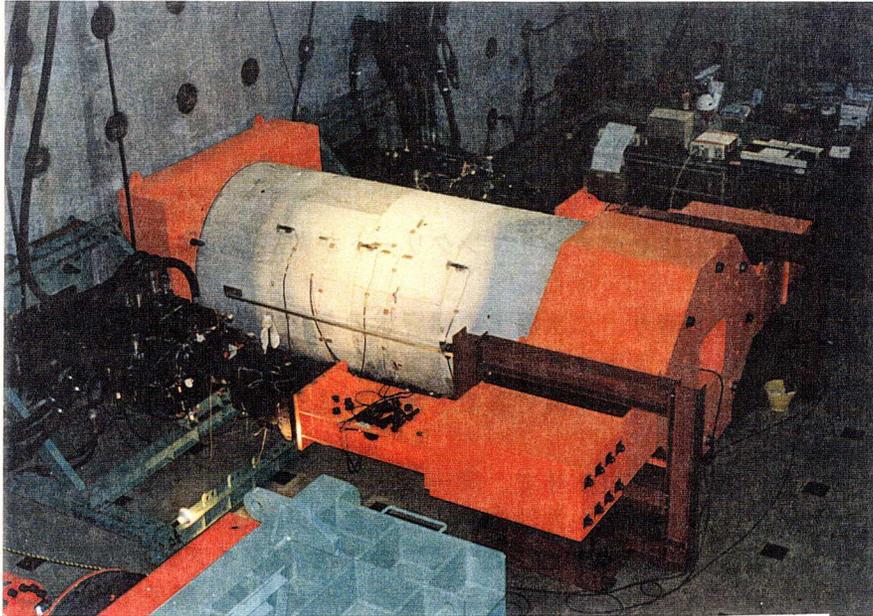


写真4. 1 Dタイプ供試体及びEタイプ供試体への載荷のようす
(軸力及び曲げモーメント載荷)

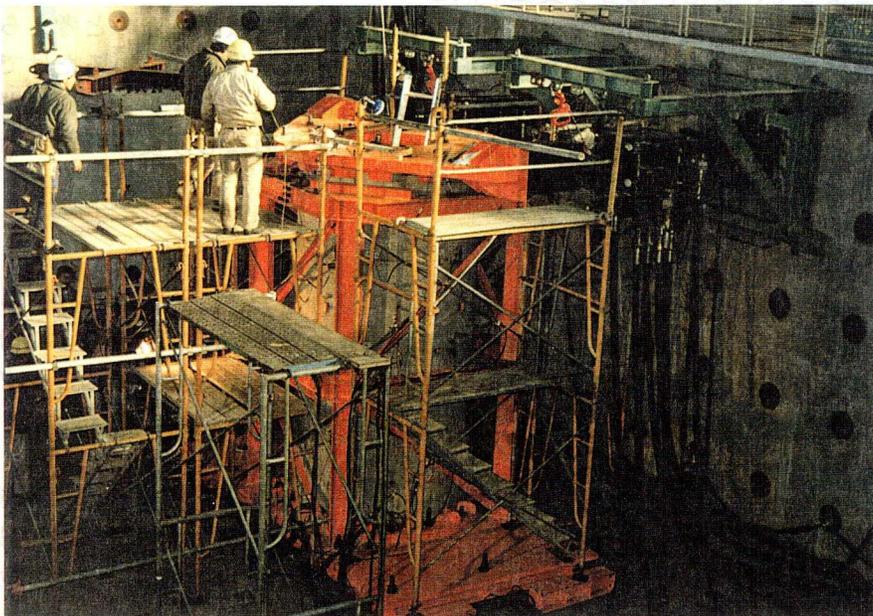


写真4. 2 Dタイプ供試体及びEタイプ供試体への載荷のようす
(ねじりモーメント載荷)

表 4. 1 ボルトの初期軸力

(a) Dタイプ供試体

	リング接合面	軸力載荷用	曲げ・ねじりモーメント載荷用
		平均軸力 (tf)	平均軸力 (tf)
リング継ぎボルト	J T 1	5. 3 4	4. 8 3
	J T 2	4. 9 9	4. 5 0
	J T 3	4. 6 9	4. 2 2
	全体平均	5. 0 0	4. 5 0
	標準偏差 σ	0. 4 0	0. 8 3
セグメント継ぎボルト	—————	5. 4 3	3. 8 6

(b) Eタイプ供試体

	リング接合面	軸力載荷用	曲げ・ねじりモーメント載荷用
		平均軸力 (tf)	平均軸力 (tf)
リング継ぎボルト	J T 1	2. 5 6	0. 3 0
	J T 2	3. 7 4	3. 3 0
	J T 3	3. 4 2	2. 7 5
	全体平均	3. 3 8	2. 4 3
	標準偏差 σ	1. 9 3	1. 1 5
セグメント継ぎボルト	—————	5. 0 6	0. 7 4

表 4. 2 鉄筋の強度試験結果

(a) Dタイプ供試体

供試体	部位	σ_c (kgf/cm ²)	σ_T (kgf/cm ²)	$E_{c1/4}$ (kgf/cm ²)
Dタイプ	セグメント	572. 6	47. 7	$4. 74 \times 10^5$
Eタイプ	セグメント	590. 9	48. 9	$4. 56 \times 10^5$
	二次覆工	276. 2	22. 1	$2. 63 \times 10^5$

(b) Eタイプ供試体

供試体	部位	σ_c (kgf/cm ²)	σ_T (kgf/cm ²)	$E_{c1/4}$ (kgf/cm ²)
Dタイプ	セグメント	515. 4	41. 0	$3. 83 \times 10^5$
Eタイプ	セグメント	544. 5	44. 3	$3. 59 \times 10^5$
	二次覆工	293. 7	23. 2	$2. 35 \times 10^5$

表 4. 3 二次覆工鉄筋及びアンカー鉄筋の降伏の状況

鉄筋の位置		降伏が生じたループ	降伏時のひずみ ($\times 10^{-6}$)	降伏時の荷重 (tf)	降伏時のリング継手相対変位 (mm)	
二次覆工鉄筋	J	S-1	4ループ	1809	133.4	1.31
		S-2	7ループ	2089	126.2	3.89
	T	S-3	6ループ	2189	154.0	3.44
		S-4	3ループ	2021	130.7	0.42
	3	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
G	S-9	降伏せず	-	-	-	
	S-10	"	-	-	-	
	S-11	"	-	-	-	
	S-12	"	-	-	-	
3	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*	
G	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*	
二次覆工鉄筋	J	S-21	4ループ	1844	120.1	0.72
		S-22	5ループ	1856	122.4	1.43
	T	S-23	3ループ	76	141.1	0.04
		S-24	3ループ	91	141.1	0.04
	2	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	T	A-1	6ループ	1453	131.0	1.31
		A-2	7ループ	1888	133.0	10.36
	2	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	S	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**
	J	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
T	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. * J T 2 の値
 2. ** J T 1 の値
 3. 断面位置は表-2.6参照

表4. 4 Dタイプ供試体の破壊の進展状況(曲げモーメント載荷実験)

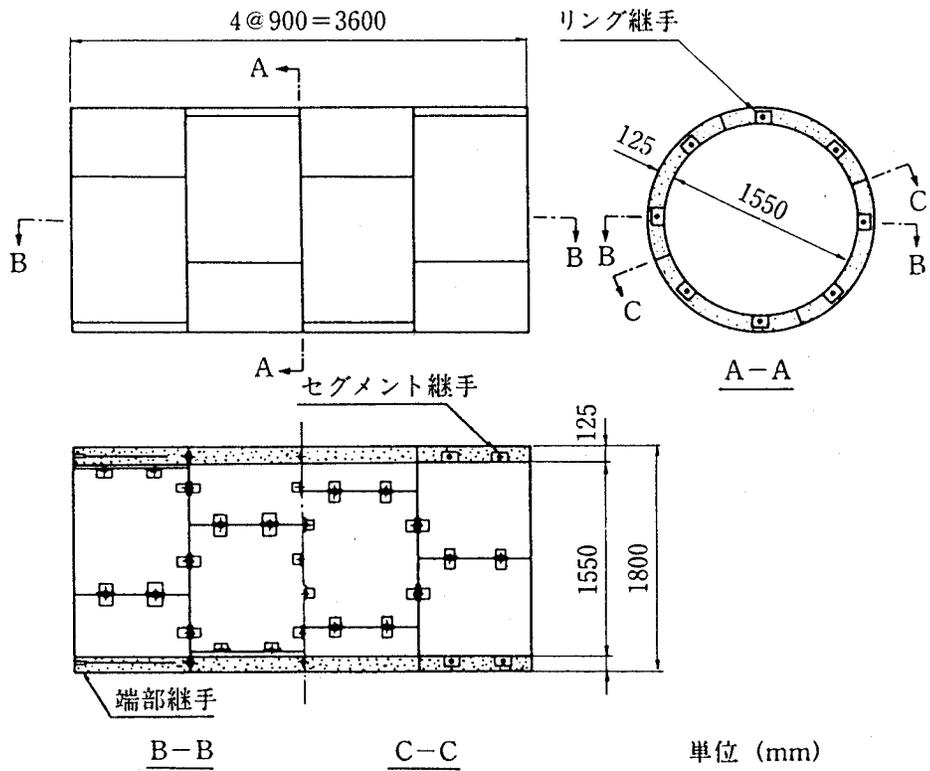
載荷 ループ 番号	載荷 ステップ 番号	曲げ モーメント M (tf・m)	曲率 K (1/m)	主要載荷ステップにおける 状況または変状	継手の相対変位 D (mm)					
					JT 1		JT 2		JT 3	
					D-1	D-2	D-5	D-8	D-10	D-11
1	23	9.68	0.0001	目標10tf・mのループのピーク値 リング継手金具周辺にクラック発生	-0.06	0.15	-0.10	0.13	0.01	0.02
2	43	-21.54	-0.0006	目標-20tf・mのループのピーク値	0.68	-0.06	0.96	-0.11	1.19	-0.38
	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5mm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-10mm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15mm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-20mm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

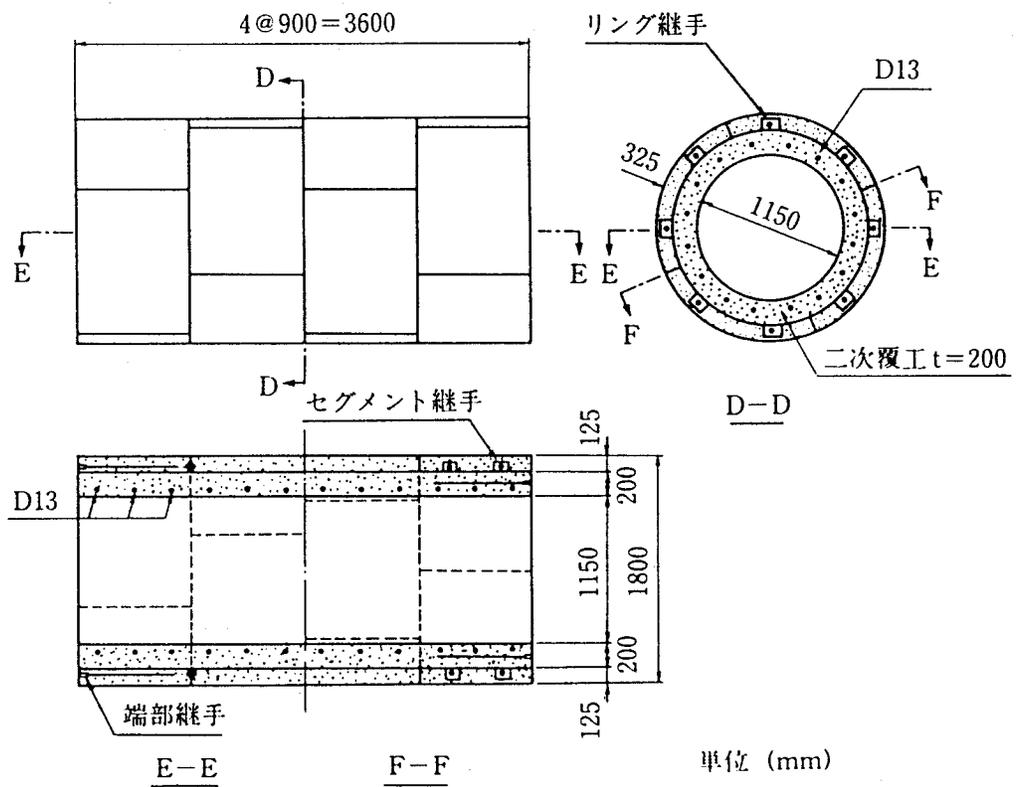
表4.5 Eタイプ供試体の破壊の進展状況(曲げモーメント載荷実験)

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)					
					J T 1		J T 2		J T 3	
					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(J T 2 ~ J T 3 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 J R - 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2mm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-4mmのループのピーク値 J R - 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6mmのループのピーク値 J R - 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-8mm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10mm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-20mm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30mmのループのピーク値 セグメント外面にクラック発生 (J R 1 - 2, 3, J R 2 - 2)	-0.10	5.15	-0.66	6.48	-0.30	7.79
14	121	-105.66	-0.0057	目標-40mm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50mm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-70mm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*	J R 2 - 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*	J R 1 - 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*	J R 1 - 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	J R 1 - 7 アンカー筋破断	-1.04*	...	-0.85*	13.47*	-0.46*	16.70*
	186~187	102.50*	0.0164*	J R 1 - 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) Dタイプ供試体



(b) Eタイプ供試体

図4.1 供試体概要図

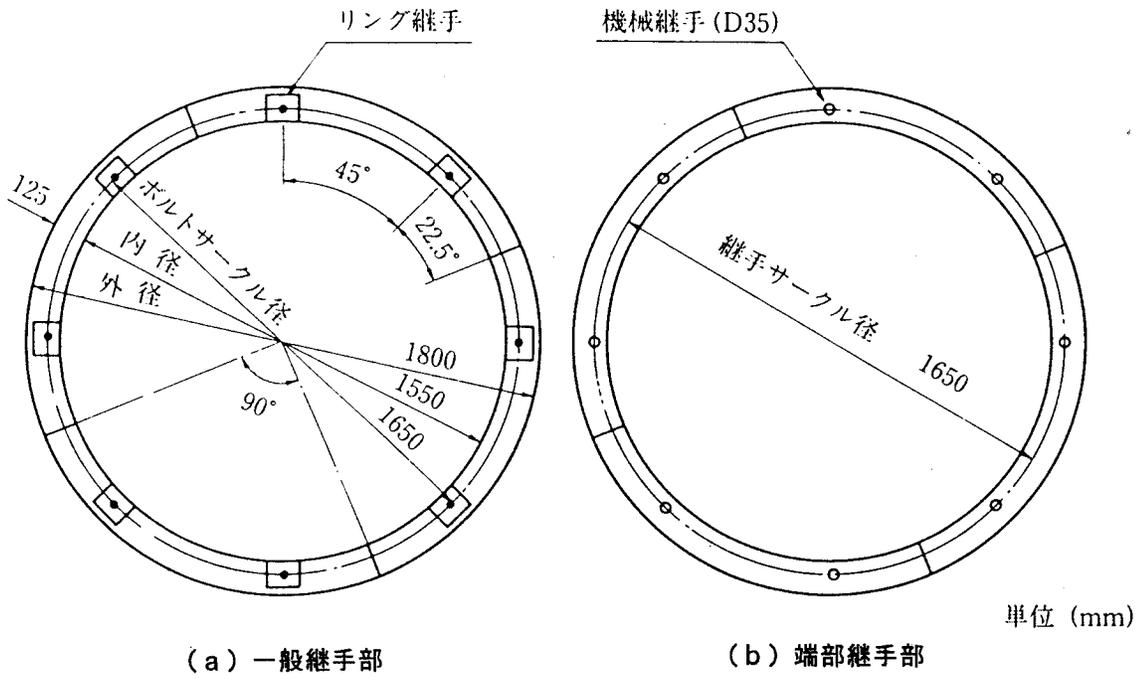


図4.2 Dタイプ供試体断面図

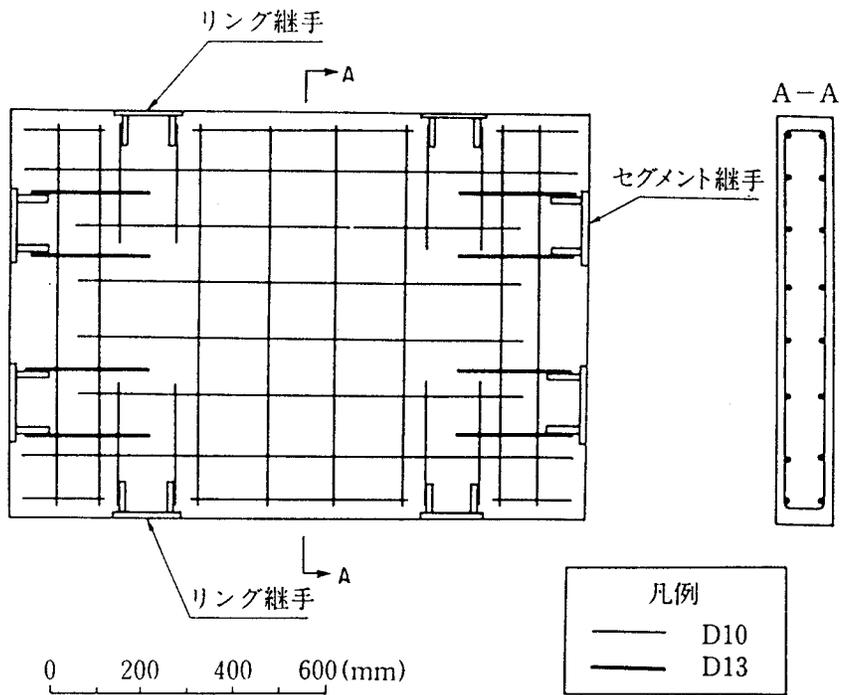
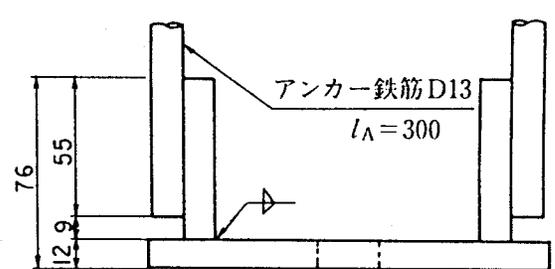
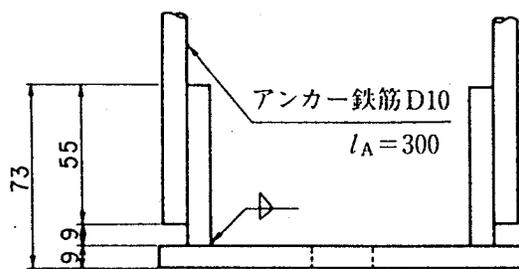
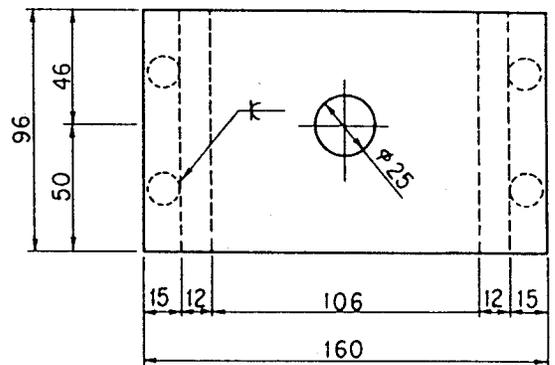
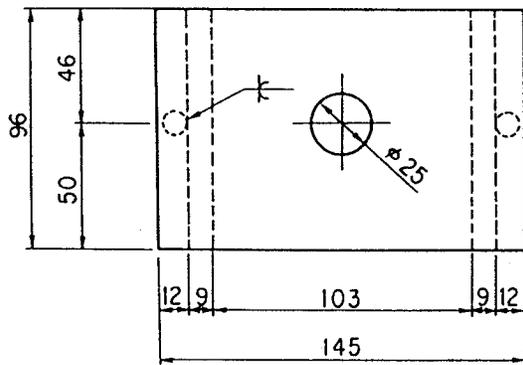


図4.3 Dタイプ供試体セグメント配筋図

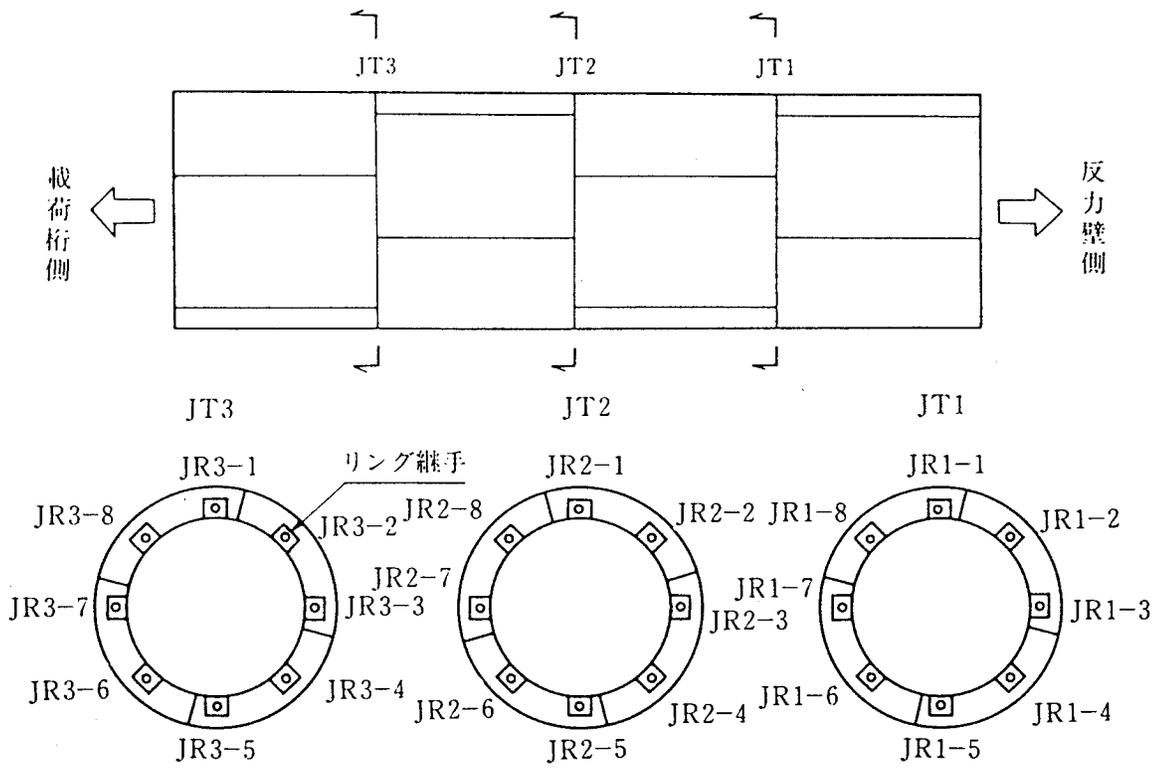


単位 (mm)

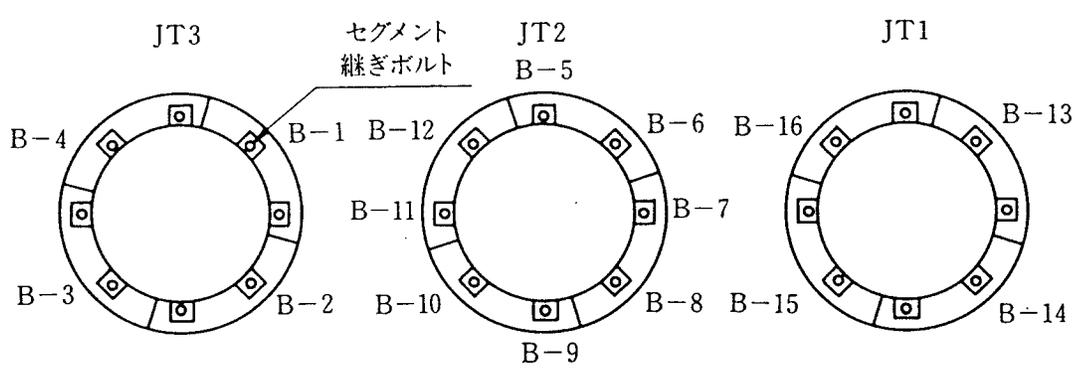
(a) リング継手金具

(b) セグメント継手金具

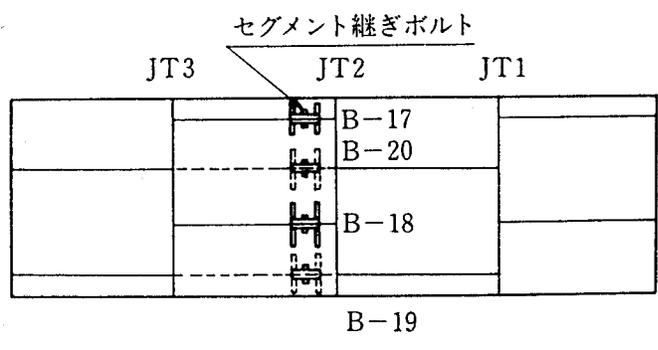
図4.4 実験に用いた継手金具



(a) リング継手のナンバーリング



(b) セグメント継手のナンバーリング



(c) セグメント継ぎボルトのナンバーリング

図 4. 5 継手部分のナンバーリング

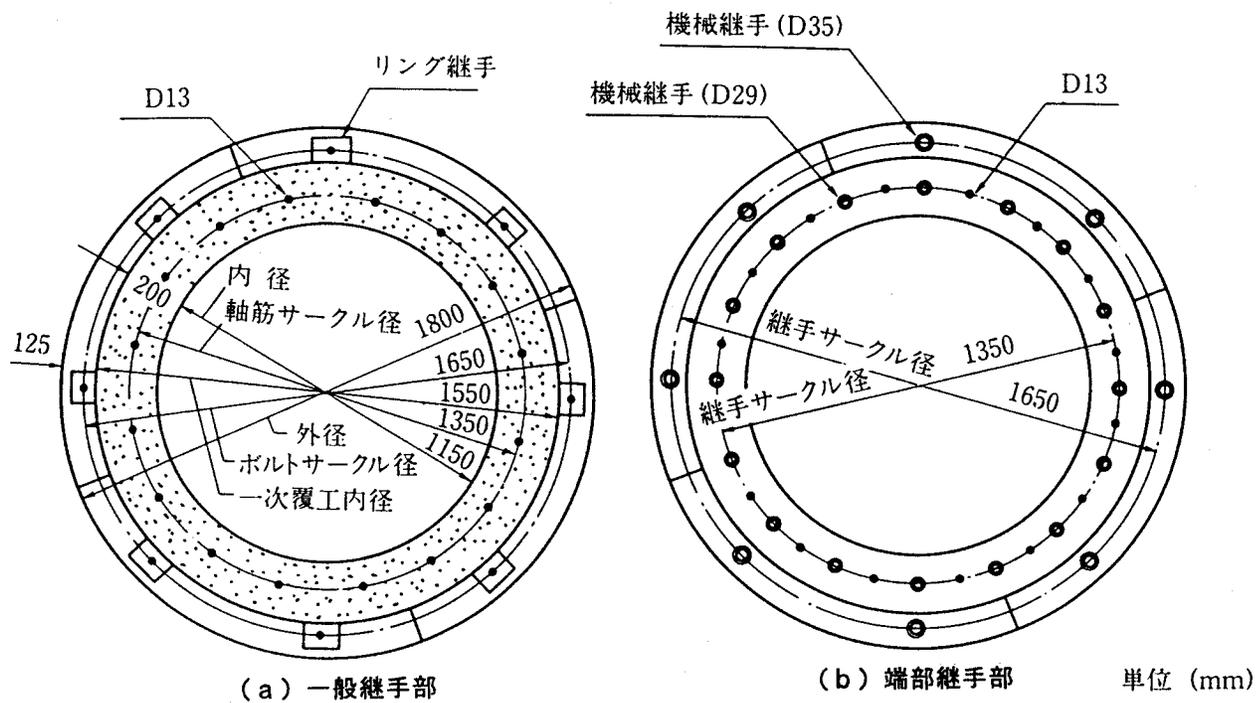


図4.6 Eタイプ供試体断面図

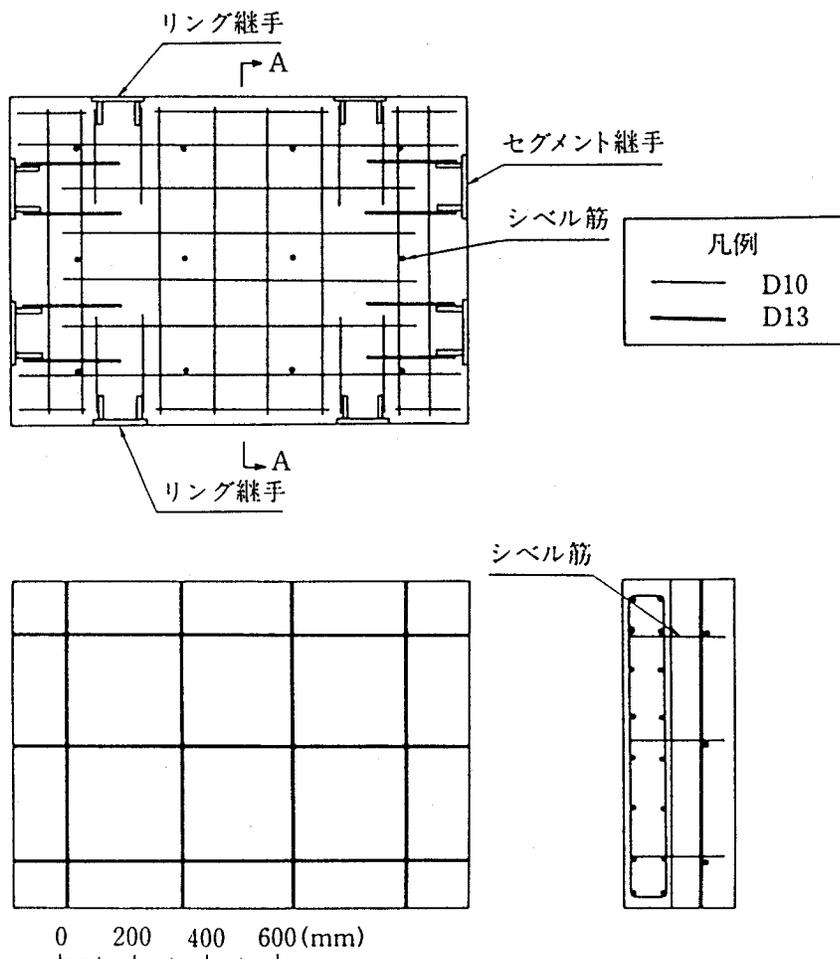


図4.7 Eタイプ供試体セグメント配筋図

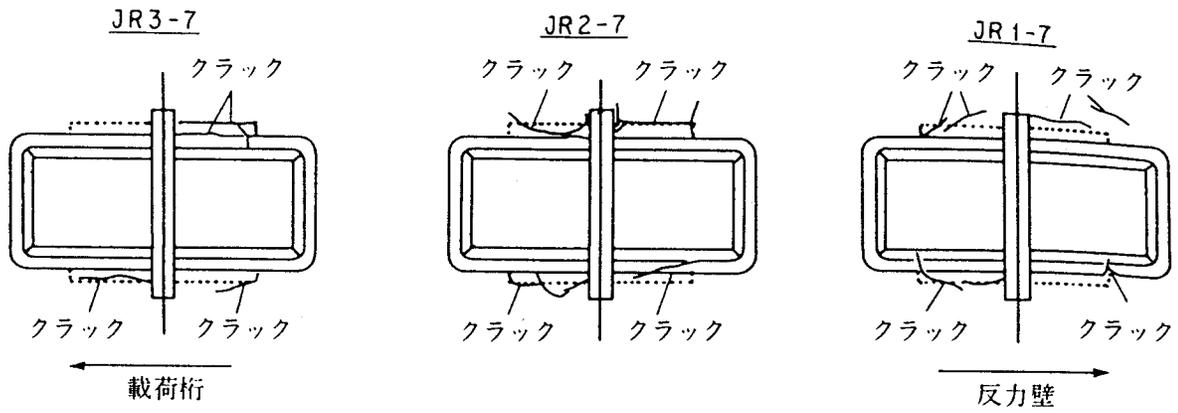


図4.8 Dタイプ供試体の初期クラック（軸力載荷用供試体）

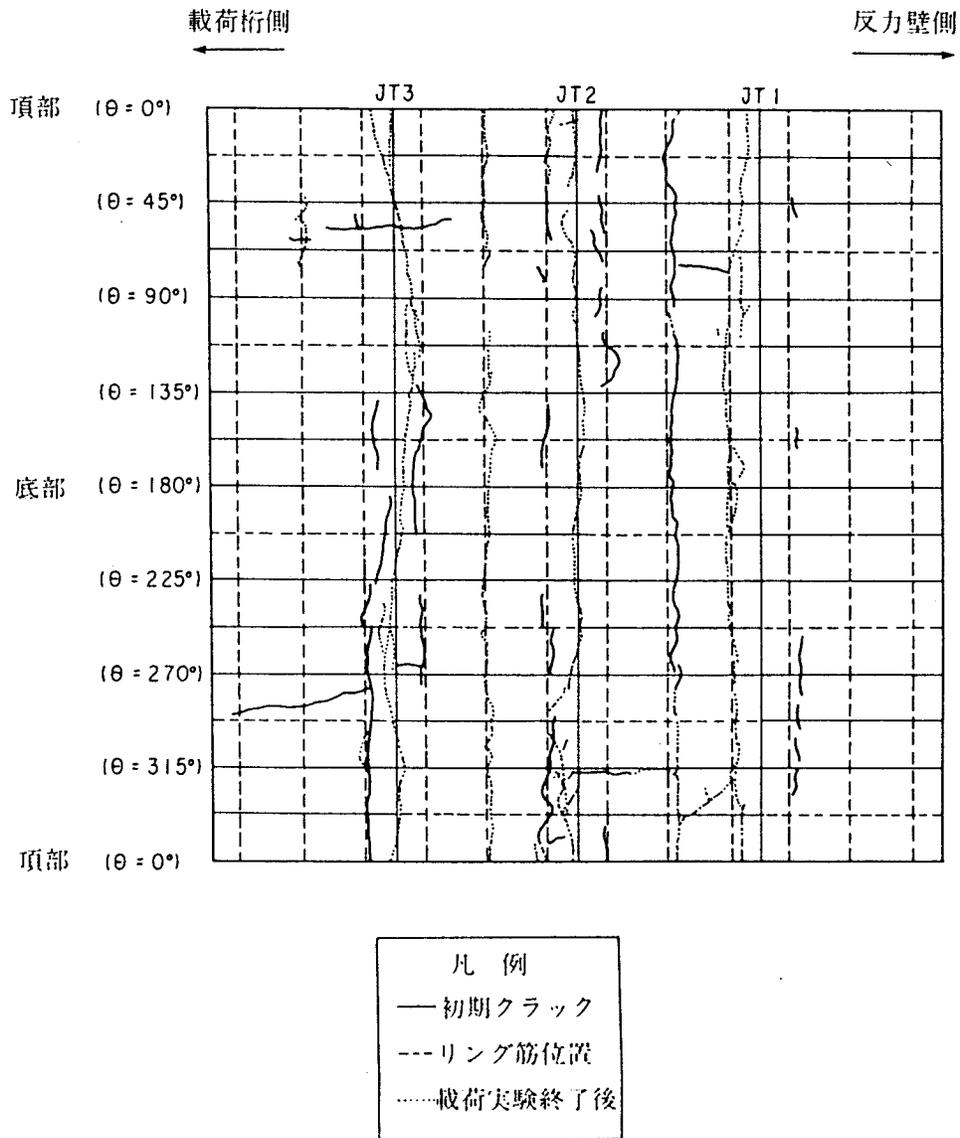
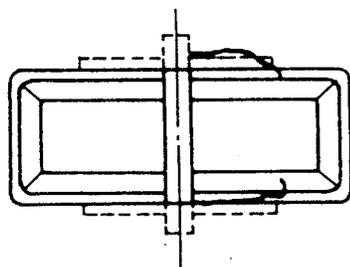
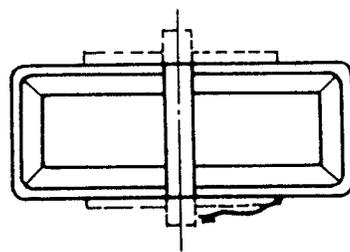


