

土 木 研 究 所 資 料

鉄筋コンクリート製地下構造物の
横断方向の変形性能に関する解析的研究

平成13年 3 月

国土交通省省土木研究所

耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright ©(2001)by P. W. R. I.

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

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

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

鉄筋コンクリート製地下構造物の 横断方向の変形性能に関する解析的研究

土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 室 長 運上 茂樹
研 究 員 大住 道生
交 流 研 究 員 高尾 聰秀*

要 旨

地下構造物は、見かけの単位体積重量が小さいため、地震時には、構造物に作用する慣性力に比較して周辺地盤の変形の影響が支配的である。本研究では、簡易に地下構造物の横断方向に関する耐震製を把握することを目的として、その指標となる変形性能について静的な荷重漸増解析により検討を行った。矩形断面を有する地下構造物の横断方向に関しては、構造物全体系の終局状態を仮定し、その時の頂底版間の相対変位を算出する推定式を提案した。また、円形断面を有するシールドトンネルの横断方向に関しては、兵庫県南部地震相当の慣性力を作用させてシールドトンネル横断方向の耐震性を検証するとともに、さらに慣性力を漸増させた解析を行い、変形性能を算定した。

キーワード：地下構造物、横断方向、変形性能、矩形断面、円形断面、鉄筋コンクリート、シールドトンネル

交流研究員在職期間 平成11年4月～平成12年3月

目 次

1. まえがき	1
2. 矩形断面を有する地下構造物の横断方向の変形性能	3
2. 1 解析モデルと解析条件	3
2. 2 軸力変動の影響	5
2. 3 終局状態の設定	7
2. 4 解析結果	10
2. 5 終局変位量に対する土被りの影響	15
2. 6 終局変位量の推定	17
2. 7 まとめ	19
3. 円形断面を有するシールドトンネルの横断方向の変形性能	20
3. 1 解析モデルと解析条件	20
3. 2 軸力変動を考慮したRCセグメントの非線形特性	23
3. 3 継手部の非線形特性	24
3. 4 解析結果	29
3. 4. 1 兵庫県南部地震相当の慣性力を作用させた解析	29
3. 4. 2 慣性力を漸増させた解析	30
3. 5 まとめ	37
参考文献	38

1. まえがき

兵庫県南部地震以降の土木構造物の耐震設計法は、大規模地震による地震動を考慮し、構造物の非線形域の損傷を考慮した設計法へと移行している。その中で、地下構造物については、地盤の非線形応答特性や構造物の非線形応答時における耐力の評価等に関する研究が十分になされていない。そこで、本研究では、簡易に、地下構造物の横断方向の変形性能を定量的に把握することを目的として解析的に検討を行った。

対象とした地下構造物は、鉄筋コンクリート製の地下構造物とし、矩形断面を有する地下構造物と円形断面を有するシールドトンネルとした。矩形断面を有する地下構造物の横断方向の変形性能に関しては、地下構造物の形状や鉄筋比をパラメータとして、地下構造物の終局変位量と構造物形状との関係を把握すると共に、地下構造全体系の終局状態に関する検討を行い、終局変位量の簡易推定式を提案した。

また、円形断面を有するシールドトンネル横断方向の変形性能に関しては、兵庫県南部地震相当の慣性力に対する耐震性を検証するとともに、さらに慣性力を漸増させた解析を行い、変形性能について考察を行った。

2. 矩形断面を有する地下構造物の横断方向の変形性能

2. 1 解析モデルと解析条件

地下構造物は、地震時には地盤の変形に追従するようにせん断変形する¹⁾。そこで、底版と頂版との間の相対変位に着目して、頂版に対して水平方向に強制変位を漸増させる静的非線形解析を行った。また、常時では、静止土圧が水平方向に、上載荷重、地盤反力が鉛直方向に作用しているため、解析では、常時における断面力を考慮する必要がある。地震が発生すると、常時での静止土圧が地震時荷重に移行していくと考えられるが、その過程については明らかとなっておらず、ここでは、常に頂版に作用している鉛直下向き方向の上載荷重と底版に作用している構造物自重に上載荷重を加えた鉛直上向き方向の地盤反力を作用させた場合の断面力を初期値として、非線形解析を行った。

解析モデルは、各壁構造を非線形梁要素としてモデル化した。隅角部には剛域を設定し、底版は両端の剛域で単純支持されるものとした²⁾。また、梁要素には、50 cm毎に節点を設けた。解析は、頂版部分に底版と頂版の相対変位 δ を強制的に漸増させ、そのときの頂版における力を P とした。図-2.1.1に、解析の対象とした地下構造物を示す。

梁要素の非線形性は、常時の軸力作用時の $M-\phi$ 関係を用いて、図-2.1.2に示す非対称トリリニア骨格曲線で評価した。この時、コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} は、平成8年道路橋示方書コンクリート橋編³⁾に準じて0.0035とした。

解析の対象とした地下構造物の土かぶり、土の単位体積重量は、一般的な値とし、それぞれ $D_0=3.0\text{m}$ 、 $\gamma=17.6\text{kN/m}^3$ の一層地盤とした。常時解析の結果から、全部材における常時軸力 N を98.1kNとした。

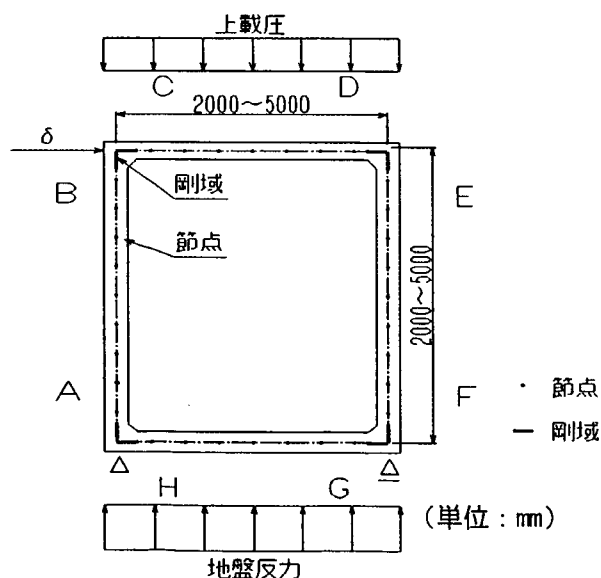


図-2.1.1 解析モデル

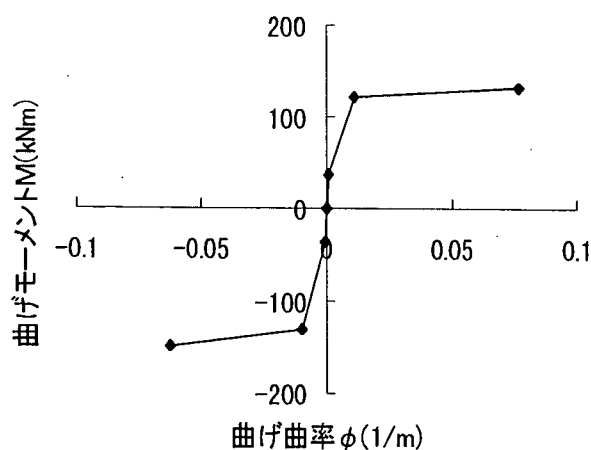


図-2.1.2 解析に用いた非線形トリリニア骨格曲線

解析ケースを表-2.1.1に示す。解析ケースは、寸法、鉄筋比の影響を評価するために形状を単純化し、正方形断面を標準とした。鉄筋比は、鉄筋径を変えることにより変化させた。部材厚は全面300mmとし、ケース1～9で寸法、鉄筋比の影響、ケース10～15で断面形状、鉄筋比の影響を検討した。また、ケース16～20では、実物で一般に底版厚が厚いことを考慮して、底版厚だけを500mmとして寸法、断面形状の影響を検討した。ここで、地下構造物の部材厚は、土被り厚によって異なることも考えられるが、本解析では、簡単のために、共同溝設計指針⁴⁾に準じた最小部材厚とした。鉄筋のかぶり、共同溝設計指針⁴⁾に準じ、それぞれの部材の最小かぶりとした。表-2.1.2に、設定した部材断面毎の鉄筋のかぶりを示す。

表-2.1.1 解析ケース

解析 ケース	断面形状(mm)		部材厚(mm)				鉄筋径 (mm)	鉄筋比(%)	
	高さ	幅	底版	頂版	中壁	側壁		底版以外	底版
1	2000	2000	300	300	300	300	13	0.44	0.44
2							16	0.69	0.69
3							19	1.00	1.00
4	3000	3000					13	0.44	0.44
5							16	0.69	0.69
6							19	1.00	1.00
7	4000	4000					13	0.44	0.44
8							16	0.69	0.69
9							19	1.00	1.00
10	5000	3000					13	0.44	0.44
11							16	0.69	0.69
12							19	1.00	1.00
13	3000	5000					13	0.44	0.44
14							16	0.69	0.69
15							19	1.00	1.00
16	2000	2000	500	16	0.69	0.37			
17	3000	3000		16	0.69	0.37			
18	4000	4000		16	0.69	0.37			
19	5000	3000		16	0.69	0.37			
20	3000	5000		16	0.69	0.37			

表-2.1.2 鉄筋のかぶり

壁 部 材	箇 所	鉄 筋 か ぶ り (m m)
頂 版	内 側	5 0
	外 側	7 0
側 壁	内 側	5 0
	外 側	7 0
底 版	内 側	5 0
	外 側	1 0 0

2. 2 軸力変動の影響

図-2.1.1に示したように、梁モデルの頂版位置に水平変位を静的に漸増させて、地下構造物全体系の終局変位量の検討を行った。この時、作用する水平力の増加に伴い、壁部材に発生する軸力が変化する。これにより、終局曲げモーメントも変化する。標準的なケース5、および高さが高いケース11について、常時軸力での終局モーメントに対する軸力変動に伴う終局曲げモーメントの変動率、終局曲率を表-2.2.1に示す。さらに最も軸力の変化が大きくなったケース5の側壁Fについて、軸力の違いによるM- ϕ 関係の一例を図-2.2.1に示す。常時の軸力が大きくないこともあり、側壁の軸力変動がモーメントの変動率に及ぼす影響は、10%未満と大きくはない。このため、本解析では、M- ϕ 関係において、軸力変動による影響は考慮しないこととした。

表-2.2.1 軸力変動による終局モーメントの変動率

(1) ケース5の場合 (高さ3000mm×幅3000mm)

部材	箇所	常時 軸力 N (kN)	常時軸力		地震時 増分 ΔN (kN)	終局時 軸力 N+ ΔN (kN)	N+ ΔN 時の 終局モーメント Mu1 (kNm)	N+ ΔN 時の 終局曲率 $\phi u1$ (1/m)	モーメント 増分 ΔM (kNm)	モーメント 変動率 α
			終局モーメント Mu (kNm)	終局曲率 ϕu (1/m)						
側壁	A	98.07	131.11	0.0763	-92.18	5.88	121.50	0.0799	-9.61	-0.073
	B	98.07	148.86	0.0620	-61.78	36.28	143.37	0.0637	-5.49	-0.037
	E	98.07	131.11	0.0763	115.72	213.78	143.28	0.0720	12.16	0.093
	F	98.07	148.86	0.0620	116.70	214.77	159.26	0.0590	10.40	0.070
頂版	C	98.07	148.86	0.0620	0.00	98.07	148.86	0.0620	0.00	0.000
	D	98.07	131.11	0.0763	0.00	98.07	131.11	0.0763	0.00	0.000
底版	G	98.07	167.69	0.0501	115.72	213.78	175.44	0.0481	7.75	0.046
	H	98.07	114.84	0.0763	115.72	213.78	126.90	0.0720	12.06	0.105

(2) ケース11の場合 (高さ5000mm×幅3000mm)

部材	箇所	常時 軸力 N (kN)	常時軸力		地震時 増分 ΔN (kN)	終局時 軸力 N+ ΔN (kN)	N+ ΔN 時の 終局モーメント Mu1 (kNm)	N+ ΔN 時の 終局曲率 $\phi u1$ (1/m)	モーメント 増分 ΔM (kNm)	モーメント 変動率 α
			終局モーメント Mu (kNm)	終局曲率 ϕu (1/m)						
側壁	A	98.07	131.11	0.0763	-92.18	5.88	121.50	0.0799	-9.61	-0.073
	B	98.07	148.86	0.0620	-61.78	36.28	143.37	0.0637	-5.49	-0.037
	E	98.07	131.11	0.0763	109.83	207.90	142.59	0.0722	11.47	0.088
	F	98.07	148.86	0.0620	109.83	207.90	158.67	0.0592	9.81	0.066
頂版	C	98.07	148.86	0.0620	0.00	98.07	148.86	0.0620	0.00	0.000
	D	98.07	131.11	0.0763	0.00	98.07	131.11	0.0763	0.00	0.000
底版	G	98.07	167.69	0.0501	62.76	160.83	171.91	0.0490	4.22	0.025
	H	98.07	114.84	0.0763	62.76	160.83	121.41	0.0740	6.57	0.057

