

地中構造物のせん断変形に関する ひずみ伝達特性

西岡 勉¹・運上 茂樹²・大住 道生³

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員(〒305-8516 つくば市南原 1 番地 6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ上席研究員(〒305-8516 つくば市南原 1 番地 6)

³正会員 工修 国土交通省四国地方整備局土佐国道工事事務所(〒780-0026 高知市秦南町 1-4-101)

地中構造物の地震時の挙動は、構造全体としてせん断変形が卓越することから、地盤と構造物のせん断剛性の比をもとに、構造物深さでの自然地盤変形量から構造物の頂・底版間の相対変形量を推定する簡易的な耐震解析法が提案されている。本文では、矩形断面の共同溝を対象に断面の形状比、土被り、表層地盤厚をパラメータとして、自然地盤のせん断ひずみに対する構造物全体を矩形要素とみなしたときのせん断ひずみの比、ひずみ伝達率を試算した。その結果、構造物の回転による変位を除いたせん断変形量に着目すると、地盤と構造物のせん断剛性比の関数としたひずみ伝達率に対する断面の形状比の影響は小さく、土被り、表層地盤厚については、ひずみ伝達率および回転変位に対して影響が小さいことがわかった。

Key Words : *underground structure, seismic design, shear deformation*

1. はじめに

地中構造物は、地震時に周辺地盤の動きにその挙動が支配される。横断方向の挙動は、地盤のせん断変形に追随し、構造全体としてせん断変形と回転変位が生じる。横断方向の簡易的な耐震解析法として、骨組みモデルによる応答変位法に用いる地盤ばねを算出せずに、構造物の応答変形量を推定する手法の研究が行われている。中村¹⁾は、地中構造物の層間変形に着目し、側方地盤を含めた構造物を等価構造物要素として 1 次元モデルの地震応答解析に適用することにより、構造物の応答変形量を算定する手法を提案している。また、米国の地下鉄 L. A. Metro の簡易的な耐震解析法として、地盤と構造物のせん断剛性の比をもとに、構造物深度の自然地盤変形量から地中構造物の頂・底版間の相対変形量を推定する手法を紹介している。西山ら²⁾は、L. A. Metro の手法をもとに 2 次元有限要素モデルを用いた動的解析により矩形断面を有する地中構造物の形状比、表層地盤に対する構築位置をパラメータとした自然地盤変形量に対する構造物の応答変形量の比の定式化を行っている。しかし、構造物の応答変形量の算出については、頂・底版間の相対水平変位とし、回転変位を含めた評価となっている。村井ら³⁾は、構造物の回転変位の区別および地盤と構造物の慣性力相互作用を考慮することにより、自然地盤変形量に対する地中構造物の応答変形量の比の精度向上が図れることを特定の構造物断面の検討により示している。

本文では、構造物の回転による変位を除き、構造物の断面力に直接影響を与えるせん断変形量に着目して、自然地盤のせん断ひずみに対する構造物全体を矩形要素とみなしたときのせん断ひずみの比(以下、ひずみ伝達率という)の試算を行う。対象とした構造物は、矩形断面の共同溝であり、断面の形状比、土被り、表層地盤厚をパラメータとして 2 次元有限要素モデルを用いた荷重漸増解析を行い、上記のパラメータの影響について検討した結果を報告する。

2. 解析ケースおよび解析方法

標準的な矩形断面の共同溝を対象とし、断面の形状比、土被り、表層地盤厚をパラメータとした解析ケースを設定した(表-1)。Case0 が基本ケースで、1 層 2 室の共同溝をモデル化したものであり、形状比 $b/h=1.29$ 、土被り $D=6.2\text{m}$ 、表層地盤厚 $H=25.2\text{m}$ である。Case1~4 は、縦長の 2 層 1 室から横長の 1 層 3 室の共同溝をモデル化し、形状比 b/h を $0.22\sim 2.79$ まで変化させたものである。Case5, 6 は、Case0 の土被り D をそれぞれ、 $3.2, 9.2\text{m}$ に変化させたもの、Case7 は Case0 の表層地盤厚 H を約 $1/2$ の 13m にしたものである。構造物中心深さを H_c とすれば、Case0, 5, 6, 7 の H_c/H は $0.18\sim 0.59$ までの範囲をとる。

解析モデルは、表層地盤を平面ひずみ要素で、構造物をはり要素でモデル化した。解析方法は、表層地盤の 1 次モードに注目し、基盤面で 0、地表面で最大の $1/4$ 波長

