充填式導水管路における 内挿管の座屈に関する実験的な研究

王 剣宏¹・小泉 淳²・中野 雅章³・杉山 仁實⁴・田中 弘⁵

¹日本工営株式会社 中央研究所 (〒300-1259 茨城県つくば市稲荷原2304)

E-mail: a6956@n-koei.co.jp

²正会員 早稲田大学教授 理工学術院 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

E-mail: koizumi@waseda.jp

³正会員 日本工営株式会社 中央研究所 (〒300-1259 茨城県つくば市稲荷原2304)

E-mail: a4753@n-koei.co.jp

⁴日本工営株式会社 技術本部 (〒102-8539 東京都千代田区麹町4-2)

E-mail: a1805@n-koei.co.jp

⁵正会員 日本工営株式会社 技術本部 (〒102-8539 東京都千代田区麹町4-2)

E-mail: a2738@n-koei.co.jp

充填式導水管路は、流下能力の向上や漏水の防止および覆工の保護などのために、トンネル内に金属管や樹脂管などを内挿管として挿入した後、両管の間にモルタルなどを充填して一体構造化したものが多く採用されているが、近年、この内挿管の座屈事故が発生している。本研究は室内座屈実験により内挿管の座屈メカニズムを解明し、現行の座屈設計手法を見直すことを目的としたものである。実験に用いた15本の模型管は、現場における施工状況を模して作成したものであり、載荷水圧の作用状況、充填材の物性および充填不良による拘束効果の違いなどが、限界座屈圧力にどのように影響するかなどを検討した。これらの実験結果から座屈のメカニズムを分析し、現行の座屈設計式の有効性と課題を明確にするとともに、新たな修正座屈設計手法を提案した。

Key Words : pipeline, internal liner, groundwater pressure, buckling test, critical pressure, filling faults

1. はじめに

近年、都市部の水不足などから長距離にわたって新たな導水管路を建設することが多くなっている^{1)~3)}。その中でもっとも用いられている充填式導水管路は、図-1(a)(b)に示すように、まず、山岳工法やシールド工法などによりトンネルを掘削し、その後、流下能力の向上や覆工の保護のために、内側に金属管や強化プラスチック複合管、いわゆる内挿管を挿入し、両者の間にモルタルなどを充填して一体構造化させるものである。これらの構造設計において考慮される外荷重は、トンネル覆工にはそれに作用する土水圧、内挿管には内圧と外圧（地下水圧と真空負圧）が考慮されている^{4)~9)}。一方、管路の施工時には図-1(c)に示すように、充填不良で局所的な空隙やクラック、クラウン部の空洞などが生じ、また、充填材の硬化に伴う収縮などによって内挿管の外周に環状

(c) 現場の充填状況
図-1 充填式の導水管

の隙間（以後、単に隙間と呼ぶ）が発生することが多い。このような充填不良は、地下水圧が内挿管全周にわたって直接作用することにつながるだけでなく、拘束効果の低下に伴い限界座屈圧力が下がり、外圧による内挿管の座屈が発生すると考えられる。1994年のアメリカにおける直径6 m、肉厚12 mmのNewhall導水トンネル¹⁰⁾や1999年の日本における直径4.5 m、肉厚21 mmの水戸トンネル^{11), 12)}は、山岳地帯で建設された導水管の座屈事故としてよく知られている。

外圧による管の座屈に関しては、従来から多くの研究が行われている¹³⁾⁻²⁷⁾。Amstutz^{13), 14)}とJacobsen¹⁵⁾は内挿管の環状の隙間を考慮して、シングルローブの座屈理論を提案した。El-Sawyら^{16), 17)}や王ら¹⁸⁾⁻²¹⁾はFEM解析より内挿管の座屈研究を行い、前者は弾性座屈と弾塑性座屈が発生する可能性がある指摘し、後者は分離型構造（覆工と内挿管の間に充填材を入れない管構造）に関して、各種の座屈理論や設計方法を検討して、シングルローブの座屈理論が厚肉管の限界座屈圧力（以後、座屈圧力と呼ぶ）を過小評価することがあることを示した。

実験的研究についてみると、Amstutz¹⁴⁾は5本のコンクリートに拘束された鋼管の座屈実験を行い、自ら提案した理論式の妥当性を確認したが、実験の詳細が示されていない。Aggarawal & Cooper²²⁾、Lo & Zhang²³⁾、Omaraら²⁴⁾は充填材を考慮せず、ケーシング鋼管で拘束したプラスチック管の座屈実験を行い、拘束効果係数が7以上であることを確認した。裕ら²⁵⁾は砂と薄層のエアーモルタルで拘束したFRP管を用いて座屈実験を行い、シングルローブ座屈を確認し、Amstutz式より算出した理論値と概ね一致する実験結果を得た。

以上のように多くの理論や実験的な研究がおこなわれてきているものの、座屈圧力にもっとも影響すると思われる現場の様々な充填状況を考慮したうえで、充填材の拘束効果を検討した実験研究はいまだなく、内挿管の座屈メカニズムの解明に結びつくような成果は見あたらな。内挿管の座屈は、管の構造条件に加え、作用する外圧と拘束状況に大きく関わっていることから、これらの影響を明確に評価する必要がある。

本研究では、まず、実施工の状況を想定した供試管を作成し、これを用いて座屈実験を行い、外水圧の作用状況、環状の隙間の大小や充填材の物性、および充填不良が座屈圧力にどのように影響するかを検討した。つぎに、得られた実験結果を用いて座屈設計に用いられている各種の理論式を検証し、最後に、この座屈実験結果から座屈の原因とメカニズムを分析するとともに、限界座屈荷重への影響因子を考慮した新たな修正座屈設計手法を提案した。