図4.9 Eタイプ供試体の初期クラック（軸力載荷用供試体）



(a) JR3-3



(b) JR3-7

図4. 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）

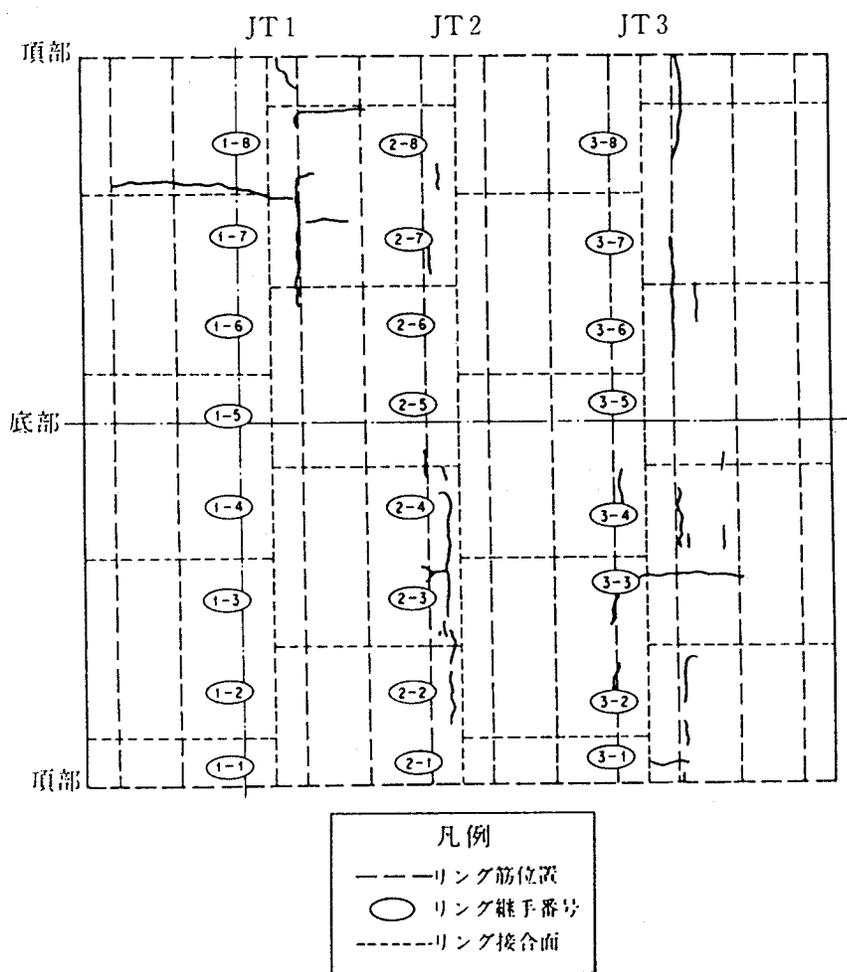


図4. 11 Eタイプ供試体の初期クラック（曲げモーメント載荷用供試体）

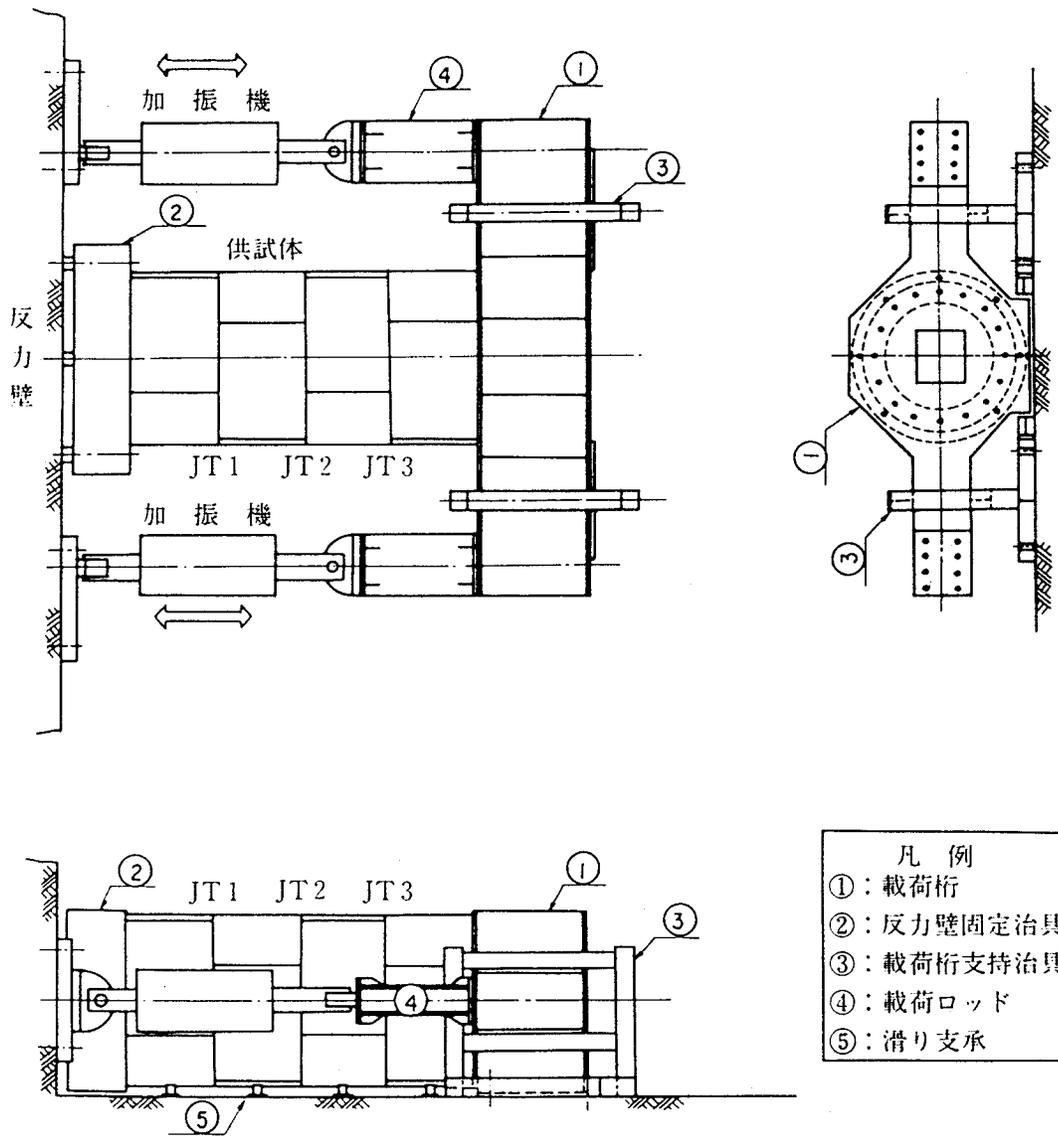
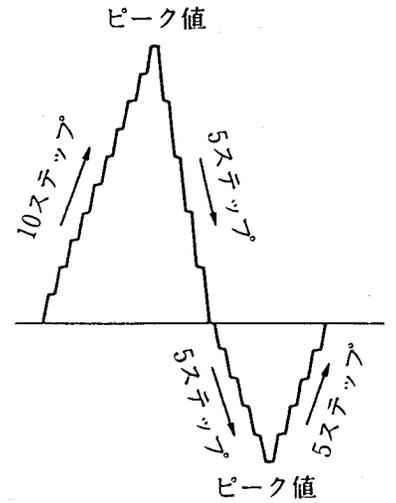
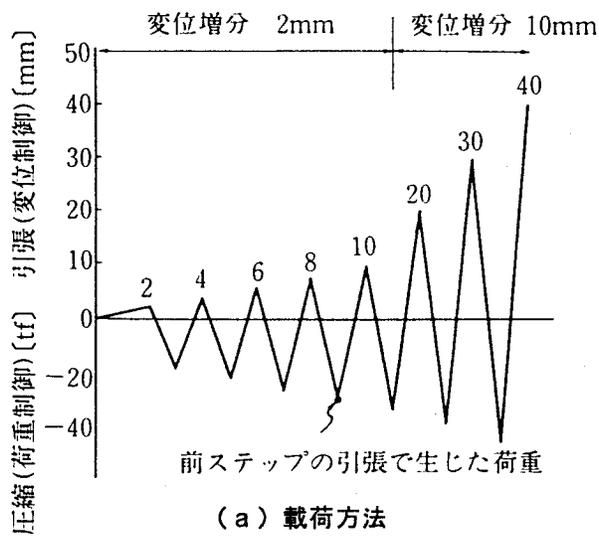


図4. 12 載荷装置（軸力及び曲げモーメント載荷実験）



(a) 荷重方法

(b) 各荷重段階における荷重ステップ

図4.13 Dタイプ供試体の荷重条件(軸力荷重実験)

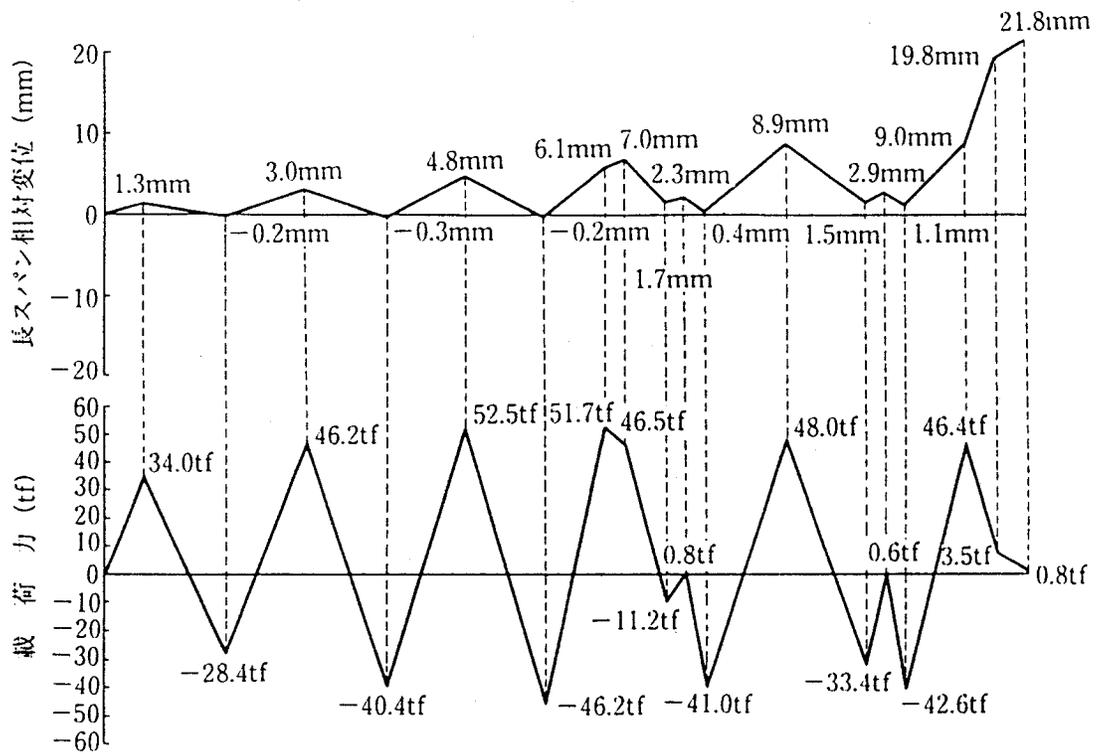
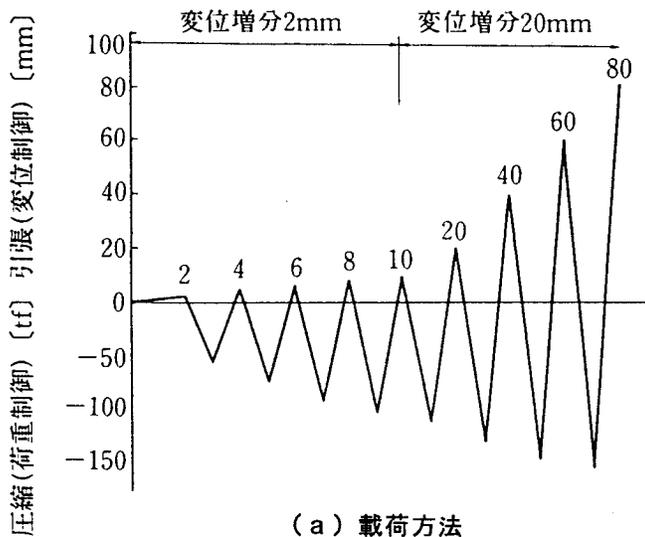
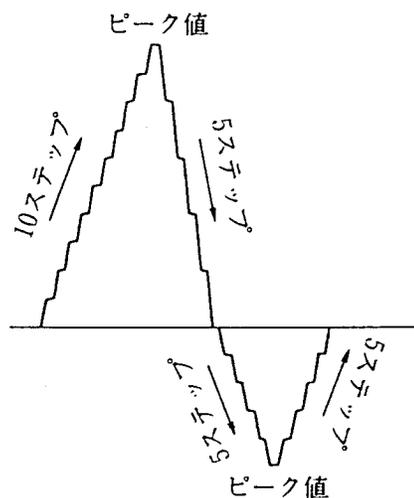


図4.14 Dタイプ供試体の荷重パターン(軸力荷重実験)



(a) 荷重方法



(b) 各荷重段階における荷重ステップ

図4. 15 Eタイプ供試体の荷重条件(軸力荷重実験)

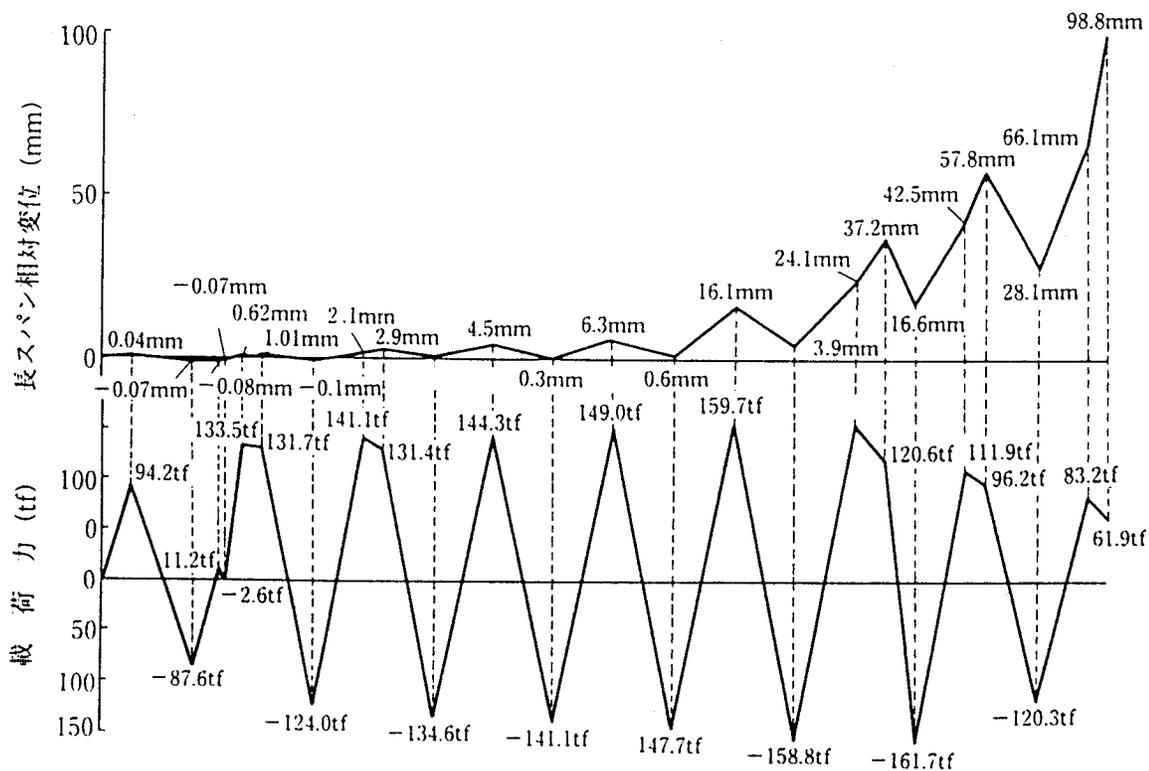


図4. 16 Eタイプ供試体の荷重パターン(軸力荷重実験)

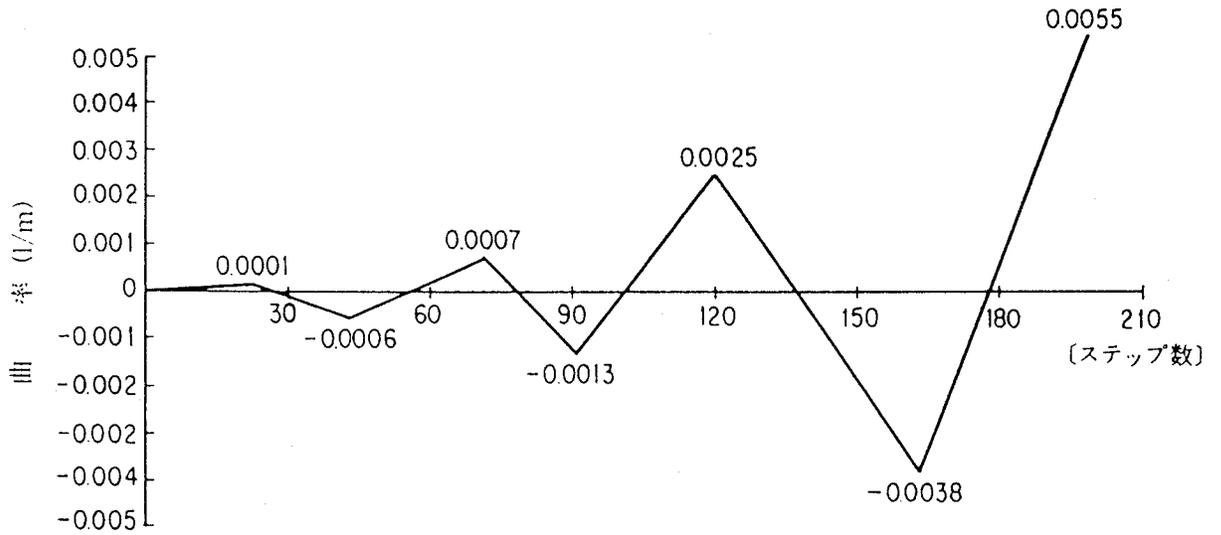
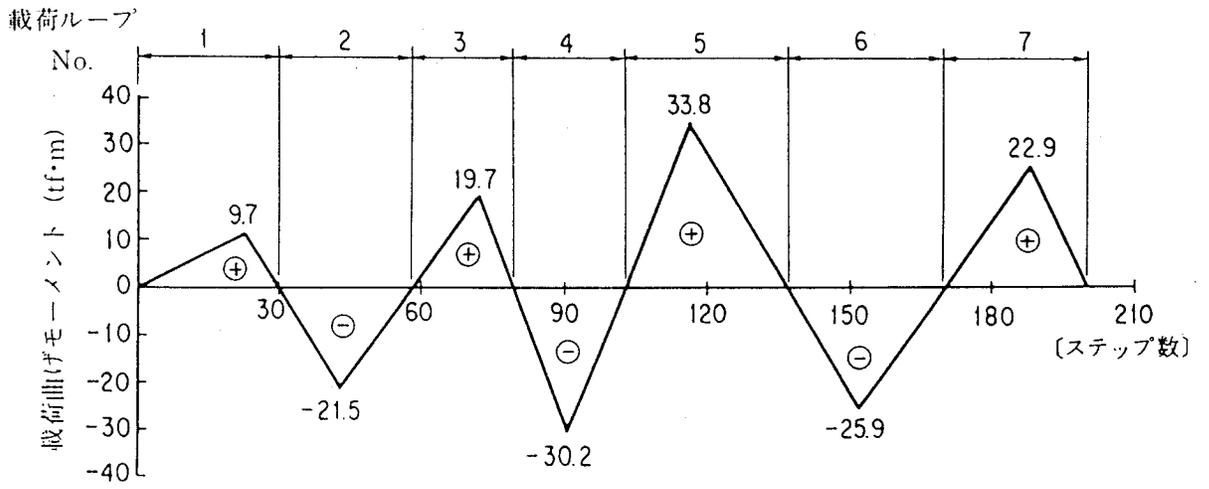


図4. 17 Dタイプ供試体の载荷パターン (曲げモーメント载荷実験)

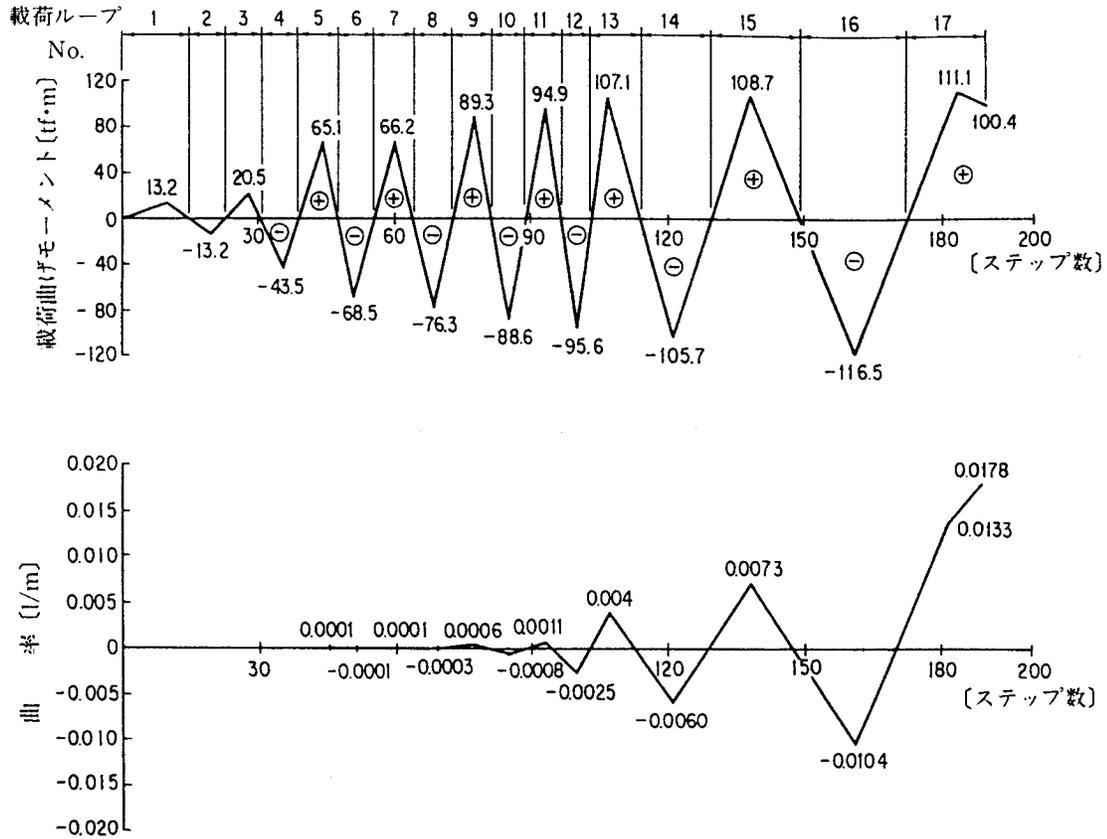


図4. 18 Eタイプ供試体の载荷パターン（曲げモーメント载荷実験）

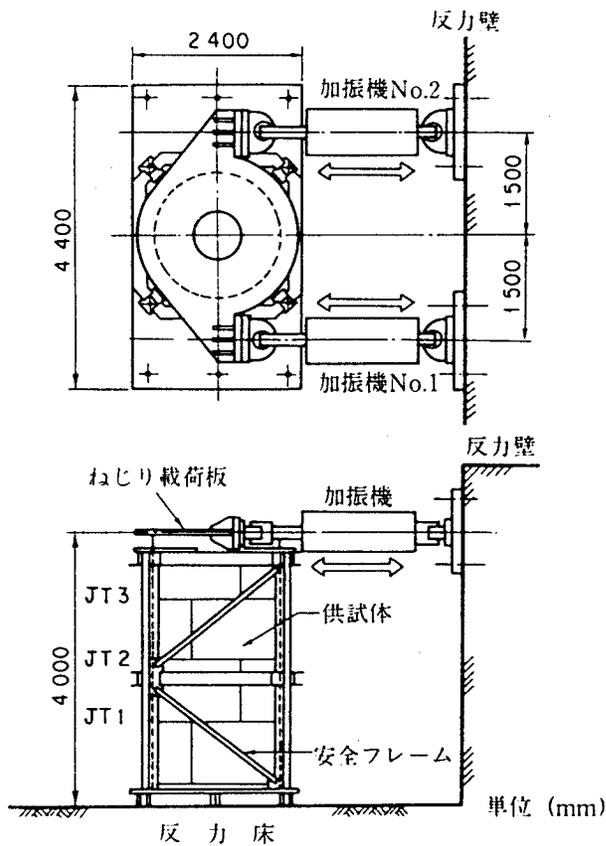


図4. 19 载荷装置（ねじりモーメント载荷実験）

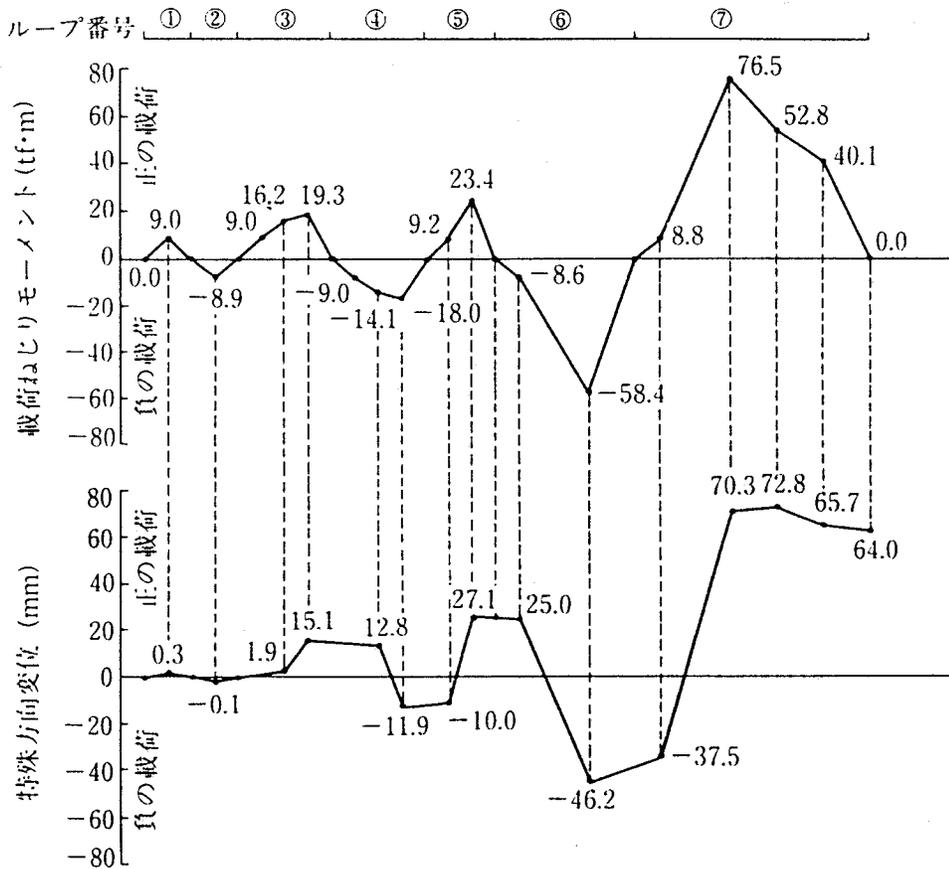


図4. 20 Dタイプ供試体の載荷パターン (ねじりモーメント載荷実験)

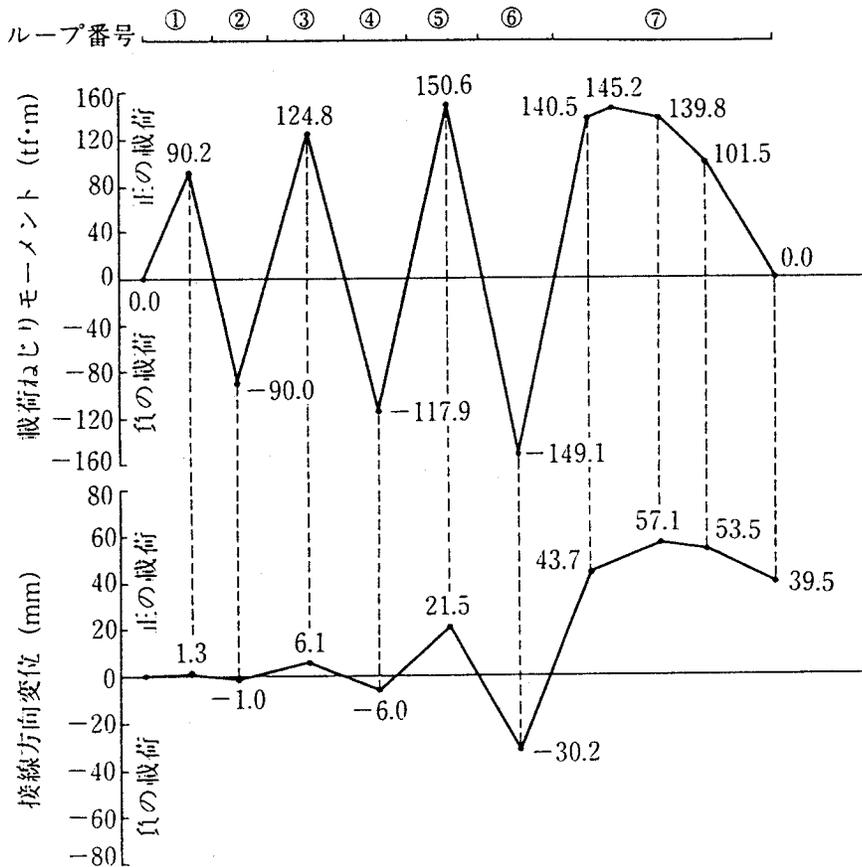
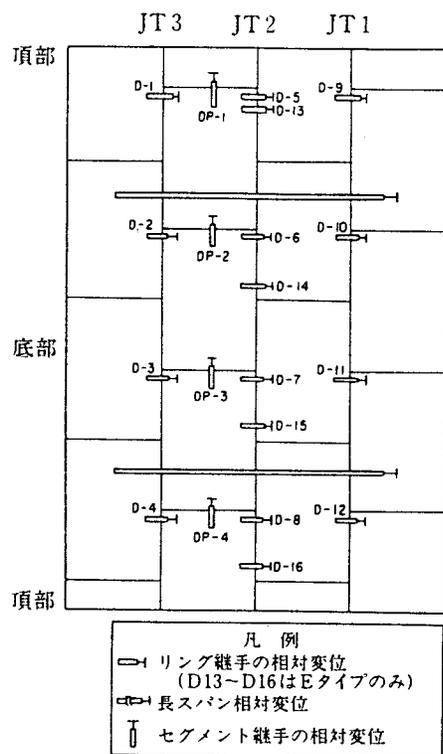
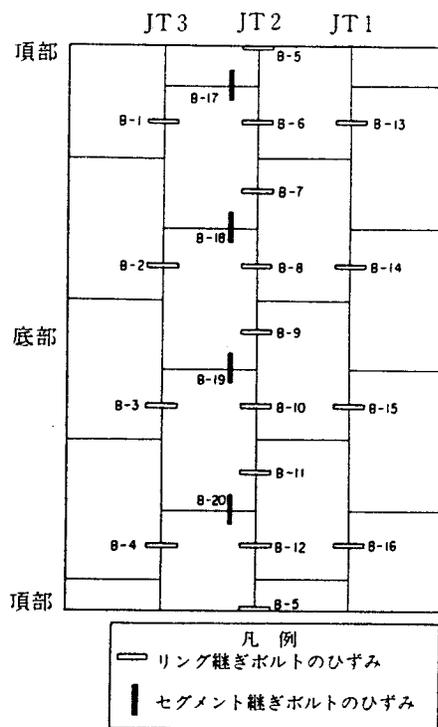


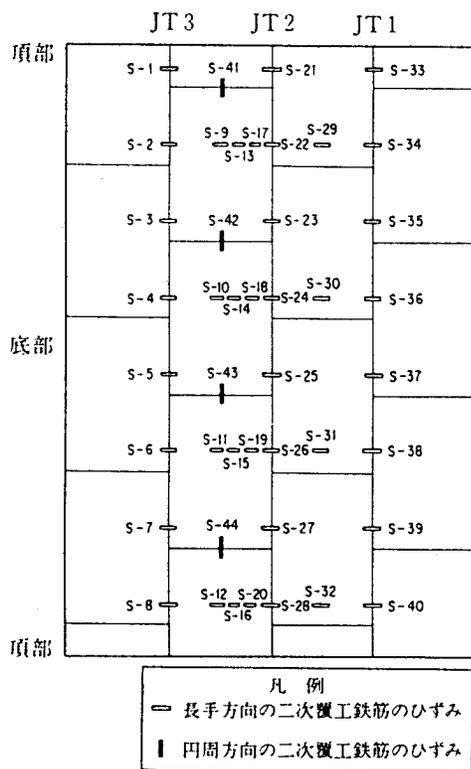
図4. 21 Eタイプ供試体の載荷パターン (ねじりモーメント載荷実験)



(a) 変位



(b) 継ぎボルトのひずみ



(c) 二次覆工鉄筋のひずみ

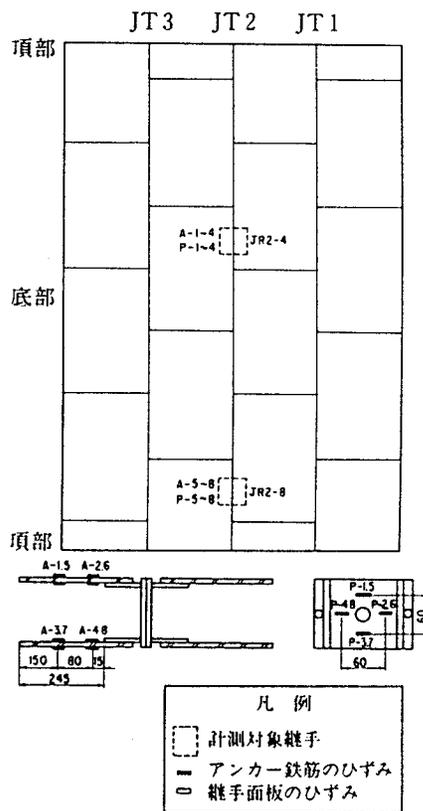


図4. 22 計測器配置図 (軸力載荷実験)