表-1 解析ケース

Case	共同溝 タイプ 層×室	幅 b(m)	高さ h(m)	土被り D(m)	表層厚 H(m)	b/h	Hc/H
0	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	0.30
1	1×1	1.75	2.85	6.2	25.2	0.61	0.30
2	1×3	7.95	2.85	6.2	25.2	2.79	0.30
3	2×2	3.65	7.80	3.7	25.2	0.47	0.30
4	2×1	1.75	7.80	3.7	25.2	0.22	0.30
5	1×2	3.70	2.88	3.2	25.2	1.29	0.18
6	1×2	3.70	2.88	9.2	25.2	1.29	0.42
7	1×2	3.70	2.88	6.2	13.0	1.29	0.59

Hc: 構造物中心深さ(=D+h/2)

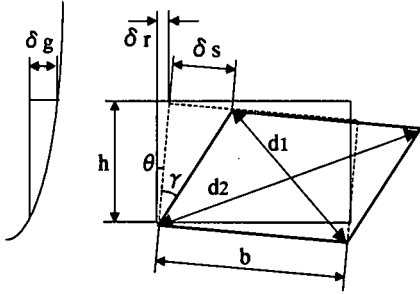


図-1 構造物のせん断変形量 δ_s と回転による水平変位 δ_r

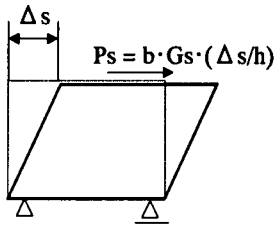


図-2 構造物のみかけのせん断剛性 G_s の算出

の余弦分布の地盤変位となる慣性力を地盤および構造物に静的に作用させる応答震度法の荷重漸増解析とした。構造物は非線形および等価線形モデルの2種類とした。非線形モデルは、常時荷重による断面力を初期値とし、常時軸力で算出したトリリニアの曲げモーメント-曲率関係を有する非線形はりの骨組みとした。また、等価線形モデルは、厚さ40cmの構造部材をモデル化した線形はりの骨組みとした。表層地盤は均質で、単位体積重量 18kN/m^3 、ポアソン比 0.45 とし、せん断波速度 V_s は 50, 100m/s の2ケースとした。有限要素モデルでの遠方地盤との境界条件は、底面を固定、側方を水平ローラーとし、構造物から側方境界までは表層地盤厚の3倍以上の距離をとった。

2次元有限要素モデルでの構造物のせん断変形量 δ_s は、構造物の対角線をもとに式(1)により算出した。また、構造物の回転による水平変位 δ_r は、構造物の上下2頂点の水平距離から δ_s を差し引くことにより求めた(図-1)。

$$\delta_r = (d_2^2 - d_1^2)/(4b) \quad (1)$$

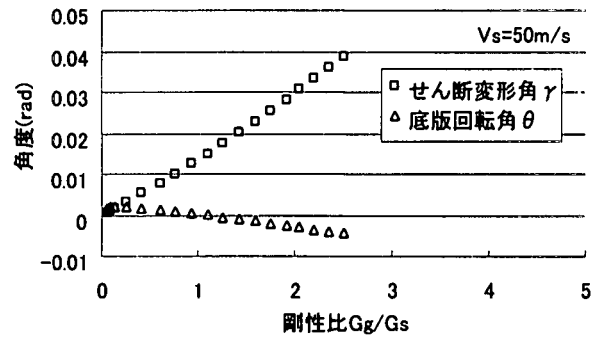


図-3 せん断変形角と回転角(Case0, $V_s=50\text{m/s}$)

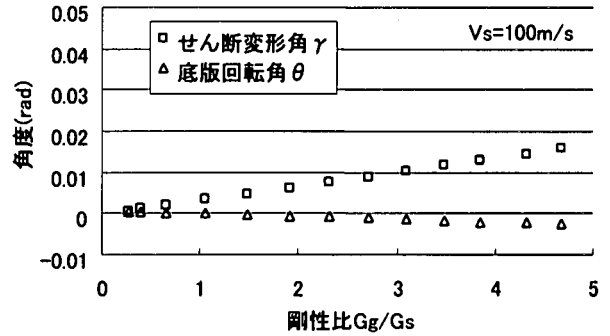


図-4 せん断変形角と回転角(Case0, $V_s=100\text{m/s}$)

