

[土木構造]

阪神・淡路大震災における地下鉄駅舎の被災に関する解析的検討

—地震応答解析と非線形応力解析による破壊メカニズムの検討—

松田 隆 大内 一
田中 紀和 佐藤 清

概 要

1995年兵庫県南部地震では、開削式地下鉄構造物に大きな被害が生じた。そこで、神戸市営地下鉄道において被害規模が最も大きかった上沢駅の中柱を有するボックスラーメン構造を検討対象に、破壊メカニズムの解明を目的とした解析的検討を実施した。

第一段階では、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、応答変位と応答加速度に与える堆積地盤の深さの影響を検討した。その結果、今回の地震波の振動数特性との関係もあるが、比較的軟弱な地盤の厚さが増えた場合、応答加速度は低下するが応答変位は大きくなり、このことが地下鉄構造物の被害の大きさに影響したと考えられる。

第二段階では、2次元地震応答解析を用い、躯体および周辺地盤の応答特性を検討した。被害が顕著であった中柱の損傷は水平動に伴うせん断応力と曲げモーメントが大きく関与したことが分かった。また、地盤の堆積層の厚さの変化によって応答加速度や絶対変位が大きくなった場合でも、躯体に発生する断面力は必ずしも大きくならないことが分かった。

第三段階では、地震応答解析で求められた土圧を外力とする3次元静的非線形解析を用いて、被害を受けた構造物の破壊メカニズムを検討した。解析で求まる作用せん断力に対し、既往のせん断耐力評価式で検討した結果、壁・スラブには鉄筋の降伏まで至らない段階で、中柱に大きなせん断力が作用し、せん断破壊に至ることが分かった。

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震での地下鉄構造物の大きな被害は、鉄筋コンクリート製地下構造物の地震被害として初めてのものと言え、最も大きな被害である高速神戸鉄道の大開駅では路面の大陥没を伴う崩壊²⁾となった。大開駅から北へ約400m離れた神戸市営地下鉄山手線上沢駅でも、中柱の破壊を中心に大きな被害が生じた³⁾。ただし、上沢駅では駅舎区間の半分は軽微な被害であり、大きな被害が生じた地点から数100mほど離れた地点では被害がほとんどなかった。また、神戸市営地下鉄では新長田、上沢駅、三宮駅では被害を受けたが、その間にある湊川公園駅や大倉山駅は無被害であった (Fig. 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地震被害に対して、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。しかし、上下動や埋戻土の影響だけでは、隣接した構造物での被害の大小は説明できない。そこで、筆者らは被災構造物の破断面状況から、被害原因として、地盤の増幅特性が水平動に影響し、その振動に起因する部材せん断力が構造物の破

壊に大きく影響したと判断し、数値解析的検討によってこの現象を解明することにした。

本研究は、神戸市営鉄道山手線の上沢駅を対象にした次の三つの検討で構成されている。

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性と堆積層の深さの関係を明らかにした。その結果と被害の大小を比較することで、被害の要因を推定した。

第二の検討では、2次元地震応答解析法を用い、応答加速度・変位・躯体の断面力を評価した。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ることとした。このほか、入力地震動の強度と被害の予測と構造物の塑性化を簡易的に取扱った例を示す。

第三の検討は、鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した3次元静的非線形応力解析を行い、破壊に至るメカニズムの推定である。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動的応力を用いた。せん断破壊の評価は、解析で得られた作用せん断力を現行設計法でのせん断耐力式と比較することによって行った。

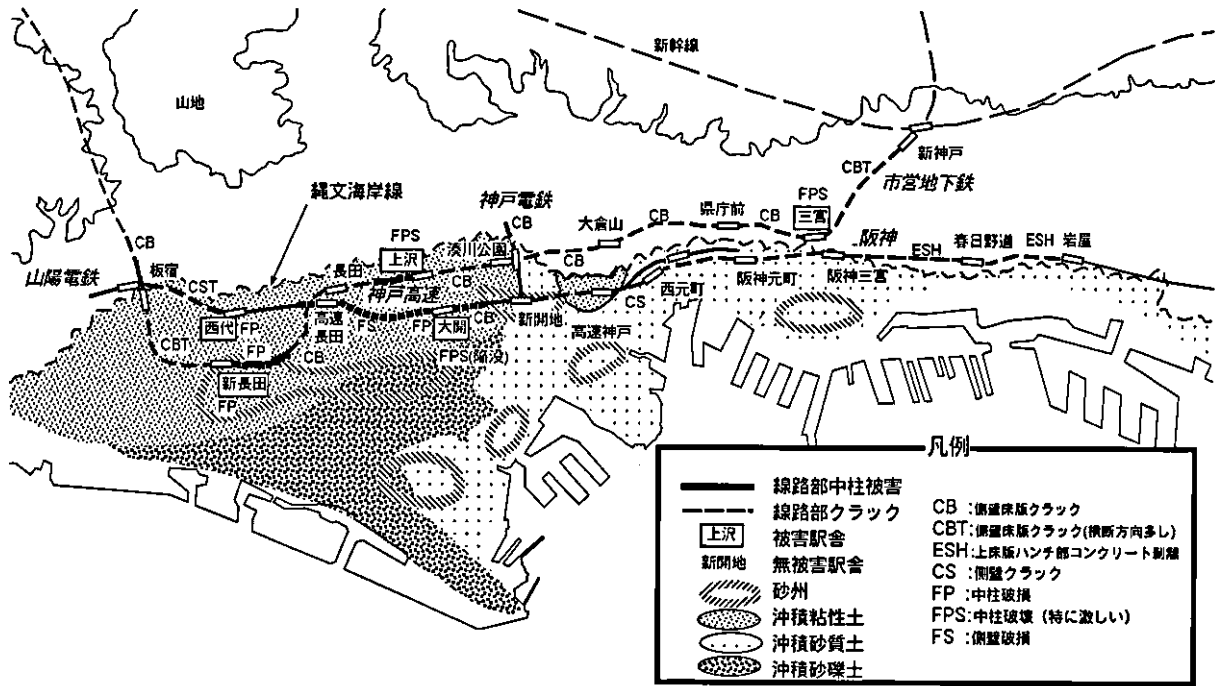


Fig. 1 神戸市内地下鉄構造物の被害と表層地質分布
Distribution of Damaged Underground Subway Structures in Kobe

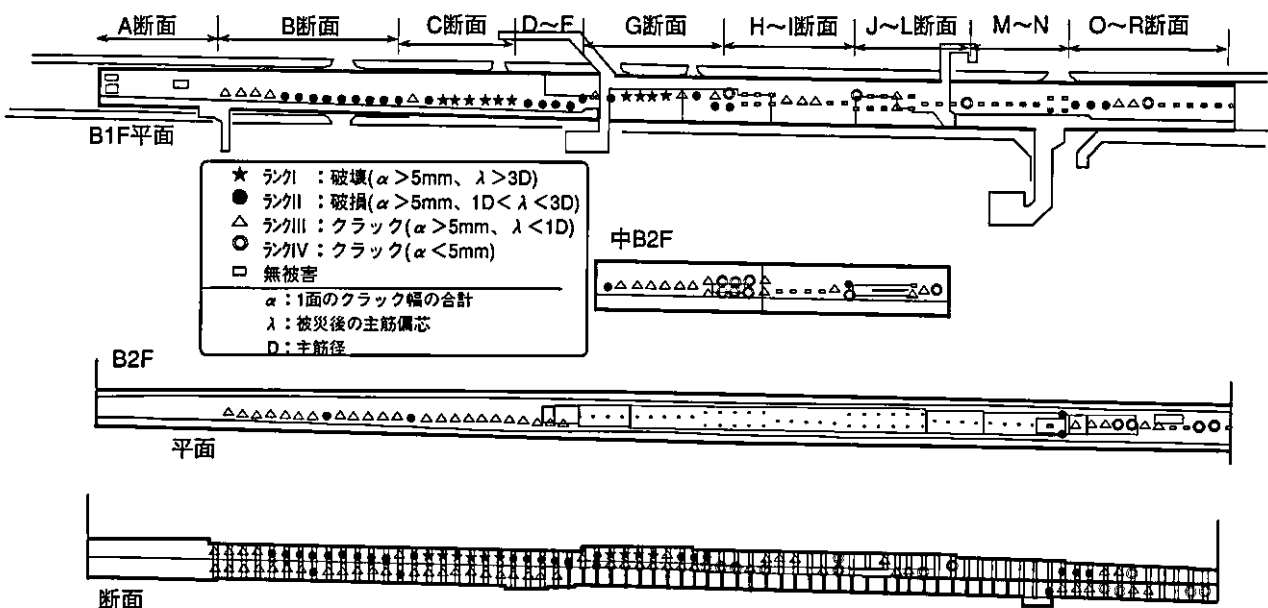


Fig. 2 上沢駅の平面および立面構成
Plan View and Profile of the Kamisawa Station

2. 上沢駅の被害状況と周辺地盤構成

2.1 駅舎の基本構造と被害概要³⁾

上沢駅の延長は400mで、2層2径間あるいは3層2径間の構成となっている。断面構造はAタイプからRタイプの27断面に分類され、複雑な構造形式となっている。プラットホーム部は左右対称断面であるが、それ以外は非対称断面である。特に、被害の大きかった西側はスパン比が約2対1の割合で中柱が南側に偏った断面となっている。駅部の平面および立面構成をFig. 2に、代表的な断面