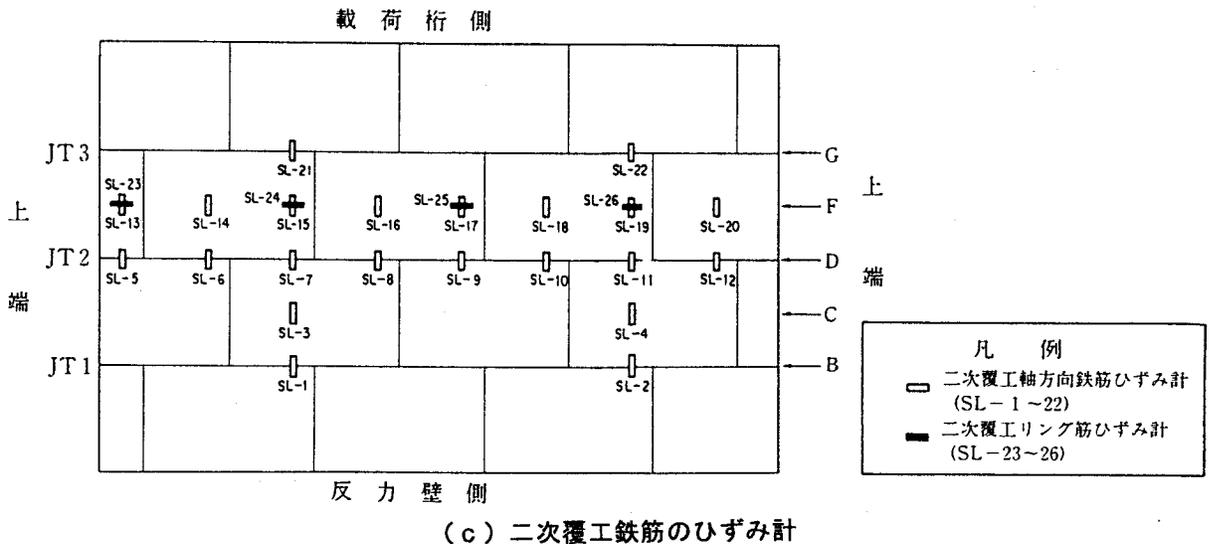
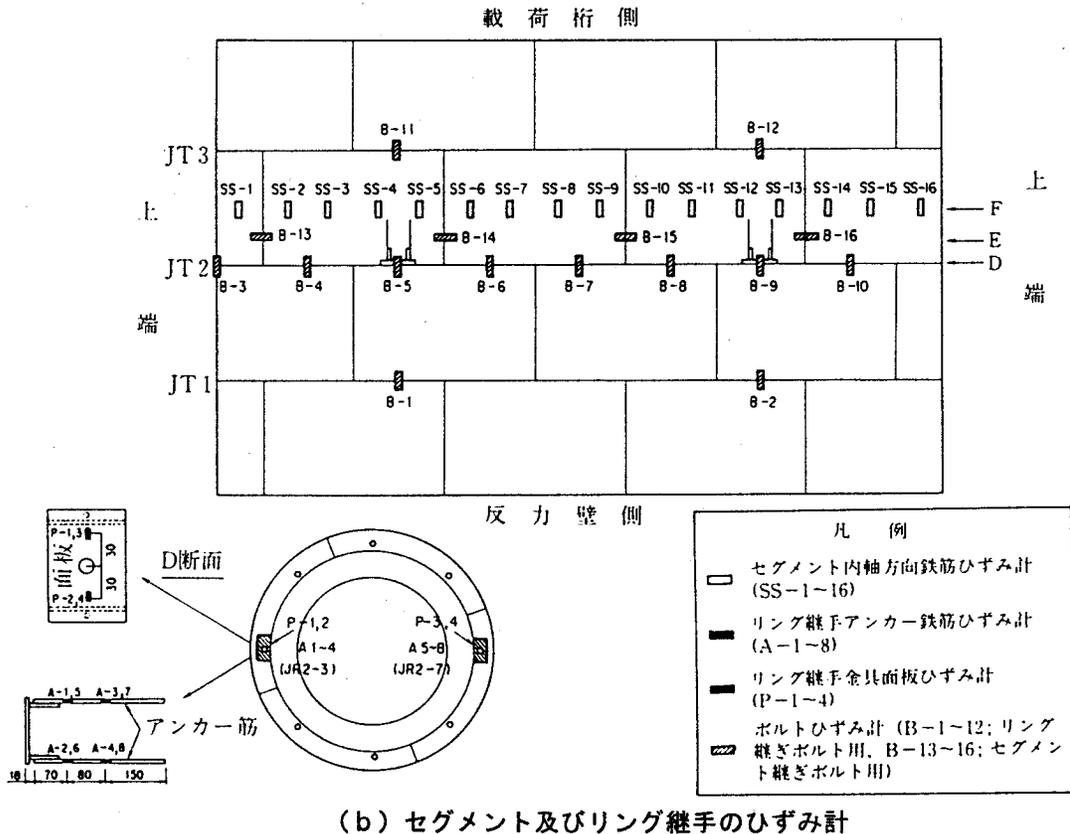
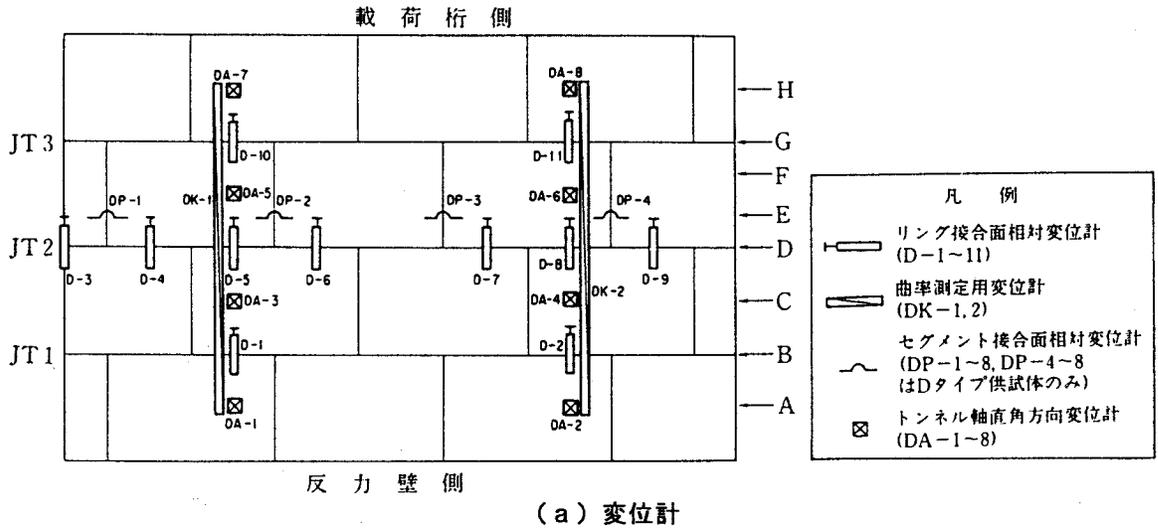


図4. 23 計測器配置図(曲げモーメント載荷実験)

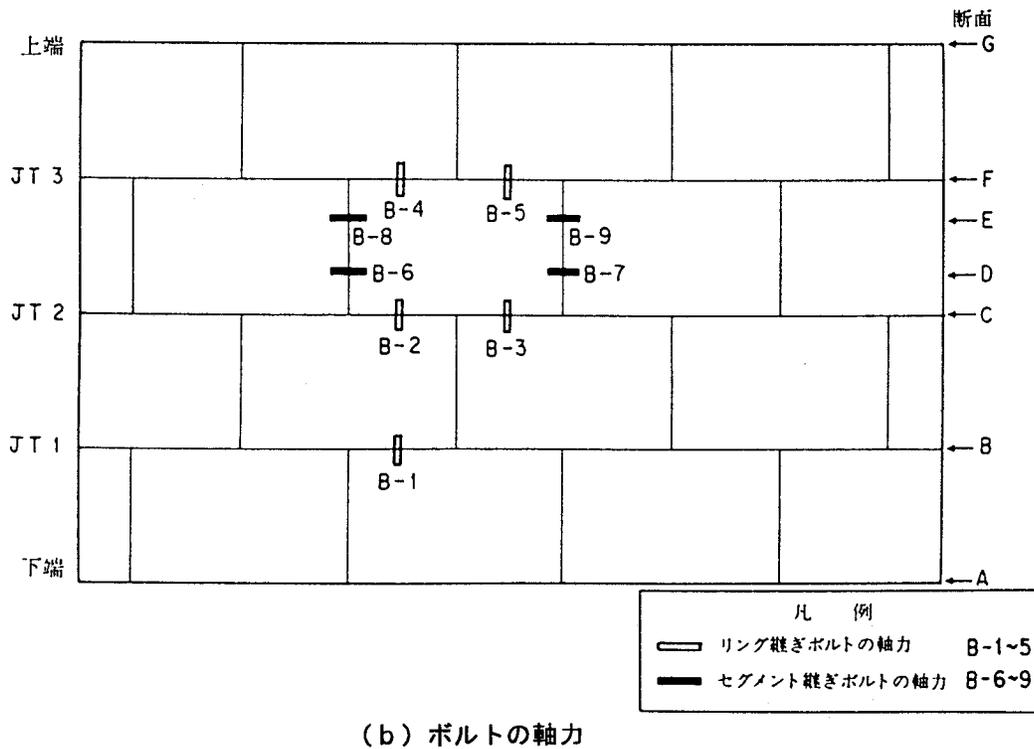
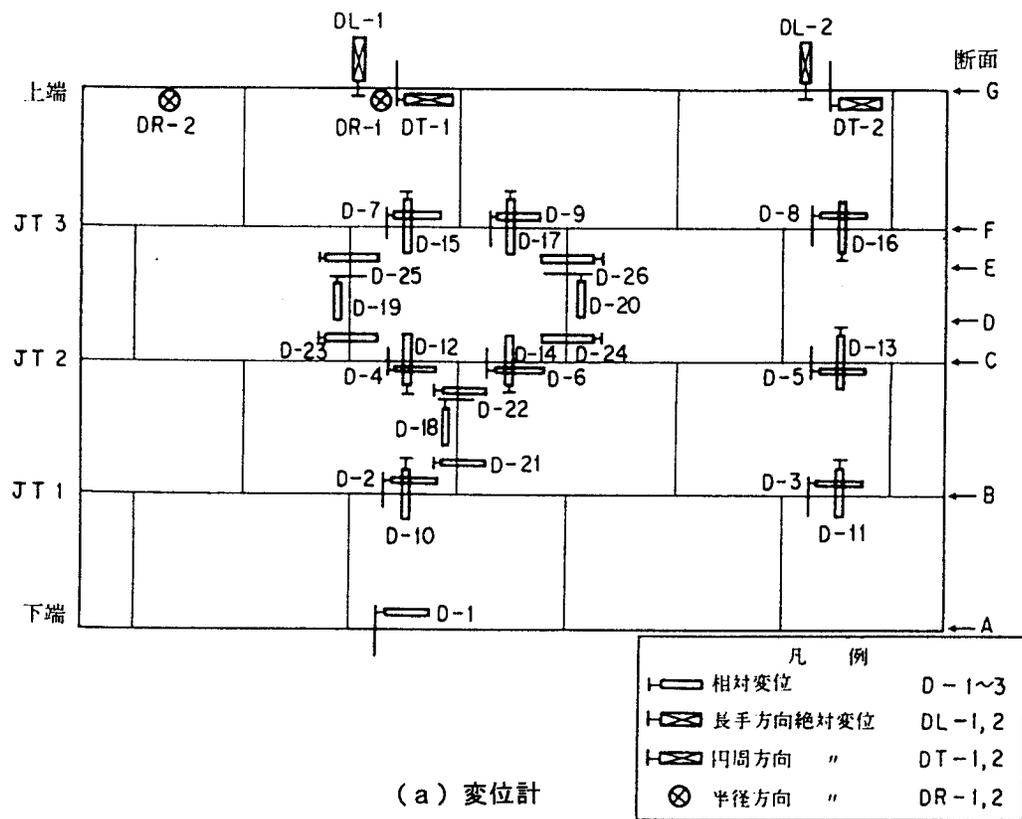


図4.24 計測器配置図 (ねじりモーメント載荷実験)

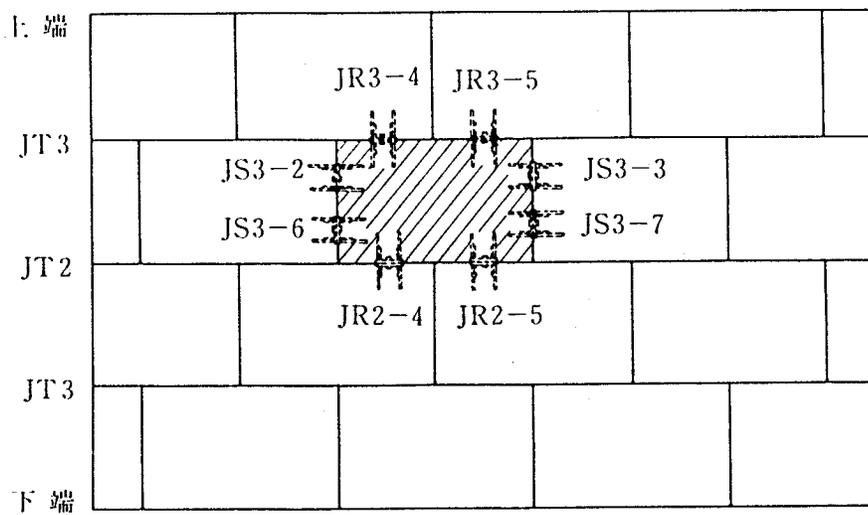


図4. 25 着目したセグメント（ねじりモーメント载荷実験）

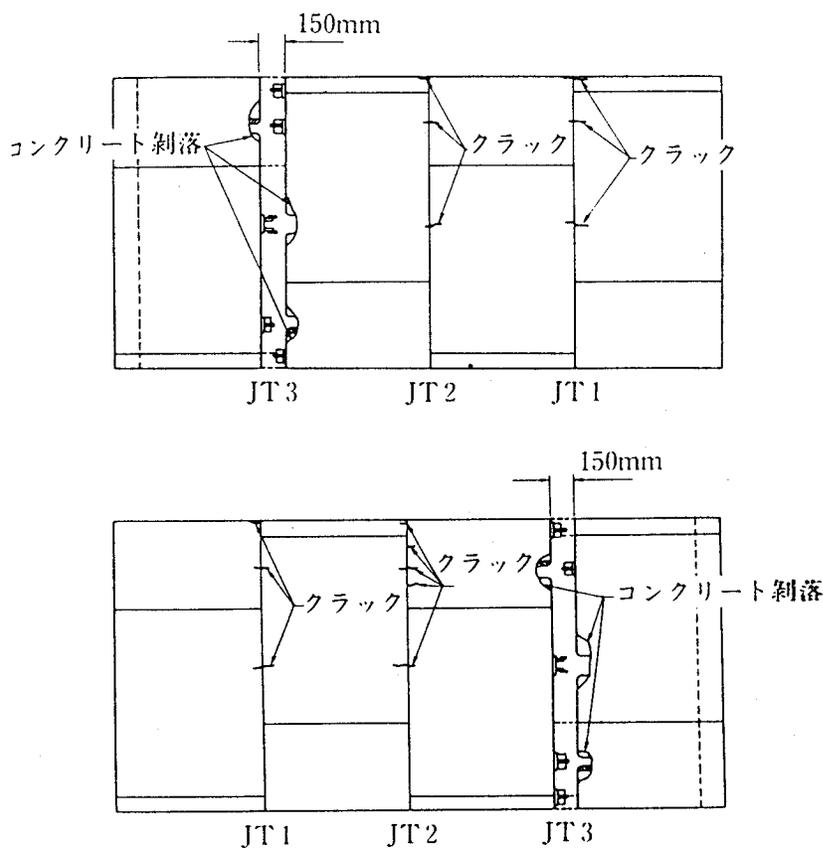


図4. 26 Dタイプ供試体の破壊状況（軸力载荷実験）

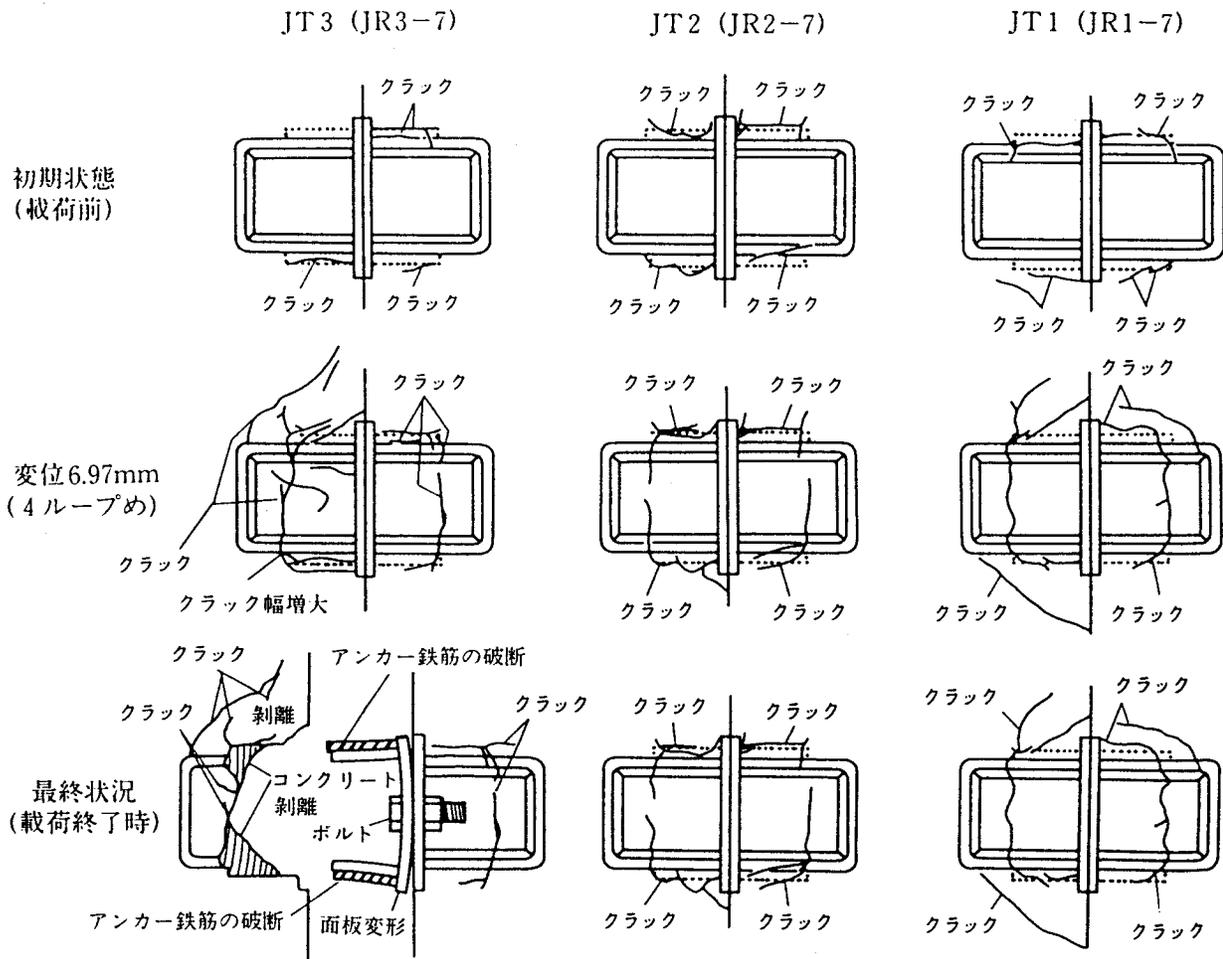


図4.27 リング継手周辺のクラックの進展状況

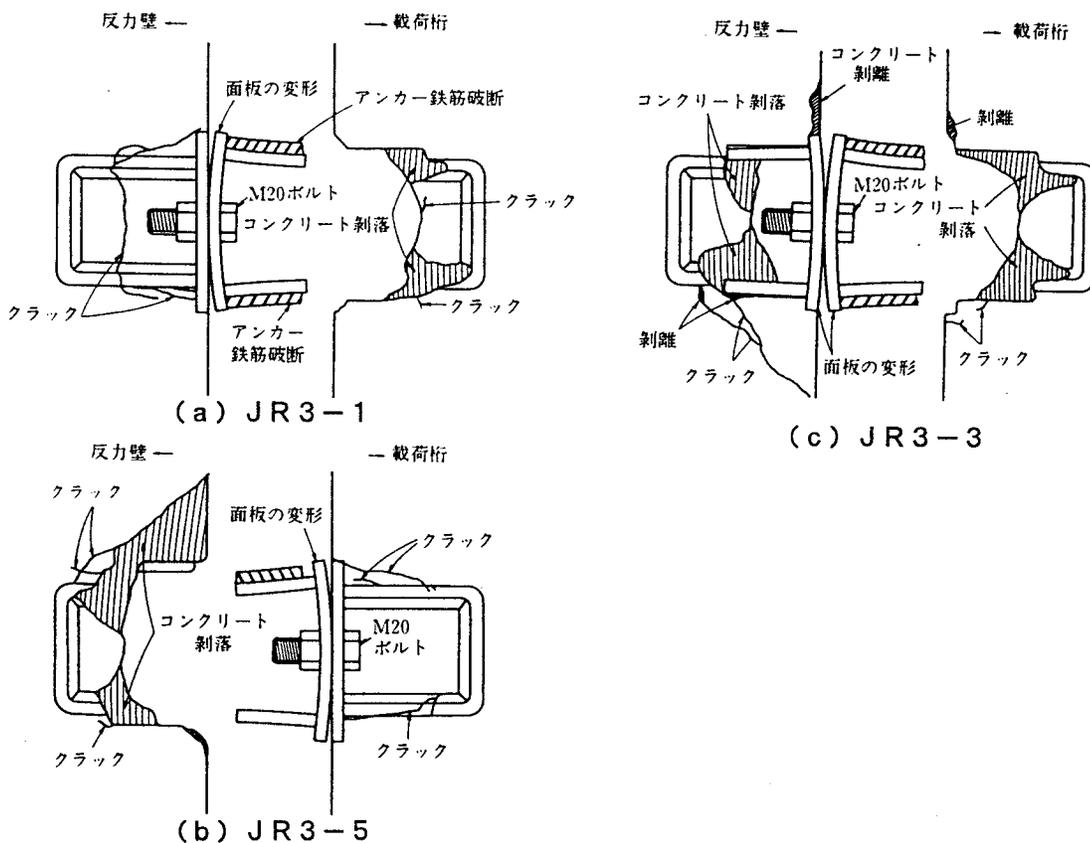


図4.28 リング継手の破壊状況 (リング接合面JT3)

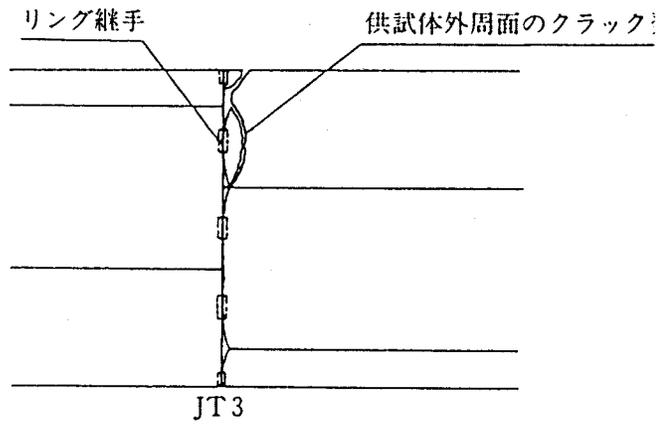


図4. 29 供試体の外周面に生じたクラック

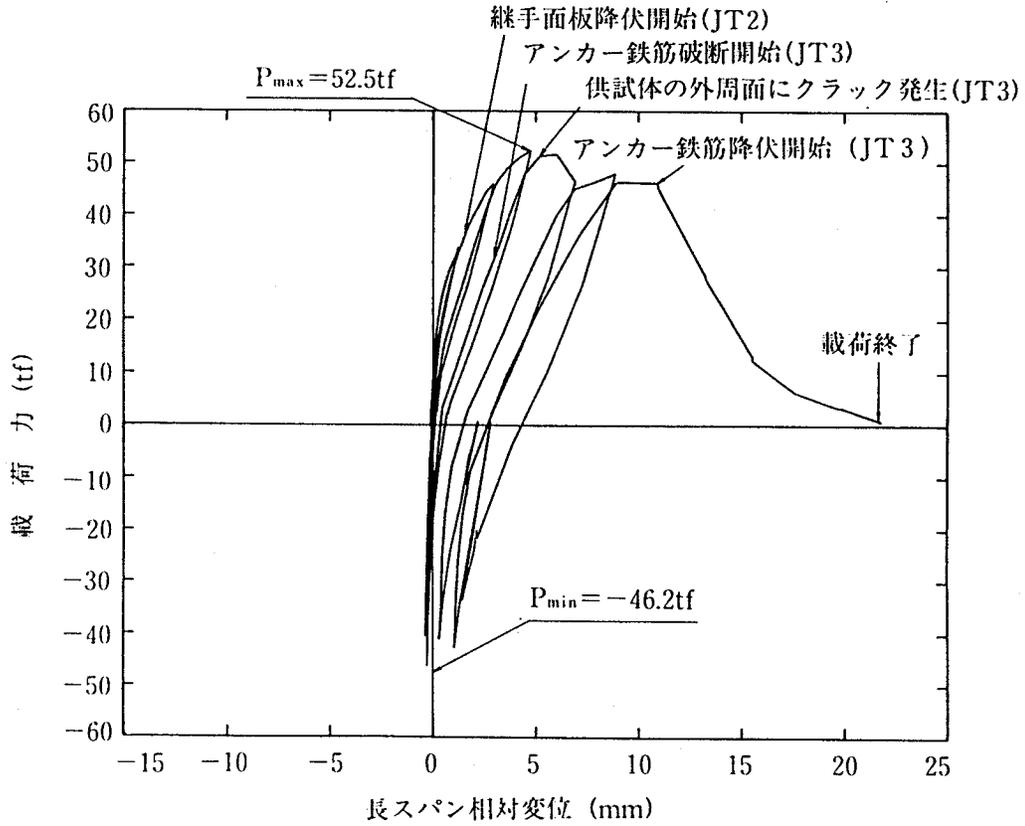


図4. 30 Dタイプ供試体の載荷履歴 (軸力載荷実験)

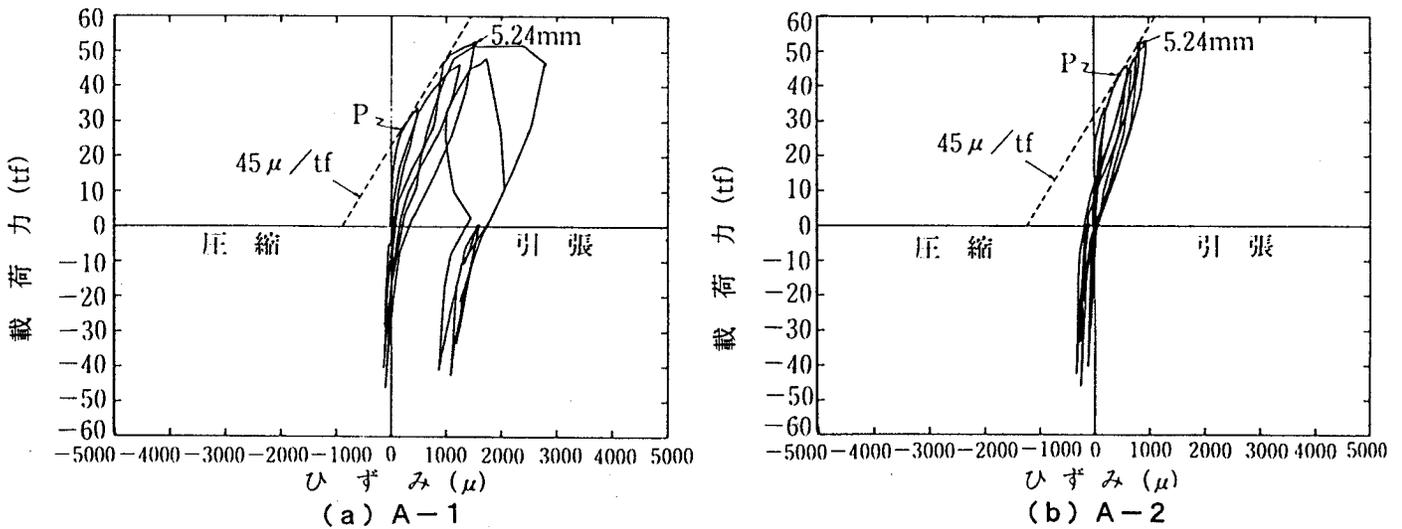


図4. 31 アンカー鉄筋のひずみの載荷履歴

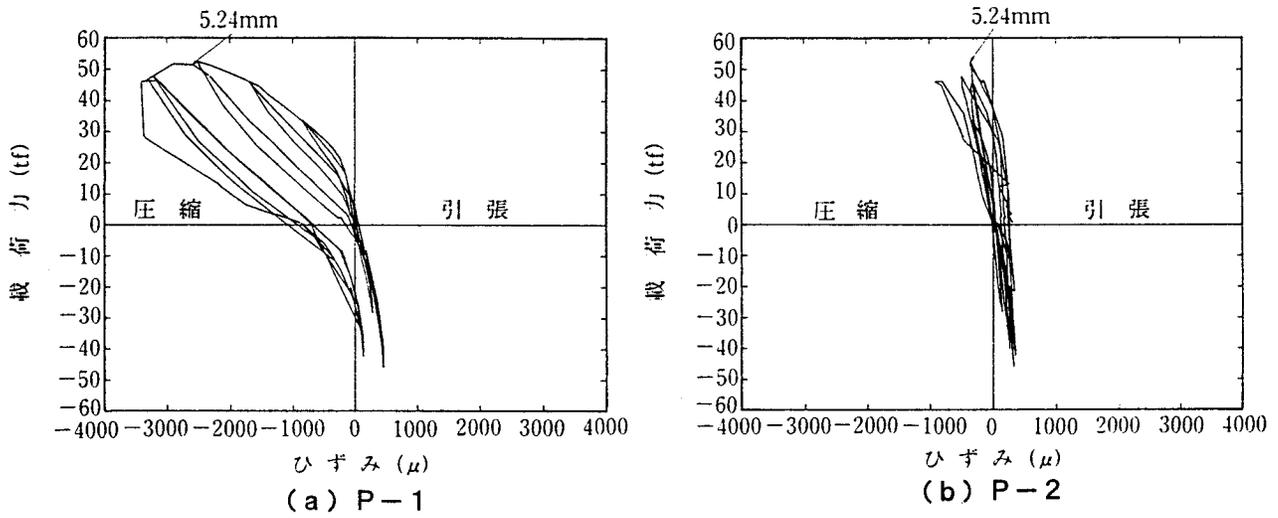


図4.32 リング継手金具面板のひずみの載荷履歴

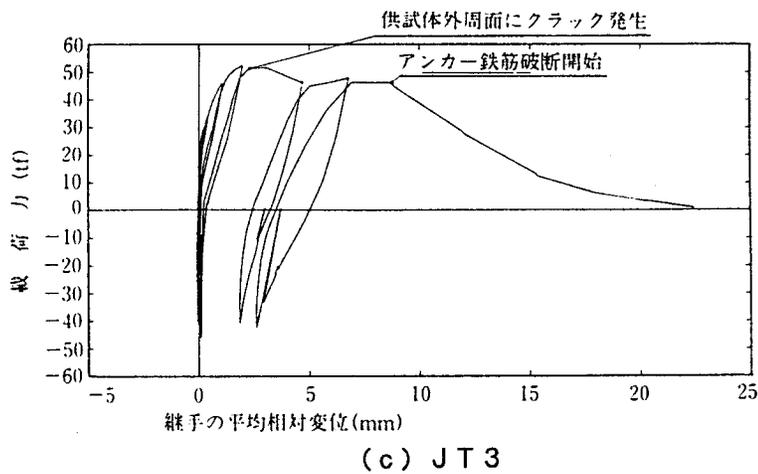
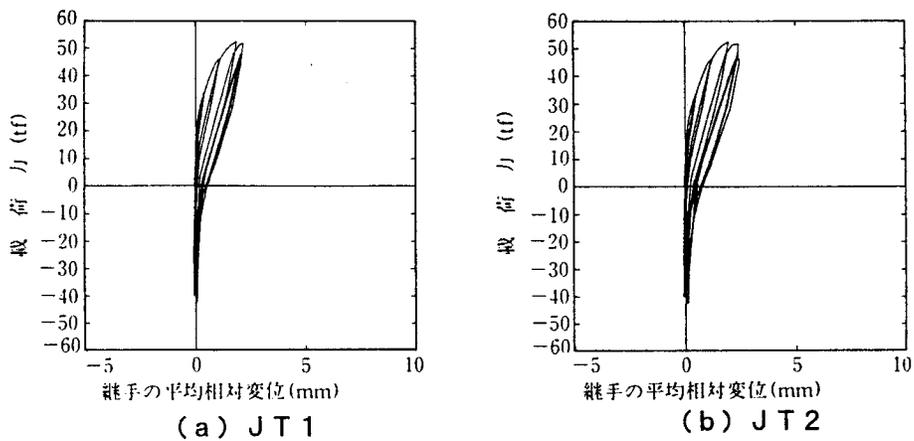
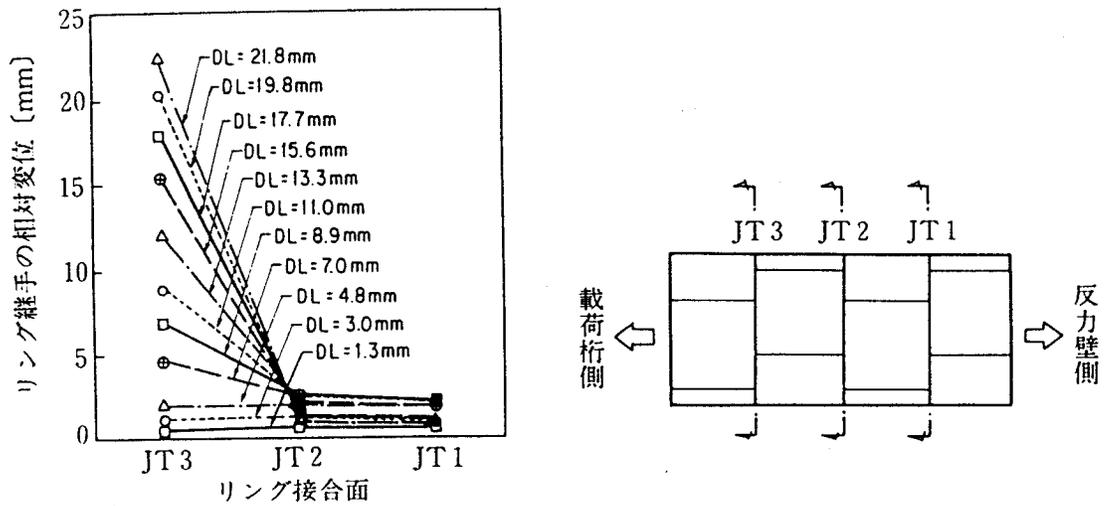
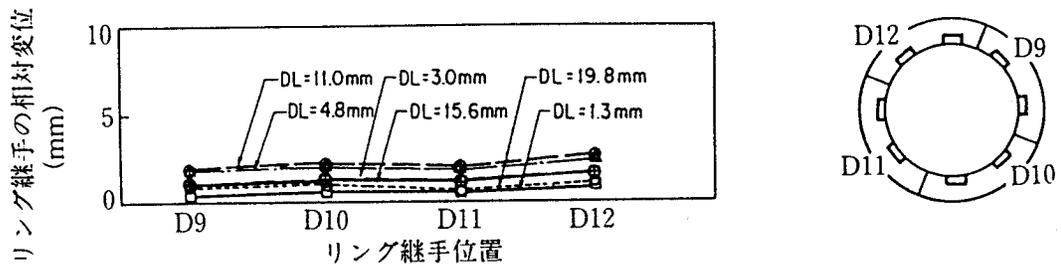