ここに、 δ_s : 構造物のせん断変形量、 d_1, d_2 : 短い方、長い方の構造物の対角線長さ、 b : 構造物の幅である。

有限要素モデルによる荷重漸増解析において、せん断変形量 δ_s が生じたときの構造物全体のみかけのせん断剛性 G_s は、単純支持した構造物骨組みモデルの頂版に集中荷重 P_s を載荷し、頂版に生じる水平変位量 Δs と δ_s を対応させて次式により算出した(図-2)。

$$G_s = (P_s/b)/(\Delta_s/h) \quad (2)$$

ここに、 G_s : 構造物全体のみかけのせん断剛性、 P_s : 頂版に作用させる集中荷重、 Δs : 頂版に生じる水平変位量、 b : 構造物の幅、 h : 構造物の高さである。

3. 解析結果

(1) せん断変形角と底版回転角

Case0 について地盤のせん断波速度 $V_s=50, 100\text{m/s}$ の場合のそれぞれの地盤と構造物のせん断剛性比(以下、 G_g/G_s)と構造物のせん断変形角 γ 、底版回転角 θ の関係を図-3, 4 に示す。 γ, θ は、それぞれ、 δ_s, δ_r を構造物高さ h で除して求めており(図-1)、時計まわりの回転を正符号で表示している。 V_s が 50, 100m/s いずれの場合にも、 γ は G_g/G_s が大きくなるにしたがって単調に増加している。増加の割合は、地盤の軟らかい $V_s=50\text{m/s}$ の方が大きいことがわかる。底版の回転は、 $G_g/G_s < 1$ では時計

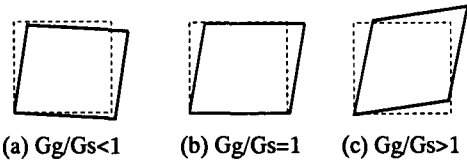


図-5 構造物のせん断変形, 回転変位と剛性比の関係

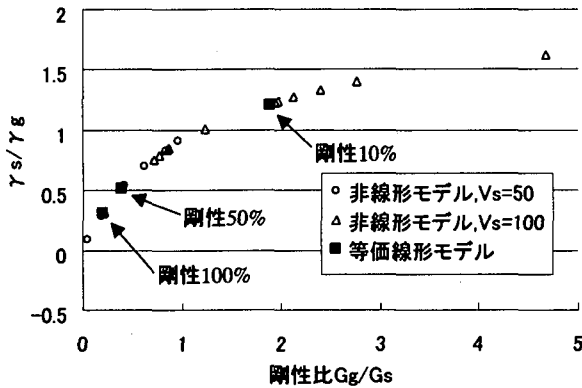


図-6 非線形モデルと等価線形モデルの比較(Case0)

回りに, $Gg/Gs > 1$ で反時計回りに変位している。これは、図-5に示すように, $Gg/Gs < 1$ のときに構造物のせん断変形に加えて剛体的な回転変位が生じており, $Gg/Gs = 1$ で底版回転角はほぼ 0 となり自然地盤と同じようにせん断変形し, $Gg/Gs > 1$ となると構造物の上下方向にもせん断変形が生じ, 底版回転角は反時計回り方向となるからである。

(2) 構造物の等価線形モデルと非線形モデルの比較

Case0 について構造物を非線形モデルとした場合と等価線形モデルとした場合のひずみ伝達率を試算した。非線形モデルでは, 荷重の増加にしたがって構造物のせん断剛性 G_s が低下し, Gg/Gs が増加する。等価線形モデルでは, はり要素の剛性を全断面有効剛性に対して 100, 50, 10% と低下させた。ひずみ伝達率 γ_s/γ_g の非線形モデルと等価線形モデルの比較を図-6 に示す。 γ_s/γ_g は Gg/Gs が大きくなるにしたがって増加する傾向を示す。等価線形モデルで曲げ剛性を変化させて算出した γ_s/γ_g は, 非線形モデルによるものとはほぼ同じ曲線上にあり, ひずみ伝達率の算出に関して, 非線形モデルと等価線形モデルの差が小さいことがわかる。これは, 応答変位法のような静的解析では地震時の外力である地盤と構造物間の相互作用力および慣性力が構造物反力とつりあうことで構造物の応答変形量が決まるので, つりあい状態に至るまでの構造物の応力経路は応答変形量にほとんど影響を及ぼさないためと考えられる。また, 非線形モデルにおいて, V_s が 50 と 100m/s のケースを試算しているが, 地盤のせん断剛性の違いによりひずみ伝達率に異なる傾向はみられず, 地盤と構造物のせん断剛性比の関数とすることにより, 地盤のせん断剛性に依らず, ひずみ伝達

