

圧力曲管部軽量スラスト防護工法の設計手法の提案

澤田 豊* 河端俊典** 毛利栄征***

* 神戸大学大学院農学研究科 (現東洋建設株式会社), 〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1

** 神戸大学大学院農学研究科, 〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1

*** 農村工学研究所, 〒305-0856 つくば市観音台 2-1-2

要 旨

農業用パイプラインなどの圧力管屈曲部では、屈曲角度と内圧に応じてスラスト力が発生する。著者らは、ジオグリッドとアンカープレートを用いた耐震性に優れたスラスト防護工法を提案し、これまでの研究において、模型実験および数値解析を行い、当工法の有効性を明らかにした。さらに、画像解析からアンカープレート前方地盤の破壊メカニズムを明らかにし、破壊面に作用する力のつりあいから水平抵抗力算定方法を提案した。しかしながら、これまでに提案した算定式にはジオグリッドの伸び特性が考慮されておらず、詳細な設計に至っていないのが現状である。本論文では、ジオグリッドの伸び特性を考慮した水平抵抗力の算定式を示し、当工法の設計手法を提案した。

キーワード： パイプライン, 不平衡力, ジオグリッド, 水平抵抗, 設計

1. はじめに

農業用パイプラインをはじめ内圧負荷管路の曲部には、その屈曲角度と内圧に応じてスラスト力と呼ばれる不平衡力が発生する。通常、このスラスト力は、曲管部の背面地盤に作用する受働土圧によって支持されるが、内圧が高い場合や屈曲角度が大きい場合、曲管背面の受働土圧だけでは不十分となり、より大きな面圧を確保するためにコンクリート製ブロックを使用することが一般的である。しかしながら、重量の大きなコンクリートブロックは、軟弱地盤上での不同沈下や地震時の継手離脱などを誘発することから (Mohri et al., 1995), その改善が急務とされている。

河端ら (2006) は Fig.1 に示すようにジオグリッドにアンカープレートを取り付けた軽量なスラスト防護工法を考案した。これまでに、河端ら (2006) は、水平載荷模型実験を実施し、当工法を用いた場合の水平抵抗力が無対策の場合に対して、最大で 1.6 倍程度となることを示した。また、模型地盤の画像解析や二次元の DEM 数値解析を行い、アンカープレート前方地盤の破壊メカニズムに関して検討を行った。さらに、澤田ら (2009) は明らかとなった

破壊メカニズムに基づき、地盤の破壊形状をモデル化し、当工法により付加される最大抵抗力を算定した。

一方、現行の農林水産省設計基準 (1998) では、曲管部の滑動に関する安全率は、スラスト力に対する管背面の総受働土圧との比によって表される。受働土圧は構造物の変位に伴い変化するが、ランキン土圧を基に計算される従来の設計方法では、こうした土圧の変化は考慮されていない。すなわち、限界状態設計法に移行されている近年、このような設計方法が必ずしも合理的であるとは言えない。こうした背景から、Sawada et al. (2007) は曲管の変位に応じた付加抵抗力の算定を行うため、ジオグリッドの伸びを無視した場合の付加抵抗力と曲管変位の関係式を放物線で近似し、模型実験結果との比較によりその妥当性を示した。しかしながら、直径 300mm の実規模管路を対象とした内圧負荷実験 (河端ら, 2009) から、当工法の側部材料であるジオグリッドの伸び (引張剛性) が付加抵抗力に大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。すなわち、当提案工法による付加抵抗力をより正確に評価するためには、ジオグリッドの伸びを考慮することが重要と考えられる。

ジオグリッドの土中引抜き挙動に関する研究は極めて多く、敷設長、敷設幅、境界面ならびに地盤条件などを変えた実験から引抜き抵抗力におよぼす影響を検討している。一方、ジオグリッドと土の摩擦抵抗応力の評価は、垂直応力と摩擦係数を乗じる簡易的な方法が一般的であるが、こうした方法ではジオグリッドの伸びは無視されている。ジオグリッドの伸びに関して、林ら (1985) は、ジオグリッドの節点変位を計測し、引抜き方向に沿った引抜き抵抗力分布を求める解析手法を示した。この結果を受けて、坂井ら (1987) は土とジオグリッド間の不連続面にジョイント要素を使用した FEM 解析を実施した。また、阿部・北

