

矩形地下構造物の各種地震対策工による 断面力低減効果の比較

西山誠治¹・室谷耕輔²・大嶋義隆³・河西寛⁴・伊東守⁵

¹日建設計シビル 技術開発部 (〒102-8117 東京都千代田区飯田橋2-18-3) E-mail:nishiyama@nikken.co.jp

²中央復建コンサルツ (〒533-0033 大阪市淀川区東中島4-11-10) E-mail:muroya_k@cfk.co.jp

³前田建設工業 土木技術部 (〒179-8903 練馬区高松5-8 J.CITY) E-mail:oosimay@jcity.maeda.co.jp

⁴鴻池組 土木技術部 (〒541-0057 中央区久宝寺町3-6-1) E-mail:kasai_hs@konoike.co.jp

⁵佐藤工業 中央技術研究所 (〒243-0211 厚木市三田47-3) E-mail:m.itoh@satokogyo.co.jp

矩形地下構造物の地震対策工として、構造物への相互作用力を低減する手法の効果を検討する。対策工として、免震材、発砲スチロール(EPS)および地盤改良に着目し、軟質、硬質および岩着地盤に適用させた場合の各対策工の断面力低減効果を検討する。各対策工を同一の条件で評価することにより、それらの適用性や特徴を明らかにする。この際、免震材等の配置や材料物性値は、今後の材料開発の方向性にも資するように、幅広く変化させる。さらに、現実的な既設構造物の対策工として、非開削の場合、上床面まで開削した場合および下床版面まで開削した場合を想定し、いくつかの対策工を組合せた効果も検討する。

Key Words : *Underground structure, Seismic isolation method, Expanded poly-styrol, Soil improvement, Seismic retrofitting method.*

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震で大開駅が崩壊したことにより、地下構造物は地震に対して安全という認識が崩れた。被災の主な要因は、中柱のせん断破壊と考えられた。その結果、地上構造物と同様に、RC中柱のせん断破壊を防ぐように、鋼板巻き補強を代表とするRC柱のせん断破壊を防ぎ変形性能を向上させる対策がとられるようになった。しかし、側壁や床版については、内空の制限や外部が地盤という制約から、対策は非常に困難であり、中柱に比較して対策の実施例は少ないと思われる。

一方、部材そのものの補強ではなく、地下構造物全体系の変形などを低減させる免震工法などが開発されてきた。その材料や配置についても、種々の研究開発が行われてきている。いずれも構造物周辺に設置した材料により、地下構造物に作用する相互作用力を低減することを目的としている。既設構造物を対象とした場合には、内部空間を確保したまま耐震補強できる利点がある。

本研究では、矩形地下構造物の地震対策工として、構造物への相互作用力を低減する手法の効果を検討する。対策工として、免震材、発砲スチロール(EPS)および地盤改良に着目し、軟質、硬質および岩着地盤に適用させ

た場合の各対策工の断面力低減効果を検討する。各対策工を同一の条件で評価することにより、それらの適用性や特徴を明らかにする。この際、免震材等の配置や材料物性値は、今後の材料開発の方向性にも資するように、幅広く変化させる。さらに、現実的な既設構造物の対策工として、非開削の場合、上床面まで開削した場合および下床版面まで開削した場合を想定し、いくつかの対策工を組合せた効果も検討する。

2. 検討条件

(1)検討対象

対象構造物を図-2.1に示す。対象は鉄道トンネル一般部程度の大きさの1層2径間の開削トンネルとする。地盤は、図-2.2に示す1層+基盤のモデル地盤とする。軟質地盤および硬質地盤として深さ20mの表層地盤の中間部に構造物が存在するケースと、軟質地盤で構造物下床版位置に基盤が存在するケースを設定した。土被りは5mを基本とし、一部10mの場合も検討する。

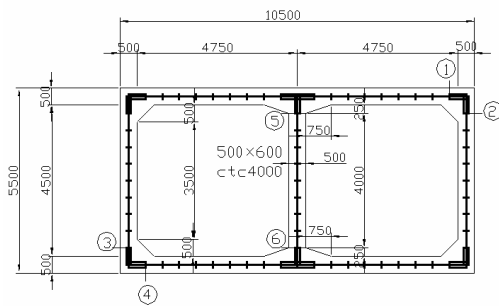


図-2.1 対象構造物

Case 1 〈軟質地盤〉	Case 2 〈硬質地盤〉	Case 3 〈岩着〉	Case 4 〈岩着、土被り10m〉
粘性土 N=3 Vs=140m/s τ=16kN/m ³	砂質土 N=20 Vs=210m/s τ=18kN/m ³	粘性土 N=3 Vs=140m/s τ=16kN/m ³ ▽GL-10.0	粘性土 N=3 Vs=140m/s τ=16kN/m ³ ▽GL-15.0
差盤 砂しき N=50 Vs=400m/s τ=20kN/m ³ ▽GL-20.0	差盤 砂しき N=50 Vs=400m/s τ=20kN/m ³ ▽GL-20.0	差盤 砂しき N=50 Vs=400m/s τ=20kN/m ³ ▽GL-26.0	差盤 砂しき N=50 Vs=400m/s τ=20kN/m ³ ▽GL-26.0

図-2.2 地盤条件

(2)対象とする対策工法

対象とする対策工法は、使用材料に着目して、免震材、発砲スチロール材(EPS)および地盤改良とする。対策工の詳細は、各章で後述するが、概要は以下のとおりである。

免震材は、低剛性材料を弾性範囲で使用するものや、非線形性を示し低耐力を上限とする材料や、滑り挙動を利用したものがある。種々の材料が開発され実現性があると考えられる^{1)~4)}。ここでは、弾性体を構造物周囲や側面に配置した場合と、非線形性を示す材料を構造物上面に配置する場合について検討する。

EPSは、盛土等で土圧軽減の目的で施工される例が多いが、免震材のように地下構造物側面への適用が検討された例がある⁵⁾。本研究では、側面に加えて上面に設置することで、上床面のせん断力低減効果にも着目して検討を行う。

地盤改良は、免震材とは逆に構造物周囲を改良することにより構造物の変形を抑制する効果が期待できる。周囲2m程度の改良によると、曲げモーメントは低減できるもののせん断力には逆効果との報告もある⁶⁾。ここで

は、周面2m程度の改良のほか、5m角のブロック状の改良体による検討も行う。

最後に、複合対策として、これらの対策工を組合せについて検討する。

(3)解析概要

解析は応答震度法により実施する。それぞれの地盤Caseで、構造物上下床版位置の相対変位が最大時刻の慣性力分布を用いる。

FEMモデルは、幅80m、高さ26mとし、基盤部分を除いて基本的にすべて0.5mメッシュとした。基盤部分は6mをモデル化し、高さ方向は2mで分割した。側面は水平ローラー、底面は固定条件とした。

構造物の材料物性は、ヤング係数 $E=2.5E7(kN/m^2)$ 、単位重量 $\gamma=24.5(kN/m^3)$ とし、剛域は E を1000倍とした。部材剛性は全断面有効として算出した。地盤はSHAKEの収束剛性を各層毎に設定した。ポアソン比は0.49とした。

着目は地震時増分の断面力および変位の対策工による低減率(対策後/対策前)とする。断面力の着目は、図-2.1に示す ~ とし、外壁では ~ , 中柱では ~ の低減率の平均を用いる。変位は、構造物全体の回転の影響を除いた層間変形量を用いる。

(4)地盤応答解析

a) 解析条件

応答震度法に用いる加速度および地震時における地盤の収束剛性の算出は、一次元地盤応答解析(解析コード:SHAKE)により行う。ここで、入力地震動は、L2地震動を想定し、鉄道の設計基準⁷⁾に記載されている内陸型地震の工学的基盤面波形を用いる(図-2.3)。

また、地盤のひずみ依存特性は、旧建設省土木研究所資料第1778号を参考に設定する。

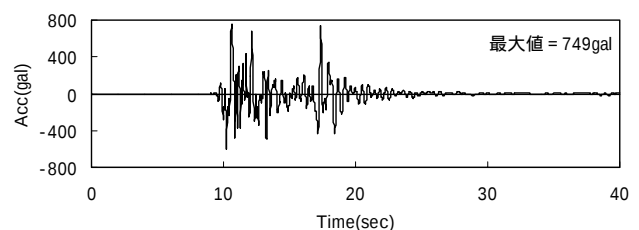


図-2.3 入力地震動

b) 解析結果

各ケースの解析結果として、構造物位置の層間変形量が最大となる時刻の変位分布および加速度分布を図-2.4に示す。構造物位置での層間変形量は岩着のケースが最も大きく、土被り5mで150mm、土被り10mで126mmである。一方、最も小さいのは硬質のケースの

25mm である．また，加速度分布も同様に，岩着のケースが最も大きく，硬質のケースは小さいことが確認できる．従って，構造物に最も影響のあるのは岩着の土被り 5m のケースであるため，各対策工の検討では，このケースを基本としてパラメータスタディを行う．

構造物と同深度における地盤の収束剛性 G_g (構造物高さ範囲の平均値) を表-2.1 に示す．一方，構造物を地盤とみだたした場合の等価せん断剛性 G_s を合わせて示す．硬質地盤では以外では， $G_s > G_g$ となる領域で，地盤が構造物よりも大きく変位しようとする剛性比であることが分かる．