2. 既存の座屈理論式

外圧による内挿管の座屈については様々な理論が提案されているが、図-2に示すような座屈現象には、シングルローブの座屈理論¹³⁾⁻¹⁵⁾を適用することが多い。内挿管が外圧を受けると、局部曲げ変形が生じた部分（図-2の破線）は、圧力の増大に伴って変形が内側へ進展し、シングルローブの形状となり、最終的には同図の太い実線で示すように、座屈波形の中央断面が軸力と曲げモーメントにより塑性化され、管は外水圧に対する耐荷力を失い大規模な座屈に至る。

Amstutz^{13), 14)}は、管軸方向に単位長さの内挿管に対して、半径 R (mm)と肉厚 t (mm)の幾何条件、弾性係数（ヤング係数） E (N/mm²)、降伏強度 σ_y (N/mm²)とポアソン比 ν の材料条件、および環状の隙間量 Δ (mm)パラメータとして、シングルローブの座屈理論にもとづいて、1953年に座屈理論式（式(1a)および式(1b)）を提案した。さらに、1970年には、仮定した座屈変形後の形状における中間パラメータに対して、制限条件変数 ε を考慮することによって、より正確な座屈圧力を求められるように改良した式（式(2a)および式(2b)）を提案した。このAmstutzの1970年式では、実際の導水管（ $5 < \varepsilon < 20$ ）に対して、中間パラメータをよく収束させる $\varepsilon = 20$ を採用することによって、1953年式の式(1a)の1.68と0.25を、式(2a)の1.73と0.225に変更し、式(1b)はそのまま式(2b)とした¹³⁾。なお、Amstutzの1953年の座屈式は「水門鉄管技術基準」²⁸⁾の座屈算定式となっている。この座屈算定式を、以後では水門鉄管基準式と呼ぶことにする。

$$\left(\frac{\Delta}{R} + \frac{\sigma_N}{E^*} \right) \left(1 + 12 \frac{R^2}{t^2} \frac{\sigma_N}{E^*} \right)^{1.5} \\ = 1.68 \left(\frac{2R}{t} \right) \frac{\sigma_y^*}{E^*} \left(1 - 0.25 \left(\frac{2R}{t} \right) \frac{\sigma_y^* - \sigma_N}{E^*} \right) \quad (1a)$$

図-2 拘束管の座屈波形

$$P_{cr} = \frac{\sigma_N}{\frac{R}{t} \left(1 + 0.175 \left(\frac{2R}{t} \right) \frac{\sigma_y^* - \sigma_N}{E^*} \right)} \quad (1b)$$

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_y^* - \sigma_N} \left[\left(\frac{\sqrt{12}R}{t} \right) \sqrt{\frac{\sigma_N}{E^*}} \right]^3 = 1.73 \left(\frac{2R}{t} \right) \left[1 - 0.225 \left(\frac{2R}{t} \right) \frac{\sigma_y^* - \sigma_N}{E^*} \right] \quad (2a)$$

$$P_{cr} = \left(\frac{t}{R} \right) \sigma_N \left[1 - 0.175 \left(\frac{2R}{t} \right) \frac{\sigma_y^* - \sigma_N}{E^*} \right] = \frac{\sigma_N}{\frac{R}{t} \left(1 + 0.175 \left(\frac{2R}{t} \right) \frac{\sigma_y^* - \sigma_N}{E^*} \right)} \quad (2b)$$

ここに、 E^* (N/mm²)、 σ_y^* (N/mm²)と μ は内挿管の材料の力学特性のパラメータであり、以下の式により算定される。

$$\sigma_y^* = \mu \frac{\sigma_y}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}}$$

$$E^* = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

$$\mu = 1.5 - 0.5 \frac{1}{\left(1 + 0.002 E / \sigma_y \right)^2}$$

また、環状の隙間による応力 σ_v (N/mm²)は以下のように算定される。

$$\sigma_v = -\frac{\Delta}{R} E^*$$

さらに、制限条件のパラメータ ε は以下の式により算定することができる。

$$\varepsilon = \sqrt{1 + 12 \left(\frac{R}{t} \right)^2 \left(\frac{\sigma_N}{E} \right)}$$

限界座屈圧力 P_{cr} (N/mm²)は、式(1a)あるいは式(2a)から座屈変形時の円周圧縮応力 σ_N (N/mm²)を算出し、それぞれを式(1b)と式(2b)に代入して求められる。ただし、Amstutz の 1970 年式 (式(2a)) は、制限条件のパラメータ ε が小さくなるにつれ算定の座屈圧力の誤差が大きくなるため、留意が必要である¹⁴⁾。

一方、Jacobsen はシングルローブの座屈理論にもとづいて、変形前後の周長の保持式、曲げモーメントの微小変位理論式と断面降伏の破壊基準式の 3つの式を提示した¹⁵⁾。Jacobsen の座屈式は 3つの方程式 (式(3a)、式(3b)、式(3c))により構成されているため、座屈圧力はこれらの連立方程式を解くことにより求められる。

$$R'/t = \sqrt{\frac{[9\pi^2/4\beta^2] - 1}{12(\sin \alpha / \sin \beta)^3}}$$

$$\times \sqrt{\frac{[\pi - \alpha + \beta(\sin \alpha / \sin \beta)^2]}{[\alpha - \pi \Delta / R' - \beta(\sin \alpha / \sin \beta)[1 + \tan^2(\alpha - \beta)/4]}} \quad (3a)$$

$$P_{cr}/E = \frac{9\pi^2/4\beta^2 - 1}{12(R'/t)^3 (\sin \alpha / \sin \beta)^3} \quad (3b)$$

$$\sigma_y/E = \frac{t}{2R'} \left(1 - \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \right) + \frac{P_{cr} R'}{E^* t \sin \beta} \left[1 + \frac{4R' \beta \sin \alpha \tan(\alpha - \beta)}{\pi t \sin \beta} \right] \quad (3c)$$

ここに、 R' は充填層による拘束半径 ($R' = R + t/2 + \Delta$) (mm)、 α と β は座屈の前後の変形部分における半中心角であり、 P_{cr} (N/mm²)が求める座屈荷重である。