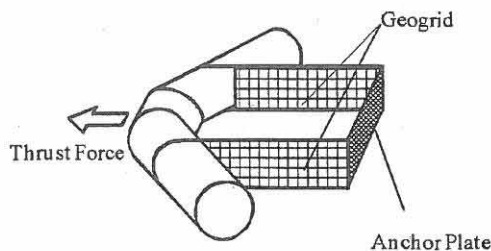


Fig.1 軽量化スラスト防護工法説明図
Proposed lightweight thrust restraint

本(1989)は破断時におけるジオグリッドのひずみと張力をパラメータにした引抜き抵抗力算定式を提案している。さらに Nakamura et al. (2003) はジオグリッドの土中変形挙動を弾性微分方程式によって表し、ジオグリッド端部の固定条件による引抜き力の検討も行っている。これらの解析手法は、実験結果と比較的良好一致するものの、解析パラメータの決定に関して容易とはいえない。これに対し、今泉ら(1995)は、ジオグリッドと地盤の一面せん断試験から得られる摩擦係数をパラメータとする引抜き力-引抜き量の関係式を比較的簡便な弾性モデル式により評価した。

本研究においてもジオグリッドの伸びを考慮した付加抵抗力の算定を弾性モデルにより導出した。また、過去に実施された大規模実験の結果と比較することにより、提案算定式の予測精度の検証を行い、合理的な設計方法の提案を行った。

2. 付加抵抗力算定式の導出

本提案工法により付加される抵抗力は Fig.2 に示すように、ジオグリッドの引抜き抵抗力とアンカープレートに発生する受働抵抗力である。ただし、管の移動に伴い、ジオグリッド前部(曲管との接続側)から順に引抜きが発生し、ジオグリッド後端部まで引抜きが完了した段階でアンカープレートに受働抵抗力が発生する。また、ジオグリッドの引抜き抵抗力は、地盤との相対変位が生じると、直ちに一定のせん断応力度を発揮するものとする。

ここでは、今泉ら(1995)のジオメンブレンの引張り力と引抜き量の関係式を参考にした。

2.1 ジオグリッドの引抜き抵抗力

Fig.3 に示すように、片側のジオグリッド先端部に発生する引張力を T' とし、引張ひずみが発生する範囲を L' とする。ジオグリッド先端部から延伸方向に x をとると、位置 x の長さ dx の微小ジオグリッドに対して、次式が成り立つ。

$$\epsilon(x) = \frac{t(x)}{E} = \frac{ds(x)}{dx} \quad (1)$$

ただし、 $\epsilon(x)$ は位置 x での引張ひずみ、 $t(x)$ は x での微小ジオグリッドに発生する単位幅当たりの張力、 E はジオグリッドの単位幅当たりの引張剛性、 $ds(x)$ は位置 x での微小ジオグリッドに発生する伸び量である。また、ジオグリッドと地盤との摩擦応力を考慮し、 $t(x)$ と T' の関係は、次式となる。

$$t(x)D = T' - 2\tau Dx \quad (2)$$

$$\tau = K_0 \gamma_t H' \tan \delta$$

ここで、 D は管外径、 $K_0 (= 1 - \sin \phi)$ は静止土圧係数、 γ_t は地盤の単位体積重量、 H' はジオグリッド中心位置までの深さ、 δ はジオグリッドと地盤との摩擦角である。式(1)と式(2)から $ds(x)$ は、

$$ds(x) = \left(\frac{T'}{ED} - \frac{2K_0 \gamma_t H' \mu x}{E} \right) dx \quad (3)$$

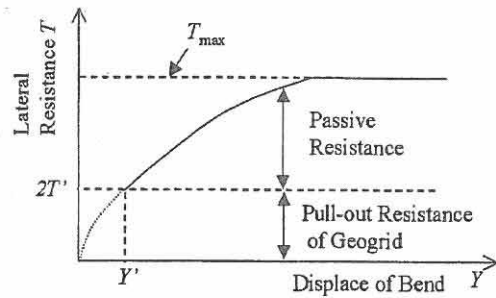


Fig.2 曲管の水平変位と水平抵抗力の関係
Schematic diagram of relationship between displacement of bend and additional resistance

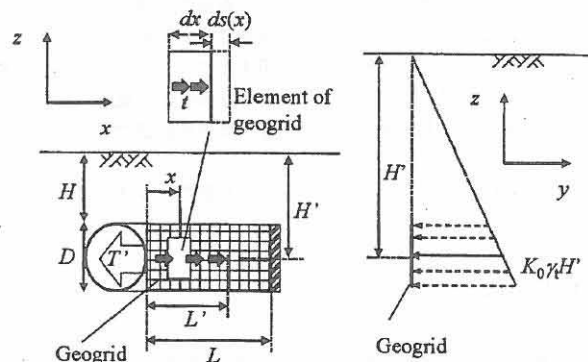


Fig.3 ジオグリッドの土中引抜き挙動の概要図
Schematic diagrams of frictional stress along geogrid and elongation of geogrid

となる。ただし $\mu (= \tan \delta)$ は摩擦係数である。先端での引抜き量 Y は式(3)の区間 $(0, L')$ における総和であるから、

$$Y = \int_0^{L'} ds(x) = \frac{T' L'}{ED} - \frac{K_0 \gamma_t H' \mu L'^2}{E} \quad (4)$$

