

地下式ボックスカルバートの地震時挙動

- 神戸高速鉄道大開駅の崩壊 -

構造材料工学研究室 澤田 和宏 山田 哲史 吉川 弘道

key words : ボックスカルバート, 地震, 動的応答解析, 入力地震動, せん断力, 曲げモーメント

地中には日常生活を支えるライフラインである上下水道管やガス管等が埋設されている。地震が発生すると地下から伝播する地震動は地表面に向かうにしたがって増幅されていく。このため地中では地表と比べて地震動が小さい。また、地上構造物と異なり地中構造物は地盤に拘束されているために地盤と独立した大きな振動をしない。従って、地中構造物の地震に対する安全性は高いと考えられていた。しかし、兵庫県南部地震で地中構造物は甚大な被害を受けた。このように地中構造物は歴史が浅く地震の経験が比較的少ないために他の構造物に比べ不明な点が多い。そこで本研究は、地下鉄駅舎をモデルとしたボックスカルバート構造物の線形応答解析を行い、地震時に作用する影響について検討した。

1.被害事例

1995年1月17日午前5時46分に発生した兵庫県南部地震は死者6300人以上と20万戸以上の全半壊住宅やライフライン施設の被害を神戸を中心とする地域にもたらした。この地震で様々な構造物に大きな被害が生じたが、中でも注目される被害の1つに地下鉄の被害がある。地震発生時の地下鉄運行状況と主な損壊状況を図1に示す。特に海岸線と平行に走っている路線付近では震度7に含まれ、1948年福井地震を契機に設けられた新しい最大震度が初めて現れた。

先にも述べたように地下鉄構造物の被害が広範囲に大規模に生じたのは兵庫県南部地震が初めてのことである。中でも神戸高速鉄道大開駅の崩壊はこれまで全く想像されなかった被害といえる。大開駅の建設当時の設計指針では、横断面に関して地震荷重は考慮されていなかった。しかし、駅舎の崩壊という被害を前提にした時、当時の耐震設計指針で作られた構造物が地震に対して安全であることを保障するものではないことは明らかである。すなわち、大規模な地中構造物の設計法はこれらの被害の経験を通じて、より合理的なものへと改良を加えていくことは必然である。



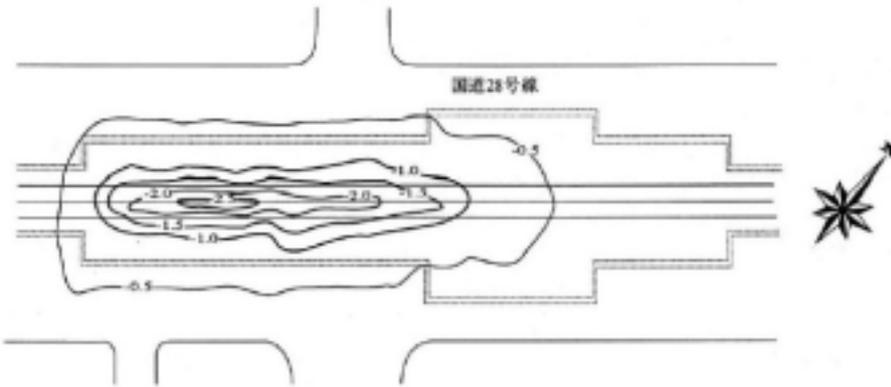
図1 地震発生時の地下鉄運行状況と主な損壊状況



(1) 高速長田駅側を望む



(2) 新開地駅側を望む



(3) 路面沈下結果

図2 国道28号線路面の陥没状況



(1) 一方向に鉄筋が曲がる(中柱20)



(2) 脚部の圧壊(中柱23)