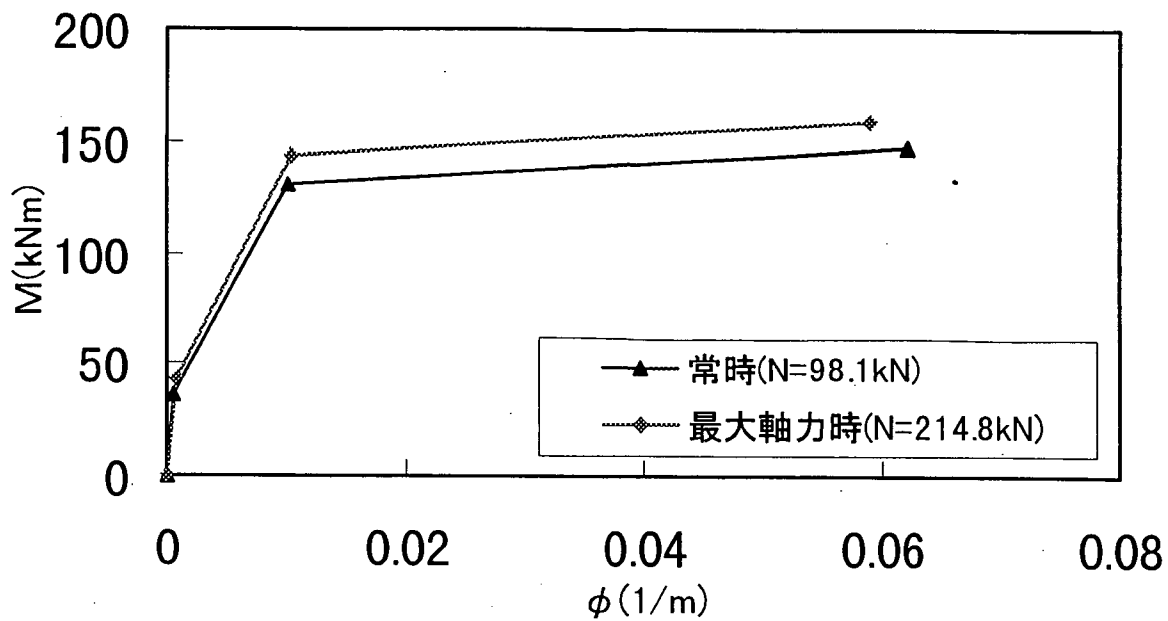


図-2.2.1 軸力の違いによる $M-\phi$ 関係の一例（ケース5、側壁Fの場合）

2. 3 終局状態の設定

地下構造物の変形性能を評価するためには、終局状態を定義することが必要となるので、地下構造物全体系を構造的安定性からみた終局状態の検討を行った。

本研究において検討対象としているような断面形状の場合、部材4箇所で降伏し、塑性ヒンジが発生すると構造的にメカニズム状態となる。その後、変形が大きくなるとそれぞれの塑性ヒンジにおいて、順次終局曲率に至ることになるが、この場合の構造全体としての終局状態を設定する必要がある。

田崎らの研究³⁾によれば、ラーメン橋脚の場合、部材4箇所が終局曲率となると、最初に終局曲率 ϕ_u に達した部材の曲率 ϕ が概ね $2\phi_u$ に相当し、部材1箇所が $2\phi_u$ を越える時を構造全体の終局状態とする考え方を採用している。

図-2.3.1に各解析ケースにおける地下構造物の代表的な例としてケース5とケース17の荷重-変位関係を示す。

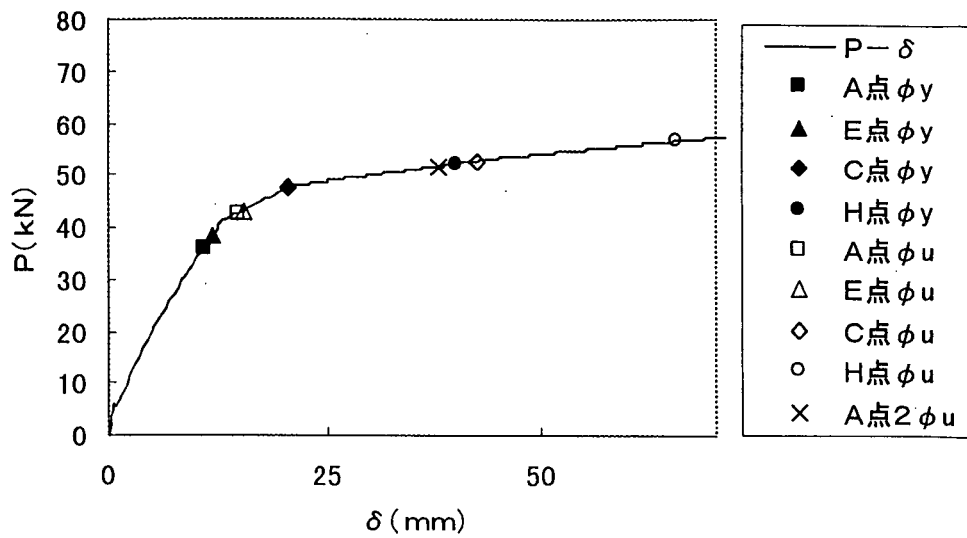
この図から、まず、頂版、側壁、底版の部材断面を300mmとした場合には、最初に終局を迎えるのは側壁の下端Aであり、構造物全体系が不安定となる部材の4箇所目が終局曲率に達する前に、最初に終局曲率に達した箇所における曲率は $2\phi_u$ に達する。

また、底版の部材断面厚を500mmとした場合には、最初に終局を迎える箇所は側壁の上端Eであり、同様に構造物全体系がメカニズム状態となる4箇所目が終局に達する前に、最初に終局を迎えた箇所での曲率は、 $2\phi_u$ に達することがわかる。

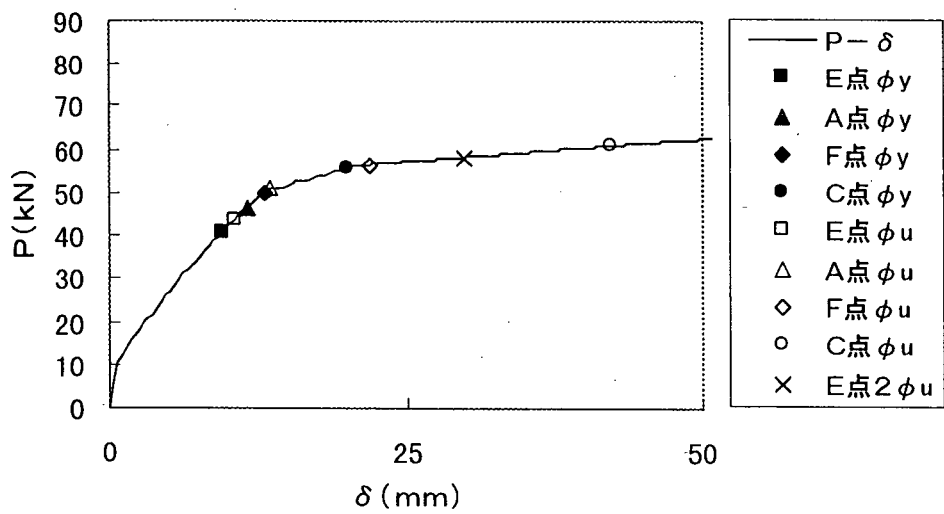
表-2.3.1に全ケースについて、1箇所目の ϕ_u に対する4箇所目が ϕ_u に達したときの1箇所目の曲率 ϕ の比を示す。ここで、塑性ヒンジが構造物の端部ではなく、部材中間に発生している解析ケースが見受けられる。本解析の目的としては、引張鉄筋比（ $M-\phi$ 曲線の違いで考慮）、構造物高さをパラメータとした終局変位量の算定に主眼を置いている。そのため、解析に用いた部材厚、鉄筋量が常時荷重に対して適切でないケースもある。すなわち、常時の状態において、頂版、底版の部材中間部に塑性ヒンジが生じているので、このような解析結果となっているものと考えられる。したがって、これらのケースについては解析結果を考察しないものとする。

表-2.3.1によれば、最初に ϕ_u に達した箇所の曲率 ϕ の ϕ_u に対する比は約2倍から4倍である。

終局曲率 ϕ_u を越えると、曲げに対しては抵抗できなくなることになり、構造全体の水平抵抗は低下する。しかしながら、軸力を保持するとともに、構造全体として形状を保持できれば所定の性能を満足することができる場合もある。このため、ここでは、全体系の終局状態は、最初に降伏した箇所において $2\phi_u$ に達した時、または、地下構造物の部材箇所4箇所が終局曲率に達した時のいずれか相対変位が小さいときと設定した。



(a) ケース5 (底版厚=300mm)



(b) ケース17 (底版厚 $t=500$ mm)

図-2.3.1 $P-\delta$ 関係

表-2.3.1 4箇所が終局に達した時の最初に終局に達した箇所の曲率と終局時曲率の比

(1) 底版厚 $t=300\text{mm}$

断面形状	鉄筋径	最初に終局に達した箇所	4番目に終局に達した箇所	ϕ	ϕ/ϕ_u
3m×3m	D13	A	H	0.2886	3.25
	D16	A	H	0.2221	2.91
	D19	A	C	0.1497	2.20
3m×5m	D13	CD間	A	0.1289	1.45
	D16	A	GH間	0.2008	2.63
	D19	A	GH間	0.3090	4.54
5m×3m	D13	A	C	0.2053	2.31
	D16	A	G	0.2170	2.84
	D19	A	G	0.1568	2.30
4m×4m	D13	A	GH間	0.1895	2.13
	D16	A	GH間	0.2755	3.61
	D19	A	GH間	0.2885	4.24
2m×2m	D13	A	H	0.1903	2.14
	D16	A	C	0.1535	2.01
	D19	A	C	0.1708	2.51

ϕ : 4箇所目が終局に達した時の1箇所目の曲率

(2) 底版厚 $t=500\text{mm}$

断面形状	鉄筋径	最初に終局に達した箇所	4番目に終局に達した箇所	ϕ	ϕ/ϕ_u
3m×3m	D16	E	C	0.1846	2.42
3m×5m	D16	E	CD間	0.3219	4.22
5m×3m	D16	E	C	0.1557	2.04
4m×4m	D16	E	D	0.3128	4.10
2m×2m	D16	E	D	0.1085	1.42

ϕ : 4箇所目が終局に達した時の1箇所目の曲率

2. 4 解析結果

解析結果を図-2.4.1～図-2.4.4に示す。ここで、 δ_u は、構造物全体系としての終局時における構造物頂版位置の底版位置に対する水平変位量、 H は構造物高さ、 B は構造物幅である。

表-2.4.1は、部材が終局に達する順序を示したものである。底版厚300mmの場合は、最初に側壁のA部、2番目に側壁のE部、3、4番目に頂版もしくは底版の順で終局に達している。また、底版厚500mmの場合では、最初に側壁のE部、2番目にA部、3番目に側壁のF部、4番目に頂版の順で終局に達している。

図-2.4.1は、ドリフト比 δ_u/H と鉄筋比 p_t の関係を示したものである。同じ構造物高さ H では、部材の鉄筋比 p_t が大きくなれば、ドリフト比 δ_u/H は小さくなっている。これは、図-2.4.2に示す $M-\phi$ 曲線からわかるように鉄筋比が大きくなれば部材の耐力は増加するが、部材の終局曲率は小さくなるため、構造物全体系の終局変位量 δ_u も小さくなるからである。

図-2.4.3および表-2.4.2は、終局変位量 δ_u と高さ H の関係を示したものである。構造物全体系の終局変位量 δ_u は、構造物高さ H と比例関係にあることがわかる。一方、図-2.4.4は、同様に終局変位量 δ_u と幅 B の関係を示したものであるが、構造物幅 B との関係は、明確な傾向が認められない。