ここで、 $x=L'$ では $t(L')=0$ であるので式(2)より、

$$L' = \frac{T'}{2K_0 \gamma_t H' \mu D} \quad (5)$$

結局、左右両側のジオグリッドに発生する引抜き抵抗力 T と引抜き量 Y の関係は、式(4)と式(5)より

$$T = 2T' = 4D \sqrt{Y K_0 \gamma_t H' \mu E} \quad (Y \leq Y') \quad (6)$$

と表される。また、後端部でひずみが発生する時点の曲管の変位量 Y は

$$Y' = \frac{K_0 \gamma_t H' \mu L'^2}{E} \quad (7)$$

となる。ここで、 L はジオグリッドの長さである。

2.2 アンカープレートの抵抗力 ($Y \geq Y'$)

Fig.2 に示すように、曲管の変位量 Y が式(7)で表される Y' より大きい場合、アンカープレートに抵抗力が発生する。 Y' 後に発生するジオグリッドの伸び量を Y_g とし、アンカープレートの変位量を Y_a とすると、曲管の変位量 $Y-Y'$ は次式で表される。

$$Y - Y' = Y_g + Y_a \quad (8)$$

Y' に発生するジオグリッドの張力増分 T_g と伸び量 Y_g が比例すると仮定して、

$$T_g = EDY_g / L \quad (9)$$

となる。一方、Sawada et al. (2007) によると、アンカープレートに作用する受働抵抗 T_a は変位量 Y_a の平方根に比例すると近似できるので、次式で表される。

$$T_a = a\sqrt{Y_a} \quad (10)$$

ここで、 T_a はアンカープレートに作用する受働抵抗力、 a は受働抵抗力の最大値 $T_{a \cdot \max}$ とその発生変位 $Y_{a \cdot \max}$ によって決定される。

$$a = \frac{T_{a \cdot \max}}{\sqrt{Y_{a \cdot \max}}} \quad (11)$$

$T_{a \cdot \max}$ は Fig.4 に示すような地盤の破壊面に作用する力のつりあいを解くことによって求められる。式(12)の詳細については澤田ら (2009) を参照して頂きたい。

$H/L \leq 0.6$ の場合、

$$T_{a \cdot \max} = W \tan \phi' + \left(\frac{L}{3} A_1 + \frac{B}{2} A_2 \right) \gamma_1 H^2 \quad (12)$$

さらに、

$$W = LB_a \gamma_1 (H + D) + \frac{L^2 \gamma_1 H \tan \alpha}{3}$$

$$A_1 = \frac{2}{\cos \beta} (K_0 \cos^2 \beta + \sin^2 \beta) (1 - \sin \beta) \tan \phi' + \frac{1}{\cos \alpha} K_0 (\cos \alpha \tan \phi' - \sin \alpha) + K_a \tan \alpha$$

$$A_2 = K_p - K_a$$

と表される。ここで、 B_a はアンカープレートの幅、 H は土被り高さ、 α 、 β は破壊形状の角度 ($\alpha = 45^\circ - \phi'/2$, $\tan \beta = L \tan \alpha / H$)、 K_0 はランキンの受働土圧係数、 K_a はランキンの主働土圧係数である。さらに、 $H/L > 0.6$ の場合、

$$T_{a \cdot \max} = bLB_a \gamma_1 (2H + D) \tan \phi' \quad (13)$$

ここで、 b はジオグリッドで囲まれた領域の上面および底面に作用する垂直土圧の割増係数で、 $H/L = 0.6$ の破壊メカニズムの境界値において、式(12)と式(13)が等しいと置くことにより求められる。

$Y_{a \cdot \max}$ については埋戻し材料の一面せん断試験結果から次のように求められる。

$$Y_{a \cdot \max} = d_{\text{peak}} L \quad (14)$$

ここで、 d_{peak} は一面せん断試験における最大せん断応力を発揮するときの変位率 (変位率は水平変位を供試体長さで除した値) である。

アンカープレートに作用する受働抵抗力と左右両側に

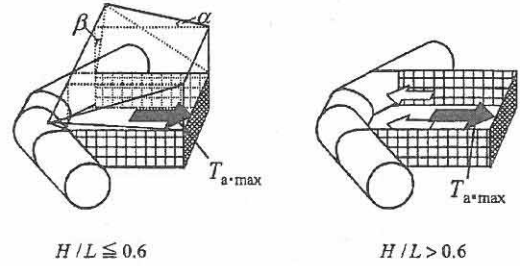


Fig.4 地盤の想定破壊面
Schematic diagrams of failure surface

配置された2枚のジオグリッドに発生する張力とのつりあいをから、以下の式が与えられる。

$$T_a = 2T_g \quad (15)$$

式(8)、式(9)、式(10)および式(15)を T_a について解くと、

$$T_a = a \left(\frac{-\varphi + \sqrt{\varphi^2 + 16(Y - Y')}}{4} \right) \quad (Y > Y') \quad (16)$$