構造をFig. 3にそれぞれ示す。

被害形態は、函型隧道構造のコンクリート製中柱の損傷が顕著で、市営地下鉄のランクI(破壊)の被害18本のうち10本はこの上沢駅に集中した。被害率としては、鉄筋コンクリート製中柱の73%に達し、スラブや側壁部には線路方向のクラックが見られた。Fig. 3にCとG断面の被害状況を示す。Fig. 2には各中柱の被害状況を示しているが、西側(長田駅方向)に被害が集中している。また、B1FのほうがB2Fより被害が大きいことが特徴的である。

Fig. 3 (a) は非対称2層2径間(C断面)の被害箇所を

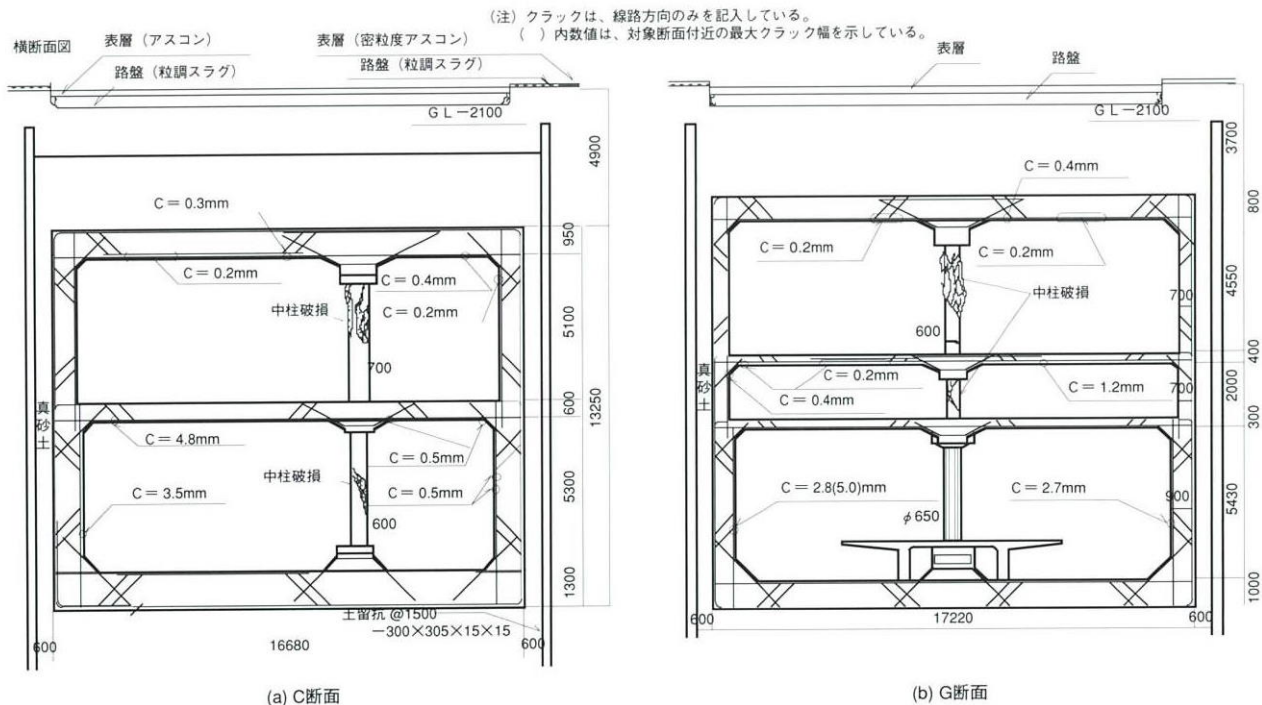


Fig. 3 代表的断面寸法と被害状況 (C,G断面)
Dimensions and Damaged Area of C and G Cross Section



Photo 1 上沢駅C断面の被害状況
Damage of C-cross Section at the Kamisawa Station

示している。C断面区間は駅の西側部にあり、5mピッチに設置されたコンクリート柱のすべてが被災した。B1F部の中柱の被害が著しく (Photo 1)、破断亀裂は柱の北側上方から南面へ向かう方向に生じた。その結果、外側部のコンクリートは大きく剥離脱落し、鉄筋が剥き出し状態となり湾曲した。なお、中柱の配筋は、主筋D32が9.2cmピッチで両側面二重であり、帯筋φ9mmは両端部で12.5cm、中央部で25cmである。B2Fにも同様の損傷が生じたほか、スパンの小さい側の上床版側壁側ハンチに近いところに床版を貫通するほどの鉛直方向のクラックが130m延長にわたって発生した。このクラックは、内空側

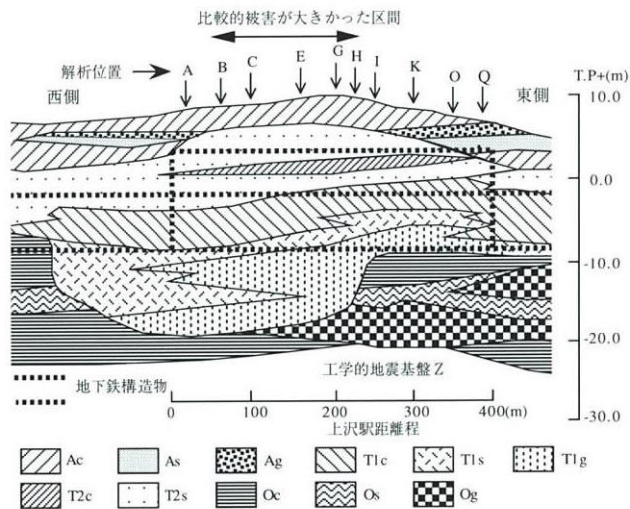


Fig. 4 上沢駅周辺の地質構成
Constitution of Stratum Around the Kamisawa Station

で約4mmのクラック幅で、外側ではほとんど閉じた状態であった。

Fig. 3 (b) は3層対称構造 (G断面) での被害箇所を示している。中柱の断面はB1F部および中B2F部で0.5m×1.3m、B2F部でφ0.65mの鋼管となっている。大きな被害が生じたB1Fの中柱は、C断面と同様の方向に発生したせん断面に沿ってコンクリートは抜け落ち鉄筋は大きく曲がった。中B2Fの中柱にも損傷が生じたほか、B1Fおよび中B2F部の上スラブやハンチ部にもクラックが発生した。

Table 1 地層構成
Constitution of Stratum

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		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		17
-30.00	16	-29.40	15	-28.40	15	-23.00	14		
	17		17			-27.80	15		
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:工学地盤								

Table 2 各地層の動的物性値
Dynamic Soils Properties

No.	地質	単位体積重量 $\gamma_s(\text{tf/m}^3)$	初期せん断剛性 $G_0(\text{tf/m}^2)$	基準ひずみ 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	工学基礎	2.10	40000	-----	-----	2.0

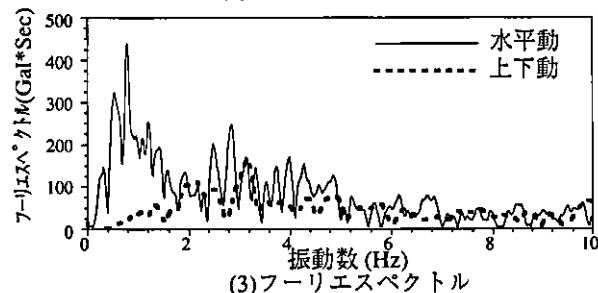
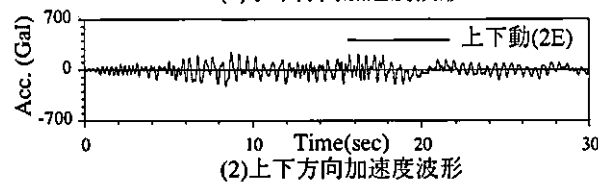
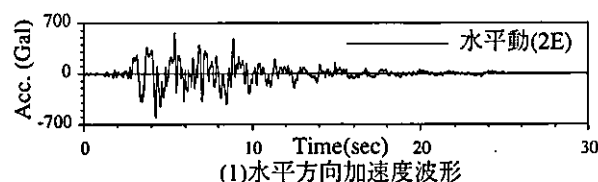