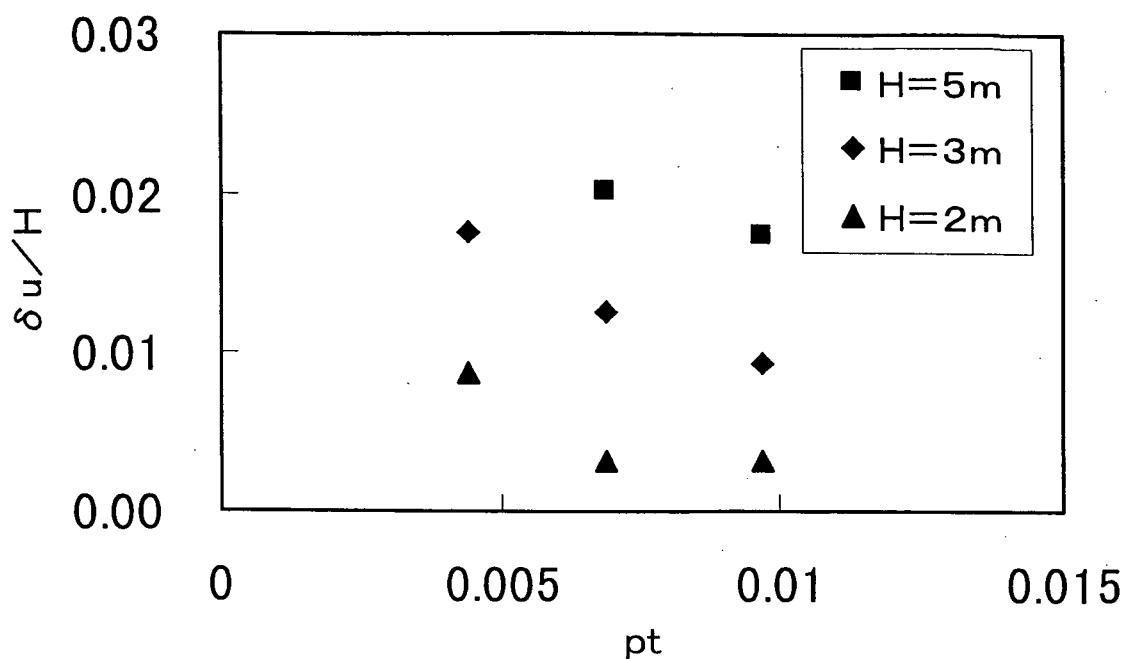


図-2.4.1 ドリフト比 δ_u/H と鉄筋比 p_t の関係

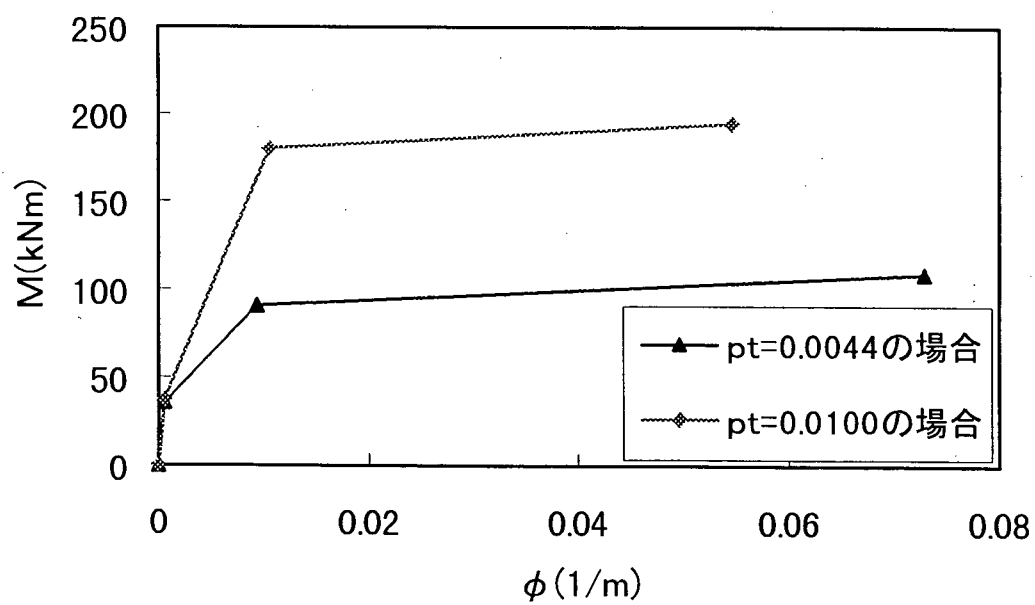
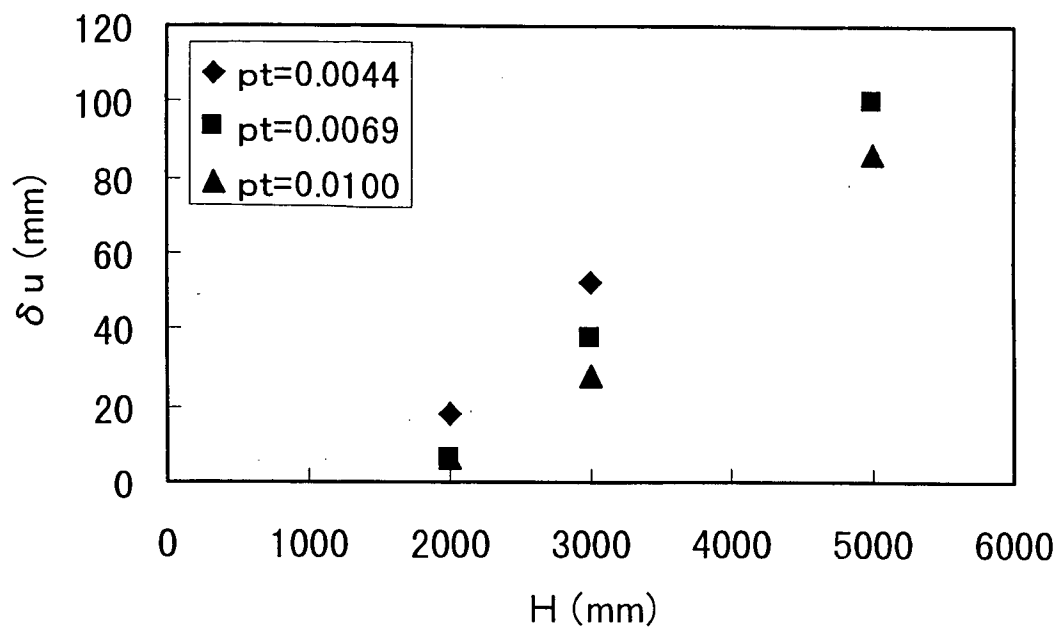
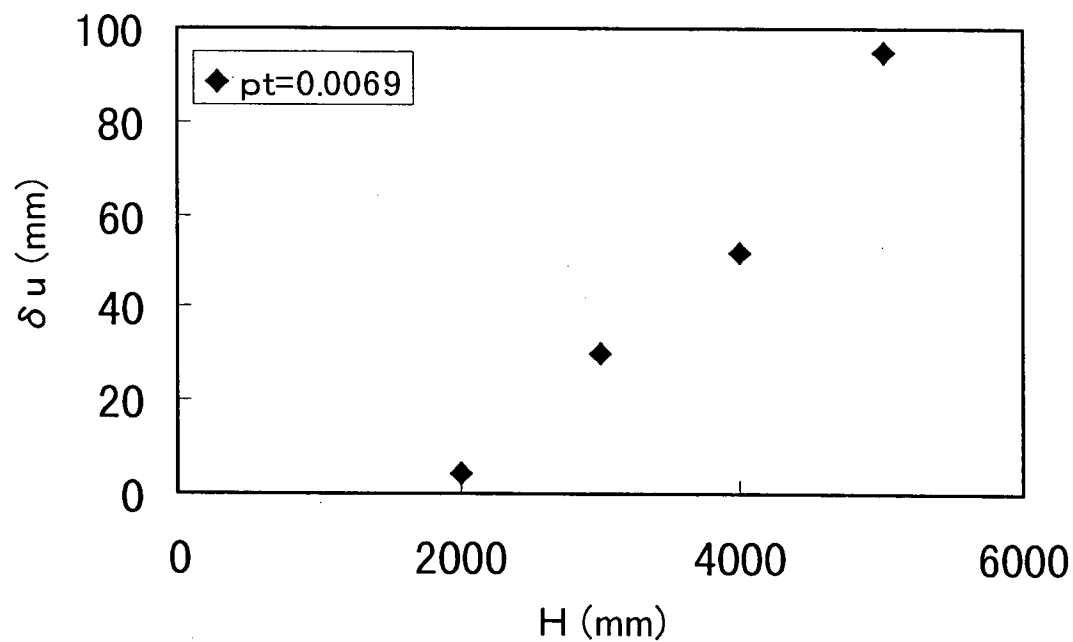


図-2.4.2 鉄筋比 p_t の違い (ケース4, 6の場合) による部材 $M-\phi$ 関係

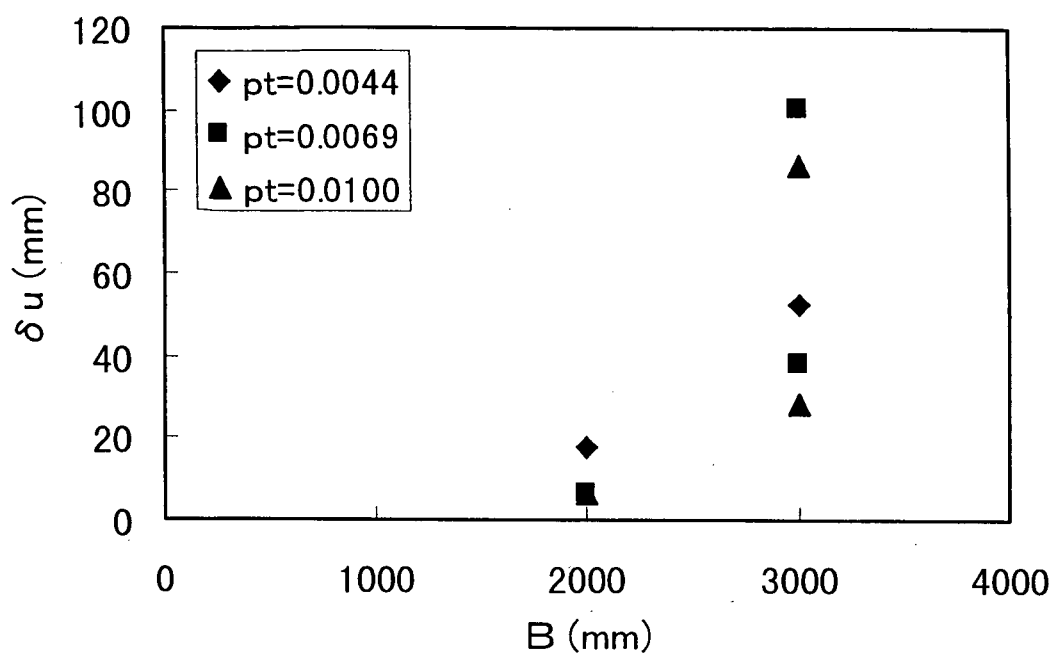


(a) 底版厚300mm

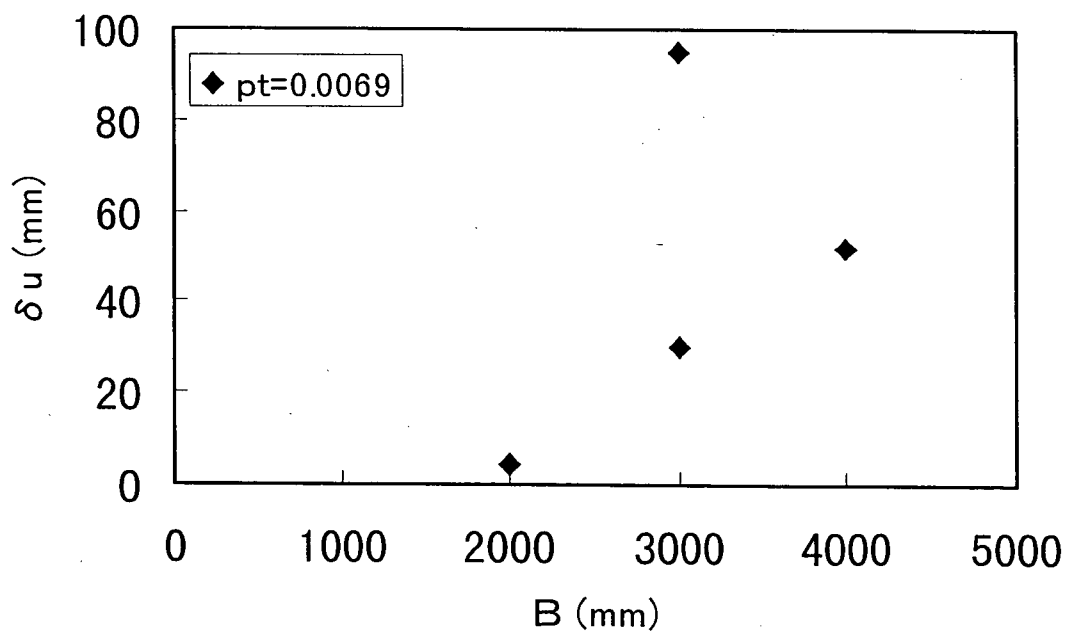


(b) 底版厚500mm

図-2.4.3 構造物全体系の終局変位量 δ_u と構造物高さ H の関係



(a) 底版厚300mm



(b) 底版厚500mm

図-2.4.4 構造物全体系の終局変位量 δ_u と構造物幅 B との関係

表-2.4.1 部材が終局に達する順序

断面形状		底版厚	鉄筋径	部材が終局に達する順序			
高さH(mm)	幅B(mm)	t(mm)	D(mm)	1	2	3	4
2000	2000	300	13	A	E	C	H
			16	A	E	H	C
			19	A	E	H	C
3000	3000		13	A	E	C	H
			16	A	E	C	H
			19	A	E	H	C
5000	3000		16	A	E	C	G
			19	A	E	C	G
2000	2000	500	16	E	A	F	D
3000	3000		16	E	A	F	C
4000	4000		16	E	A	F	D
5000	3000		16	E	A	F	C

表-2.4.2 δ_u と構造物形状の関係

(1)底版厚t=300mm

鉄筋径	構造物高さH (mm)	構造物幅B (mm)	δ_u (mm)
D13	2000	2000	17.5
	3000	3000	52.5
D16	2000	2000	6.5
	3000	3000	38.0
	5000	3000	100.5
D19	2000	2000	6.5
	3000	3000	28.0
	5000	3000	87.0

(2)底版厚t=500mm

鉄筋径	構造物高さH (mm)	構造物幅B (mm)	δ_u (mm)
D16	2000	2000	4.5
	3000	3000	30.0
	5000	3000	95.0
	4000	4000	51.5

2. 5 終局変位量に対する土被りの影響

土被りの違いによって、上載荷重、地盤反力は異なる。常時での上載荷重、地盤反力を作用させて、地震による水平方向の変位 δ_u を作用させる非線形解析では、上載荷重、地盤反力が影響する。

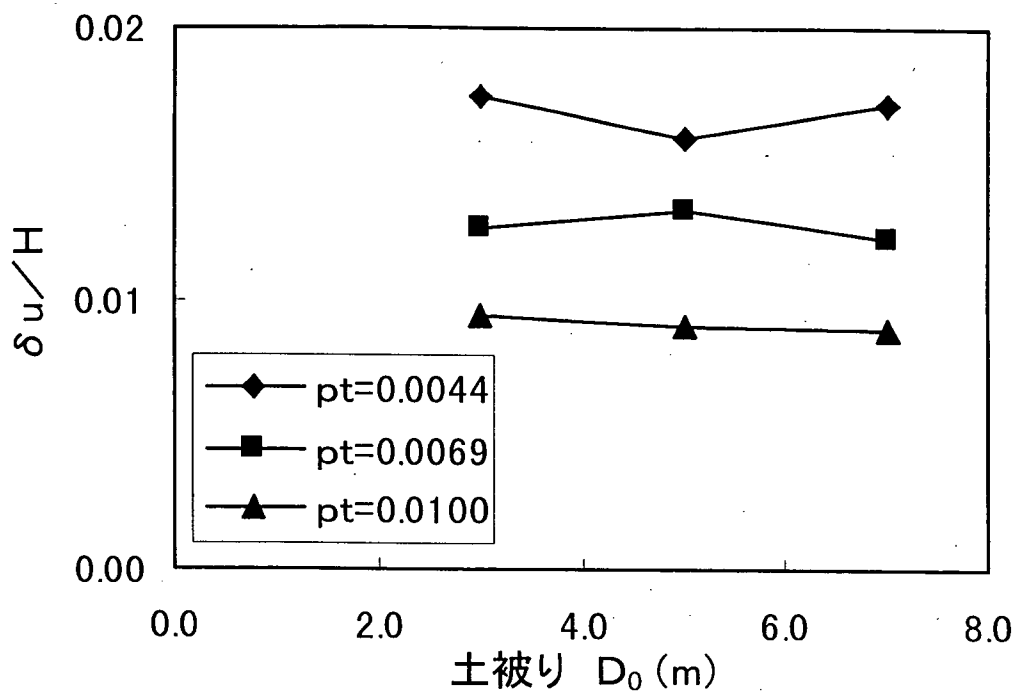
前述の解析結果は、土被り3.0m、土の単位体積重量 $\gamma = 17.6\text{kN/m}^3$ としたものであるが、土被りの影響を見るために、これを5.0m、7.0mとして上載荷重、地盤反力を変えて解析を行った。常時設計では、上載荷重と地盤反力が異なれば必要とされる鉄筋量も変わってくるが、ここでは、土被りの違いによる構造物全体系の終局変位量 δ_u を純粹に把握するために鉄筋量は同じとした。構造物の断面形状は、高さH3.0m×幅B3.0mと高さH2.0m×B2.0mの2種類とした。ここで、終局変位量 δ_u は、部材の1箇所が2 ϕ_u に達した時を構造物全体系の終局状態とした。