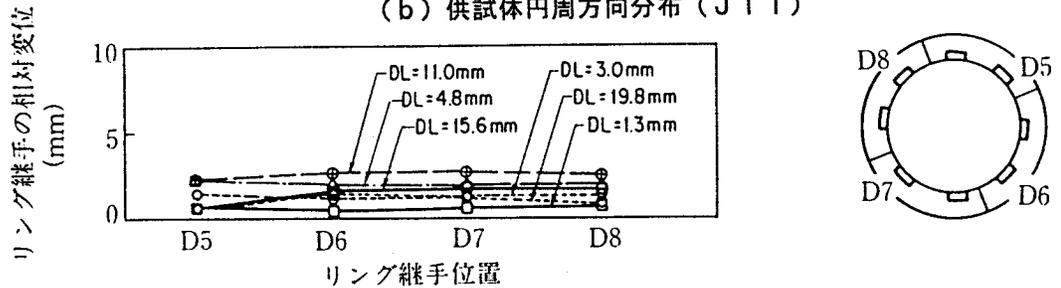
図4.33 リング継手の相対変位の履歴図



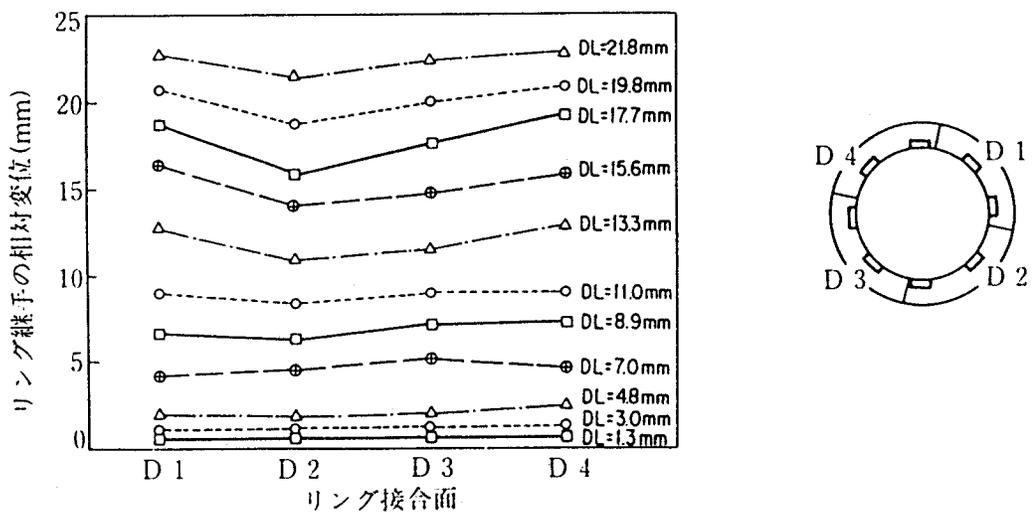
(a) 供試体軸方向分布



(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4.34 荷重ステップに伴うリング継手の想定変位の分布

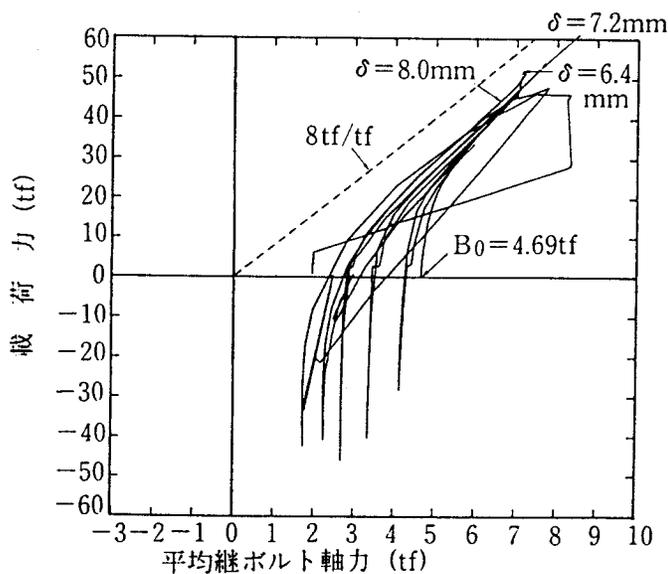


図4. 35 リング接合面における平均継ボルト軸力の載荷履歴 (JT3)

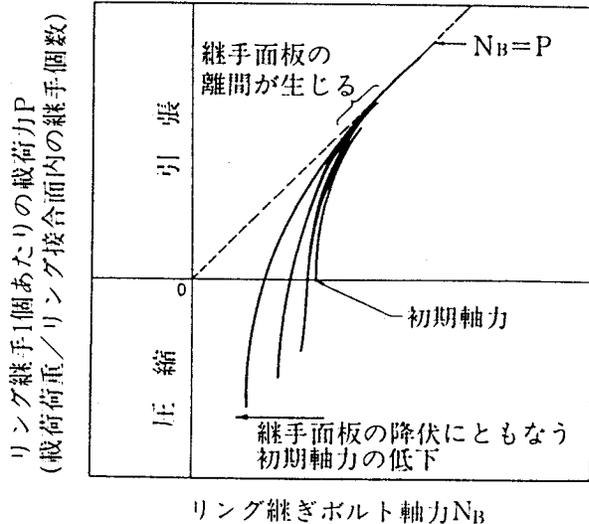


図4. 37 載荷力とリング継ボルトの軸力の関係 (模式図)

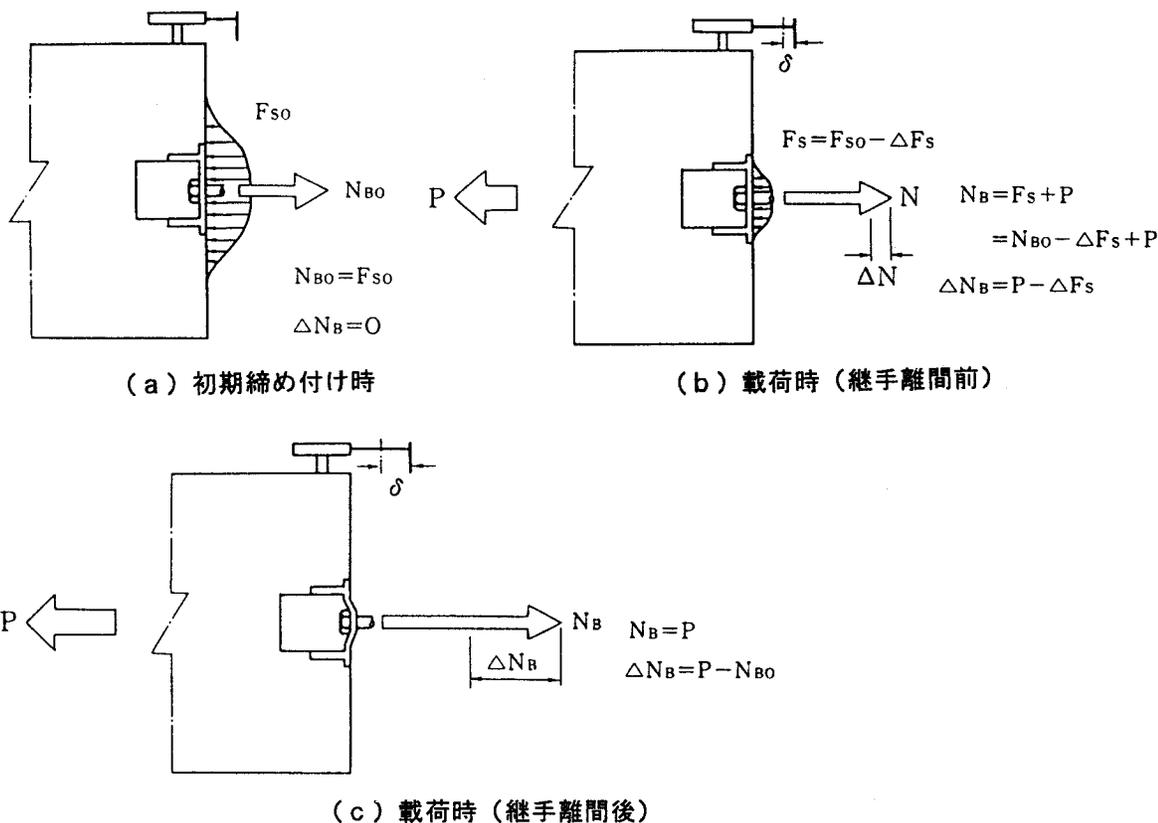


図4. 36 リング継手部の挙動 (模式図)

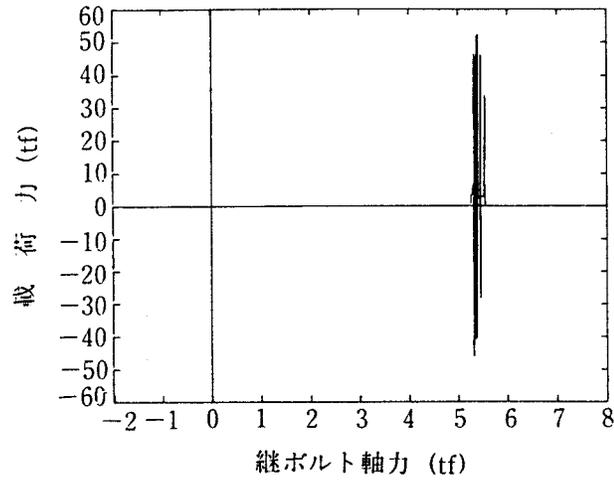


図4. 38 セグメント継ボルトの軸力の載荷履歴 (B-17)

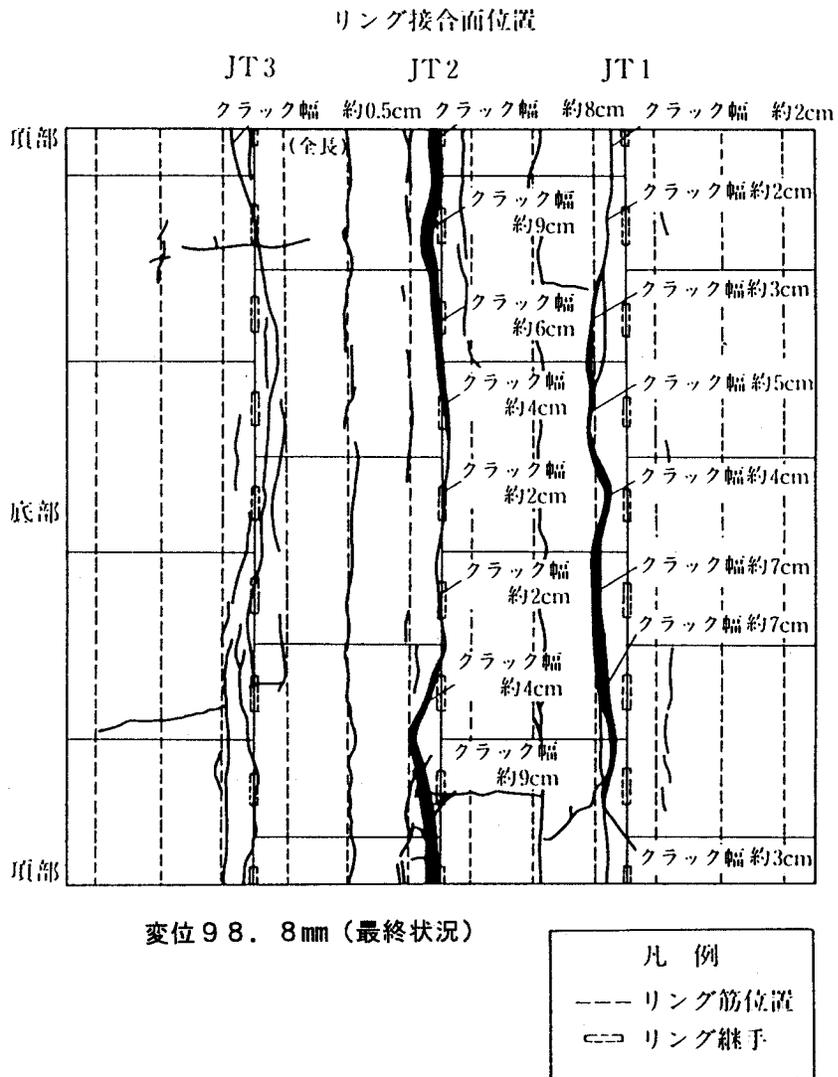


図4. 39 二次覆工に生じたクラックの進展状況 (軸力載荷実験)

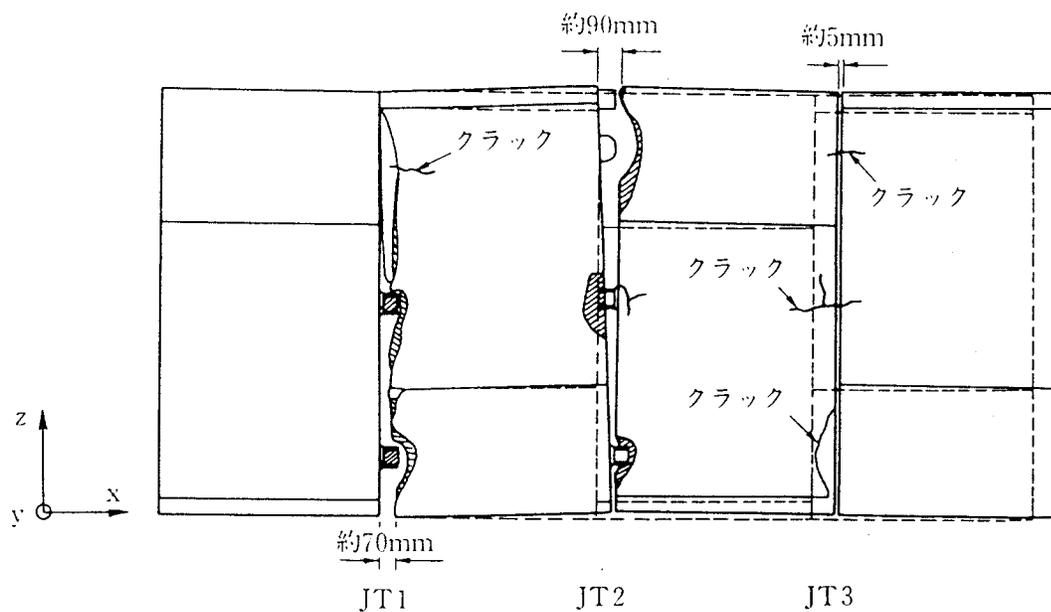
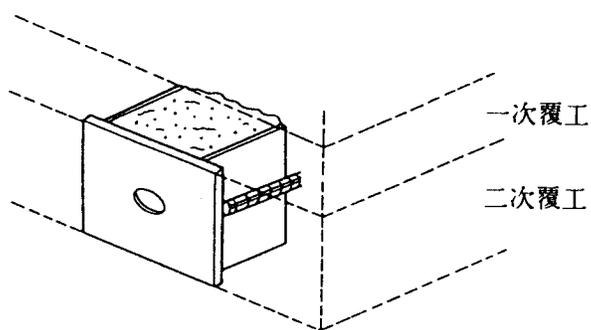
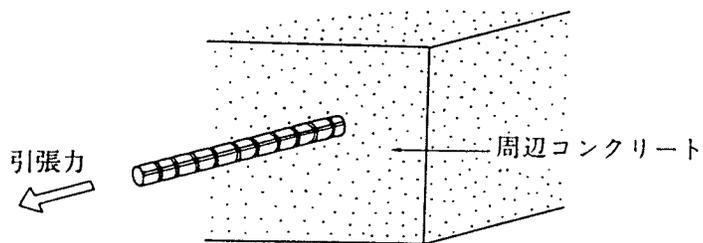


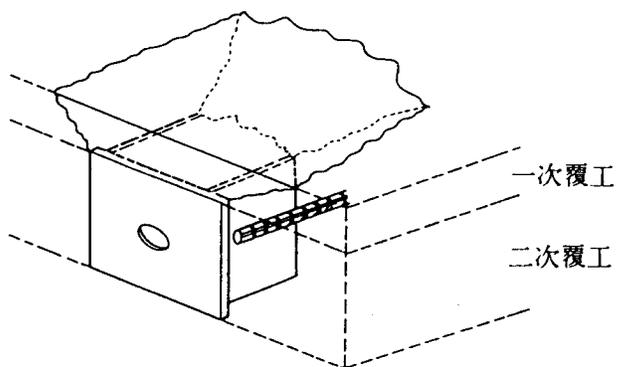
図4.40 Eタイプ供試体の破壊状況（軸力載荷実験）



(a) 周辺のコンクリートとの付着切れ

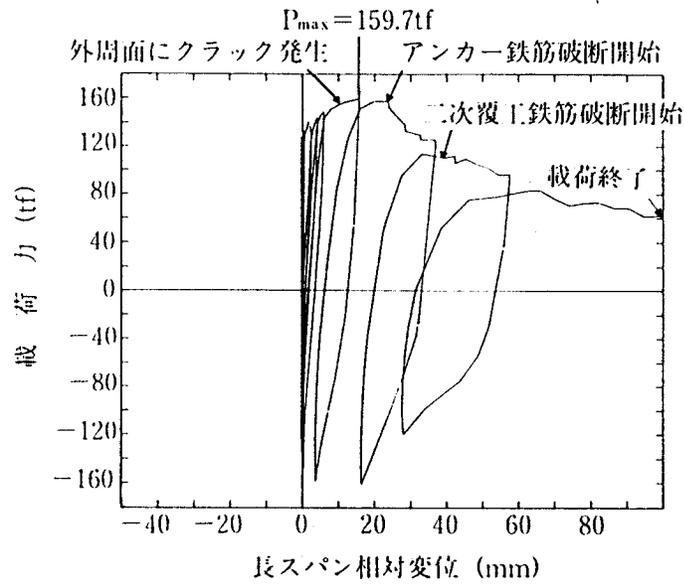


(c) アンカー鉄筋の状態

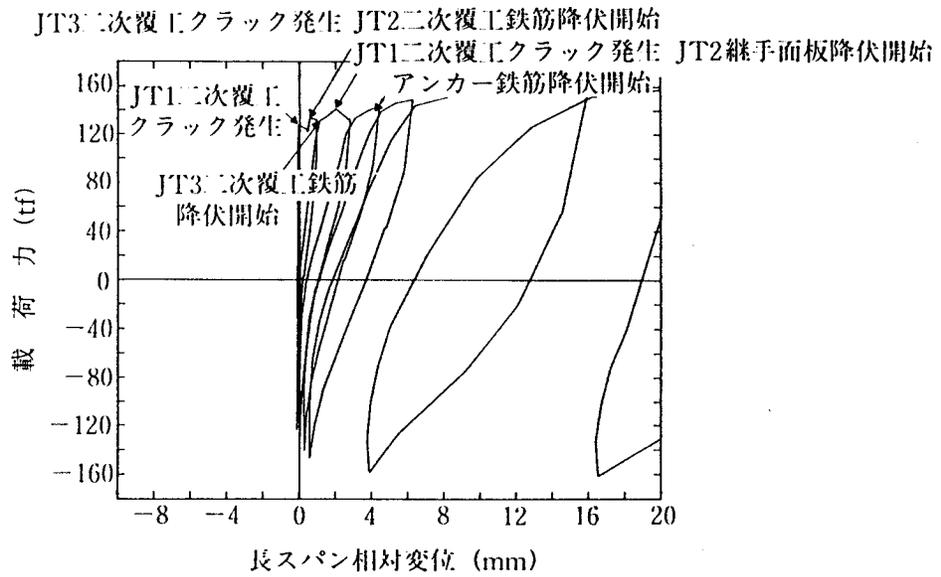


(b) 周辺のコンクリートとの付着切れ

図4.41 コンクリートの付着切れに伴うアンカー鉄筋の状態（模式図）

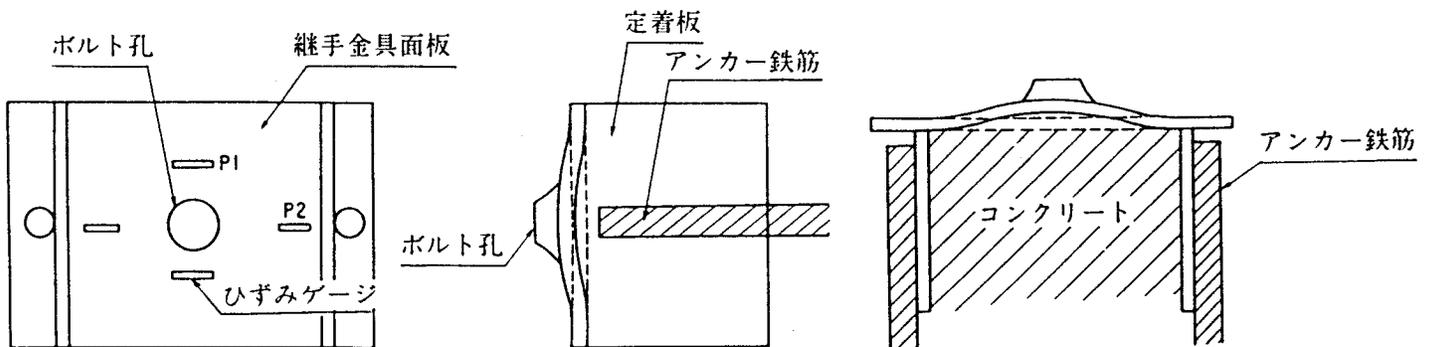
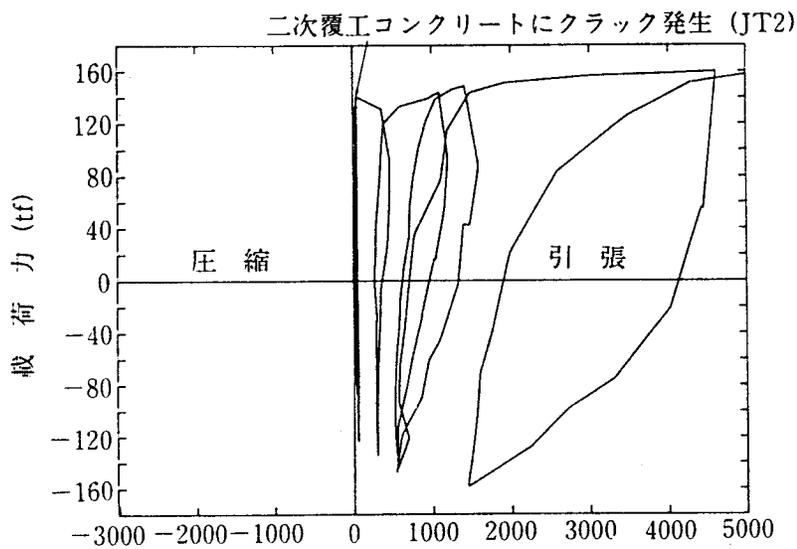
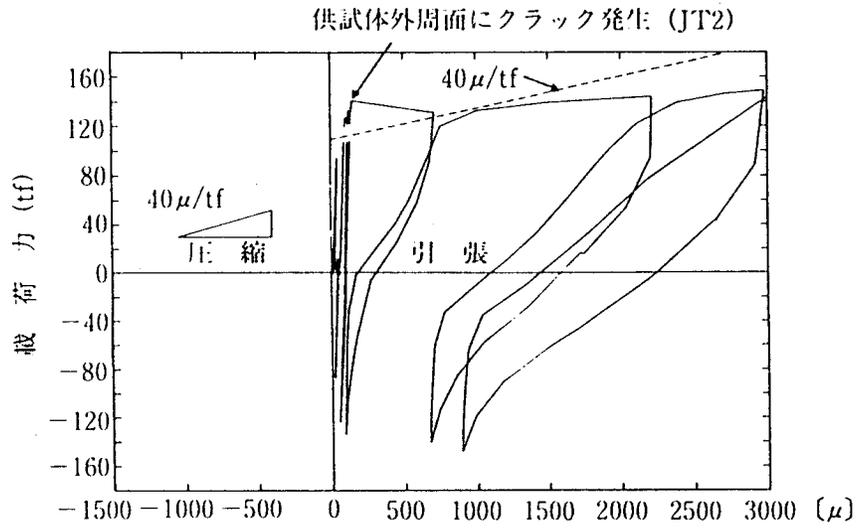


(a) 全体図



(b) 拡大図

図4.42 Eタイプ供試体の載荷履歴（軸力載荷実験）



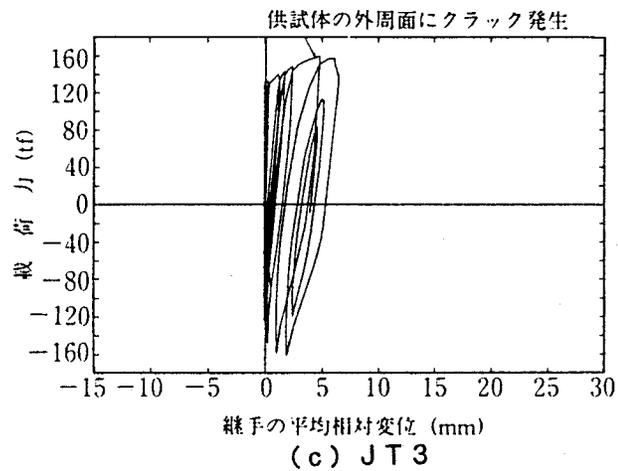
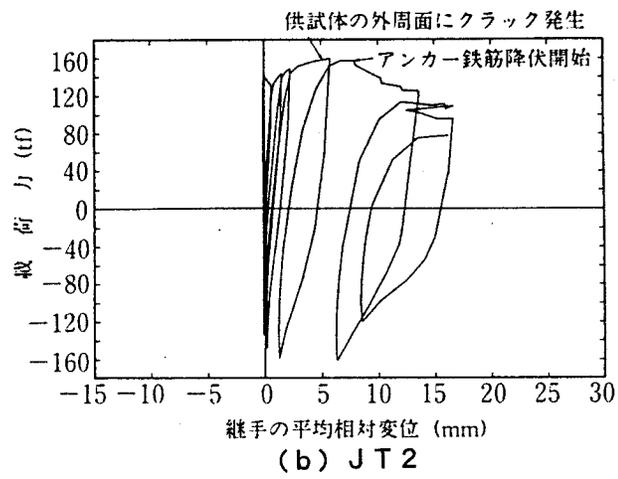
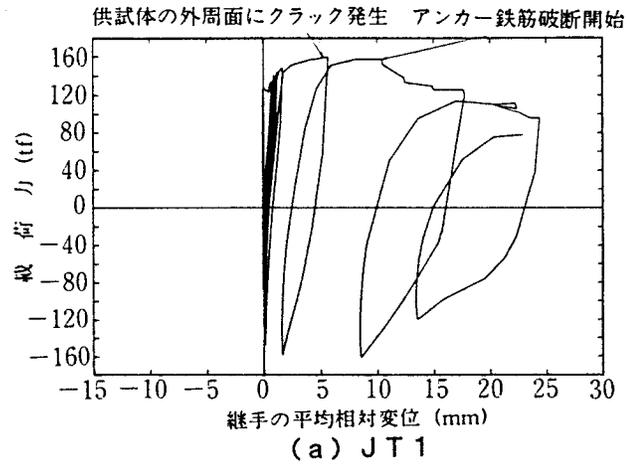
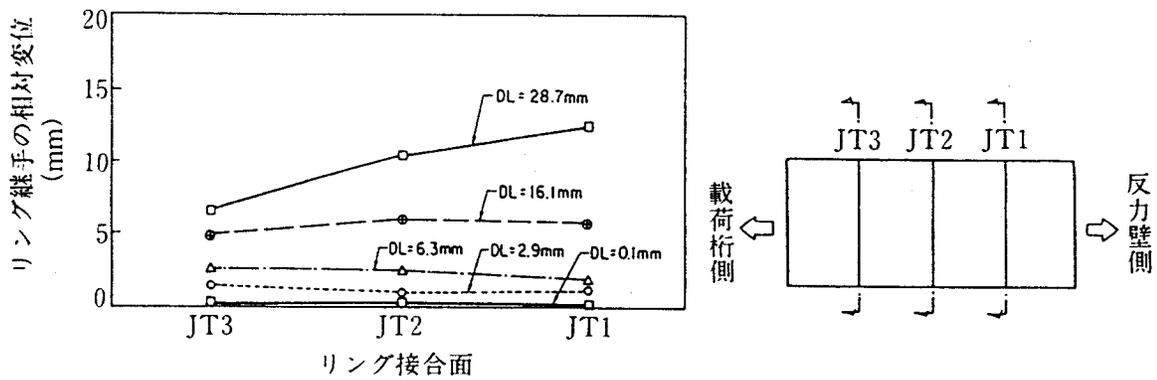
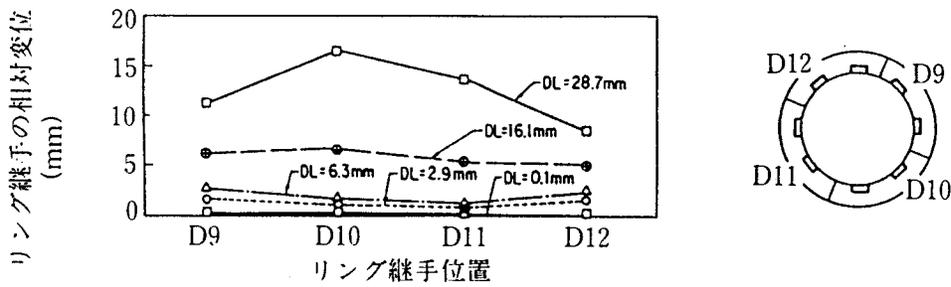


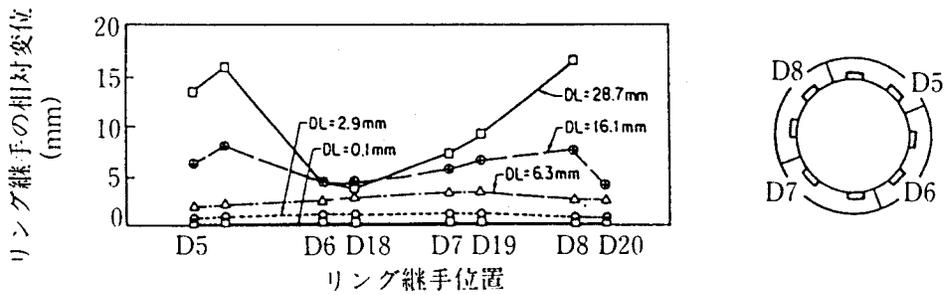
図4.46 リング継手の相対変位の載荷履歴



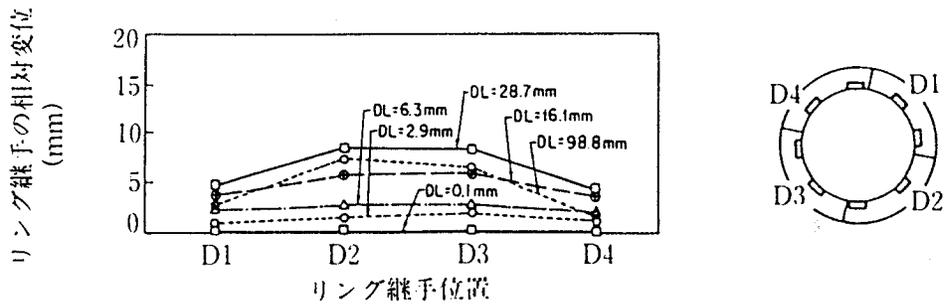
(a) 供試体軸方向分布



(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4. 47 載荷ステップに伴うリング継手の相対変位の分布

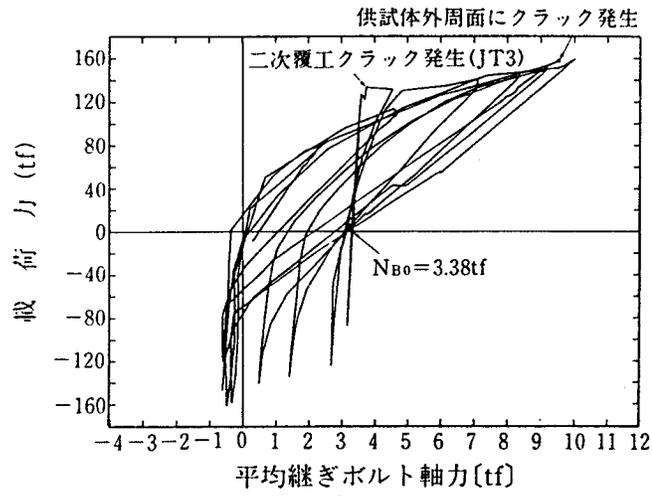


図 4. 48 リング接合面の平均継ボルト軸力の載荷履歴

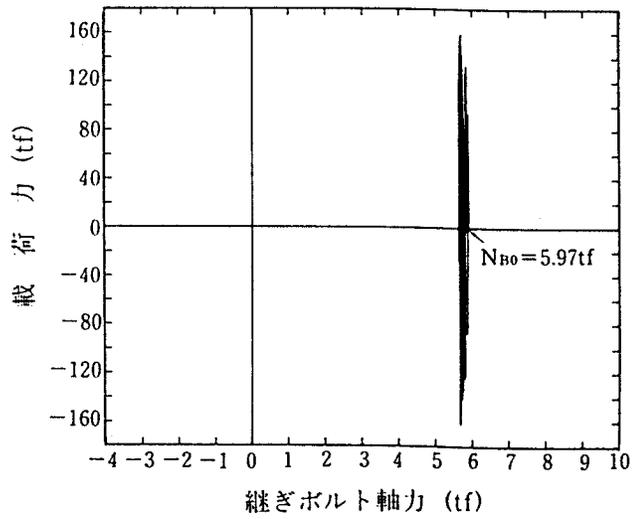


図 4. 49 セグメント継ボルトの軸力の載荷履歴

K_T : シールドトンネル1リングあたりの引張剛性 (tf/mm)

F_{J1} : リング継手金具面板の両端が降伏する時の引張耐力 (tf)

δ_{RT1} : リング継手金具面板の両端が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)

F_{J2} : リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時の引張耐力 (tf)

δ_{RT2} : リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)

F_{JAy} : アンカー鉄筋が降伏する時の引張耐力 (tf)

δ_{RT3} : アンカー鉄筋が降伏する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)

F_{JAx} : アンカー鉄筋が破断する時の引張耐力 (tf)

δ_{RT4} : アンカー鉄筋が破断する時のトンネル1リングあたりの伸び (mm)

n : 1リング接合面あたりのリング継手の数

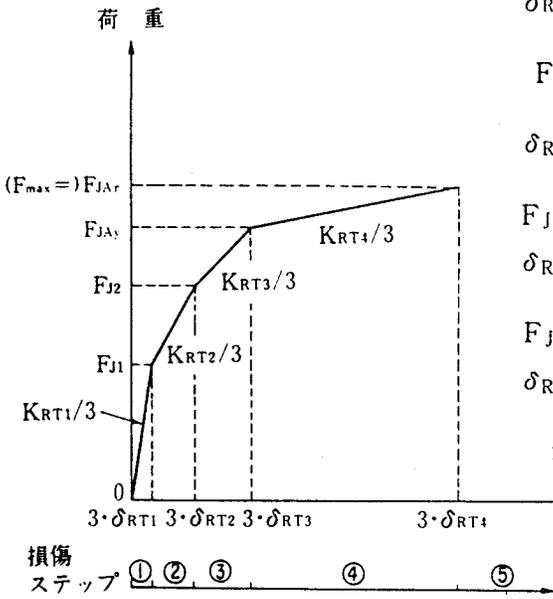


図4. 50 二次覆工のないシールドトンネルの変形及び耐力のモデル化 (3リング分)