国内での設計基準^{28) 32)}では、内挿管の設計に 1953 年の Amstutz 式を採用しているが、海外では Jacobsen 式も推奨されている¹⁰⁾。また、コンクリートで充填される水門鉄管の場合、環状の隙間量は $\Delta = 0.4 \times 10^{-3} R$ として計算されることが多い。

3. 座屈実験

(1) 供試管

供試管は図-3に示すように、トンネル覆工に相当する外管に鋼管を用い、塩ビ管を内挿管として挿入した後、両者の間にモルタルを充填して作成した。

鋼管は内径 342.8 mm、厚さ 6.4 mm で、塩ビ管は長さ $L = 1000$ mm、半径 $R = 129.3$ mm、厚さ $t = 8.4$ mm である。充填材には、普通ポルトランドセメントを用いたモルタル (以後、普通モルタルと呼ぶ)、それにフライアッシュを混合したモルタル (以後 FA モルタルと呼ぶ) とエアモルタルの 3 種類を使用した。それぞれをケース C1~C3 としている。

各ケースに対して、外管と内挿管の間の充填部の環状の隙間、空洞や空隙などの充填状況を変えたものをモデル M1~M5 としている。環状の隙間には 3 種のパターンを考えた。環状の隙間がないものを M1~M3 とし、環状の隙間量が $\Delta = 1.5$ mm のもの、4.5 mm のものをそれぞれ M4 と M5 とした。環状の隙間は打設前に厚さ 1.5 mm と 4.5 mm の硬質シートを内挿管に巻き、実験直前にそれを抜き取ることによって与えている。また、環状の隙間がない M1~M3 は空洞と空隙の設定状況の違いで分けている。現場での空洞の範囲と大きさはさまざまであり、これを定量的に設定することがむずかしいことから、本実験では空洞の影響を拘束効果の低下として考え、充填部に貫通クラックのような不連続面や空隙を適宜設けることによりその影響を把握することとした。具体的

図-3 供試管の断面とケース

図-4 ひずみの計測位置

には、C1 と C2 の場合は、幅 5 mm×厚さ 2 mm のアルミ板を用いて、管軸全長にわたって頂部と底部に矩形的空隙を設け、さらに、上半にはそれぞれ中心角 60°と 120°の空洞を想定して、幅 25 mm×厚さ 2 mm のアルミ板により左右両側に 2 本の幅 2 mm の不連続面を設けている (C1M1, C2M1 および C1M2, C2M2)。また、M3 には底部に空隙と、中心角 180°の空洞の両側と中央に 3 本の不連続面を設けた (C1M3, C2M3)。M4, M5 は環状の隙間を設けたケースであり、便宜上、C1M4, C2M4 および C1M5, C2M5 とした。C3 は、M1~M3 に上記と同様な空洞を想定しているが、不連続面と空隙による影響の差を確認するために、M2 には 1 本の不連続面に加え、C1 と C2 の不連続面と同じ位置に空隙を設置している。

これらのケースは図-3 に示すとおりである。

供試管の製作手順は、写真-1 に示すように、まず、(a) 塩ビ管を固定治具に設置して、空隙用のアルミ板を所定位置に固定する、(b) 外の鋼管を設置して、不連続面用のアルミ板を所定位置に固定する、(c) あらかじめ設計配合で作成しておいたモルタルをパイプレーターで締め固めながら充填する、(d) 打設完了後、完全に硬化する前にアルミ板を抜き出し、水分の蒸発を防止するため、ポリシートで覆って約 1 カ月間養生する。また、内挿管の挙動を調べるために、図-4 に示すように、中央と両端の三つの計測断面に円周方向と管軸方向のひずみゲージを貼付している。

(2) 材料の物性値

表-1 は供試管材料の物性値を示したものである。充填材に用いるモルタルは JIS A 1132 に準拠して 28 日の圧縮強度と弾性係数を求めている。FA モルタルとエアーマルタルは弾性係数が普通モルタルに対して約 1/3 と 1/100、圧縮強度が 1/10 と 7/1000 程度である。また、塩ビ管の物性値は、奥行き 300 mm の半円状アーチに対する 4 点曲げ試験により曲げ剛性と降伏強度を求めている。

(3) 座屈実験

図-5 は実験装置の詳細と水の浸入経路を示した図である。載荷する水圧は、地下水が充填部の環状の隙間や空隙、不連続面から侵入し、内挿管の背面に作用することを想定した。実験装置は、まず、供試管を水圧載荷容器の中の可動支持台に載せ、つぎに、塩ビ管の内部に変位計と監視カメラを設置した後に塩ビ管を止水する装置で挟み、両側からふたを締めつけて組み立てる。最後に、

表-1 材料の物性値

	材料	弾性係数 E (N/mm ²)	材料強度 [*] σ_y, σ_c (N/mm ²)	ポアソン比 ν	備考
挿入管	塩化ビニル	3337	41.5	0.38	実験値
外部管	鋼材	210000	325	0.21	規格値
	普通モルタル	26170	55.4	-	
充填材	FA モルタル	8840	6.3	-	試験値
	エアーマルタル	283	0.4	-	

※管の物性値は降伏強度、モルタルは圧縮強度である。

図-5 加压装置

写真-2 実験の状況

ふた中央の $\Phi 100$ の観察孔から各計器のコードを引き出し、作動チェックを実施して、実験装置および供試管のセットが完了する。

載荷は給水口から水を送り圧力管を充滿させてから、手動加压ポンプを用いて 1~5 kN/m²/回の圧力で座屈するまで段階的に上昇させ、座屈後は座屈圧力の 1/3 まで下がった時点で終了する。加压中は作用水圧、ひずみ、中央計測断面の上下左右の変形を測定する。また、座屈は急に発生する現象であるため、塩ビ管の内部に設置したカメラとビデオにより監視し、状況を記録するとともに、載荷水圧とひずみ計の挙動を観測しながら、載荷速度を調整している。写真-2 は実験の状況を示したものである。

