

中柱を有する埋設函体構造物の地震時損傷 メカニズムに関する解析的研究

松田 隆¹・大内 一²・佐俣千載³

¹正会員 工修 (株)大林組 技術研究所 主任研究員(〒204 東京都清瀬市下清戸 4-640)

²正会員 工博 (株)大林組 技術研究所 主任研究員(〒204 東京都清瀬市下清戸 4-640)

³正会員 神戸市交通局高速鉄道部 計画課長 (〒650 兵庫県神戸市中央区加納町 6-5-1)

兵庫県南部地震で大きな被害が生じた地下鉄駅舎を対象としたシミュレーション解析を実施した。本論文は、その結果を基に中柱を有する函体地下構造物の地震時損傷過程に与える外力に関する要因を分析し、損傷部位を特定する手法を述べる。検討は、表層地盤の増幅特性と函体構造物の被害の相関を推定する地盤応答解析、地盤構造物相互作用系の地震応答解析による断面力の評価、静的三次元非線形解析による耐力評価の三段階で構成される。その結果、堆積層厚に関連する応答変位の大きさと被害の相関が示されたほか、壁・スラブの鉄筋が降伏しない段階で、中柱に大きなせん断力が作用し破壊に至る事などが分かった。

Key Words: *underground structure, earthquake damage, seismic response analysis, nonlinear FEM analysis, ultimate strength, soil nonlinearity, intermediate columns*

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震による地下鉄構造物の損傷は、鉄筋コンクリート製地下構造物の大規模な地震被害として始めてのものと言える¹⁾。これまで高い耐震性があるとされていた地下構造物の大きな被災に対して、地震直後、せん断破壊との主張^{2)~5)}のほか、上下動の影響や埋戻土の管理不備などが原因しているとの見方もあった。このうち、神戸市営地下鉄山手線上沢駅では400mの駅舎区間の震源地に近い西側半分に被害が集中した⁶⁾。すなわち、連続してほぼ同様の構造形式を有する地下駅舎において、大きな被害を受けた地点から数10m離れた位置ではほとんど被害がない状態であった。このことは、局所的に大きな変化がない上下動や、ほぼ同様の条件下で施工された埋戻土が被災の主因とすることが困難であることを意味している。また、上沢駅から4km離れた三宮駅でも被害は生じたが、上沢～三宮間にある夙川公園駅や大倉山駅は無被害であった。これらの被災実態を考慮したとき、局所的な地震動による変位振幅の増幅と被害の大小とはかなり密接な関係が示唆されたことになる。この実態を明らかにすることは、現在地下埋設構造物の耐震設計法^{7),8),9)}などの主流である応答変位法の考え方に関して、L1からL2レベルの地震動に対する適用性を確認することになり、今後の地下構造物の耐震検討には重要な意義がある。

一方、被災構造物の破断面状況から、主な被害原因とし

て中柱部のせん断破壊が挙げられている^{2),10)}。この中柱は、上載土やスラブの荷重を支えるため、密に鉄筋が配置され、最大で8.1%の鉄筋比となっている。そのため、せん断耐力は高く、地震動により発生するせん断力で破壊するかを明確にしておく必要がある。この点に関しては、飯田等¹¹⁾は被災した高速神戸鉄道大開駅の中柱と同様の構造を有する供試体で静的加力試験を行っており、想定する地震時水平変位に関して、曲げせん断破壊の形態を取ることを明らかにしている。ただし、この実験での供試体の引張り鉄筋比は2.4%であり、上沢駅のそれよりかなり少ない。また、上沢駅での被災状況に関して、中柱の破損部位はほぼ大開駅と同様であるが、上沢駅の被災後の中柱は上スラブを依然と支持しており、その損傷メカニズムは明らかに異なる。そのため、上沢駅で実際に被災した中柱における応力状態を再現し、推定する耐力をもって耐震安定性を明らかにする必要がある。このことは、現行の鉄筋コンクリートの設計基準^{12),13)}前の設計ではあるが、比較的新しい地下構造物の耐震補強等の設計には不可欠な検討事項となる。

本研究は、以上の背景を基に、神戸市営地下鉄山手線 上沢駅の被災に関するシミュレーション解析を行い、その結果から、今後の地下構造物の耐震検討上の要因を抽出することを目的としている。主な検討は、以下の3つの解析で構成されている。

第一の検討では、地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した重複反射解析を用い、当該地盤における地盤の応答特

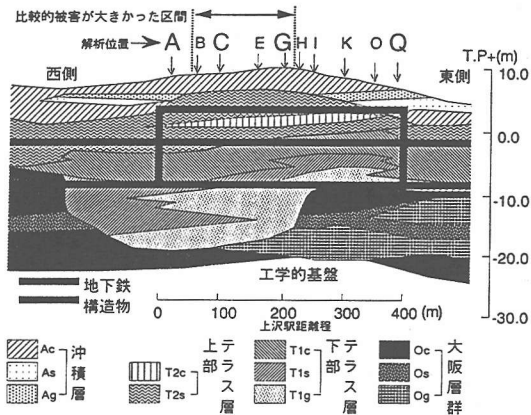


図-1 上沢駅周辺の地質構成

性と堆積層の深さの関係を求めている。その結果と被害の大小を比較することで、被害の要因を推定できる。

第二の検討では、二次元地震応答解析法を用い、応答加速度・変位・躯体断面力を評価している。ここでは、被害が大きかった構造断面と、ほとんど被害が見られなかった構造断面を抽出し、地震時の断面力を直接求めている。このほか、入力地震動の強度と被害予測の関係、及び構造物の塑性化を簡易的に取り扱った解析例を示している。

第三の検討は、鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した三次元静的非線形応力解析を行い、破壊に至るメカニズムを推定している。地震時土圧荷重としては、動的解析で得られた最大応答時の地盤要素の動的応力を用いている。せん断破壊の評価は、解析で得られた作用せん断力と現行設計法でのせん断耐力式との比較によるものである。

2. 地盤の応答特性と被害分布の関係

(1) 上沢駅の被害状況と地盤の堆積状態

上沢駅の延長は400mで、2層2径間あるいは3層2径間の函体構造となっている⁶⁾。被害形態は、鉄筋コンクリート製の中柱の損傷が顕著で、被害率は鉄筋コンクリート製中柱の73%に達した。このほか、スラブや側壁部には線路方向のクラックが見られた。被災は、西側(図-1のB~G、ただしAは中柱無し)に被害が集中している。また、函体構造の上層B1Fのほうが下層B2Fより被害が大きかった。

上沢駅周辺の表層地盤は、縄文海岸線の外側に位置し、沖積粘土及び砂層で構成されている。上沢駅と堆積層の断面構成を図-1に示す。図中のA~Qは上沢駅舎の断面構造に対応しており、このうちC及びG断面で最も大きな被害が生じた。この地質断面図は、当路線の設計時に行われたボーリング調査¹⁴⁾に基づいたものである。ここでは、N値から推定し大阪層群(Oc,Os,Og)を工学的基盤とし、大阪層群の上層(段丘層と沖積層)を堆積層とした。上沢駅の西側は堆積層が厚く、一種の溺谷状態になっている。この溺谷状地盤の上部にある駅舎の被害は大きく、この部分の不整形性が被害に影響した可能性がある。

表-1 地層構成(A断面位置~Q断面位置)

A		B		C		E		G	
GL(m)	地質	GL(m)	地質	GL(m)	地質	GL(m)	地質	GL(m)	地質
-3.15	1	-2.85	1	-3.00	1	-3.30	1	-3.70	1
-3.60	2	-7.65	5	-7.65	5	-7.65	5	-7.70	5
-7.50	5	-8.40	6	-8.70	6	-8.85	6	-8.70	6
-7.92	6	-12.30	7	-11.40	7	-11.30	7	-11.00	7
-12.30	7	-17.00	8	-16.83	8	-16.20	8	-15.90	8
-16.75	8	-19.70	9	-19.60	9	-17.90	9	-17.60	9
-18.45	9	-21.90	10	-22.50	10	-26.90	10	-26.40	10
-21.00	10	-23.55	11	-23.40	11	-28.70	15	-29.40	15
-23.70	11	-27.45	12	-27.00	12	-30.20	16	-30.30	16
-27.00	12	-30.60	16	-28.10	15		17		
-30.30	16		17	-30.30	16				