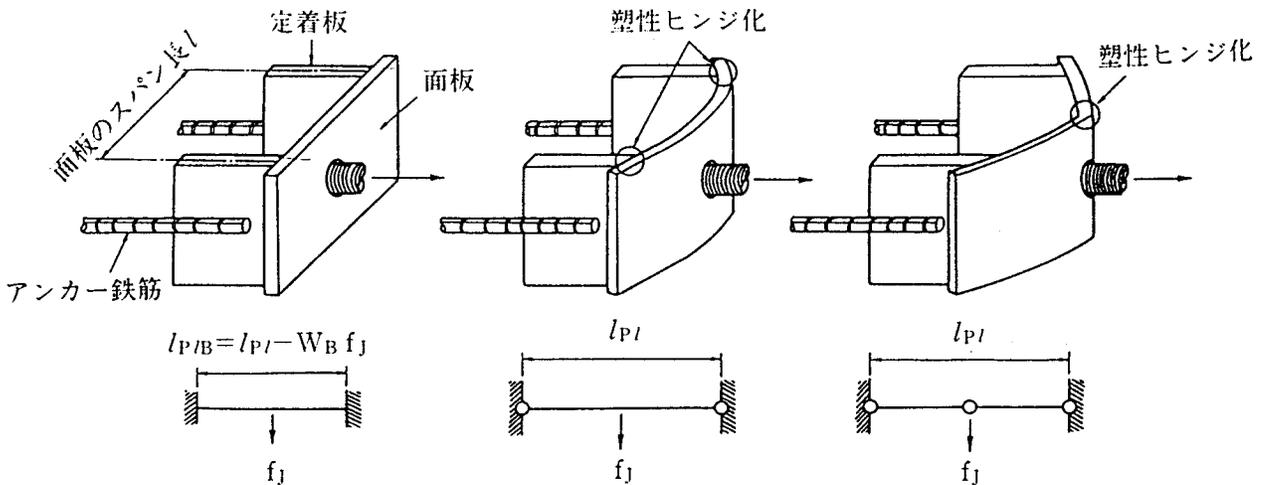


図4. 51 継手金具面板のモデル化

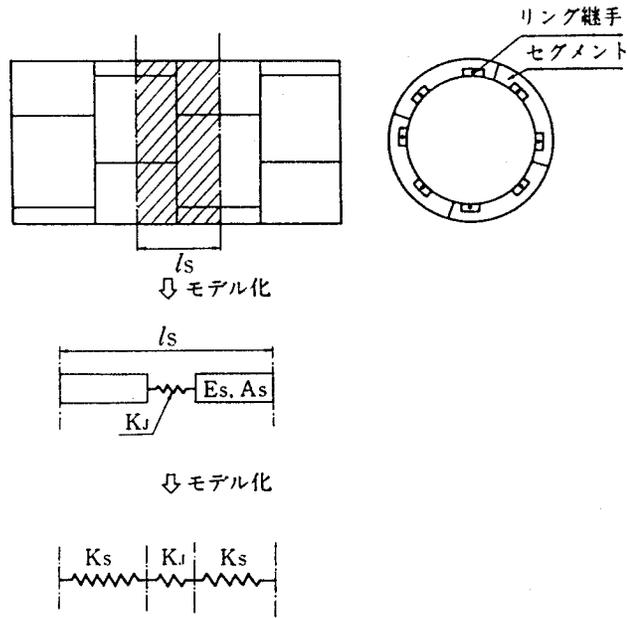


図4. 52 セグメント及びリング継手のばねによるモデル化

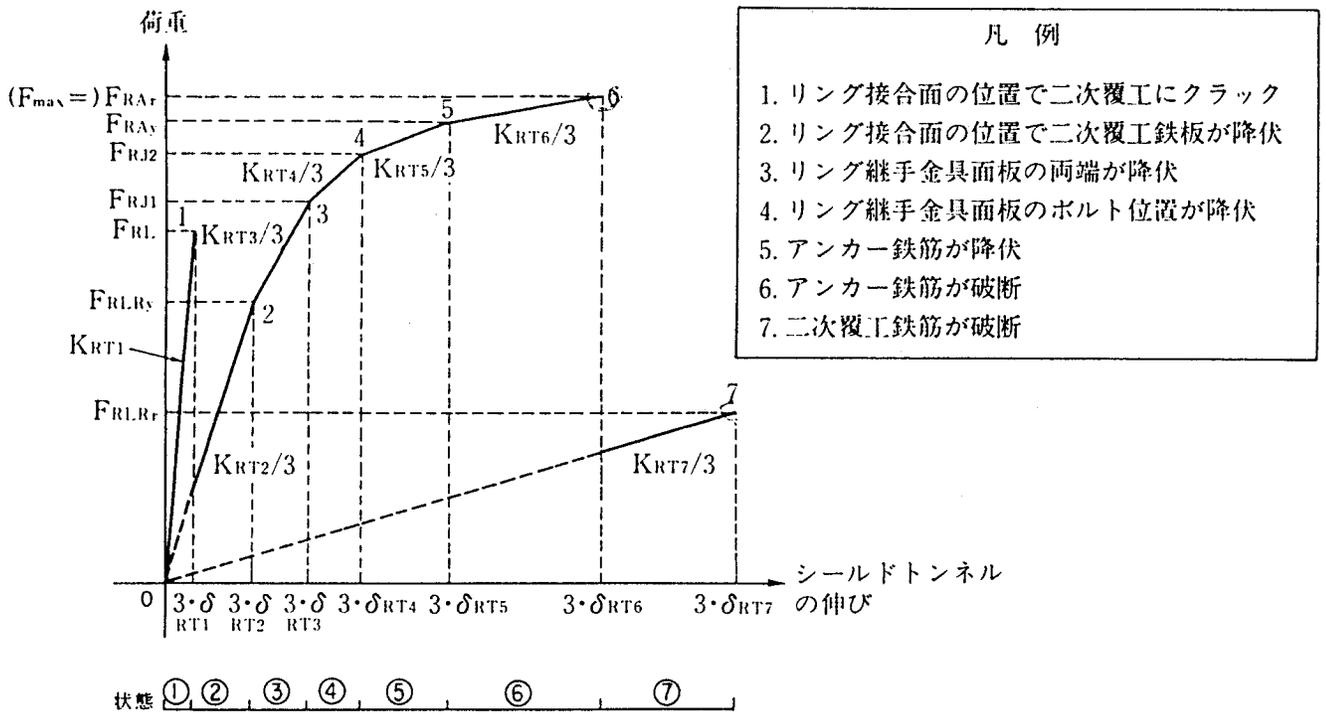


図4. 53 二次覆工のあるシールドトンネルの変形及び耐力のモデル (3リング分)

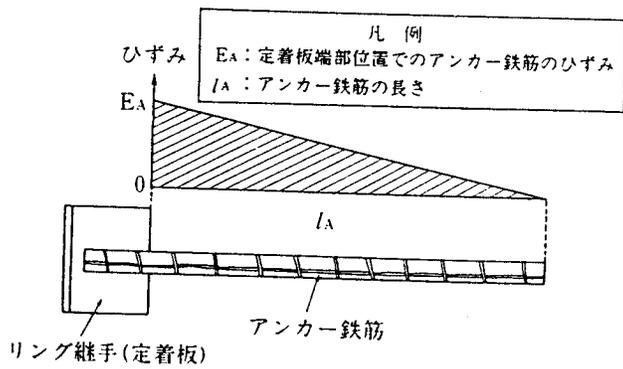


図4.54 アンカー鉄筋のひずみ分布の仮定

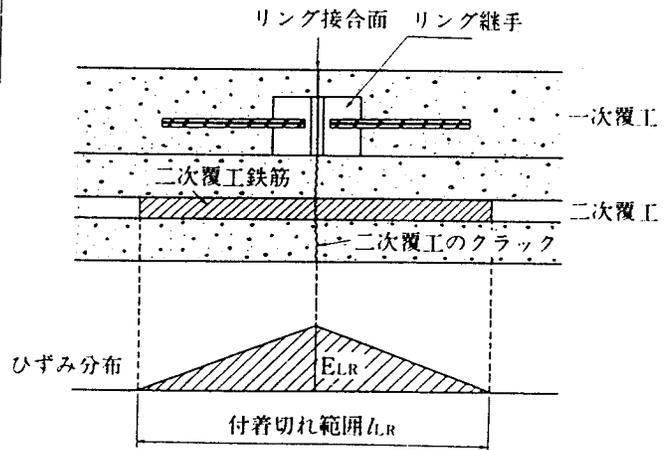
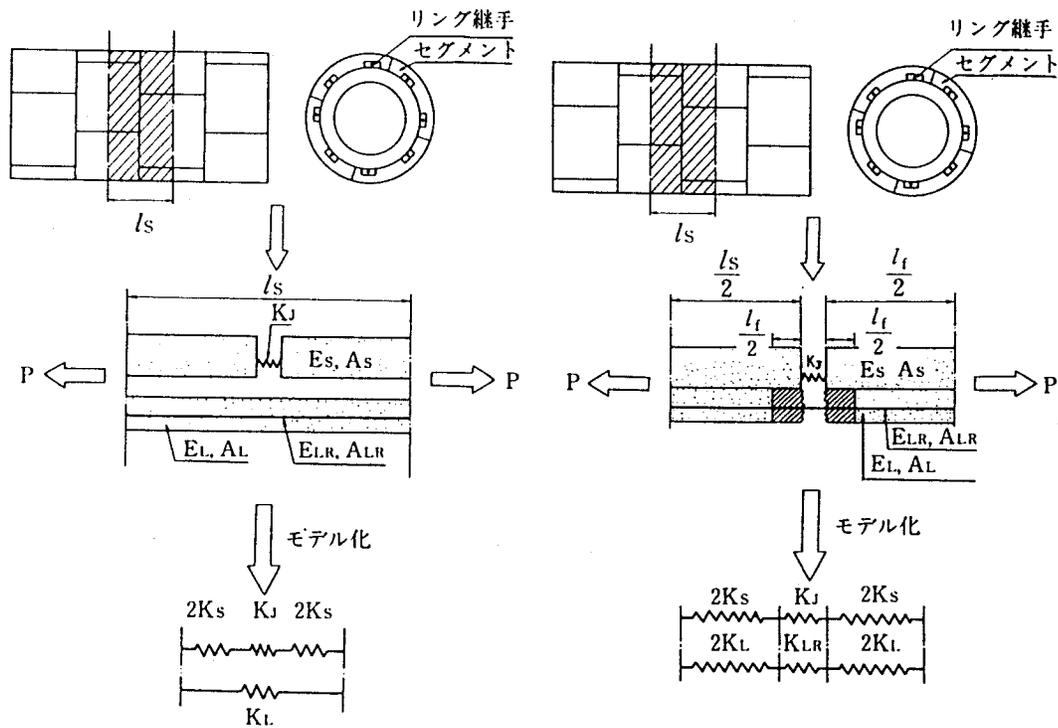


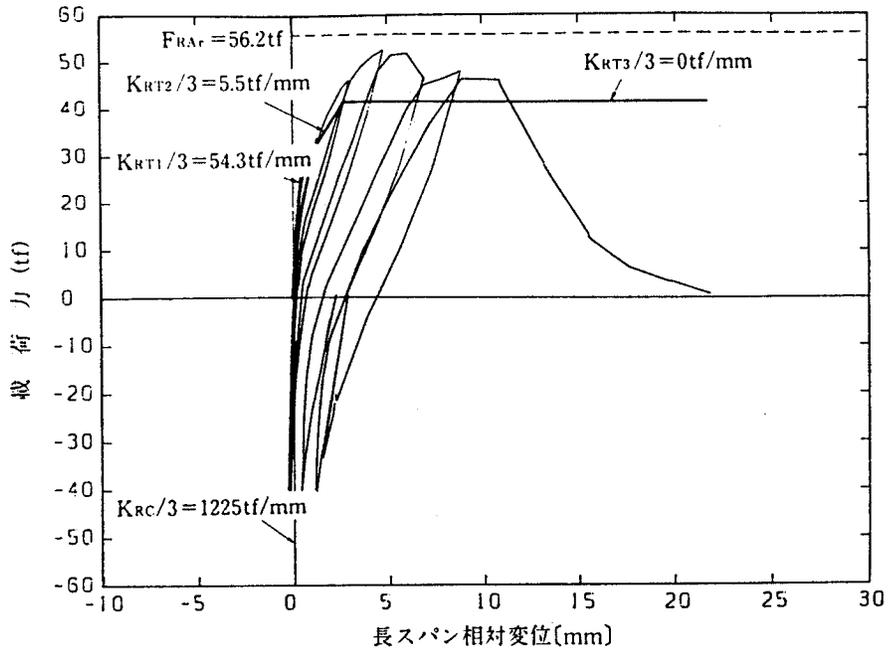
図4.55 二次覆工鉄筋のひずみ分布の仮定



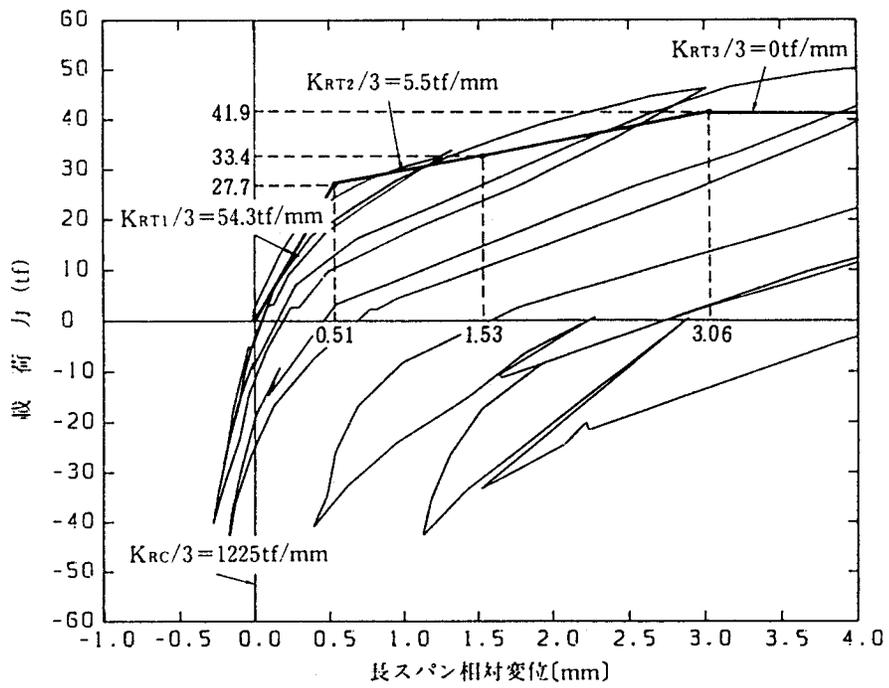
(a) 二次覆工にクラックが発生する前

(b) 二次覆工にクラックが発生した後

図4.56 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

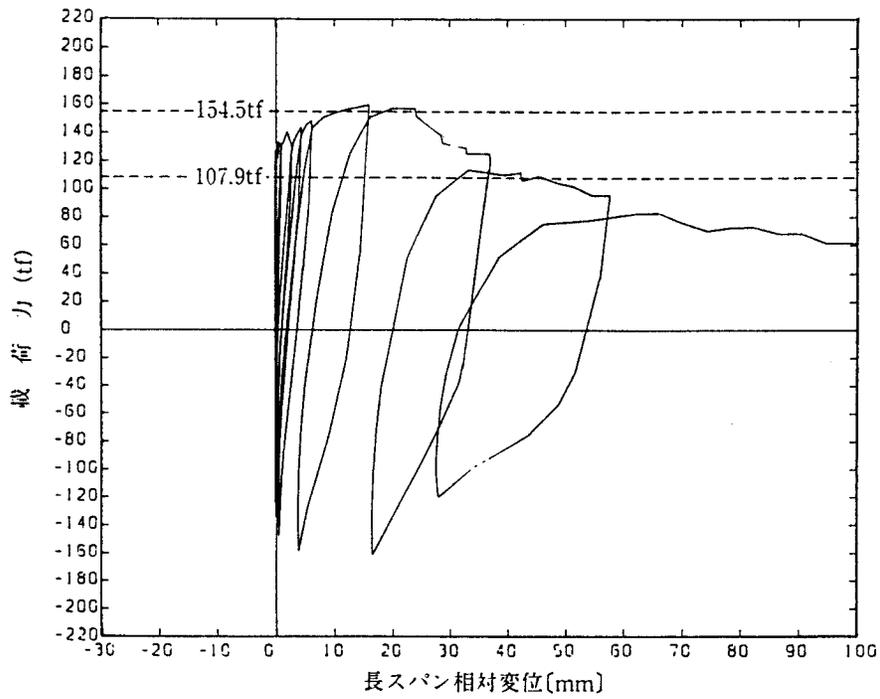


(a) 全体図

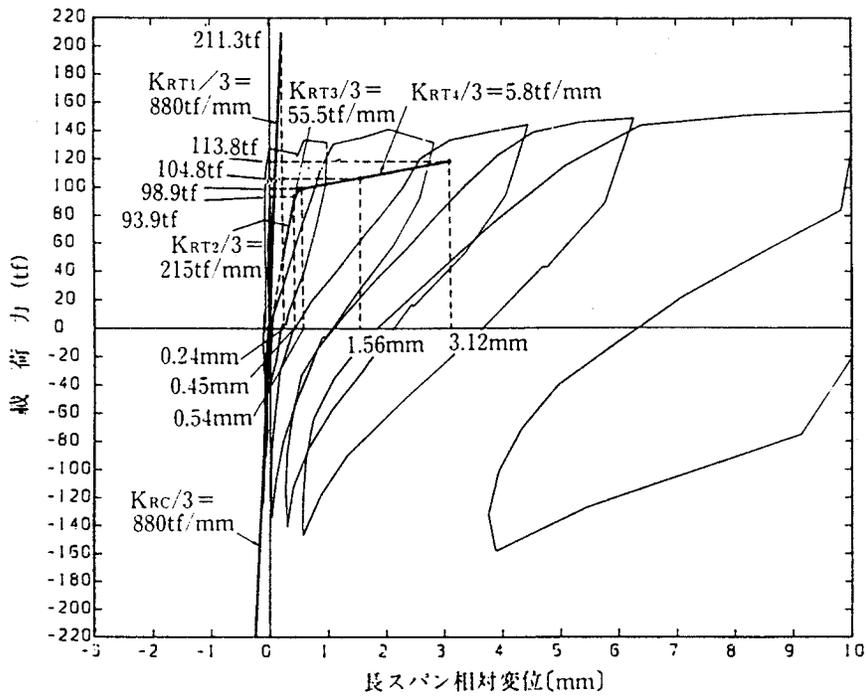


(b) 拡大図

図4. 57 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4.58 本手法による計算値と実験値の比較 (Eタイプ供試体)

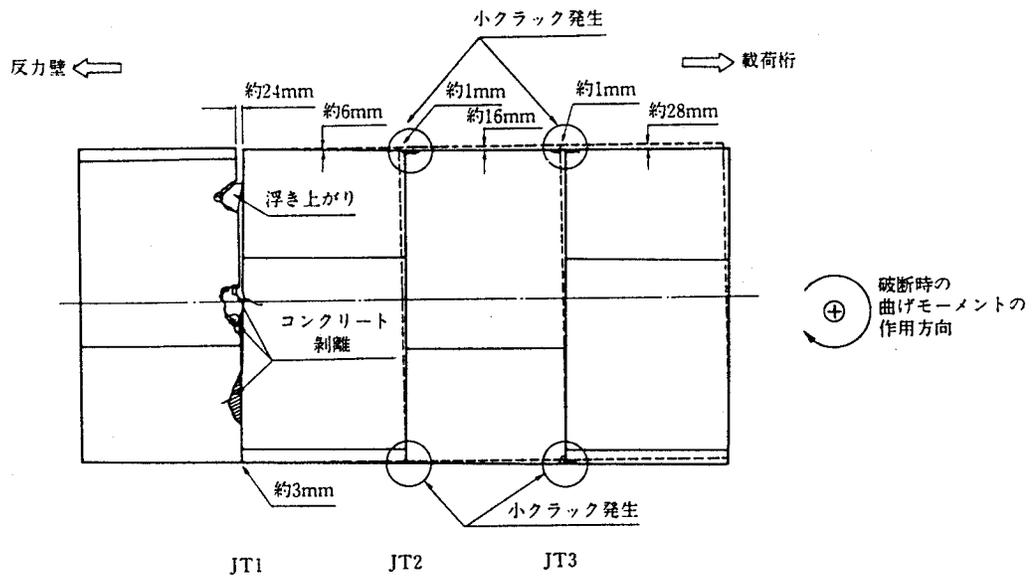


図4. 59 Dタイプ供試体の最終的な破壊状況（曲げモーメント載荷実験）

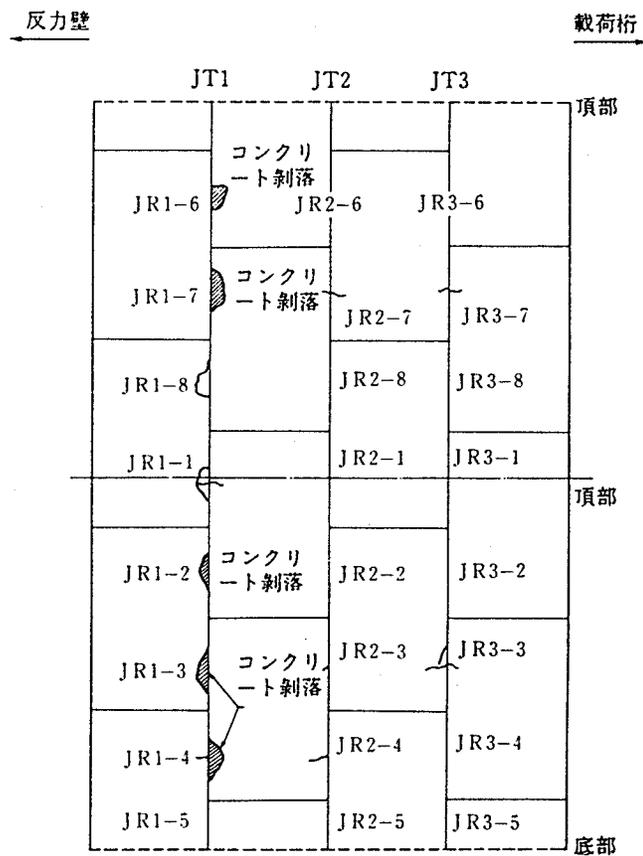


図4. 60 セグメント外周面の損傷状況（Dタイプ供試体）

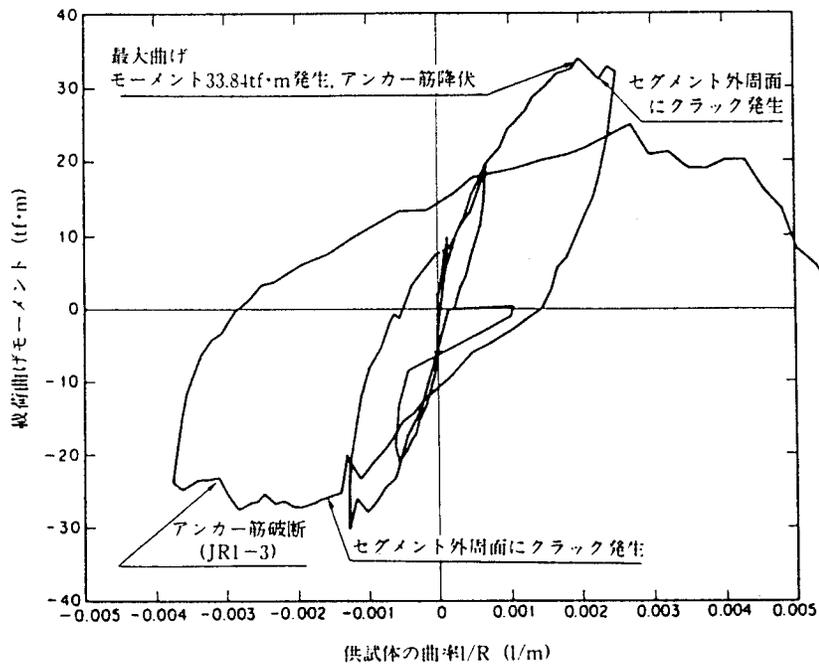
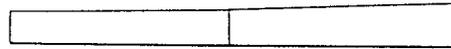


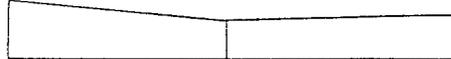
図4.61 Dタイプ供試体の載荷履歴（曲げモーメント載荷実験）

JT1 (3.09mm) JT2 (3.69mm) JT3 (4.51mm)



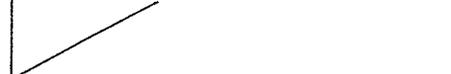
(a) 5ループめ（116ステップ、載荷曲げモーメント33.84tf·m）

JT1 (5.86mm) JT2 (3.87mm) JT3 (4.50mm)



(b) 5ループめ（120ステップ、載荷曲げモーメント31.97tf·m）

JT2 (-2.67mm) JT3 (-3.48mm)



JT1 (-15.15mm)

(c) 6ループめ（163ステップ、載荷曲げモーメント-23.81tf·m）

JT2 (1.78mm) JT3 (1.47mm)



(d) 7ループめ（198ステップ、載荷曲げモーメント5.95tf·m）

図4.65 各リング接合面に生じた長手方向相対変位の変化

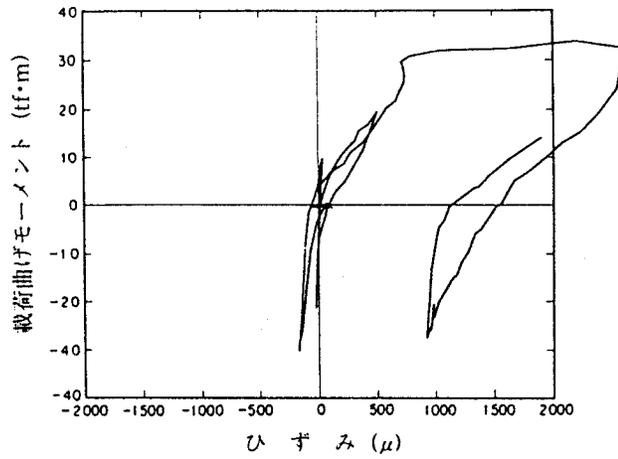


図4.62 アンカー鉄筋のひずみの載荷履歴

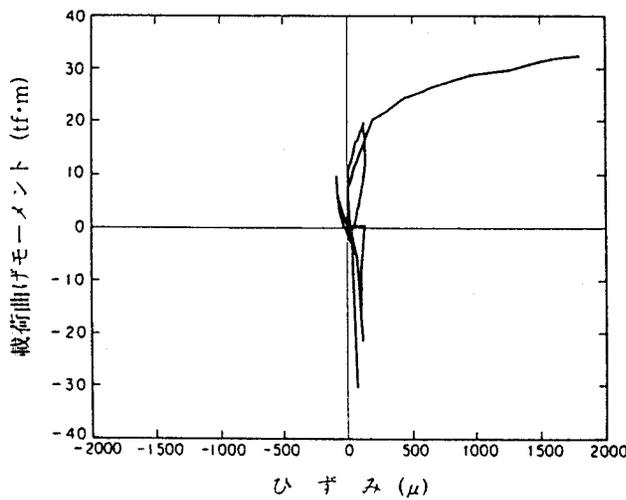


図4.63 リング継手金具面板のひずみの載荷履歴

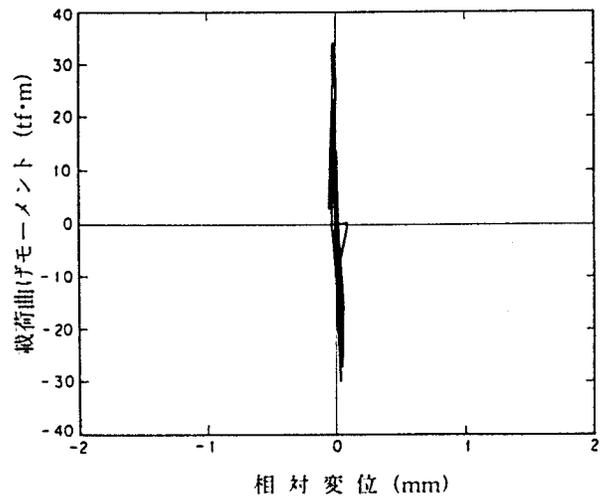
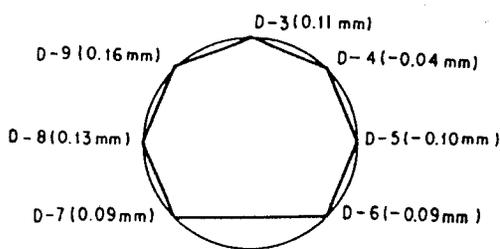
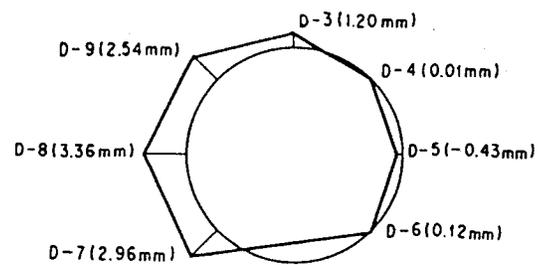


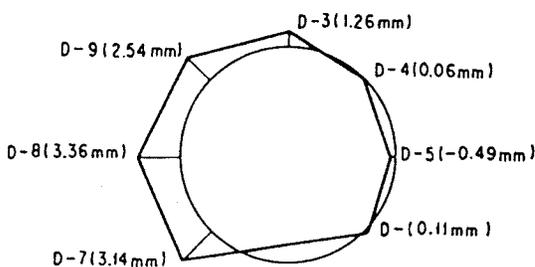
図4.64 セグメント継手の相対変位の載荷履歴 (DP-3)



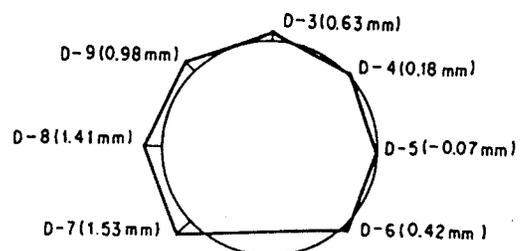
(a) 1ループめ (23ステップ)



(b) 5ループめ (116ステップ)

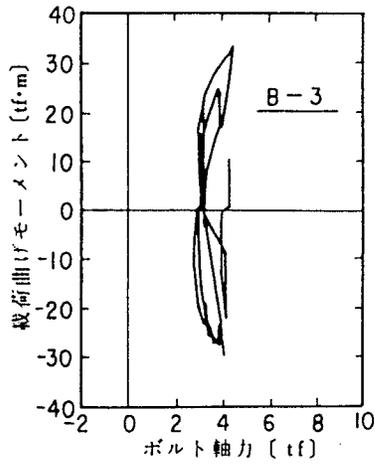


(c) 5ループめ (120ステップ)

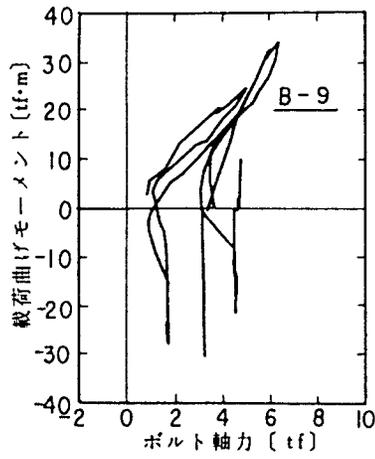


(d) 7ループめ (198ステップ)

図4.66 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



(a) B-3



(b) B-9

図4. 67 リング継ボルトの軸力の載荷履歴 (JT 2)

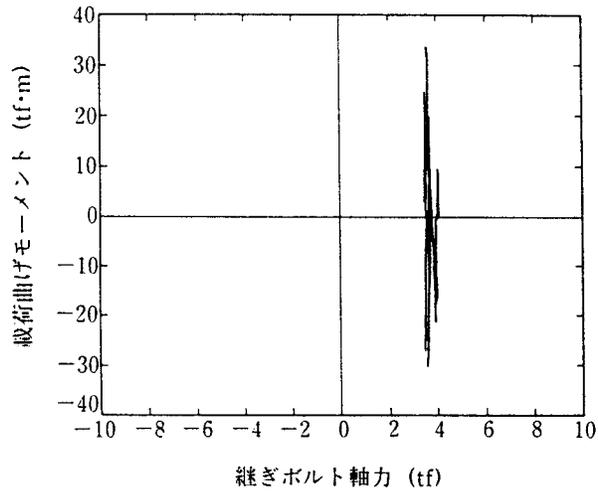


図4. 68 セグメント継ボルトの載荷履歴 (B-13)

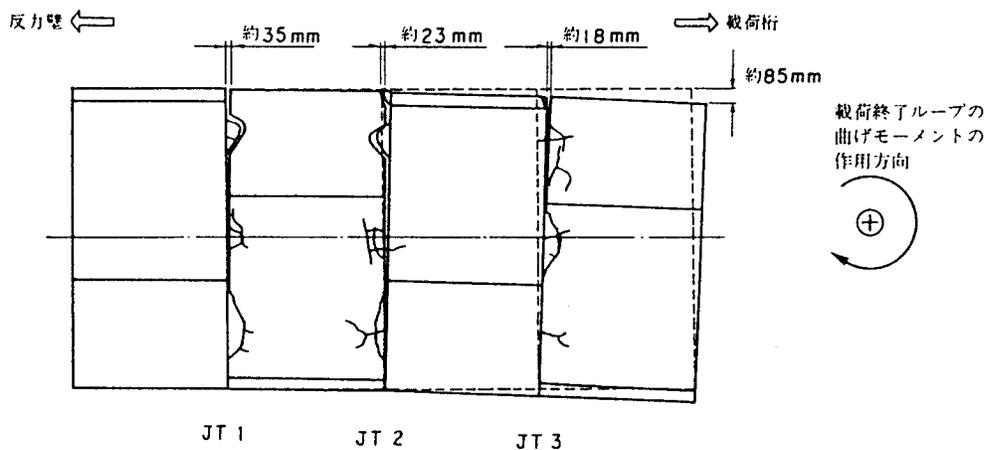


図4. 69 Eタイプ供試体の最終的な破壊状況

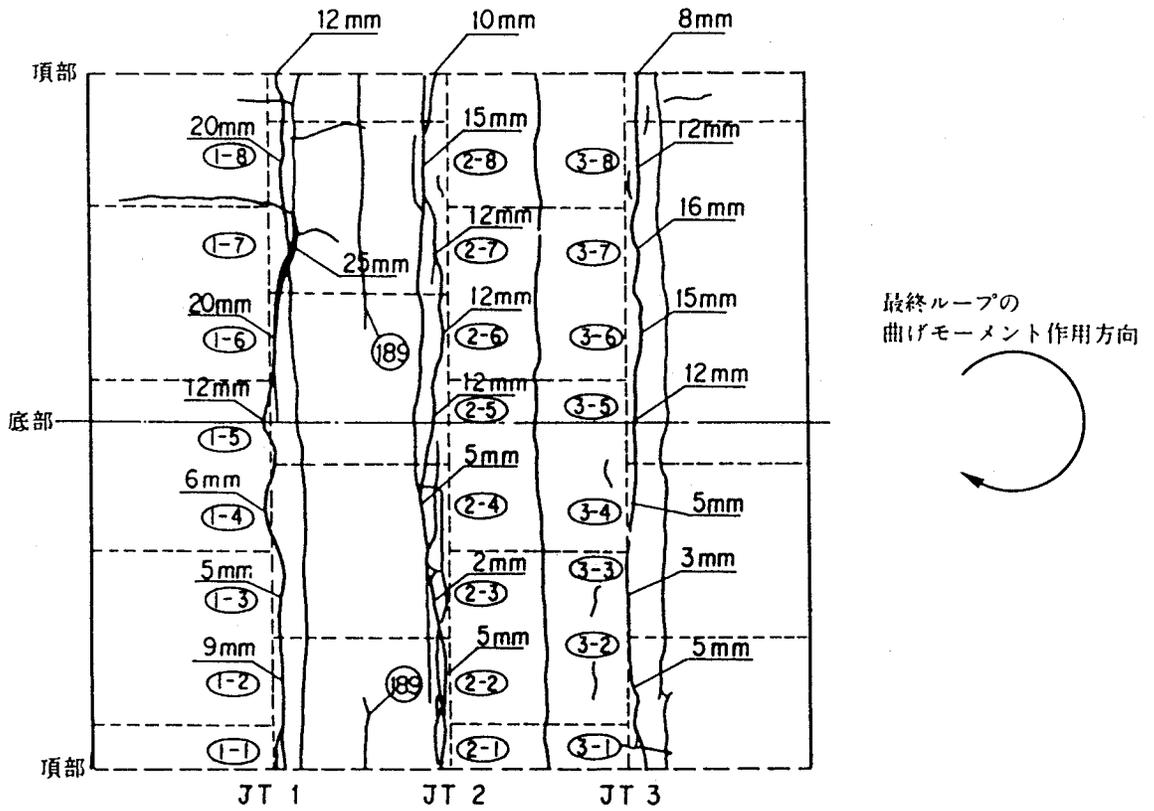


図 4. 70 二次覆エコンクリートに生じたクラックの状況

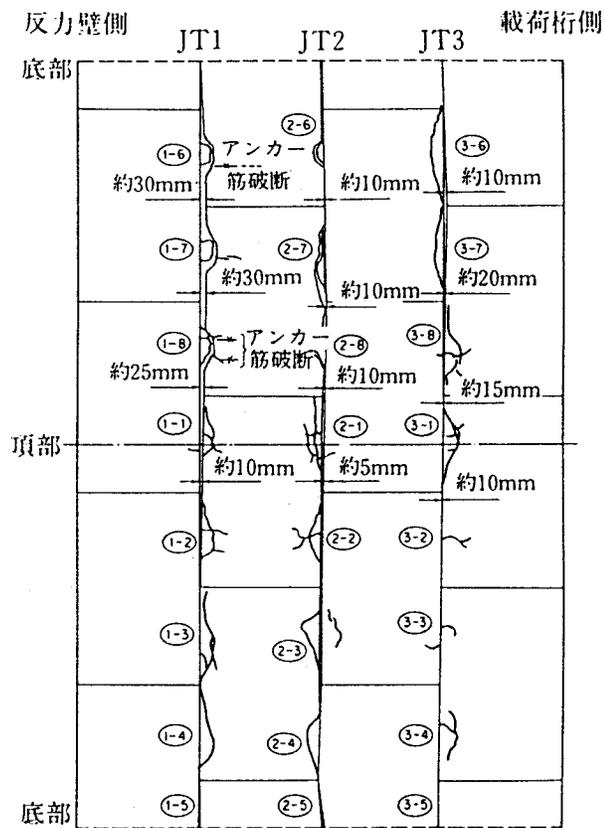


図 4. 71 セグメント外周面のクラックの進展状況

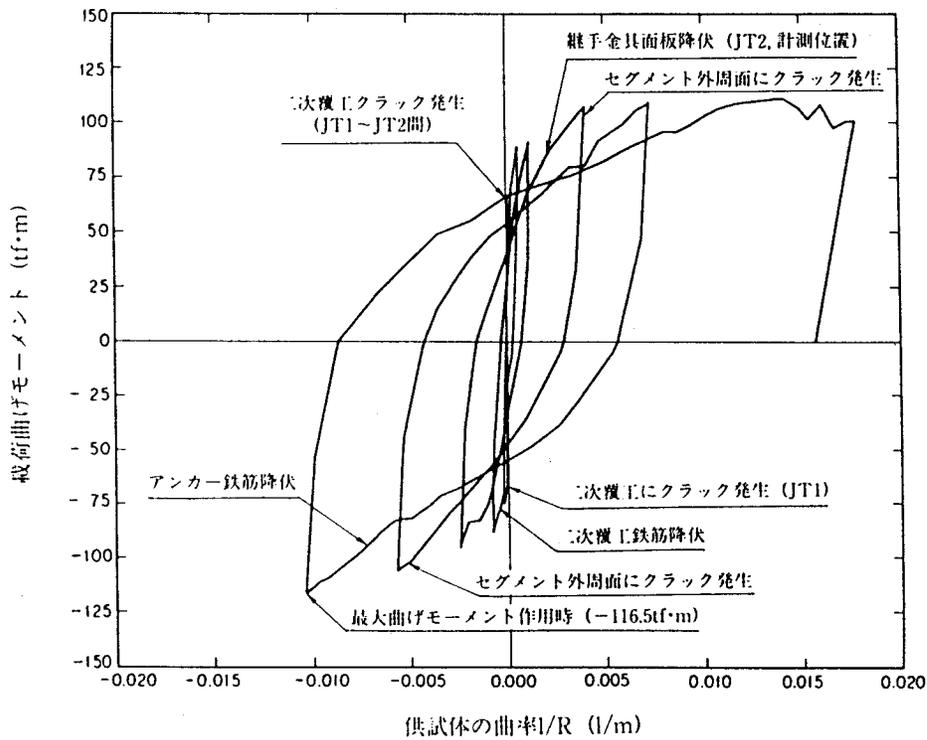


図4.72 Eタイプ供試体の載荷履歴

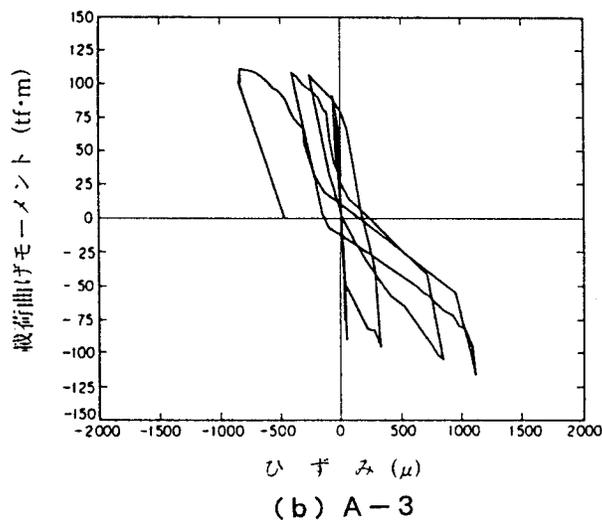
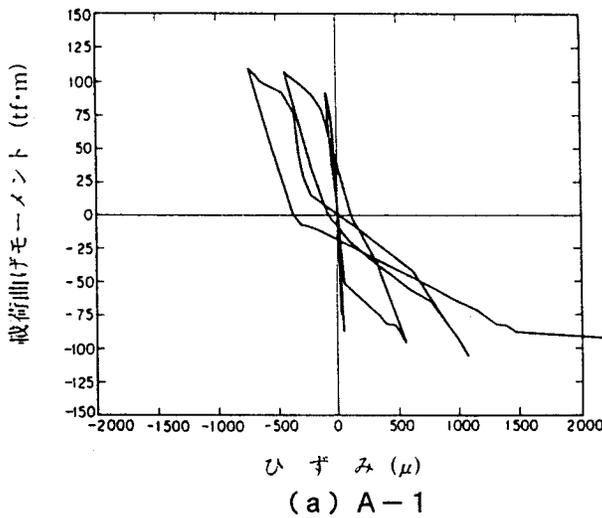