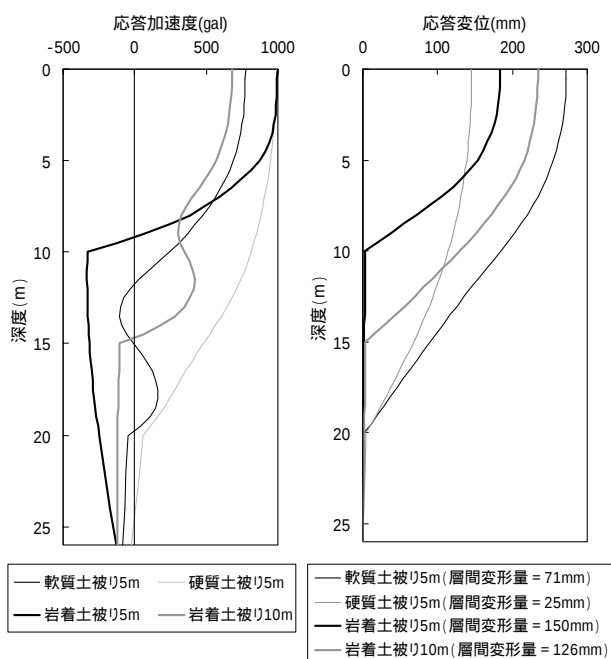


図-2.4 地盤応答解析結果(層間変位最大時)

表-2.1 地盤(構造物深度)および構造物の等価剛性

	土被り (m)	地盤の 初期剛性 $G_0(\text{kN/m}^2)$	地盤の 収束剛性 $G_g(\text{kN/m}^2)$	構造物の 等価剛性 $G_s(\text{kN/m}^2)$
軟質	5	32000	5500	19520
硬質	5	81000	26000	
岩着	5	32000	3200	
岩着	10	32000	4100	

3. 免震材 (全周面および側面)

(1) 対策工の概要

本章で検討の対象とする対策工は，地下構造物の外周または地盤中に軟らかな変位吸収層を設けることによって，地下構造物の地震時増分断面力を低減する方法である．

本検討では，弾性的な材料特性を有する免震材を用い

て地下構造物の外周全面に厚さ 10cm の変位吸収層を設ける場合 (以降，免震材 (全周面) と呼ぶ) と，地下構造物の側面から 50cm 離して鉛直壁状に厚さ 50cm の変位吸収層を設ける場合 (以降，免震材 (側面) と呼ぶ) の 2 種類を想定する．図-3.1 に検討対象の対策工の概念図を示す．

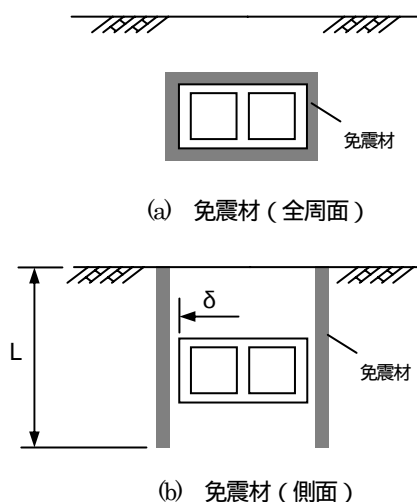


図-3.1 対策工の概念図

(2) モデル化と解析ケース

応答震度法による解析では，地下構造物躯体を梁要素 (線形弾性体)，地盤および免震材で構成される変位吸収層を 2 次元アイソパラメトリック平面ひずみ要素 (線形弾性体) にモデル化する．地下構造物躯体，周辺地盤および免震材の接触面は完全固着とする．表-3.1 に解析に用いた免震材の物性値を示す．

本解析では，免震材のせん断剛性率が地下構造物の断面力に及ぼす影響を概略把握するため，地盤のせん断剛性率に対する免震材のせん断剛性率の比率 (以降，免震材の剛性比 β と呼ぶ) が 1/1, 1/10, 1/100, 1/1000 の各ケースについて解析を行う．さらに，免震材 (側面) の対策工では，免震材の設置範囲による影響，免震材と地下構造物の離隔距離による影響を把握するため，地表面からの設置区間長 L が 10m, 15m および 20m のケース (地盤条件: 1 層軟質・土被り 5m, 免震材の剛性比: $\beta=1/100$)，免震材と地下構造物の離隔距離 δ が 0m, 1m, 2m のケース (地盤条件: 岩着・土被り 5m, 免震材の剛性比: $\beta=1/100$) についても解析を行う．

免震材の剛性比に用いる地盤のせん断剛性率は，地下構造物中心深さにおける自由地盤の地震時ひずみレベルに適合した収束せん断剛性率とする．また，免震材のせん断剛性率は深さや場所によらず一律とする．

なお，免震材の剛性比 $\beta=1/1$ のケースは，対策工無しの場合と位置付け，その単位重量とボアソン比は同一深度における地盤の物性値を用いている．

表-3.1 免震材の入力物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	kN/m ³	11.8
ポアソン比		0.49

表-3.2 解析ケース

項目	内容	備考
地盤条件	1層軟質, 1層硬質 岩着 5m, 岩着 10m	
剛性比 β	1/1, 1/10, 1/100, 1/1000	全地盤条件
設置区間長 L(m)	10, 15, 20	1層軟質の $\beta=1/100$
離隔距離 δ (m)	0, 1, 2	岩着 5m の $\beta=1/100$

(3)解析結果と考察

a)免震材（全周面）

図-3.2 は、免震材の剛性比 β をパラメータとした免震材（全周面）の解析結果より、地下構造物の外壁および中柱の曲げモーメントの低減率と免震材の剛性比 β の関係を示したものである。同様に、図-3.3 はせん断力の低減率と免震材の剛性比の関係を示したものである。また、図-3.4 は地下構造物の層間変位の低減率と免震材の剛性比の関係を示したものである。

これらの結果より判明した主な知見は以下のとおりである。

- ・曲げモーメントおよびせん断力の低減率は、地盤条件や部材および断面力成分の違いにより異なるが、両者とも免震材の剛性比 β が低下するほど小さくなる。今回の条件では、 $\beta=1/100$ 程度の免震材（全周面）を用いることにより、地震時増分断面力を 20～50% 程度低減できる結果である。
- ・地盤条件の違いによる断面力の低減率の差異は、1層地盤と岩着地盤の違いによる影響が大きく、岩着地盤における土被りや 1層地盤における土質の違いによる影響は比較的小さい。
- ・部材の違いによる低減率の差異については、中柱よりも外壁の低減率の方が小さく、その差に及ぼす 1層地盤と岩着地盤の違いによる影響は大きい。しかし、岩着地盤における土被りや 1層地盤における土質の違いによる影響は比較的小さい。
- ・断面力成分の違いによる低減率の差異については、中壁には認められないが、外壁では曲げモーメントよりもせん断力の低減率の方が小さく、その差に及ぼす岩着地盤における土被りや 1層地盤における土質の違いによる影響は比較的小さい。
- ・層間変位の低減率は、断面力の低減率とほぼ等しく、免震材の剛性比 β が低下するほど小さくなる。また、

低減率に及ぼす 1層地盤と岩着地盤の違いによる影響は大きい。岩着地盤における土被りや 1層地盤における土質の違いによる影響は比較的小さい。

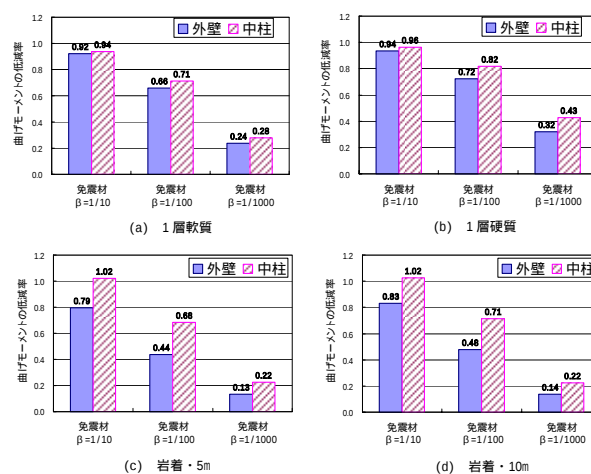


図-3.2 曲げモーメントの低減率と免震材の剛性比の関係

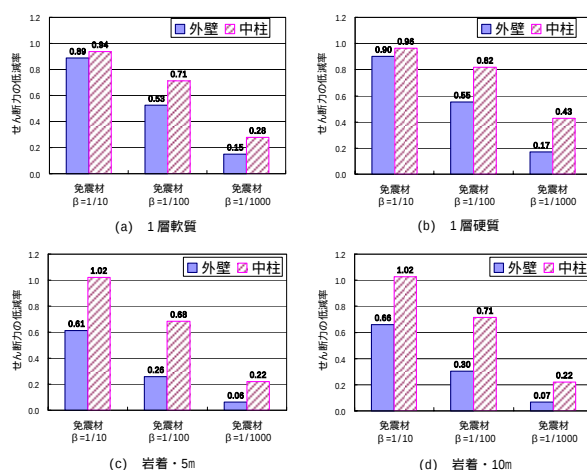


図-3.3 せん断力の低減率と免震材の剛性比の関係

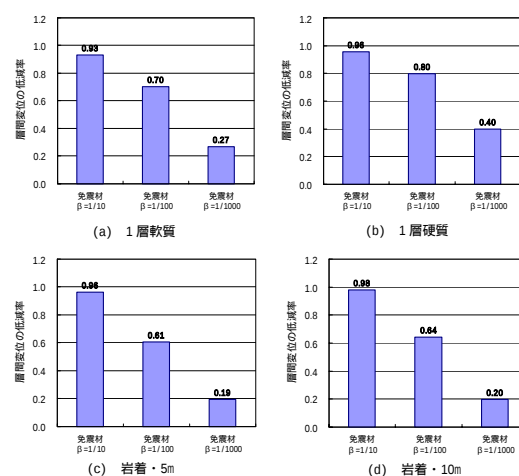


図-3.4 層間変位の低減率と免震材の剛性比の関係

b)免震材（側面）

図-3.5 と図-3.6 は、免震材の剛性比 β をパラメータ

とした免震材（側面）の解析結果より、曲げモーメントおよびせん断力の低減率と免震材の剛性比 β の関係を示したものである。図-3.7 は地下構造物の層間変位の低減率と免震材の剛性比の関係を示したものである。

図-3.8 は、免震材の剛性比 $\beta=1/100$ とし、免震材の設置区間長をパラメータとした解析結果より、曲げモーメントおよびせん断力の低減率と免震材の設置区間長 L の関係を示したものである。同様に、図-3.9 は、曲げモーメントおよびせん断力の低減率と免震材の離隔距離 δ の関係を示したものである。