表-2.4.4と図-2.4.5に土被りの違いによる構造物全体系の終局変位量 δ_u の比較を示す。

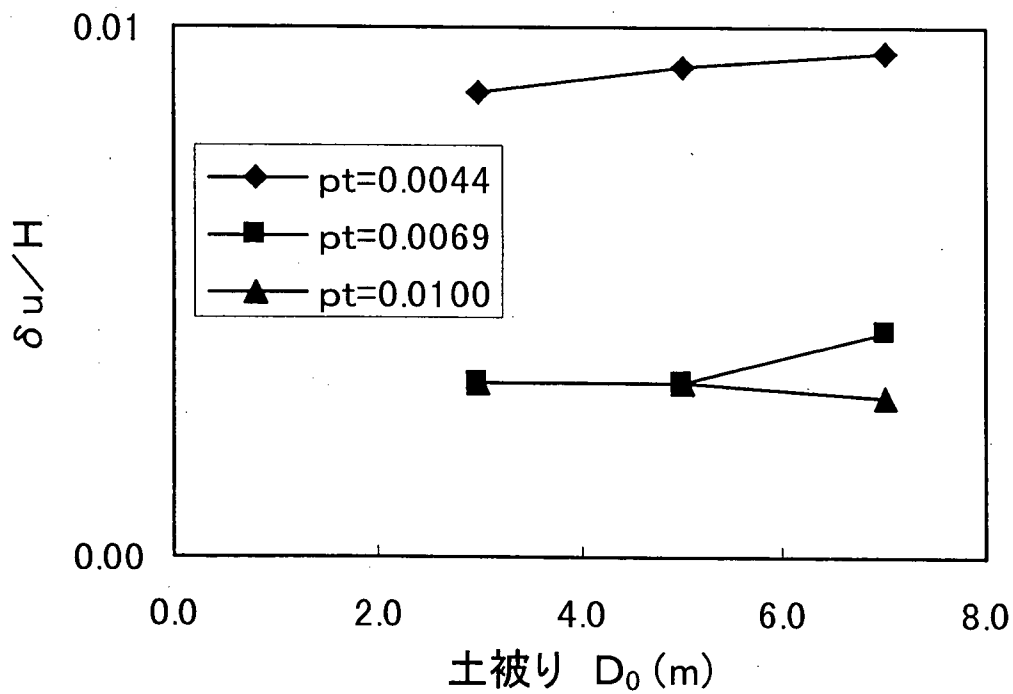
これによれば、土被りの変化に対する構造物全体系の終局変位量 δ_u の変化率は最大で 0.2% と小さく、上載荷重、地盤反力が終局変形量 δ_u に及ぼす影響は小さいことがわかった。これは、土被り D_0 が3.0mから7.0mに変化した場合、常時における軸力は、98.1kNから196.2kN程度の変化となるが、この程度の軸力であれば部材のM- ϕ 関係へ及ぼす影響が小さいためである。

表-2.4.3 土被りの違いによる構造物全体系の終局変位量

断面形状		鉄筋径 mm	土被り D_0 m	終局変位量 δ_u mm
高さH(mm)	幅B(mm)			
3000	3000	D13	3.0	52.5
			5.0	48.0
			7.0	51.5
		D16	3.0	38.0
			5.0	40.0
			7.0	36.5
		D19	3.0	28.0
			5.0	27.0
			7.0	26.5
2000	2000	D13	3.0	17.5
			5.0	18.5
			7.0	19.0
		D16	3.0	6.5
			5.0	6.5
			7.0	8.5
		D19	3.0	6.5
			5.0	6.5
			7.0	6.0



(a) 3000mm (H) × 3000mm (B)



(b) 2000mm (H) × 2000mm (B)

図-2.4.5 ドリフト比 δ_u/H と土被り D_0 の関係

2. 6 終局変位量の推定

2. 4の結果から、矩形断面を有する箱形構造物全体系の終局変位量 δ_u には構造物高さ H が大きく寄与し、また、鉄筋比 p_t が大きくなるほど、構造物全体系の終局変位量 δ_u は小さくなることがわかった。

本節では、以上のことを構造力学的に簡易なモデル化を行い、終局変位量の推定式を提案することを試みた。図-2.5.1に示すような箱形形状のはり構造において、頂底板を剛体としてせん断変形させた場合、側壁部材の剛性が均一だと仮定すると、側壁の両端部の最大モーメントは、式(2.6.1)のように示される。

$$M = \frac{6EI\delta}{H^2} \quad (2.6.1)$$

ここで、 δ : 壁部材頂部の変位(m)

H : 構造物高さ(m)

M : 壁部材端部での発生モーメント(kNm)

$E I$: 壁部材の剛性(kNm²)

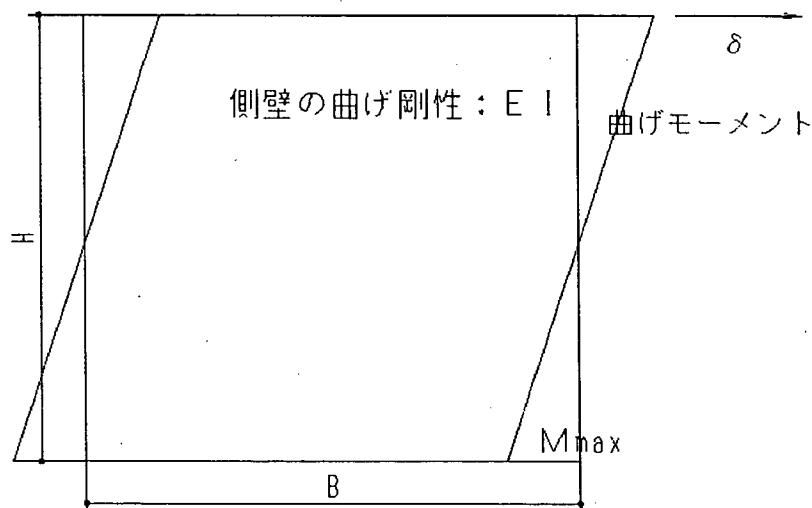


図-2.5.1 箱形構造物の頂底板を剛体としてせん断変形させたモデル

また、構造物の全体系の終局は、部材の1箇所が終局曲率の2倍となる状態として仮定した。この場合、鉄筋比 p_t の相違を終局曲率の2倍となるときのモーメント M_{2u} で考慮して、構造物全体系の終局変位量 δ_u (m)は、構造物高さ H (m)と終局曲率が2倍となる時の M_{2u} (kNm)、その時の剛性 $E I$ (kNm²)の関数で表現できるものと考えられる。式(2. 6. 1)は、部材剛性 $E I$ が均一であり、線形領域における算定式である。本研究のように塑性化している部分と塑性化していない部分が生じる場合においては適用することができない。そこで、式(2. 6. 1)を元に、本研究における解析結果と整合性が得られるよう補正することとした。

これにより、矩形断面を有する構造物全体系の終局変位量 δ_u は、式(2. 6. 2)で推定されることが考えられる。

$$\delta_u = \frac{M_{2u} H^2}{36 E I_{2u}} \quad (2. 6. 2)$$

ここで、 δ_u : 構造物全体系の終局変位量(m)

H : 構造物高さ(m)

M_{2u} : 曲率が終局曲率 ϕ_u の2倍となる時の曲げモーメント(kNm)

$E I_{2u}$: 曲率が $2 \phi_u$ の時の壁部材の剛性(kNm²) ($E I_{2u} = M_{2u} / 2 \phi_u$)

結局、 $E I_{2u} = M_{2u} / 2 \phi_u$ を上式に代入すると、式(2. 6. 3)のようになる。

$$\delta_u = \frac{\phi_u H^2}{18} \quad (2. 6. 3)$$

図-2. 5. 2に構造物全体系の終局変位量 δ_u に関する解析値と推定式との比較を示す。若干のばらつきはあるが、相関係数は0. 96であり概ね一致している。

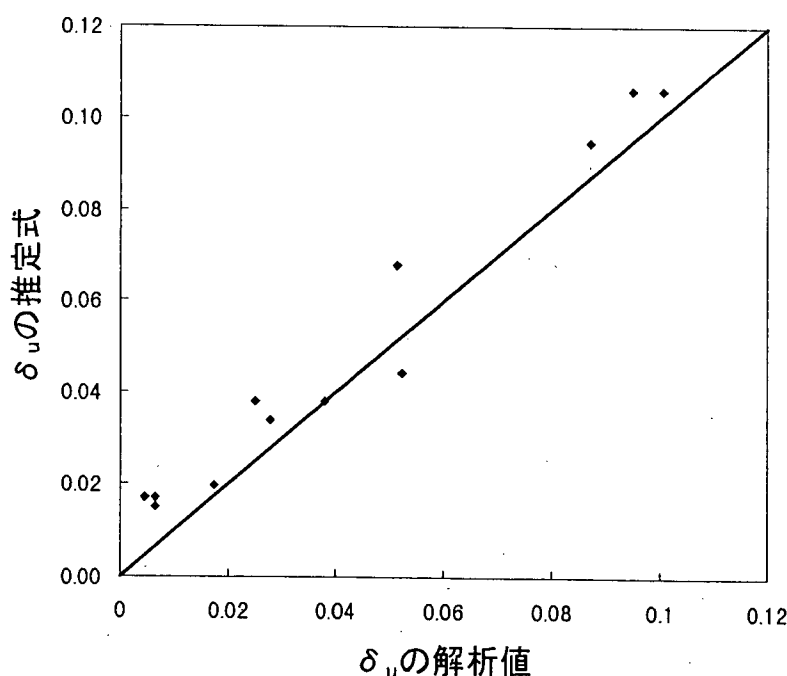


図-2. 5. 2 構造物全体系の終局変位量 δ_u に関する解析結果と推定式との比較

2. 7 まとめ

本研究では、大規模地震による地震動を考慮した場合の矩形断面を有する地下構造物の横断方向に関する変形性能について検討を行った。以下に、検討結果をまとめる。

- (1) 地下構造物がせん断変形した場合には、側壁の軸力が変動するが、本解析条件下では、一般に、側壁の軸力変動が構造物全体系の終局変位量 δ_u に及ぼす影響は小さい。
- (2) 部材の鉄筋比が大きくなれば、構造物全体系の終局変位量 δ_u は小さくなる傾向にある。
- (3) 底版厚が異なれば構造物全体系の終局変位量 δ_u は変化するが、底版厚が300mmと500mmでは、10%程度の違いであった。
- (4) 構造物全体系の終局変位量 δ_u は、構造物高さHにほぼ比例し、構造物幅Bに対しては関係がほとんどない。
- (5) 本解析条件下では、構造物全体系の終局変位量 δ_u は、土被り D_0 の違い、すなわち上載荷重、地盤反力が異なっても差異は小さかった。
- (6) 構造物全体系の終局変位量 δ_u は、構造物高さHと鉄筋比 p_t (違いを M_{2u} で表現) に大きく起因し、終局変位量の簡易推定式とした式(2.6.3)を提案した。

3. 円形断面を有するシールドトンネルの横断方向の変形性能

3. 1 解析モデルと解析条件

一般に、地震によって地盤が変形する場合、地下構造物は、地盤の変形に追従する。中でもシールドトンネルは、見かけの単位体積重量が特に小さく、一般にその傾向は顕著であるので、シールドトンネル自体に作用する慣性力は考慮せず、地盤の慣性力を地震力とした応答震度法を用いた静的な有限要素法による解析を行い、シールドトンネルの横断方向の変形性能に関する検討を行った。

解析に用いたシールドトンネルはりモデルを図-3.1.1に、有限要素モデルを図-3.1.2に、解析ケースを表-3.1.1に、RCセグメントの諸元を表-3.1.2に示す。

常時では、静止土圧が水平方向に、上載荷重、地盤反力が鉛直方向に作用するため、本解析では、有限要素法を用いた自重解析を行い、その状態を初期値とした。一般に、シールドトンネルの常時の設計では、トンネル標準示方書⁶⁾に準じた慣用計算法や骨組み解析により断面が決定されるが、ここでは、簡単のために地盤条件や土被り条件によって断面諸元を変化させず、シールドトンネルの覆工厚をトンネル径 D (10.0m) の4% (40cm) とし、また引張鉄筋量をセグメント有効断面積の1%とした⁷⁾。

シールドトンネルは、いくつかのセグメントピースを組み立てることによって1リングを構成するが、本モデルでは、10等分割と仮定し、キーセグメントは考慮していない。

RCセグメント部材は、円形を多角形の梁要素でモデル化し、軸力変動を考慮した $M-\phi$ 骨格曲線を用いて非線形性を評価した。この時、コンクリートの終局ひずみ ϵ_u として、平成8年道路橋示方書コンクリート橋編³⁾に準じて0.0035とした。

セグメント継手部材の軸方向については、継手金具板の曲げ剛性から引張剛性に換算し、継手金具板が引張力によって両端固定からヒンジ状態となることに着目したバイリニアのばね要素として非線形性⁹⁾を考慮した。一方、回転に関しては、ばね要素は剛ばねとし、隣接したRCセグメントピースからのモーメントを伝達できるようにした。

表層地盤は、⁷⁾平面ひずみ要素で評価し、地震時のせん断波速度 V_s を50m/s、100m/s、150m/sの3ケースとし、地表面から工学的基盤面までを一定値にした線形モデルとした。

トンネル位置について、一般に地盤のひずみは工学的基盤直上で大きいので、トンネル底部と工学的基盤との距離が0でない場合と0の場合について考え、トンネルに作用する軸力の影響を検討するため、土被り D_0 を10m、30mとした。

表層地盤厚 H は、トンネル底部と工学的基盤との距離が0でない場合は、土被りによらず全ケースにおいて50mとし、0の場合は、土被り D_0 +トンネル径とした。

解析に用いた入力地震動は、表層地盤に慣性力として作用させた。慣性力は、別途、SHAKEを用いて兵庫県南部地震におけるポートアイランドの工学的基盤相当(GL-83m)で観測された最大加速度方向の加速度波形を用いて、地表面での最大応答値を算出し、解析の対象としたモデルの工学的基盤において0となるような余弦分布とした。