4. 座屈実験の結果

(1) 座屈変形とその発生箇所

図-6 は CIM1 の座屈前後の変形状況を、写真-3 はすべての供試管の座屈実験終了後の残留変形の状況を示したものである。

図-6 から、座屈時の変形は大きく、管中央部の周辺で内側に凹んだ、いわゆるシングルローブ座屈になっていることがわかる。変形は除荷することによりほとんど元の形状に復元されるが、残留変形がわずかに残る。座屈変形部分の端部は、空隙がある管底となっているものがほとんどである。これは空隙による拘束効果の低下が座屈の発生位置に影響することを示唆している。

また、写真-3 をみると、拘束状況の違いにも関わらず、すべての供試管にはシングルローブ座屈が発生していることがわかる。座屈の発生箇所は、環状の隙間があ

(a) 内挿管の変形過程

(b) 座屈時の変形 (c) 残留変形
図-6 座屈前後の変形状況 (供試管 CIM1)

写真-3 座屈後の残留変形

る供試管 M4～M5 は様々であるが、環状の隙間がない供試管 M1～M3 はほぼ不連続面や空隙の周辺になっている。例えば、C2M3 と C3M2 は座屈変形部の中央が不連続面に位置している。それ以外の供試管は拘束が低い空隙周辺が座屈変形の端部となっている。

これらのことから、荷重水圧による内挿管の座屈は、従来の座屈理論で想定している座屈モードと同様にシングルロブ座屈であり、過去の座屈事例と同様の変形が表現されているものと考えられる。また、内挿管の座屈の発生箇所は、環状の隙間がある場合には、おそらく管の初期不整部により、環状の隙間がない場合には、空洞や空隙などで拘束の弱い部分によって決定されているものと考えられる。

(2) 管に発生するひずみと荷重水圧

ひずみは管の形状寸法、材料、荷重および支持条件に応じて変化するものであり、荷重水圧とひずみとの関係から管の座屈挙動を分析することができる。図-7 は供試管 C1M1-M5, C2M1 および C3M1 の荷重水圧と発生するひずみとの関係を示したものである。図中には式(4a), (4b)より求めた荷重水圧を受ける真円管の弾性理論ひずみを併せて示した。

$$\varepsilon_c = \frac{PR}{Et} \quad (4a)$$

$$\varepsilon_L = \nu \varepsilon_c \quad (4b)$$

ここに、 ε_c は管の円周方向ひずみ、 ε_L は管軸方向ひずみであり、引張りひずみを正としている。

図-7 をみると、初期段階では充填状況と無関係に管の全周にわたってほぼ一様に圧縮され、発生するひずみは真円管の弾性理論値とほぼ同じとなっている。これは塩ビ管が最初は全周にわたって一様に外水圧を受けていることを示している。もし、水が内挿管の一部に侵入して、外水圧がその位置に作用すれば、その箇所の変形やひずみが理論値からずれてくる。しかし、いずれのケースにもその傾向は見られない。

荷重水圧を増加させるにつれ、環状の隙間がない供試管は一部のひずみが理論値と離れ、荷重水圧が最大に達したとき、すなわち、座屈が発生したときには、ある箇所に変形やひずみが急激に変化する。この箇所はほとんどが座屈箇所とその周辺であることがわかる。例えば、図-7 (a)～(c)をみると、供試管 C1M1 と C1M2 の円周ひずみ S2C3 と S2C6, 供試管 C1M3 と C2M1 の円周ひずみ S2C3 と S2C7 は、座屈箇所の両側で著しく変化している。また、図-7 (g)に示す供試管 C3M1 は、当初、底部の円周ひずみ S2C3 の変化が大きいが、途中から座屈箇所の両側にある S2C1 と S2C5 のひずみの変化が大きくなり、両者の間で座屈が発生している。供試管 C3M1 は、間詰め材に強度と剛性が小さいエアモルタルを用いていることから、円周方向の拘束効果が十分ではない。底部と頂部では最初に内側へ曲げ変形が発生しているが、途中から頂部の曲げ変形が卓越してきて、これによって底部に引張りが発生したためと考えられる。また、管が座屈変形した部分以外は弾性変形状態にあり、除荷によってほとんどのひずみが真円管の弾性理論値の近くまで戻っている。

図-7 発生ひずみと載荷水圧との関係

同様に、図-7 (a)に示す両端の計測断面 S1 と S3 の円周ひずみをみると、管の両端部の変形は載荷水圧の増加にともない増大するが、座屈の直前までのひずみは中央計測断面 S2 のひずみよりはるかに小さく、座屈が発生した後、その変形は載荷水圧の低下とともにほぼ真円形状に復元される。これは、塩ビ管の座屈変形の範囲が両端の計測断面 S1 と S3 の間に限定されていることを示している。写真-3 に示す残留変形からも座屈位置が中央周辺にあることが確認できる。一方、管軸方向ひずみは、S2L3 を除けば実験値はほとんど理論値と一致しており、円周方向の圧縮ひずみとポアソン比の積となっている。

図-7 (d)と(e)から、環状の隙間のある供試管 (C1M4 と C1M5) は、載荷水圧が 250 kN/m²以上になると、円周方向ひずみが激しく変化しはじめる。これは管全体が複雑に変形していることを示し、最終的にはシングルローブ座屈が発生する。また、外周面に拘束がないため、座屈箇所と反対する底部の円周方向ひずみの変化も大きい。

以上のことから、内挿管の座屈メカニズムを推測すると、外水圧を受ける内挿管は、最初に初期不整がある部分や拘束条件のもっとも緩やかな部分が内側へ変形し、その後、圧力の増加にともなって変形が拡大して、最終的に変形部の中央断面が降伏して構造が不安定になり、急激に耐荷力を失うことになる。また、充填材により完全に間詰めされた供試管 C1M1、C2M1 および C3M1 であっても、初期段階の外水圧による円周ひずみの実験値は真円管の理論値と一致していることから、内挿管と充填材とは一体化することが困難であることを示している。通常の現場施工でも内挿管と充填材を完全に一体化することは困難であり、時間的な遅れはあるものの、最終的には内挿管の全周にわたって、周辺地山の最大地下水圧が作用すると考えるのが妥当であることを示唆しているものと考えられる。