図4.73 アンカー鉄筋のひずみの載荷履歴

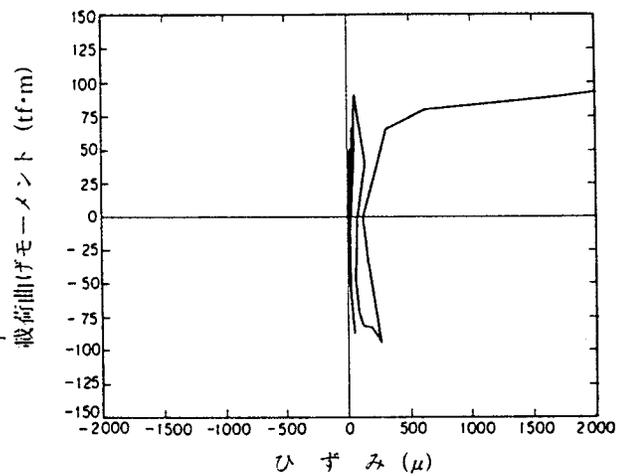


図4.74 リング継手金具面板のひずみの載荷履歴 (P-3)

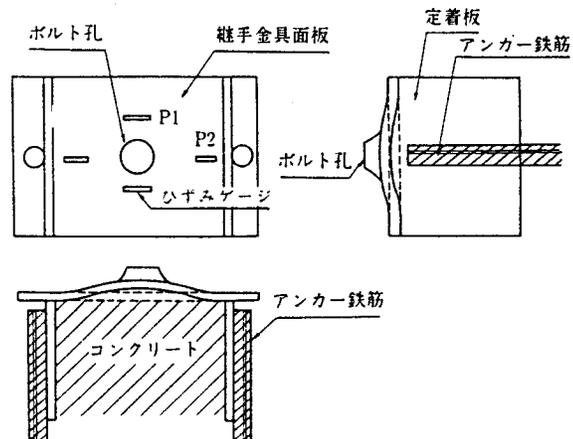


図4.75 リング継手金具の変形 (模式図)

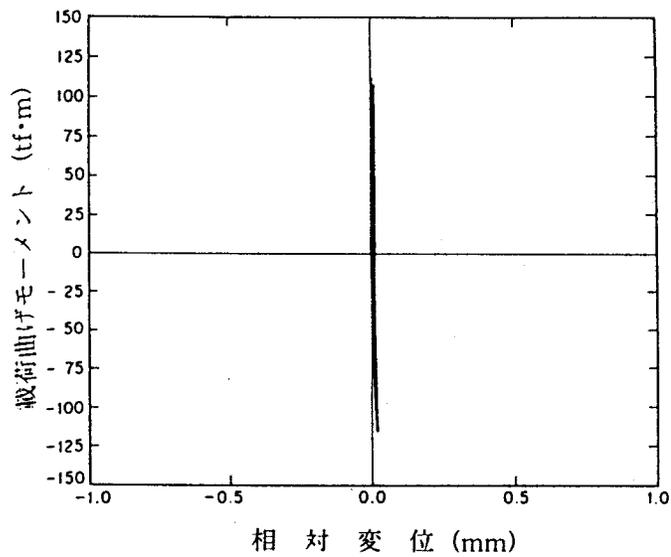
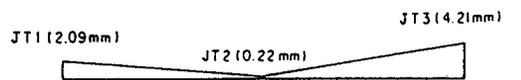
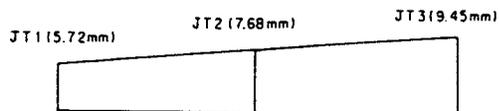


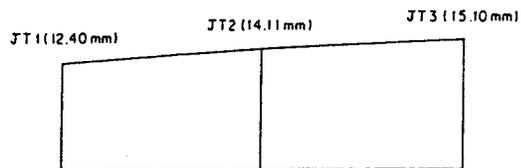
図4. 76 セグメント継手の相対変位の載荷履歴 (DP-3)



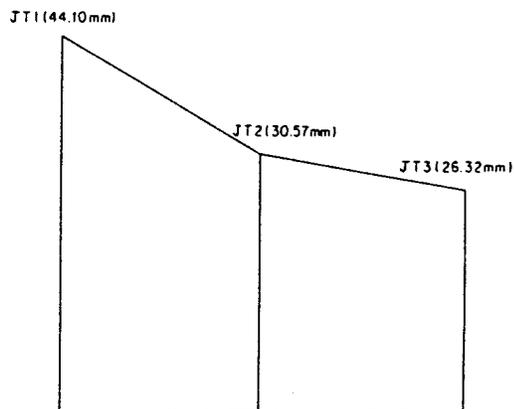
(a) 11ループめ (93ステップ)



(b) 12ループめ (100ステップ)



(c) 13ループめ (107ステップ)



(d) 15ループめ (138ステップ)

図4. 77 各リング接合面における長手方向相対変位の変化

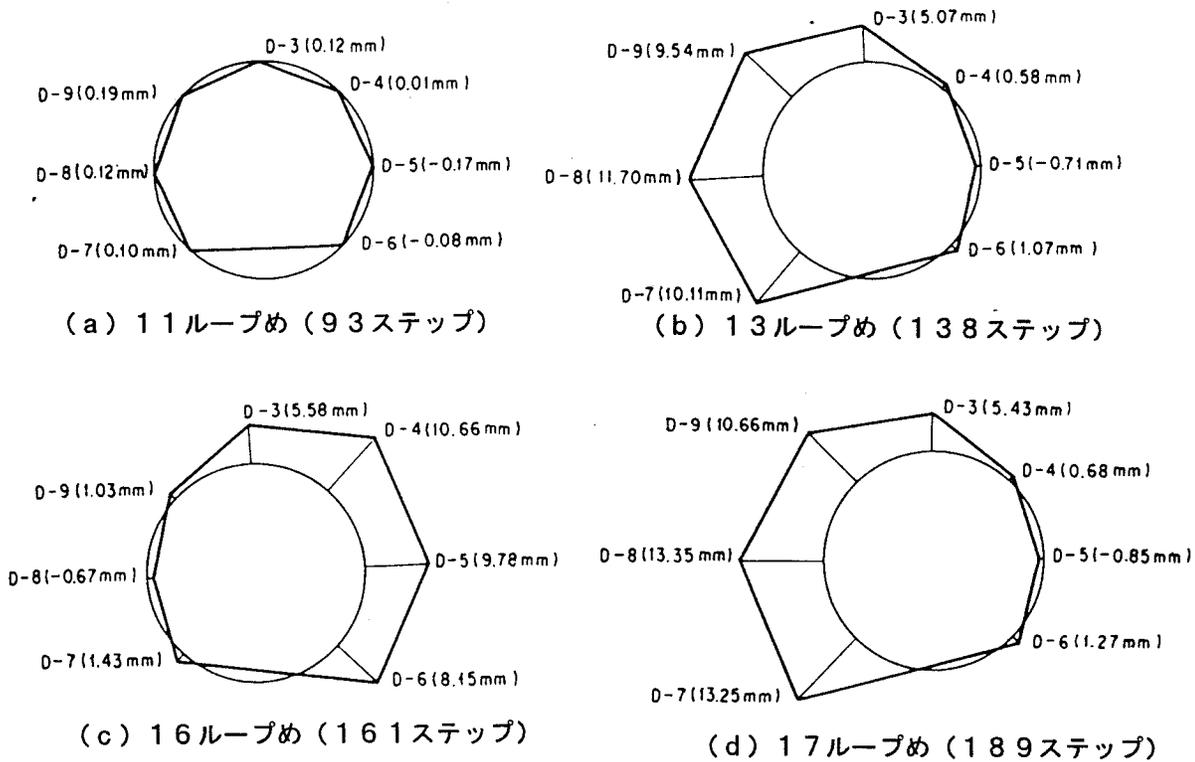


図4. 78 リング継手位置の長手方向相対変位の分布 (JT2)

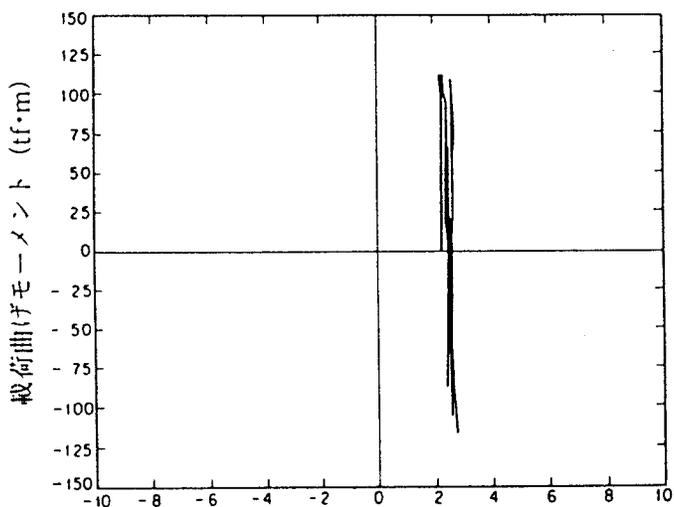
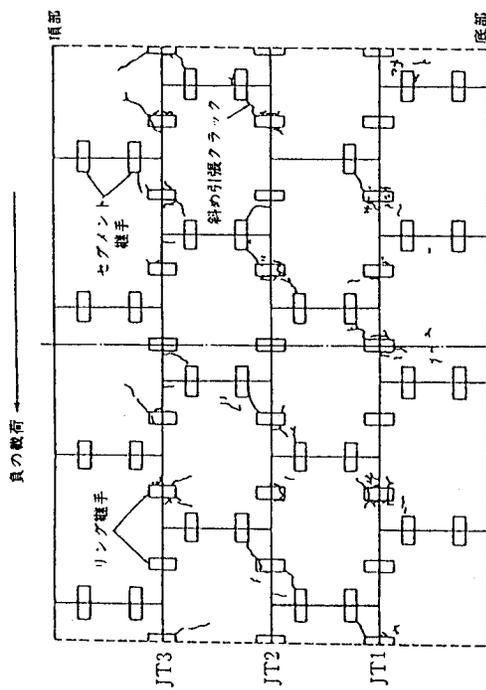
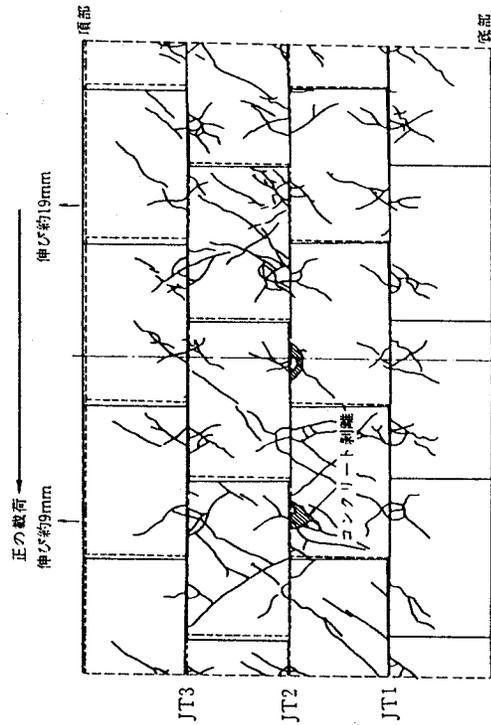


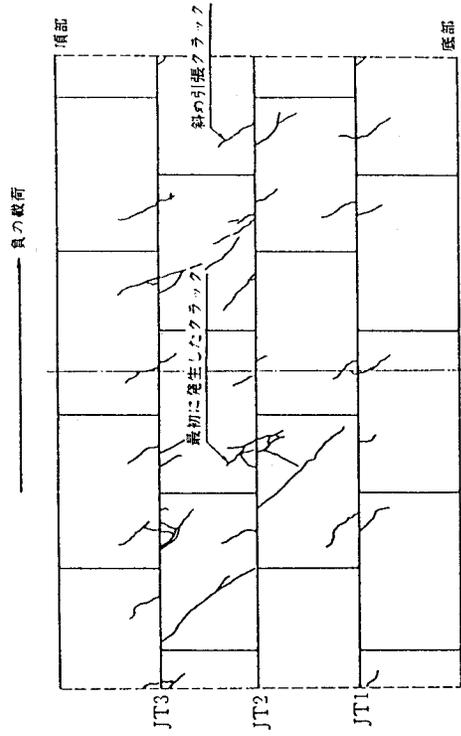
図4. 79 セグメント継ボルトの軸力の載荷履歴 (B-13)



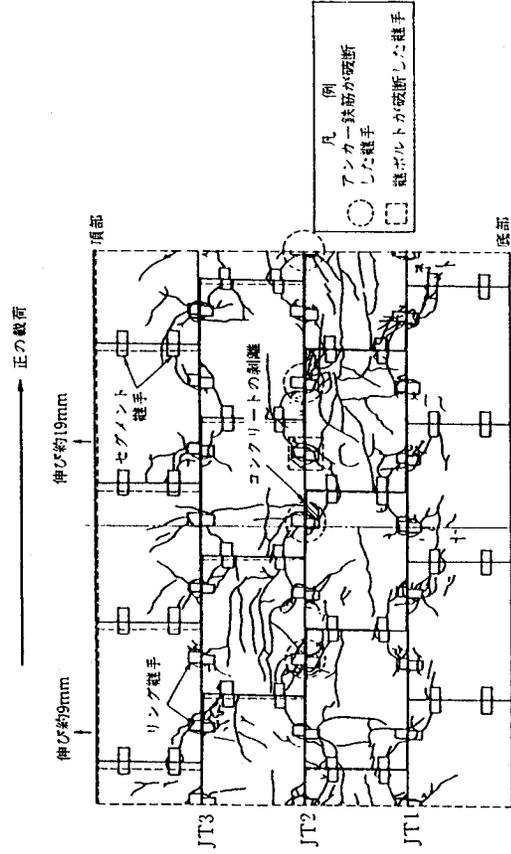
(a) 6ループめ (-58.4tf·m)



(b) 最終状況



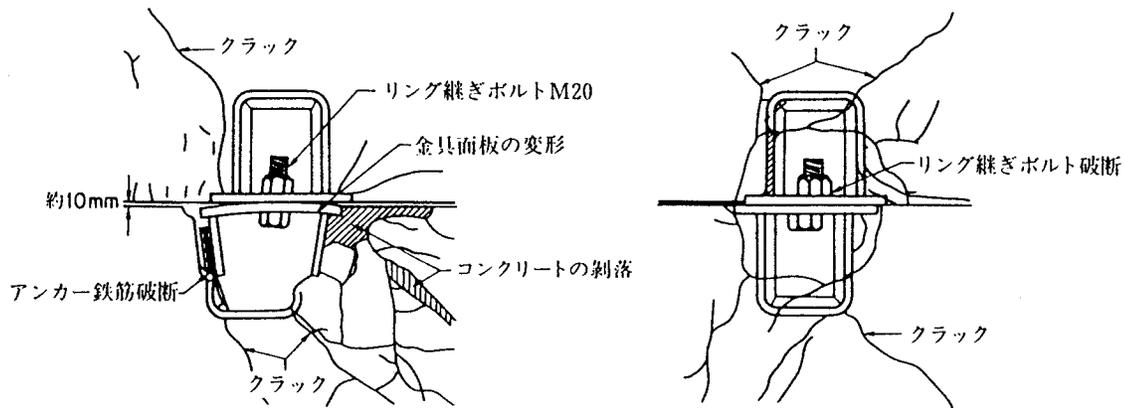
(a) 6ループめ (-58.4tf·m)



(b) 最終状況

図4.80 供試体の内側から見たクラックの発生状況(展開図)

図4.81 供試体の外側から見たクラックの発生状況



(a) JR2-3

(せん断変形と引張変形を同時に生じている)

(b) JR2-4

(せん断変形のみを生じている)

図4.82 リング継手の破壊状況

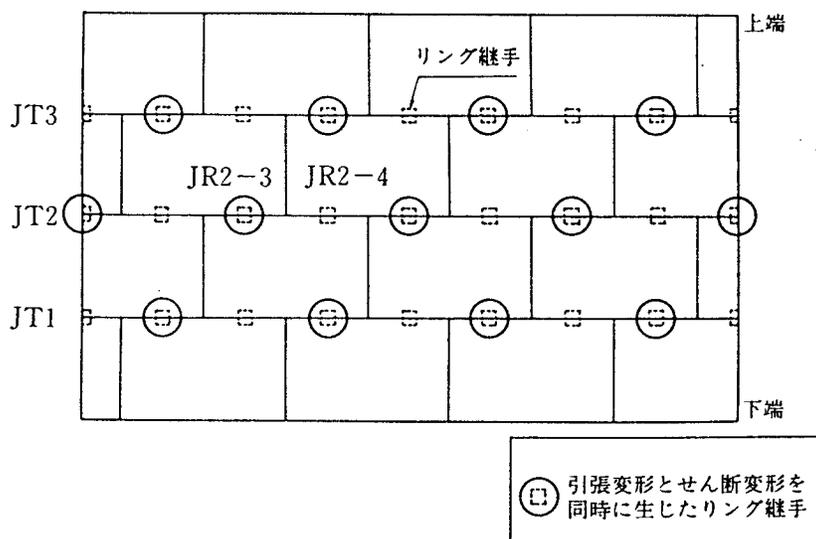


図4.83 せん断変形と引張変形を同時に生じたリング継手の分布

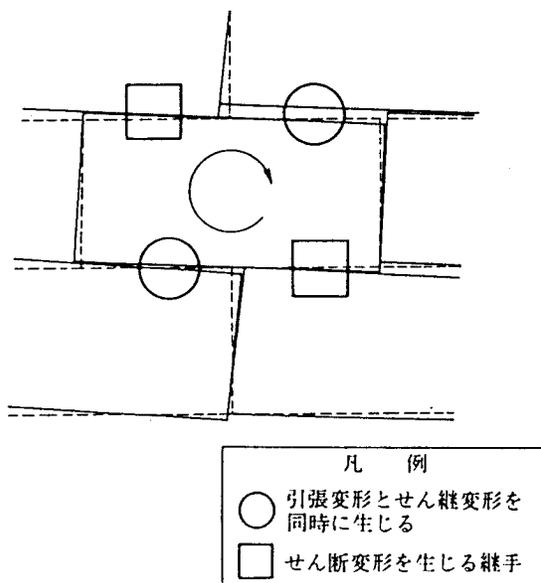


図4.84 セグメントが回転している状況(概念図)

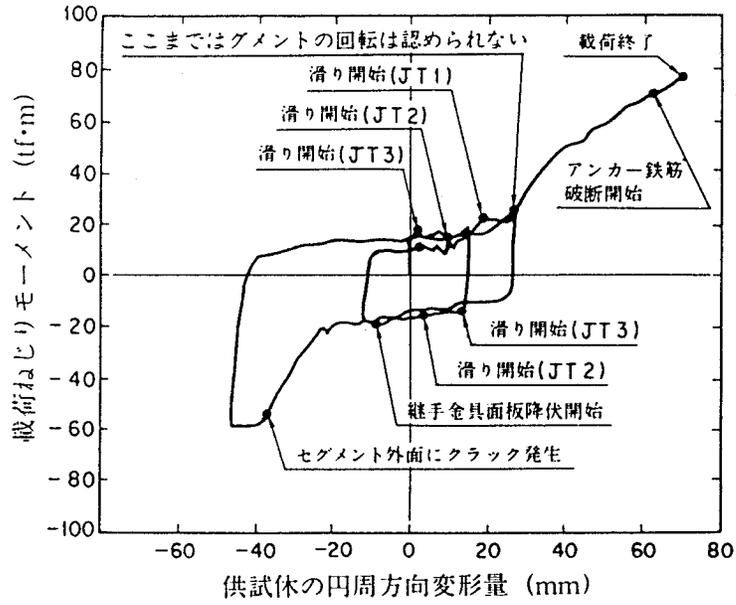


図4. 85 Dタイプ供試体の載荷履歴(ねじりモーメント載荷実験)

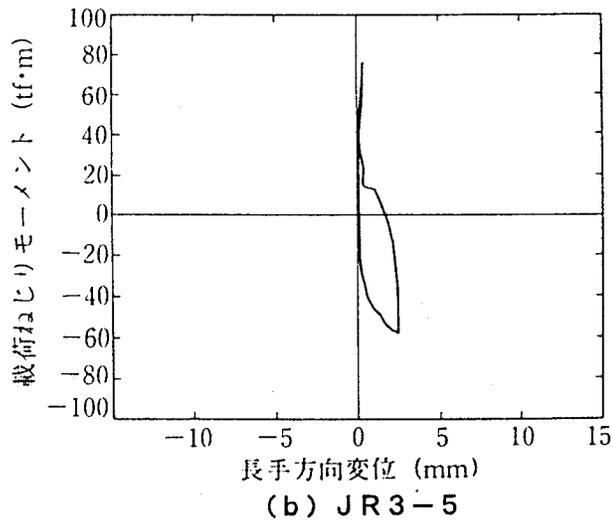
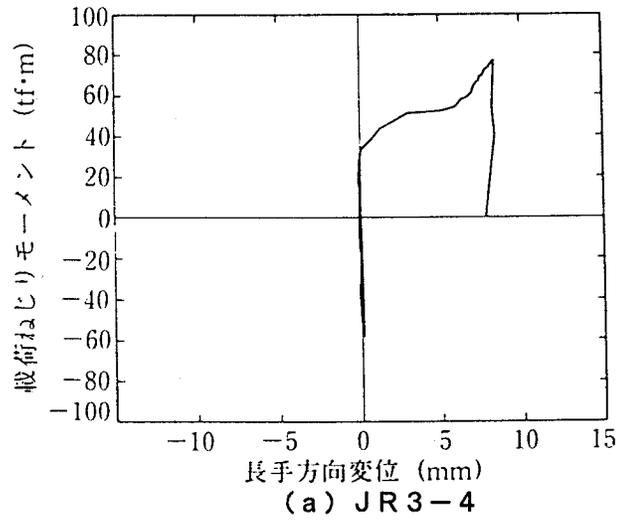
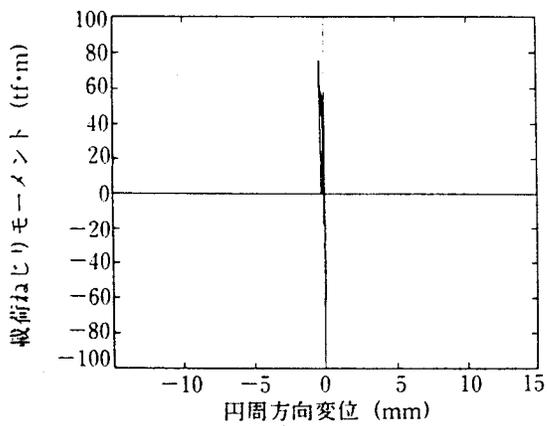
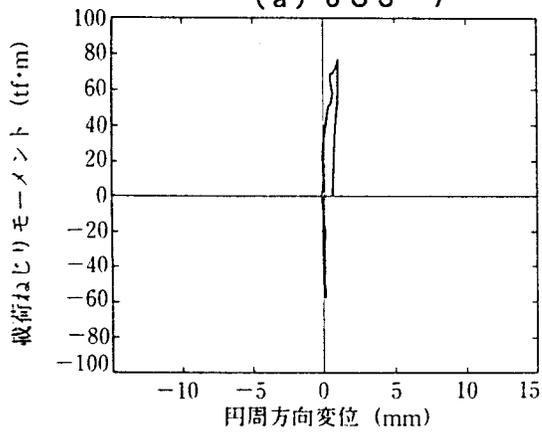


図4. 86 リング継手の長手方向相対変位の載荷履歴

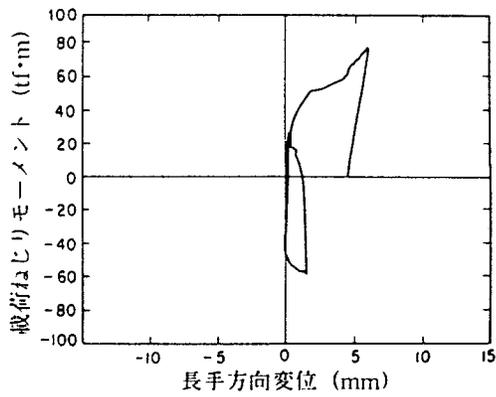


(a) JS3-7

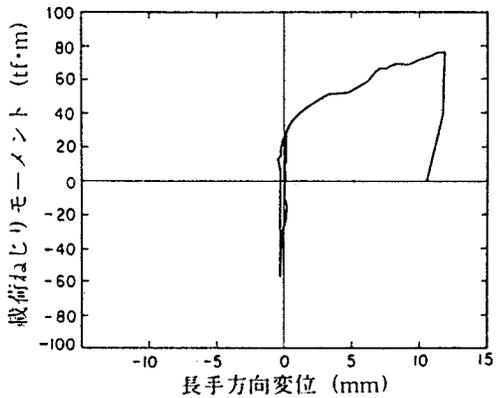


(b) JS3-3

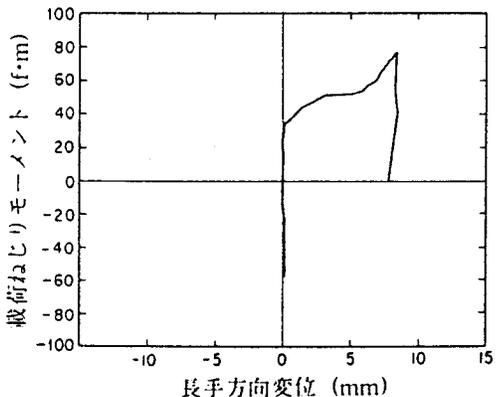
図4. 87 セグメント継手の円周方向
相対変位の載荷履歴



(a) JR1-4

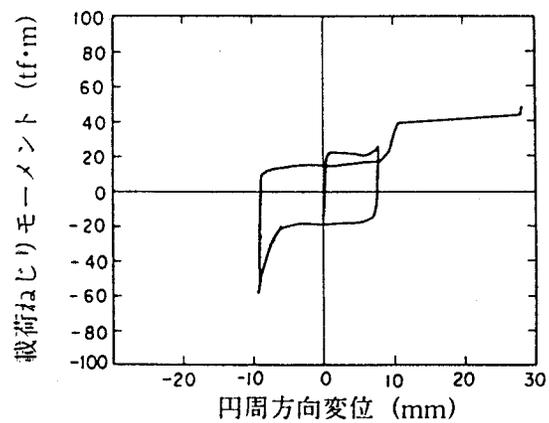


(b) JR2-5

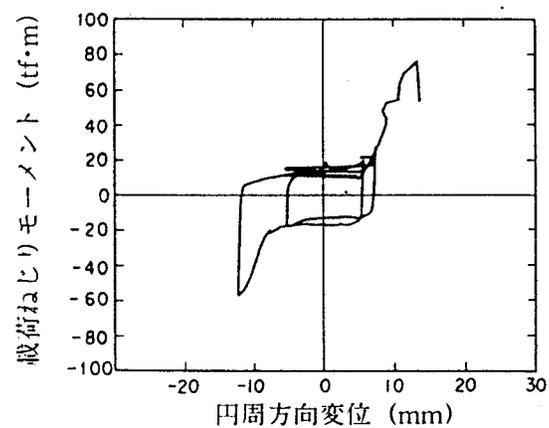


(c) JR3-4

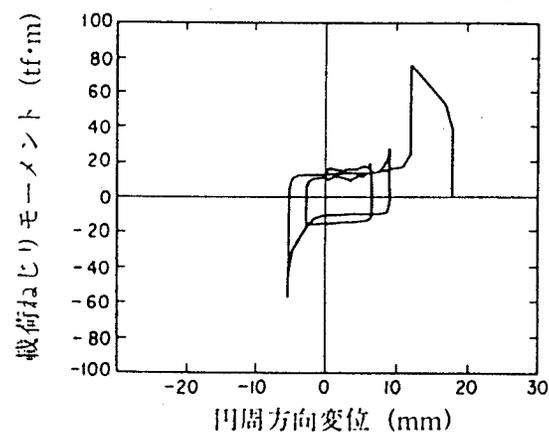
図4. 88 リング接合面に生じた長手方向
相対変位の載荷履歴



(a) JR1-4



(b) JR2-5



(c) JR3-4

図4. 89 リング接合面に生じた円周方向相対変位の載荷履歴

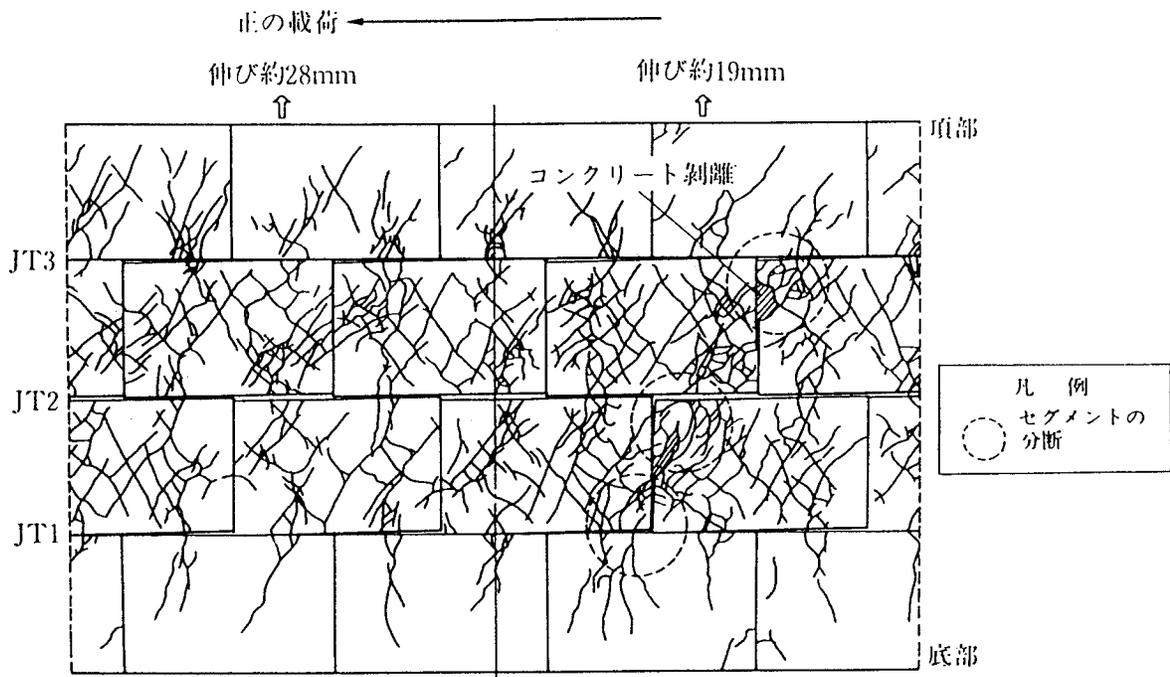


図4.90 供試体の外側から見たクラックの発生状況（展開図）

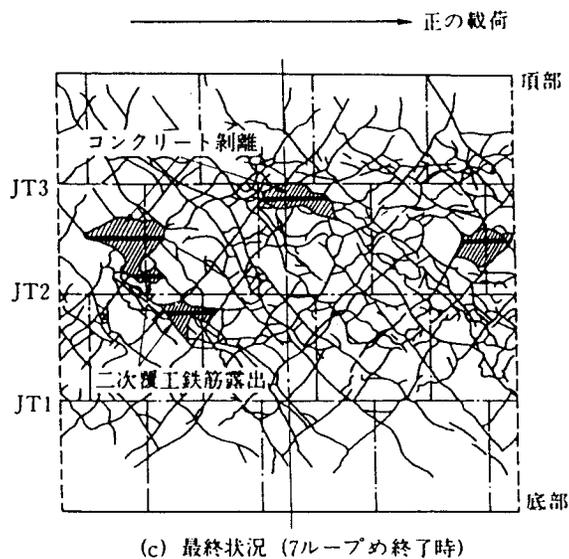


図4.91 供試体の内側から見たクラックの発生状況（展開図）

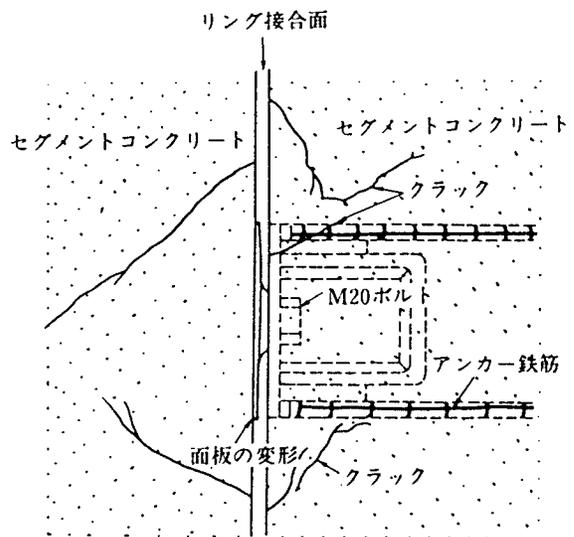


図4.92 リング継手の変形状況

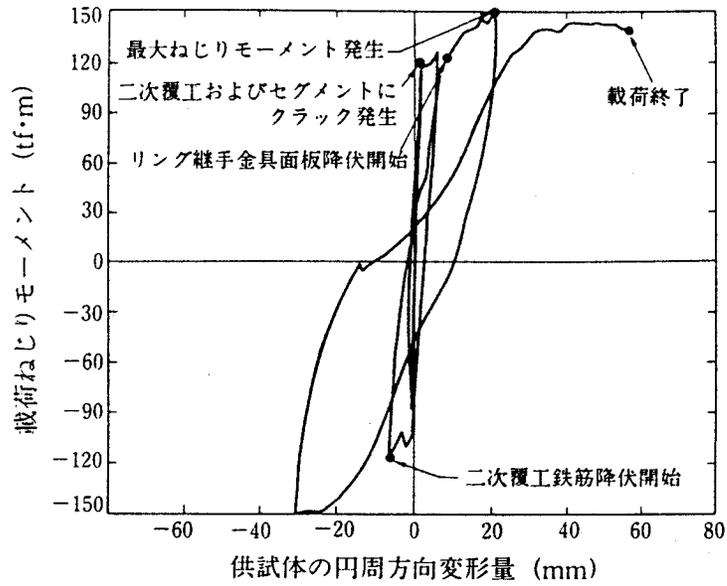


図4. 93 Eタイプ供試体の載荷履歴 (ねじりモーメント載荷実験)