H		I		K		O		Q	
GL(m)	地質	GL(m)	地質	GL(m)	地質	GL(m)	地質	GL(m)	地質
-3.15	1	-3.00	1	-2.10	1	-1.50	1	-1.65	2
-3.70	2	-3.75	2	-3.30	2	-2.85	2	-3.60	3
-7.20	5	-6.75	5	-5.70	5	-4.05	3	-4.65	4
-8.65	6	-8.25	6	-7.05	6	-5.25	5	-8.30	7
-10.95	7	-10.20	7	-8.85	7	-6.15	6	-14.33	8
-13.80	8	-13.20	8	-12.00	8	-7.80	7	-16.10	10
-16.98	9	-15.75	9	-14.10	9	-11.40	8	-18.50	13
-22.70	10	-18.90	10	-17.40	10	-13.50	9	-22.80	14
-25.20	14	-22.40	13	-21.20	13	-17.00	10	-27.20	15
-29.40	15	-24.80	14	-23.20	14	-20.30	13		
-30.00	16	-29.40	15	-28.40	15	-23.00	14		
	17		17			-27.80	15		

地質構成	1:Ac1		2:Ag		3:As		4:Ac2		5:T2s1	
	6:Tc2		7:T2s2		8:T1c		9:T1s1		10:T1g1	
	11:T1s2		12:T1g2		13:Oc1		14:Os		15:Og	
	16:Oc2				17:工学的基盤					

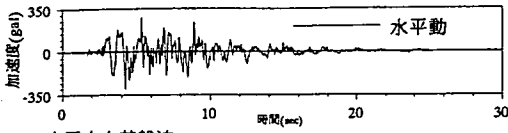
表-2 各地層の動的物性値

No.	地質	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	初期せん断剛性 G_0 (tf/m ²)	規準ひずみ γ_r	最大減衰定数 h_{max} (%)	最小減衰定数 h_{min} (%)
1	Ac1	1.80	7300	0.00200	15.0	2.0
2	Ag	1.90	15400	0.00028	25.0	2.0
3	As	1.70	6900	0.00200	15.0	2.0
4	Ac2	1.70	5000	0.00200	15.0	2.0
5	T2s1	2.00	10000	0.00047	25.0	2.0
6	T2c	1.70	8500	0.00200	15.0	2.0
7	T2s2	2.00	12600	0.00064	25.0	2.0
8	T1c	1.70	9300	0.00200	15.0	2.0
9	T1s1	2.00	16200	0.00088	25.0	2.0
10	T1g1	2.10	24900	0.00088	25.0	2.0
11	T1s2	2.00	18800	0.00107	25.0	2.0
12	T1g2	2.10	24900	0.00107	25.0	2.0
13	Oc1	1.70	14900	0.00200	15.0	2.0
14	Os	2.00	23700	0.00105	25.0	2.0
15	Og	2.10	24900	0.00113	25.0	2.0
16	Oc2	1.70	10000	0.00200	15.0	2.0
17	工学的基盤	2.10	40000	-----	-----	2.0

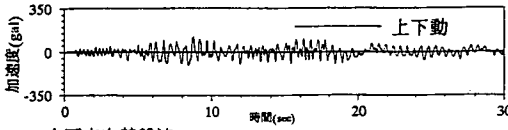
(2) 検討方法

図-1に示す地層構成での横断面方向、すなわち、図の紙面奥行方向の震動を検討対象とし、奥行方向に成層であり、隣接断面の影響を受けないと仮定した。すなわち、A~Qの各位置で奥行方向に一次元状態としている。

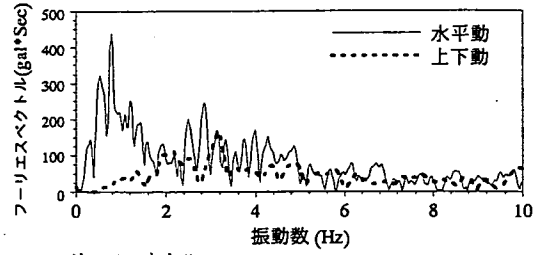
検討には地盤の材料非線形性を等価線形化法で考慮した重複反射解析法 SHAKE を用いた。検討対象位置となるA~Qの各断面における地質構成を表-1に示す。材料非線形



(1) 水平方向基盤波

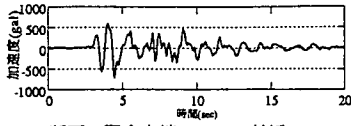


(2) 上下方向基盤波

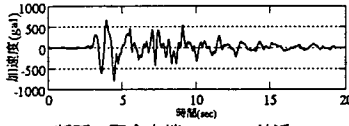


(3) フーリエスペクトル

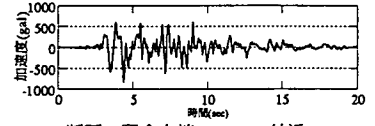
図-2 解析検討用入力地震動(上昇波:E)



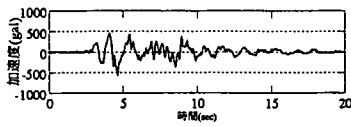
(1) C断面 駅舎上端(TP+4m付近)



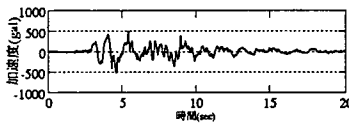
(3) G断面 駅舎上端(TP+4m付近)



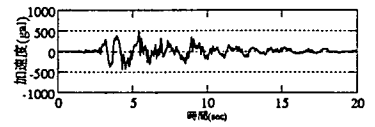
(5) Q断面 駅舎上端(TP+4m付近)



(2) C断面 駅舎下端(TP-8m付近)



(4) G断面 駅舎下端(TP-8m付近)



(6) Q断面 駅舎下端(TP-8m付近)

図-3 地盤の加速度応答波形

特性には *Hardin-Drnevich* (*H-D*) モデルを用いた。設定した地盤物性値を表-2に示す。ここで、地盤の初期及び非線形特性に関する動的物性値は実測 *N* 値を基本に、次の手順で設定している。まず、*S*波速度 ($V_s(s)$:砂質土, $V_s(c)$:粘性土) を式(2)より *N* 値から算定¹⁵⁾し、初期せん断剛性 G_0 を設定する。内部摩擦角 ϕ を式(2)¹⁶⁾より求め、 ϕ と G_0 から *H-D* モデルにおける規準ひずみ γ_r を設定した(式(3))。このとき、 σ_m は地盤の単位体積重量で算定した平均拘束圧である。また、最大減衰定数 h_{max} は砂質土で25%、粘性土で15%、最小減衰定数 h_{min} は2% にそれぞれ仮定した(式(4))。

$$V_s(c) = 114 \cdot N^{0.294}, V_s(s) = 97.2 \cdot N^{0.323} \quad (1)$$

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \quad (2)$$

$$\tau_r = \sigma_m \cdot \tan \phi / G_0 \quad (3)$$

$$G = G_0 / (1 + \gamma / \gamma_r), h = h_{min} + (h_{max} - h_{min}) / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad (4)$$

地震応答解析に用いる入力地震動は、この地点から約7km離れたポートアイランドGL-83m位置での洪積地盤上における地震観測記録を用いた。ただし、主軸方向に水平2方向成分を合成した波形を上昇波に分解し、解析検討モデルの工学的基盤から入力した。このとき、上昇波(E)の最大加速度振幅は305galである(図-2(1))。図-2(3)にそのフーリエスペクトルを示す。0.8Hzにピークがあり、3Hz前後にも大きな振幅を有している。なお、図中の上下動は3章の相互作用解析で用いるものである。

(3) 解析結果

比較的堆積層が厚い位置C,G及び薄い位置Qの駅舎上

端(T.P.+4m付近)と下端位置(T.P.-4m付近)における応答加速度波形を図-3に示す。Q位置ではC,G位置に比べ、高振動数成分が含まれていることが分かる。