Fig. 5 解析検討用入力地震動 (2E)
Input Motions for the Analysis (2E)

2.2 周辺地盤構成と被害の関係

上沢駅周辺の表層は、縄文海岸線の外側に位置し、沖積粘土および砂層で構成されている。上沢駅と堆積層の関係を Fig. 4 に示す。図中の A~Q は Fig. 1 の当駅舎の断面構造に対応しており、前述した C および 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に基づいたもので、大阪層群 (Oc, Os, Og) の下の層が工学的地震基盤と考えられる。ただし、大阪層群は比較的剛性が高いため、大阪層群の上層 (段丘層と沖積層) を、ここでは単に堆積層と称す。上沢駅の西側は大阪層群以浅の堆積層が厚く、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影響したと考えられる。

3. 地盤の応答特性と被害分布の関係

3.1 検討方法

Fig. 4 に示す地層構成での路線軸直角断面方向の震動を検討対象とした。ここでは、奥行き方向に成層であり、隣接する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 1 次元状態が成立するものとしている。

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 から Q の各断面における地質構成を Table 1 に示す。材

料非線形特性には Hardin-Drnevich モデルを用いた。設定した地盤物性値を Table 2 に示す。ここで地盤の初期およ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。S 波速度 (V_s (s): 砂質土, V_s (c): 粘性土) を今井式により N 値から算定⁴⁾ し、式 (2) で初期せん断剛性 G_0 を設定する。内部摩擦角 ϕ を道路橋示方書⁵⁾ 内の式 (3) 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))。最大減衰定数は砂質土で 25% に、粘性土で 15% に、最小減衰定数は 2% に仮定した (式 (3))。

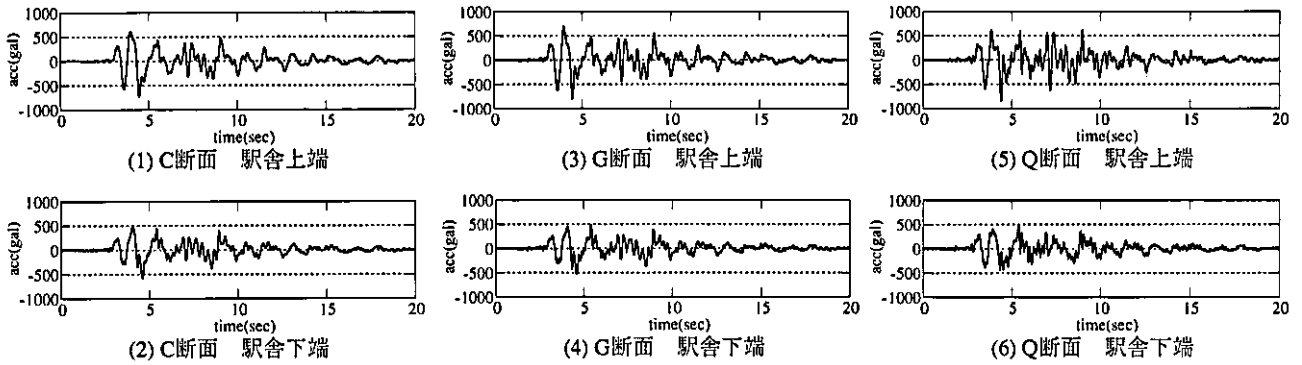
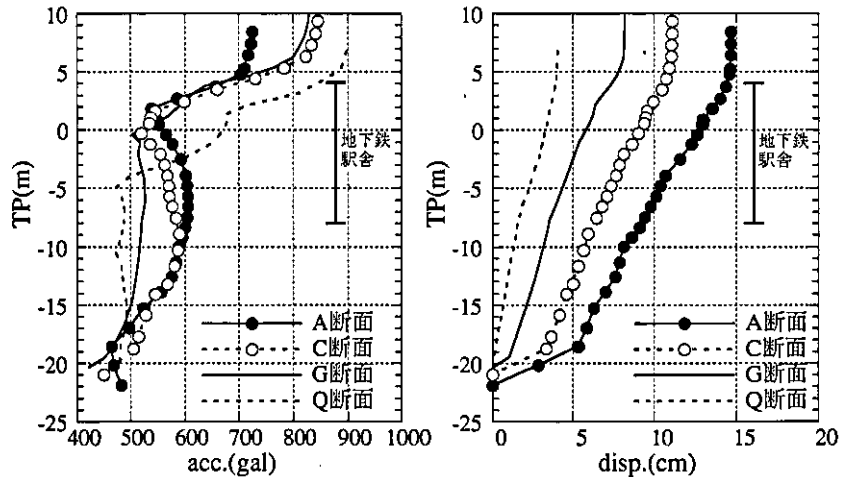


Fig. 6 地盤の加速度応答波形
Response Waves (Ground)

Table 3 地表面の卓越振動数
Predominant Frequencies of
Ground Surface

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) 最大応答加速度分布 (2) 最大応答変位分布
Fig. 7 最大加速度および変位の深度方向分布
Distributions of Maximum Acceleration and Displacement
in the Depth Direction

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

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

$$\gamma_r = \sigma_n' \cdot \tan \phi / G_0 \dots\dots\dots (3)$$

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

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位置での工学的地震基盤上における地震観測記録を用いた。ただし、主軸方向に水平方向2成分を合成した観測波形を、解析検討モデルの工学的地震基盤から(2E)で入射した。ここでの、上昇波(E)の最大加速度振幅は305galである(Fig. 5 (1))。Fig. 5 (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4章の相互作用解析で用いるものである。

3.2 解析結果

位置C, G, Qの駅舎上端および下端位置における応答加速度波形をFig. 6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。

Table 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の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ことが分かる。この傾向は2次卓越振動数にも表れている。

Fig. 7に深度方向の最大応答変位と最大加速度の分布を示す。図中のT.P.-8mは駅舎の下端に、T.P.+3mは上端になる。工学的地震基盤から駅舎下端までの最大応答加速度に関して、A~Qで大きな差はないが、被害の小さかったQの表層で増幅率が大きくなっていることが特徴的である。最大変位は、どの標高においてもA > C > G > Qの順で大きいことが分かる。

駅舎下端および上端位置の最大応答加速度と最大変位の路線延長方向の分布をFig. 8に示す。横軸はFig. 4に示すAを起点とした西側から東側への延長距離をとっている。最大加速度は下部で470~610gal、上部で600~850galの範囲にあり、最大変位は下層で6~17cm、上層で8~

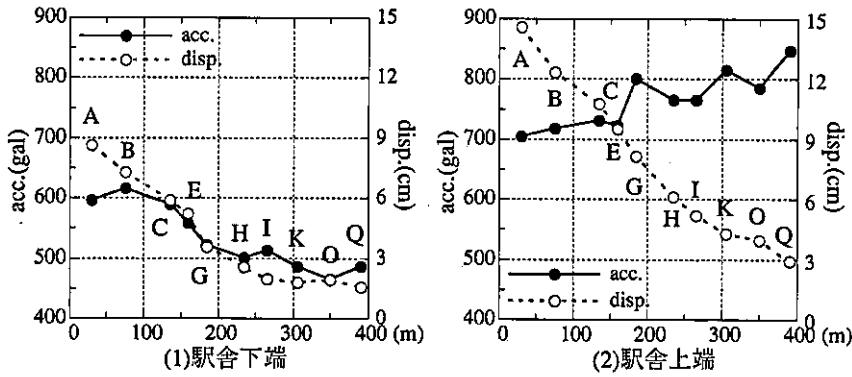


Fig. 8 最大加速度および変位の延長方向分布
Distributions of Maximum Acceleration and Displacement in the Longitudinal Direction

