

箱型地下構造物の地震時断面力算定の一提案

Study on a Evaluation Method of Section Forces of Underground Box-culvert
during Strong Earthquake

中山 学*・竹脇 尚信**・泉 和伸***

Manabu NAKAYAMA, Naonobu TAKEWAKI, Kazunobu IZUMI

On January 17th, 1995, the Hyogoken-Nanbu Earthquake struck Kobe City and the heavily populated areas in her vicinity in the Hanshin district, which killed more than 6,400 people and destroyed more than 150,000 buildings. Especially, the Daikai subway station, which was constructed by cut-and-cover method, was seriously damaged including the upper floor. This was caused by failure of the reinforced concrete columns.

This paper deals with damage to box-culvert underground structures by an elasto-plastic dynamic analysis and proposes a simplified static design method of underground box-culvert during strong earthquake based on the results of dynamic analysis.

Keywords: Hyogoken-Nanbu Earthquake, underground structure, strong earthquake
Evaluation Method

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、従来、地震に強いと考えられてきた地下構造物にも多くの被害をもたらした。神戸高速鉄道の大開駅(図-1参照)や神戸市営地下鉄の上沢駅と三宮駅の被災はその代表例である。これらの被災原因を追求するために、被災当初から各種の地震応答解析が行われてきた。その多くは、地下構造物とその周辺地盤を一体としてモデル化した有限要素法による解析である。その中で、構造体は線形あるいは非線形部材とされ、地盤は等価線形あるいは弾塑性体としてモデル化されている。これらの手法とくに非線形解析手法は強震時における地下構造物の挙動を解析する場合には有効であるが、設計段階での解析手法としては解析時間と費用の面からもっと簡便な手法が望ましい。そこで、詳細な非線形動的解析結果と被災状況との比較検討から得られた知見に工学的な判断を加えることによって、より簡便な解析手法で構造物の断面力を算定できる簡易法を検討した。

まず、崩壊した大開駅のプラットフォーム部(図-2参照)を検討対象として、構造体とその周辺地盤の非線形性を考慮した2次元動的解析を行った。次に、一般に地下構造物の耐震設計に用いられている「応答変位法」を参考に、FEM系の骨組みモデルに地盤変形を考慮した外力を作用させることによって、強震時に発生する断面力を推定した。最後に、これらの結果を動的解析結果と比較してその適応性を検討した。

キーワード 兵庫県南部地震、地下構造物、強震動、評価手法

* 正会員 (株)奥村組 本社土木部、** 正会員 清水建設 和泉研究所、*** CRC総合研究所

2. 被災状況

図-1に示すように、地下ホームの中柱（B=400mm，D=1000mm）の約30本が壊れ、上スラブが120mにわたって崩壊、これに伴い地表の国道が最大で2.5m陥没した。中柱のコンクリートはかなりの部分が破砕し、帯鉄筋は脱落、軸方向鉄筋は大きく座屈・湾曲した。

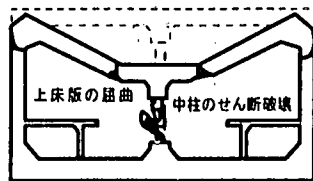


図-1 被災状況

3. 非線形動的解析

(1) 断面寸法

検討対象としたプラットフォーム部の断面寸法を図-2に示す。構造体は幅が17m、高さが7.17mで中柱（幅0.4m、奥行き長さ1.0m）が奥行き方向に3.5m間隔で配置されている。上床版および下床版の厚さは、おおよそ0.8mおよび0.85mである。側壁の厚さは、上部が0.7mで下部は0.85mである。

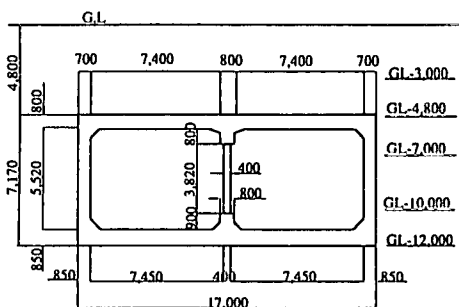


図-2 断面寸法図（大開駅プラットフォーム部）

(2) 地盤のモデル化

土被りは4.8mである。表-1に構造体の周辺地盤の地層構造と地盤物性を示す。せん断波速度はN値から推定した値である。

地盤モデルではR-O（Ramberg-Osgood）モデルを用いて非線形性を考慮した。このモデルではせん断応力～せん断ひずみの関係を(1)～(4)式で定義している。