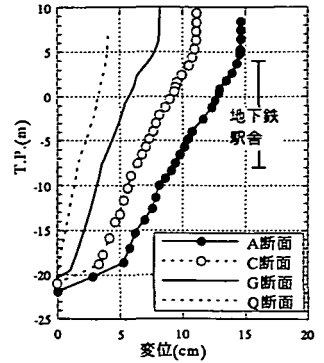
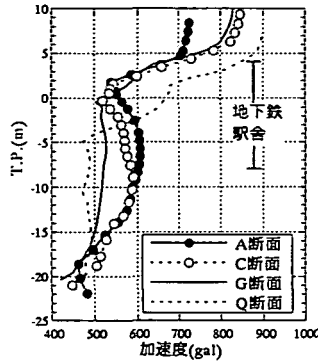
表-3に地表面の卓越振動数を示す。ここで線形の1次卓越振動数は常時の地盤動特性を示すものとして考えられ、AからQに向かって卓越振動数は上昇するが、その差は最大で約0.6Hzである。これに対して、地震時の卓越振動数は地盤の非線形性の影響で低下するが、Aでは2.25Hzから1.07Hzへと1/2程度に減少する。同様にQでは2.81Hzから2.05Hzへと約3/4程度に減少し、Aとの差は1.2Hzになる。このように、地盤ひずみが大きくなる地震時の方が地盤の卓越振動数に対する堆積環境の影響が大きくなる事が分かる。この傾向は2次卓越振動数にも表れている。

図-4に深度方向の最大変位と最大加速度の分布を示す。図中には駅舎の位置を合わせて示している。工学的基盤から駅舎下端までの最大加速度に関して、GとQで大きな差はないが、上部テラス層が浅い表層で増幅率が被害の小さかったQ位置で最大になっていることが特徴的である。最大変位は、いずれの標高においても堆積層の厚さに比例してA→C→G→Qの順で大きいことが分かる。

駅舎下端及び上端位置の最大加速度と最大変位の路線延長方向の分布を図-5に示す。横軸は図-1に示すAを起点として西側から東側への駅区間内の距離程をとっている。最大加速度は下端で470～610gal、上端で700～850galの範囲にあり、最大変位は下端で6～17cm、上端で8～25cmの範囲にある。上端位置では、AからQに向かって概ね最大加速度は大きくなっているが、変位は逆に小さくなっている。下端位置では加速度と変位は共にAからQに向かって減少している。断面方向の振動に関して、堆積層の厚さ

表-3 地表面の卓越振動数

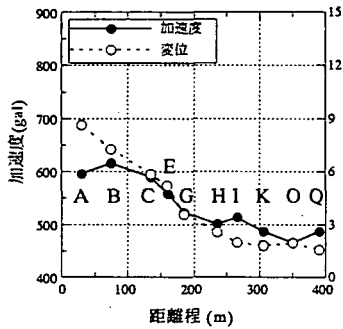
断面	1次卓越振動数		2次卓越振動数	
	線形 (Hz)	等価線形 (Hz)	線形 (Hz)	等価線形 (Hz)
A	2.25	1.07	5.96	2.56
B	2.27	1.17	6.03	2.78
C	2.34	1.25	6.10	2.88
E	2.39	1.32	6.25	3.03
G	2.49	1.44	6.37	3.15
H	2.59	1.61	6.54	3.61
I	2.61	1.76	6.89	4.10
K	2.73	1.93	7.13	4.59
O	2.78	1.98	7.20	4.91
Q	2.81	2.05	7.45	5.32



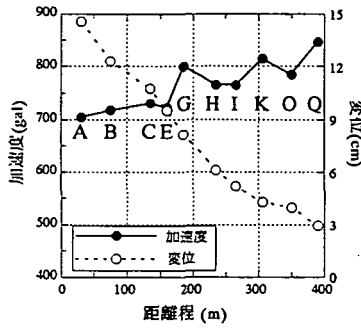
(1) 最大加速度分布

(2) 最大変位分布

図-4 最大加速度および変位の深度方向分布



(1) 駅舎下端位置



(2) 駅舎上端位置

図-5 最大加速度および変位の延長方向分布

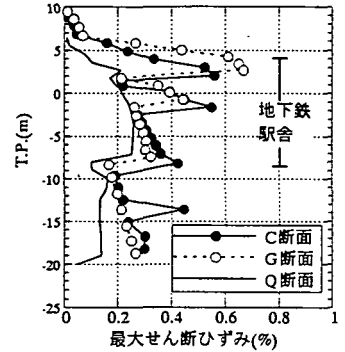


図-6 最大せん断ひずみ分布

の影響は表層ほど大きく現れていることになる。

図-6に深度方向の最大せん断ひずみ分布を示す。その結果、G断面位置T.P.+2mで最大 6.5×10^{-3} となるが、この位置は駅舎上層B1F部分に相当する。また、下層B2F位置に相当するT.P.-3mではC位置で大きなせん断ひずみが発生している。これらの位置で被害が大きく、被害と地盤のせん断ひずみの相関が示されている。

この検討から、被害が大きかった区間では被害が少なかった区間と比べ、加速度振幅が小さく、変位振幅は大きいことが分かった。地盤の変形は地下鉄構造物の変形に直接関与し、地盤の加速度は、構造物上面におけるせん断力と慣性力に關与する。これらのうち、今回の地下鉄構造物の被害は、せん断力や慣性力に關与する項より応答変位に關与する項が大きく影響したものと推定される。

3. 相互作用系の地震応答解析

(1) 検討方法

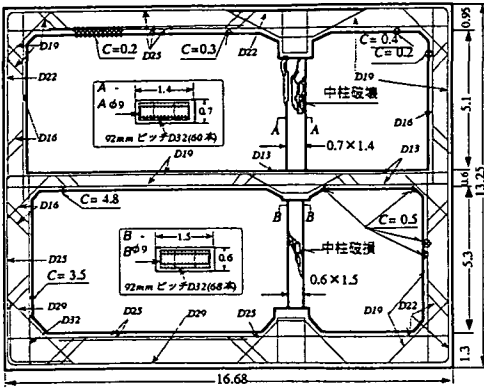
地震時の構造物と地盤相互作用系における応答特性を明確にすることを目的に、地盤の非線形性をH-Dモデルによる等価線形化法で考慮した複素応答解析を実施した。検討対象としたのは、図-7に被災状況を示すC,G断面と、地盤の要素分割を含む解析モデルを図-8に示すQ断面である。

C,G断面では比較的大きな被害が生じており、Q断面は無被害である。また、C断面は非対称構造であり、G断面は3層構造であることが特徴的である。側壁及び上下スラブの主鉄筋はD19～D32で、中間スラブはD13～D19で構成されている。C断面における鉄筋コンクリート製の中柱の配筋は、主筋D32が92mmピッチで両側面二重であり、帯筋φ9mmは上下端部で125mm、中央部で250mmピッチである。G断面では主筋D29が単層に配筋されている。

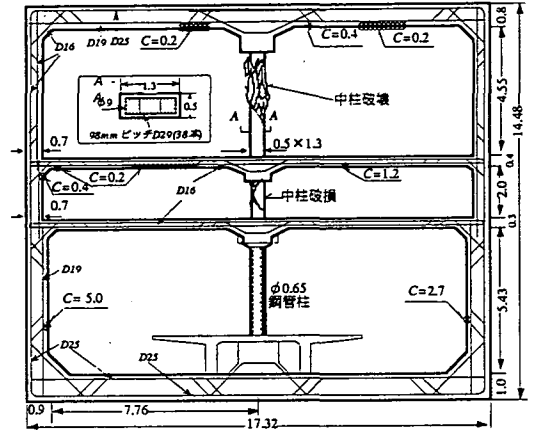
駅舎構造物は梁要素でモデル化し、5mピッチにある中柱に関しては、単位奥行き当たりの断面定数に換算してある。鉄筋コンクリート部材の単位体積重量を 2.4 t/m^3 、内部減衰に關する減衰定数を5%、ヤング率を $2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ にそれぞれ仮定した。検討ケースは、初期状態の構造物を想定し上述した剛性を有する「弾性モデル」と、弾性モデルでの解析で塑性化した部分のヤング率を55%に低減させた「等価線形モデル」を検討対象とした。このとき、剛性低減率55%は土木学会コンクリート標準示方書¹²⁾(以下、「JSC E式」と称す)に記されている中程度の損傷時における入力地震動の低減率を参考に設定した。また、断面力の照査に用いるコンクリートの圧縮強度は $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ で設定している。