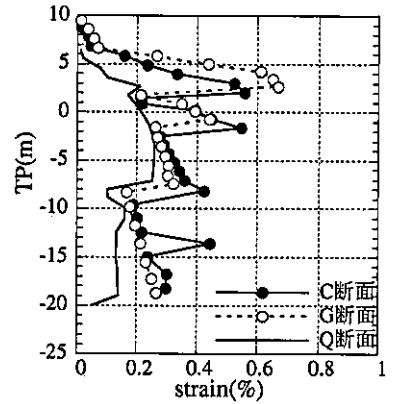


Fig. 9 最大せん断ひずみ分布
Distributions of Maximum Shear Strain

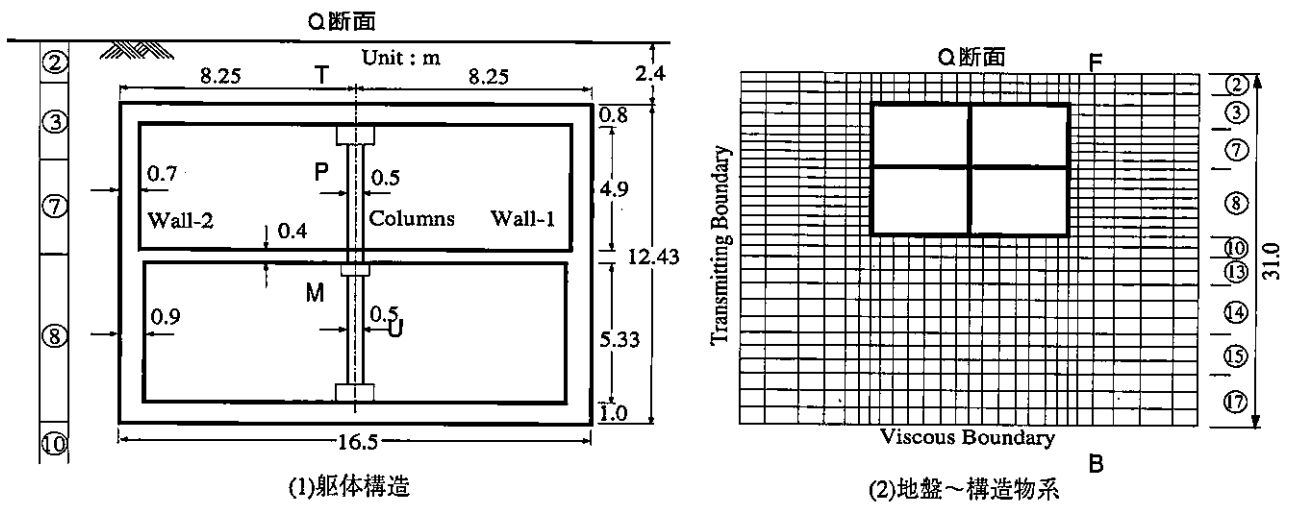


Fig. 10 解析モデル
FEM Mesh for the Soil-Structure-Interaction Earthquake

25cmの範囲にある。上端位置では、AからQに向かって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AからQに向かって減少している。ただし、延長方向の変化は上端位置の方が大きく、堆積層の厚さの影響は表層ほど大きく現れていることになる。

Fig. 9に深度方向の最大せん断ひずみ分布を示す。その結果、G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に比べ、加速度振幅が小さく変位振幅は大きいことが分かった。地盤の変位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と側面土圧に関与する。これらのうち、今回の地下鉄構造物の被害は、慣性力に関与する項より応答変位に関与する項が大きく影響したものと推定される。

4. 相互作用系の地震応答解析

4.1 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、地盤の非線形性を考慮した地震応答解析を実施した。ここでは、水平動と上下動を別個に入力し、最終的には、それらの地震時成分と常時成分を重ね合わせた。検討対象としたのはFig. 10に示すQ断面とC、G断面 (Fig. 3参照) である。

地盤は、前章の地盤応答解析と同様のモデルである。ただし、入倉等⁶⁾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明できることから、上下動の解析は初期剛性を用いた。

駅舎構造物は梁要素でモデル化し、基本的には材料非線形は考慮しない。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。基本ケースでは、単位体積重量を 2.4 tf/m^3 に、減衰定数を0.05に、せん断剛性を $2.1 \times 10^4 \text{ tf/m}^3$ にそれぞれ仮定した。ただし、構造物の塑性化を考慮したケースでは、基本ケースで塑性

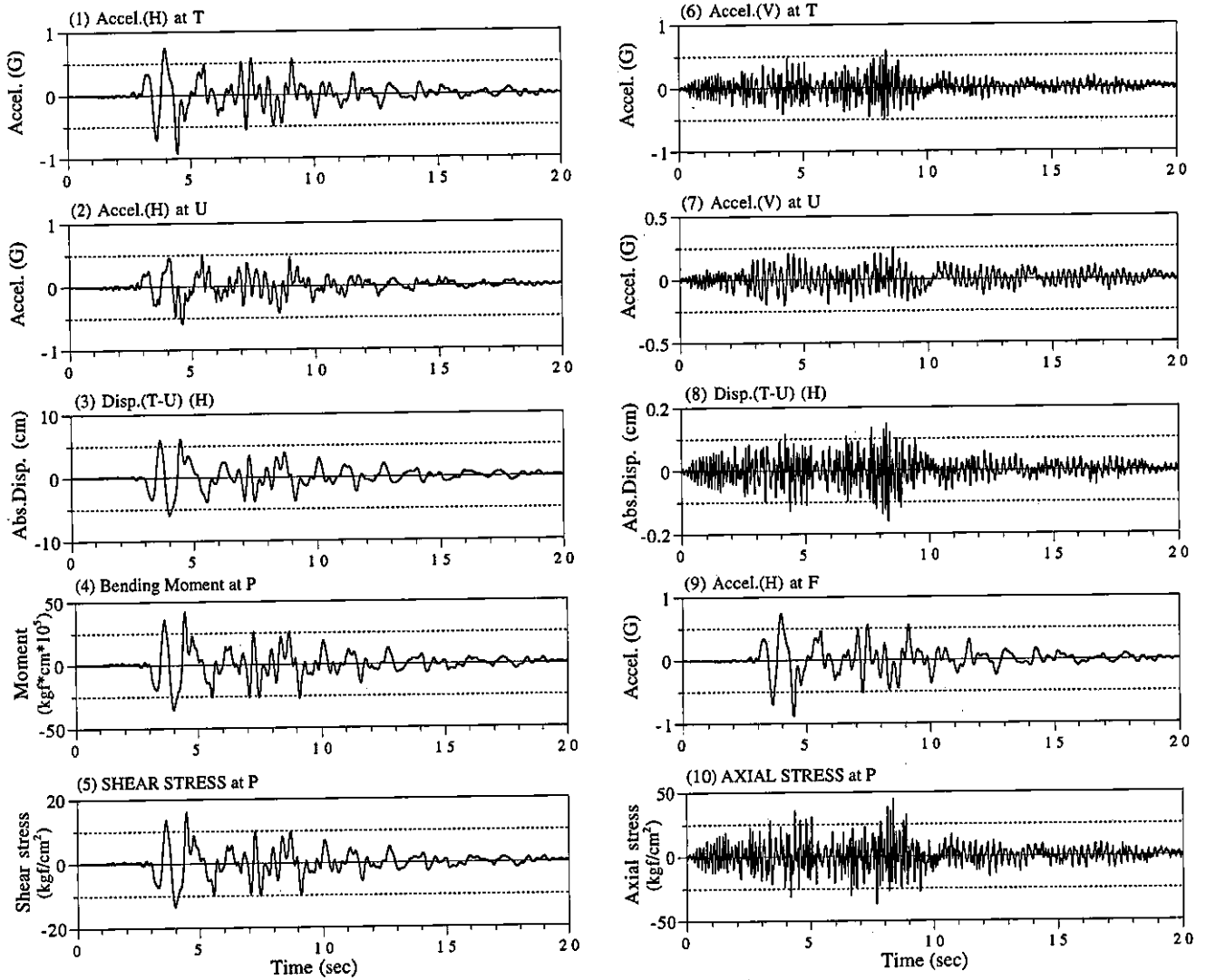


Fig. 11 代表的な応答波形 (G断面)
Response Waves (Soils and Structures)

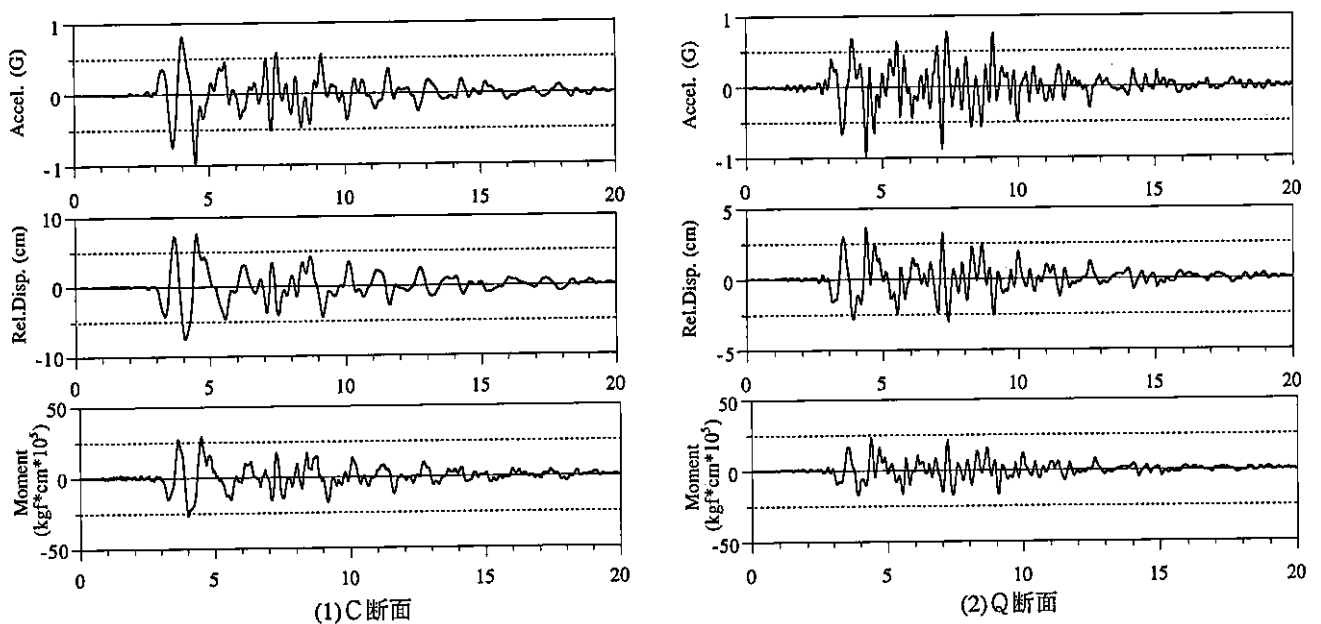


Fig. 12 堆積状態と応答波形の関係
Relationship between Conditions of Stratum and Response Waves