これらの結果より判明した主な知見は以下のとおりである。

- ・曲げモーメントおよびせん断力の低減率は、岩着地盤では免震材（全周面）と同様に両者とも免震材の剛性比 β が低下するほど小さくなる。一方、1 層地盤では $\beta=1/100 \sim 1/1000$ で最小値となり、それ以上低下すると増大する傾向が認められる。今回の条件では、 $\beta=1/100$ 程度の免震材（側面）を用いることにより、1 層地盤では地震時増分断面力を 20～50%程度低減できるが、岩着地盤では 5～10%程度しか低減できない結果である。
- ・地盤条件の違いによる断面力の低減率の差異は、1 層地盤と岩着地盤の違いによる影響が大きく、岩着地盤における土被りや 1 層地盤における土質の違いによる影響は比較的小さい。
- ・部材の違いによる低減率の差異については、1 層地盤では中柱よりも外壁の低減率の方が小さいのに対して、岩着地盤では逆に外壁よりも中柱の低減率の方が小さいかまたは同等である。なお、1 層地盤では免震材の剛性比が低下するほどその差が若干大きくなる傾向が認められる。
- ・断面力成分の違いによる低減率の差異については、岩着地盤と 1 層地盤の中壁には認められない。1 層地盤の外壁では曲げモーメントよりもせん断力の低減率の方が小さく、その差に及ぼす土質の違いによる影響は比較的小さい。
- ・層間変位の低減率は、断面力の低減率とほぼ等しく、岩着地盤では免震材の剛性比 β が低下するほど小さくなる。一方、1 層地盤では $\beta=1/100 \sim 1/1000$ で最小値となり、それ以上低下すると増大する傾向が認められる。低減率に及ぼす 1 層地盤と岩着地盤の違いによる影響は大きい、岩着地盤における土被りや 1 層地盤における土質の違いによる影響は比較的小さい。
- ・免震材の設置区間長 L が長いほど断面力の低減率は小さくなる。今回の条件では $L=20\text{m}$ の低減率は $L=10\text{m}$ の 1/2 程度になることが分かる。
- ・今回の条件では、免震材の離隔距離が断面力の低減率に及ぼす影響は比較的小さいが、免震材の離隔距離 δ

が大きいほど断面力の低減効果が減少する結果になっている。

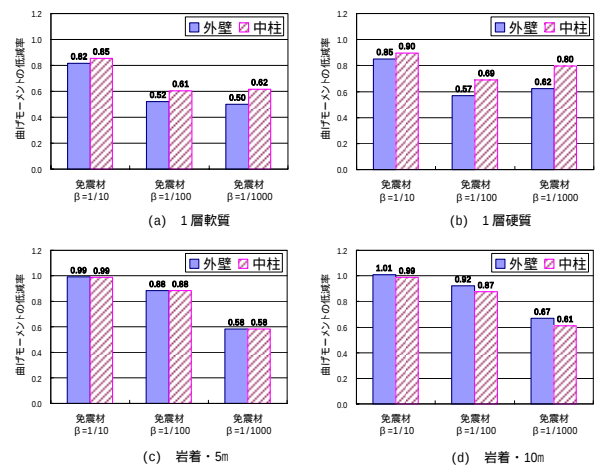


図-3.5 曲げモーメントの低減率と免震材の剛性比の関係

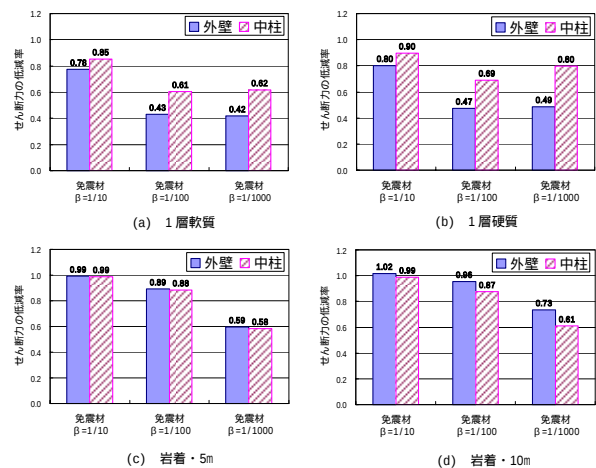


図-3.6 せん断力の低減率と免震材の剛性比の関係

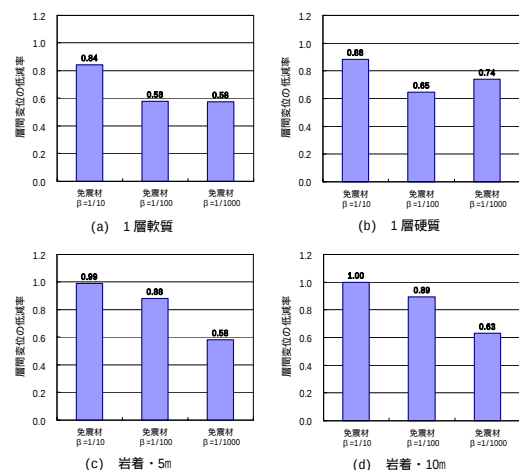


図-3.7 層間変位の低減率と免震材の剛性比の関係

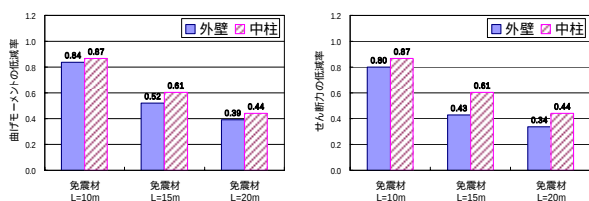


図-3.8 断面力の低減率と免震材の設置区間長の関係

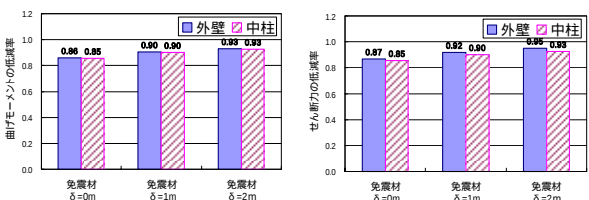


図-3.9 断面力の低減率と免震材の離隔距離の関係

4. 免震材（上面）

(1) 対策工の概要

地下構造物の上面に免震材を設置し、地震時の主要外力である上床版に作用する周面せん断力を低減させる工法である。

免震材としては、既設の構造物に対し非開削で地表面から注入口ッドを用いて設置可能な低せん断剛性の免震材(以下『注入型』)と、開削して構造物上面にシート型の低摩擦免震材(以下『シート型』)の2タイプの免震材が提案されている。図-4.1に検討対象の対策工の概念図を示す。

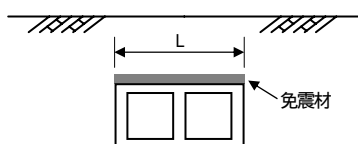


図-4.1 対策工の概念図

(2) モデル化と解析ケース

注入型免震材は高さ30cmの平面ひずみ要素でモデル化する。シート型免震材については構造物～地盤間に、上載圧×摩擦係数をせん断方向力の上限值とする非線形ばね要素を設置することでモデル化する。また、構造物側面にも非線形ばねを設置することで、地盤の剥離および受働土圧での塑性を考慮する。表-4.1に解析に用いた注入型免震材の物性値を示す。

本検討では免震材(注入型)のせん断剛性率の影響を把握するため、地盤のせん断剛性率に対する免震材のせん断剛性率の比率(以下『剛性比 β 』)をパラメータとして解析を行う。また、免震材(シート型)の摩擦係数 μ が及

ぼす影響を把握するため、 μ をパラメータとした解析を行う。さらに、免震材の設置範囲の影響、また土被りの違いによる影響を把握するための解析も行う。解析ケースを表-4.2に示す。

表-4.1 免震材(注入型)の入力物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	kN/m ³	10.0
ポアソン比		0.49

表-4.2 解析ケース

項目	内容	備考
免震材	注入型 シート型	
地盤条件	1層軟質, 1層硬質 岩着 5m, 岩着 10m	
剛性比 β	1/1, 1/10, 1/100, 1/1000	注入型
摩擦係数 μ	1/1, 1/2, 1/100, 1/1000	シート型
設置区間長 L	B, B+h, B+2h (B, h: 構造物幅, 高さ)	岩着 5m β or $\mu=1/100$

(3) 解析結果と考察

解析結果を図-4.2～図-4.10に示す。

図-4.2と図-4.3, 図-4.5と図-4.6は、免震材の剛性比 β または摩擦係数 μ をパラメータとした解析結果より、曲げモーメントおよびせん断力の低減率と剛性比 β または摩擦係数 μ の関係を示したものである。図-4.4と図-4.7は地下構造物の層間変位の低減率と免震材の剛性比 β または摩擦係数 μ の関係を示している。図-4.8, 図-4.9, 図-4.10は曲げモーメント, せん断力および層間変位の低減率と免震材の設置区間長Lの関係を示している。