地盤の諸定数は、2章の重複反射解析と同様であり、表-1、-2に示す値を用いている。ただし、入倉等¹⁷⁾の研究によると上下動の増幅特性は、P波の線形重複反射理論で説

(注) C：縦路方向のクラック幅，単位：mm
D：鉄筋径(mm)，基本的に奥行き1m当たり8本 土被り：4.9m



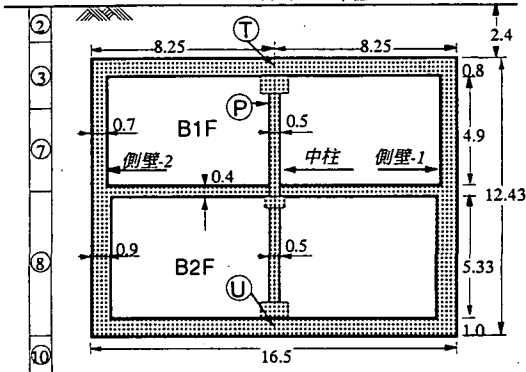
(1) C断面



(2) G断面

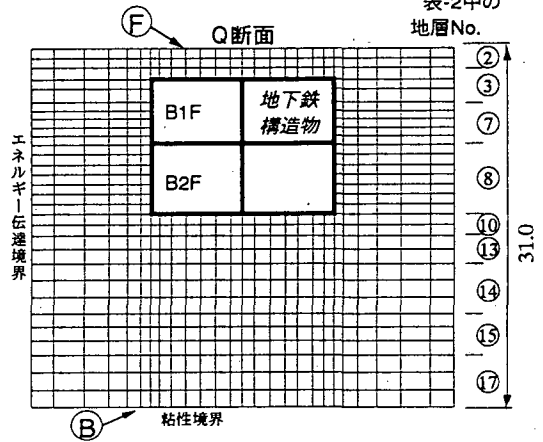
図-7 解析対象となる断面の諸元寸法と被害状況(C,G断面)

表-2中の地層No. Q断面 単位：m



(1) 躯体構造

表-2中の地層No.



(2) 地盤～構造物系

図-8 2次元の動的応答解析用の構造物と地盤のモデル(Q断面)

明できることから，上下動の解析は初期剛性を用いた。

入力地震動は，図-2に示す上昇波(E)を粘性境界を介して入力する(「基本ケース」)。入力地震動の影響に関する検討では基本ケースの地震動に係数を乗じる。また，解析方向は水平動と上下動を別個に入力し，それぞれが干渉しないと仮定し，それらをたし合わせた地震時成分と常時成分を重ね合わせ断面力を用いて耐震性の照査を行った。

② 被害シミュレーション解析結果

図-9にG断面の応答波形を示す。上スラブTの加速度波形は下スラブUのそれに比べ，短周期成分が減少している。中柱断面力の動的成分のうち，せん断力Vと曲げモーメントMは躯体の上下スラブ間の相対変位T-Uと，軸力Nは地表面の上下方向加速度と相関が認められる。すなわち，せん断力と曲げモーメントは水平方向の応答変位に大きく関連し，軸力は上下方向の慣性力の影響が大きいことが示されている。

図-10にC断面の最大加速度分布とG断面の最大変位分布を示す。構造物の加速度応答は同深度の1次元解析によ

る自由地盤応答より大きくなるが，これは中空である地下鉄構造物の見掛けの剛性が，構造物が排除した地盤の剛性より小さくなるためである。中柱の最大加速度値は側壁のそれより大きくなり，B1Fにおいて顕著となる。これは，B1F部側壁が上スラブの大きな周面せん断力の影響を受けるのに対して，下スラブの周面せん断力は上スラブより小さくなるため，その周面せん断の大小が加速度応答に与える影響と考えられる。

図-11にC,G断面における変形モードを示す。これらの図から，側壁はほぼ地盤の変形と同様であり，その側壁の変形に伴いスラブも変形し，中柱は両端スラブの変形，特に，接合部の回転角の影響を受けるため，複雑で大きな変形を示す。このことが，中柱の大きな被害に影響したと考えられる。上下スラブ間の最大相対変位(T-U)を層間距離で割ることで躯体に生じる平均的なせん断ひずみを算定できる。C,G断面での平均的せん断ひずみは 10^{-3} 台であり，大きなクラックの発生に関与すると考えられる。

図-12にC断面の側壁に生じる断面力の常時・水平加振時・上下加振時毎の最大値分布を示す。曲げモーメントM

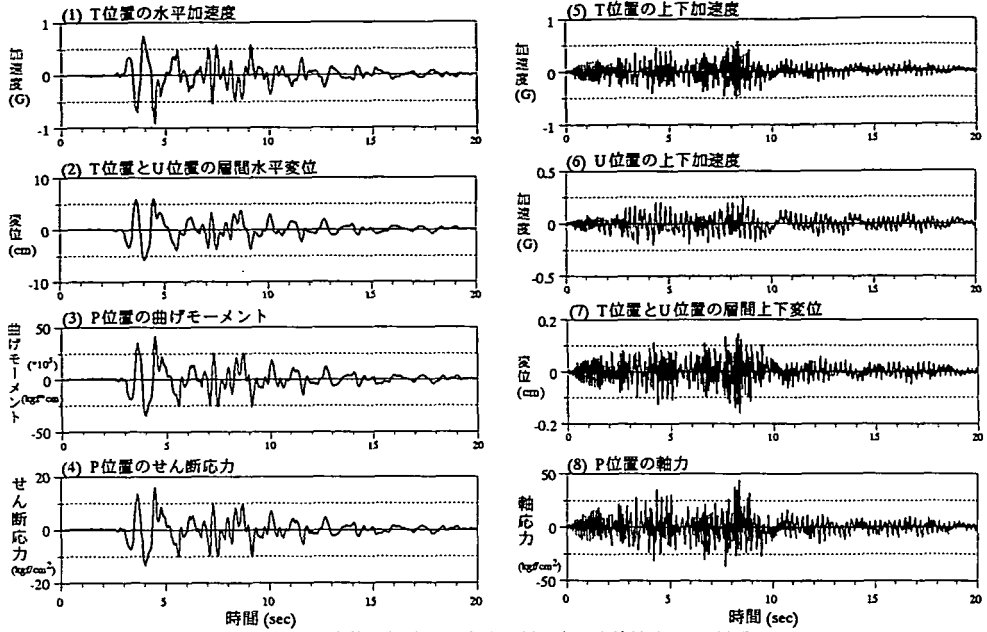
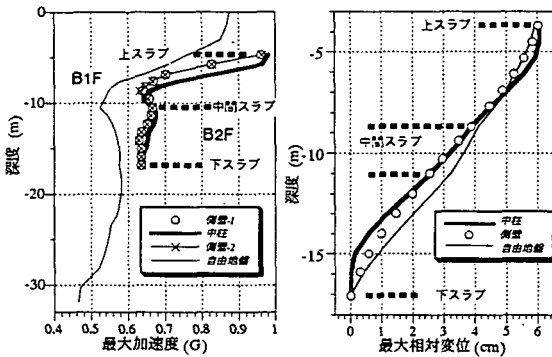


図-9 代表的な加速度・変位・断面力の応答波形 (G断面)



(1)最大加速度分布(C断面) (2)最大変位分布(G断面)

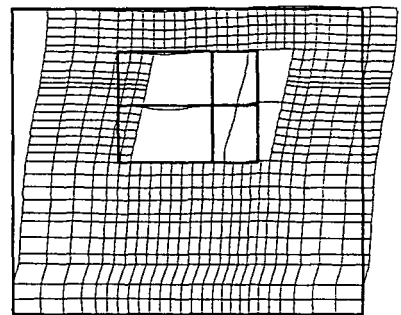
図-10 最大応答加速度及び変位分布

表-4 強度比の定義

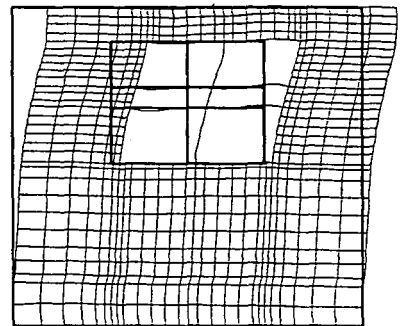
r : 強度比 $=a/b$	a : 発生断面力	b : 強度
M_r : 曲げモーメント比	曲げモーメント	降伏曲げモーメント
S_r : せん断力比	せん断力	せん断耐力
A_r : 軸力比	軸応力度	圧縮強度