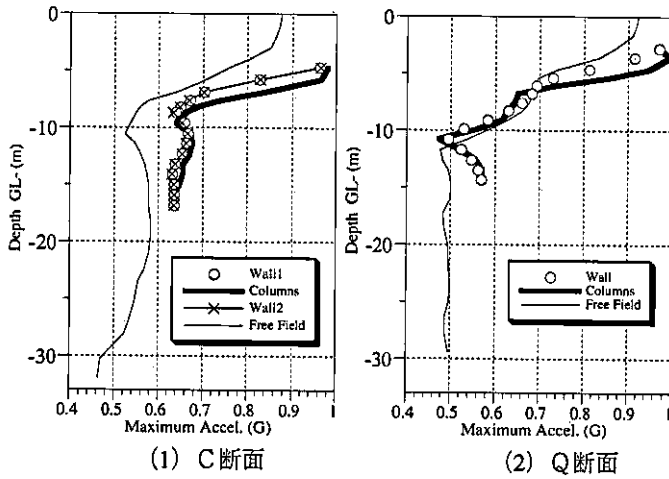


Fig. 13 最大応答加速度分布
Distributions of Maximum Acceleration
in the Depth Direction

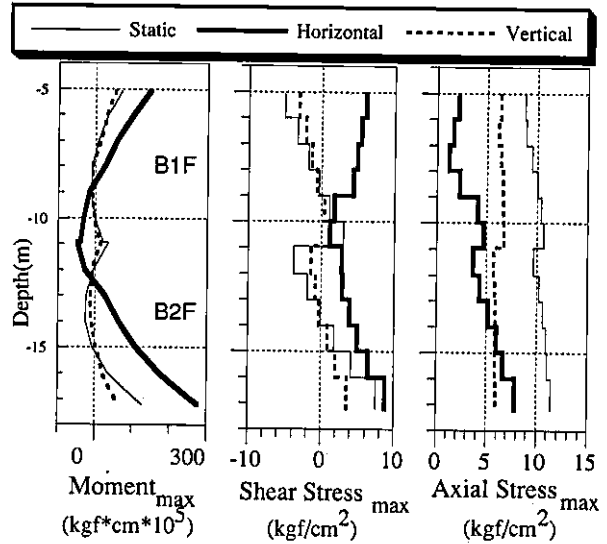


Fig. 15 断面力の構成 (C断面)
Constitutions of Section Forces

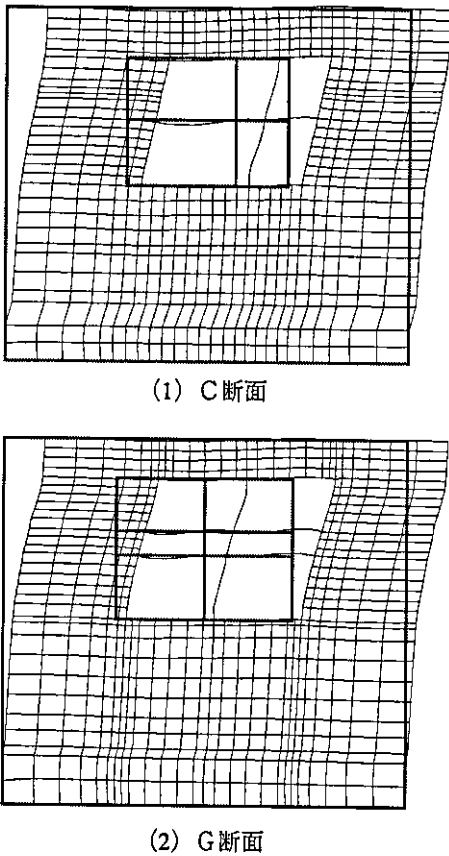


Fig. 14 変位モード
Modes of Maximum Displacement

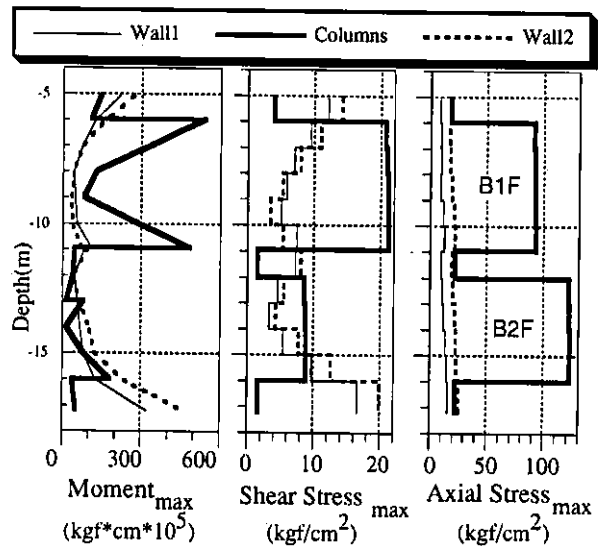


Fig. 16 最大断面力の分布 (C断面)
Distributions of the Maximum Section Forces

化した部分のせん断剛性を55%に低減させた。このとき、剛性低減率55%は土木学会コンクリート示方書に記載されている中程度の損傷時における入力の高減率を参考に設定した。

4.2 被害シミュレーション解析結果

Fig. 11にG断面の応答加速度・変位・断面力波形を示

す。地表面Fと上部スラブTは同様の傾向を有している。上下方向に関しては上層ほど高振動数成分が現れており、水平方向の応答が大きくなる前から500gal前後の大きな加速度が生じている。

上部スラブTおよび下部スラブUの絶対変位の位相特性はほぼ一致している。中間スラブMおよび上部スラブTの下部スラブUに対する相対変位(T-UとM-U)の位相もほぼ同一である。このことから、躯体断面力の評価に用いる最大応答変位は、断面内ではほぼ同一時刻で生じていることが確認できる。

中柱の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に関しては躯体の上下スラブ間の相対変位T-Uと、軸力Nに関しては地表面の上下方向加速度と相関が確認できる。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

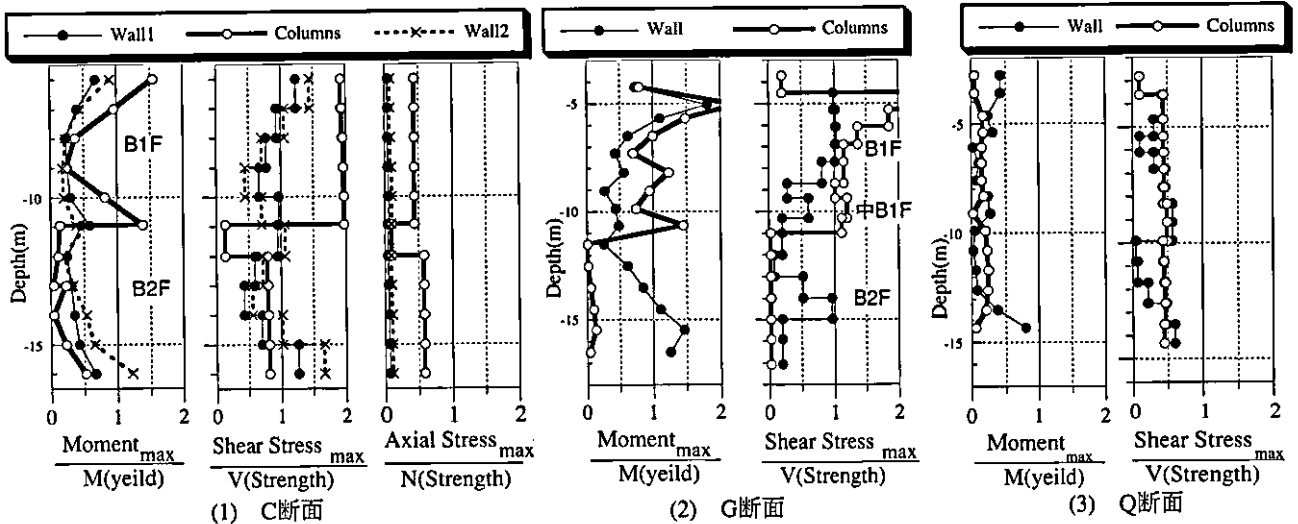


Fig. 17 耐力比の分布
Distributions of the Strength Ratio of Structures

性力の影響が大きい。

Fig. 12に、C、Q断面における代表的な応答波形を示す。いずれの断面においても、加速度、変位および断面力の相関はFig. 11に示したG断面の傾向と同様であり、地盤の堆積状態や構造物の形状によらず、応答変位と応答加速度が断面力に与える影響が明瞭に表れている。