(3) 座屈圧力

表-2、3 は座屈実験で得られた最大載荷水圧を座屈圧力として、環状の隙間や充填不良および充填材の物性による影響度合いを示したものである。

a) 環状の隙間の影響

表-2 は環状の隙間が座屈圧力に与える影響を示している。表中には、環状の隙間がない M1 を基準値として、各ケースの座屈圧力の比率を算定したものを示している。表-2 に示すように、充填材によらず、環状の隙間が大きくなるにつれ座屈圧力は低下している。環状の隙間量 Δ が 1.5 mm (半径との比 $\Delta/R = 1.2\%$) の C1M4、C2M4 と C3M4 の座屈圧力は、それぞれ環状の隙間がない場合の 76.6%、64.3%と 65.5%である。環状の隙間量が 4.5 mm ($\Delta/R = 3.5\%$) になると、座屈圧力は約半分に低下する。このことは、背面の環状の隙間が内挿管の拘束効果を低

表-2 座屈荷重と隙間との関係

ケース	供試管 No.	隙間 Δ (mm) (Δ/R)	座屈荷重 P_{cr} (kN/m ²)	P_{cr}/P_{cr_M1}
C1	C1M1	0.0(0.0%)	1658	100.0%
	C1M4	1.5(1.2%)	1270	76.6%
	C1M5	4.5(3.5%)	866	52.3%
C2	C2M1	0.0 (0.0%)	1693	100.0%
	C2M4	1.5(1.2%)	1089	64.3%
	C2M5	4.5(3.5%)	849	50.2%
C3	C3M1	0.0(0.0%)	1495	100.0%
	C3M4	1.5(1.2%)	979	65.5%
	C3M5	4.5(3.5%)	706	47.2%

表-3 空洞や空隙と座屈荷重との関係

ケース	供試管 No.	空洞 (不連続面)	空隙	座屈荷重 P_{cr} (kN/m ²)	P_{cr}/P_{cr_M1}
C1	C1M1	60° (2 本)	上下 2 ケ所	1658	100.0%
	C1M2	120° (2 本)	上下 2 ケ所	1615	97.4%
	C1M3	180° (3 本)	上 1 ケ所	1550	93.5%
C2	C2M1	60° (2 本)	上下 2 ケ所	1693	100.0%
	C2M2	120° (2 本)	上下 2 ケ所	1675	99.0%
	C2M3	180° (3 本)	上 1 ケ所	1583	93.5%
C3	C3M1	—	上下と左右 60°計 4 ケ所	1495	100.0%
	C3M2	— (1 本)	上下と右 120° 計 3 ケ所	1415	94.6%
	C3M3	—	上下と左右 180°計 4 ケ所	1420	95.0%

減させ、これにより座屈圧力が大きく低下することを示している。

b) 充填不良の影響

表-3 は空洞や空隙の充填不良と座屈圧力との関係を示したものであり、空洞や空隙の範囲が大きくなるにつれ、座屈圧力が低下することがわかる。空洞の影響について、ケース C1 と C2 の M2、M3 は M1 と比較した結果から、中心角 120°の C1M2 と C2M2 の座屈圧力はそれぞれ 2.6%と 1.0%に低下し、180°の C1M3 と C2M3 は 6.5%になっている。一方、C3 からは空隙と不連続面による拘束効果の差が、全部空隙である中心角 180°の C3M3 は 5%低下しているのに対して、1 本の不連続面がある中心角 120°の C3M2 では、C3M1 より 5.4%低くなっている。不連続面による拘束効果の低下が空隙より大きいことを示している。いずれにしても、空洞や空隙などの充填不良による座屈圧力の低下は、健全なものと比較して、10%以内である。実際の現場では施工技術の向上などから大規模な空洞が発生しがたいこと、比較的小さい空洞は座屈圧力への影響がほとんどないこと、文献 20)に示された研究結果などを総合的に考えると、空洞や局所的な空隙が座屈圧力の低下に与える影響は、10%程度と考えておけばよいものと推定される。

c) 充填材の影響

図-8 は充填材の弾性係数と座屈圧力との関係を示し

図-8 充填材の弾性係数と座屈荷重との関係

たものである。ここでは、充填材の弾性係数 $E = 0$ の場合も想定して、拘束がない自由管座屈として、Timoshenko & Gere³³⁾の無限長管の座屈理論式(式(5))から座屈圧力を求めた値($P_{c0} = 0.267 \text{ N/mm}^2$)も示してある。

$$P_{c0} = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)R^3} \quad (5)$$

図-8をみると、座屈圧力は概ね充填材の弾性係数の増加とともに大きくなるのがわかる。充填材をFAモルタル($E = 8840 \text{ N/mm}^2$)から普通モルタル($E = 26200 \text{ N/mm}^2$)にすると、M1とM5における座屈圧力はわずかながら増加し、M4では10%程度大きくなる。一方、充填材をFAモルタルからエアーモルタル($E = 283 \text{ N/mm}^2$)にすると、いずれも座屈圧力は10%程度小さくなる。エアーモルタルより小さい弾性係数の充填材を用いると、座屈圧力は急激に低下する。このことは、充填材の弾性係数と内挿管の拘束効果は関係があり、充填材の弾性係数が小さいほど、座屈圧力の低下が顕著になり、一方で、充填材の弾性係数をどんどん高くしていてもその影響には限界があり、ある弾性係数以上になると、拘束効果はほぼ一定もしくは微増となり、座屈圧力の増加はわずかなことを示している。

