

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

Study on deformation property during earthquake and seismic force for rectangular underground structures

村井和彦¹・大塚久哲²・矢葺亘³¹正会員 工修 戸田建設株式会社土木設計室(〒104-8388 東京都中央区京橋 1-7-1)

(九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻博士課程在学)

²正会員 工博 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 教授(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)³正会員 工修 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 助手(同上)

This paper presents basic study on deformation property during earthquake and seismic force for rectangular underground structures by parametrical transversal 2-dimension dynamic FEM analysis, in view of dynamic interaction separated into kinematic interaction and inertia interaction. As to deformation property, a concept to improve reaction factor method is proposed. And as to seismic force, by showing interaction force and inertia force separately, it is appeared that distribution of shear interaction force caused by kinematic interaction can be evaluated by shear stress of free field, and that inertia force be evaluated by response acceleration of free field. On the other hand, added interaction force caused by inertia interaction is thought to be ground reaction by inertia force. Furthermore, several consideration to improve seismic design method for underground structures is discussed based on the results.

Key Words : Rectangular Underground Structures, Deformation Property, Seismic Force, Kinematic Interaction, Inertia Interaction, Reaction Factor, Interaction Force, Inertia Force

1. はじめに

兵庫県南部地震において地下鉄駅部の一部等に生じた甚大な被害は、これまで耐震性が高いと考えられていた地下構造物においても、地震動の大きさや周辺地盤および構造物の条件によっては、耐震検討の重要性が高い場合があることを示した。その一方で、同地震において大きな地震動が作用しても、やはり軽微な損傷に止まっている地下構造物が多いという事実にも着目しておく必要がある。また、同地震以降の耐震設計では、想定した地震動に対する構造物の応答量や損傷状態とともに、構造物の有する耐力や終局状態に対する余裕を評価することも重要となっている。すなわち、地下構造物においても、構造物の終局状態までの適用範囲を有し、耐震上の優位性をも簡便かつ精度良く評価しうる耐震設計法の開発が必要と考えられる。

地下構造物を対象とした静的耐震設計法としては、設計指針等に規定されている応答変位法が一般的となっている。しかしながら、応答変位法に関しては、非常に複雑な地盤と構造物との相互作用を表現する合理的なモデル化の方法が確立されていないとの指摘¹⁾もなされており、構造物が非線形領域に入った場合のモデル化も未だ課題として残されている。また、静的FEMを用いた方法^{例えは2)}も一般的になりつつあるが、実務上の標準的方法として普及しているとは言い難い。一方、当麻ら³⁾や

渡辺ら^{4), 5), 6)}は、構造物に作用する地震時外力を直接評価する動土圧法を提案している。この方法は、線形骨組み解析や非線形骨組み解析など、比較的簡易な方法で地下構造物の応答量や終局状態を評価しうる方法であると考えられるが、その精度向上のためには、種々の条件に応じた作用外力やその分布について評価検討しておく必要がある。また、構造物に作用する外力分布を明らかにしておくことは、応答変位法等簡易な手法の精度に関する議論にも供することができる。

筆者ら⁷⁾は、地下構造物の地震時挙動を動的相互作用問題として捉え、矩形断面を有する地下構造物横断方向を対象に、周波数領域の複素応答法⁸⁾を用いた等価線形化による2次元動的有限要素解析(以下動的解析と称する)を実施し、得られた最大応答値を用いて地下構造物の地震時挙動や変形特性を評価している。本文は、上記観点より、文献⁷⁾で実施した解析により得られた構造物の変形を、地震時における一定時刻(以下時間断面と称する)を特定して再評価するとともに、このような変形を生じさせる地震時外力に着目し、同じ時間断面を対象に、構造物の剛性や単位体積重量、地盤条件、入力地震動が外力分布に及ぼす影響を、キネマティック相互作用のみが生じる場合と、これに慣性力相互作用が付加された場合とに分離して評価検討したものである。さらに、地下構造物横断方向の耐震設計法の高度化についても、得られた結果を踏まえ、若干の考察を加えた。

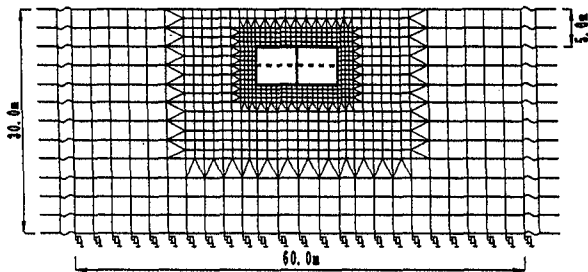


図-1 解析メッシュ

表-1 地盤の物性値

地盤 Type	地盤区分	N 値	単位体積重量	微小ひずみ時せん断弾性係数	ポアソン比
A	軟質	3	15.7 kN/m ³	33,303 kN/m ²	0.49
B	硬質	20	17.7 kN/m ³	84,935 kN/m ²	0.4

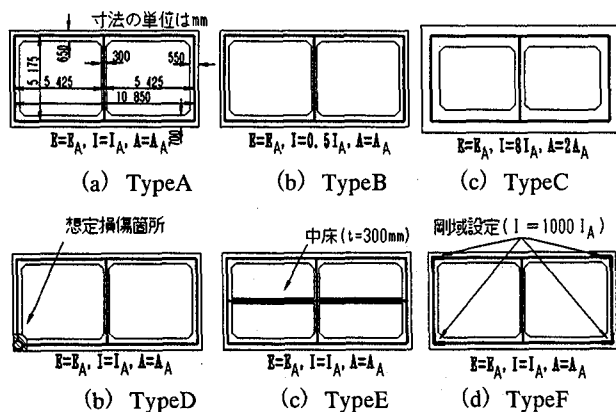


図-2 構造物タイプ

2. 動的解析の解析条件

本研究における動的解析の解析条件は、文献⁷⁾で示したものと同一であるが、ここでは概要を再掲する。

研究の対象とするモデルは、図-1に示す層厚 30m の単一層表層地盤中の土被り 5m の位置に、矩形断面の構造物が設置されている場合とした。対象とした地盤は、表-1に示す諸元を有する軟質地盤と硬質地盤（それぞれ地盤 A、B と称する）の 2 タイプである。

また、対象とした構造物は、図-2に示す 6 タイプである。このうち Type A、B、C（以下基本タイプと称する）は、常時の設計より得られた断面形状とコンクリート全断面有効剛性を用いた Type A をベースに、構造物のモデル化に用いている梁要素の剛性や断面積を一律に相違させたものである。また、Type D は、構造物の左下隅角部に著しい損傷が生じ、この箇所が回転抵抗を持たないピン状態となっていることを想定したもの、Type E は、Type A の上下床版間の中央に厚さ 30cm の中床が剛結されたことを想定したもの、Type F は、Type A において各隅角部に存在するハンチの影響を考慮し、この箇所の断面 2 次モーメントを 1000 倍としたものである。

各構造物タイプにおける梁要素の単位体積重量は、0、

表-2 構造物の見かけのせん断弾性係数と単位体積重量

構造物タイプ	見かけのせん断弾性係数 G_e	単位体積重量 γ_e	見かけの単位体積重量 γ_e
A	18,191 kN/m	①	0 kN/m ²
		②	9.6 kN/m ²
		③	19.2 kN/m ²
B	9,110 kN/m	①	0 kN/m ²
		②	9.6 kN/m ²
		③	19.2 kN/m ²
C	145,001 kN/m	①	0 kN/m ²
		②	19.2 kN/m ²
		③	38.4 kN/m ²
D	12,533 kN/m	①	0 kN/m ²
		②	9.6 kN/m ²
		③	19.2 kN/m ²
E	24,517 kN/m	①	0 kN/m ²
		②	10.9 kN/m ²
		③	21.9 kN/m ²
F	25,321 kN/m	①	0 kN/m ²
		②	9.6 kN/m ²
		③	19.2 kN/m ²

24.5, 49.1 kN/m³ の 3 ケース（それぞれ単位体積重量①、②、③と称する）を設定した。このうち、単位体積重量①は、無質量構造物を対象としていることとなり、キネマティックな相互作用のみを考慮していることとなる。また、単位体積重量②、③は相応の慣性力相互作用の影響が付加されることとなる。

以下では、各構造物タイプの剛性の指標としては、式(1)で算出した見かけのせん断弾性係数を、また、重量の指標としては、式(2)で算出した見かけの単位体積重量を用いることとする。

$$G_e = P / (\delta / H) \quad (1)$$

ここに、

G_e : 構造物の見かけのせん断弾性係数 (kN/m)