Fig. 13にC、Q断面における水平方向の最大応答加速度分布を示す。構造の対称性の有無にかかわらず、躯体の応答は側壁位置と中柱位置でほぼ同一の最大値を示すこと、躯体上部は同深度の自由地盤の応答より大きくなること、などが分かる。構造物の応答が自由地盤の応答より大きくなるのは、構造物が中空であり、見掛けの剛性はその構造物が排除した地盤の剛性より小さくなることが影響したためである。

Fig. 14にC、G断面における最大変位分布を示す。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が変形し、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する。C、G断面での平均的なせん断ひずみは 10^3 台であり、大きなクラックに関与すると考えられる。

Fig. 15にC断面に生じる断面力の常時・水平加振時・上下加振時ごとの最大値分布を示す。曲げモーメントMおよびせん断力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。ただし、C断面では中柱構造が非対称であることから、中柱においても比較的大きな常時および上下加振による曲げモーメントMとせん断力Vが発生する。

Fig. 16は、地震時断面力の絶対値と常時成分を加えたものを示している。このとき曲げモーメントMに関して、側壁は奥行き1m当たりの値を、中柱に関しては1本当たりの値で示している。また、せん断力軸力は応力成分で示している。図から、大きな断面力が発生するのは、

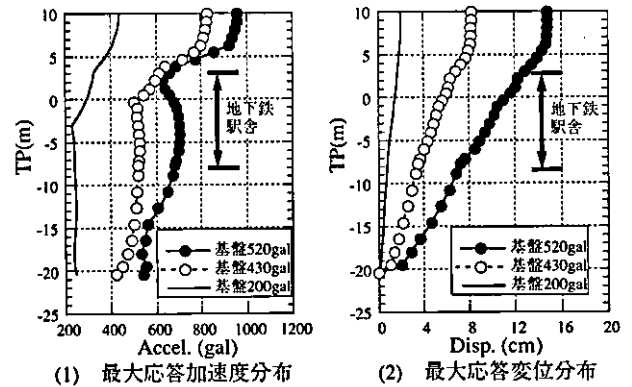


Fig. 18 各入力強度における応答加速度と変位分布
Maximum Acceleration and Displacement Distributions

中柱と側壁のハンチ付近である。

発生断面力を強度で除した強度比分布をFig. 17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、曲げ降伏モーメント M_y と軸力 N の関係(M-N相関)およびせん断耐力 V_y は土木学会コンクリート示方書平成3年度版によった。また、軸力はコンクリートの設計圧縮強度 $F_c=210\text{kg/cm}^2$ で評価している。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、常時のみを考慮した。

Fig. 17 (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およ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される。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。

Fig. 17 (2)はG断面の結果を表すもので、強度比の分布傾向はC断面と同様である。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

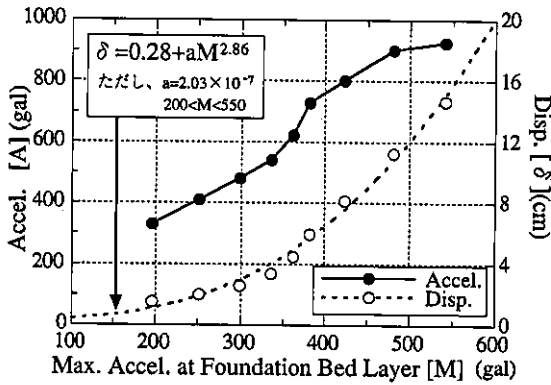


Fig. 19 入力最大加速度と表層地盤応答の関係
Acceleration of Input Motion vs. Maximum Response

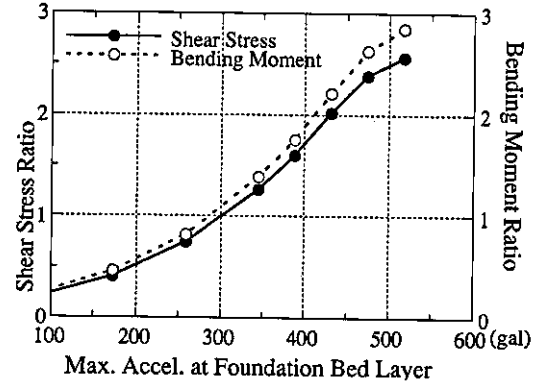


Fig. 20 入力地震波の最大加速度とせん断強度比の関係
Maximum Acceleration of Input Motion vs. Shear Stress Ratio

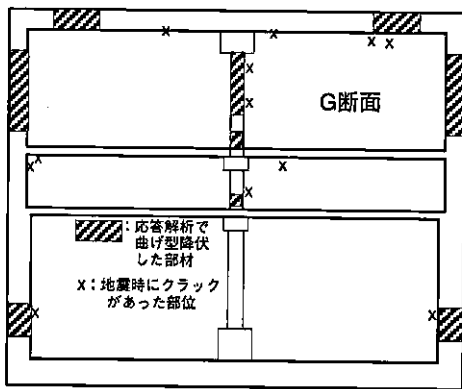


Fig. 21 構造物の塑性化を考慮した解析モデル
Model for the Analysis Taking Account for Elasto-Plastic Effect

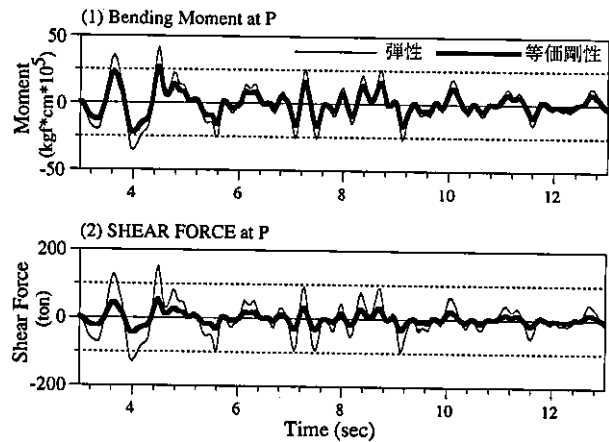


Fig. 22 応答波形の比較
Comparison of Response Waves

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。

Fig. 17 (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ことと対応がとれる。

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、構造物の損傷が誘導できる結果が示された。一方、GとQ断面は両者とも対称断面であるが、被害の大小は明確に解析でも示された。このことは、構造形式の差より地盤の応答性状が大きく関与していると推定した3章の結果を裏付けるものである。

4.3 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。Fig. 18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応答加速度と最大変位の深度方向分布を示す。Fig. 19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