5. 座屈式の検証と現場における座屈

(1) 既存の座屈式と本実験結果との比較

図-9は既存の座屈式によって求めた座屈圧力の理論値と本実験で得られた実験値とを比較した図である。座屈圧力の理論値は、環状の隙間を0.0, 1.5と4.5 mmとし、表-1に示す物性値を用いて、水門鉄管基準式(式(1))、Amstutz 1970式(式(2))およびJacobsenの座屈式(式(3))により求めたものである。図-9から座屈圧力の実験値は、いずれも現行の座屈式による理論値より大きいことがわかる。この結果は、文献22)の研究結果とも一致する。座屈理論の座屈の判定基準は、断面の外縁における最大圧縮応力度が材料の降伏強度に達した時点として

図-9 座屈圧力と隙間との関係

いる。薄肉管の場合には外縁の圧縮応力度が降伏すると耐力を失うが、厚肉管の場合は肉厚があるため外縁が降伏しても直ちに耐力の低下につながらない。このため、肉厚を大きくするほど実際の座屈圧力は理論値より大きくなることが考えられる。本実験の塩ビ管は半径/肉厚比 $R/t = 15.4$ であり、厚肉管($R/t \leq 25$)に分類されることから、座屈圧力の実験値が理論値を上回る傾向を示したものと考えられる。既存座屈式の中では水門鉄管基準式がもっとも小さい座屈圧力が得られるが、実験値との乖離が大きい。この基準式は、早期のAmstutzの理論式をもととしたものであり、基本的に安全側に設計できるようにさまざまな条件が考慮されている。Amstutz (1970) 式とJacobsen式から求められた座屈圧力は、全体として概ね実験値と一致しているが、環状の隙間量が約1.5 mm以下の場合にはJacobsen式の方がやや小さく、1.5 mm以上の場合にはAmstutz式の方がやや小さくなる。これは、Bertiら¹⁰⁾がコンクリートにより充填する隙間の小さい水圧鉄管の座屈設計にJacobsen式を推奨していることと一致している。

(2) 現場における管の座屈に対する考察

通常、内挿管の構造設計は、まず地山条件や施工法に応じて、いくつかの工区に分けて行われることが多い。工区ごとの地下水圧に安全係数を乗じて設計外水圧とし、座屈設計式(例えば水門鉄管の式(1))により管の肉厚などを求めている。一方、充填層のクラックや空隙などの状況を考慮した本実験からみると、座屈設計式による理論値は実験値より小さく、設計の安全側にあることがわかる。

本実験では充填材の充填状況によらず、内挿管の全管にわたって外水圧が作用することを確認している。トンネル覆工と内挿管の間に空洞や環状の隙間が存在している状況では、トンネル周辺の地下水が内挿管の一部に侵入すると、その地下水は空洞や環状の隙間などを通して、内挿管の縦断方向の全区間に短時間で浸透し、内挿管の外側には一様な地下水圧が作用するものと考えられ

る。これは、たとえ設計水圧を区間ごとに設定したとしても、全区間における最大地下水圧が内挿管の全周に作用することを意味している。実際の施工では、多くの場合に充填不良や環状の隙間が生じる可能性があることから、内挿管の設計に用いる地下水圧は工区ごとに変わるのではなく、全区間における最大地下水圧を採用すべきであると考えられる。もちろんこの最大水圧は、地盤条件や地下水の条件、充填材の施工条件、季節変動などによって異なる。設計外水圧の設定はこれらの条件を考慮して設定する必要がある。

現場において発生する内挿管の座屈は、充填不良がもっとも著しい箇所や、管厚が薄い区間、あるいはそれらの両者が同時に生じている箇所が発生し、その後、作用水圧の変形による低下と水の復元による上昇を繰り返し、徐々に管軸方向に沿って伝播し、座屈が発生していない箇所まで変形が拡大する^{34,35)}。

例えば、前述の水戸トンネル^{11,12)}の場合には、施工時の充てん不足または湧水などによる充填材の剛性の低下や流出により空洞が発生し、拘束効果が低下したものと考えられる。また、周辺には豊富な水源があることから、内挿管には構築された直後から全地下水圧が作用していたことも考えられる。これらに加えて、管内工事のトラックによる荷重や振動などがクラウン部の環状の隙間を徐々に拡大させ、内挿管の座屈耐力が低下し、座屈に至ったものと考えられる。また、当初の座屈による変形区間はわずか65 mであったが、その後、約39時間たらずで座屈が管軸方向に進行して140 mまで拡大していた。

6. 座屈設計手法の提案とその留意点

(1) 座屈設計手法の提案

現行の座屈式は基本的に拘束されている条件に対して座屈圧力を算定するものであり、地盤や湧水の状況、使用する充填材や充填工法などによる条件の劣化を考慮していない。例えば、水門鉄管基準式(1)による内挿管の構造設計では、拘束条件に対して、環状の隙間しか考えていないが、本実験結果から考えると充填材の種類、充填不良による空隙や空洞などによる拘束効果の低下の影響を考慮すべきである。また、設計外圧などの不確定性に対しては、安全係数（例えば、水門鉄管基準で $F_s = 1.5$ ）を使って内挿管の安全を確保しているが、湧水の状況や使用する充填材、被圧の状況、施工技術などによって、作用外水圧と拘束効果が大きく変化することに留意する必要がある。ここでは、本実験からの知見にもとづいて、図-10に示すような各種の影響要因を考慮した修正設計手法を提案する。

図-10では、まず、構造条件と外圧条件を設定する。構造条件には、充填材の弾性係数 E_g 、設計外圧には

図-10 提案した修正座屈設計法のフロー

全区間における最大地下水圧に加え排水時の負圧も考慮するものとする。つぎに、環状の隙間、充填材の物性および充填不良を考慮して設計座屈圧力を算定する。環状の隙間には従来の内挿管の温度変化を考慮するほかに、充填材の収縮量も考える。なお、充填材の物性の影響は、実験結果（図-8）にもとづいて、式(6)に示すように弾性係数 $E_g = 300 \text{ N/mm}^2$ を境として二つの式に分けて座屈圧力を算定する。ここに、式中的変数は図-10に示すとおりである。

$$P_{cr2} = \begin{cases} P_{cr1} & (E_g > 300 \text{ N/mm}^2) \\ P_{cr0} + (P_{cr1} - P_{cr0})E_g / 300 & (E_g \leq 300 \text{ N/mm}^2) \end{cases} \quad (6)$$