ただし、

$$\varphi = \frac{aL}{ED}$$

である。結局、曲管変位が Y' よりも大きな場合、当提案工法により付加される抵抗力 T は式(6)のジオグリッドの引抜き抵抗力 $2T'$ を加えて次式で表される。

$$T = 2T' + T_a$$

$$= 2T' + a \left(\frac{-\varphi + \sqrt{\varphi^2 + 16 \cdot (Y - Y')}}{4} \right) \quad (Y > Y') \quad (17)$$

ただし、抵抗力 T は Fig.2 に示すように T_{\max} まで増加し、その後は一定と考える。ここで、 T_{\max} はアンカープレートに作用する最大の受働抵抗力 $Y_{a \cdot \max}$ とジオグリッドの最大引抜き抵抗力 $2T'$ の和であるから、次式で示される。

$$T_{\max} = 2T' + T_{a \cdot \max} \quad (18)$$

3. 実験結果および提案式との比較

本研究で提案した抵抗力算定式の予測精度を検討するため、河端ら (2009) が実施した口径300mmの模擬管路を対象とした実大規模実験の結果と比較した。

3.1 実規模埋設実験概要

実験は、長さ8.4m、幅5.4mの大型土槽内で実施された。深さ1mの基床厚に Fig.5 に示すような呼び径300mmの90度曲り管路を作製した。配管後、ジオグリッドおよびアンカープレートを曲管に取り付け、土被りが600mmとなるように埋戻しを行った。実験には、引張剛性の異なる2種類のジオグリッド (Geogrid_A と Geogrid_B) を使用した。引張試験結果を Fig.6 に示す。また、アンカープレートには、高さ300mm、幅1,200mmの十分に剛な鋼製板を用いた。なお、

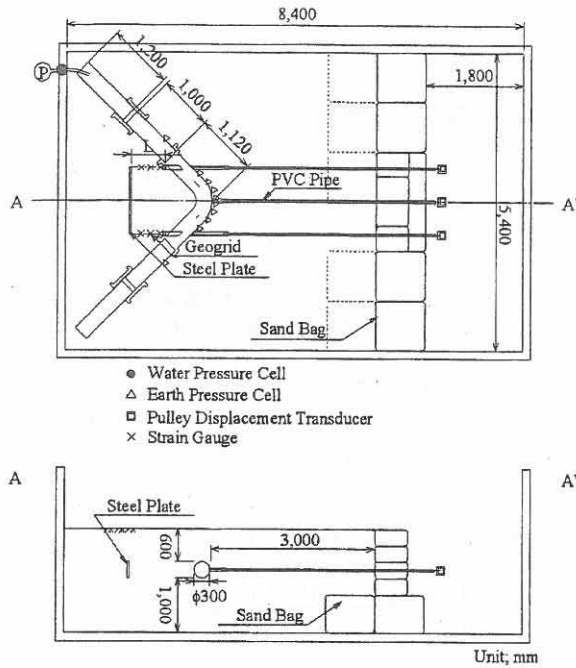


Fig.5 実験概要図
Test setup

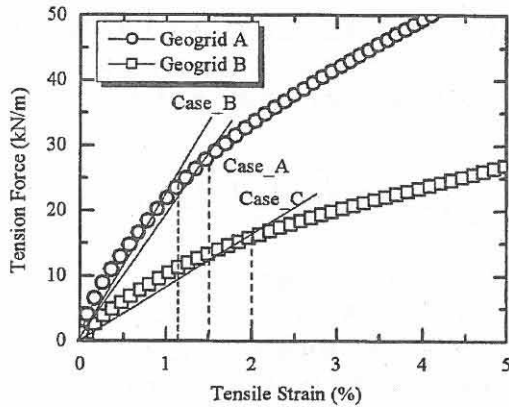


Fig.6 ジオグリッドの引張試験結果
Tensile tests results of geogrid

Table 1 実験ケース
Cases of test

Case	Type of Geogrid	L (m)
Case_A	Geogrid_A	0.50
Case_B	Geogrid_A	0.83
Case_C	Geogrid_B	0.50

埋戻し材料には、気乾状態のスクリーニングスを用い、振動コンパクターにて層厚150mm毎に締固めを行った。埋戻し完了後、管内水压を上昇させ、スラスト力を発生させた。負荷されたスラスト力によって移動した曲管の移動量およびジオグリッドに発生するひずみを計測した。