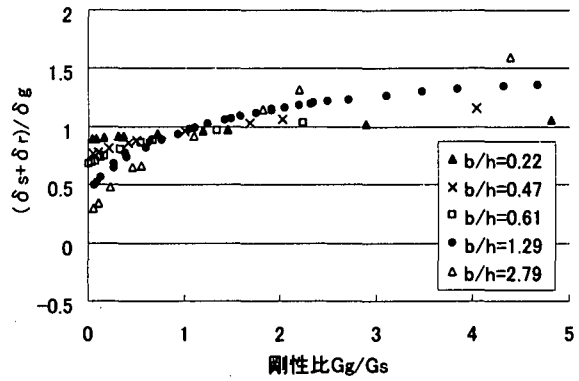


図-7 $(\delta_s + \delta_r)/\delta_g$ と Gg/Gs の関係(Case0~4)

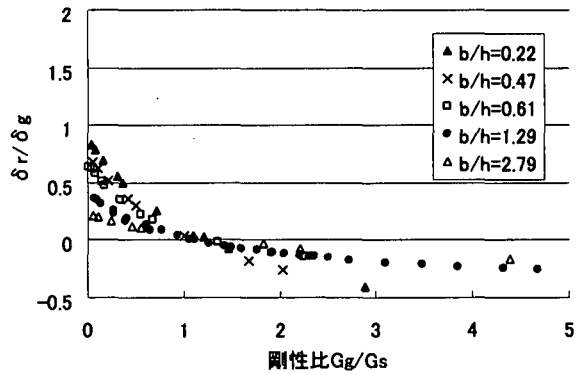


図-8 δ_r/δ_g と Gg/Gs の関係(Case0~4)

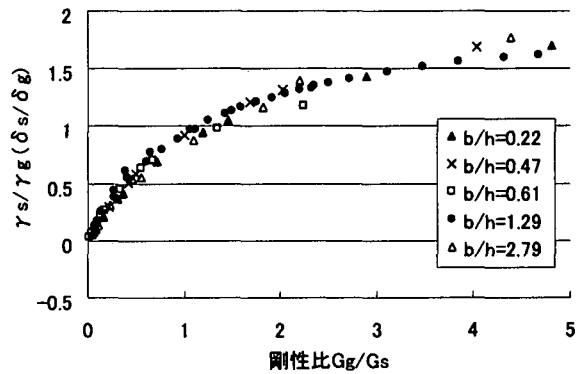


図-9 $\gamma_s/\gamma_g(\delta_s/\delta_g)$ と Gg/Gs の関係(Case0~4)

率を定義できることがわかる。

(3) 構造物の形状比の影響

構造物の形状比 b/h の値を 0.22~2.79 (Case0~4) まで変化させ, ひずみ伝達率を試算した。なお, Case0 は構造物を非線形モデルとしているが, (2) の結果を受けて解析を簡便にするために, Case1~4 は構造物を等価線形モデルとして, はり要素の曲げ剛性を全断面有効剛性の 100, 50, 10, 5, 3% と低下させている。図-7 に自然地盤変形量に対する構造物のせん断変形量と回転による水平変位の和の比 $(\delta_s + \delta_r)/\delta_g$ と Gg/Gs の関係を示す。 b/h の違

いに着目すると、 $G_g/G_s < 1$ では、 b/h が小さいほど $(\delta s + \delta r)/\delta g$ が大きく、 $G_g/G_s > 1$ の範囲でその大小関係が入れ替わる。図-8 に自然地盤変形量に対する構造物の回転による水平変位の比 $\delta r/\delta g$ と G_g/G_s の関係を示す。 $G_g/G_s < 1$ では $\delta r/\delta g > 0$ で、 $G_g/G_s > 1$ の範囲では $\delta r/\delta g < 0$ となり、図-3, 4 に示した底板回転角と同じ傾向となる。また、 b/h が小さいほど、すなわち、構造物が縦長であるほど、 G_g/G_s が 1 から離れた範囲で、 $\delta r/\delta g$ の絶対値が大きく、回転による水平変位が大きいことを表している。図-9 にひずみ伝達率 γ_s/γ_g と G_g/G_s の関係を示す。自然地盤変形量に対する構造物のせん断変形量の比 $\delta s/\delta g$ は、その分子、分母を構造物高さ h で除することにより、自然地盤のせん断ひずみに対する構造物のせん断ひずみの比 γ_s/γ_g に相当する。 γ_s/γ_g は b/h の大きさに依らず、ほぼ同じ曲線上にあり、構造物のせん断変形量にのみに着目したひずみ伝達率に対して、構造物の形状比の影響は小さいことがわかる。