つぎに、空洞や空隙など充填不良の影響は、実験結果（表-3）にもとづいて、座屈圧力の低下係数を $k = 0.9$ とする。一方、設計外圧については、湧水が激しい山岳トンネルの場合、状況に応じて安全係数をより高く設定して対処することが必要である。また、管路周辺で詳細な地下水調査が行われている場合、設計水圧は調査の最大地下水圧を採用し、外圧の安全係数を適宜減じることが考えられる。ここで、被圧滞水層の存在可能性がある場合には従来の設計外圧に用いている安全係数 $F_s = 1.5$ を、それ以外は $F_s = 1.2$ とする⁹⁾。最後に、設計座屈圧力と設計外圧とを比較して、安全側になる管の肉厚を算出する。

(2) 留意点

環状の隙間は、内挿管の座屈圧力への影響が大きいことから、充填材の施工には無収縮モルタルの使用が望まれる。内挿管への拘束効果を十分発揮させるためには弾性係数が 300 N/mm^2 以上の充填材を使用することが必要であり、また、空洞や空隙などを発生させないように充填材料を充てんする確実な施工技術が要求される。湧水や破碎帯がある場合には、充填材が完全に固まるまで、仮設支保工などの取り外し時期を慎重に検討するなど、施工上の配慮などがとくに重要となる。

7. まとめ

導水トンネルの内挿管の座屈問題は、重大事故に結び付く可能性があることから、構造安全上の重要な課題として早期に解決することが望まれている。

本研究は、現場の状況を考慮して 15 本の供試管を製作し座屈実験を行ったものである。内挿管はシングルロープで座屈することを確認し、載荷水圧の作用状況と各要因の影響度合いを把握した。また、実際の座屈事例を検討して座屈のメカニズムを分析し、さらに、得られた結果を現行の設計座屈式と比較し、それらの妥当性を検証した。最後に、新たな修正座屈設計手法を提案するとともに、それを用いる場合の留意点を提示した。本研究から得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 座屈は構造条件と拘束状況におけるもっとも不利な箇所で発生し、座屈変形にともなう地下水圧の低下とその回復の繰り返しにより、座屈変形は管軸方向に伝播し拡大する。内挿管の座屈はシングルロープ座屈であり、座屈圧力は Amstutz の座屈式と Jacobsen の座屈式に概ね一致する。
- (2) 内挿管の座屈圧力は、充填材の物性、空洞および空隙、環状の隙間などに影響を受ける。これらのうち、環状の隙間の大小は座屈圧力に大きな影響を与える。座屈圧力は、本実験の結果から、空洞や空隙の影響により最大 1 割程度低下する。また、充填材の弾性係数が 300 N/mm^2 程度を境に座屈圧力は急激に低下する。一方、弾性係数がこれ以上であれば十分な拘束効果を発揮するが、弾性係数を高くしても座屈圧力は微増する程度である。
- (3) 既存の座屈式により算定された理論値はいずれも実験値以下である。座屈設計には安全側を考慮して、その中でもっとも小さい座屈圧力を算定する水門鉄管基準式が推奨できる。
- (4) 一か所からでも地下水圧が内水管の背面に到達すると、内挿管には全長わたって地下水圧が作用する可能性がある。内挿管の設計外圧は全区間における最大地下水圧に、排水時の負圧を考慮したものとするべきである。ただし、最大地下水圧は地下水圧の分布状況や季節変動に留意する必要がある。
- (5) 実際の現場の状況はさまざまであり、本研究の実験ケースは限られているが、座屈圧力への影響要因をより多く考慮できる新たな修正座屈設計手法を提案する必要がある。

内挿管の座屈はさまざまな要因に影響されることから、より多くの影響要因を定量的に評価できるようにすることが今後の研究課題として挙げられる。

とくに、空洞の影響については、その位置や大きさを変化させて座屈圧力への影響を詳細に調べる必要がある。また、本研究の実験から、充填材の弾性係数は、 $E_g =$

300 N/mm^2 で修正設計方法を二つに分けて提案したが、内挿管の剛性や寸法などによって境界値が異なる可能性があることから、これらについても、詳細に検討する必要がある。座屈圧力の解析手法として FEM による数値解析法は有効であり、今後はこれを用いて数値実験を行っていきたいと考えている。