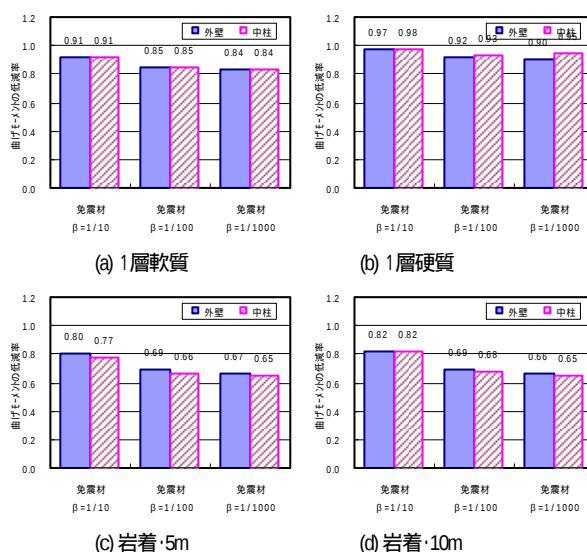
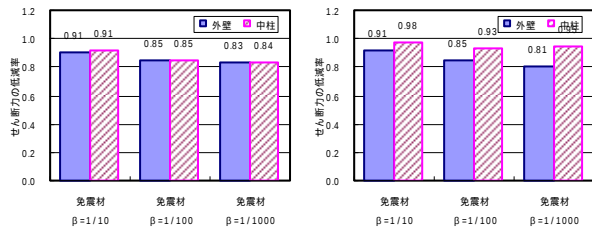
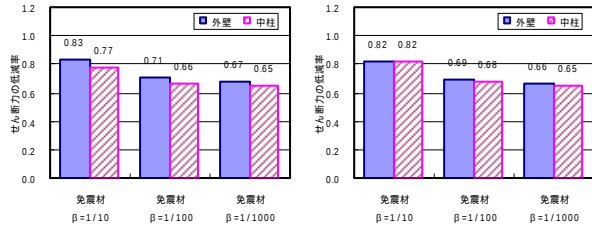


図-4.2 曲げモーメントの低減率と免震材の剛性比の関係 (注入型)



(a) 1層軟質

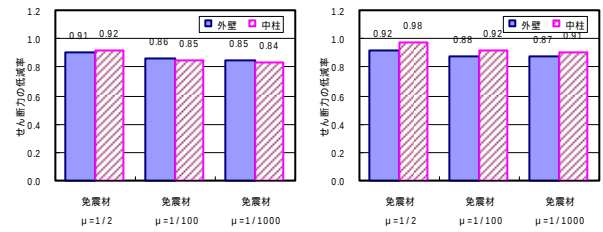
(b) 1層硬質



(c) 岩着・5m

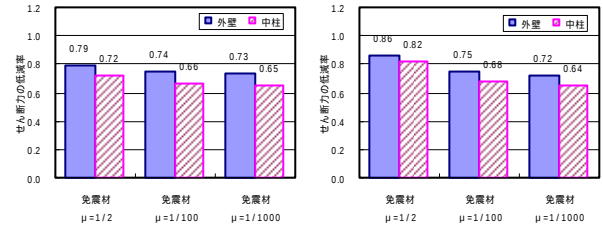
(d) 岩着・10m

図-4.3 せん断力の低減率と免震材の剛性比の関係（注入型）



(a) 1層軟質

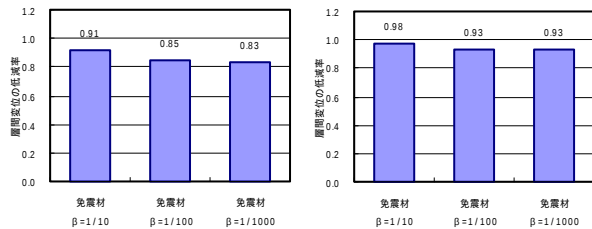
(b) 1層硬質



(c) 岩着・5m

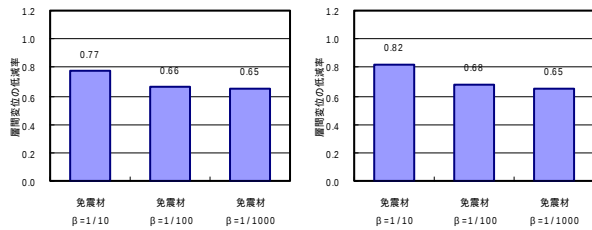
(d) 岩着・10m

図-4.6 せん断力の低減率と免震材の剛性比の関係（シート型）



(a) 1層軟質

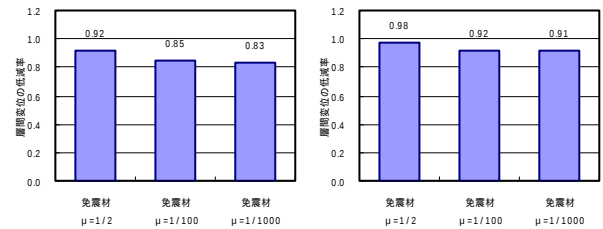
(b) 1層硬質



(c) 岩着・5m

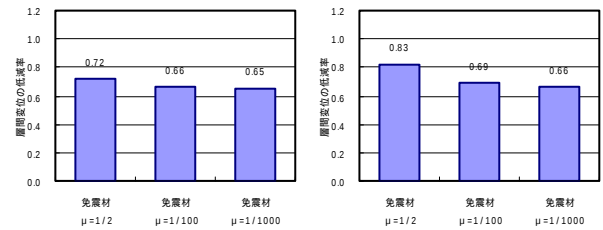
(d) 岩着・10m

図-4.4 層間変位の低減率と免震材の剛性比の関係（注入型）



(a) 1層軟質

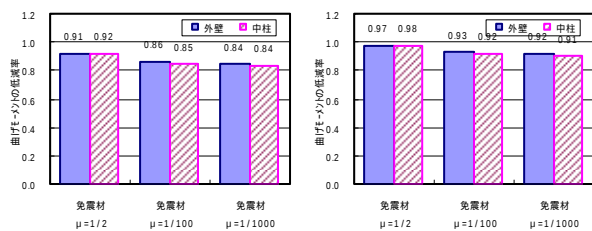
(b) 1層硬質



(c) 岩着・5m

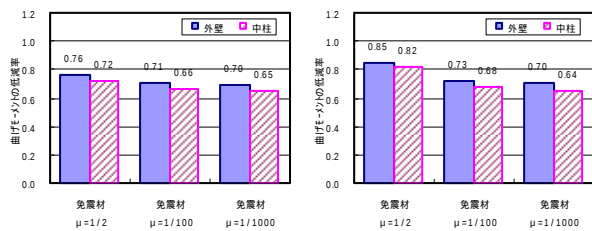
(d) 岩着・10m

図-4.7 層間変位の低減率と免震材の剛性比の関係（シート型）



(a) 1層軟質

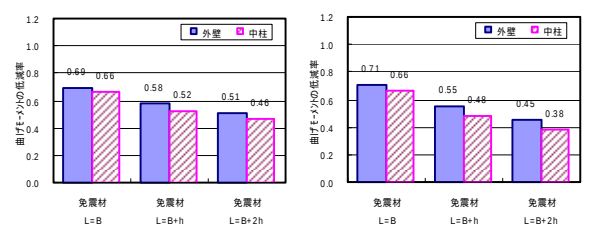
(b) 1層硬質



(c) 岩着・5m

(d) 岩着・10m

図-4.5 曲げモーメントの低減率と免震材の剛性比の関係（シート型）



(a) 注入型

(b) シート型

図-4.8 曲げモーメントの低減率と免震材の設置区間長の関係

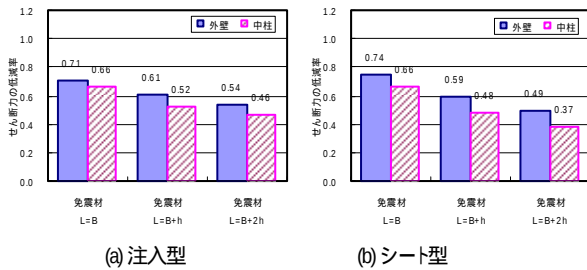


図-4.9 せん断力の低減率と免震材の設置区間長の関係

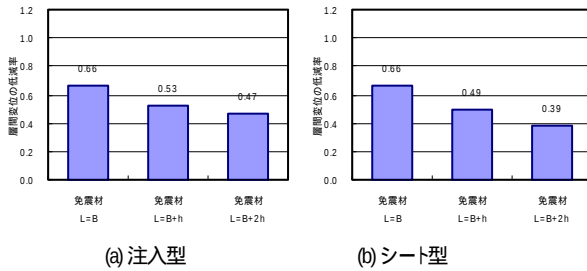


図-4.10 層間変位の低減率と免震材の設置区間長の関係

図-4.2～図-4.10より判明した主な知見は以下のとおりである。

- 図-4.2，図-4.3，図-4.5，図-4.6より，曲げモーメントおよびせん断力の低減率は，ほとんどのケースで免震材の剛性比 β が低下するほど小さくなる．1層硬質地盤条件で注入型の場合のみ， $\beta=1/100$ の場合よりも $\beta=1/1000$ の場合の方が若干大きい．
- 地盤条件の違いによる断面力の低減率の差異は1層地盤が岩着であるかの影響が大きく，岩着である方が低減効果は大きい．また，硬質地盤よりは軟質地盤の方が低減効果はやや大きい．土被りによる差異はあまり認められなかった．
- 部材の違いによる低減率の差異については，1層地盤では中柱よりも外壁の低減効果がやや大きいとか同等であるのに対して，岩着では逆に外壁よりも中柱の低減効果がやや大きいという傾向はあるが，その差は大きなものではない．
- 断面力成分の違いによる低減率の差異については，1層硬質地盤の外壁では曲げモーメントよりもせん断力の低減効果がやや大きい．その他の地盤条件ではほとんど差異は見られない．
- 図-4.4，図-4.7より，層間変位の低減率は，断面力の低減率と同じように免震材の剛性比 β が低下するほど小さくなる．また，1層地盤よりも岩着の方が小さく，また硬質よりも軟質地盤のほうがやや小さい．
- 図-4.8～図-4.10より，免震材の設置区間長 L が長いほど断面力・層間変位の低減率は小さくなる．構造物幅のみに設置した場合と比べて，両側面方向に構造物高さ分延長することで，低減率0.7から0.4～0.5程度と大きな低減効果が認められる．

5．発泡スチロール材

(1) 対策工の概要

発泡スチロール材（以降，EPS と呼ぶ）は，軽量性，自立性，耐水性などに優れているほか，変形係数が約2500～約16000kN/m²程度であり，非常に柔らかい材料である．また，動的変形特性は，ひずみ依存性が小さく，大ひずみ領域までほぼ一定のせん断剛性を示す⁸⁾．本対策工はこのような性質のEPSを構造物の側面および上面に設置することで，構造物に作用する地震力の軽減を図るものである．