及びせん断力 V は水平加振時成分が大きく、軸力 N は常時成分が大きい。上スラブと下スラブとの接合部では中間スラブ接合位置に比べ大きな曲げモーメント M が発生し、その影響でせん断力 V も中間スラブ接合位置で小さくなる。

図-13に、C断面の地震時断面力の絶対値と常時成分を加え合わせたものを示す。側壁の曲げモーメント M は奥行き1m当たりの値で、中柱のそれは1本当たりの値で示している。また、せん断力と軸力は応力度成分で示している。図から、大きな断面力が発生するのは、中柱と側壁のハンチ付近であることが分かる。B1FとB2Fの境界での差は、中



(1)C断面



(2)G断面

図-11 変形モード

間スラブへの断面力の分散の影響である。

発生断面力をJSCE式で評価した耐力で除した強度比分布を図-14に示すが、この強度比が1を越えたとき部材は塑性化し始め、損傷が進展するものと考えられる。このとき、各強度比は表-4に示す関係で評価するが、降伏モーメント M_y と軸力 N の関係($M-N$ 相関)及びせん断耐力 V_y は

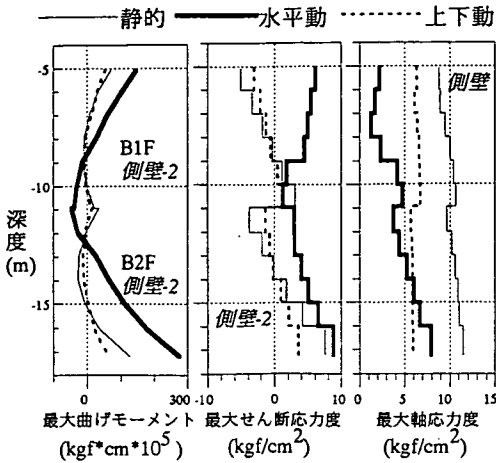


図-12 C断面の断面力分布の構成(側壁 Wall-2)

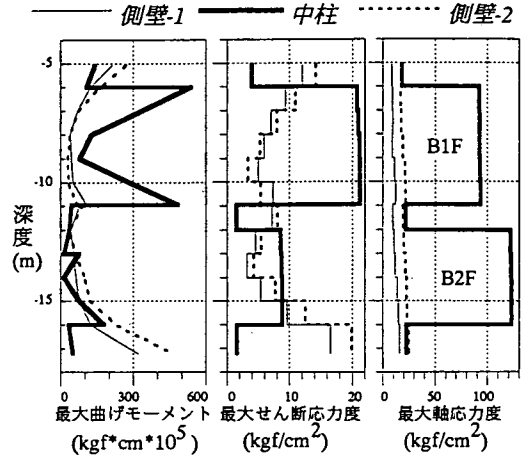


図-13 C断面の最大断面力分布(側壁と中柱の比較)

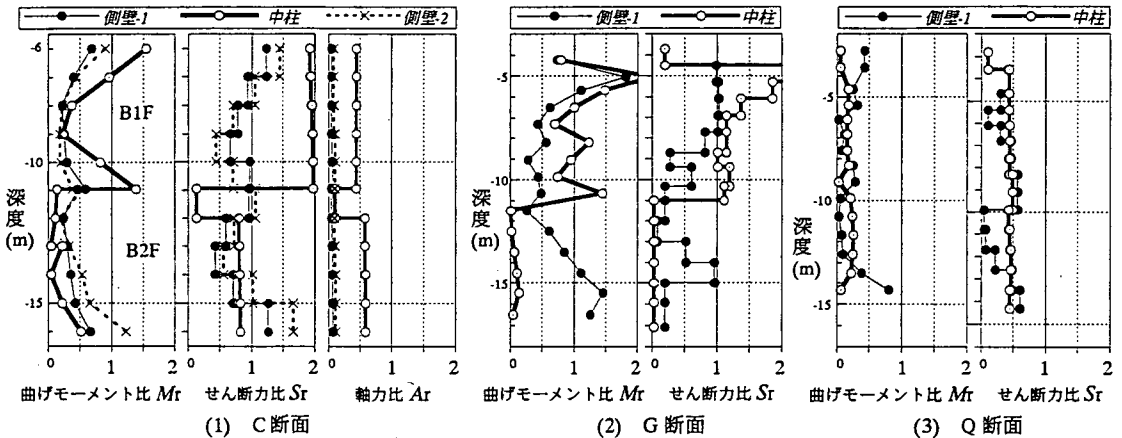


図-14 断面力の強度比分布(C, G, Qの各断面)

JSCE 式によった。せん断耐力に用いる軸圧縮応力と曲げモーメントの値に関しては、常時成分を採用した。

図-14(1)はC断面の結果を表すもので、軸力強度比は1以下で、軸圧縮破壊に対する安定性が確認できる。曲げモーメントに関しては側壁及び中柱下端部付近で1以上の部分が生じ、塑性化が生じると判断できる。せん断力に関しては、中柱にかなり大きな強度比が発生しており、この部分の破損状況と一致するものである。側壁やスラブには大きなせん断力が発生せず、それらの部分のクラックは曲げモーメントによるものと考えられる。

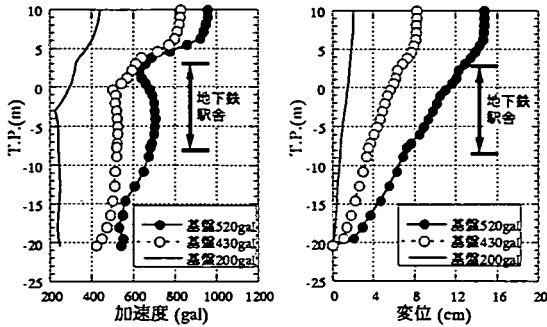
図-14(2)はG断面の結果を表すもので、各強度比の分布傾向はC断面のそれと同様である。せん断力に関しては、B1Fの中柱にかなり大きな強度比が発生し、この部分の破損状況と一致する。中B2Fのせん断応力に関する強度比は1.2程度で軽い損傷の発生は予測できるが、この部分の破損状況は説明できない。この点を説明するためには、B1Fの中柱破損後の応力の再配分を考慮できる非線形動的解析が必要となる。

図-14(3)はQ断面の結果で、分布の傾向はC断面と同様であるが、すべての成分はその部分の強度以下であり、この部分で破損が少なかった被害状況と対応がとれる。

以上の検討から、C,G断面は構造形式が異なるにもかかわらず、共に断面の損傷が誘導できる結果が示された。一方、G,Q断面はほぼ同様の構造であるが、被害の大小関係は解析でも再現できた。このことは構造形式の差より地盤の応答性状が大きく関与することを示しているものと考えられる。ただし、断面の損傷の定量的な再現に関しては4章で述べる。

(3) 入力地震強度の影響

G断面を対象に、断面力の強度比と入力地震動強度の関係を検討した。図-15に基本ケースに対する入力の増減に関する自由地盤の最大加速度と最大変位の深度方向分布を示す。図-16に工学的基盤上の加速度と構造物上端位置に相当する地盤の最大加速度と最大変位の関係を示す。入力の増大とともに、表層付近の応答が大きくなるが、350gal



(1) 最大応答加速度分布 (2) 最大応答変位分布
 図-15 各入力強度での加速度分布と変位分布(自由地盤)

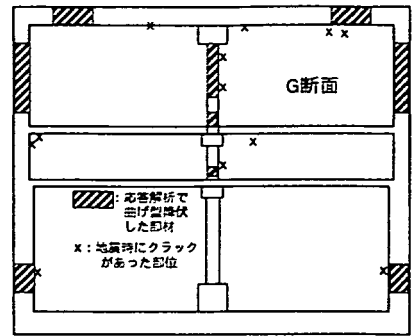


図-18 構造物の塑性化を考慮した解析モデル (等価線形モデル)