P : 構造物の外周に共役に作用させる単位長さ当たりの接線方向分布荷重 (kN/m)

δ : 上床版と下床版の相対水平変位 (m)

H : 構造物の高さ (m)

$$\gamma_e = W / A \quad (2)$$

ここに、

γ_e : 構造物の見かけの単位体積重量 (kN/m²)

W : 構造物の全重量 (kN)

A : 梁要素の囲む面積 (m²)

表-2に今回の解析における各構造物の G_e と γ_e の一覧表を示す。

解析において用いた入力地震動は、兵庫県南部地震の

表-3 構造物中心深度の自由地盤せん断弾性係数

地盤タイプ	地震動タイプ	Gf
A	I	19,946 kN/m
	II	23,477 kN/m
	III	16,004 kN/m
B	I	44,375 kN/m
	II	58,359 kN/m
	III	28,743 kN/m

際に神戸大学にて観測された NS 成分と、同波形の加速度を一律に 1/2 としたものと、同じく 2 倍としたもの（それぞれ地震動 I、II、III と称する）の 3 種類とした。各解析ケースでは、地盤の収束せん断弾性係数は地盤および入力地震動の条件に応じて異なることとなるため、以下では、表-3 にまとめる構造物中心深度における自由地盤の収束せん断弾性係数 Gf を地盤剛性の指標として用いるとともに、地盤と構造物の剛性の相違を、式(3)より求める剛性比 Gr にて評価することとした。

$$Gr = Ge / Gf \quad (3)$$

ここに、

Gr：地盤と構造物との剛性比

Ge：構造物の見かけのせん断弾性係数 (kN/m)

Gf：構造物中心深度における自由地盤のせん断弾性係数 (kN/m)

一方、両者の重量の相違は、式(4)より求める重量比 γ_r にて評価することとした。

$$\gamma_r = \gamma_e / \gamma_g \quad (4)$$

ここに、

γ_r ：地盤と構造物との重量比

γ_e ：構造物の見かけの単位体積重量 (kN/m²)

γ_g ：地盤の単位体積重量 (kN/m²)

解析ケースは、地盤が 2 タイプ、構造物が 6 タイプ、梁要素の単位体積重量が 3 タイプ、入力地震動が 3 タイプの、合計 108 ケースである。

3. 構造物条件に応じた変形の相違

3.1 構造物の変形特性

本章では、構造物の剛性や重量が地震時の変形特性に及ぼす影響を、時間断面を特定して再整理したうえで考察する。なお、本文で対象とした時間断面は、各ケース間での比較を容易にするため、自由地盤の構造物上下床版位置において最大相対変位が発生する時刻に統一している。

図-3 は、地盤 A、地震動 III における構造物基本タイプの変形を、梁要素の単位体積重量が①および③の場合に

ついて示したものである。図では、鉛直方向の変形は水平方向の 10 倍に拡大している。図のうち、梁要素の単位体積重量が①の場合、すなわち、キネマティック相互作用のみが生じている場合に注目すると、構造物の変形形状は Gr に応じて大きく相違していることがわかる。すなわち、Gr が 1 に近い TypeA の場合は、構造物は単純なせん断変形に近い変形を示しているのに対し、Gr が 0.5 程度と小さい TypeB では、せん断変形に加え、各部材における曲げ変形が卓越するとともに、左側壁部が上方に変位する方向の回転変位も生じている。一方、Gr が 9 程度と大きい TypeC では、せん断変形や部材の曲げ変形よりも、むしろ TypeB とは逆方向の回転変位が卓越する結果となっている。

また、単位体積重量が③の場合は、これらに慣性力相互作用の影響が付加されていることとなるが、キネマティック相互作用のみが生じている場合と比べて、構造物全体の水平変位が大きくなる傾向にあることがわかる。さらに Gr が小さい TypeB では、構造物のせん断変形や部材の曲げ変形がさらに卓越する傾向も認められる。但し、各構造物タイプとも、慣性力相互作用の付加による挙動の相違は、剛性の相違に起因するものほど顕著なものとはなっていない。

図-4 は、図-3 と同様に、構造物 TypeD, E, F について、単位体積重量を①とした場合の変形を、Ge が類似する構造物基本タイプの変形とともに示したものである。これらのうち、左下がピン状態となっていることを想定した TypeD では、ピンを設置している左側の上部は Ge の小さい TypeB に、また、健全な状態である右側は TypeA に近い変形形状となっていることがわかる。また、他の構造物タイプとは異なり、中壁部にも鉛直変位が発生するなど、変形が左右で異なっていることも特徴的である。

また、中床を有する TypeE では、全体的には TypeA と TypeC との中間に位置する変形形状となっており、地盤に接している上下床版や側壁では、部材剛性が同じである TypeA の変形形状と類似している。但し、中床には上下床版とは異なる形状の変形が認められ、同部材のように地盤に接していない部材では、地盤に接している部材とは異なり、端部が拘束された自由振動が発生することとなる。

一方、隅角部に剛域を設定した TypeF では、TypeE と同様に、全体的には TypeA と TypeC との中間に位置する変形形状となっているが、剛域を設定した隅角部付近の変形は、局所的に TypeC に近い形状となっている。これは、構造物部材における剛性変化も変形形状に影響を与えることを示すものである。

このような構造物の剛性や重量に起因する変形の相違に関する傾向は、今回実施したすべての解析ケースにおいて、地盤条件や地震動が相違しても定性的には同じであることを確認している。