図3 中柱の損傷状況

図2に地表面での国道28号線の陥没状況を示す。中央を北東から南西に走る国道28号線の交差点の一部が陥没し湛水している。この交差点では雨水幹線や上下水道や電気線など多くのライフラインが国道28号線を横断しており、陥没により上下水道管が破損して湛水したものである。また、沈下測量結果より長さ90m、幅23mにわたって最大2.5m程度沈下していた。図3に被害が最も大きかった中柱位置20番と23番の損傷状況を示す。図3(1)のように破壊した部分が1方向に曲がっている場合と図3(2)のように対称形に曲がっている場合である。



図4 中柱25～26間の上床梁



図5 路線部側壁下(海側)



図6 側壁外部に生じた亀裂

図4に示すように上床板が上に凸に折れ曲がっている。また、上床板に直角方向の亀裂がほぼ等間隔に入っていたが、これらの亀裂は中柱の表面位置から入っているものが多く最大亀裂幅は70mmまで及んでいた。図5において海側の側壁下端は内部に押し出されて下側ハンチ付近の被りコンクリートの剥離が見られ、鉄筋がむき出しになっている。山側の側壁には中央部に水平に最大10mm程度のひび割れが数本走った。図6は高速長田駅側壁部付近の側壁外部に生じた亀裂である¹⁾。

2. 地中構造物の耐荷メカニズムと設計荷重

開削工法による地中構造物は、地震時に周辺の地盤変位によって構造物が強制的に変化させられる特徴がある。このため、供用期間中に数回起こりうる地震動(レベル1地震動)に対しては全体構造系として十分な耐力を有すると同時に、兵庫県南部地震クラスの地震動(レベル2地震動)に対してはトンネル崩壊防止を可能な構造であることが要求されており、必要空間を確保することが保持すべき耐震性能とされている。

箱型断面の旧設計では図7に示すように上載土の重量や構造物の自重や土圧や地盤反力を考慮しているが地震力は考慮されていない。これらを主として周辺地盤からの荷重に抵抗できるように部材は比較的剛な構造となる。また、地盤の液状化や側方流動が生じる可能性がある場合はその影響を考慮しなければならない。