(2) モデル化と解析ケース

a) EPS のモデル化⁸⁾

EPS の単位体積重量，ポアソン比，せん断弾性係数を表-5.1 に示す．EPS は許容圧縮応力に応じて材料が選定され，それぞれで単位体積重量が異なる．本検討の上床版位置における鉛直土圧は80～180kN/m²であるため，許容圧縮応力が200kN/m²のDX-35を選定し，単位体積重量は0.35kN/m³とした．ポアソン比，せん断弾性係数については，既往の試験結果⁸⁾などを参考に，本検討に用いる材料に応じた値を設定した．

b) 解析ケース

EPS の設置形状は，図-5.1 に示すモデル A～モデル D の4タイプとする．モデル A は構造物側面に EPS を逆台形で設置した形状．モデル B は構造物側面に台形で設置した形状．モデル C は構造物上面にだけ EPS を設置した形状．モデル D はモデル A と C を組合せて，構造物周辺に EPS を門型で設置した形状とする．EPS の設置幅および高さは，2m および 4m とする．ただし，タイプ B，D の設置幅は 2m とする．地盤については軟質，硬質，岩着の3 ケースとし，それぞれの形状をパラメタとした解析を実施する．なお，土被り 10m のケースは地盤応答解析の結果最も層間変形量の大きい岩着

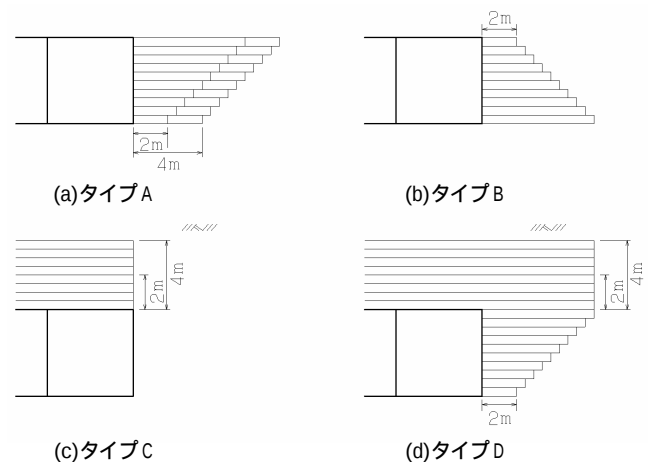


図-5.1 EPS の設置形状

のケースについてタイプ A 幅 2m のケースの解析を行い、土被りの差異による影響を確認する。これらの解析ケースを表-5.2 に整理する。

表-5.1 EPS の物性値

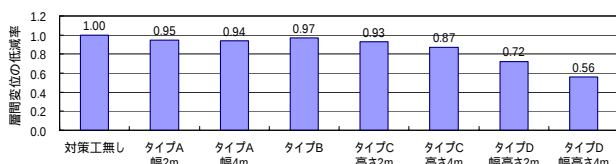
	材 料	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	ポアソン 比
EPS	DX-35	0.35	4000	0.1

表-5.2 解析ケース

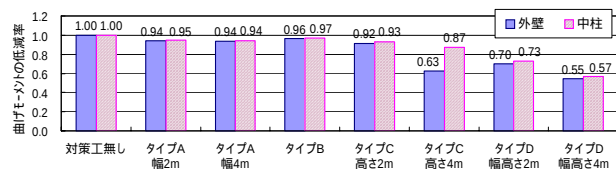
地盤	土被り	EPS 形状	設置幅	設置高さ
軟質	5m	タイプ A	2m, 4m	-
		タイプ B	2m	-
		タイプ C	-	2m, 4m
		タイプ D	2m	2m, 4m
硬質	5m	タイプ A	2m, 4m	-
		タイプ B	2m	-
		タイプ C	-	2m, 4m
		タイプ D	2m	2m, 4m
岩着	5m	タイプ A	2m, 4m	-
		タイプ B	2m	-
		タイプ C	-	2m, 4m
		タイプ D	2m	2m, 4m
	10m	タイプ A	2m	-

(3) 解析結果と考察

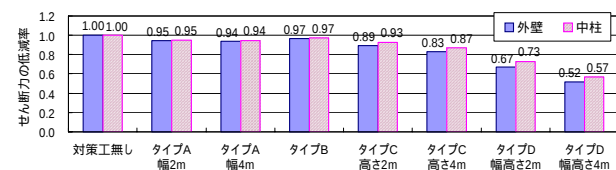
解析結果として、無対策に対する構造物の層間変位、曲げモーメント、せん断力の低減率を図-5.2～図-5.4 に示す。グラフは横軸に各モデル、縦軸に構造物層間変位または断面力の低減率を示す。ここで、構造物層間変位については回転の影響を除いた値、断面力については外周部材および中柱の主要着目点全てを平均した値を算出し、無対策に対する低減率を算出した。



(a) 層間変位の低減率

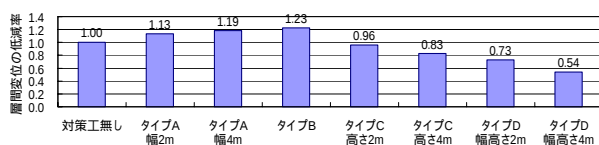


(b) 曲げモーメントの低減率

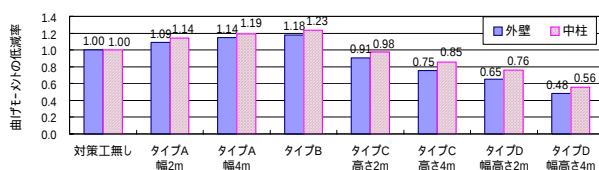


(c) せん断力の低減率

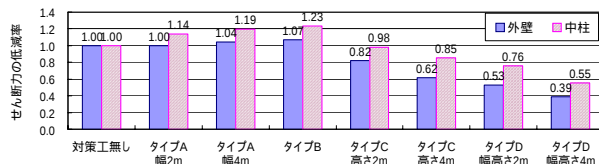
図-5.2 軟質地盤の低減率



(a) 層間変位の低減率

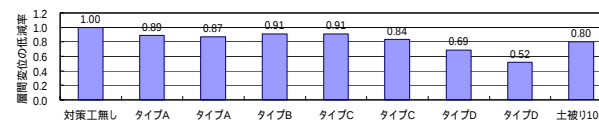


(b) 曲げモーメントの低減率

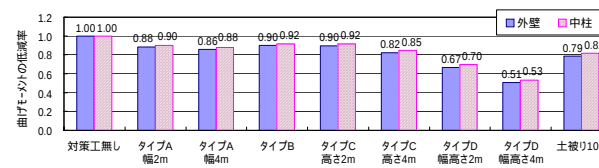


(c) せん断力の低減率

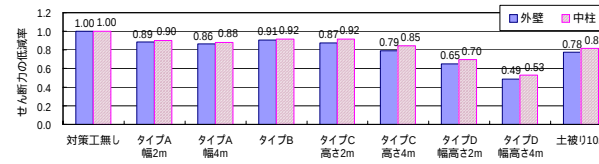
図-5.3 硬質地盤の低減率



(a) 層間変位の低減率



(b) 曲げモーメントの低減率



(c) せん断力の低減率

図-5.4 岩着地盤の低減率

a) タイプ A・B

側部のみに EPS を設置したタイプ A とタイプ B の層間変位、断面力の結果 (図-5.2～図-5.4) を比較すると、いずれの地盤条件においても 1～5%程度の差しか無く、逆台形、台形の形状効果はほぼ同じであることが確認できる。対策工としての効果は、層間変位、断面力ともに軟質地盤で 95%程度 (図-5.2)、岩着地盤で 90%程度の低減率 (図-5.4) があるものの、硬質地盤では 10～20%程度増加している (図-5.3)。軟質および岩着地盤の地震時における収束剛性は、構造物位置で約 3000～8000kN/m² であり、EPS のせん断剛性とほぼ等しい値である。一方、硬質地盤は、約 20000～24000kN/m² であり、EPS のせん断剛性よりかなり大きい。このよう

に周囲の地盤剛性が大きい中に EPS のような小さい剛性を構造物の側部だけに設置すると側面の土圧が EPS を設置していない構造物上面に集中的に作用するため、硬質地盤のケースでは、構造物層間変位および断面力が大きくなったと考えられる。

タイプ A の設置幅について比較すると、設置幅 2m および 4m の低減率の差はいずれの地盤条件においても数%程度しかなく、側部に設置する EPS の設置幅の効果はほとんど無いことが確認できる。

b) タイプ C

構造物上面にのみ設置したタイプ C の層間変位、断面力の結果（図-5.2～図-5.4）に着目すると、60～90%程度の低減率が見られる。特に、硬質地盤のタイプ A、B に見られた増加傾向は現れていない。これは、EPS を構造物の上面に設置することで、構造物上面に作用する周面せん断力の影響を低減させるためだと考えられる。

設置高さについて比較すると、高さ 4m の方が 5～30%程度低減率は大きく、対策効果が高いことが確認できる。

c) タイプ D

構造物周囲に門型に設置したタイプ D の層間変位、断面力の結果（図-5.2～図-5.4）に着目すると、50～70%程度の低減率が見られ、他のケースと比較して最も対策効果の高い結果となった。これは、構造物周囲に EPS を門型に設置しているため、構造物側面および上面に作用する土圧の影響を低減させるためだと考えられる。

設置幅・高さについて比較すると、幅高さ 4m の方が 10～15%程度低減率は大きく、対策効果が高いことが確認できる。

土被りの影響（図-5.4）については、土被り 10m の方が土被り 5m より 10%程度低減率は小さいが、地盤応答解析において土被り 10m の方が土被り 5m より 15%程度層間変形量が小さいことを考えると、対策効果はほとんど同じであると思われる。

d) 結果のまとめ

解析結果から、最も対策効果の高い形状はタイプ D であることが確認された。タイプ A、B は構造物側部に作用する土圧を低減しているものの構造物上面に作用する土圧は低減されていないため、その対策効果は小さく、周囲の地盤剛性によっては、構造物上面に土圧が集中し、断面力や層間変位が増加する恐れがある。タイプ C は構造物上面に作用する土圧を低減させるため、タイプ A、B に見られた土圧の集中はないものの、構造物側面に作用する土圧は低減されていないため、その対策効果は大きくない。一方、タイプ D は、EPS を構造物の周囲に門型に設置し、構造物側部に作用する土圧と上面に作用する土圧の影響を低減させるため、その対策効果は最も