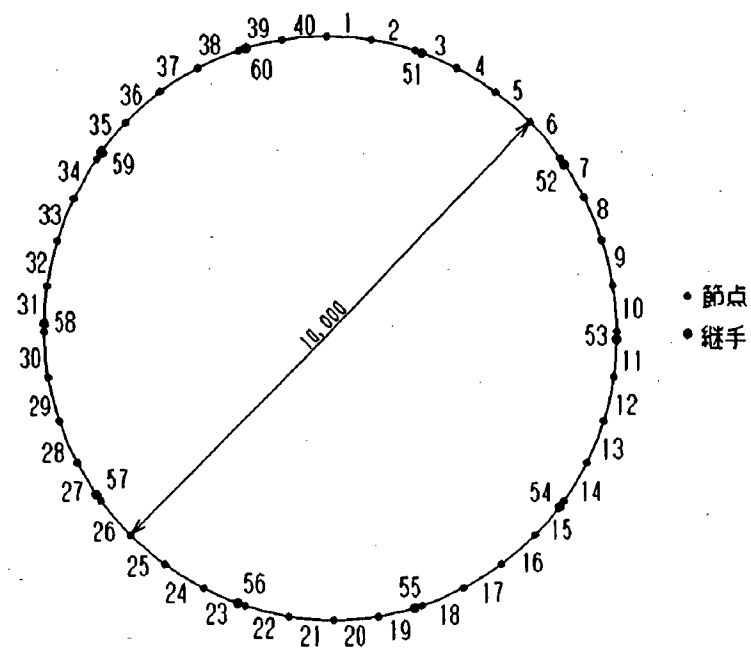


図-3.1.1 解析はりモデル

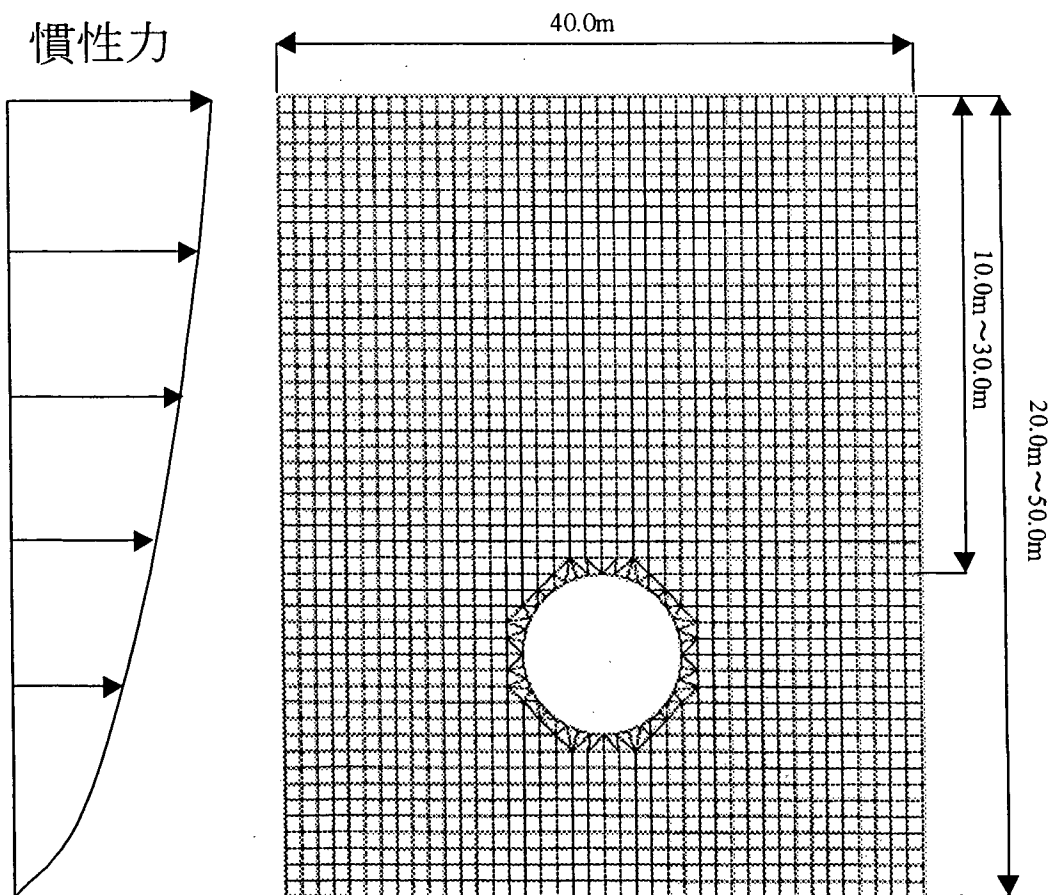


図-3.1.2 有限要素モデル

表-3.1.1 解析ケース

ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
トンネル径D (m)	10	10	10	10	10	10	10	10
土被り D_0 (m)	10	30	10	30	10	30	10	30
D_0/D	1	3	1	3	1	3	1	3
表層厚H (m)	50	50	50	50	50	50	50	50
基盤～底部h (m)	30	10	30	10	30	10	30	10
h/H	0.6	0.2	0.6	0.2	0.6	0.2	0.6	0.2
N値 (回)	5	5	15	15	30	30	1	1
せん断波速度 V_s (m/s)	137	137	197	197	249	249	100	100
せん断剛性 G_k (kN/m ²)	30030	30030	65975	65975	111602	111602	16000	16000
地震時せん断波速度 V_s (m/s)	50	50	100	100	150	150	50	50
地震時せん断剛性 G_k' (kN/m ²)	4500	4500	18000	18000	40500	40500	4000	4000
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	17.65	17.65	17.65	17.65	17.65	17.65	15.69	15.69
ポアソン比 ν	0.4	0.4	0.35	0.35	0.3	0.3	0.45	0.45
地表面加速度 a_0 (cm/s ²)	104.66	104.66	165.31	165.31	218.86	218.86	221.30	221.30

ケース	9	10	11	12	13	14	15	16
トンネル径D (m)	10	10	10	10	10	10	10	10
土被り D_0 (m)	10	30	10	30	10	30	10	30
D_0/D	1	3	1	3	1	3	1	3
表層厚H (m)	20	40	20	40	20	40	20	40
基盤～底部h (m)	0	0	0	0	0	0	0	0
h/H	0	0	0	0	0	0	0	0
N値 (回)	5	5	15	15	30	30	1	1
せん断波速度 V_s (m/s)	137	137	197	197	249	249	100	100
せん断剛性 G_k (kN/m ²)	30030	30030	65975	65975	111602	111602	16000	16000
地震時せん断波速度 V_s (m/s)	50	50	100	100	150	150	50	50
地震時せん断剛性 G_k' (kN/m ²)	4500	4500	18000	18000	40500	40500	4000	4000
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	17.65	17.65	17.65	17.65	17.65	17.65	15.69	15.69
ポアソン比 ν	0.4	0.4	0.35	0.35	0.3	0.3	0.45	0.45
地表面加速度 a_0 (cm/s ²)	283.75	141.69	357.35	190.25	603.07	281.11	432.76	279.18

表-3.1.2 RCセグメントの諸元

覆工幅 (cm)	100
覆工高さ (cm)	40
コンクリート呼び強度 σ_{ck} (N/mm ²)	41
コンクリート弾性係数 E_c (kN/m ²)	3.14×10^7
鉄筋種類	SD345
鉄筋引張強度 σ_{sa} (N/mm ²)	294
鉄筋降伏点強度 σ_{sy} (N/mm ²)	343
鉄筋弾性係数 E_s (kN/m ²)	2.06×10^8
外側主鉄筋径 (mm)	25
外側主鉄筋量 (cm ²)	40.536
外側主鉄筋被り (cm)	6.65
外側主鉄筋径 (mm)	25
内側主鉄筋量 (cm ²)	40.536
内側主鉄筋被り (cm)	6.65

3. 2 軸力変動を考慮したRCセグメントの非線形特性

常時では、円形断面を有するシールドトンネルの全円周に圧縮軸力が作用している。地盤を介してシールドトンネルに地盤の慣性力が作用すると、部材断面に軸力変動が生じ、圧縮軸力が増加する部材箇所と引張り軸力に変化する部材箇所がでてくる。本解析では、RCセグメントの非線形性を評価するので、作用軸力の違いが曲げ耐力と発生断面力に及ぼす影響を考慮する必要があると考えた。そこで、RCセグメント部材の非線形性は、降伏時の $N_y - M_y$ インターラクションを考慮し、荷重ステップ毎における軸力でのトリリニアM- ϕ 骨格曲線で評価できるようにした。この時、コンクリートの終局ひずみ ϵ_w は、平成8年道路橋示方書コンクリート橋編³⁾に準じて0.0035とした。

本解析で評価したトリリニアM- ϕ 骨格曲線の例を図-3.2.1に、降伏時N-Mインターラクション曲線を図-3.2.2に示す。

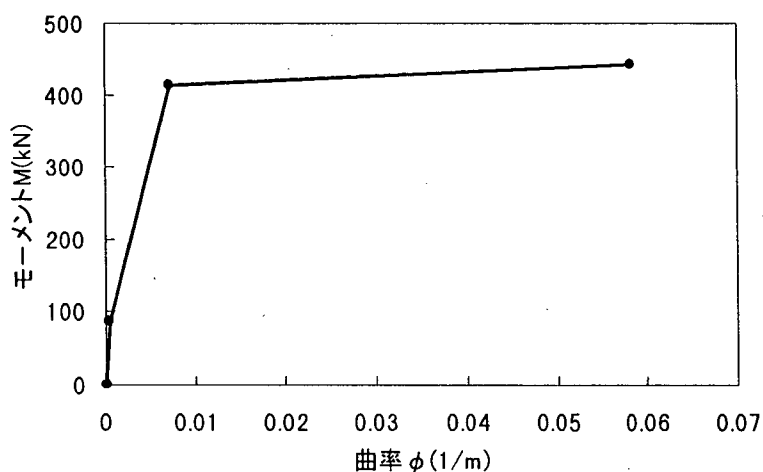


図-3.2.1 M- ϕ 骨格曲線の例

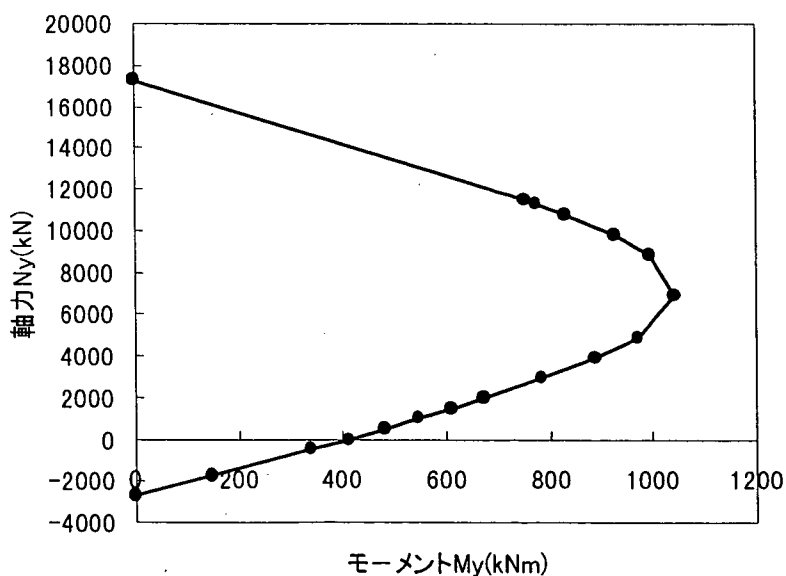


図-3.2.2 降伏時N-Mインターラクション曲線

3. 3 継手部の非線形特性

シールドトンネルは図-3.3.1に示すように、分割されたセグメントピースを組立てて1つのセグメントリングとし、これを順次設置する方法で施工される。このセグメントピース間は、継手金具板を介して継手ボルトで接続される。地震時における円形断面を有するシールドトンネルは、引張軸力が大きく作用し、継手部に引張力が作用する。継手ボルトから継手金具板に引張力が伝達され、継手金具板に変形が生じる。文献8)によれば、シールドトンネル軸方向の継手（リング継手）に関して、地震時の応答値は、ボルトの剛性を用いた場合よりも継手金具板の曲げ剛性を引張剛性に換算した値を用いる方がより実状に近いとしている。そこで、本解析は横断方向の解析ではあるがこの研究結果を準用して、継手の非線形性をばね要素とし、継手金具板の換算引張剛性によって、引張軸力に対してはバイリニア、圧縮軸力に対しては変形しないものとして評価した。

また、継手ボルトを用いたシールドトンネルは、ばね要素を剛ばねとして、隣接したRCセグメントピースから継手部にモーメントを伝達できるようにした。

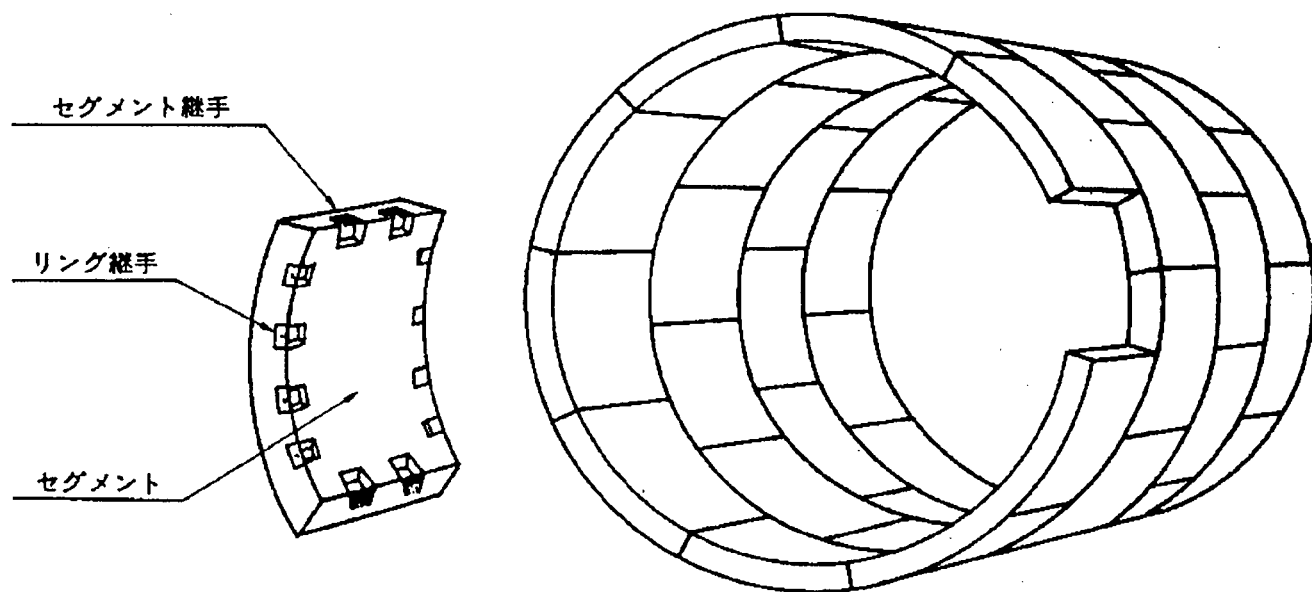


図-3.3.1 シールドトンネルの覆工構造

継手金具板の曲げ剛性から引張剛性に換算する方法に関して、セグメント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。図-3.3.2にセグメント継手のばねとしての評価を示す。