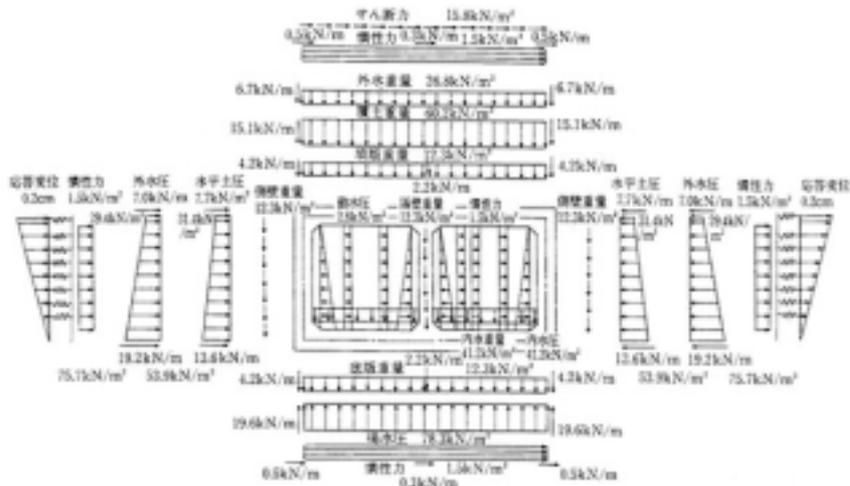


図7 レベル1地震動時の荷重の組み合わせ²⁾

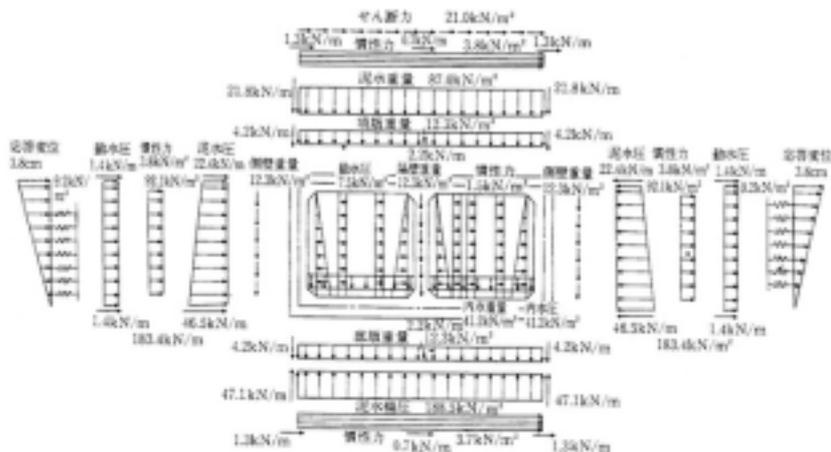


図8 レベル2地震動時の荷重の組み合わせ²⁾

3. 構造解析手法



応答変位法

周辺地盤を地盤バネでモデル化し構造物を骨組みモデルで扱う。一次元地盤応答解析によって得られた変位分布を強制変位として FEM モデルの側方境界に作用させる。FEM モデルの側方のサイズにより結果が異なるので注意が必要である。