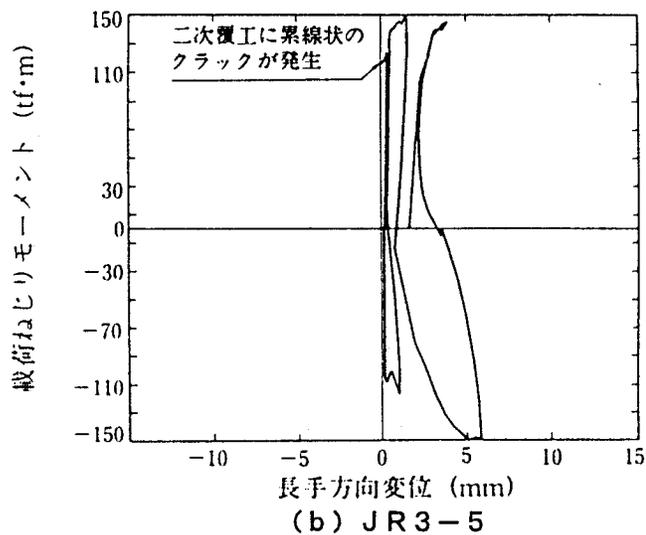
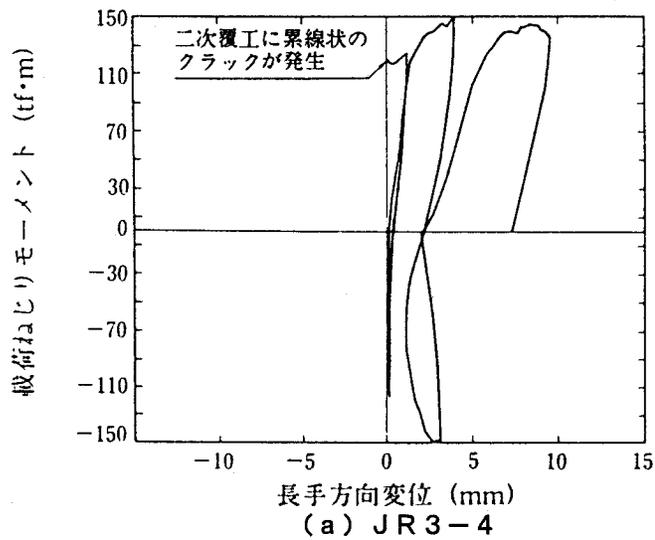
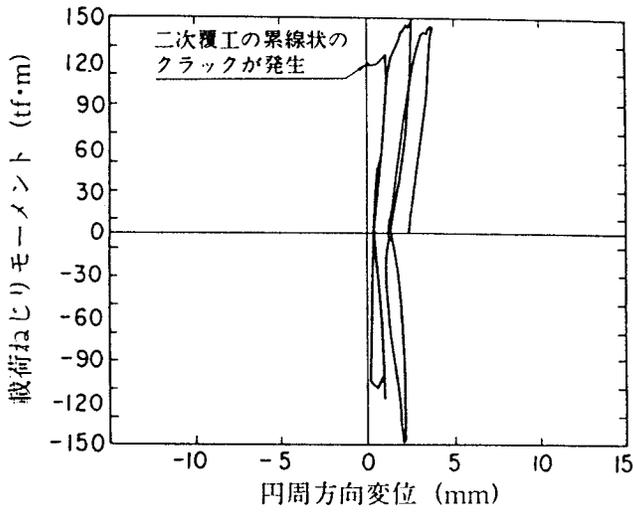
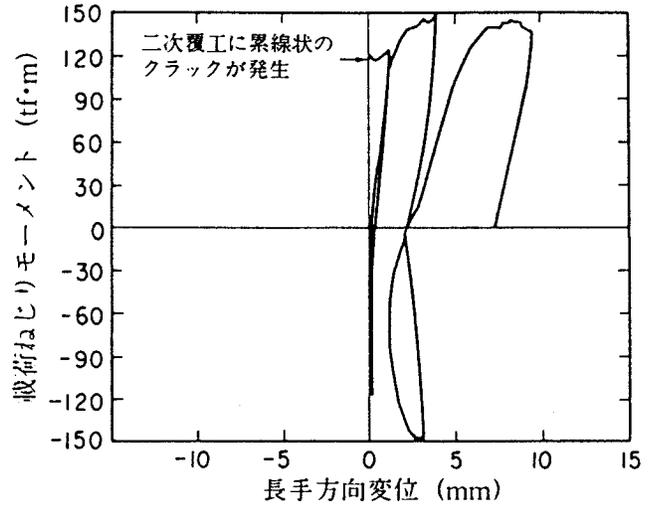


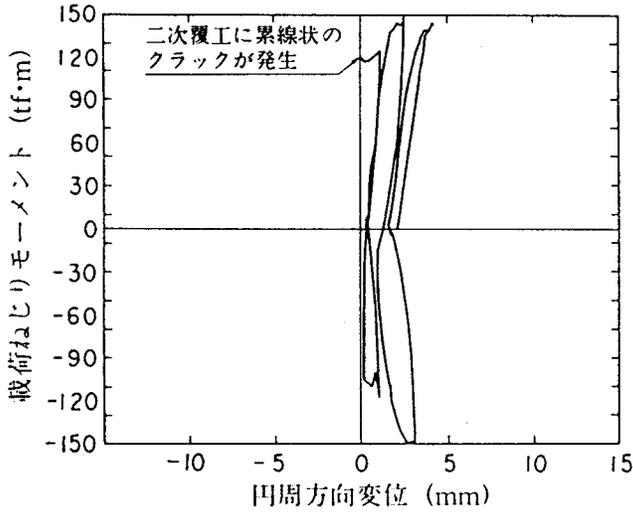
図4. 94 リング継手の長手方向相対変位の載荷履歴



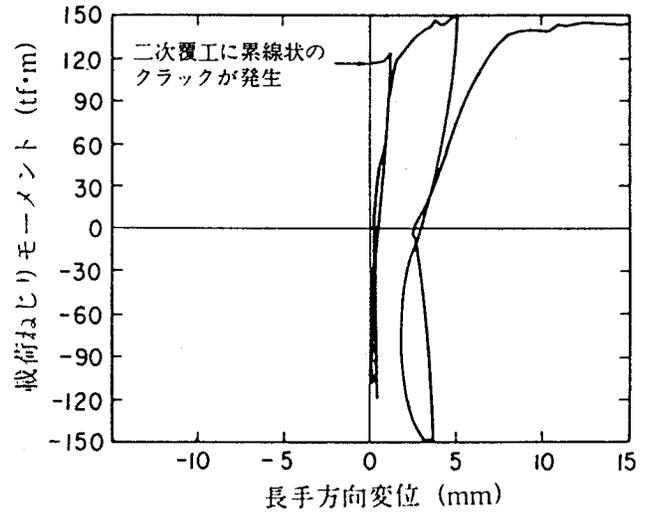
(a) JS3-7



(a) JR1-4

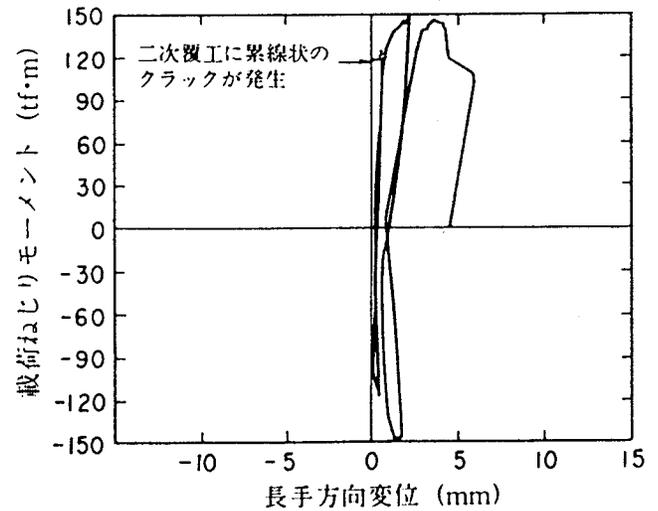


(b) JS3-3



(b) JR2-5

図4. 95 セグメント継手の円周方向相対変位の載荷履歴



(c) JR3-4

図4. 96 リング接合面に生じた長手方向相対変位の載荷履歴

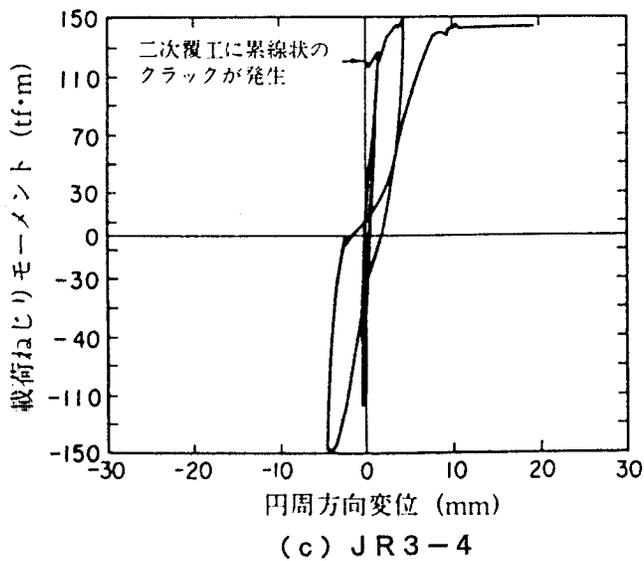
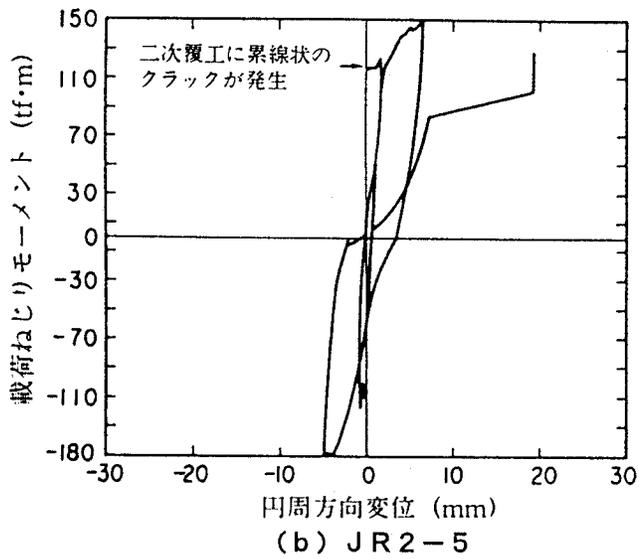
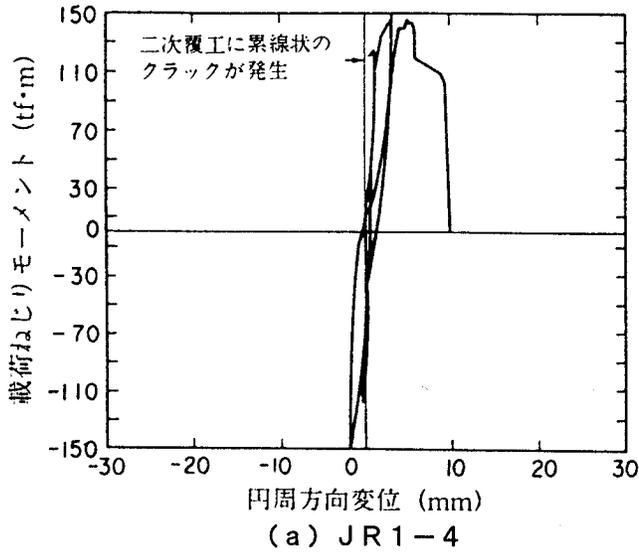


図4. 97 リング接合面に生じた円周方向相対変位の載荷履歴

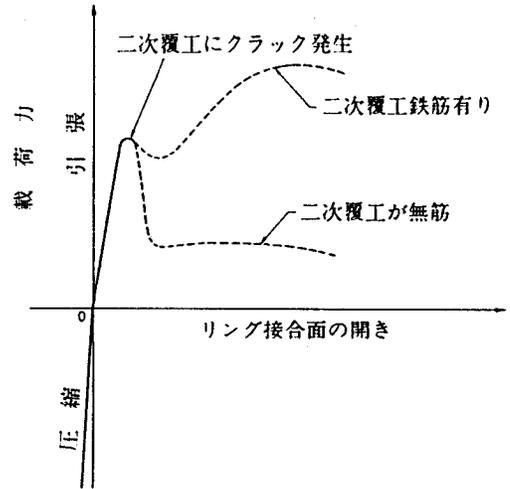


図4. 98 二次覆工鉄筋の有無によるリング接合面の挙動の差異

第5章 二次覆工の長手方向の最小鉄筋量

5.1 概要

どの程度の規模の地震に対してトンネルの損傷をどの程度に抑えるか、すなわち地震規模に応じた耐震設計レベルは、シールドトンネルの耐震設計を行う際の重要なテーマである。基本的には各々の施設管理者がトンネルの使用目的や常時の使用状況を鑑みて決定すべき事項ではあるが、橋梁等他の土木構造物を参考にすれば、シールドトンネルについては概ね以下の通りとなろう。

①中規模地震（M7クラス）に対しては、トンネル構造部材の挙動を弾性領域に収める。

②まれに生じる大規模地震（M8クラス）に対しては、構造部材の挙動が塑性領域に及ぶことは許すが、トンネルとしての機能を損なうような損傷の発生は許さない。

本章では、大規模地震によりトンネル構造部材が塑性化する状況を想定した場合に、リング継手や二次覆工鉄筋が破断してトンネル構造の連続性が失われるのを防ぐための構造細目について検討した結果を示すものである。なお、本章は地震時の限界状態を想定したものであり、常時の使用限界状態におけるクラック等の損傷については、別途検討が必要である。

第4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。

5.2 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。4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5.1に示す。図5.1(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及びJT2の引張耐力の間に次の関係が成立している必要がある。

$$F(JT2) > F(JT1) \quad (5.1)$$

ここに、

$F(JT2)$: リング接合面JT2（二次覆工コンクリートにクラックが生じている状態）の引張耐力(kgf)

$F(JT1)$: リング接合面JT1（二次覆工コンクリートにクラックが生じていない状態）の引張耐力(kgf)

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。

$$F(JT1) = A_L \times \sigma_{LT} \quad (5.2)$$

ここに、

A_L : 二次覆工コンクリートの断面積(cm^2)

σ_{LT} : 二次覆工コンクリートの引張強度(kgf/cm^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5.2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(5.3)で与えられる。

$$F(JT2) = \begin{cases} F_j^{LRr} + A_{LR} \times \sigma_{LRr} & F_{jr} \geq \delta_{LRr} \\ F_{jr} + A_{LR} \times F_{LR}^{yfr} & F_{jr} < \delta_{LRr} \end{cases} \quad (5.3)$$

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。

$$F_{jr} = \{F_{JA}, F_{JB}\} \min \quad (5.4)$$

式(5.3)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(5.4)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。

$$A_L \times \sigma_{LT} = F_{jr} + A_{LR} \min \times \sigma_{LRr} = \{F_{JA}, F_{JB}\} \min + A_{LR} \min \times \sigma_{LRr} \quad (5.5)$$

したがって、

$$A_{LR} \geq \frac{A_L \sigma_{LT} - \{F_{JA}, F_{JB}\} \min}{\sigma_{LRr}} \quad (5.6)$$

(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は、次式で与えられる。

$$A_{LR} \min \geq A_L \times \frac{\sigma_{LT}}{\sigma_{LRr}} \quad (5.7)$$

5.3 模型供試体の交番載荷実験による検討

5.3.1 載荷実験の概要

式(5.6)及び式(5.7)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、第4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(5.1)の $F(JT2)/F(JT1)$ で整理した結果が表5.1である。これによれば、第4章に示した供試体は、いずれも式(5.6)及び式(5.7)により算定される二次覆工の長手方向竿章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第4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(5.6)及び式(5.7)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(5.6)及び式(5.7)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(5.6)及び式(5.7)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、第4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。

5.3.2 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5.3及び図5.4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5.2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体ずつ、合計6体を製作した。3体の違いは、式(5.6)及び式(5.7)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(5.6)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5.5に示すように、厚さ9mm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。継ボルト(M22)に初期軸力として6tfの引張力を導入した。

5.3.3 載荷方法

第4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5.6及び写真5.1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5.7に示す通りである。引張方向には変位振幅が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

交番载荷を行ったことになる。

以上の载荷条件により、*F*タイプ供試体及び*G*タイプ供試体に用いた载荷パターンを、それぞれ図5.8及び図5.9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载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)、12.8mm(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、荷重は载荷ロッドに貼付したひずみゲージによる荷重を示す。

5.3.4 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5.10の通りである。図5.10によれば、二次覆工鉄筋量が式(5.6)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(5.6)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5.10において興味深いのは、式(5.6)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、これ以後の载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载荷荷重との履歴を示すと図5.11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 // 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载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。ただし、1箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間に、他のリング接合面で生じていた供試体長手方向の相対変位を示すと図5.12の通りであ

り、供試体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 1箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間の各リング接合面の相対変位は、ケース1で1.6～9.1mm、ケース2で0.7～3.8mm、ケース3で0.5～3.2mmである。したがって、同じように最小鉄筋量を満足しているケース1～3の中でも、二次覆工鉄筋量が多いほど、二次覆工のクラックはより分散しやすくなる。

② 全てのリング接合面で二次覆工鉄筋が降伏するまでに供試体が吸収した長手方向変形量は、ケース1で約35mm、ケース2で約18mm、ケース3で約15mmであり、二次覆工鉄筋量が多いほど小さな載荷変位で二次覆工の損傷が分散していることがわかる。また、全てのリング接合面で二次覆工鉄筋の降伏が生じてからリング継手の破壊や二次覆工鉄筋の破断が生じるまでに供試体が吸収した長手方向変形量は、ケース1で約12mm、ケース3で約110mmであり、二次覆工鉄筋量の少ないケース1では二次覆工鉄筋量の多いケース3の約1/9となっている。

5.3.5 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5.13の通りである。図5.13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(5.7)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5.10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位と載荷荷重との履歴を示すと図5.14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
- ③ ①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ていないケース4では荷重変位が51mm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では荷重変位を140mm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(5.7)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。

5.4 結言

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荷重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(5.6)もしくは式(5.7)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(5.6)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(5.7)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荷重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(5.6)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。

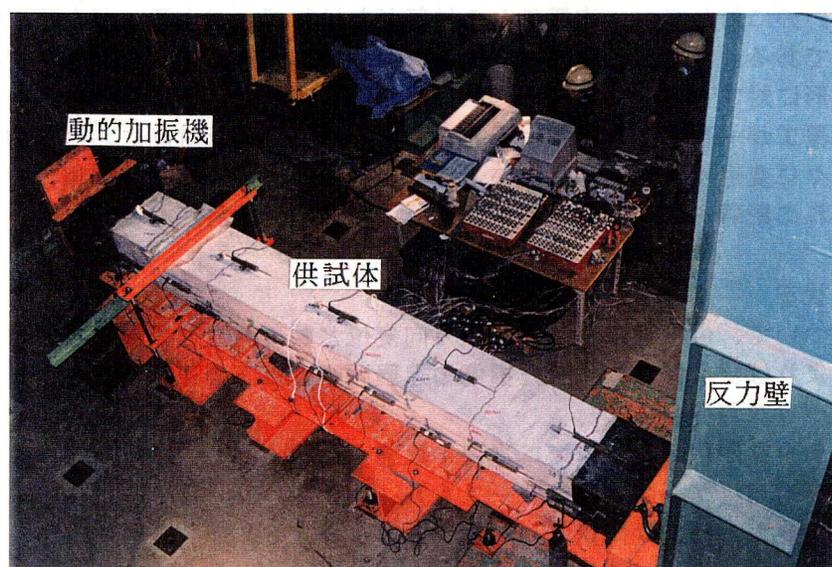


写真5.1 Fタイプ供試体及びGタイプ供試体への荷重のようす

表5. 1 第4章に示した模型載荷実験における二次覆工の損傷状況

載荷力	覆工間の付着	リング継手の破断耐力+二次覆工鉄筋の破断耐力 二次覆工コンクリートの引張耐力		二次覆工の損傷状況
軸力	あり(ジベル筋)	1.478		各リング接合面に損傷が分散
曲げ	あり(ジベル筋)	1.494		各リング接合面に損傷が分散

表5. 2 実験ケース

(a) Fタイプ供試体

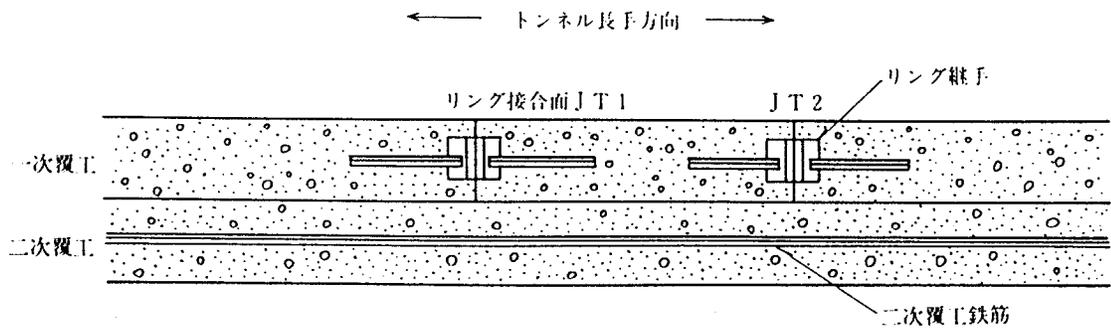
	一次覆工			二次覆工			
	セグメント	アンカー鉄筋	リング継ぎ ボルト	コンクリート	長手方向鉄筋量		
					ケース1	ケース2	ケース3
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D6×3本	D10×3本	D10×4本
断面積(cm ²)	1000	2.53	3.03	1000	2.85	3.80	5.07
強度規格(kg f / cm ²)	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35	SD35
降伏強度(kg f / cm ²)	—	3500	6400	—	3500	3500	3500
降伏耐力(tf)	—	8.86	19.39	—	3.33	7.49	9.97
破断強度(kg f / cm ²)	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

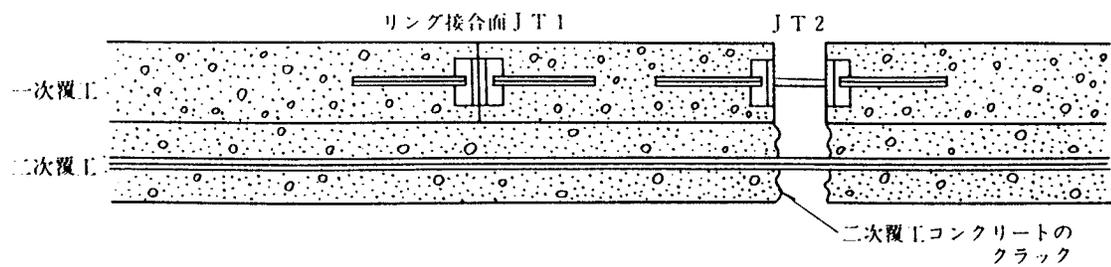
	一次覆工			二次覆工			
	セグメント	アンカー鉄筋	リング継ぎ ボルト	コンクリート	長手方向鉄筋量		
					ケース4	ケース5	ケース6
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D10×4本	D13×3本	D13×4本
断面積(cm ²)	1000	2.53	3.03	1000	2.85	3.80	5.07
強度規格(kg f / cm ²)	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35	SD35
降伏強度(kg f / cm ²)	—	3500	6400	—	3500	3500	3500
降伏耐力(tf)	—	8.86	19.39	—	9.89	13.30	17.74
破断強度(kg f / cm ²)	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×(強度規格)^{2/3})

**は、実勢強度による計算値

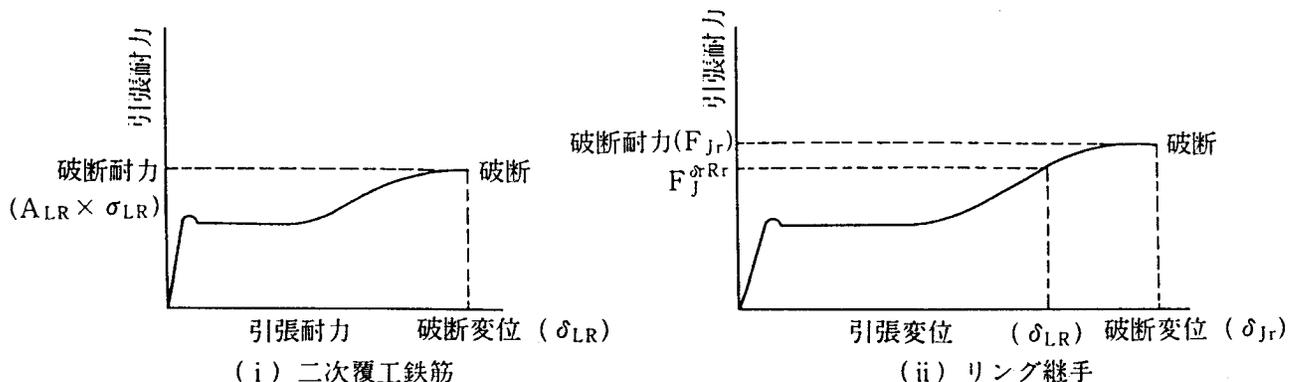


(a) 二次覆工コンクリートに引張クラックが生じていない状態

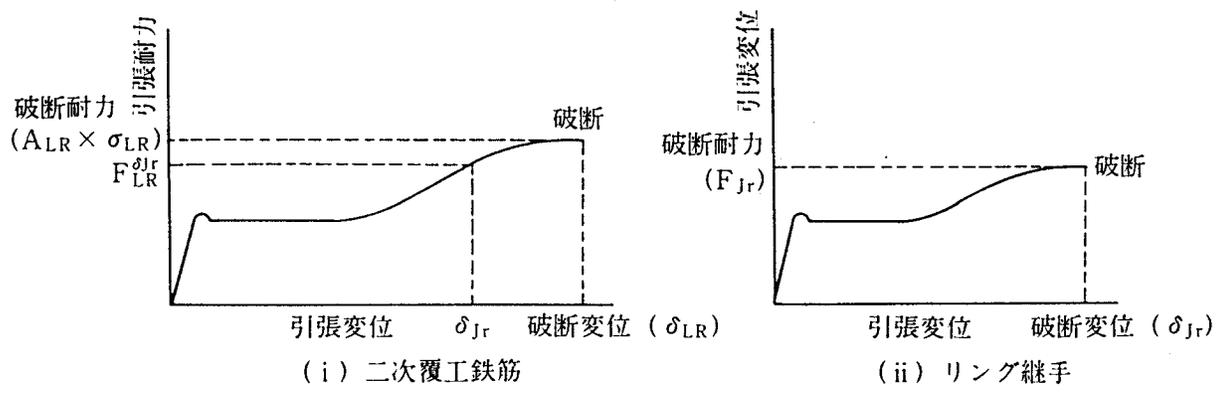


(b) ある特定のリング接合面で二次覆工コンクリートに引張クラックが生じた状態

図5.1 シールドトンネル覆工の変形(模式図)



(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5.2 二次覆工鉄筋とリング継手の引張耐力の関係

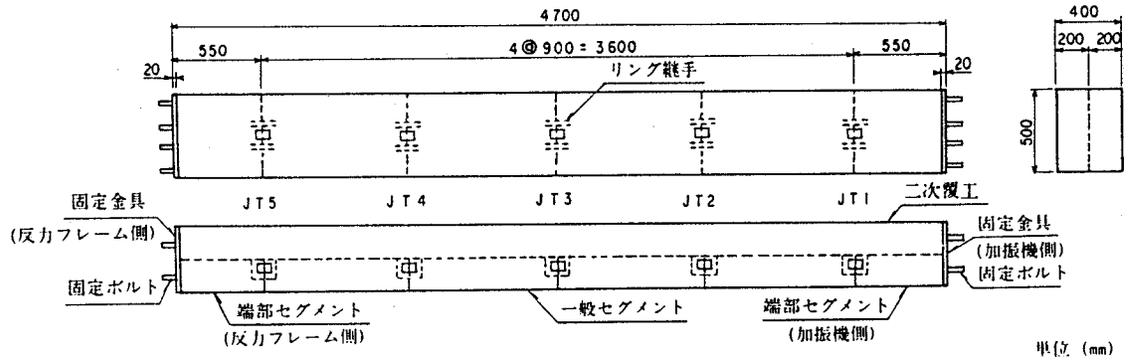


図5.3 Fタイプ及びGタイプ供試体

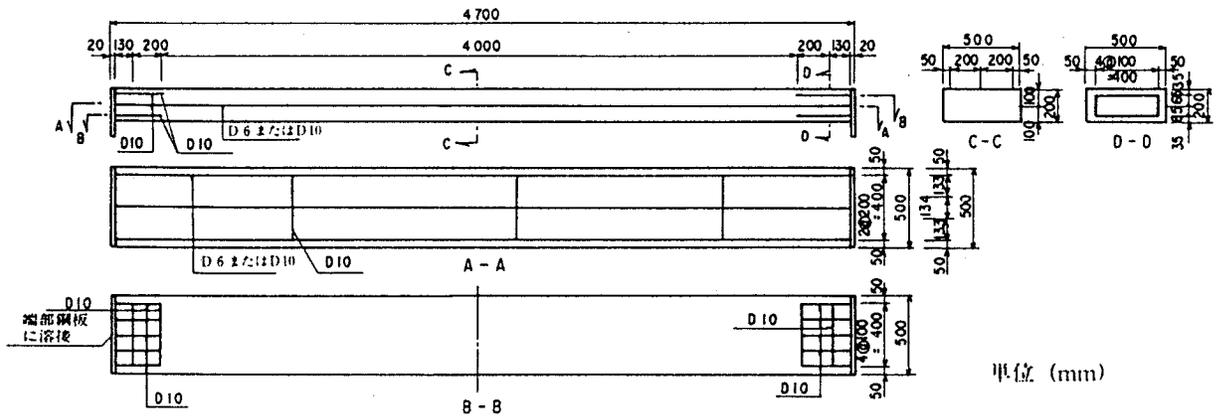


図5.4 Fタイプ及びGタイプ供試体の配筋図

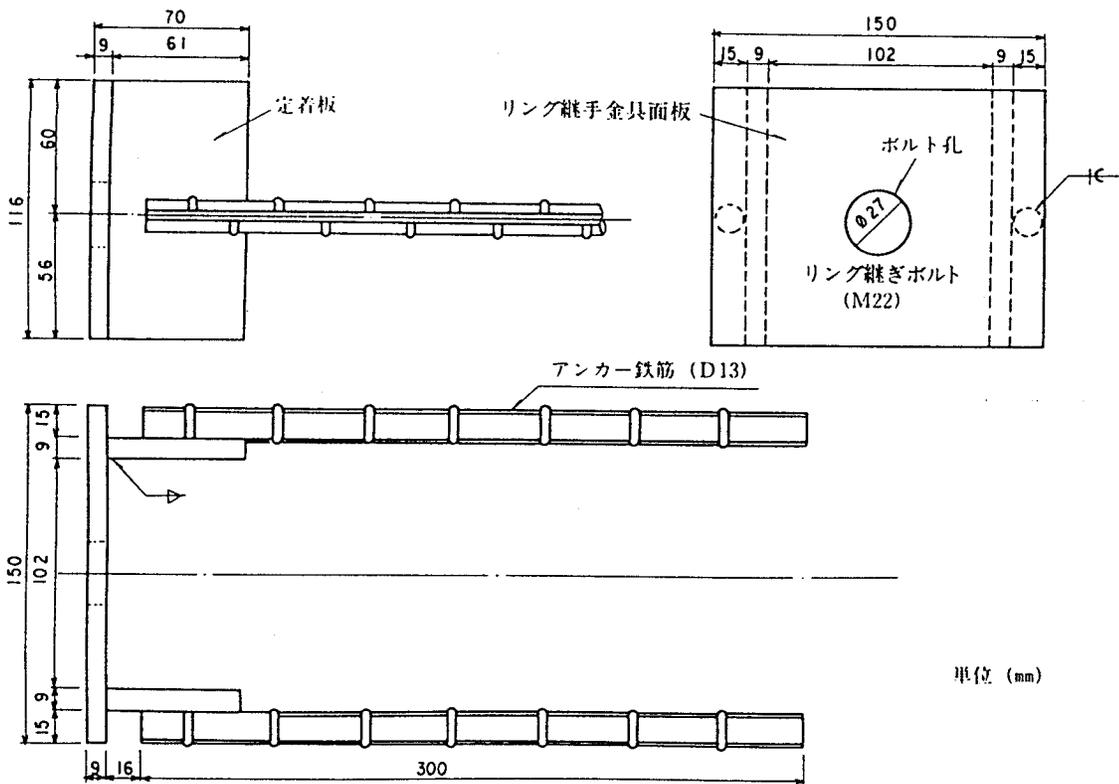


図 5. 5 実験に用いたリング継手

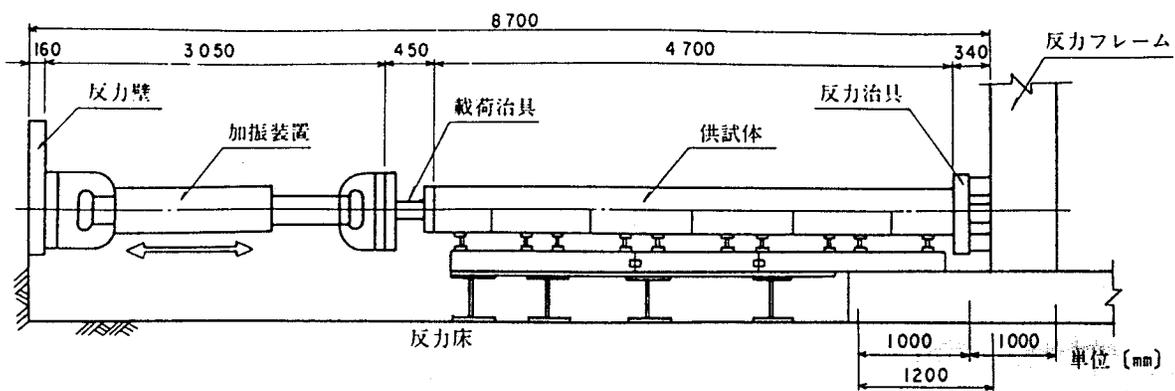


図 5. 6 供試体に対する軸力の載荷方法

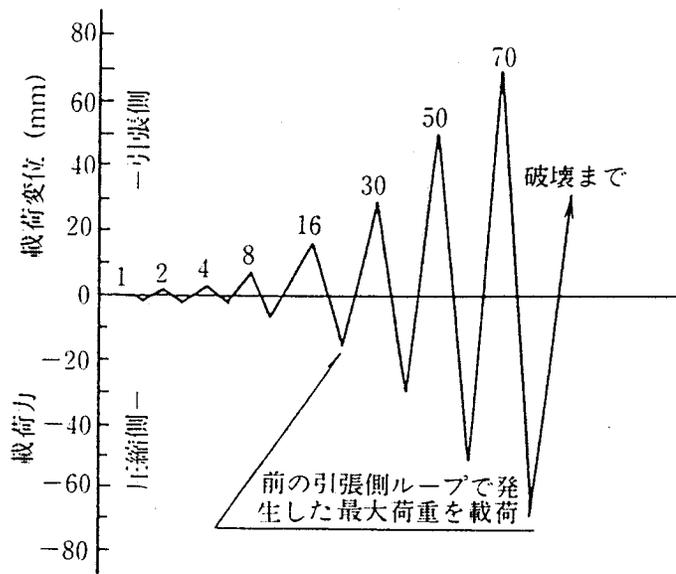


図5.7 供試体への軸力の載荷パターン

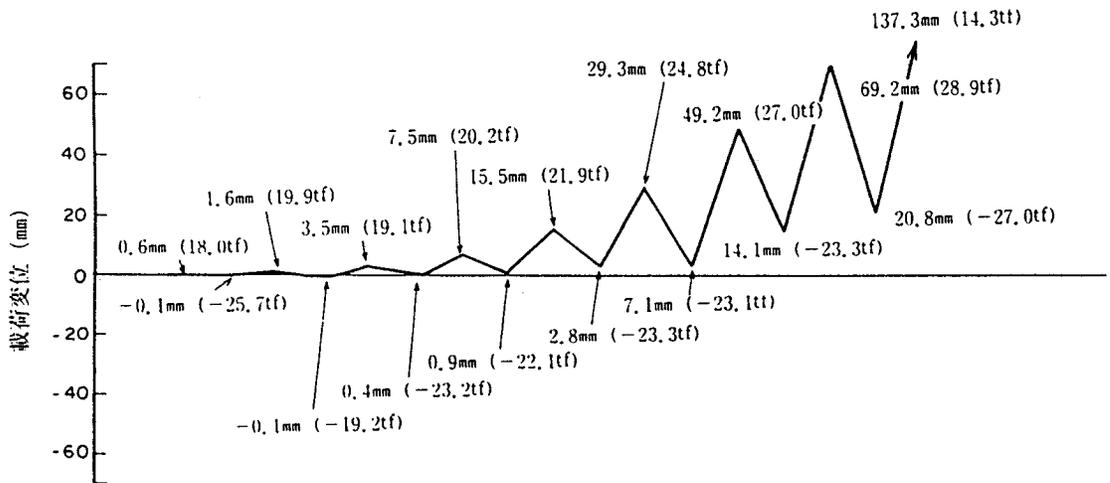


図5.8 Fタイプ供試体に用いた載荷パターン (ケース3: 最小鉄筋量の139%)