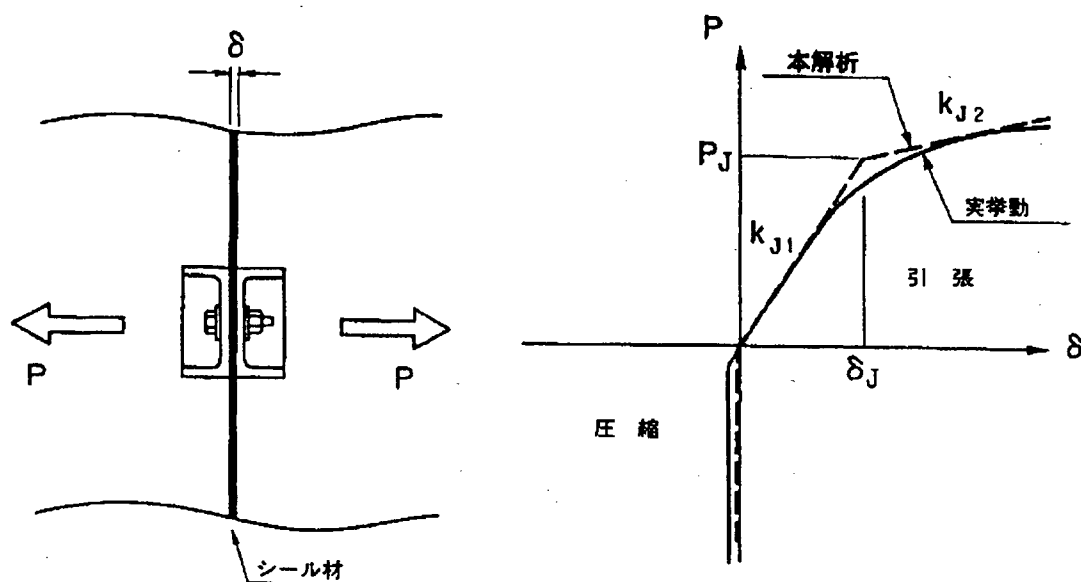
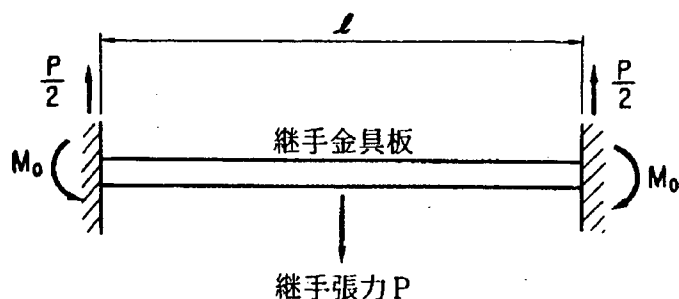


図-3.3.2 セグメント継手のばねとしての評価⁸⁾

本方法では、図-3.3.3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はりとしてモデル化し、その曲げ剛性からセグメント継手のばね定数を評価した。継手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。

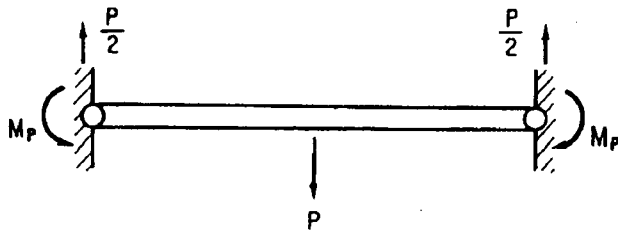
- ① 継ぎボルトの伸び量は、継手金具板の曲げによる変位量に比して無視できる大きさであるとし、ボルトの軸剛性は考慮しない。
- ② 図-3.3.4に示した金具板を、背面に溶接された鋼板およびアンカー鉄筋により支持されたはりとしてモデル化する。
- ③ このはりの支持条件は、セグメント継手に作用する張力が小さい場合には両端固定、張力が増大して両端が降伏した場合には塑性ヒンジ支持とする。
- ④ 塑性ヒンジに作用する塑性モーメントは、図-3.3.5に示すような大きさを仮定する。



$$\frac{1}{2} \delta = \frac{Pl^3}{192EI}$$

$$M_0 = \frac{Pl}{8}$$

(a) 両端固定支持



$$\frac{1}{2} \delta = \frac{Pl^3}{48EI} - \frac{M_P l^2}{8EI}$$

$$M_P = \frac{Bt^2 \sigma_y}{4}$$

(b) 両端塑性ヒンジ支持

図-3.3.3 継手金具板のモデル化

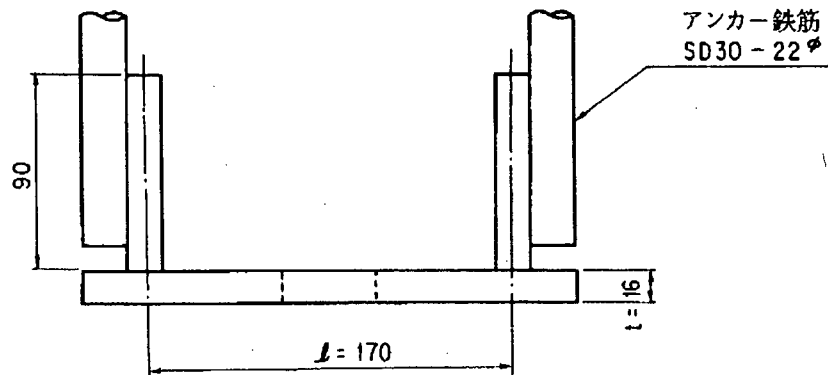
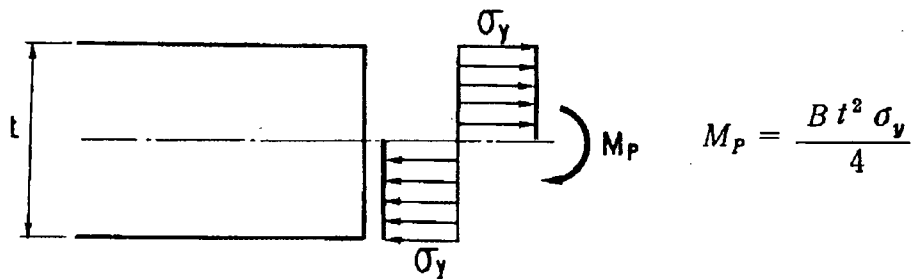


図-3.3.4 セグメント継手金具詳細図



$$M_P = \frac{Bt^2 \sigma_y}{4}$$

図-3.3.5 塑性モーメントの仮定

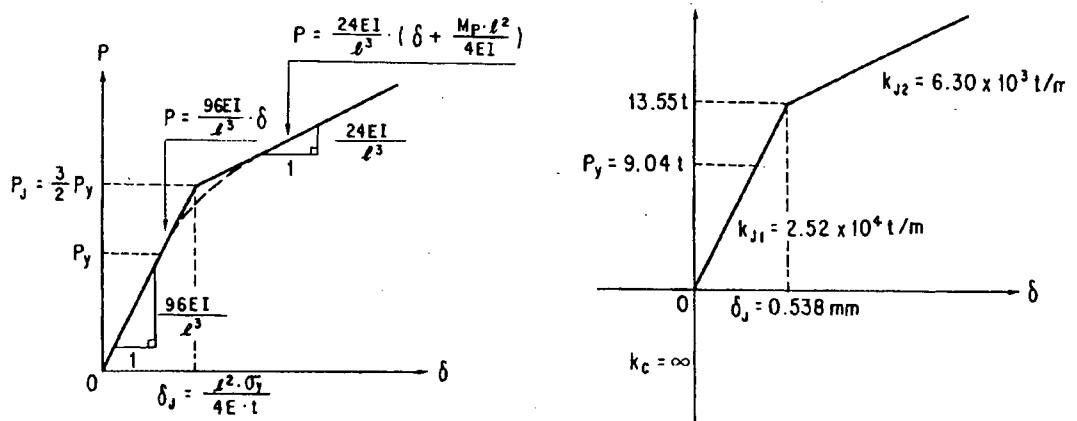


図-3.3.6 継手金具板の剛性

以上の仮定により、継手張力Pが小さい場合には、金具板の曲げによるたわみ量dは次のように表される。

$$d = \frac{pl^3}{192EI} \quad (3.3.1)$$

ここに、 l : 継手金具板のスパン長

E I : 継手金具板の曲げ剛性

式(3.3.1)に示されるたわみdは、接合された継手金具板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。従って、リング継手に作用する張力Pと変形量δとの関係は次のように表される。

$$\delta = 2d \quad (3.3.2)$$

$$P = \frac{96EI}{l^3} \times \delta$$

この載荷状態においては、継手金具板の両端に $M_0 = P \times l / 8$ 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継手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 P_y とすると、 P_y は次のように表される。

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{Py \times l}{8I} \times \frac{t}{2} \\ &= \frac{3Py \times l}{4B \times t^2} \end{aligned} \quad (3.3.3)$$

$$P_y = \frac{4B \times t^2}{3l} \times \sigma_y \quad (3.3.4)$$

ここに、 σ_y : 板材の降伏点応力

B : 継手金具板の幅

t : 継手金具板の板厚

$$I : \text{金具板の断面2次モーメント} = \frac{B \times t^3}{12}$$

継手張力がさらに増加して継手金具板両端が塑性ヒンジとなった場合のたわみ量dは、次式で表される。

$$d = \frac{p \times l^3}{48EI} - \frac{Mp \times l^2}{8EI} \quad (3.3.5)$$

ただし、 M_p は塑性モーメントで仮定により、

$$M_p = \frac{B \times t^2}{4} \times \sigma_y \quad (3.3.6)$$

とする。したがって、この支持状態での張力Pと継手変形量δとの関係は、次式で表される。

$$P = \frac{24EI}{l^3} \times \left(\delta + \frac{M_p \times l^2}{4EI} \right) \quad (3.3.7)$$

以上により、継手金具板の挙動は、図-3.3.6に示されるように、作用張力 P_y 以下の範囲では式(3.3.2)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(3.3.7)でそれぞれ表され、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、継手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 P_j および伸び量 δ_j は、次のようになる。

この挙動を図中に実線で示したように理想化し、継手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 P_j および伸び量 δ_j は、次のようになる。

$$P_j = \frac{3}{2}P_y$$

$$= \frac{2B \times t^2}{l} \times \sigma_y \quad (3.3.8)$$

$$\delta_j = \frac{M_p \times l^2}{12EI}$$

$$= \frac{l^2 \times \sigma_y}{4E \times t} \quad (3.3.9)$$

また、セグメント継手のばね定数 k_{j1} 、 k_{j2} は、式(3.3.2)および式(3.3.7)から次式に示す値となる。

$$k_{j1} = \frac{96EI}{l^3}$$

$$k_{j2} = \frac{24EI}{l^3} \quad (3.3.10)$$

このようにして求めた継手部の非線形特性を図-3.3.7に示す。

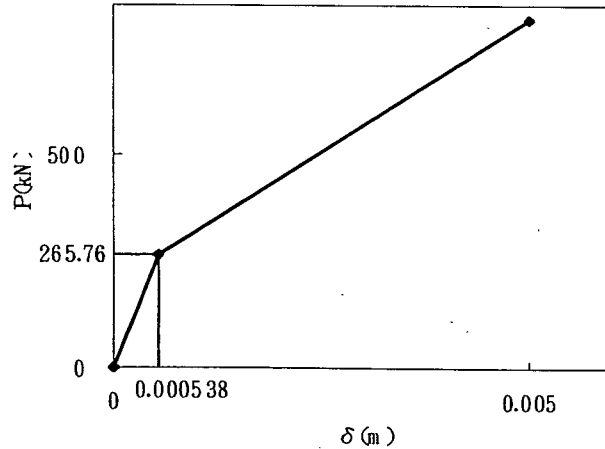


図-3.3.7 ばね要素非線形特性バイリニアモデル

3. 4 解析結果

3. 4. 1 兵庫県南部地震相当の慣性力を作用させた解析

圧縮部材における最大曲げ曲率を図-3.4.1に、引張部材における最大曲げ曲率を図-3.4.2に示す。地盤の地震時せん断波速度 V_s が小さい地盤を仮定したケース1, 2, 7~10, 15, 16では、RCセグメントに発生する曲率は比較的良好な地盤を仮定したケース3~6, 11~14に比して大きい曲率となっていることがわかる。また、土被りを30.0mと仮定したケース2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16は、土被りを10.0mと仮定したケース1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15に比して曲率が大きくなることとがわかる。これは、工学的基盤面に近いほど、相対変位が大きくなることに起因していると考えられる。さらに、ケース8, 16では、RCセグメントに発生する曲率はひび割れ曲率を越えているが、降伏曲率(8.2×10^{-3} 程度)には達していない。