(4) 土被りおよび表層地盤厚の影響

土被り D をパラメータとすることにより、構造物の形状が同一でも、壁厚、鉄筋比などの断面構成は変化する。しかし、(2)の結果から構造物の応答変形量は、つりあい時の構造物剛性で決まるため、構造物の応力経路に依存しない。そこで、簡略化のため Case5, 6 の構造物モデルは、Case0 と同一断面の非線形モデルを用いた。また、土被りが同じで、表層地盤厚を約 1/2 にした Case7 についても Case0 と同じ非線形モデルを用いている。(3)と同様に、Case0, 5, 6, 7 の $(\delta s + \delta r)/\delta g$ 、 $\delta r/\delta g$ 、 γ_s/γ_g と G_g/G_s の関係をそれぞれ、図-10, 11, 12 に示す。 $(\delta s + \delta r)/\delta g$ 、 $\delta r/\delta g$ 、 γ_s/γ_g は、いずれも場合もほぼ同じ曲線上にある。表層地盤厚に対する構造物中心位置の比 H_c/H が 0.18~0.59 の範囲の試算であるが、基盤面に対する構造物の構築位置が変化しても、底面固定条件である基盤面からの回転に対する拘束効果の差は小さく、土被りまたは表層地盤厚の違いがひずみ伝達率や構造物の回転変位に及ぼす影響が小さいことがわかる。

4. まとめ

- (1) 応答変位法のような静的解析では、構造物の応力経路に関係なく、つりあい時の構造物剛性で応答変形量が決まるため、ひずみ伝達率の算出に関して、構造物の非線形モデルと等価線形モデルの差は小さい。
- (2) 地盤と構造物のせん断剛性比の関数とすることにより、地盤のせん断剛性に依らず、ひずみ伝達率を定義できる。
- (3) 構造物の回転変位を除いたせん断変形により算出するひずみ伝達率に対して、構造物の形状比の影響は小

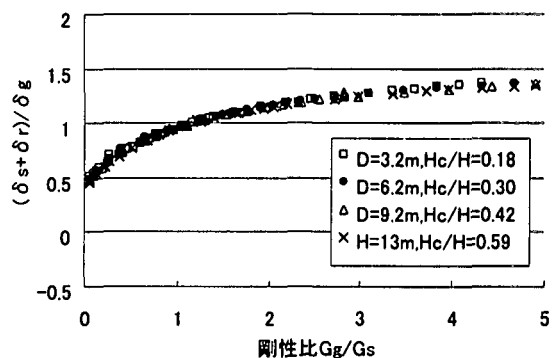


図-10 $(\delta s + \delta r)/\delta g$ と G_g/G_s の関係(Case0, 5~7)

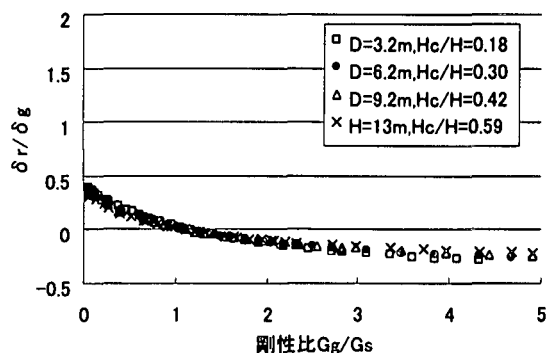


図-11 $\delta r/\delta g$ と G_g/G_s の関係(Case0, 5~7)

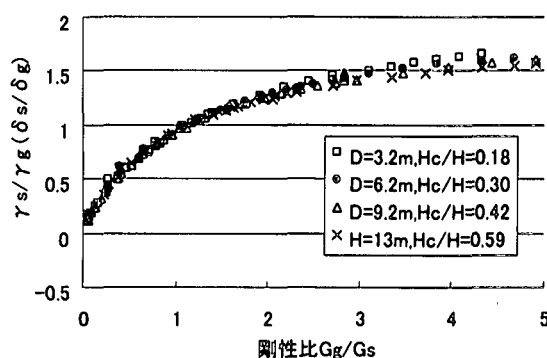


図-12 $\gamma_s/\gamma_g(\delta s/\delta g)$ と G_g/G_s の関係(Case0, 5~7)

い。

- (4) 表層地盤厚に対する構造物中心位置の比が 0.18~0.59 の範囲の試算結果では、ひずみ伝達率や構造物の回転変位に対して、土被り、表層地盤厚の影響は小さい。

参考文献

- 1) 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/I-45, pp.217-230, 1998.
- 2) 西山誠治他: 地下構造物の簡易な応答値の推定法に関する一考察, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集 I-B374, pp.748-749, 1998.
- 3) 村井和彦他: 地震時における地下構造物横断方向の変形と外力に関する基礎的考察, 構造工学論文集 Vol.46A, pp.1715-1726, 2000.