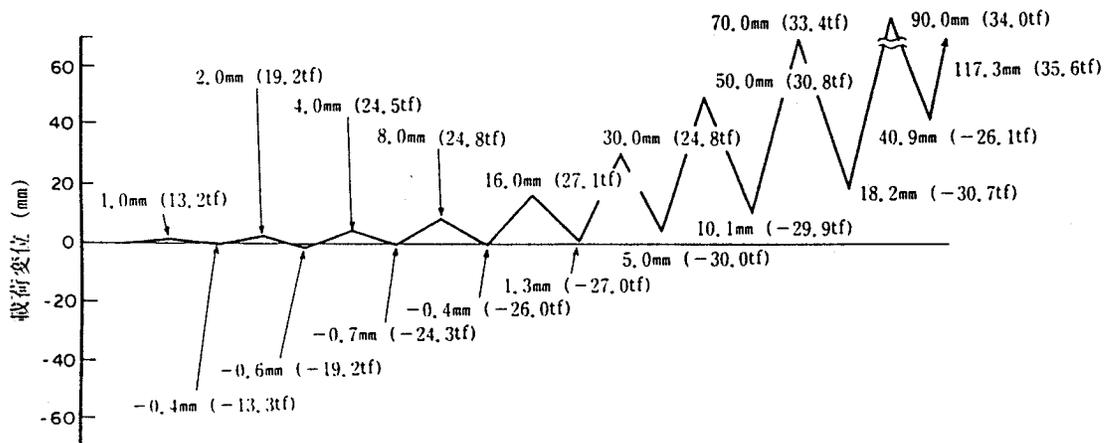
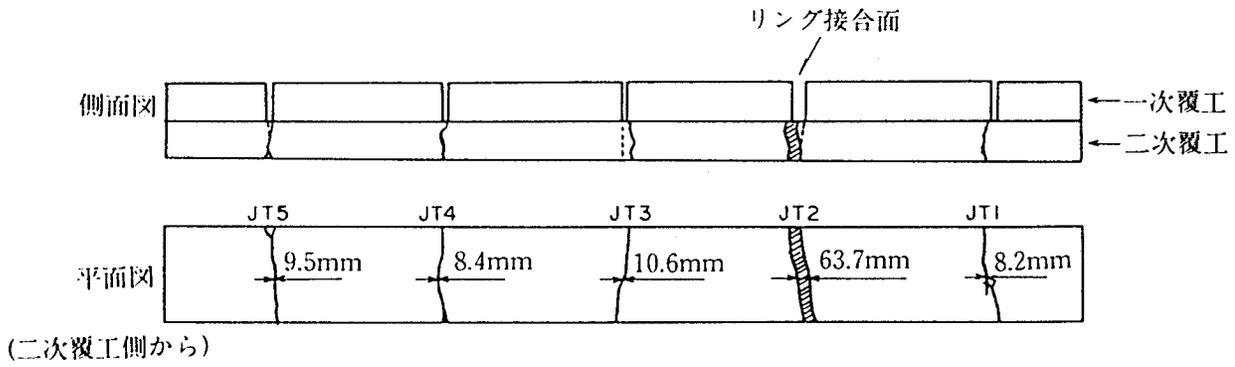
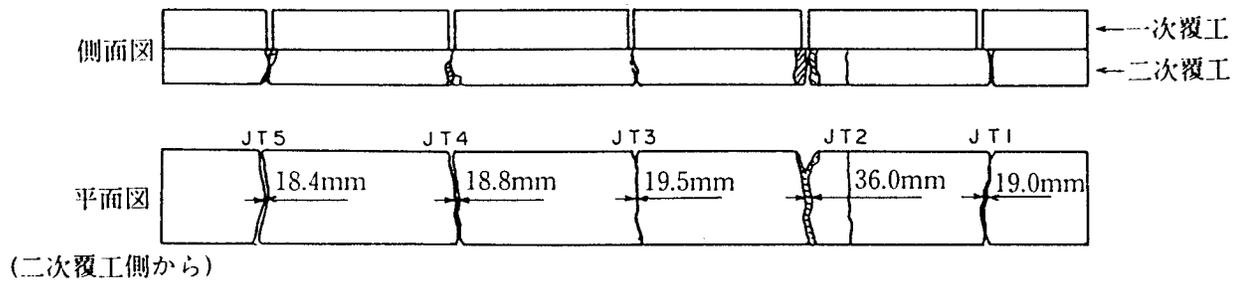


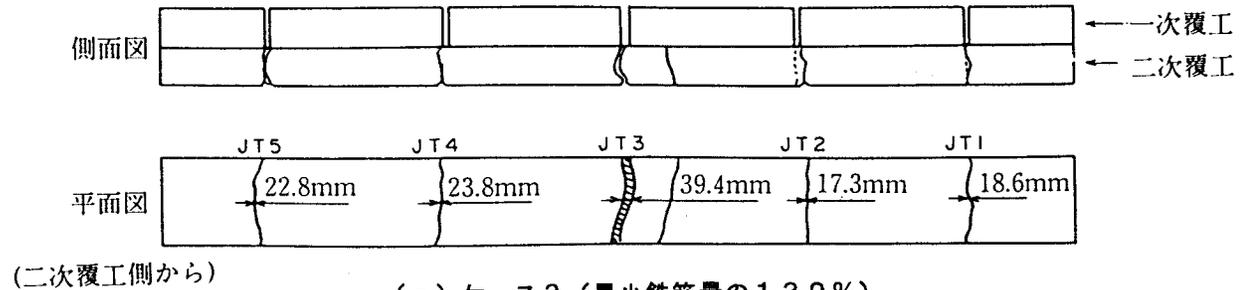
図5.9 Gタイプ供試体に用いた載荷パターン (ケース6: 最小鉄筋量の143%)



(a) ケース1 (最小鉄筋量の108%)

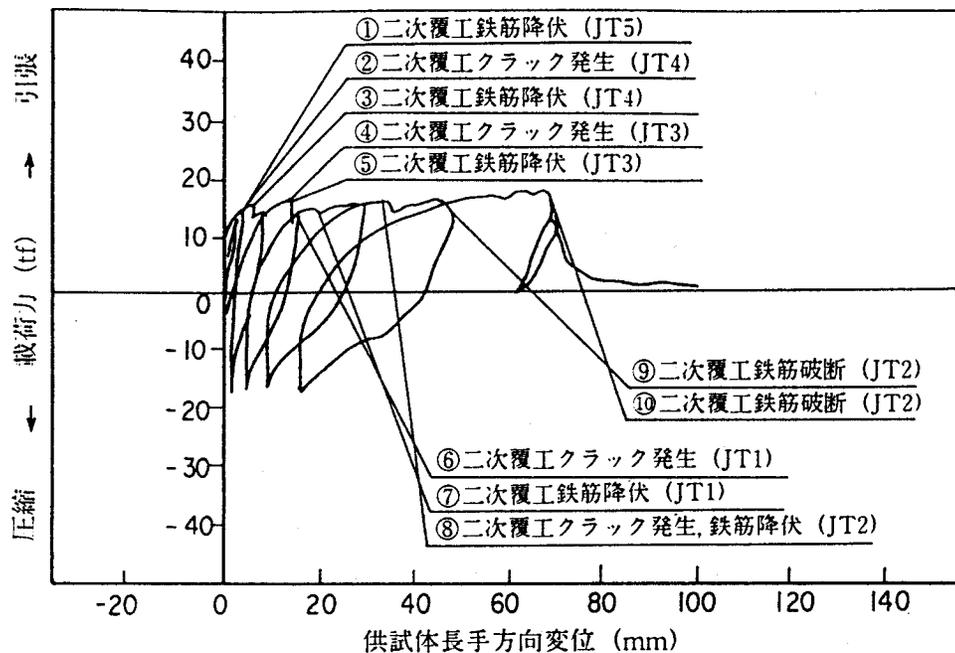


(b) ケース2 (最小鉄筋量の121%)

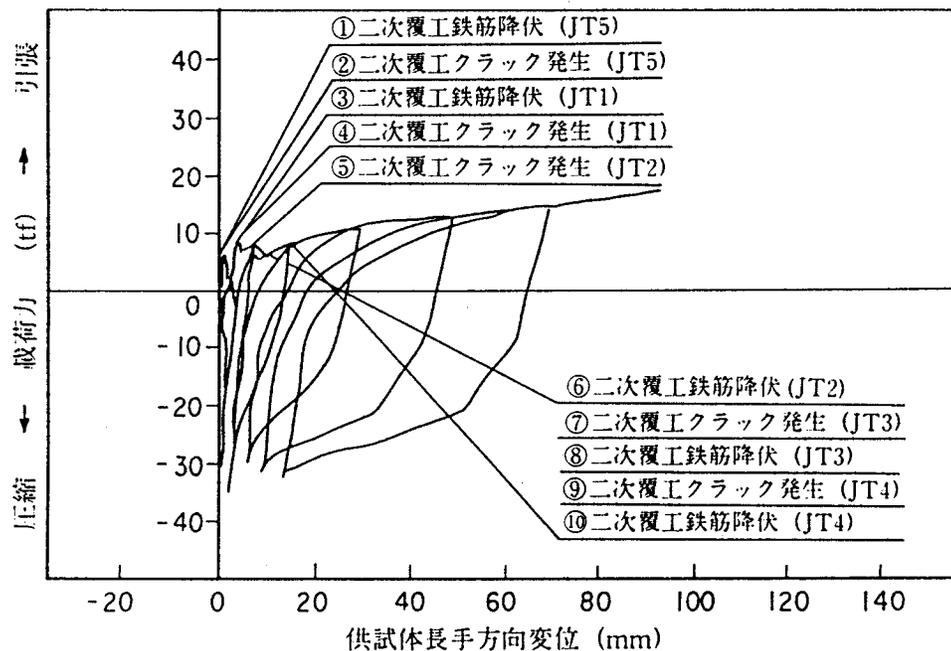


(c) ケース3 (最小鉄筋量の139%)

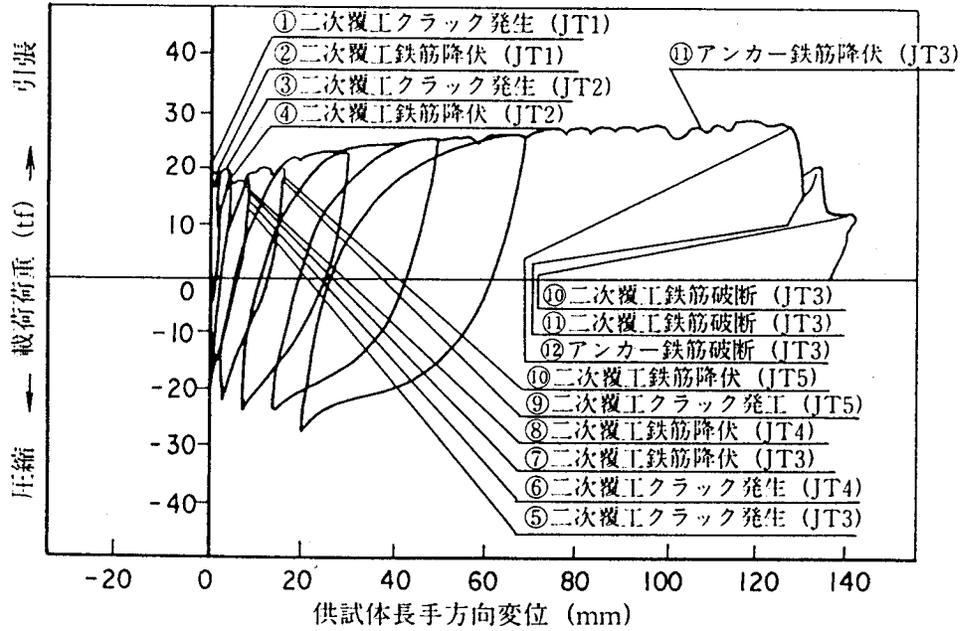
図5.10 Fタイプ供試体の破壊状況



(a) ケース1 (最小鉄筋量の108%)

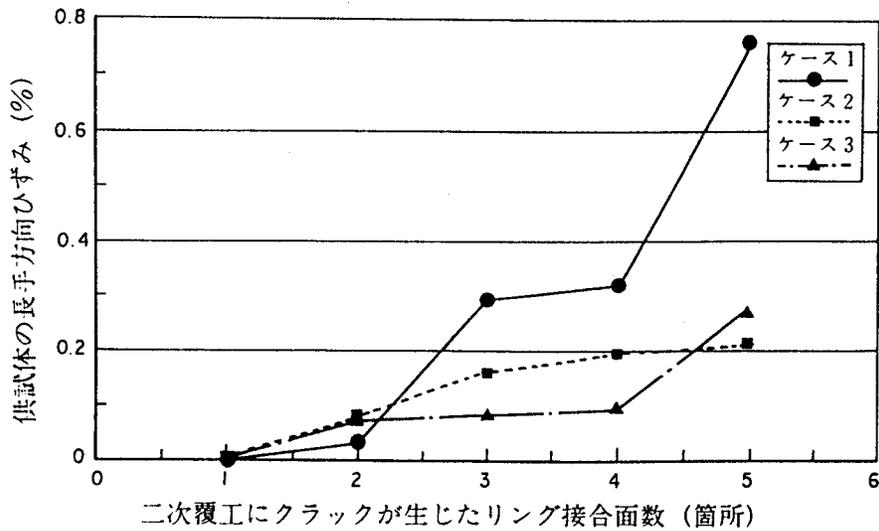


(b) ケース2 (最小鉄筋量の121%)



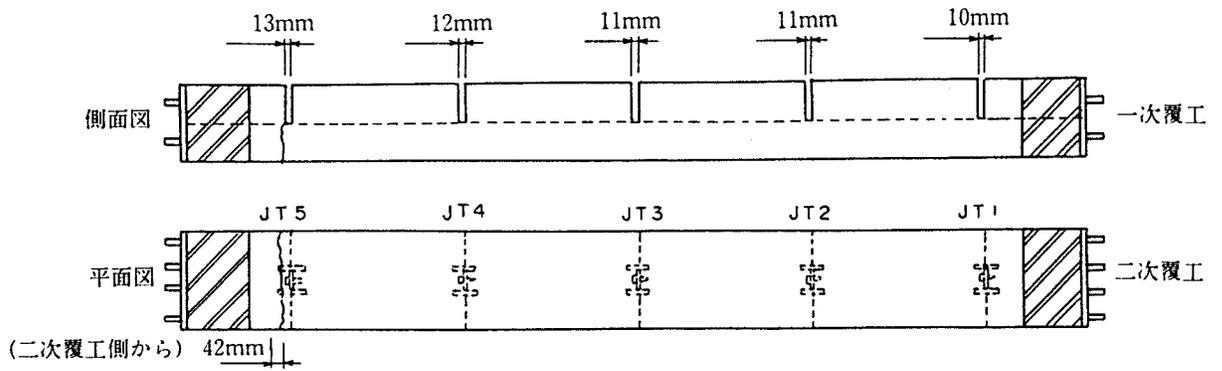
(c) ケース3 (最小鉄筋量の139%)

図5. 11 Fタイプ供試体の载荷履歴

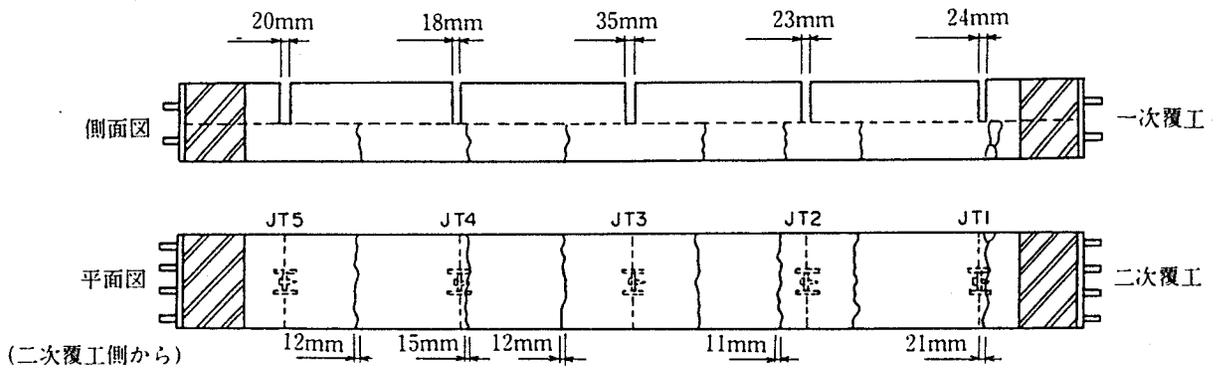


注) 供試体の長手方向ひずみ = 供試体長手方向変形量 / 供試体全長

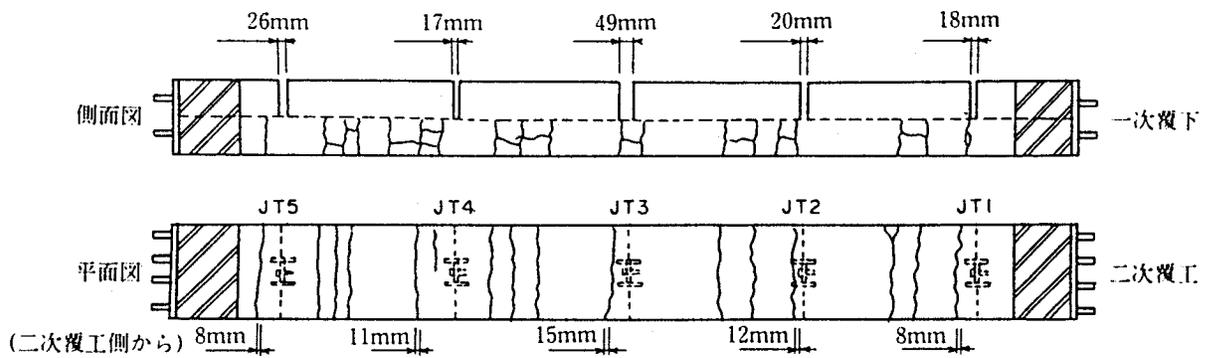
図5. 12 二次覆工にクラックが生じたリング接合面数と供試体の長手方向ひずみとの関係



(a) ケース4 (最小鉄筋量の85%)

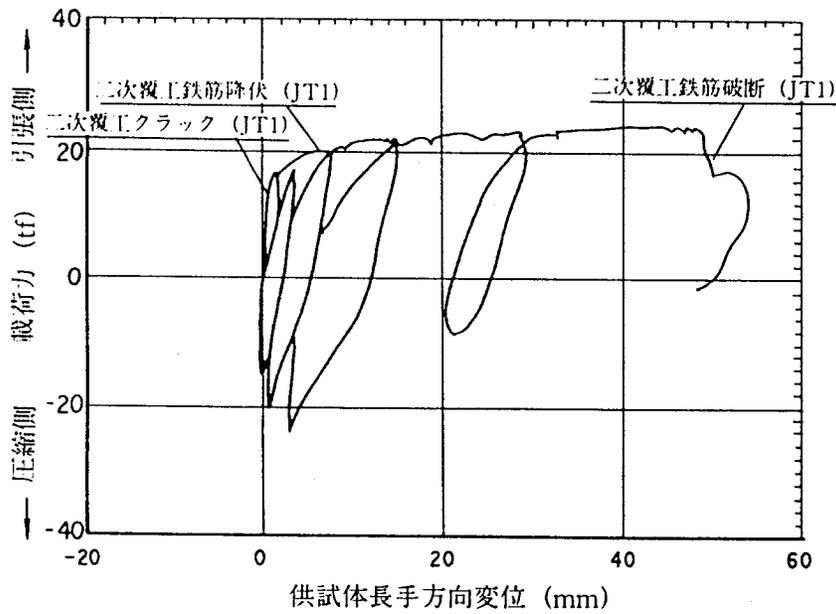


(b) ケース5 (最小鉄筋量の107%)

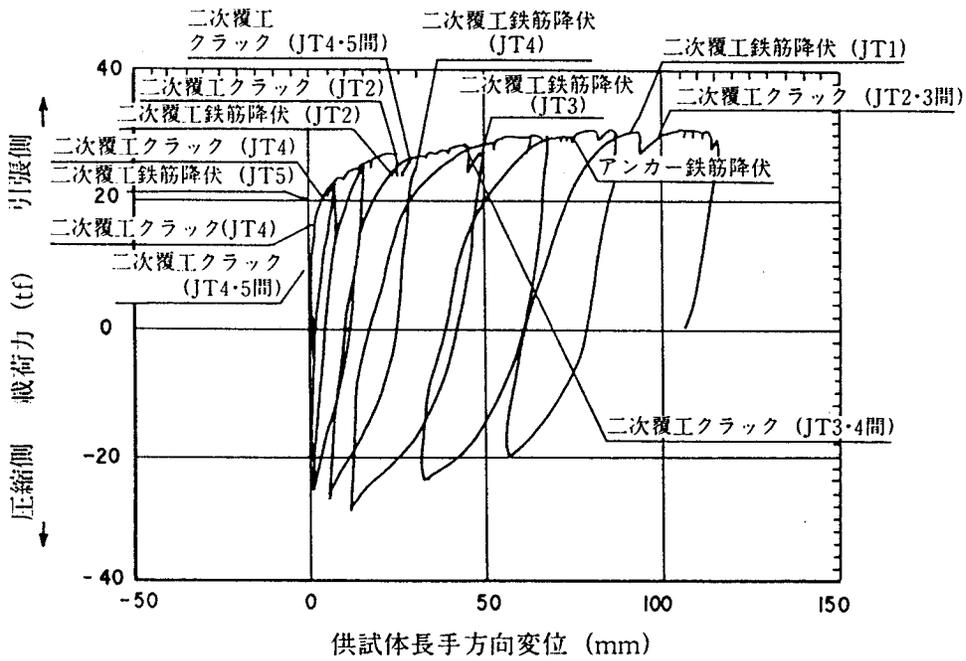


(c) ケース6 (最小鉄筋量の143%)

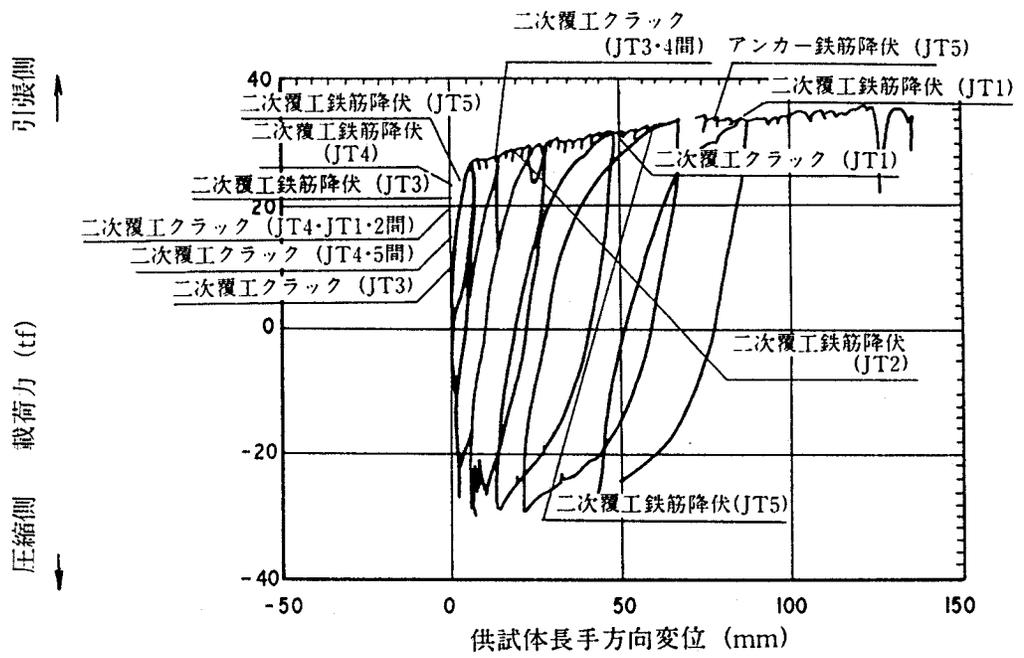
図5.13 Gタイプ供試体の破壊状況



(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5.14 Gタイプ供試体の载荷履歴

第6章 結論

6.1 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、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ようになる。

(1) 第1章では、シールドトンネルの歴史及び耐震設計に係わる各種基準の現状を振り返るとともに、本研究の基本方針を示した。すなわち、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。このため本研究では、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実施した。

(2) 第2章では、セグメント・継手・二次覆工から構成されるシールドトンネル覆工を、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方法を提案した。さらに、等価剛性梁モデルと詳細な骨組みモデルによる応答の違いを試算することにより、等価剛性梁モデルが耐震解析上の力学モデルとして必要十分な精度で適用可能であることを検証した。

本研究の結果、以下の点が明らかにされた。

- 1) 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、等価軸剛性は引張側と圧縮側で異なるため、トンネル長手方向の挙動は非線形となる。
- 2) シールドトンネルの耐震解析上の力学モデルとして考えられる骨組みモデル及び等価剛性梁モデルのうち、前者はリング継手近傍の断面力の低減等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り実用性に欠ける。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、取り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) 第3章では、第2章で提案した等価剛性梁モデルを適用することにより、沈埋トンネル・共同溝等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。また、沈埋トンネルの動的解析手法を等価剛性梁モデルが適用できるように改良することにより、シールドトンネルの動的解析手法を提案した。

また、覆工剛性の非線形性がトンネルの地震応答特性に及ぼす影響を解析的に検討した結果、以下の点が明らかにされた。

- 1) 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、後者は前者に対して1オーダー低い値となる。
- 2) 動的解析結果によれば、覆工剛性が圧縮側と引張側で異なるために、トンネルに生じる応力も圧縮と引張で異なり、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。
- 3) 覆工剛性の非線形性を考慮した動的解析結果において、トンネルの圧縮応力は、覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析により得られる圧縮応力とよく一致する。また、トンネルの引張応力は、

覆工の引張側剛性のみを用いた線形解析における引張応力とよく一致する。

(4) 第4章では、シールドトンネル長手方向の耐震設計の過程で重要な安全性の照査に資することを目的として、リングを組んだ模型供試体の載荷実験を行い、シールドトンネル覆工の動的耐力及び変形特性の解明を試みた。載荷実験では、トンネル長手方向の軸力・曲げモーメント・ねじりモーメントを地震力として考慮した。

本研究の結果、以下の点が明らかにされた。

1) 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やアンカー鉄筋など覆工の構成部材の挙動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力学特性をもとに合理的に説明できる。

2) 曲げモーメントが作用するトンネルの変形特性は、基本的には軸力が作用する場合と同じである。これは、曲げモーメントによりトンネル覆工に作用する断面力は、軸力を作用させた場合と同様に、トンネル長手方向の圧縮・引張力となるためである。

3) ねじりモーメントが作用する場合には、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。

(5) 第5章では、第4章で明らかにされた覆工の変形特性に基づき、二次覆工を有するシールドトンネルの長手方向の変形性能を高めるために二次覆工に配置すべき最小鉄筋量の算定方法を提案した。さらに、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を行うことにより、算定方法の妥当性を検証した。

本研究により、以下の点が明らかにされた。

1) 二次覆工の長手方向に本論文で提案する最小鉄筋量を下回る鉄筋しか配置されていない場合には、トンネルがある程度以上の軸方向引張力を受けて一つのリング継手で損傷が生じると、そのリング継手の耐力が低下する結果、それ以上の荷重作用に対するトンネルの損傷は最初に損傷を生じたリング継手ばかりに集中することとなる。

2) 最小鉄筋量を上回る鉄筋を配置すれば、二次覆工鉄筋のねばりにより多数のリング継手に損傷が分散する結果、トンネル軸方向の引張力に対するトンネル全体の変形性能が向上することとなる。

以上の研究により、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、平成7年1月17日に阪神・淡路地区を襲った兵庫県南部地震(M7.2)は、神戸市を中心として公共土木施設に大きな被害をもたらした。震災を受けた地域には、地下鉄、地下駐車場、共同溝、CAB(Cable Box)等の地下構造物が建設されていたが、一部の地下鉄駅舎を除いて、大きな被害は生じなかった。被災地域の周辺では大阪市の地下河川等にシールドトンネルが採用されているが、地盤振動が小さいことから被害は生じておらず、シールドトンネルの耐震性に係わる知見は得られていない。

シールドトンネルの地震被害は、このように現在まで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、これは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ためであり、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、十分な耐震性の研究が必要とされることを、最後に指摘しておきたい。

6. 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

のような研究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研究

本研究でも、4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研究

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) 日本下水道協会：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、井上肇、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：ど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、嶋村貞夫：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、J S S C、Vol. 3、No. 24、1967年
- 44) 河田博之、池田重喜： $\phi 12.66\text{m}$ 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
 - 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) 志波由起夫、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、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
 - 60) 志波由起夫、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
 - 61) 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
 - 62) 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
 - 63) 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セグメントの地震応答解析－、土木研究所資料、第2496号、昭和62年2月
 - 64) 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

本論文に関連した著者の発表論文

- 65) 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
- 66) 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
- 67) 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
- 68) 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
- 69) 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
- 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
- 71) 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
- 72) 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
- 73) 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史：正負交番曲げモーメントを受けるシールドトンネルの変形及び破壊特性に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 483/I-26、1994.1
- 74) 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史：シールドトンネル模型のねじり変形と破壊特性に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 501/I-29、1994.10
- 75) 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史、大日方尚巳、志波由起夫：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、1993.3
- 76) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計、鹿島出版会、1994.6
- 77) 川島一彦、杉田秀樹、中島燈：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）、土木研究所資料、第3119号、1992.3
- 78) K. KAWASHIMA, H. SUGITA and T. KANO: Loading Test of Shield Tunnel Specimens Subjected To Alternative Axial Loading, Proc. of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, May 1990
- 79) H. ASAKURA, K. KAWASHIMA and H. SUGITA: Guideline for Seismic Design Methods of Large Underground Structures, Proc. of 24th Joint Meeting of The U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources, Panel on Wind and Seismic Effects, May 1992
- 80) K. KAWASHIMA, H. SUGITA and T. NAKAJIMA: Seismic Design Method of Underground Parking Garage Structures, Proc. of 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems, October 1992
- 81) K. KAWASHIMA, H. SUGITA and T. NAKAJIMA: Seismic Behavior of Buried Pipelines Through Field Observation, Proc. of 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems, October 1992

謝 辞

本論文は、大阪大学工学部土木工学科福本暁士教授の指導のもとにとりまとめたものです。ここに、厚く感謝の意を表します。また、同土木工学科西村宣男教授並びに松井繁之教授からは、審査にあたり貴重なご意見を再三再四に亘って賜り、感謝の念に耐えません。

本論文に係わる研究の多くは、筆者が建設省土木研究所地震防災部耐震研究室に在籍中、当時同所地震防災部耐震研究室長川島一彦博士（現東京工業大学教授）の指導の下になされたものであり、学位論文をまとめるきっかけを頂くとともに、終始にわたり貴重な助言を頂きました。ここに、厚く感謝の意を表します。

建設省土木研究所地震防災部耐震研究室長大塚久哲博士をはじめ、同研究室の諸氏には、論文の執筆にあたり何かと便宜を図って頂きました。また、論文中の解析・実験データは、大日方尚巳氏（現国土庁大都市圏整備局）、加納尚史氏（現建設省東北地方建設局酒田工事事務所）、中島燈氏（現北海道開発局札幌開発建設部北空知道路建設事業所）の協力なしにはあり得ません。また、改めて論文の全体を眺めるに、土木研究所に部外研究員として在籍され、この度の研究に関与された大成建設（株）志波由紀夫博士を忘れることはできません。

論文に係わって下さった方々に再度感謝の意を表すとともに、論文を執筆するにあたり折に触れ激励を頂いた安田成夫博士をはじめ建設省土木研究所企画部企画課の諸氏に感謝の気持ちを送ります。