実験はTable 1に示すように、ジオグリッドの引張剛性、ジオグリッドの長さなどの条件を変えた全3ケースについ

Table 2 算定で用いたパラメータ
Parameters for calculation

	Case_A	Case_B	Case_C
D (m)	0.3	0.3	0.3
H (m)	0.60	0.60	0.60
L (m)	0.50	0.83	0.50
B _s (m)	1.20	1.20	1.20
γ (kN/m ³)	16.8	17.0	16.4
φ', δ (°)	38.8	38.8	32.2
d _{peak}	3.60 × 10 ⁻²	3.60 × 10 ⁻²	4.70 × 10 ⁻²
E (kN/m)	1875.0	2250.0	790.0

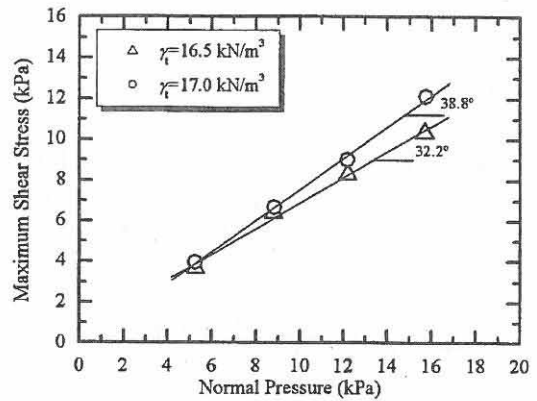


Fig.7 垂直圧と最大せん断応力の関係
Relationships between normal pressure and maximum shear stress

て実施した。

3.2 提案式におけるパラメータの決定

Table 2に算定式に用いたパラメータを示す。γ_tは、埋戻し過程で測定した地盤密度の平均から求めた。また、有効内部摩擦角φ'を求めるために、一面せん断試験を行った。一面せん断試験は、実規模実験での管底レベルにおける鉛直有効圧を最大値となるように4段階の垂直応力で実施した。また、供試体の単位体積重量は、実規模実験でのγ_tを考慮し、Case_AとCase_Bでγ_t=17.0kN/m³、Case_Cでγ_t=16.5kN/m³とした。Fig.7に一面せん断試験の垂直圧と最大せん断応力の関係を示す。4つの垂直圧に対する最大せん断応力を直線で結んだ傾きをφ'とすると、γ_t=17.0kN/m³、γ_t=16.5kN/m³の供試体に対し、それぞれ38.8°、32.2°であることがわかる。

Fig.8は、せん断変位率とせん断応力の関係を示す。前述したとおり、せん断変位率d_{peak}は、せん断変位を供試体のせん断方向長さ(210mm)で除した値として定義される。Table 2に示されるd_{peak}は、最大せん断応力を発揮するときのせん断変位率であることから、Fig.8より、γ_t=17.0kN/m³、γ_t=16.5kN/m³の供試体に対し、d_{peak}はそれぞれ、3.6×10⁻²と4.7×10⁻²であることがわかる。

補強土マニュアル(ジオテキスタイル補強土工法普及委

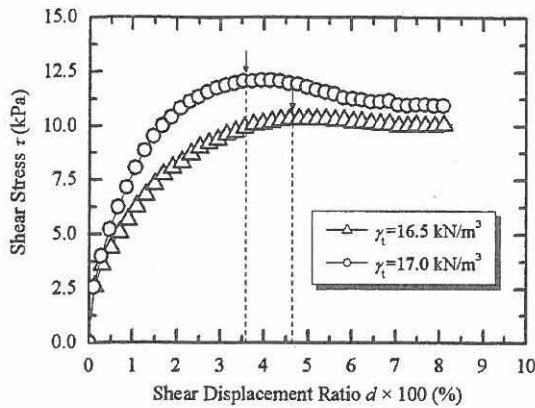


Fig. 8 せん断変位率とせん断応力の関係
Relationships between shear displacement ratio and shear stress

員会, 2000) によると, 補強土中のジオテキスタイルの引抜き抵抗を推定する際の摩擦抵抗角に, 盛土材料のせん断抵抗角を代用することが認められている. 本研究においても, ジョグリッドと埋戻し材料の摩擦抵抗角 δ は, 埋戻し材料の有効内部摩擦角と同じ値とした.

また, ジョグリッドの引張剛性は, Fig. 6 に示す引張ひずみと引張力の割線勾配として決定される. 実際の設計では, 2% 程度の引張ひずみにおける割線勾配とすることが妥当であると考えられる. しかしながら, 本論文では, 実規模実験結果との比較から当提案式の予測精度を検討することを目的としているため, 実験で発生したジオグリッドのひずみレベルでの割線勾配を用いた. 具体的には, 曲管変位が 15mm のときに発生したジオグリッドの引張ひずみでの割線勾配を引張剛性とした. すなわち, Case_A で 1.5% ひずみ, Case_B で 1.2% ひずみ, Case_C で 2.0% ひずみでの傾きとして与えた.