以上をまとめると、地震時における地下構造物の挙動

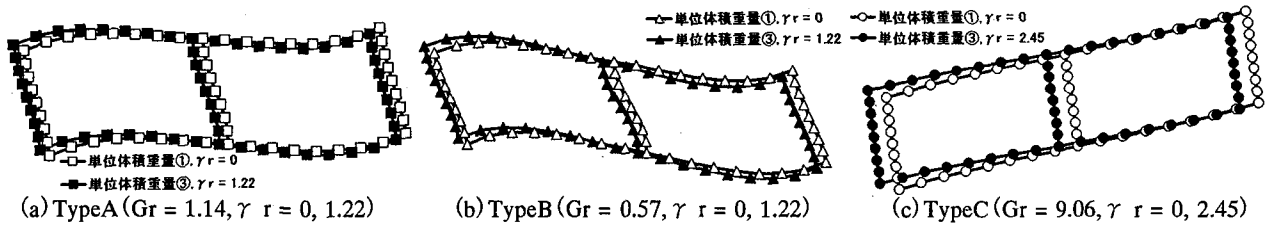


図-3 構造物の変形（地盤A、地震動Ⅲ、構造物 TypeA, B, C）

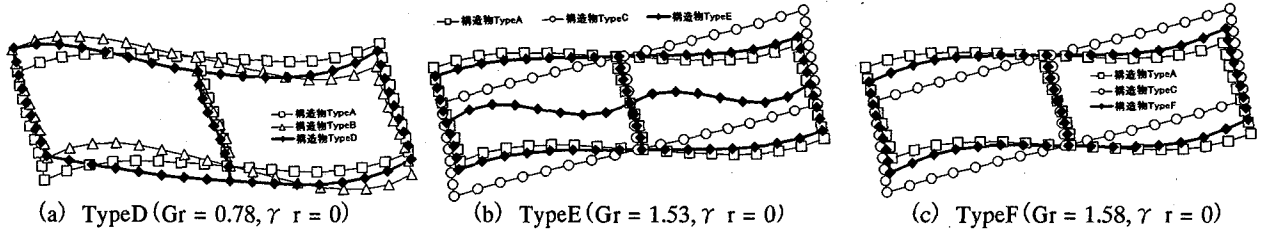


図-4 構造物の変形（地盤A、地震動Ⅲ、構造物 TypeD, E, F）

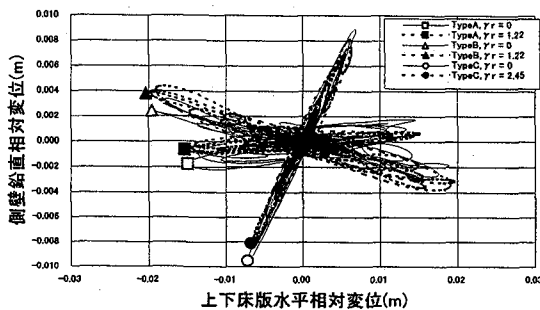


図-5 上下床版水平相対変位と側壁鉛直相対変位

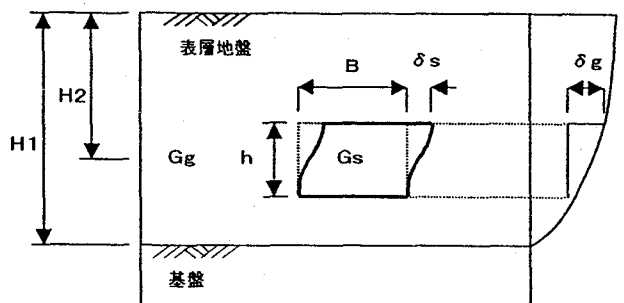


図-6 水平変位のみに着目した応答係数算出の概念

は、構造物の全体剛性や部材剛性、および構造物の単位体積重量に応じて相違することとなり、構造物全体の挙動に着目すると、地盤のせん断変形に追従した構造物のせん断変形と回転変位が、また、局部的に着目すると、部材剛性に応じた曲げ変形が発生する。構造物は、これら3種類の挙動が相まって、全体として地震時の地盤変形に追従する。また、地盤に接していない部材には、端部が拘束された自由振動が生じる。

3. 2 構造物のせん断変形と回転変位

次に、上記地盤の挙動に追従する構造物の挙動のうち、構造物全体の挙動のみに着目し、せん断変形と回転変位の関係について考察する。

図-5は、地盤A、地震動Ⅲにおける構造物基本タイプについて、梁要素の単位体積重量を①および③とした場合の上下床版間の水平相対変位と、左右側壁の鉛直相対変位との関係を、全解析時間について示したものである。図に示している●等は、対象とした時刻におけるデータを示している。図より、各構造物タイプとも、構造物に発生するせん断変形と回転変位は同位相で発生していることがわかる。また、対象とした時刻は、せん断変形と回転変位がともに最大となる時刻となっている。この傾向は、他の構造物タイプや地盤、入力地震動条件でも同じであることを別途確認している。文献⁷⁾では、このような挙動の相違は Gr と γr を指標とすれば評価できる

との知見を得ているが、以下では、これについての定量的評価を試みる。

西山ら⁹⁾は、矩形断面を有する地下構造物を対象に、形状、寸法、設置位置、地盤条件をパラメトリックに変化させた動的解析を実施し、構造物の上下床版間相対変位の簡易推定法として、自由地盤の相対変位に式(5)～式(7)より求める応答係数を乗じる方法を提案している。

$$\alpha = a \ln(Gf/Gc) + b \quad (5)$$

$$a = 0.091 (B/h) + 0.053 (H1/H2) - 0.07 \quad (6)$$

$$b = -0.036 (B/h) + 0.040 (H1/H2) + 0.92 \quad (7)$$

ここに、 α : 応答係数

B : 構造物幅 (m)、 h : 構造物高さ (m)

$H1$: 地表面から基盤までの距離 (m)

$H2$: 地表面から構造物中心までの距離 (m)

これらは、図-6に示す概念で、自由地盤と構造物の上下床版位置での水平方向相対変位の比に着目し、重回帰分析により得られたものである。しかしながら、構造物剛性と地盤剛性との相違が大きい場合は、上述したように構造物には回転変位も生じることとなる。そこでここでは、今回の解析ケースを対象に、西山らと同様に水平

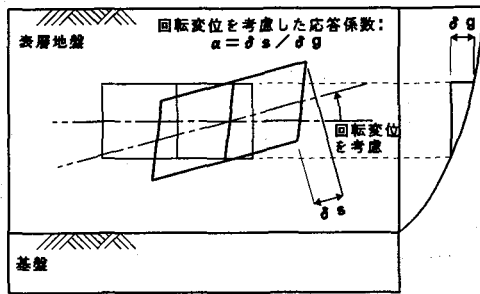


図-7 回転変位を考慮した応答係数算出の概念

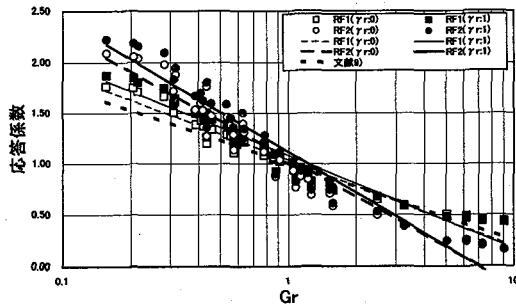


図-8 応答係数と剛性比との関係

表-4 回帰分析による応答係数算出パラメータ

CASE	γ_r	a	b
RF1	0	-0.37	1.03
	1	-0.39	1.08
RF2	0	-0.53	1.05
	1	-0.57	1.11
式(5)~(7)	-	-0.33	1.00

変位のみに着目した場合（以下 RF1 と称する）と、図-7に示す概念で、構造物の回転変位も考慮した場合（以下 RF2 と称する）を対象に、応答係数を算出した。図-8は、Gr を横軸として、RF1 と RF2 における応答係数の計算値を、本研究における条件を式(5)~(7)に代入して得た結果とともに示したものである。図に示した計算値は、各ケースにおける重量に起因する相違の比較を容易にするため、 $\gamma_r=0$ のものと、 $\gamma_r=1$ に補間したものを示している。また、図には、回帰式を式(8)として実施した回帰分析結果も併記しているが、同定されたパラメータ a、b は表-4に示すとおりである。

$$\alpha = a \ln(\text{Gr}) + b \quad (8)$$

図より、RF1 の場合は式(5)~(7)による結果とよく一致しているが、RF2 の場合は、構造物の剛性と地盤剛性との相違が大きい場合には差異が生じていることがわかる。また、式(5)~(7)では考慮されていないが、 γ_r の影響も認められる。ここでの分析は式(5)~(7)のように種々の構造物や地盤条件について実施したものではないが、剛性比のみならず重量比も指標とし、構造物の回転変位を考慮した応答係数を算出することにより、式(5)~(7)の精度向上が図られるものと考えられる。但し、

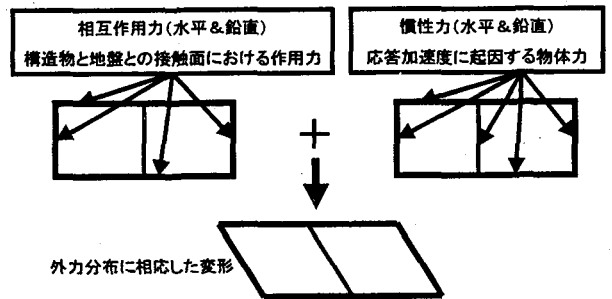


図-9 構造物に作用する地震時外力の概念

このような簡易算定式で得られた結果は、構造物の変形が一樣なせん断変形であると仮定して求めていることとなり、上下床版間の相対変位や中壁の変形については適切に評価できるものと考えられるが、局所的な部材の曲げ変形については適用範囲外であることに留意する必要がある。曲げ変形も含めた各部材位置での評価を適切に行うためには、次章以降に示す構造物に作用する地震時外力に着目した検討など、作用する外力の分布に着目した検討を要する。

4. 構造物に作用する地震時外力

4.1 はじめに

本章では、前章で示した構造物の変形を生じさせる地震時外力に着目し、今回の解析ケースにおける諸条件による相違を考察する。ここでの検討は、地下構造物に作用する地震時外力を、図-9に示す概念で、地盤と構造物との接触面に作用する接線方向、法線方向の相互作用力と、構造物に直接作用する物体力である水平方向、鉛直方向慣性力の2種類に分離して考察する。これら2種類2方向の力は、地下構造物をサブストラクチャーとして取り出すことを考えた場合、構造物に直接作用する地震時外力となる。また、動的解析において、粘性減衰の影響が小さいものと仮定して無視すると、水平方向、鉛直方向ともに、任意の時刻において釣合いの関係にあり、これらの地震力を構造物に静的に作用させると、その時刻における構造物の変形や断面力を正確に求めることができる。