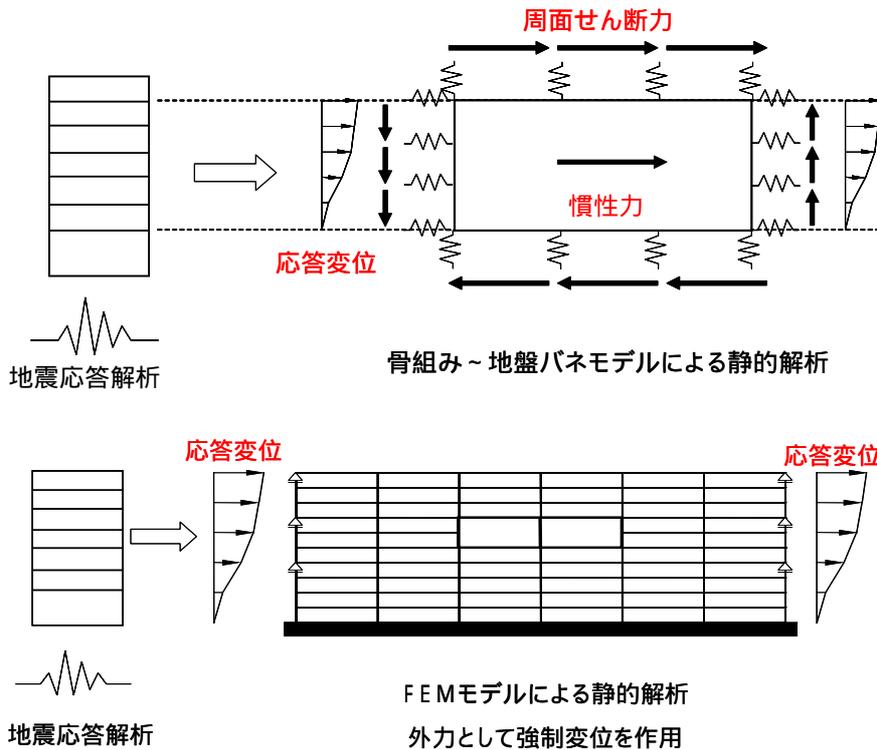


図 9 応答変位法

応答震度法

一次元地盤応答解析によって得られた応答加速度を F E Mモデルに慣性力として作用させ、等価節点力を算出し各節点に作用させる。

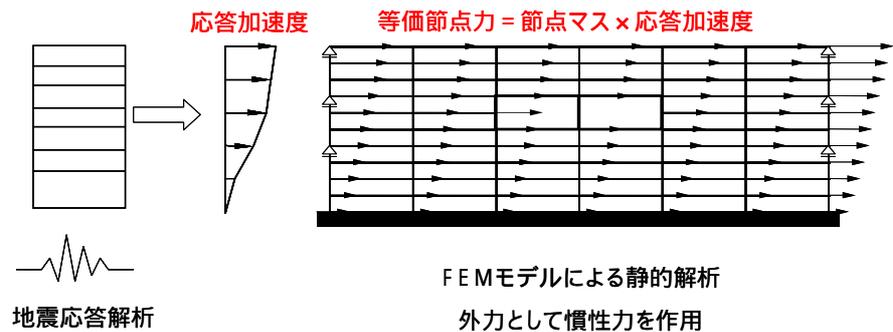


図 10 応答震度法

4. 基盤面入力地震動算出

4.1 重複反射理論

反射係数や透過係数をそれぞれもつ多層地盤の波の重複反射による応答計算式を求める．多層地盤を図 11 のように考え，地表面層より順次第 1 層，第 2 層と名づけて最下層を第 N 層としてその下に基盤面があるものとする． V_K と ρ_K および H_K はそれぞれ第 K 層における S 波の速度，媒質の密度および層の厚さを示す．反射係数と透過係数は図 12 のようになり，次の式のようになる．

$$\beta_K = \frac{1 - \frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}}}{1 + \frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}}} \quad \beta'_K = \frac{\frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}} - 1}{\frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}} + 1} \quad \gamma_K = \frac{2}{1 + \frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}}} \quad \gamma'_K = \frac{2 * \frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}}}{\frac{\rho_K V_K}{\rho_{K+1} V_{K+1}} + 1} \quad (1)$$

時間 T において第 K 層上面の境界より上方に進む波を $F_K(T)$ とし下方に進む波を $G_K(T)$ とする．地表は自由表面となることから全反射が生じ，入射波の振幅と反射波の振幅とは同じ大きさで地表面の振幅はこれらの波の和となることから次の式と成り立つ．

$$G_1(T) = \frac{1}{2} U_0(T) = F_1(T) - \frac{H_1}{V_1} \quad (2)$$

次に第 K 層について時刻 T において第 K 層下面の境界より上方に進む波 $F_K(T)$ は時刻 $(T - H_K/V_K)$ に第 K 層下面で反射係数 β_K に従って反射したものと第 K+1 層下面を時刻 $(T - H_{K+1}/V_{K+1})$ に上方に進んだ波が，第 K 層下面を透過係数 β'_K に従って透過したものとを和と考えることができることより，次の式が成り立つ．

$$F_K(T) = \gamma_K F_{K+1}(T - \frac{H_{K+1}}{V_{K+1}}) + \beta'_K G_K(T - \frac{H_K}{V_K}) \quad (3)$$

同様に第 K 層上面の境界を下方に進む波 $G_K(T)$ について次の式が成り立つ．

$$G_K(T) = \beta_{K-1} F_K(T - \frac{H_K}{V_K}) + \gamma'_{K-1} G_{K-1}(T - \frac{H_{K-1}}{V_{K-1}}) \quad (4)$$