大きくなった。なお、土被りの違いが対策効果に与える影響はほとんど無いと思われる。

6. 地盤改良

(1) 対策工の概要

地盤改良による対策として 2 種類の方法を検討する。構造物周囲にそって 2m 程度改良を実施する方法と、構造物側方をブロック状に改良する方法である。

前者は、床版や側壁が増加したように考えられ、構造物の変形が減少することにより、元の構造部材に発生する断面力の現象が期待できる。後者は側方部分のブロック状に改良することで構造物のせん断変形を抑制でき、前者と同様に断面力の低減が期待できる。

図-6.1 に検討の対象とする地盤改良パターンを示す。

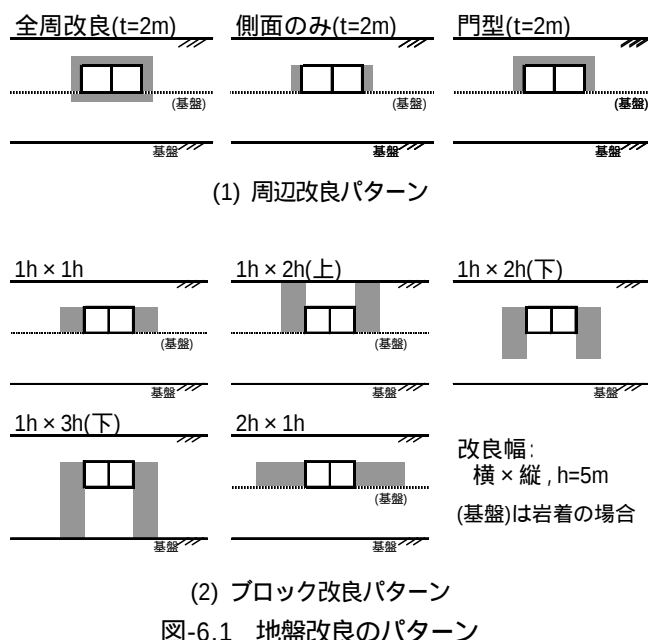


図-6.1 地盤改良のパターン

(2) モデル化と解析ケース

地盤改良体は弾性として、ポアソン比、単位体積重量は現地盤と同一とした。改良体と構造物との接触面は剛結とした。

地盤改良の検討ケースを表6-1に示す。基本改良パターンとして、図-6.1の(1)周辺改良パターンの全周と、(2)ブロック改良パターンの(1h×1h)について、せん断剛性をパラメータとした検討を行う。地盤のせん断剛性(収束剛性)に対する改良体のせん断剛性の比率(以降、改良体の剛性比 β と呼ぶ)が、10倍、100倍、1000倍の各ケースについて解析を行う。つぎに、 $\beta=100$ 倍とした場合について、地盤改良パターンの影響を検討する。

なお、硬質地盤および岩着10mのケースは、軟質および岩着5mのケースと傾向に大差がないため、省略する。

表-6.1 解析ケース

項 目	内 容	備考
地盤条件	1層軟質，岩着 5m	
剛性比 β	1, 10, 100, 1000	図 6-1 の (1)全周 (2)1h×1h
周辺改良 パターン	軟質：全周のみ 岩着：全タイプ	1層軟質の $\beta=100$ 岩着 5m の $\beta=100$
ブロック改良 パターン	軟質：全タイプ 岩着：底面より上部 の改良パターン	

(改良パターンは、図-6.1参照)

(3) 解析結果と考察

a) 剛性比の影響

図-6.2～図-6.4は、改良体の剛性比 β と断面力および変位の低減率の関係である。(1)軟質地盤および(2)岩着地盤について、それぞれ(a)周辺2mを全周および(b)側方を5mの正方形で改良した場合の結果である。

これらの結果から判明した主な知見は以下のとおりである。

- ・曲げモーメントの低減率は、地盤条件や部材の違いにより異なるが、改良体の剛性比 β が増加するほど小さくなる。ただし、軟質地盤のブロック改良では低減効果は小さい。それ以外では、 $\beta=100$ で地震時増分断面力を26～65%程度に低減できる。
- ・せん断力の低減率は、中柱については、曲げモーメントと同様の傾向で、軟質地盤のブロック改良以外は、低減効果が認められる。しかし、外周部材については、岩着のブロック改良以外は、 $\beta=100$ をピークとして対策前よりせん断力が大きくなる場合が多く、対策は逆効果となる。
- ・層間変位の低減率は、曲げモーメントの中柱の低減率とほぼ等しい。

b) 改良パターンの影響

図-6.5および図-6.6は、改良パターンと断面力および変位の低減率の関係である。剛性比 $\beta=100$ である。

軟質地盤については、図-6.5より、以下のことが分かる。

- ・曲げモーメントについては、側方を1h×1hでのブロック改良がさほど低減効果がなかったため、上部や下部に改良範囲を伸ばしたが(1h×2h(上,下),1h×3h(下))、下部に伸ばすと逆効果となった。これは、図-6.7に示すように、改良体が曲げ変形を起こし、それに引きづられて構造物は鉛直方向にせん断変形され、回転を除いた層間変形量が大きくなるためである。
- ・せん断力(中柱)や層間変位についても曲げモーメントと同様の傾向である。

・外周部材のせん断力は、いずれのケースも、対策前よりも大きくなる結果である。側方のみで広く改良した2h×1hのブロック改良が最も効果があるものの、対策前よりは大きい状態である。

・考察のために、断面力を図-6.8に示す。全周改良の場合は床版・側壁とも、側方ブロック改良の場合は側壁の端部のせん断力が大きくなっている。これより、以下のメカニズムが推測される。地盤改良により、構造物の見かけのせん断剛性が大きくなり、構造物のせん断変形は小さくなる。しかし、地盤改良を含めた構造物系で負担する水平力・せん断力は大きくなる。構造物せん断変形の減少の観点からは側壁等のせん断力は減少するが、水平力負担が増加する観点からは側壁等のせん断力は増加する。どちらの影響が優勢かでせん断力が低減するか増加するか定まると考えられる。改良体の剛性が1000倍程度大きいと、構造物のせん断変形が減少する効果が優勢になり、側壁等のせん断力が $\beta=100$ よりも減少に転じると考えられる。

岩着地盤については、図-6.6より、以下のことが分かる。

- ・曲げモーメントについては、周辺を2mで全周改良するよりも側方のみとする方が効果がある。さらに、側方のブロック幅を広げた1h×1h～2h×1hと増加させると対策効果が大きくなる。
- ・せん断力(中柱)や層間変位についても曲げモーメントと同様の傾向である。
- ・外周部材のせん断力は、全周改良や門型では対策前よりも大きくなる結果である。しかし、改良を側方のみとすれば、幅を広くとるにしたがって低減効果が大きくなる。2h×1hでの低減率は、外周部材では0.29、中柱で0.15と大きな対策効果を示している。
- ・考察のために、断面力を図-6.9に示す。全周改良では、せん断力は上床版などで対策前よりも大きくなる。側方のブロック改良では、せん断力が端部に集中する傾向はあるものの、層間変形量が0.25と十分に小さくなるために、側壁のせん断力が小さくなったと考えられる。側方のブロック状の改良体により、構造物全体の見かけのせん断剛性は大きくなる。この結果、改良体には大きな水平力が作用するが、改良体は岩着しているために基盤へと力が伝わり、構造物には増加した水平力が作用しにくいと考えられる。