前述したように、このような観点の地震時外力の評価は、当麻ら³⁾や渡辺ら^{4), 5), 6)}によりすでに実験や解析、および理論展開による検討が行われている。

このうち、当麻らは、構造物の側壁に作用する法線方向相互作用力に着目し、これが上下床版に作用するせん断力と構造物全体に作用する慣性力に対する抵抗力となることや、その分布が剛性比に応じて符号が逆転することを明らかにしている。また、剛性比をパラメータとした係数を用い、水平方向の慣性力と相互作用力の合力の関係を示す簡便式を提案している。これによると、剛性比が1の場合は、構造物は単純なせん断変形となり、側壁の水平方向相互作用力の合力は0となる。一方、剛性

比が 0.01 の場合は、下床版の水平方向相互作用力の合力が 0 となり、上床版の相互作用力、慣性力、側壁の相互作用力が釣り合うこととなる。しかしながら、慣性力の影響の分離や外力分布に関する評価はされていない。

一方、渡辺らも、上記当麻らの見解とともに、構造物側壁に作用する水平方向相互作用力は、地盤と構造物の相対変位に依存し、構造物の上下床版に作用する地盤のせん断力を地中構造物がその剛性の大小にしたがって支持する程度に応じて発生すること、構造物の慣性力は側壁の水平方向相互作用力の分布形状に影響を与えないことなど、種々の知見を示している。また、渡辺⁶⁾は、側壁および上下床版に作用する法線、接線方向の相互作用力分布を解析的に求める方法を提案しているが、これらの提案式は、基盤に入力する共振定常状態の正弦波入力を対象として展開されているものであり、また、地震動入力に対する拡張も検討されているが、その方法は、基本モードのみを考慮し、速度応答スペクトルを用いたものとなっている。

また、中村¹⁰⁾は、このような動土圧法の概念を踏まえ、矩形断面の外力および支持条件を、単純支持条件と集中荷重および3角形分布荷重に簡素化したモデルを用い、構造物の保有変形能を求める方法を提案している。

本章では、これら既往の知見を踏まえ、構造物に作用する地震時外力を、キネマティック相互作用のみが発生する場合と、これに慣性力相互作用が付加される場合とに分離して評価することとする。

4. 2 キネマティック相互作用に起因する相互作用力

ここでは、単位体積重量が①の場合、すなわち、キネマティック相互作用のみが生じる場合における相互作用力について考察する。なお、ここでのケースでは、応答加速度は発生するものの、質量が 0 のため構造物には慣性力は作用しない。すなわち、構造物の変形や断面力は、相互作用力のみで起因することとなる。

図-10および図-11は、それぞれ地盤AおよびBについて、地震動Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、構造物基本タイプを対象に、側壁、上床版、下床版の法線方向、接線方向に作用する相互作用力を示したものである。なお、本図は動的解析より得られた節点力を示したものであるが、隅角部においてはそれぞれの分担幅を考慮して両方向に配分したものを示しており、側壁法線方向と上下床版の接線方向、および、側壁接線方向と上下床版法線方向の値は対応したものとなっている。また、図のうち、接線方向のものに関しては、同時刻における各深度の自由地盤のせん断応力に分担幅を乗じたものも併せて示している。

図より、側壁法線方向では、各ケースとも分布は側壁中央部を中心とする対称形となっているが、その値や符号は構造物の剛性に大きく依存していることがわかる。構造物の剛性が大きい TypeC は、下床版から上床版に単調減少の傾向となっているのに対し、剛性の小さい

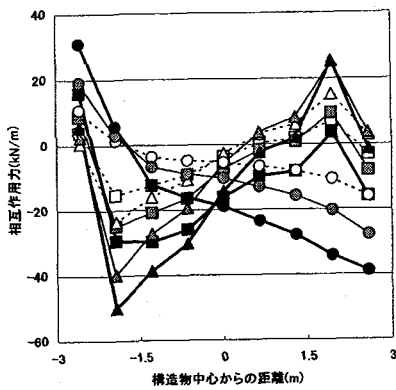
TypeA や TypeB では、逆に単調増加の傾向であり、両隅角部の内側で折れ点を有し、隅角部では 0 に近い値となる分布となっている。このような傾向は、上述した当麻らや渡辺らの知見とも一致している。また、上下床版の法線方向についても分布形状は構造物の剛性に大きく依存しており、TypeC は構造物中心から隅角部にかけて単調に値が変化しているが、TypeA や TypeB は両隅角部の内側で折れ点を有し、符号が反転する分布となっている。このような法線方向の相互作用力の分布は、地盤に接する部材に発生する曲げ変形と対応している。

一方、側壁接線方向では、各ケースとも下床版から上床版にかけて単調に減少する分布傾向となっており、全体的には構造物の剛性が大きいほど若干大きい値を示しているものの、法線方向と比較して構造物の剛性に起因する相違は小さい。さらに、図に示した自由地盤のせん断応力と相互作用力を比較すると、各ケースとも概ね一致している。また、上下床版の接線方向についても、隅角部を除くと、側壁と同様に構造物の剛性による相違は顕著ではなく、自由地盤のせん断応力ともよく一致している。すなわち、接線方向の相互作用力は、今回の解析ケースでは、構造物の剛性の影響は小さく、自由地盤のせん断応力で評価できるものと考えられる。但し、上下床版水平方向の隅角部については、構造物剛性に起因した相違がある。

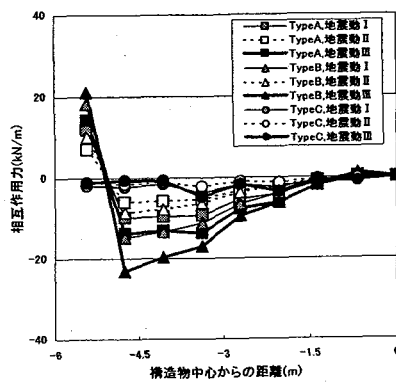
これらの傾向は、地盤条件や入力地震動が相違しても概ね同じである。但し、入力地震動に関しては、その大きさに応じて相互作用力も大きくなる傾向にはあるが、単純に比例的に大きくなっているわけではない。このことは、村井ら¹¹⁾が示している、地下構造物に発生する断面力が入力地震動の大きさに対して一般に単調増加ではあるものの、比例して大きくならないとの知見を、構造物の作用外力という観点より検証するものである。

図-12は、地盤A、地震動Ⅲの場合の構造物 TypeD, E, F の相互作用力の分布形状を、Ge が類似する構造物基本タイプのものと比較して示したものである。図より、TypeD では、法線方向に関しては、特に側壁部と隅角部において、損傷の有無に相応して左右で相互作用力の分布形状が異なることがわかる。これは、構造物に損傷が生じた後は、損傷程度に応じて相互作用力が変化することを示すものである。これに対して接線方向は、隅角部を除き、損傷の有無に起因した相違は認められず、構造物基本タイプと同じ傾向となっている。

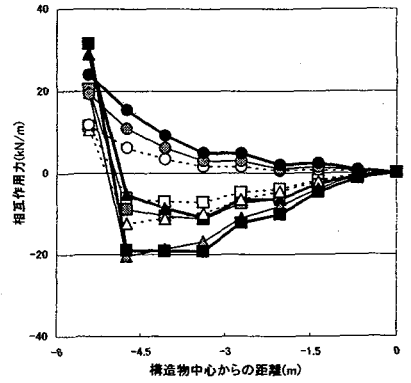
今回実施しているような等価線形解析において構造物に損傷が生じることを想定した解析を行う場合は、TypeD のように局所的に、あるいは、TypeB のように構造物全体に剛性を低下させた等価な線形梁にてモデル化する事例が多い。しかしながら、このような方法では、物理的には最初から損傷が生じている構造物を対象とした解析を実施していることとなり、その解は、実際とは異なる動的相互作用問題に関するものとなる。これを構