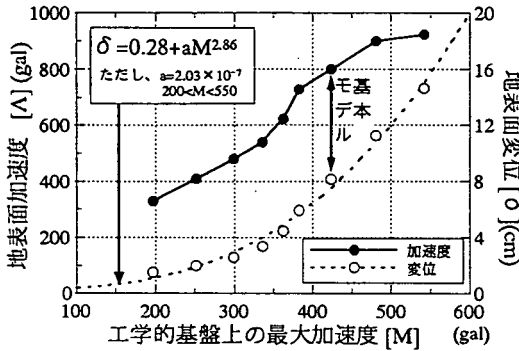
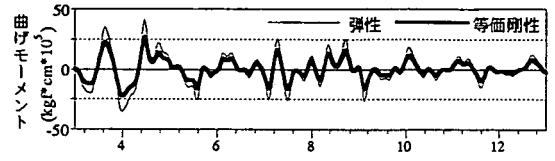
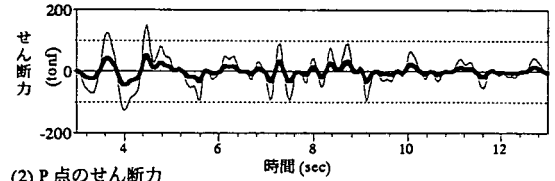


図-16 入力最大加速度と表層地盤応答の関係(自由地盤)



(1) P点の曲げモーメント



(2) P点のせん断力

図-19 応答波形の比較(弾性モデルと等価線形モデル)

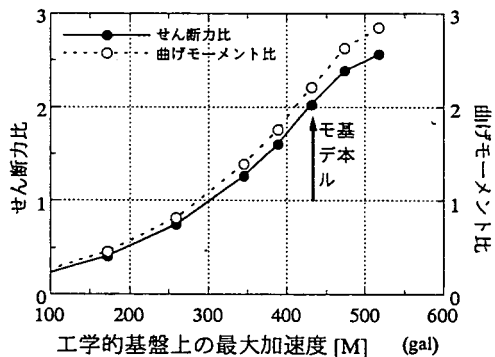


図-17 入力地震波の最大加速度とせん断強度比の関係

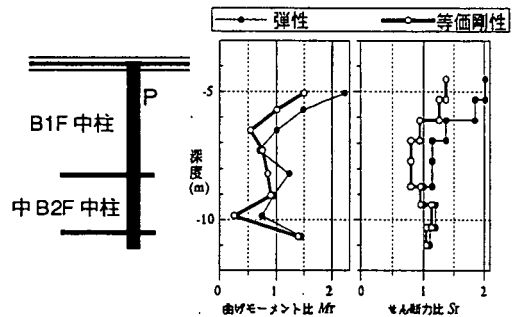


図-20 強度比の比較(弾性モデル等価線形モデル)

以下の入力における加速度応答は入力に比例して増加する。しかし、400gal以上では入力に対する増幅率は小さくなり約950galで頭打ちとなる。変位応答に関しては、入力加速度に対して指数関数的に増大する。回帰分析の結果、べき乗指数は2.86となった。

図-17に中柱P位置の曲げモーメントに関する強度比及びせん断耐力に関する強度比と入力加速度の関係を示す。入力が基本ケースの70%まで小さくなったとき、中柱の強度比は1以下となりせん断耐力に対する安定性が得られる。このとき、工学的基盤上での応答加速度は300galであり、地表面では500galである。

(4) 構造物の剛性低下の影響

前節までの検討では構造物は弾性(以下、「弾性モデル」と称す)としているが、実際は応力集中部の塑性化と応力再配分により、弾性の場合に比べその部分の応力度は小さくなると考えられる。地上構造物では塑性化によって、構造物の変位は大きくなり、その振動予測には非線形解析が必要となる。これに対して、地中構造物は周辺地盤に変位が拘束されるため、構造物が塑性化しても、周辺土圧に抗する限り塑性変形は進行しない。そのため、塑性化した要素に対しては等価剛性の適用が考えられる。

G断面を対象に前節で塑性化した要素の剛性を初期状態の55%に低減させ応答解析を実施した(図-18参照。以下、

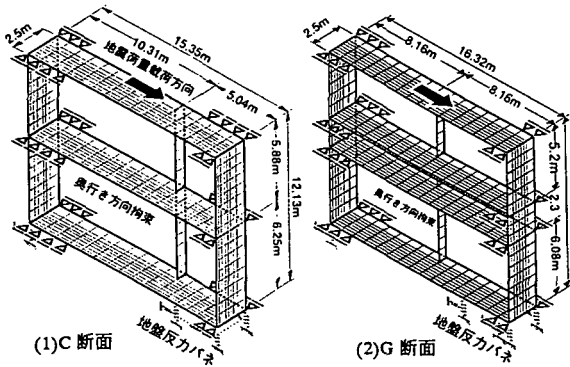


図-21 3次元静的非線形解析モデル

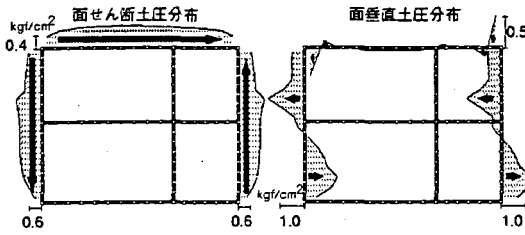


図-22 地震時土圧荷重

「等価剛性モデル」と称す。

図-19に弾性モデルと等価剛性モデルの中柱の断面力波形を示す。ただし、構造物の応答変位と加速度は構造物の剛性低減の影響はほとんど受けないことを確認している。図から、断面力は等価剛性モデルの方が小さくなり、特に、せん断力の方にその影響が顕著に現れている。

図-20に中柱断面力の強度比分布の比較を示す。等価剛性モデルの方が断面力は小さくなり強度を越えてもその値はわずかである。これは、初期状態の構造物に地震力が作用し一部で損傷は生じるが、その後、損傷を広げるような応力は発生しない可能性を示している。しかし、先に述べたように塑性化した部分が外土圧に抵抗する耐力は維持させておくことが前提である。

4. 非線形構造解析

(1) 検討方法

地震応答解析によって得られた地震時土圧及び常時土圧を荷重として、躯体の破壊メカニズムを検討する。この検討には、鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した三次元静的FEM解析を用いた。これはスラブ・壁構造を複合積層シェル要素でモデル化するもので、平面保持を仮定して求める各層ひずみと二軸応力～ひずみ構成則から応力を、応力の積分による断面力と剛性を決定していくものである。

コンクリートの応力～ひずみ関係は、ひび割れをカットオフモデルで、圧縮側はピーク応力度までをSaenz式¹⁸⁾で、

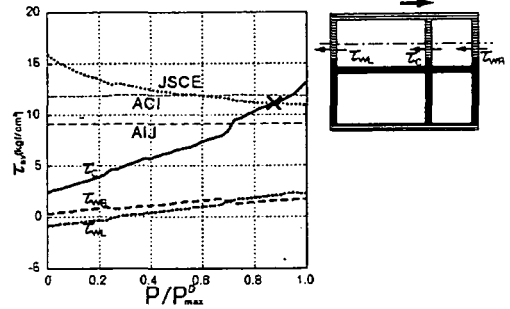


図-23 せん断応力度～荷重関係(C断面B1F中腹)

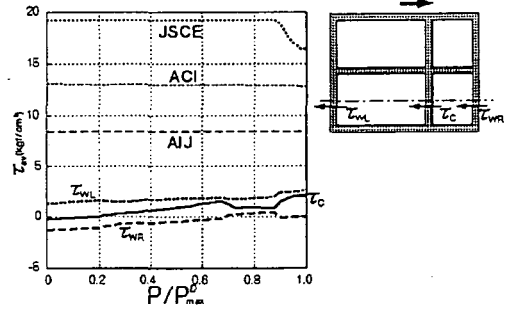


図-24 せん断応力度～荷重関係(C断面B2F中腹)

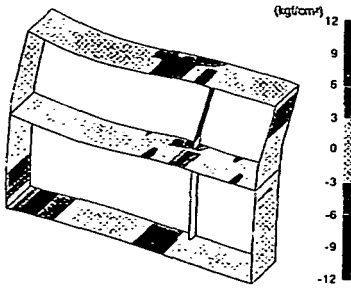
それ以降はDarwin-Pecknoldモデル¹⁹⁾で表現した。破壊条件は二軸圧縮下ではKupfer-Gerstle式²⁰⁾を、引張～圧縮応力下ではDarwin-Pecknold式をそれぞれ使い、二軸引張では主応力が一軸引張強度に到達した時点でひび割れ発生とする。一方、鉄筋については、引張、圧縮側ともに完全弾塑性とした。ここに、材料定数は実勢強度を想定し、それぞれ次のように仮定した。