3.3 算定結果と実験結果の比較

Fig. 9 に計算および実験から得られた付加抵抗力の比較を示す. ここで, 実験結果は実測されたジオグリッドの引張ひずみから算出された付加抵抗力である. 実験結果の詳細に関しては, 河端ら (2009) を参照して頂きたい.

Fig. 9 から実験の付加抵抗力は曲管の変位に伴い大きくなり, その大きさは, 引張剛性の小さなジオグリッドを使用した Case_C で最も小さいことがわかる. また, Case_A と Case_B を比較すると, 長いジオグリッドを使用した Case_B の付加抵抗力のほうが僅かに大きいことがわかる. 当提案式で算出された付加抵抗力は, Case_A および Case_B で実験結果よりわずかに小さく, Case_C においてわずかに大きいことがわかる. 変位 15mm における両者の比較を Table 3 に示す. Table 3 から, 両者の差は実験結果に対して $\pm 10\%$ 以内であり, 変位 15mm という管径の 5% 変位量にまでおよぶ領域まで実験結果を評価できていると判断できる.

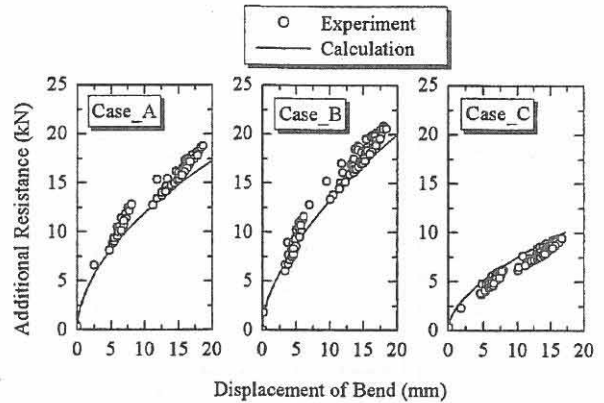


Fig. 9 付加抵抗力と変位の関係
Relationships between displacement and additional resistance

Table 3 実験値と計算値の差 (変位 15mm 時)
Differences between experimental values and calculations (15mm displacement)

Case	Experiment	Calculation	Difference (Ratio)
Case_A	15.94	14.83	-1.11 (-7.0 %)
Case_B	18.64	16.88	-1.76 (-9.4 %)
Case_C	8.61	9.34	0.73 (+8.5 %)

4. 設計手法の提案

現在の農林水産省設計基準では, 曲管の滑動に関する安全率は, 内圧などから算定されるスラスト力と, ランキン土圧を基に計算される管背面の受働土圧との比で定義される. しかしながら, 受働土圧は管の水平移動に伴い変化することから, 一定の受働土圧で安全率を評価する剛塑性的な設計方法は合理的ではない. よって, 本研究では, 安全率をスラスト力により発生する管の変位量に対する許容変位量との比で表すこととする.

埋設管の水平変位と水平抵抗力との関係式は, Trautmann and O'Rourke (1985) により次のような経験式が提案されている.

$$R_h = \frac{N_h \gamma_t H' Y}{0.17 Y_u + 0.83 Y} DB_p \quad (19)$$

ここで, N_h は支持力係数, γ_t は地盤の単位体積重量, H' は管の中心までの深さ, D は管外径, B_p は管の幅, Y は管の変位量, Y_u は最大抵抗力を発揮する管の変位量である. N_h は Ovesen (1964) によって提案され, H'/D に対して Fig. 10 のような値をとる. また, Y_u は多くの模型実験結果から土の状態により H' と次のような関係を示すことが示されている.

$$\begin{cases} Y_u = 0.13 H' & (\text{Loose}) \\ Y_u = 0.08 H' & (\text{Medium}) \\ Y_u = 0.03 H' & (\text{Dense}) \end{cases} \quad (20)$$

実際の設計においては式(19)のような双曲線を 2 直線で

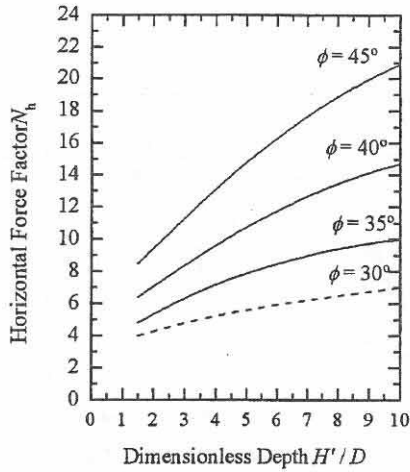


Fig.10 H'/D と N_h の関係
Relationships between N_h and H'/D by Ovesen (1964)