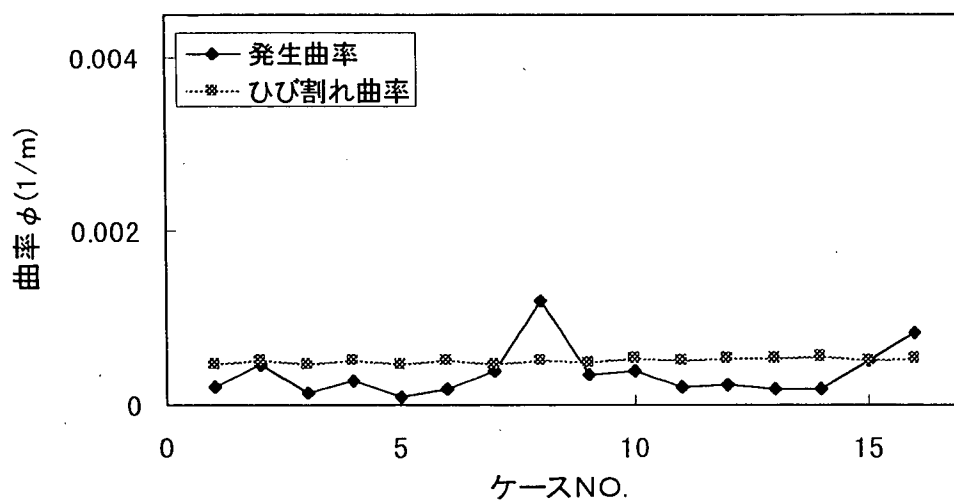


図-3.4.1 圧縮部材に生じた最大曲げ曲率

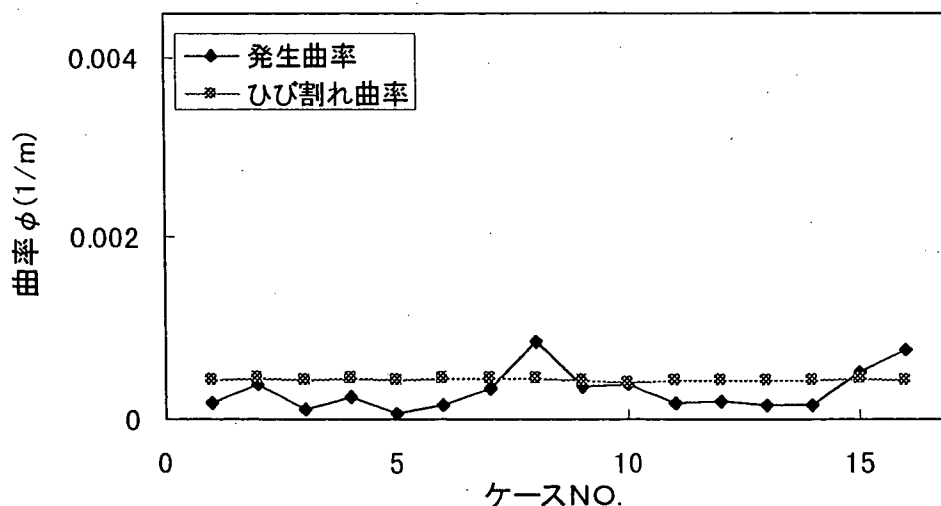


図-3.4.2 引張部材に生じた最大曲げ曲率

3. 4. 2 慣性力を漸増した解析

前項では、円形断面を有するシールドトンネルの横断方向を対象として、平成7年の兵庫県南部地震相当の慣性力を用いた地震時応答解析を行い、その結果として、ひび割れ曲率程度しか応力が生じないことを検証した。しかし、地震動特性、地盤特性によっては前項で用いた入力よりも大きな入力作用する可能性があるため、漸増解析により、シールドトンネルの損傷過程と変形性能を検討した。変形の進行に伴う損傷状態として、以下の損傷状態を考慮した。

損傷状態1：継手金具板の両端がヒンジとなる状態。

損傷状態2：継手金具板の変位が1mmとなる状態。

止水の観点から許容目開き量を3mmとしたとき、セグメントの製作、組立精度をそれぞれ1mmとすると、地震による継手部の許容変位は1mm程度となる。

損傷状態3：RCセグメントがひび割れ曲率に達した状態。

損傷状態4：RCセグメントが降伏曲率に達した状態。

損傷状態5：RCセグメントが終局曲率に達した状態。

(1) 損傷の進展

RCセグメント部材1箇所が終局曲率に達するまでの損傷過程を追跡した解析ケースについて考察を行った。RCセグメント部材1箇所が終局曲率に達するまで損傷過程を解析したケースは、2, 7, 9, 10, 15, 16の6ケースであった。他のケースでは、軸力変動モデルの降伏時N-Mインターラクションにおける引張降伏軸力を越えたために計算ができないか、もしくは慣性力が大きすぎて非線形計算が収束しなかった。損傷の進展の代表的な解析結果（ケース2、ケース15）を示す。シールドトンネル頂底点間の相対変位をトンネル直径で除したドリフト比について、セグメント継手のばね変位とRCセグメント部材に発生する最大モーメントで整理し、ケース2における損傷進展を図-3.4.3、ケース15における損傷進展を図-3.4.4に示す。また、それぞれのケースにおける損傷箇所を図-3.4.5～図-3.4.6に示す。

① ケース2について

図-3.4.3から、セグメント継手の継手金具板は、ばね要素54においてドリフト比0.0151でヒンジ状態となり、0.0213で変位1mmに達する。また、はり要素26において0.00148でRCセグメント部材1箇所がひび割れモーメントに達し、0.0184で降伏モーメント、0.0464で終局モーメントに達する。したがって、損傷順序は以下のとおりである。

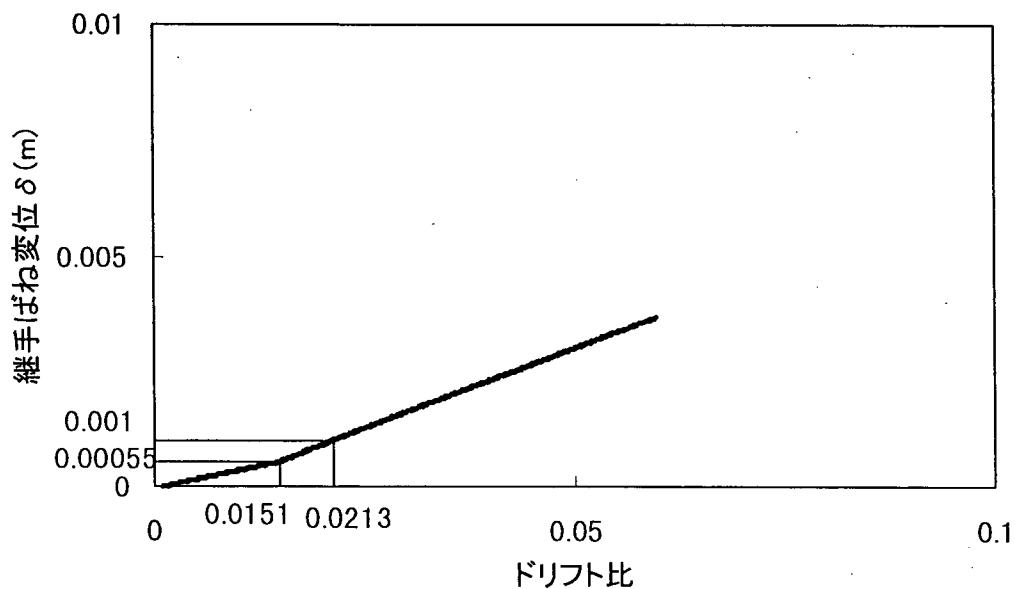
- 1) RCセグメント部材がひび割れモーメントに達する。
- 2) 継手金具板がヒンジ状態となる。
- 3) RCセグメント部材が降伏モーメントに達する。
- 4) 継手金具板の変位が1mmに達する。
- 5) RCセグメント部材が終局モーメントに達する。

② ケース15について

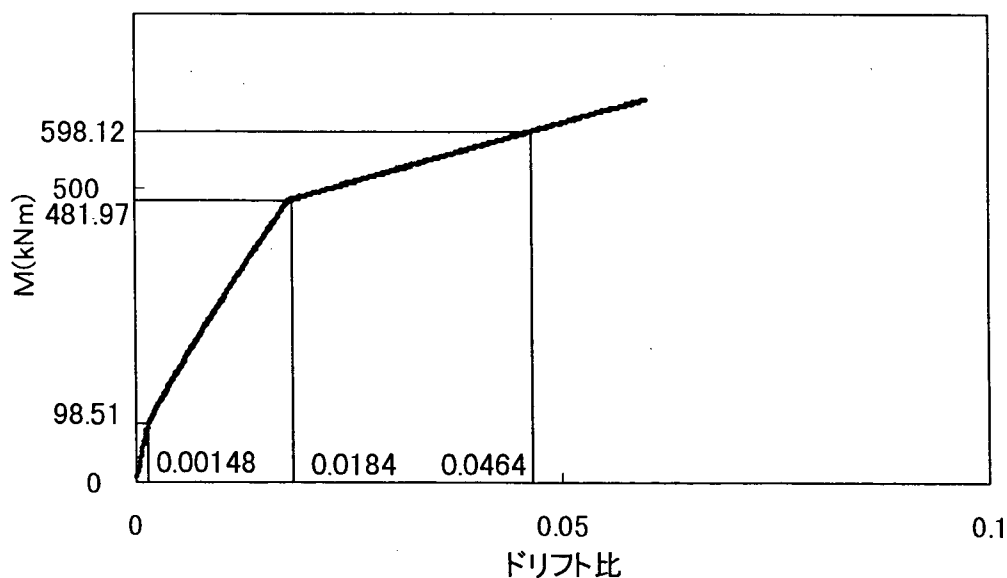
図-3.4.4から、セグメント継手の継手金具板は、ばね要素54においてドリフト比0.0107でヒンジ状態となり、0.0144で変位1mmに達する。また、はり要素27において0.00196でRCセグメント部材1

箇所がひび割れモーメントに達し、0.0217で降伏モーメント、0.0442で終局モーメントに達する。したがって、損傷順序は以下のとおりである。

- 1) RCセグメント部材がひび割れモーメントに達する。
- 2) 継手金具板がヒンジ状態となる。
- 3) 継手金具板の変位が1 mmに達する。
- 4) RCセグメント部材が降伏モーメントに達する。
- 5) RCセグメント部材が終局モーメントに達する。

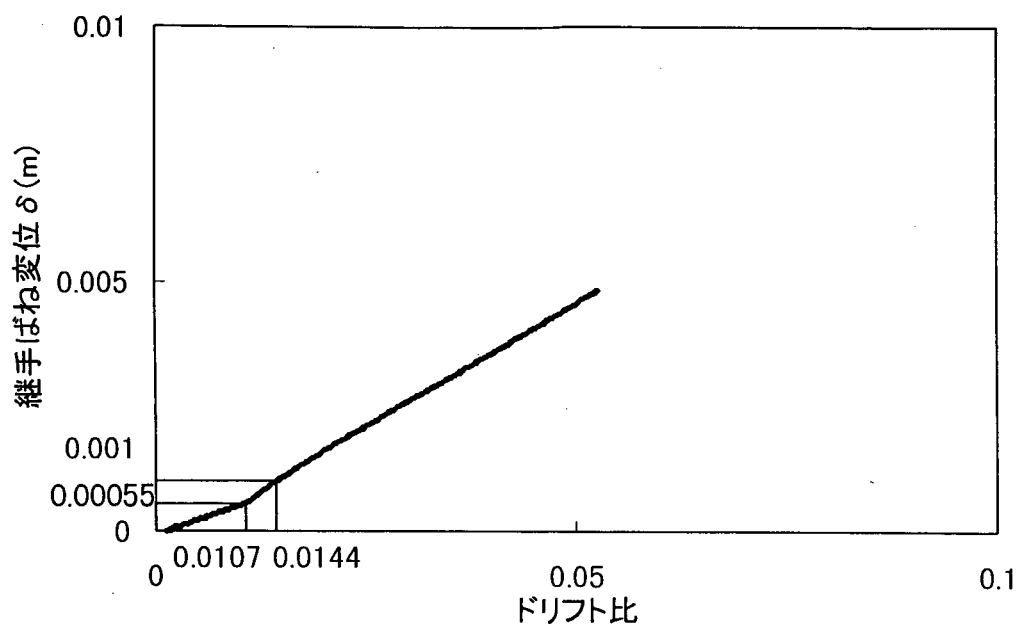


(1) ドリフト比と継手ばね変位 (ばね要素5 4)

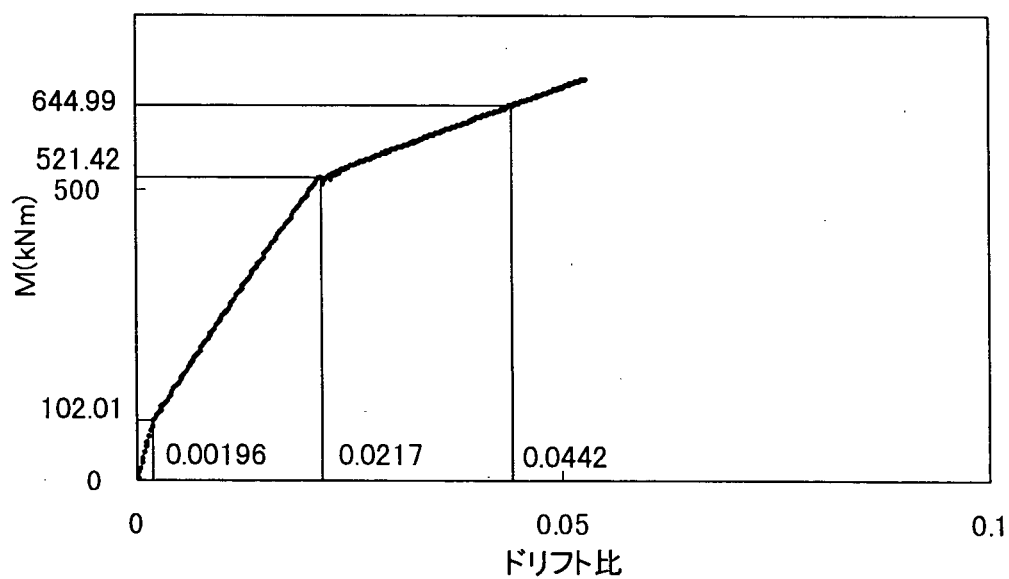


(2) RCセグメント部材の発生モーメントとドリフト比 (はり要素2 6)

図-3.4.3 解析ケース2における損傷過程



(1) ドリフト比と継手ばね変位 (ばね要素 5 4)



(2) RCセグメント部材の発生モーメントとドリフト比 (はり要素 2 7)