謝辞：本研究の実験の実施に協力をお願いした早稲田大学の卒論生や大学院生に謝意を表します。

参考文献

- 1) Seckler, D., Amarasinghe, U., Molden, D., Silva, R. and Barker, R.: World water demand and supply, 1990 to 2025: Scenarios and issues, Vol. 19, IWMI, 1998.
- 2) Connor, R.: The United Nations world water development report 2015: water for a sustainable world, Vol. 1, UNESCO Publishing, 2015.
- 3) 山下亜紀郎：東京の都市用水利用の変遷，地学雑誌，Vol. 122, No. 6, pp. 1039-1055, 2013.
- 4) Matthews, J. C., Ariamalar, S. and Wendy, C.: Current and emerging water main renewal technologies, *Journal of Infrastructure Systems*, Vol. 19, No. 2, pp. 231-241, 2012.
- 5) Najafi, M. and Gokhale, S. B.: *Trenchless Technology: Pipeline and Utility Design, Construction, and Renewal*, pp. 313-324, New York: McGraw-Hill, 2005.
- 6) Selvakumar, A. and Tafuri, A. N.: Rehabilitation of aging water infrastructure systems: Key challenges and issues, *Journal of Infrastructure Systems*, Vol. 18, No. 3, pp. 202-209, 2012.
- 7) 国土交通省：今後の水道施設の更新等について (<http://www.mlit.go.jp/common/000228597.pdf>)
- 8) 社団法人日本水道協会：水道施設設計指針(2012), pp. 491-495, 2012.
- 9) 社団法人土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，pp. 15, 2006.
- 10) Berti, D., Stutzman, R., Lindquist, E. and Eshghipour, M.: Buckling of steel tunnel liner under external pressure, *J. Energy Engng.*, Vol. 124, No. 3, pp. 55-59, 1998.
- 11) 日経 BP 社：那珂導水路水戸トンネル鋼管変形事故，日経コンストラクション，第 24.5 号，pp. 50-53, 1999.
- 12) 谷村大三郎，西尾誠高，深井直光，今田徹，堀井秀之：導水路トンネルの内巻鋼管の変形に関する検討—水戸トンネルの事例，トンネル工学研究論文・報告集，Vol. 10, pp. 24.5-250, 2000.
- 13) Amstutz, E.: Das Einbeulen von Schacht-und Stollenpanzerungen, *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 71, pp. 229-231, 1953. (in German)
- 14) Amstutz, E.: Buckling of pressure shaft and tunnel linings, *Water Power*, Vol. 22, pp. 391-399, 1970.
- 15) Jacobsen, S.: Buckling of circular rings and cylindrical tubes under external pressure, *Water Power*, Vol. 26, pp. 400-07, 1974.
- 16) El-Sawy, K.: Inelastic stability of tightly fitted cylindrical liners subjected to external uniform pressure, *Thin-Walled Struct.*, Vol. 39, No. 9, pp. 731-744, 2001.
- 17) El-Sawy, K. and Moore, I. D.: Stability of loosely fitted liners used to rehabilitate rigid pipes, *J. Struct. Eng.*, Vol.

- 124, No. 11, pp. 1350-1357, 1998.
- 18) 王剣宏：大深度地下水道管の外水圧による座屈挙動および設計に関する研究，博士論文早稲田大学，2009.
- 19) 王剣宏，小泉淳：大深度地下水道管の外水圧による座屈に関する理論的研究，土木学会論文集 A, Vol. 64, No. 3, pp. 588-602, 2008.
- 20) Wang, J. H., Nakano, M., Shi, Z. H. and Koizumi, A.: Buckling of encased liner under external pressure and the effects of voids in backfilling grout, *Shell Structures: Theory and Application*, Vol. 3, pp. 259-262, 2013.
- 21) Wang, J. H., Koizumi, A. and Yuan, D. J.: Theoretical and numerical analyses of hydrostatic buckling of a noncircular composite liner with arched invert, *Thin-Walled Struct.*, Vol. 102, pp. 148-157, 2016.
- 22) Aggarwal, S. C. and Cooper, M. J.: External pressure testing of insituform linings, *Inte. Rep., Cov. Polytechnic*, 1984.
- 23) Lo, K. H. and Zhang, J. Q.: Collapse resistance modeling of encased pipes, *Buried Plastic Pipe Tech.: 2nd Volume*, pp. 97-110, ASTM International, 1994.
- 24) Omara, A. A. M., Guice, L. K., Straughan, W. T. and Akl, F.: Instability of thin pipes encased in oval rigid cavity, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 4, pp. 381-388, 2000.
- 25) 裕昌也，間宮聡，毛利栄征，有吉充，吉原正博：外水圧が作用する更生管の安全性検証，農業農村工学会全国大会講演要旨集，pp. 790-791, 2015.
- 26) Croll, J. G. A.: Buckling of cylindrical tunnel liners, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 127, No. 4, pp. 333-341, 2001.
- 27) Yamamoto, Y., and Matsubara, N.: Buckling of a cylindrical shell under external pressure restrained by an outer rigid wall, *Pro., Symposium on Collapse and Buckling, Structures*, 1982.
- 28) 社団法人水門鉄管協会：水門鉄管技術基準—水圧鉄管・鉄鋼構造物編，pp. 60-62, 2001.
- 29) 土木学会：鋼構造物設計指針，PART B 特定構造物，pp. 43-46, 1987.
- 30) 日本下水道協会：JSWAS 下水道挿入用強化プラスチック複合管(JSWAS K-16), 2004.
- 31) 松井大悟 編：FRPM 管によるシールド二次覆工—技術マニュアル，下水道新技術推進機構，2004.
- 32) 公益社団法人農業農村工学会：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路トンネル」，pp. 56-58, 2014.
- 33) Timoshenko, S. and Gere, J.: *Theory of Elastic Stability*, pp. 474-482, McGraw Hill, New York, 1961.
- 34) Kyriakides, S.: Buckle propagation in pipe-in-pipe systems: Part I. Experiments, *Int. J. of Solids and Struct.*, Vol. 39, No. 2, pp. 351-366, 2002.
- 35) Kyriakides, S., and Tracy J. V.: Buckle propagation in pipe-in-pipe systems: Part II. Analysis, *Int. J. of Solids and Struct.*, Vol. 39, No. 2, pp. 367-392, 2002.

(2016. 10. 11 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE BUCKLING OF INTERNAL LINER INSTALLED IN COMPOSITE PIPELINE

Jian Hong WANG, Atsushi KOIZUMI, Masaaki NAKANO,
Hitomi SUGIYAMA and Hiroshi TANAKA

Water delivery pipelines are usually constructed into a composite structure through installing steel or plastic liners into a finished tunnel and filling the annular space with cementitious material, for improving its hydraulic performance, prevention of water leakage and protection of the lining. However, many recent failure accidents of pipelines indicate that the buckling failure of the internal liners is still an important structural concern. In this study, fifteen specimens of composite pipes are tested under water pressure with the aim to clarify the buckling mechanism and improve the current design method. The experimental results clarified the acting condition of water pressure, the effects of filling material and construction faults on the buckling critical pressure, and the buckling mechanism. Based on the experimental results, the problems in the existing buckling design were discussed and an improved design method was proposed.