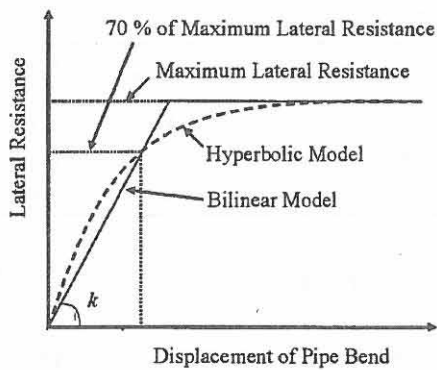


Fig.11 水平抵抗力と変位の模式図
Typical resistance-displacement curve

近似する方法がしばしば用いられる。Thomas (1978) は Fig.11 に示すように、直線勾配を最大水平抵抗力 70% で規定することにより、比較的大きな変位領域まで評価できるものと述べている。すなわち式(19)における割線勾配を k_1 とすると

$$k_1 = 2.47 \frac{N_h \gamma_t H'}{Y_u} DB_p \quad (21)$$

と表され、スラスト力 P によって発生する曲管の変位量 Y は次式で与えられる。

$$Y = \frac{P}{k_1} \quad (22)$$

また、スラスト力 P は内圧や屈曲角度に応じて以下のように計算される。

$$P = 2P_w A \sin \frac{\theta}{2} \quad (23)$$

ここで、 P_w は内水圧、 θ は曲管の曲り角度である。本提案工法により発生する抵抗力と変位の関係についても最大抵抗力の 70% を通る割線勾配で近似するという同様の手法を用いることとし、この割線勾配を k_2 とすると、

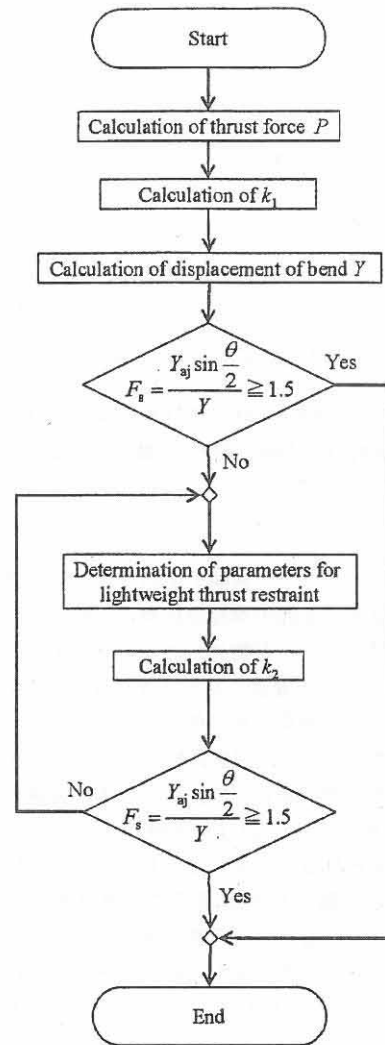


Fig.12 設計のフローチャート
Flowchart of design

$$k_2 = \frac{(1.4T' + 0.7T_{a,max})a^2}{0.49T_{a,max}^2 - 0.84T_{a,max}T' + 0.36T'^2 + a^2Y'} \quad (24)$$

と表される。式(21)ならびに式(24)から対策工を用いた場合のスラスト力 P によって発生する曲管の変位量は式(25)で与えられる。

$$Y = \frac{P}{(k_1 + k_2)} \quad (25)$$

一方、曲管の変位により隣接管の継手部に離脱が発生する。この離脱量を Y_j とすれば、変位 Y と離脱量 Y_j の関係は曲り角度 θ に応じて、次式のように表される。

$$Y_j = Y \sin \frac{\theta}{2} \quad (26)$$

すなわち、曲管の滑動に対する安全率は以下のように規定される。

$$F_s = \frac{Y_{aj}}{Y_j} = \frac{Y_{aj} \sin \frac{\theta}{2}}{Y} \geq 1.5 \quad (27)$$

ここで Y_{aj} は許容離脱量, $F_s (\geq 1.5)$ は安全率である。本研究で提案した設計の流れを Fig.12 に示す。初めにスラスト防護工法を用いない場合について、式(22)より計算された変位量から式(27)を満たすか否かの検討を行うものとする。満たさない場合、本提案工法の防護部の形状寸法およびジオグリッドの引張剛性を仮定し、式(25)より計算された変位量から検討を行うものとする。さらに式(27)を満たさない場合については、本提案工法の防護部の形状寸法およびジオグリッドの引張剛性などの条件を変えて再検討を実施するという流れになる。

5. まとめ

本研究では、耐震性に優れた軽量スラスト防護工法に関する詳細な設計方法を提案するため、ジオグリッドの伸びを考慮して付加抵抗力と変位の関係を定式化した。

さらに、提案式と過去に実施された実大規模実験の結果を比較した。その結果、計算された付加抵抗力は実験値と概ね一致しており、この提案式によって当工法の付加抵抗力を推定できることがわかった。さらに、当提案式から、変位量により管の安全率を規定するという合理的な設計方法を示した。