図-3.4.4 解析ケース15における損傷過程

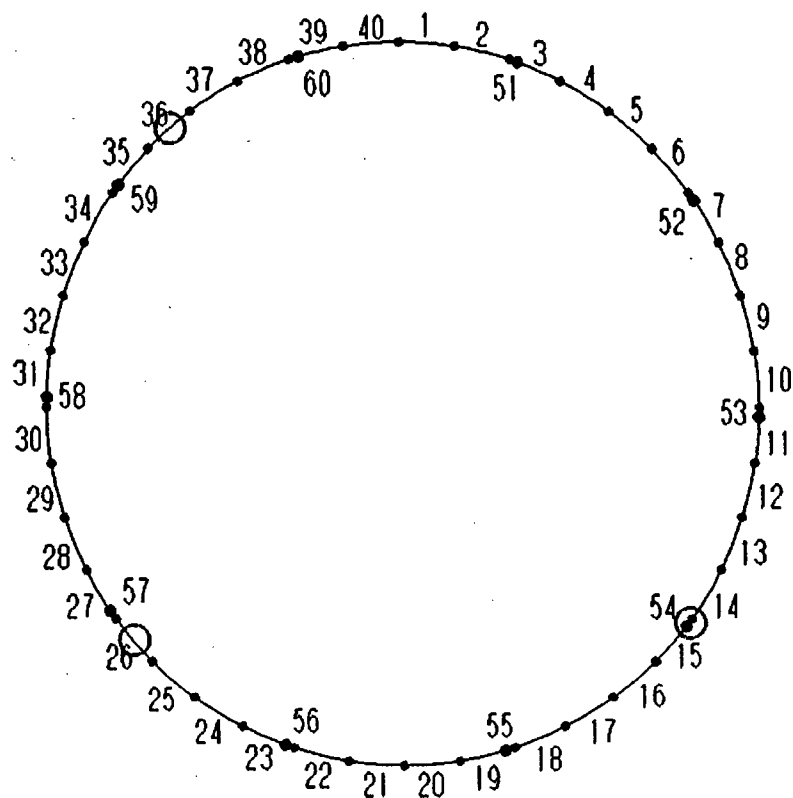


図-3.4.5 解析ケース2における損傷箇所

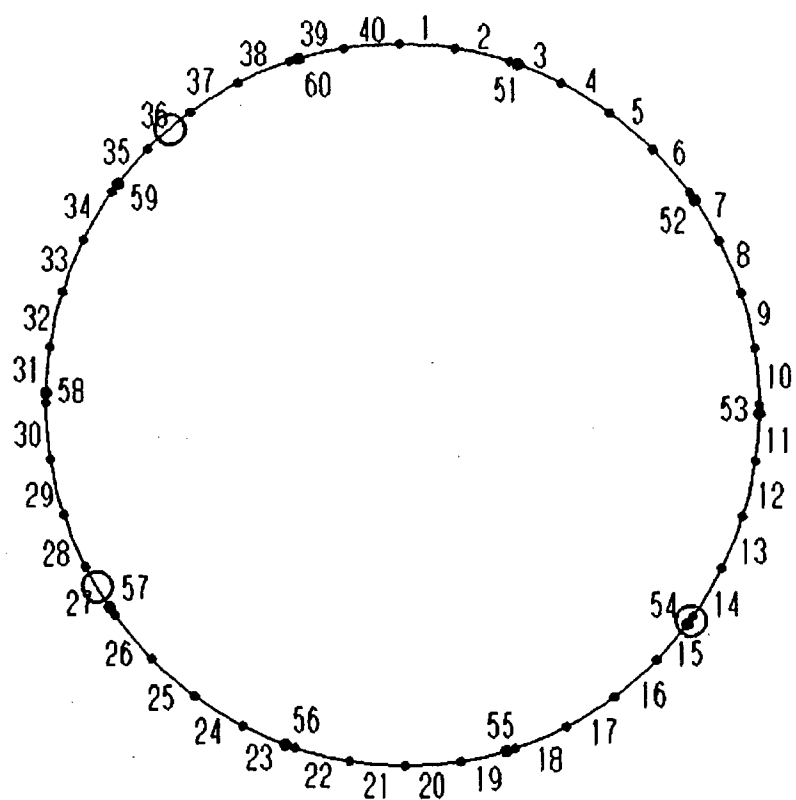


図-3.4.6 解析ケース15における損傷箇所

(2) 各損傷状態における考察

①損傷状態 1

図-3.4.7に各解析ケースにおける継手金具板の両端がヒンジとなるドリフト比を示す。

各解析ケースにおけるシールドトンネルの頂底点間の水平方向相対変位は、若干のばらつきはあるが、継手金具板がヒンジとなる状態では、概ねドリフト比が0.005程度となると考えられる。

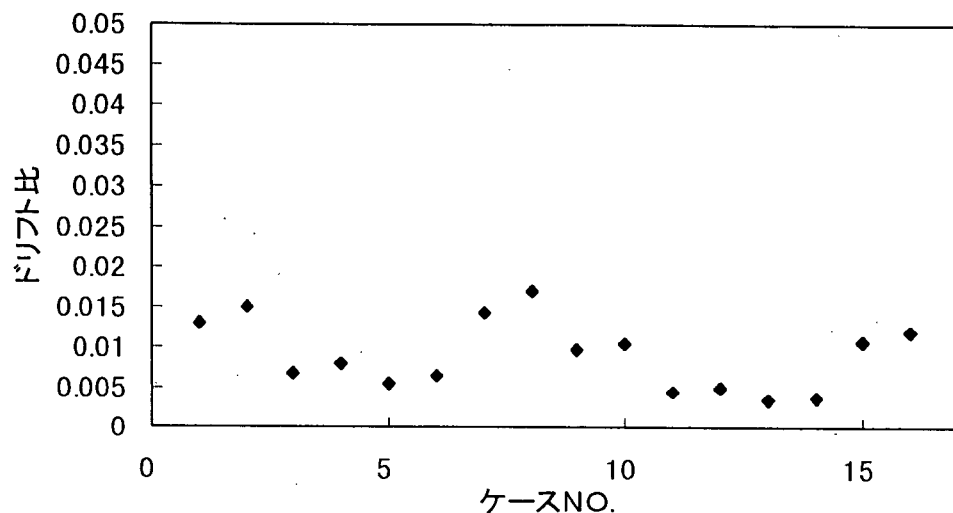


図-3.4.7 継手金具板がヒンジとなるドリフト比

②損傷状態 2

図-3.4.8に各解析ケースにおける継手金具板の変位が1mmとなるドリフト比を示す。

セグメント継手部の継手金具板の変位が1mmとなる状態に着目した結果は、継手金具板がヒンジとなる状態の時と同様な傾向である。

各解析ケースにおけるシールドトンネルの頂底点間の水平方向相対変位は、若干のばらつきはあるが、継手金具板がヒンジとなる状態では、概ねドリフト比が0.01程度となると考えられる。

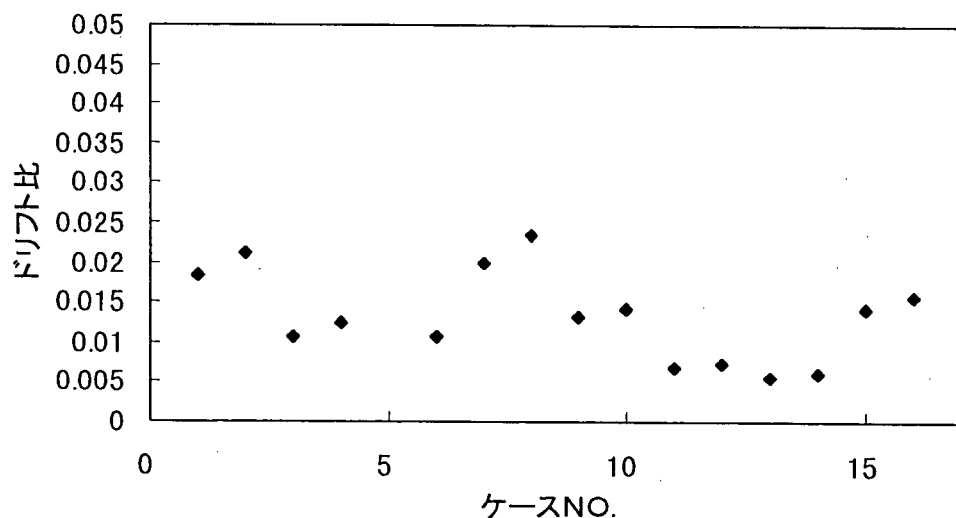


図-3.4.8 継手金具板の変位が1mmとなるドリフト比

③損傷状態3

図-3.4.9に各解析ケースにおけるセグメント部材1箇所がひび割れ曲率となるドリフト比を示す。
若干のばらつきはあるが、セグメント部材1箇所がひび割れ曲率に達する状態では、ドリフト比が概ね
0.001程度となると考えられる。

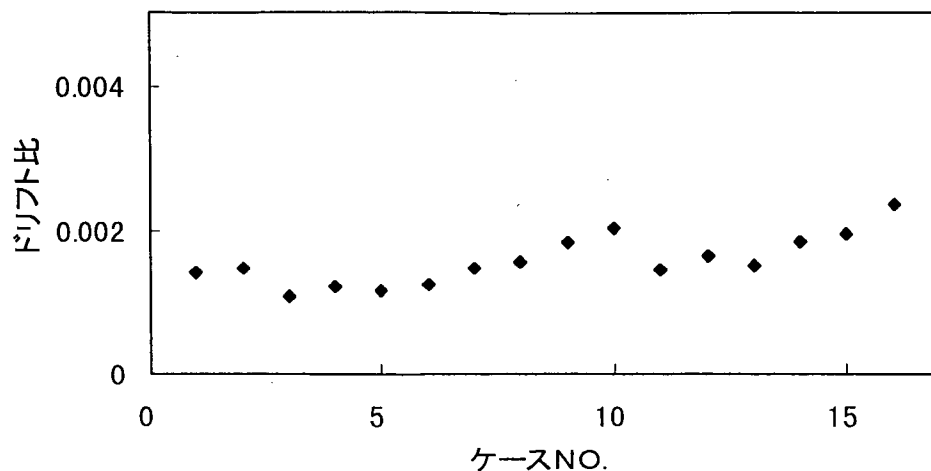


図-3.4.9 セグメント部材がひび割れ曲率となるドリフト比

④損傷状態4

図-3.4.10に各解析ケースにおけるセグメント部材1箇所が降伏曲率となるドリフト比を示す。
若干のばらつきはあるが、セグメント部材1箇所が降伏曲率に達する状態では、ドリフト比が概ね
0.02程度となると考えられる。

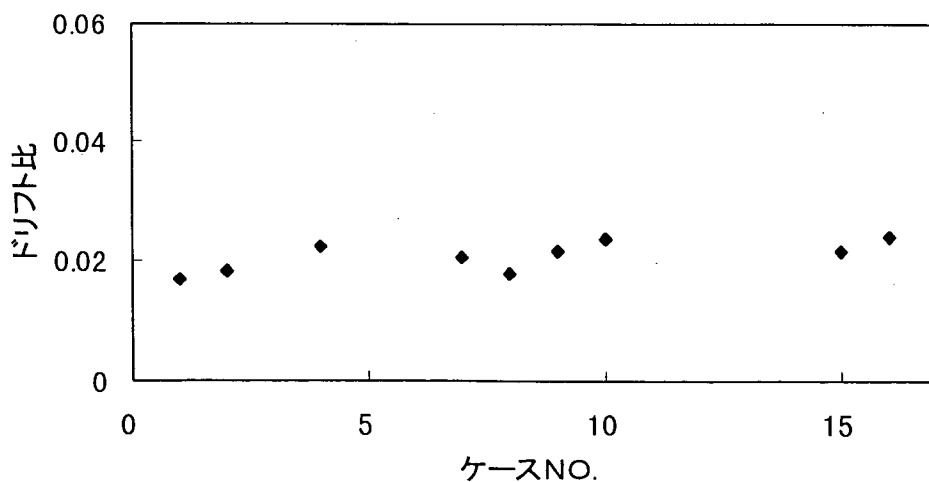


図-3.4.10 セグメント部材が降伏曲率となるドリフト比

⑤ 損傷状態5

図-3.4.11に各解析ケースにおけるセグメント部材1箇所が終局曲率となるドリフト比を示す。

若干のばらつきはあるが、セグメント部材1箇所が終局曲率に達する状態では、ドリフト比が概ね0.04程度となると考えられる。

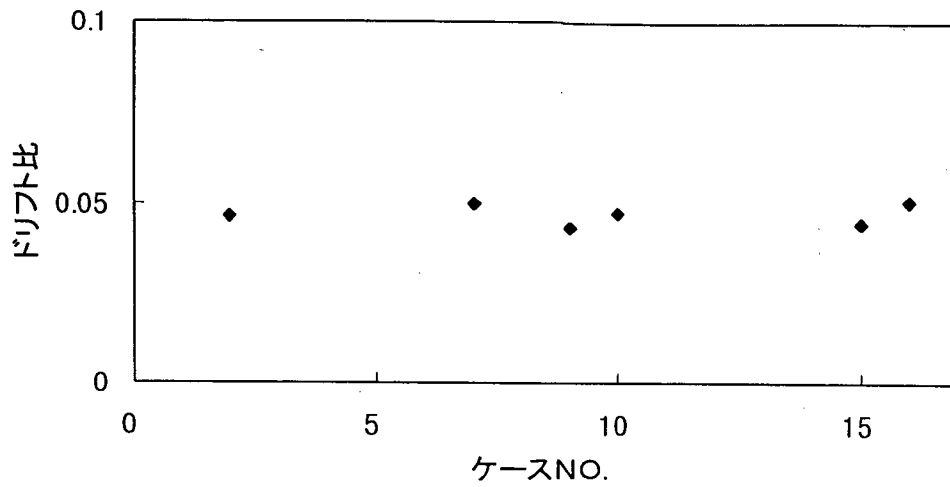


図-3.4.11 セグメント部材が終局曲率となるドリフト比

3. 5 まとめ

円形断面を有するシールドトンネル横断方向の耐震性に関して、以下のことがわかった。

- (1) 兵庫県南部地震相当の慣性力を作用させた解析によれば、ひび割れ程度の損傷が生じることが推定された。
- (2) セグメント継手における損傷程度と変形量の関係について定量的な把握はできていないが、セグメント継手の損傷がRCセグメントの損傷よりも、シールドトンネルの横断方向の耐震性に及ぼす影響が大きい場合があることがわかった。
- (3) ばらつきはあるが、仮定した損傷事象における変形性能をドリフト比で表すと概ね以下のとおりとなる。

事 象	損 傷 状 態	ドリフト比
1	継手金具板がヒンジとなる状態	0. 0 0 5
2	継手金具板の変位が1mmとなる状態	0. 0 1
3	RCセグメントがひび割れモーメントに達する状態	0. 0 0 1
4	RCセグメントが降伏モーメントに達する状態	0. 0 2
5	RCセグメントが終局モーメントに達する状態	0. 0 4

参考文献

- 1)川島一彦編著：地下構造物の耐震設計、鹿島出版会
- 2)中村 晋：層間変形に基づく地中構造物の横断方向の耐震設計法に関する提案、土木学会論文集No. 605、p217～p230、1998. 10
- 3)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅲコンクリート橋編、平成8年12月
- 4)（社）日本道路協会：共同溝設計指針、昭和61年3月
- 5)土木研究所：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚面内方向の地震応答特性と耐震設計法、第3562号、1998. 3
- 6)土木学会：トンネル標準示方書「シールド工法編」・同解説、1996
- 7)（社）日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント、1973
- 8)土木研究所：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シールドトンネルの動的応答解析－、第2277号、昭和60年12月