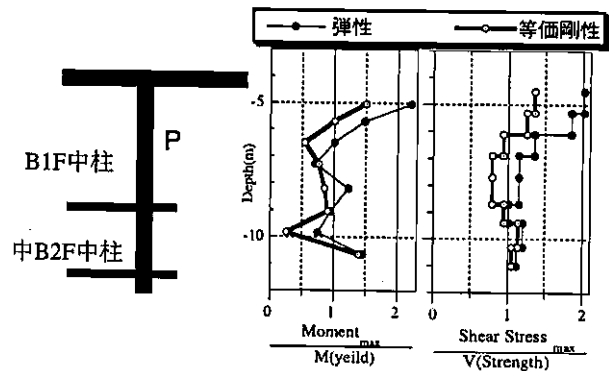


Fig. 23 強度比の比較
Comparison of Strength Ratio

が、350gal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。

Fig. 20に中柱Pの曲げモーメント比とせん断応力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

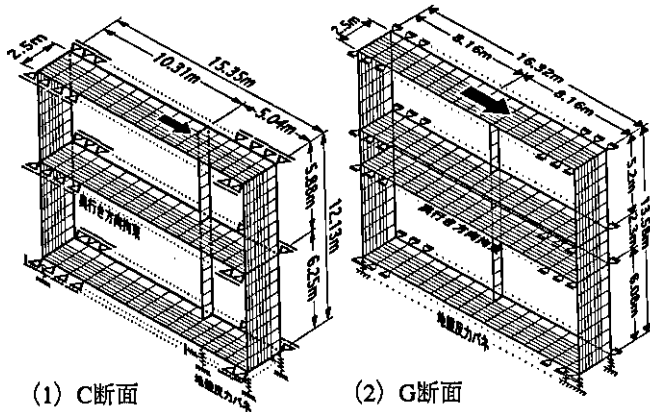


Fig. 24 3次元静的非線形解析モデル
Models for 3 Dimensional Nonlinear Static Analysis

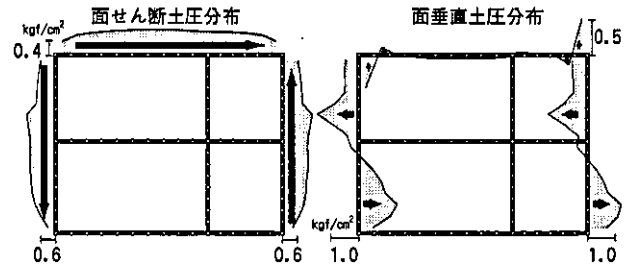


Fig. 25 地震時土圧荷重
Earth Pressure Models

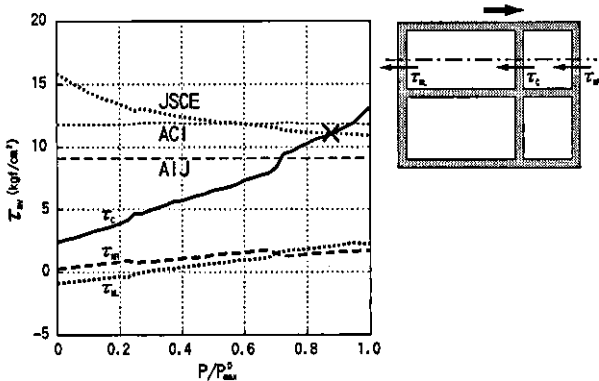


Fig. 26 せん断応力度～荷重関係 (C断面B1F中腹)
Relationship between Shear Stress and Load Ratio
(C-Section B1F)

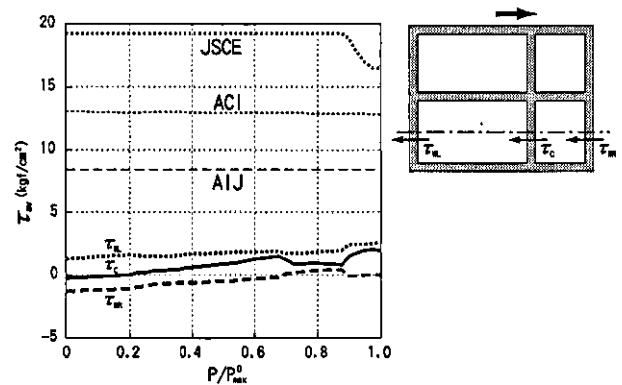


Fig. 27 せん断応力度～荷重関係 (C断面B2F中腹)
Relationship between Shear Stress and Load Ratio
(C-Section B2F)

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。

4.4 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、弾性的場合に比べ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 (Fig. 21 参照。以下、「等価剛性モデル」と称す)。

Fig. 22に構造物を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を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、せん断力の方がその影響が顕著に現れている。

Fig. 23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が生じるが、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。

5. 非線形構造解析

5.1 検討方法

地震応答解析によって得られた地震時土圧および常時土圧を外荷重として、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モデル化した3次元静的FEM材料非線形解析を用いた。これはスラブ・壁構造を鉄筋コンクリート積層シェル要素の集合体でモデル化するもので、平面保持を仮定して求まる各層ひずみと2軸応力～ひずみ構成則から2次元応力を、そして積分することにより断面力と断面剛性を逐次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⁷⁾で、それ以降はDarwin-Pecknoldモデル⁸⁾で表現した。破

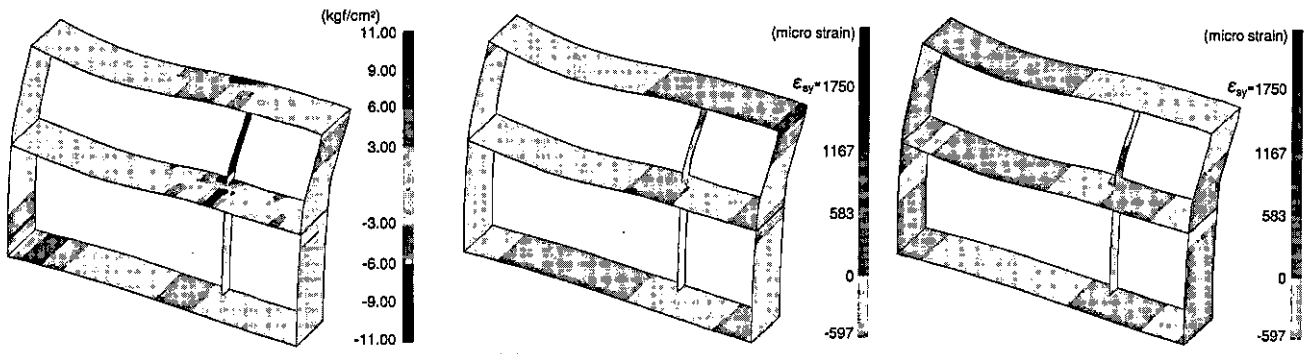


Fig. 28 せん断応力度 (C断面B1F中柱せん断破壊時) Shear Stress Distribution (C-Section, at the Time of the Failure on Intermediate Columns of B1F)

Fig. 29 ひずみ分布 (C断面B1F中柱せん断破壊時) Shear Strain Distribution (C-Section, at the Time of the Failure on Intermediate Columns of B1F)

壊条件は2軸圧縮下ではKupfer-Gerstle式⁹⁾を、引張～圧縮応力下ではDarwin-Pecknold式をそれぞれ用い、2軸引張では主応力が1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、引張圧縮側とも完全弾塑性とした。ここに、材料定数は実強度を想定し、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 210kgf/cm^2)
 $f_t=25\text{kgf/cm}^2$, $E_c=2.6 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$
 主鉄筋 (D32) と帯筋 ($\phi 9$): $f_y=3,500\text{kgf/cm}^2$ (SD30)
 $E_s=2 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$

解析対象はCおよびG断面とする (Fig. 24)。壁およ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出来る限り忠実に再現するため、中柱・スラブ・壁の単位構造を取り出した。荷重は常時荷重については土圧荷重および床版自重を分布荷重として、壁および柱自重を集中荷重としてそれぞれの部材頂部に集中荷重として作用させた。地震時荷重については、第4章での動的解析で得られた面せん断土圧荷重および面垂直土圧荷重 (Fig. 25) を漸増的に載荷した。動土圧分布については、中柱の水平変位が最大となるときの値を、その載荷方向はFig.24中の矢印で示す。

5.2 解析結果

5.2.1 C断面 (非対称2層構造) Fig. 26, 27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。横軸は作用土圧を動的応答解析で得られた最大応答時土圧荷重で割った P/P_{max}^{pp} として無次元表示している。Fig. 27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。Fig. 26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、 $P/P_{max}^{pp}=0.88$ でせん断破壊する。図中には、せん断破壊の検討に用いる土木学会示方書式¹⁰⁾の他に建築学会式¹¹⁾、およびACI式¹²⁾による値を参考に示す。

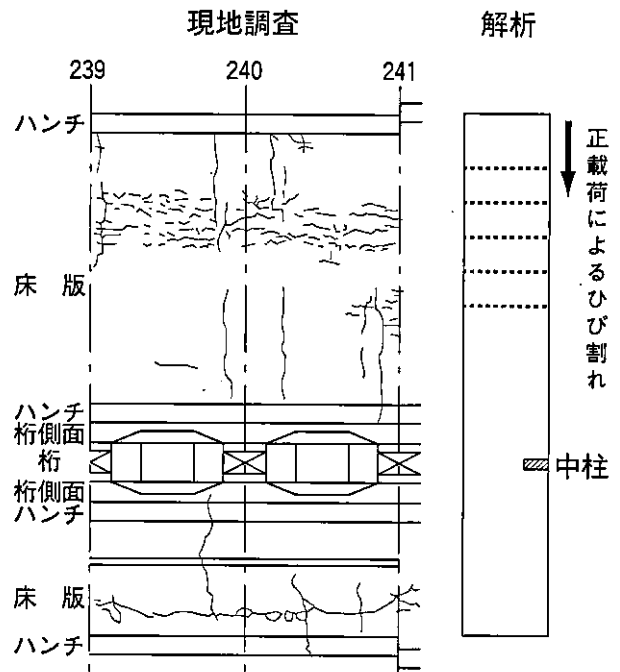


Fig. 30 上床版 (下面ひび割れ状況) Cracks on the Upper Slab

B1F中柱破壊時のせん断応力度分布を变形図に重ねてFig. 28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一般に大きくなる。そのため、このB1F部分の变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。