今後は、本提案設計手法の適用範囲や信頼性の検証が不可欠であり、現場計測等の実証試験からデータ収集に傾注する必要がある。

引用文献

阿部 裕, 北本幸義 (1989) : ジオグリッドの引抜き特性に関する理論的考察, ジオシンセティックス論文集, 4, 101-105.
 ジオテキスタイル補強土工法普及委員会 (2000) : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル・改訂版, 財団法人土木研究センター, 54-59.
 今泉繁良, 高橋 悟, 横山幸満, 西形達明 (1995) : 埋め込まれたHDPE ジオメンブレンの引抜き抵抗挙動の評価, 土木学会論文集, 511, 155-162.
 河端俊典, 澤田 豊, 毛利栄征, 内田一徳 (2006) : 模型実験によ

る軽量曲管スラスト防護工法の機能検証とその発現機構, 農土論集, 244, 179-185.

河端俊典, 澤田 豊, 毛利栄征, 内田一徳 (2009) : 圧力曲管部の軽量スラスト防護工法の実規模埋設実験, 農業農村工学会論文集, 262, 111-117.

林 重徳, 山内豊聡, 落合英俊, 孫純鐘 (1985) : 土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構, 土と基礎, 33(5), 21-26.

Mohri, Y., Yasunaka, M. and Tani, S. (1995) : Damage to buried pipeline due to liquefaction induced performance at the ground by the Hokkaido-Nansei-oki earthquake in 1993, *Proceedings of First International Conference on earthquake Geotechnical Engineering*, IS-Tokyo, 31-36.

Nakamura, T., Mitachi, T. and Ikeura, I. (2003) : Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct shear test, *Soils and Foundations*, 43(1), 47-57.

農林水産省構造改善局 (1998) : 土地改良事業計画設計基準, 設計「パイプライン」, 325-328.

Ovesen, N.K. (1964) : Anchor slabs, calculation methods and model tests, *Bulletin 16, Danish Geotechnical Institute*, p.39.

坂井 晃, 落合英俊, 林 重徳 (1987) : ジオグリッドを用いた補強土の変形解析法, 土質工学会論文報告集, 27(3), 147-155.

Sawada, Y., Kawabata, T., Mohri, Y. and Uchida, K. (2007) : Estimation of incremental resistance of lightweight thrust restraint for buried bend using geosynthetics, *Proceedings of 17th International Offshore and Polar Engineering Conference*, 914-920.

澤田 豊, 河端俊典, 毛利栄征, 内田一徳 (2009) : 軽量曲管スラスト防護工法による付加抵抗力算定式の提案, 農業農村工学会論文集, 259, 43-51.

Thomas, H.O. (1978) : Discussion of "Soil restraint against horizontal motion of pipes," by Audibert, J. M. E. and Nyman, K. J., *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(9), 1214-1216.

Trautmann, C.H. and O'Rourke, T.D. (1985) : Lateral force-displacement response of buried pipe, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(9), 1077-1092.

[2009. 6. 30.受稿, 2010. 1. 13. 閲読了]

[この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内, 農業農村工学会論文集編集委員会あて)は, 2010年8月24日まで受付けます.]

Design for Lightweight Thrust Restraint of Pipe Bend

SAWADA Yutaka*, KAWABATA Toshinori** and MOHRI Yoshiyuki***

* *Graduate School of Agricultural Science, Kobe University (Toyo Construction Co., LTD.),
1-1, Rokkodai, Nada, Kobe, 657-8501, JAPAN*

** *Graduate School of Agricultural Science, Kobe University, 1-1, Rokkodai, Nada, Kobe, 657-8501, JAPAN*

*** *National Research Institute for Rural Engineering, 2-1-2, Kannondai, Tsukuba, 305-0856, JAPAN*

Abstract

In bends of pressure pipelines, thrust forces generated due to internal pressure. Thrust forces act on the bends outward and tend to move the bends. In our previous study, a lightweight thrust restraint using geogrids and an anchor plate was proposed. In addition, the advantage of the proposed thrust restraint was verified by laboratory model tests and full-scale tests, and the resistance mechanism was revealed by numerical analyses. Based on the failure mechanism, the maximum lateral resistance was evaluated by solving equations for the force equilibrium. In the present study, the lateral resistance of the proposed method was formulated considering the tensile characteristics of the geogrid. In addition, the calculated results were compared with the experimental results in order to verify the accuracy of the proposed formula. As results, it was revealed that the lateral resistance can be evaluated by the proposed formula. Furthermore the design method for the lightweight thrust restraint was suggested.

Key words : Pipeline, Thrust Force, Geogrid, Lateral Resistance, Design