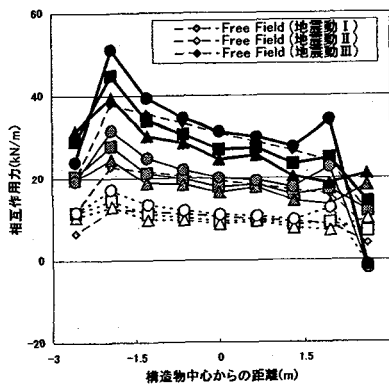
(a) 側壁部法線方向



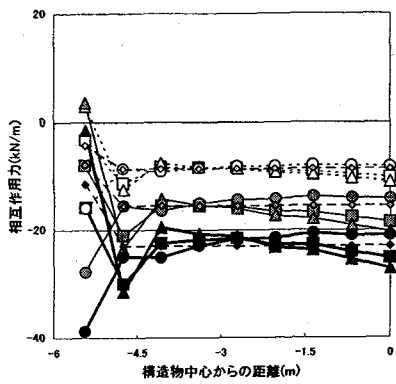
(b) 上床版部法線方向



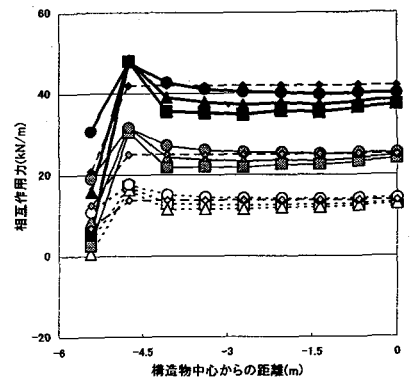
(c) 下床版部法線方向



(d) 側壁部接線方向

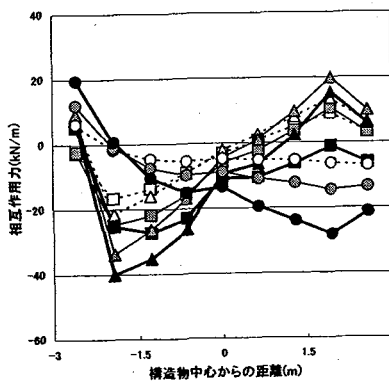


(e) 上床版部接線方向

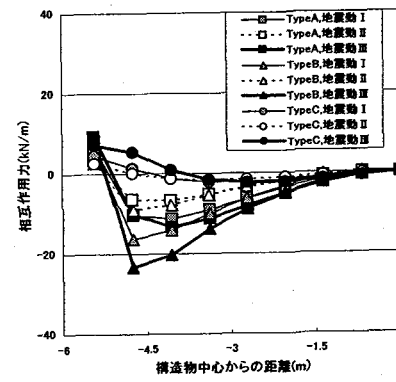


(f) 下床版部接線方向

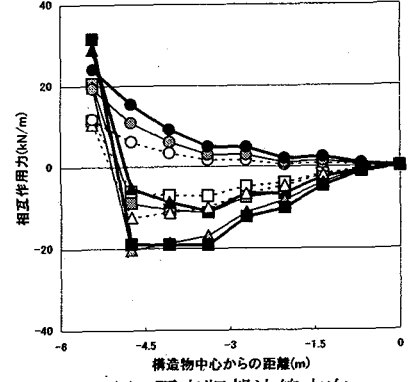
図-10 構造物に作用する相互作用力 (構造物 TypeA, B, C, $\gamma r = 0$, 地盤A、地震動 I, II, III)



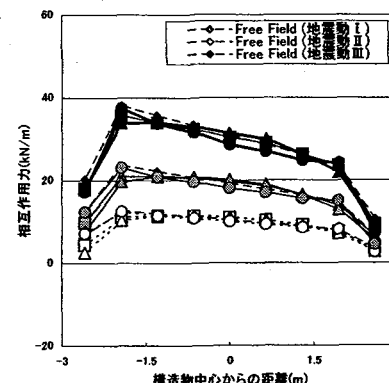
(a) 側壁部法線方向



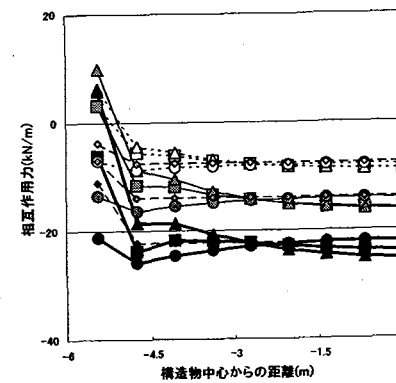
(b) 上床版部法線方向



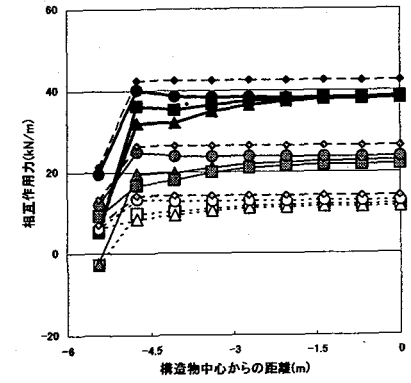
(c) 下床版部法線方向



(d) 側壁部接線方向



(e) 上床版部接線方向



(f) 下床版部接線方向

図-11 構造物に作用する相互作用力 (構造物 TypeA, B, C, $\gamma r = 0$, 地盤B、地震動 I, II, III)

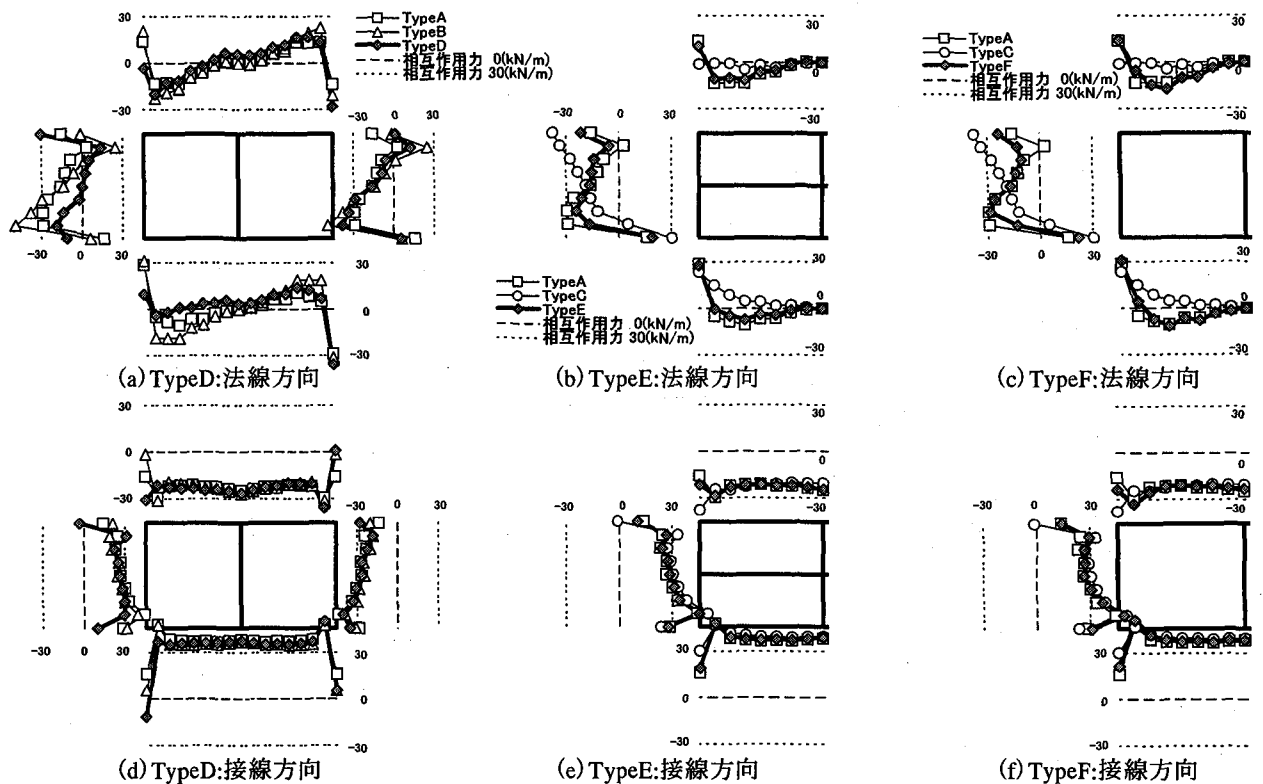


図-12 構造物に作用する相互作用力(構造物 TypeD, E, F, $\gamma_r = 0$, 地盤 A, 地震動Ⅲ)

造物に作用する地震時外力という観点より換言すると、損傷が生じる前後の地震時外力の相違や、損傷発生後の外力分布の過渡的な変化を適切に表現できないということとなる。しかしながら、構造物に作用する接線方向の地震時外力には、構造物の剛性の影響は小さく、損傷が生じた場合も含め、構造物の剛性の相違が相互作用力に及ぼす影響は法線方向について考慮すれば良いものと考えられる。