コンクリート： $f_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ (設計基準強度 210 kgf/cm^2),
 $f_t = 25 \text{ kgf/cm}^2$, $E_c = 2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
 主鉄筋(D32等)と帯筋($\phi 9$): $f_y = 3,500 \text{ kgf/cm}^2$ (SD30),
 $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

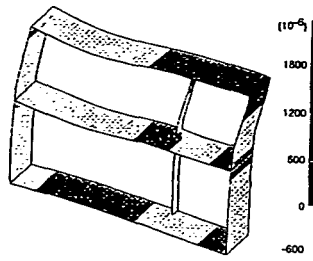
解析対象はC,G断面とする(図-21)。壁及び床スラブは平面ひずみ状態に、中柱は平面応力状態にあるものと考えられ、それぞれの応力状態を再現するため、中柱・スラブ・壁の単位構造を取り出した。外力は常時土圧荷重及び床版自重を分布荷重として、壁及び柱自重をそれぞれの部材頂部に集中荷重として作用させようとして、地震時荷重を漸増的に載荷した。基準となる地震時荷重は、3章での動的解析で得られた構造物に接する地盤要素の応力を用いるもので、中柱の水平変位が最大となる時刻における面せん断土圧荷重及び面垂直土圧荷重(図-22)を P^D_{max} とした(载荷方向を図-21中の矢印で示す)。このとき、B1F部とB2F部の面垂直土圧の载荷方向が異なるのは、図-10(2)に示す最大変位分布で構造物と自由地盤の変位差の正負によるものである。

(2) C断面(非対称2層構造)の解析結果

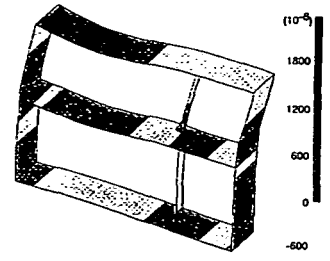
図-23、24にB1FとB2Fのそれぞれ中腹断面に作用する壁、中柱のせん断応力度履歴を示す。壁のせん断応力度は、



(C 断面 B1F 中柱せん断破壊時)
図-25 せん断応力度



(1) 床版：上面、柱 & 壁：右面



(2) 床版：下面、柱 & 壁：左面

図-26 ひずみ分布(C 断面 B1F 中柱せん断破壊時)

全作用せん断力を断面積で割った平均せん断応力度として示した。横軸は、作用土圧 P を図-22 に示す動的応答解析で得られた最大応答時における土圧荷重 P^D_{max} で割った荷重比 P/P^D_{max} として無次元化表示している。図-24 に示すように、B2F 部の各部材に作用するせん断応力度は 4kgf/cm^2 程度であり、せん断耐力に達しない。図-23 に示す B1F 部については、壁部は 2kgf/cm^2 程度に留まるのに対し、中柱のせん断応力度が卓越し、 $P/P^D_{max} = 0.88$ でせん断破壊する。図中には、せん断破壊の検討に用いる JSCE 式¹²⁾の他に建築学会式²¹⁾及び ACI 式²²⁾による値を参考として示す。なお、JSCE 式で P/P^D_{max} の増大に伴いせん断耐力 τ_{av} が低下するのは、せん断耐力に与える曲げモーメントの増大が影響しているためである。

B1F 中柱破壊時のせん断応力度分布と変形図を図-25 に示す。B1F 部は B2F 部に比し壁厚が薄く、上床版に作用するせん断土圧と壁面に作用する直土圧との関係で層せん断力が大きくなる。そのため、この B1F 部分の変形や中柱のせん断応力度は大きくなる。近傍の中層床版や B2F 下方の壁も一部に高い応力が認められるが、局所的であり、B1F 中柱のせん断破壊がこれらに先行すると考えられる。

図-26 には同時点での縁ひずみの分布を示す。この図からも分かるように、 1200μ 以下であり、鉄筋は降伏していないと推定できる。また、図-27 には上床版下面に生じるひび割れを、被災後の調査結果と共に示す。負方向の荷重の解析も行ったところ、 $P/P^D_{max} = -0.88$ までの段階では上床版下面に有意なひび割れは発生しないが、短スパン側端部はひび割れ発生直前である。観察された軌道軸直角方向ひび割れを除きこれらは調査結果とほぼ一致する。

以上のように、壁・床版には曲げひび割れ程度で鉄筋の降伏まで至らない段階で、比較的剛性が小さく水平土圧の影響の大きな B1F 部のうち、構造的に両端部固定となっている B1F 中柱に大きなせん断力が作用し、帯筋が少ないこともありせん断破壊に至ったと考えられる。

(3) G 断面(対称 3 層構造)の解析結果

図-28 に B1F と B2F 階の中腹断面、中柱及び壁に作用するせん断応力度履歴を示す。B1F の壁には 1kgf/cm^2 程度しか作用しないのに対し、中柱のせん断応力は卓越し、JSCE 式で評価すると $P/P^D_{max} = 0.9$ でせん断破壊する。一方、図-29 に示すように、B2F の中柱は荷重の増大に伴いせん断力

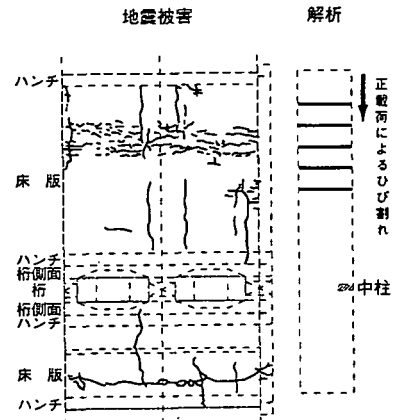


図-27 上床版(下面)ひび割れ状況

が低下する状態に移行し、破壊に至らないがせん断応力は急増している。これらの解析結果は図-7の被害レベルと符合する。このことから、地震力を静的な荷重に置換え、非線形解析で耐力を照査する方法の妥当性が認められる。

B2F 中柱の荷重増大に伴うせん断力の低下については、図-30 の中柱モーメント分布に示すように床スラブの曲げ剛性低下に伴うモーメント勾配の変化で説明できる。図中の連続梁支点反力に示すように、B1F 床スラブからの逆せん断力が増加すると考えられる。B1F 中柱破壊時のせん断応力度分布を図-31 に示す。B3F の鋼管中柱や左壁下方及び床スラブも一部高応力が認められるが、B1F 中柱のせん断破壊がこれらに先行する。図-32 に B1F 中柱せん断破壊時での曲げひずみ分布を示す。一部の壁と B1F 中柱上端で主筋が降伏するが、B1F 及び B2F 床スラブ材端では主筋が全て降伏している。このことが、B1F 側壁部にクラックなどの損傷を与え、その後 B1F 中柱に荷重が集中しこの部分に大きなせん断破壊を引き起こしたのが地下式の函体構造物の地震時損傷メカニズムと考えられる。

5. まとめ

兵庫県南部地震で被害を受けた地下鉄構造物を対象とし、その破壊メカニズムの解明と、今後の中柱を有する函体地

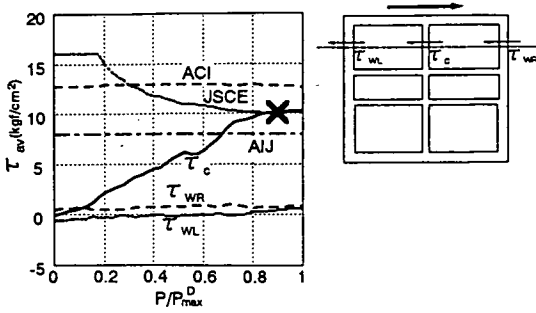


図-28 せん断応力度～荷重関係(G断面B1F中腹)