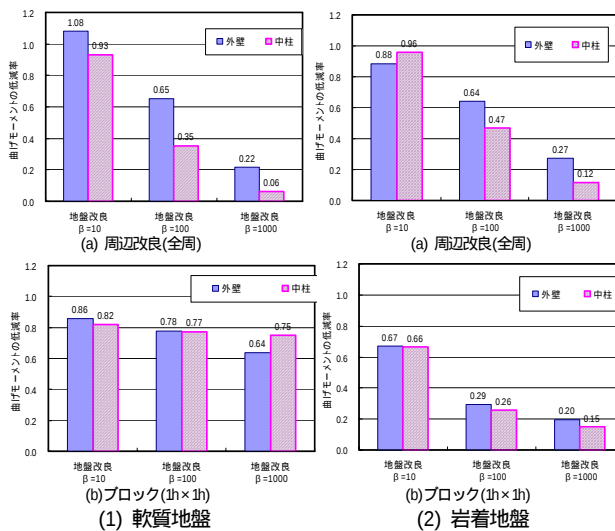


図-6.2 曲げモーメントの低減率と地盤改良の剛性比の関係

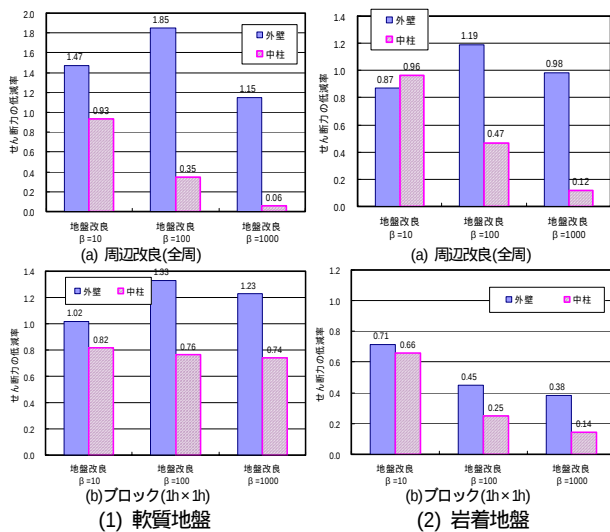


図-6.3 せん断力の低減率と地盤改良の剛性比の関係

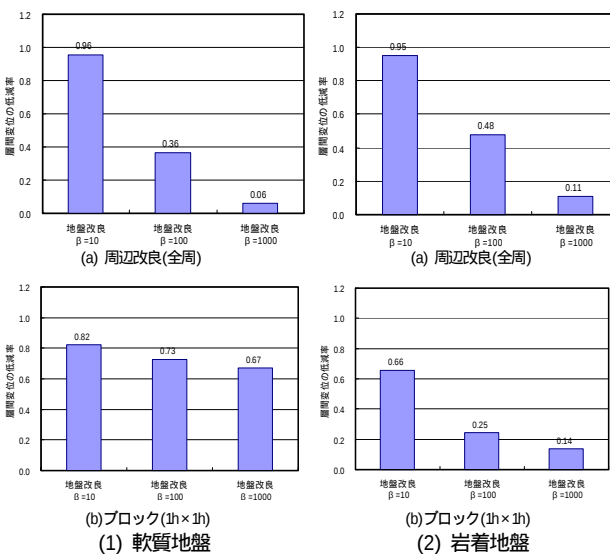
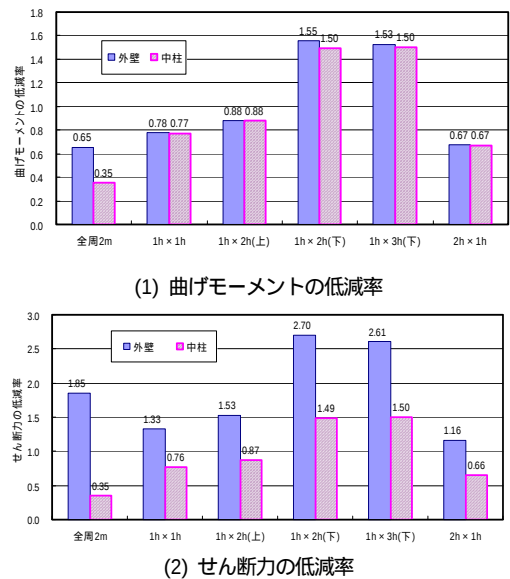


図-6.4 層間変位の低減率と地盤改良の剛性比の関係



(2) せん断力の低減率

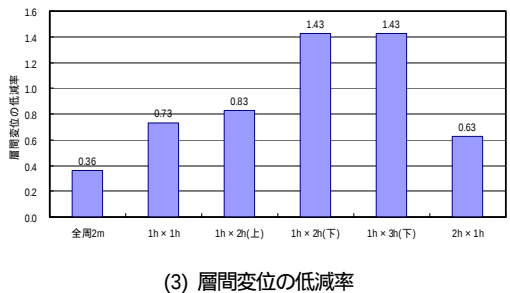


図-6.5 低減率と改良パターンの関係 (軟質, $\beta=100$)

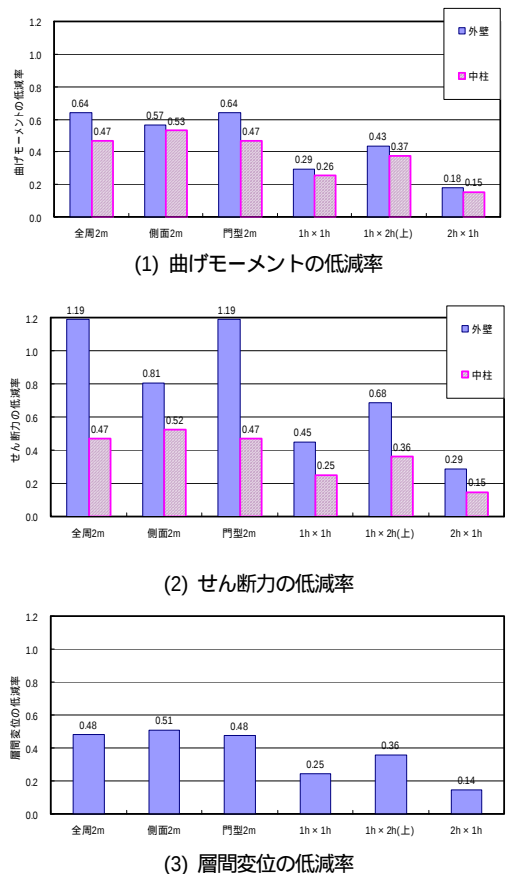


図-6.6 低減率と改良パターンの関係 (岩着(土被り5m), $\beta=100$)

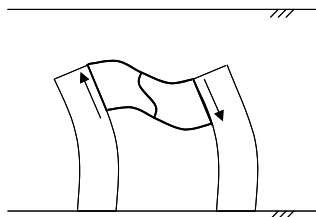


図-6.7 軟質地盤（改良体 $1h \times 3h$ 下）の変形概念

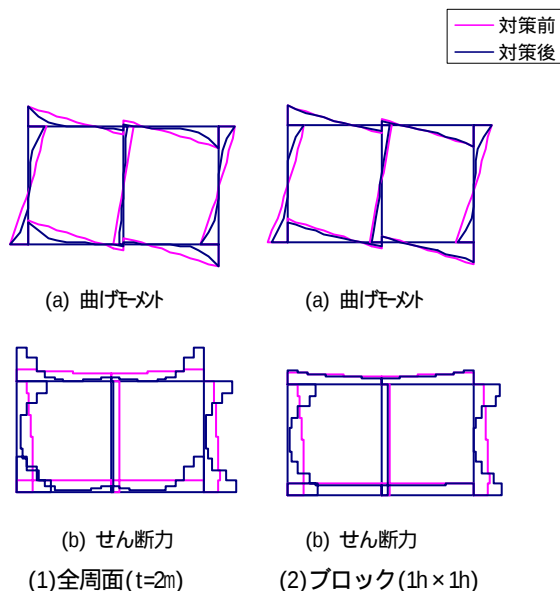


図-6.8 断面力図(軟質地盤, $\beta=100$)

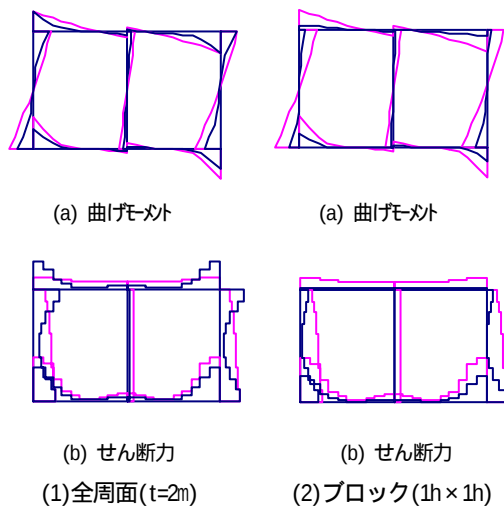


図-6.9 断面力図(岩着地盤, $\beta=100$)

7. 複合対策

(1) 対策工の概要

前章までに検討した各対策工法を、同時に複数適用することで、より大きな変位・断面力低減効果を得ようとするものである。

本章では既設の地下構造物に適用することを前提として、現実的な対策工の組合せを選定し、材料の物性値については現時点で実際に入手可能な材料として設定する。

免震材（全周面）¹⁾については、既設の地下構造物の底面への施工が困難であることから適用不可としたが、上面および側面については開削にて構造物を露出することで適用可能であるとした。本章では、免震材（側面）との違いを明確にするために、側面のみに適用する場合を免震層と呼ぶことにする。

免震材（側面）²⁾については、既設の地下構造物に対して非開削での適用が可能である。本章では免震材（全周面）との違いを明確にするために免震壁と呼ぶことにする。

免震材（上面）については、注入型³⁾の場合は既設の地下構造物に対して非開削での適用が可能である。シート型⁴⁾の場合は既設の地下構造物の上面を開削して敷設することで適用が可能である。

発泡スチロール材（EPS）⁵⁾については、既設の地下構造物周辺を開削することで設置することで適用が可能である。

地盤改良については、既設の地下構造物に対して非開削での適用が可能である。

(2) モデル化と解析ケース

本検討では地盤条件は岩着、土被り5mとした。

各免震材、EPS、地盤改良体のモデル化は、前章までに設定した要素モデルを用いる。各工法の入力物性値を表-7.1に示す。これらの値は現在入手可能な材料として設定した。ここに示していない物性値については前章までに設定した値を用いる。

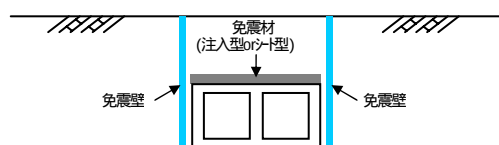
本章で検討した各工法の設置範囲を表-7.2に、解析ケースを表-7.3に示す。それぞれの解析ケースの概要図を図-7.1に示す。

表-7.1 入力物性値

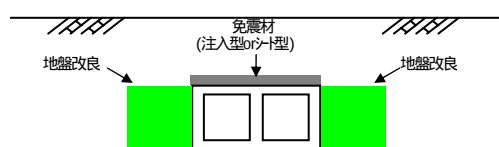
材料	項目	単位	物性値
免震層	せん断剛性	kN/m^2	290
免震壁	せん断剛性	kN/m^2	290
免震材(注入型)	せん断剛性	kN/m^2	250
免震材(シート型)	摩擦係数		0.1
地盤改良体	せん断剛性	kN/m^2	188,700
E P S	せん断剛性	kN/m^2	4000

表-7.2 設置範囲

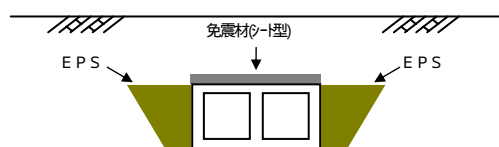
材料		
免震層	側面	構造物側壁部全面
免震壁	側面	区間長：10m， 離隔50cm
免震材(注入型)	上面	構造物上面幅
免震材(シート型)	上面	構造物上面幅 （免震層と組み合わせる場合は+免震層厚）
地盤改良体	側面	縦横5mの正方形
E P S	側面	幅2mの逆台形形状
E P S	上面	構造物上面から高さ4m 構造物上面幅 （免震層と組み合わせる場合は+免震層厚）