また、当然ながら構造物の損傷過程を解析的に正しく評価するためには、非線型時刻歴動的解析を実施する必要があるが、今回の解析ケースは、構造物の全体が一律に曲げ剛性が半減する、または、一部に極端な損傷が生じているなど、極端な損傷状態を想定しているものであり、最初に述べたように、兵庫県南部地震クラスの地震動が作用しても軽微な損傷に止まる場合の適用性については別途検討が必要である。すなわち、構造物の非線形性に着目した等価線形解析の適用限界は、その剛性低下をパラメータに、地震時外力という観点で比較しておく必要があるものと考えられる。

一方、構造物 TypeE および TypeF については、表-3 に示したように G_e が概ね同じであり、法線方向の相互作用力も全体的には TypeA と TypeC の中間程度によく似た分布傾向となっている。しかしながら、詳細に見ると、中床を有する TypeE は、TypeA のものより一律に剛性の小さい側に相違する分布となっているのに対し、剛域を有する TypeF では、隅角部近傍までは TypeA と同様であるが、剛域部近傍での変化が大きくなっている。

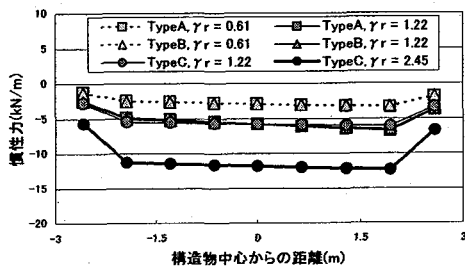
これはすなわち、地下構造物に作用する法線方向相互作用力は、全体剛性のみならず部材における剛性の変化にも影響を受けることを示すものである。これに対して接線方向の相互作用力は、これまで示した結果と同様に、構造物剛性の影響は小さい結果となっている。

総じて、キネマティック相互作用のみに起因する相互作用力は、構造系全体としての釣り合いを保ちつつも、構造物の全体剛性に依じて法線方向の分布形状が異なり、また、損傷や部材剛性変化にも相応した相違が生じることとなる。これらは前述した構造物の変形と対応している。一方、接線方向の相互作用力は、隅角部近傍を除き、構造物剛性による影響は小さく、自由地盤に発生するせん断応力とよく一致した分布傾向となっている。

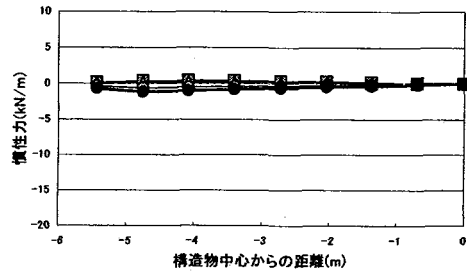
4. 3 構造物に生じる慣性力分布

次に、単位体積重量が②および③の場合に構造物に作用する慣性力分布に着目する。

図-13は、構造物基本タイプを対象に、地盤 A、地震動Ⅲの場合における側壁水平方向と下床版鉛直方向の慣性力分布を示したものである。ここでの慣性力は、各節点の応答加速度に構造物質量を乗じて求めたものであるが、隅角部および中壁と床版との接合部については、図-10などと同様に、分担率を考慮して各部材に配分したものを示している。図より、構造物に作用する慣性力は、構造物の γ_e が支配要因であり、剛性に起因する相違は小さいことがわかる。文献⁷⁾で示したように、構造物の応答加速度は、構造物の剛性にも依じて、同深度におけ



(a) 側壁部水平方向



(b) 下床版部鉛直方向

図-13 構造物に作用する慣性力 (構造物 TypeA, B, C, 地盤 A)

る自由地盤の応答加速度とは異なる値となり、また、水平のみならず鉛直方向の応答加速度も生じることとなる。しかしながら、構造物に作用する地震時外力としての慣性力を相互作用力と比較すると、水平方向については構造物剛性に起因する相違が小さく、また、鉛直方向は水平方向の 1/10 程度であり値自体が小さいこととなる。これはすなわち、構造物に作用する慣性力は、自由地盤の応答加速度を用いて評価しうることを示すものである。なお、構造物タイプや入力地震動、および地盤条件が相違しても慣性力の上記傾向は同じであることを別途確認している。

4. 4 慣性力に起因する相互作用力の変化

ここでは、慣性力の影響が付加された場合の相互作用力について、構造物重量が 0 である場合の相互作用力に対する増分値に着目して考察する。

図-14および図-15は、それぞれ地盤 A および B について、地震動Ⅲ、構造物基本タイプを対象に、相互作用力の増分値の分布を示したものである。このうち側壁法線方向では、増分値が部材全体に発生しているが、その分布形状は地盤条件に応じて異なっており、地盤 A では中央部と比較して隅角部で増分値が大きい分布であるのに対し、地盤 B では部材全体にわたり一律に増分値が発生している。前述したように、渡辺らは慣性力の影響は側壁法線方向相互作用力の分布形状に影響を与えないとの知見を示している。しかしながら、地盤 A では、増分値の符号が同じであるため分布形状に大きな影響を及ぼすまでには至らないものの、地盤 B と比較して単純な平行移動ではないこととなる。図には、地震動Ⅰ、単位体積重量③の場合の増分値も併記しているが、このような地盤条件による分布傾向の相違は、入力地震動、言い換えれば、地盤剛性による影響は小さい結果となっている。また、増分値は構造物の見かけの単位体積重量 γ_e が主たる支配要因となっており、構造物剛性の影響も小さい。したがって、地盤条件による分布形状の相違は、平面ひずみ状態におけるポアソン比の影響と推察される。また、増分値は水平方向慣性力に対する地盤の反力抵抗であると考えられる。

一方、側壁接線方向および上下床版法線方向の増分値は、隅角部近傍のみに集中し部材中央部では小さい傾向

にあり、慣性力の鉛直方向の差に起因して構造物に発生する回転変位に対する抵抗と考えられる。また、上下床版接線方向の増分値は、隅角部に集中する傾向は同じであるものの、部材中央部にも若干の影響が認められ、構造物の水平変位に対する地盤抵抗であると考えられる。なお、これらの増分値も、上床版法線方向以外はすべて、構造物の見かけの単位体積重量 γ_e が主たる支配要因となっており、構造物剛性の影響は小さい。上床版法線方向は、構造物剛性の影響が認められるが、これは地表面の影響であり、土被りが大きい場合は剛性の影響も小さいものと考えられる。

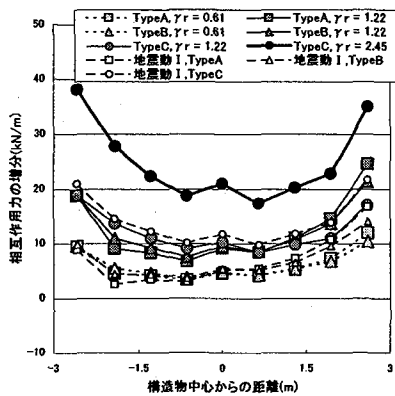
他の解析ケースについても、これらの傾向は同じであることを別途確認している。総じて、慣性力相互作用が付加されると、系の釣り合いを保つように相互作用力も変化するが、慣性力相互作用による相互作用力は、キネマティック相互作用による相互作用力と大きく分布傾向が異なっており、側壁法線方向や上下床版接線方向、すなわち、水平方向の相互作用力に及ぼす影響が大きく、鉛直方向に関しては隅角部に集中する傾向にある。換言すれば、このような増分値は、構造物に作用する慣性力に相応した地盤の反力抵抗であると考えられる。

5. 考察

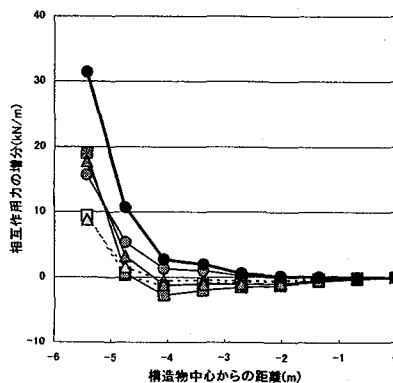
本章では、前章で明らかにした地下構造物に作用する地震時外力に関する基礎的なデータと、構造物の剛性および重量が地震時外力に及ぼす定性的な傾向を踏まえ、地下構造物横断方向の耐震設計法について、いくつかの考察を加える。