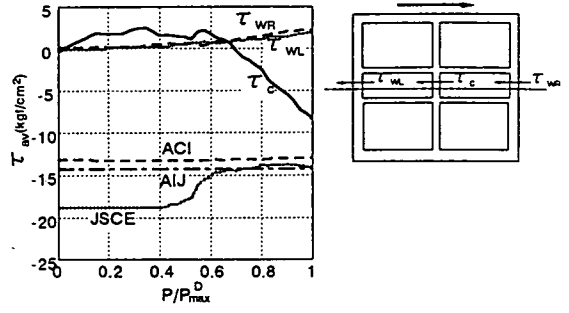


図-29 せん断応力度～荷重関係(G断面中B2F中腹)

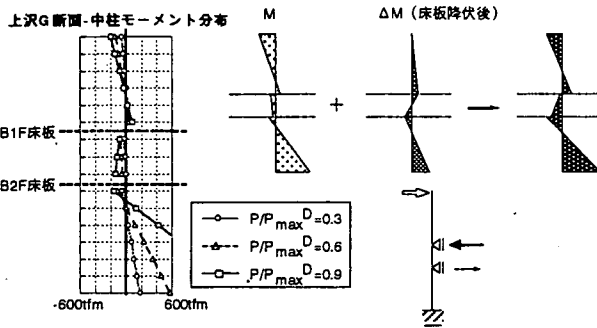


図-30 中B2F中柱・逆せん断力の作用メカニズム

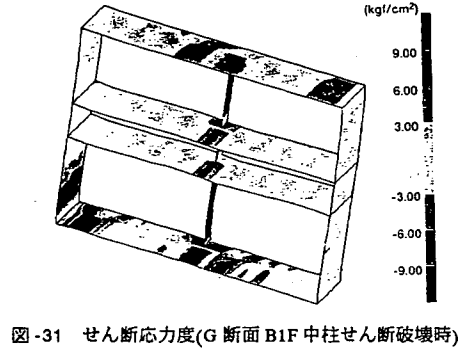
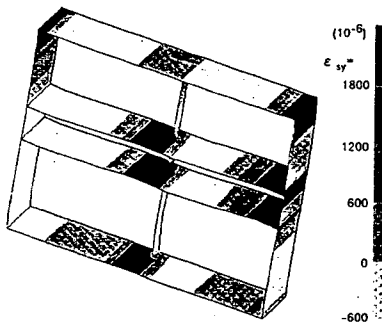
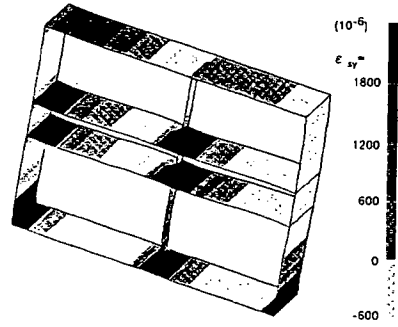


図-31 せん断応力度(G断面B1F中柱せん断破壊時)



(1)床版：上面、柱&壁：右面



(2)床版：下面、柱&壁：左面

図-32 ひずみ分布(G断面B1F中柱せん断破壊時)

下構造物の耐震性の照査手法確立に関する資料を得ることを目的に三つの数値解析的検討を行った。

周辺地盤の堆積状態をパラメータとした地震応答解析の結果、被害が大きかった区間では変位振幅が大きいことが分かった。地盤の変形は地下鉄構造物の変形に直接関与し、地盤の加速度は構造物境界面におけるせん断力に關与する。今回の地下鉄構造物の被害は、慣性力に關与する項より応答変位に關与する項が大きく影響したものと推定される。ただし、その比率に関する定量的な分担率に関しては、今後の課題と考えられる。

地盤構造物相互作用系の地震応答解析の結果、中柱に発

生するせん断力は耐力を超えており、このことが破壊の原因につながったと考えられる。この現象は断面構造形式にかかわらず確認できた。一方、断面構造は同様でも地盤の応答特性が異なる場合、発生断面力が大きく異なることが示された。このことは、構造形式の差より地盤の応答性状が大きく關与しているとの結果を示すものである。今回想定した地震波の70%以下の入力になったとき、中柱には損傷が発生しなかったものと予想された。このときの工学的基盤の加速度振幅は300galであり、通常のL1レベルでの検討地震動より大きい。曲げモーメント先行型の躯体において、ひび割れ等で塑性化した場合、剛性低下を考慮する

ことによって、弾性状態の断面力よりは低下し、その後の地震力では大きな破壊に至らないと予想された。

三次元静的非線形解析によって求まる躯体のせん断力と、既往のせん断耐力評価式を比較することによりB1F中柱のせん断破壊を予測することができた。壁・スラブには曲げひび割れ程度で鉄筋の降伏まで至らない段階で、構造的に両端部固定となっているB1F中柱に大きなせん断力が作用し、帯筋が少ないこともありせん断破壊に至ることが分かった。B2F部の中柱に作用するせん断応力は比較的小さく、被害結果と必ずしも一致しない。これについては地盤と構造物接触面の剥離など非線形性の影響やB1F中柱の破壊後の挙動を考慮した解析が必要であろう。

地下構造物においては周辺地盤の変形によって支配されるという意味で、強度のほか変形性能に関する照査が設計段階で必要となる。想定するL2レベルの大地震に対する今後の耐震設計を考える時、ここで示した検討方法の他、構造物の非線形性を忠実に考慮した連成非線形動的応答解析法の整備が必要と思われる。

参考文献

- 1) 土木学会編：阪神大震災震災調査報告書，pp. 47-50,1995.
- 2) 松田隆，岡野素之，後藤洋三：中間柱を有するボックスカルバートの地震応答特性について，第50回土木学会年次学術講演会講演概要集(I-B)，pp. 1594-1595,1995.
- 3) 松田隆，岡野素之，後藤洋三：中柱あるボックスカルバートの地震応答解析，第23回土木学会地震工学研究発表会講演概要，pp. 389-392,1995.
- 4) 田尻勝，佐俣千載，松田隆，大内一：地下鉄駅舎の被害に関する一考察，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 255-262,1996.
- 5) 佐俣千載，長光弘司，山本一敏，森伸治：非線形応答変位法による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.231-238,1996.

- 6) 神戸市交通局編：阪神大震災による被害状況<神戸市営地下鉄>，1995.
- 7) 日本道路協会：共同溝設計指針，1988.
- 8) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)，1975.
- 9) 日本道路協会：駐車場設計施工指針，1992.
- 10) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江崎順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその分析，土木学会論文集，No.537/I-35，pp.303-320,1996.
- 11) 飯田廣臣，青木一二三，梅原俊夫，中村晋，岡村達也：実験に基づく大開駅の既設及び復旧柱の耐力及び変形性能，土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.263-270,1996.
- 12) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，1991.
- 13) 帝都高速度交通営団：土木構造物設計示方書，1992.
- 14) 神戸市交通局：神戸市高速鉄道山手線(新長田～大倉山間)工事記録，pp.40～77,1984.
- 15) 今井常雄：動的試験に関する試験(現場)，基礎工 Vol.8, No.12, pp.28-33,1980.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 共通編，p199, 1994.
- 17) Irikura, K.: Preliminary analysis of non-linear site effects at Port Island vertical array station during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, *JNDS Journal*, Vol.16, pp.49-58, 1995.
- 18) Saenz, L.P.: Discussion of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete by Desayi and Krishnan, *ACI Journal*, Vol.61, pp.1229-1235, Sept., 1964.
- 19) Darwin, D. and Pecknold, D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229-241, April, 1977.
- 20) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, Aug., 1973.
- 21) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.
- 22) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-83).

(1996.7.2 受付)

SEISMIC DAMAGE ANALYSES ON BOX CULVERT WITH INTERMEDIATE COLUMNS

Takashi MATSUDA, Hajime OUCHI and Senzai SAMATA

The authors have conducted analytical simulation studies focusing on the failure of box conduits with intermediate columns. The effect of surface geology to the responses of ground were evaluated by the multi reflection theory, the seismic responses of soil structure interaction system were evaluated by 2-dimensional dynamic equivalent linear method with taking account of the nonlinearity of soil by the equivalent linear method as well. The calculated ratio of applied force to ultimate strength in shear of intermediate column revealed that the column was critical in shear failure. By the static 3-dimensional FEM nonlinear analysis, it was predicted that shear failure of the intermediate columns occurred in prior of reinforced bar yielding in all structural members.