式(3)より第 N 層については次の式が成り立つ．

$$F_N(T) = \gamma_N F_0(T) + \beta'_N G_N(T - \frac{H_N}{V_N}) \quad (5)$$

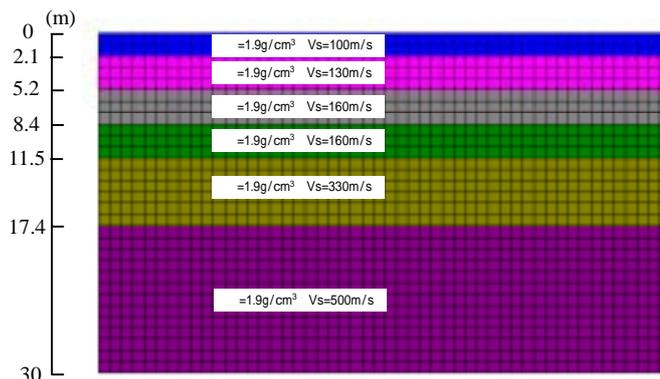


図 11 大開駅付近の平行多層地盤

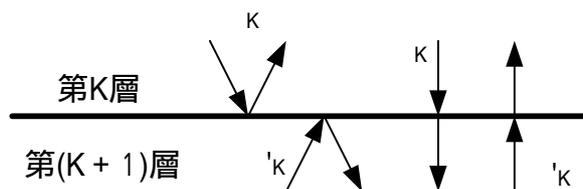


図 12 反射係数と透過係数

4.2 算出入口地震動

地表面の観測波形より基盤面の地震動波形を算出することができる³⁾。これを図13に示す。

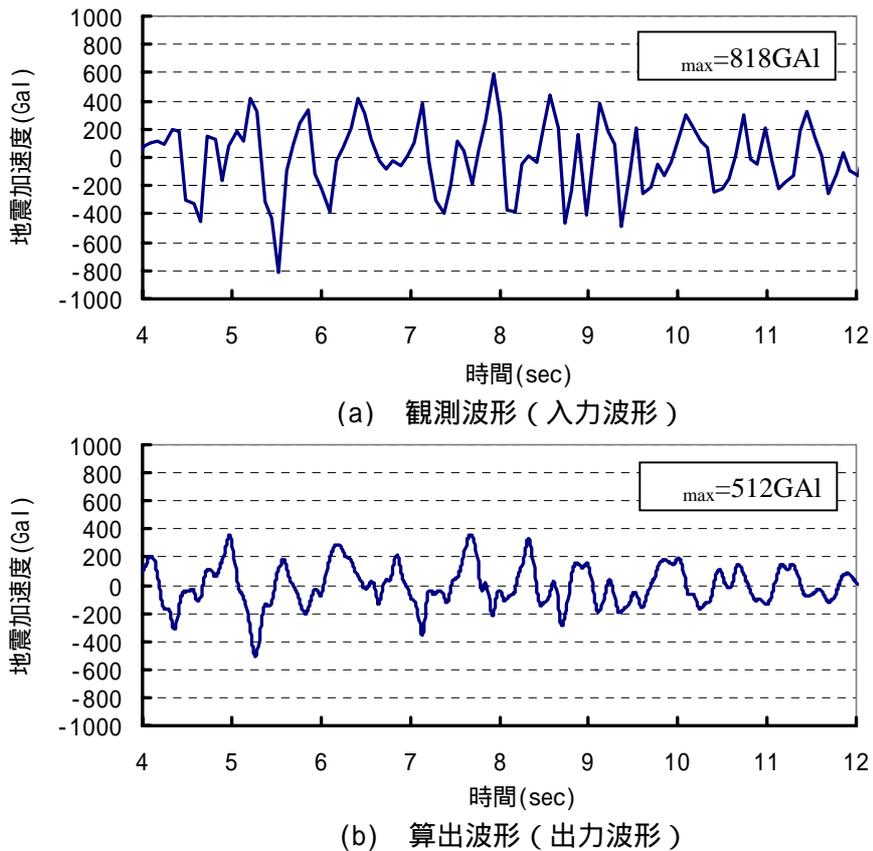


図13 地震動波形

5. 解析方法及び結果

5.1 解析方法

解析対象構造物として用いた本解析モデルを図14に示す。図15の解析フローチャートより7s-による線形応答解析を行い、せん断力や曲げモーメントなどを算出した。但し、モデル境界は底面地盤を粘性境界とし、側方地盤はx方向を自由でy方向を固定とした。構造物と地盤の物性値をそれぞれ表1に示す。