5. 1 応答変位法における作用外力と高度化

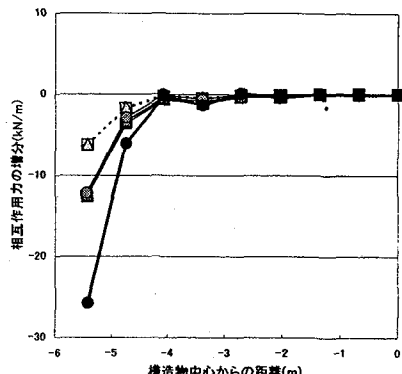
応答変位法は、地盤バネにて支持された骨組みモデルに、駐車場設計・施工指針¹²⁾などに規定されているように、地震時土圧と周面せん断力、および慣性力の 3 種類の地震時荷重を作用させる方法である。このようなモデルにおいて構造物に作用する力は、3 種類の地震時外力のみではなく、各節点に構造物の変位に相応したバネ反力が作用し、系の釣り合いを保っていることとなる。また、駐車場指針では、地盤バネの算出は、静的 FEM を用い、地盤のみをモデル化して構造物の外周位置に単



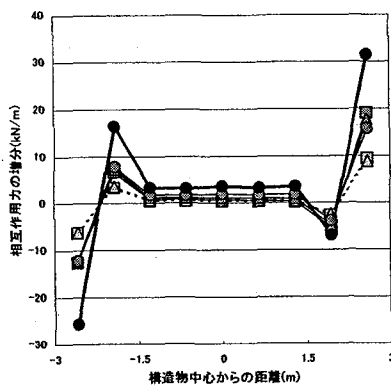
(a) 側壁部法線方向



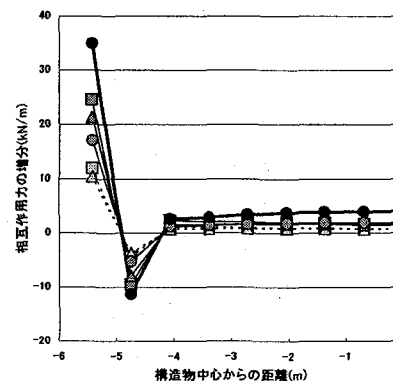
(b) 上床版部法線方向



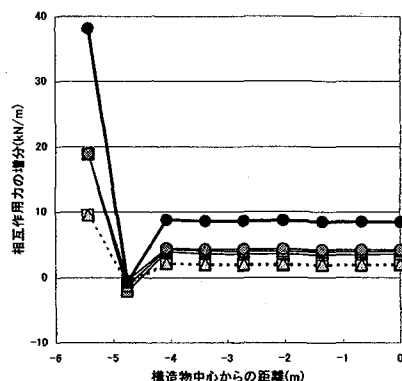
(c) 下床版部法線方向



(d) 側壁部接線方向

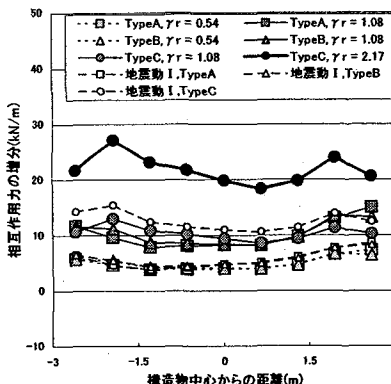


(e) 上床版部接線方向

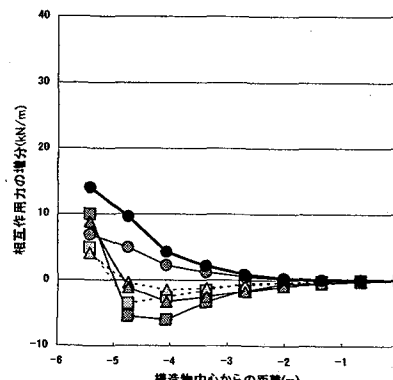


(f) 下床版部接線方向

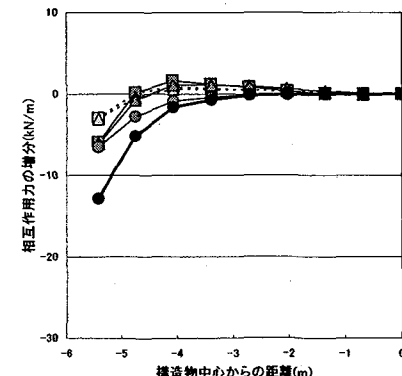
図-14 慣性力影響が付加された場合の相互作用力の増分 (構造物 TypeA, B, C、地盤 A、地震動Ⅲ)



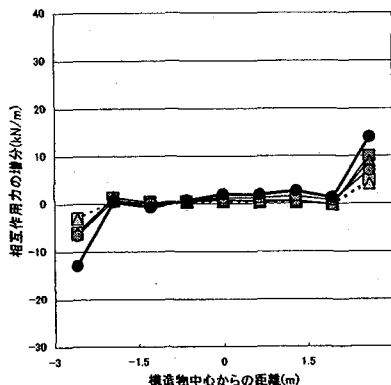
(a) 側壁部法線方向



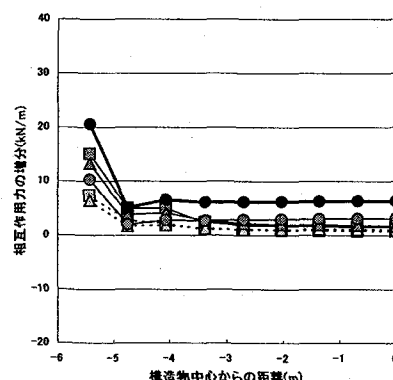
(b) 上床版部法線方向



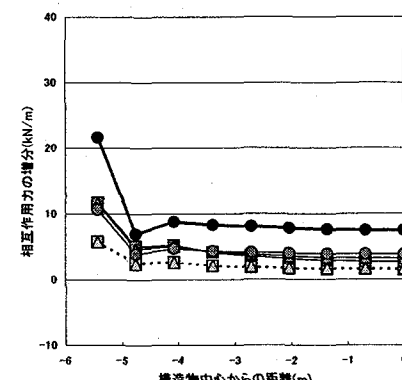
(c) 下床版部法線方向



(d) 側壁部接線方向



(e) 上床版部接線方向



(f) 下床版部接線方向

図-15 慣性力影響が付加された場合の相互作用力の増分 (構造物 TypeA, B, C、地盤 B、地震動Ⅲ)

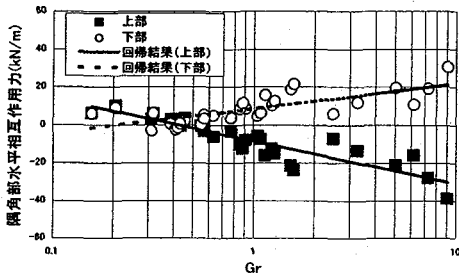


図-16 隅角部水平方向相互作用力と Gr の関係

表-5 回帰分析による隅角部相互作用力のパラメータ

位置	a	b
上部	-9.8	-8.4
下部	5.6	8.8

位強制変位を作用させる方法を規定している。これは、物理的には剛体構造物に物体力が作用した場合の地盤反力を求めていることとなる。前述したように、慣性力に相応する相互作用力の増分は地盤の抵抗力と考えられるため、慣性力に対する設計については、このようなモデルを用いることに対する合理性があると考えられる。しかしながら、キネマティック相互作用に起因する相互作用力については、同じ支持条件にて外力を作用させることの合理性は明確ではないと考えられる。例えば、本文で示したように、キネマティック相互作用に起因する構造物接線方向の作用外力は、自由地盤のせん断応力とよく一致しているが、応答変位法における周面せん断力も同様に地盤のせん断応力から算出することとなっているため、接線方向バネによる反力が結果として同方向の作用外力の精度低下を招くことが考えられる。

いずれにしても、応答変位法に関する精度の検証は、応答変位法における地震時外力とバネ反力の和と、本文で示しているような相互作用力と慣性力の和との比較検討により行う必要がある。また、応答変位法の高度化に関しては、地震時外力の特性を考慮した外力の与え方や支持条件などを検討していく必要がある。

5. 2 地震時外力のモデル化と保有耐力

動土圧法は、応答変位法と比較して、構造物に作用する外力を直接評価するものであり、これら外力が適切に評価できれば、非常に高精度かつ簡易な手法である。しかしながら、本文で示したように単純な条件においても外力分布の傾向は非常に複雑である。今回のケースより、キネマティック相互作用に起因する接線方向外力は自由地盤のせん断応力を、また慣性力は自由地盤の応答加速度を用いて概ね評価できるなどの知見を得ている。しかしながら、動土圧法を実務設計における一般的な手法とするためには、キネマティック相互作用に起因する法線方向外力分布や隅角部における荷重の集中、慣性力に起因する相互作用力の増分などに関しても定量的な評価を行う必要がある。図-16は、構造物 TypeD を除く全ケー