ここに、 i は座標面を表し、2次元の場合は xy のみで、3次元の場合は xy 、 yz および zx をとる。また、 G_0 は初期せん断剛性、 h_{max} は最大減衰定数、 $\gamma_{0.5}$ は基準ひずみ（ $G/G_0=0.5$ のときのひずみ）である。この解析では G_0 と $\gamma_{0.5}$ を上載圧の影響を考慮するため、(5)(6)式のように有効応力の関数としている。また、 G_0 と σ'_m は着

表-1 地盤の物性値

地層 下面レベル (m)	土質	せん断波 速度 (m/s)	単位体積 重量 (t/m ³)	せん断弾性係数 G_0 (t/m ²)	G_0 (t/m ²)	標準ひずみ $\gamma_{0.5}$ (°E-04)	$\gamma_{0.5}$ (°E-04)	最大減衰定数 h_{max}
GL-3.0	礫混じり 粘土質ローム	150	1.7	3,900	3,000	3.30	2.53	0.22
GL-4.8	礫混じり 砂質ローム	150	1.7	3,900	2,000	3.11	1.58	0.24
GL-7.0	礫混じり 砂	200	1.8	7,350	3,300	2.78	1.26	0.22
GL-10.0	礫混じり 粘土質ローム	200	1.6	6,500	2,700	6.20	2.53	0.22
GL-12.0	粘土質ローム	200	1.6	6,500	2,500	1.67	6.32	0.20
GL-20.0	礫混じり 砂質ローム	250	1.8	11,480	3,700	4.88	1.58	0.24
GL-20m～		350						

目点での初期せん断剛性と有効応力であり、 G_{0i} と $\gamma_{0.5i}$ は、ある基準有効応力 σ'_{mi} のときの G_0 と $\gamma_{0.5}$ である。

$$\text{骨格曲線: } \tau_i = \frac{\tau_i}{G_0} (1 + \alpha |\tau_i|^\beta) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{履歴曲線: } \tau_i - \tau_{i0} = \frac{\tau_i - \tau_{i0}}{G_0} (1 + \alpha \left| \frac{\tau_i - \tau_{i0}}{2} \right|^\beta) \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{係数}(\alpha): \alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} \times G_0} \right)^\beta \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{初期せん断剛性: } G_0 = G_{0i} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mi}} \right)^{0.8} \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{係数}(\beta): \beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \dots \dots \dots (4)$$

$$\text{基準ひずみ: } \gamma_{0.5} = \gamma_{0.5i} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mi}} \right)^{0.8} \dots \dots \dots (6)$$

(3) 構造体のモデル化

構造体は梁要素でモデル化し、非線形性を考慮するためにM～ ϕ 関係は修正武田モデルで、側壁および柱部材のQ～ δ 関係はバイリニアールモデルで表わした。ただし、ハンチ部分および縦ばり部分は図-3に示すように剛域とした。平面ひずみ問題として取り扱ったので、奥行き方向に3.5m間隔で配置されている中柱の剛性を柱1本の剛性の1/3.5として評価した。図-3に示した断面番号の部材のM～ ϕ 関係とQ～ δ 関係(表-3に数値として示す)をおのおの図-4(1)(2)と図-5に示す。中柱以外のM～ ϕ 関係は構造体の内側と外側では配筋の関係で異なるが、この解析では外側引張りのときの関係を用いた。また、M～ ϕ 関係もQ～ δ 関係も軸力によって変化するが、ここに示した関係は常時荷重による軸力を考慮して求められており、動的解析では軸力の変動の影響は考えていない。なお、図-3の断面番号は曲げモーメントの時刻歴波形など、出力点の位置である。その場合の正確な位置は表-2に示すとおりである。