Fig. 29には同時点での緑ひずみの分布を示す。この図からも分かるように、鉄筋は降伏していないことが分かる。またFig. 30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ともに示す。負載荷の解析も行ったところ、 $P/P_{max}^{pp}=0.88$ 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に

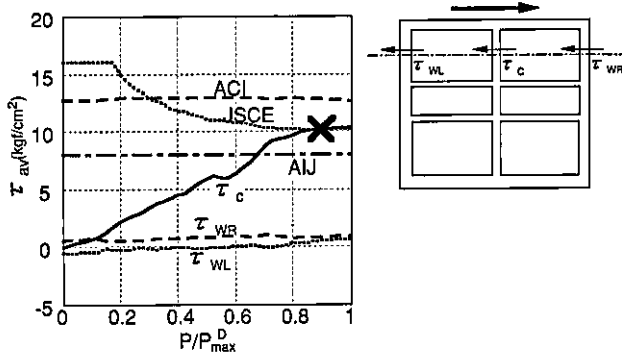


Fig. 31 せん断応力度～荷重関係 (G断面B1F中腹)
Relationship between Shear Stress and Load Ratio (G-Section B1F)

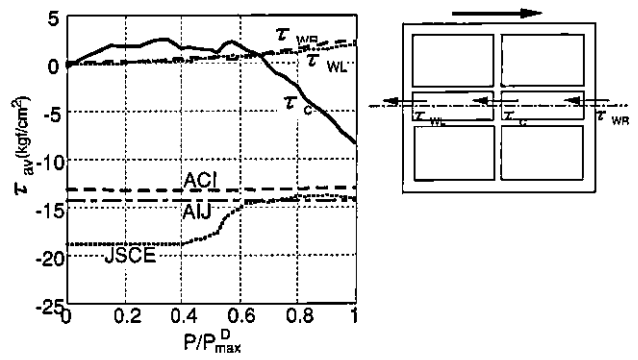


Fig. 32 せん断応力度～荷重関係 (G断面中B2F中腹)
Relationship between Shear Stress and Load Ratio (G-Section B2F)

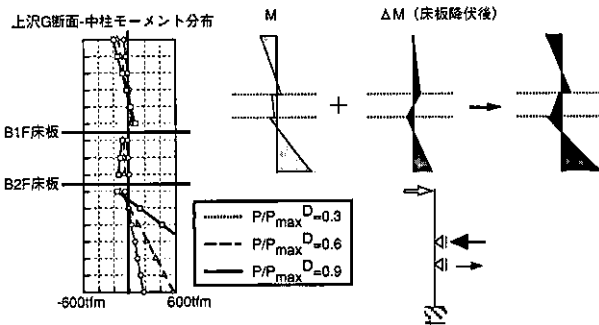


Fig. 33 中B2F中柱・逆せん断力の作用メカニズム
Mechanism for Acting Reversal Shear Stress

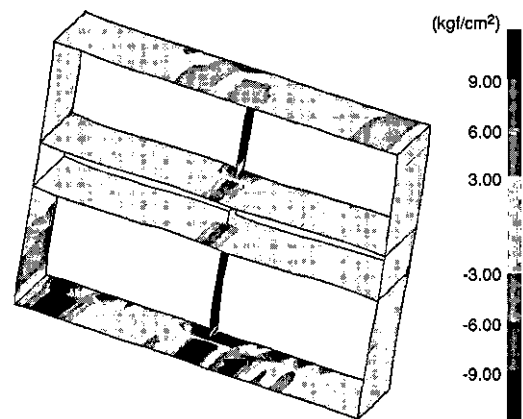


Fig. 34 せん断応力度 (G断面B1F中柱せん断破壊時)
Shear Strain Distribution (G-Section, at the time of the Failure on Intermediate Columns of B1F)

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。

5.2.2 G断面 (対称3層構造) Fig. 31にB1FとB2F階の中腹断面、中柱および壁に作用するせん断応力度履歴を示す。Fig. 31に示すようにB1Fの壁には高々1kgf/cm²しか作用しないのに対し、中柱のせん断力は卓越し、土木学会式で評価すると $P/P_{max}^D=0.9$ でせん断破壊する。一方、Fig. 32に示すように、B2Fの中柱は荷重の増大に伴い逆せん断力に移行し、破壊に至らないが急増している。これらの解析結果はFig. 3の被害レベルと符合する。B2F中柱の逆せん断力については、Fig. 34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Fig. 35に示す。B3Fの鋼管中柱や左壁下方およ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。Fig. 36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

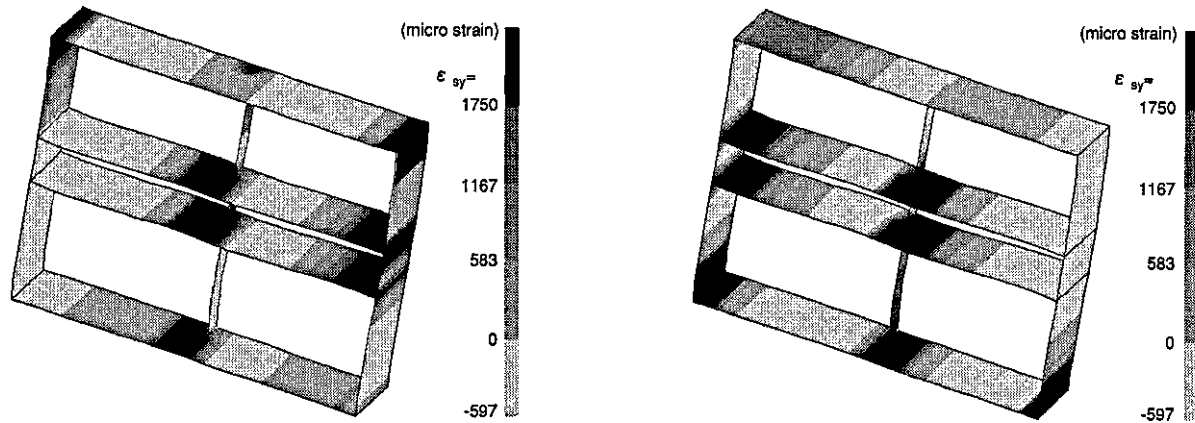
が、B1FおよびB2F床スラブ材端では主筋が全て降伏している。このことが、B1F側壁部にクラックなどの損傷を与え、その後B1F中柱に荷重が集中しこの部分に大きなせん断破壊を引き起こしたのが地下式の函体構造物の地震時損傷メカニズムと考えられる。

6. 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を目的に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被害が小さかった区間に比べ、変位振幅が大きかったことが分かった。地盤の変位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と土圧に関与する。今回の地下鉄構造物の被害は、慣性力に関与する項より応答変位に関与する項が大きく影響したものと推定される。

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



(1) 床版：上面，柱&壁：右面

(2) 床版：下面，柱&壁：左面

Fig. 35 ひずみ分布 (G断面B1F中柱せん断破壊時)
Shear Strain Distribution (G-Section, at the Time of the Failure on Intermediate Columns of B1F)

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、断面構造はほぼ同様でも地盤の応答特性が異なる場合、発生する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関与していると推定した結果を裏付けるものである。また、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。このほか、躯体の塑性化による剛性低下を考慮した場合、弾性仮定時の断面力よりは低下し、大きな破壊にはならないと予想された。

3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。想定されるL2レベルの大地震に対する今後の耐震設計を考える時、ここでの検討方法の他、今後、構造物の非線形性を忠実に考慮した地盤～構造物連成非線形動的応答解析法の整備が必要と思われる。

謝 辞

本研究の実施にあたり、被害状況および地盤、構造物に関する詳細な資料の提供と、研究のご指導を頂いた神戸市交通局の各位に感謝致します。

参考文献

- 1) 土木学会編：阪神大震災震災調査報告書，p.47～50，(1995)
- 2) 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，p.303～320，(1996)
- 3) 神戸市交通局：阪神大震災による被害状況<神戸市営地下鉄>，(1995)
- 4) 今井常雄：動的試験に関する試験（現場），基礎工 Vol.8，No.12，p.28～33，(1980)
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 共通編，p199，(1994)
- 6) Irikura, K. : Preliminary Analysis of Non-linear Site Effects at Port Island Vertical Array Station During the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, JNDS Journal, Vol.16, p.49～58，(1995)
- 7) Saenz, L. P. : Discussion of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete by Desayi and Krishnan, ACI Journal, Vol.61, p.1229～1235, Sept., (1964)
- 8) Darwin, D. and Pecknold, D. A. : Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, p.229～241, April, (1977)
- 9) Kupfer, H. B. and Gerstle, K. H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, p.853～866, Aug., (1973)
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編 平成3年版，(1991)
- 11) 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)
- 12) American Concrete Institute : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-83)