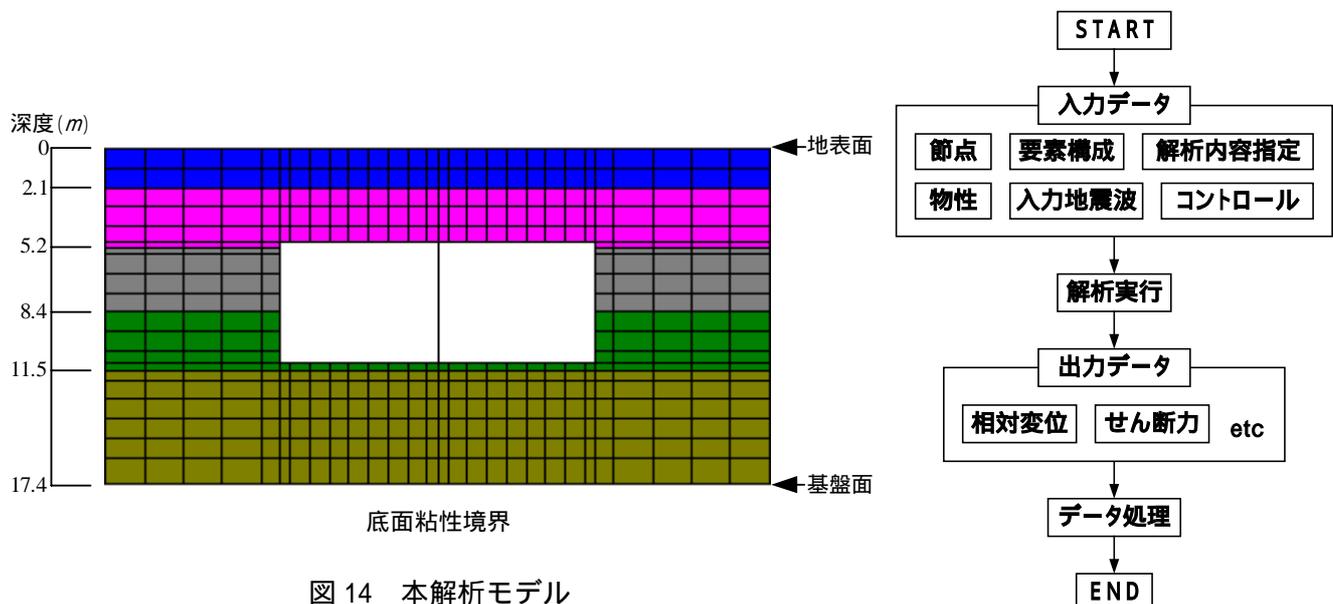


表1 構造物と地盤の物性値

(1) 構造材料物性値⁴⁾

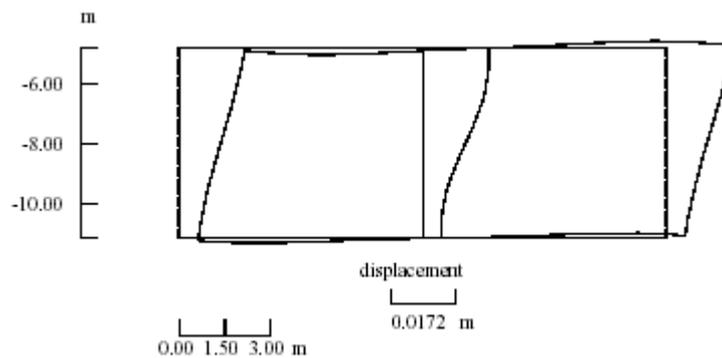
	部材厚 (m)	断面積 (m ²)	せん断 断面積 (m ²)	断面 二次モーメント (m ⁴)	単位 体積重量 (kN/m ³)	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比	減衰定数
上床版	0.80	0.80	0.67	4.27*10 ⁻²	24	3.048*10 ⁷	0.2	0.05
下床版	0.85	0.85	0.71	5.12*10 ⁻²				
側壁	0.70	0.70	0.58	2.86*10 ⁻²				
	0.85	0.85	0.71	5.12*10 ⁻²				
中柱	0.80	0.72	0.60	4.27*10 ⁻²				
	0.40	0.36	0.30	4.80*10 ⁻³				