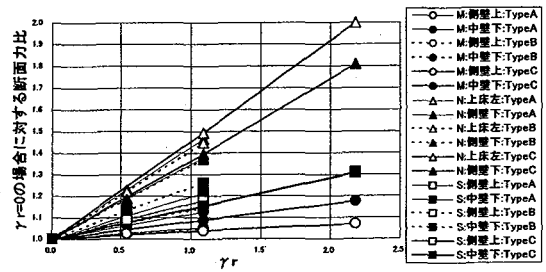


図-17 γ_r と隅角部断面力の関係

スについて、単位体積重量が①の場合の上部および下部隅角部における水平方向相互作用力を剛性比をパラメータに示したものである。図より、隅角部相互作用力は、剛性比に対して地震動や地盤条件によらず上部については単調増加、下部については単調減少の関係にあることがわかる。式(8)の回帰式を仮定して分析すると、表-5の係数となる。しかしながら、このような関係については、応答係数と同様に、種々の条件での分析を行う必要がある。

また、ここで実施している動的解析は等価線形化法であるため構造物は線形範囲に限定しているが、さらに構造物の非線形性を評価し、応答損傷状態や構造物が保有する耐力を照査する必要がある。このうち耐力に関しては、橋梁等の地上構造物では、作用する外力として慣性力が支配的であることより、これを重心位置に漸増荷重として作用させる、いわゆるプッシュオーバーアナリシスが主流となっているが、地下構造物の場合は、本文で示したように、構造物に対する地震時外力の分布が複雑である。すなわち、構造物のみを梁にてモデル化し単純な荷重を増分する方法では、耐力の適切な評価は困難であると考えられる。梁モデルを用いた荷重漸増により保有耐力を求める場合は、構造物が非線形領域に入った場合の損傷の進展に応じた地震時外力の変化を評価したうえで行う必要がある。その際には、図-10などに示したように、構造物が線形領域にあると限定しても、地盤の非線形性に起因して、入力地震動と地震時外力は単純な比例関係にはなく、地盤の破壊も考慮し、地震時外力の頭打ちや限界点を押さえておく必要がある。これに加えて、地盤と構造物の接触面におけるすべりや剥離についても作用外力という観点より重要な評価項目である。今後のデータ蓄積による外力や支持条件などのモデル化と、これらが結果に及ぼす影響の把握が重要である。

5. 3 慣性力相互作用が地震時断面力に及ぼす影響

ここでは、地震時外力に起因して地下構造物に発生す断面力に及ぼすキネマティック相互作用と慣性力相互作用の影響について簡単に考察する。

図-17は、地盤が A、地震動がⅢの場合について、構造物基本タイプを対象に、値が大きい位置に着目し、 γ_r が任意の値をとるときに構造物に発生する断面力を、 γ_r が 0 の場合の断面力との比で示したものである。図よ

り構造物に発生する断面力は γ_r に比例して大きくなる傾向となっていることがわかる。一般に、慣性力に起因して地下構造物に発生する断面力は小さい¹³⁾とされているが、今回の解析ケースでは、曲げモーメントに関する影響は、最大でも20%以下と小さいが、せん断力については最大で30%程度、軸力については最大で100%程度もの影響が認められる。これは地震時外力としての慣性力のみならず、慣性力に起因する相互作用力の増分にも相応して生じると考えられ、地下構造物に作用する外力分布を適切に評価することの重要性を示すものである。また、地下構造物の地震時断面力に及ぼす慣性力の影響を一律に小さいものと判断することは危険である。

6. 結論

本文は、地下構造物横断方向の変形特性と地震時外力に関して基礎的な考察を行ったものであり、以下のことが明らかとなった。

- 1) 地震時における地下構造物の変形は、構造物全体の剛性や部材の剛性、および構造物部材の単位体積重量に応じた相違し、地盤のせん断変形に追従した構造物のせん断変形、回転変位、および、部材の剛性に応じた曲げ変形の3種類に分類できる。
- 2) 自由地盤の相対変位から構造物上下床版の相対変位を求めるための応答係数は、剛性比のみならず重量比も指標とし、構造物の回転変位を考慮することにより精度が向上する。但し、この方法は構造物の変形が一律なせん断変形であると仮定しているものであり、局所的な部材曲げ変形の評価は適用範囲外である。
- 3) キネマティック相互作用に起因する相互作用力は、法線方向については、構造物の全体剛性や局所的な損傷、および部材剛性の変化に相応して異なる。一方、接線方向については、隅角部近傍を除き、構造物剛性による影響は小さく、自由地盤に発生するせん断応力と概ね一致した分布傾向となっている。
- 4) 構造物の応答加速度は、動的相互作用に起因して同深度における自由地盤の応答値とは異なるとともに、鉛直方向にも応答値が生じる。しかしながら、構造物に作用する地震時外力としての慣性力を考えると、このような影響は相互作用力と比較して小さい。したがって、構造物の慣性力は、自由地盤の応答加速度を用いて評価しうる。
- 5) 慣性力相互作用が付加された場合の相互作用力の増分は、水平方向の相互作用力に影響を及ぼす。また、鉛直方向では隅角部に集中する傾向にある。このような増分値は、構造物に作用する慣性力に相応した地盤の反力抵抗である。
- 6) 応答変位法の精度検証は、応答変位法における地震時外力とバネ反力の和を、相互作用力と慣性力の和と比較することにより行う必要がある。また、応答変位法

を高度化するためには、地震時外力の特性を考慮した外力の与え方や支持条件などの検討が必要である。

- 7) 動土圧法を実務設計における一般的な方法とするためには、キネマティック相互作用に起因する法線方向外力分布や隅角部における荷重の集中、慣性力に起因する相互作用力の増分などに関しても定量的な評価を行う必要がある。また、地下構造物が保有する耐力は、作用する地震時外力分布が複雑なため、地上構造物のように構造物のみを梁にてモデル化し単純な荷重を増分する方法で評価することは適切ではなく、外力分布、損傷の進展に伴う地震時外力の変化、地盤の破壊も含めた外力の頭打ちや限界点、地盤と構造物の接触面におけるすべりや剥離も含めた評価が必要である。
- 8) 一般に、慣性力に起因して地下構造物に発生する断面力は、地震時外力としての慣性力のみならず、慣性力に起因する相互作用力の増分にも相応して生じる。また、地下構造物の地震時断面力に及ぼす慣性力の影響を一律に小さいものと判断することは危険である。

参考文献

- 1) (社)土木学会：開削トンネルの耐震設計，トンネルライブラリー9，pp.95，平成10年10月
- 2) 大塚久哲、星隈順一、村井和彦、田中努、橋義規：地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集I-B，pp.906-907，平成9年9月
- 3) 当麻純一、大友敬三、岩楯敏広、片平冬樹：鉄筋コンクリート製の地中構造物への限界状態設計法の適用に関する研究、第21回地震工学研究発表会講演論文集，pp.449-452，1991
- 4) 渡辺啓行、末広俊夫：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討、土木学会論文集 No.432/I-16，pp.155-163，1991.7
- 5) 渡辺啓行、末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価、土木学会論文集 No.432/I-16，pp.165-174，1991.7
- 6) 渡辺啓行：地中ダクトの地震時動土圧の理論、土木学会論文集 No.432/I-16，pp.185-194，1991.7
- 7) 村井和彦・大塚久哲・矢葺亘：矩形断面を有する地下構造物の地震時挙動と変形特性，構造工学論文集 Vol.45A，pp.1607-1618，1999.3
- 8) 構造計画研究所、地震工学研究所：SuperFLUSH/2D 使用説明書 Ver.3.1，1992.4
- 9) 西山誠治、加藤淳一、室谷耕輔、羽矢洋、西村昭彦：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-B，pp.748-749，平成10年10月
- 10) 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.217-230，1998.10
- 11) 村井和彦、星隈順一、運上茂樹：地下構造物の断面力に及ぼす地盤剛性のひずみ依存性の影響、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集I-B，pp.920-921，平成9年9月
- 12) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針，平成4年11月
- 13) 川島一彦編：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，pp.55，1994.6

(1999年9月17日受付)