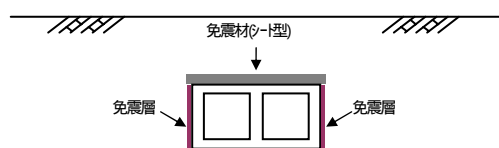
(1), (3) 免震材(注入型orシート型) + 免震材(側部)



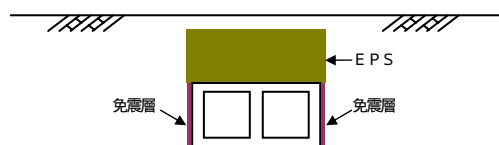
(2), (4) 免震材(注入型orシート型) + 地盤改良



(5) 免震材(シート型) + 側面 E P S



(6) 免震材(シート型) + 免震層



(7) 上面 E P S + 免震層

図-7.1 対策工の概要図

表-7.3 解析ケース

	上面	側面	備考
1	免震材(注入型)	免震壁	非開削
2	免震材(注入型)	地盤改良	非開削
3	免震材(シート型)	免震壁	上面開削
4	免震材(シート型)	地盤改良	上面開削
5	免震材(シート型)	E P S	開削
6	免震材(シート型)	免震層	開削
7	E P S	免震層	開削

(3) 解析結果と考察

解析結果を図-7.2に示す。

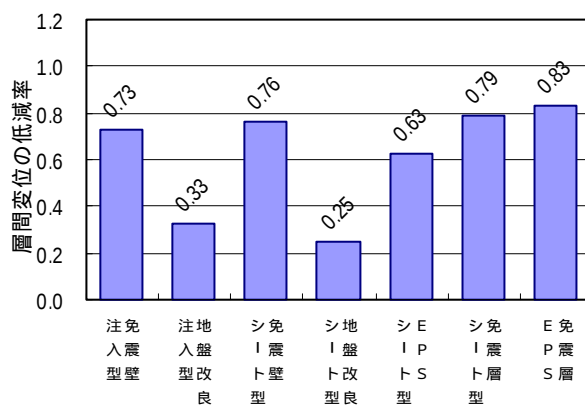
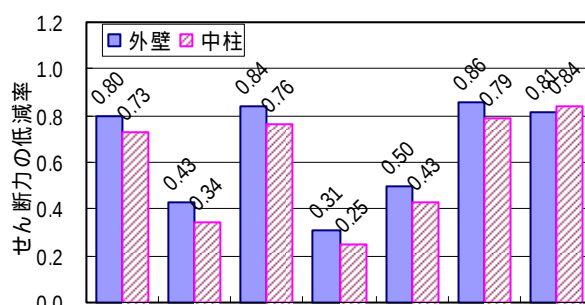
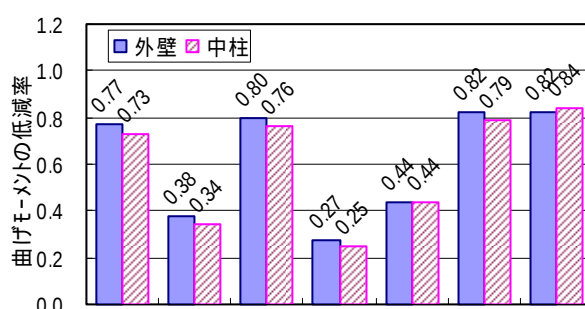


図-7.2 各複合対策工と断面力・層間変位の低減率

今回検討した組合せケースでは、層間変位・断面力のいずれにおいても、最低低減率が小さくなったのは

(4)シート型+地盤改良の組合せとなった。層間変位・断面力ともに低減率0.25~0.31となった。

次に大きな効果があったのは(2)注入型+地盤改良の組合せで、低減率は0.33~0.43であった。シート型、注入型ともに単体では低減率0.7~0.8程度である(4章 $\beta=1/10$, $\mu=1/2 \sim 1/100$ 参照)のに対して地盤改良を組み合わせることで大幅な低減効果が得られることがわかる。

(5)シート型+EPSについては層間変位の低減率が0.63であるのに、断面力の低減率は0.43~0.50とより小さくなるという結果となった。

(1)注入型+免震壁、(3)シート型+免震壁については、現時点で入手可能な材料としたこともあり(3章、4章での $\beta=1/10$, $\mu=1/2 \sim 1/100$ に相当)組合せによる低減効果の増大はあまり見られなかった。

(6)シート型+免震層、(7)EPS+免震層については、もともと全周面に設置する考えである免震層を側面のみに設置したため、組合せの効果はあまり見られなかった。

8. まとめ

本研究では、矩形地下構造物の地震対策工として、免震材、発砲スチロール(EPS)および地盤改良に着目し、地震時増分断面力の低減効果について同一条件で解析することにより、各対策工の適用性や特徴について検討した。また、既設地下構造物を対象にこれらの対策工を組み合わせ適用した際の低減効果について解析的検討を行った。これらの結果より得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- ・免震材(全周面および側面)では、免震材の剛性比 β を小さくするほど断面力や層間変位の低減率も小さくなる傾向を示した。また、免震材(側面)では設置区間長 L を長く、離隔距離 δ を小さくするほど低減率が小さくなった。これらの低減率に及ぼす影響は、地盤条件(1層均質地盤、岩着地盤)の違いによる影響が最も大きかった。今回の条件では、 $\beta=1/100$ 程度の免震材を用いることにより、免震材(全周面)の低減率は0.5~0.8程度、免震材(側面)の低減率は1層均質地盤で0.5~0.8程度、岩着地盤で0.9~0.95程度となった。
- ・免震材(上面)では、免震材(全周面および側面)の場合と同様に、免震材の剛性比 β や摩擦係数 μ を小さくするほど、設置区間長 L を長くするほど、断面力や層間変位の低減率も小さくなる傾向を示した。これらの低減率に及ぼす影響も、地盤条件の違いによる影響が最も大きかった。今回の条件では、 $\beta=1/100$ ま

はた $\mu=1/100$ 程度の免震材を用いることにより、構造物幅のみに設置した場合の低減率は0.7~0.9程度、両側面方向に構造物高さ分延長した場合の低減率は0.4~0.5程度になった。

- ・EPSでは、最も対策効果の高い形状はタイプD(構造物周辺に門型で設置した形状)であり、これ以外のタイプでは、土圧の集中の影響などによって大きな低減効果が得られなかった。
- ・地盤改良では、全般的には改良体の剛性比 β を大きくするほど断面力や層間変位の低減率が小さくなる傾向を示したが、外周部材のせん断力は無対策の場合よりも大きくなる場合が認められた。改良パターンの違いによる影響は、1層均質地盤と岩着地盤では異なるものの、側方のブロック幅を広げる方が低減率が小さくなる傾向を示した。今回の条件では、 $\beta=100$ 程度の改良体により側方を $2h \times 1h$ のブロック改良した場合の低減率は、1層均質地盤で0.7程度、岩着地盤で0.15~0.3程度となった。
- ・今回検討した組合せケースでは、(4)シート型+地盤改良の組合せ(上面:シート型免震材、側面:地盤改良)の低減率が最も小さく、0.25~0.31となった。次に(2)注入型+地盤改良の組合せ(上面:注入型免震材、側面:地盤改良)で、その低減率は0.33~0.43となった。対策工を組み合わせることにより単体での低減効果を上回る低減率が得られた。

なお本研究は、土木学会地震工学委員会「地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会(岩橋敬広:首都大学東京都市環境学部教授)」の活動の一環として、実施したものである。

参考文献

- 1) 河西寛・嶋村貞夫・笹川基史・春海正和:免震層によるトンネル横断方向の免震効果, 第一回免震・制震コロキウム講演論文集, 1996.11.
- 2) 河西寛・佐野祐一・春海正和:既設地下構造物の横断面内の免震対策, 第二回免震・制震コロキウム講演論文集, 2000.11.
- 3) 大川尚哉・大嶋義隆・渋谷武・佐藤博:低摩擦材を用いた地中ボックスカルバートの耐震性に関する研究(その5)-経時劣化した低摩擦材の摺動性に関する実験的研究-, 土木学会第57回年次学術講演会, 2002.9.
- 4) 佐藤博・大嶋義隆・大川尚哉・森田浩二・伊藤孝司:注入工法による地中ボックスカルバートの耐震性に関する研究(その3), 土木学会第59回年次学術講演会, 2004.9.
- 5) 山崎宏晃・鍋谷雅司・江寄順一・前田健一郎・児玉守広・橋泰久:地中構造物の周辺地盤置換工法による耐震補強効果の

- 検討，土木学会第58回年次学術講演会，2003.9.
- 6) 鈴木猛康：矩形断面トンネルに対する周辺地盤補強と免震構造による地震時断面力の比較，第34回地盤工学研究発表会，1999.7.
- 7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.
- 8) 発泡スチロール土工法開発機構：EPS工法設計・施工基準書（案），2002.
- (2005. ??? 受付)

Effect to Reduction of Section Forces by Seismic Retrofitting Methods for Rectungler Underground Structure

Seiji NISHIYAMA, Kousuke MUROYA, Yoshitaka OSHIMA,
Hiroshi KASAI and Mamoru ITOH

The effect of a seismic retrofitting method for rectangle underground structures is examined by analytical method. Seismic isolation material, expanded poly-styrol(EPS), and soil improvement are focused as seismic retrofitting methods. Effects of these material are studied in some ground conditions , in soft ground, hard ground, and soft ground contact with based rock just below the bottom slab. By studying each seismic isolation method in same condition, the applicability and character of them are made clear. The position of retrofitting materials and its property are changed widely in analysis for the future material development. Finally, the effect of some combination of retrofitting methods is also examined.