(2) 地盤構成物性値⁵⁾

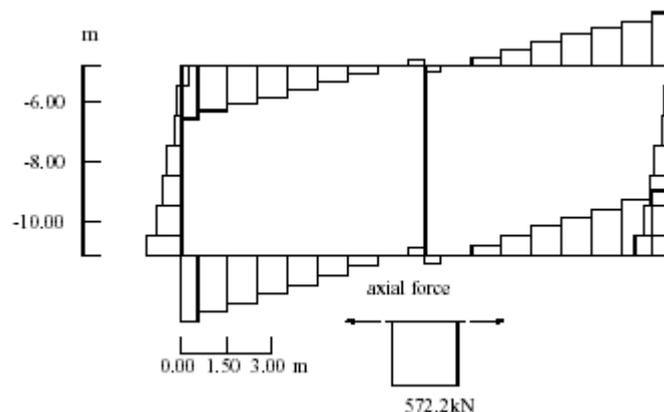
地盤深さ	地盤種類	せん断波速度 (m/s)	せん断剛性 (kN/m ²)	単位 体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	減衰定数
0~2m	沖積粘性土	100	1.94*10 ⁴	19	0.427	0.05
2~5m	沖積砂質土	130	3.28*10 ⁴	19	0.489	
5~8m	洪積粘性土	160	4.96*10 ⁴	19	0.493	
8~11m	洪積砂質土	160	4.96*10 ⁴	19	0.496	
11~17m	洪積粘性土	240	1.12*10 ⁵	19	0.490	
17m~	洪積砂礫	330	2.22*10 ⁵	20	0.487	

5.2 解析結果

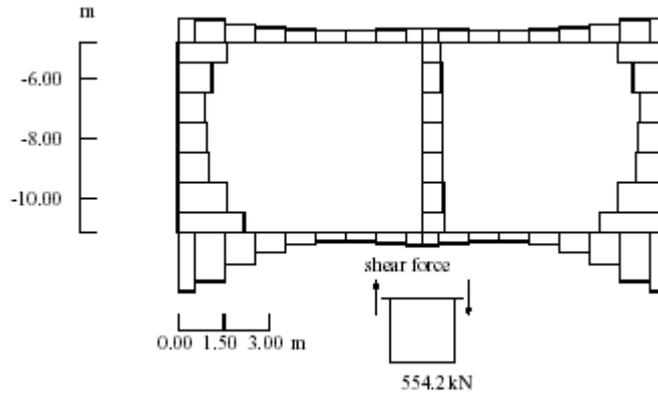
中柱最大変位角が生じた時の応答図をそれぞれ図16に示す。兵庫県南部地震動を入力した結果、中柱上下端の相対変位で12.5mmとなり、相関変位角は0.0020になった。これは周辺地盤による土圧の影響と考えられる。さらに、地盤がせん断変形していることにより、地震動は増幅しながら伝播していると言える。また、中柱の最大相対変位が生じた時に最大せん断力が生じた。側壁の下ハンチで最大約550kNが生じ、中柱は側壁に比べて小さい値となった。これより、側壁は中柱に比べてせん断力が大きく損傷を受けやすいと推測される。しかし、実際に側壁はひび割れ程度で中柱には脆性的な破壊が起きてしまった。



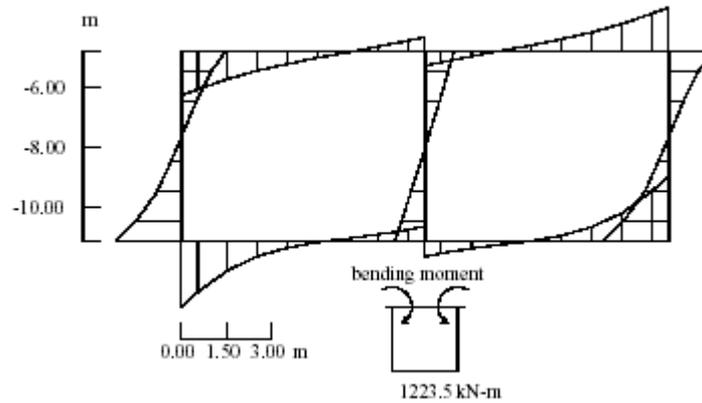
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図 16 中柱最大相対変位時の応答図(5.36sec)

5.3 耐力評価

中柱のせん断耐力を算出し、時刻歴せん断力と比較する。中柱の配筋図と構成諸元を図 17 と表 2 に示す。せん断耐力は土木学会のコンクリート標準示方書のせん断耐力式を用いた。時刻歴せん断力図を図 18 に示す。算出した結果、158.7kN となった。時刻歴せん断力図とせん断耐力値を比較すると 8.34sec にてせん断力は最大値が 175kN となり、せん断耐力を上回った。これより、剛性一定で考慮すると中柱はせん断破壊する可能性があると考えられる。

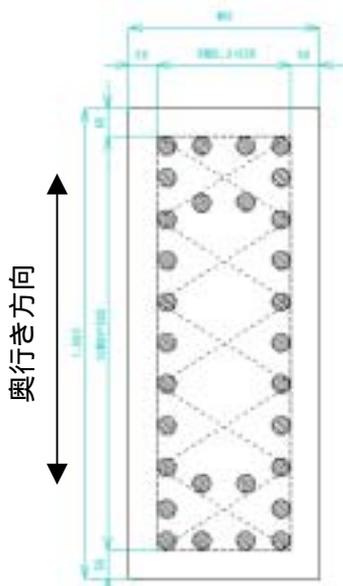


図 17 中柱配筋図

表 2 中柱の構成諸元

寸法	B40cm×D100cm×H382cm
引張鉄筋量	88.6cm ²
引張鉄筋比	2.60%
せん断補強筋量	4.5cm ²
引張鉄筋比	0.13%
コンクリート圧縮強度	38.7N/mm ²
鉄筋降伏強度	318N/mm ²

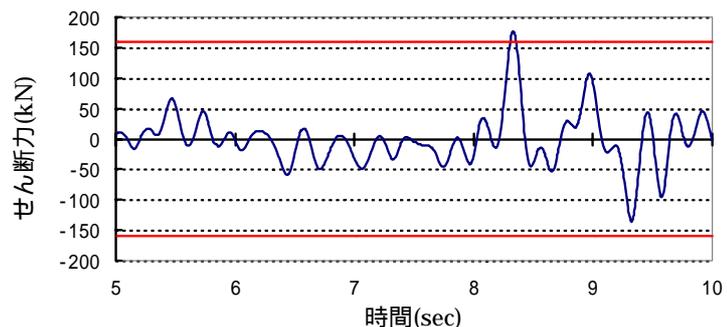


図 18 時刻歴せん断力とせん断耐力の関係

6.まとめ

中柱に着目して兵庫県南部地震を入力地震動として線形応答解析を行った結果、以下の知見が得られた。

- ・側壁が土圧の影響を受けることにより、地下構造物の地震時挙動には周辺地盤の地震応答性状が支配的な影響を与えるため注意が必要である。
- ・本解析モデルより線形応答解析においてせん断力がせん断耐力を超えたため、せん断破壊すると考えられる。

【参考文献】

- 1) 神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録，佐藤工業株式会社，1997
- 2) コンクリート標準示方書「耐震設計編」
- 3) 地震応答解析と実例，社団法人土木学会，pp47-62，1973.1
- 4) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江寄順一，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要因分析，土木学会論文集，No.537/I-35，pp.303～320，1996.4
- 5) 廣戸敏夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江寄順一，末富岩雄：神戸高速鉄道・大開駅とその要因分析，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.247～254，1996.1