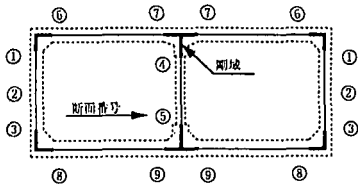


図-3 解析モデル（構造体）

表-2 出力点

断面番号	検討箇所
①	左側の側壁で上床版側のハンチ先端
③	左側の側壁で下床版側のハンチ先端
④	中柱で上床版側の縦梁下端
⑤	中柱で下床版側の縦梁上端

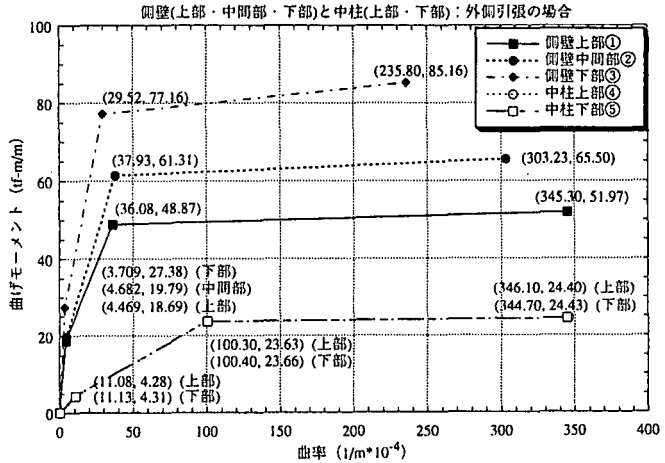


図-4(1) M- ϕ 関係

側壁（上部、中間部、下部）と中柱（上部、下部）

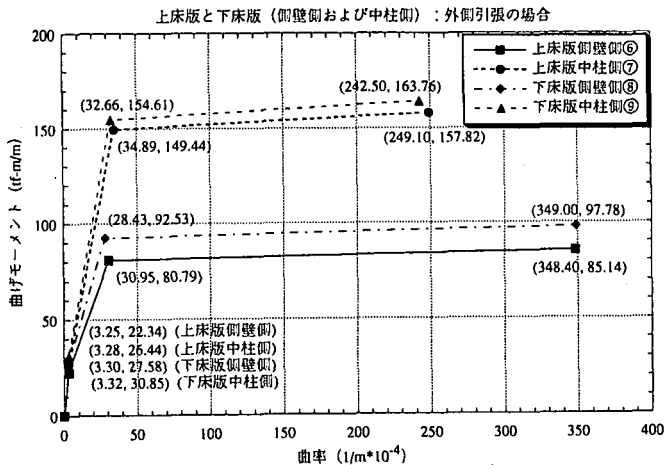


図-4(2) M- ϕ 関係

上床版と下床版（側壁側および中柱側）

表-3 曲げ・せん断耐力表

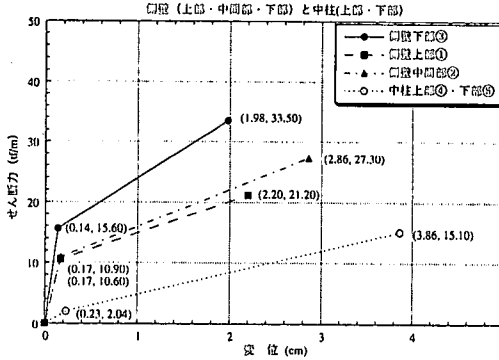


図-5 Q-δ関係

検討箇所	曲げ耐力			せん断耐力	
	ひび割れ	降伏	終局	ひび割れ	終局
上床版⑥	22.34	80.79	85.14		
上床版⑦	26.44	149.44	157.82		
下床版⑧	27.58	92.53	97.78		
下床版⑨	30.85	154.61	163.76		
側壁①	18.69	48.87	51.97	10.60	21.20
側壁②	19.79	61.31	65.50	10.90	27.30
側壁③	27.38	77.16	85.16	15.60	33.50
中柱④	4.28	23.63	24.40	2.04	15.10
中柱⑤	4.31	23.66	24.43	2.04	15.10

(4) 入力地震動

入力地震動としては図-6に示すポートアイランドのGL-83mで観測されたN-S成分(最大加速度679Gal)を基盤面での入射波として入力した。解析時間は最初の10秒間である。同図から分かるように、最大加速度679Galはパルス状の波のピーク値である。

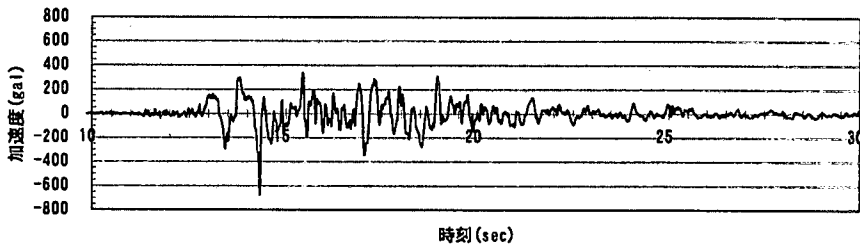


図-6 入力地震動

(5) 計算条件

図-2に示す構造体とその周辺地盤を2次元モデルに置換した平面ひずみ問題とし、奥行き1mの図-7のような解析モデルとした。周辺地盤はソリッド要素でモデル化し、構造体の中心から左右へおのおの50m離れたところを側方境界、GL-20mの位置を基盤面と仮定した。側方境界と基盤面の境界条件は、ともに水平方向は粘性境界、上下方向は固定境界とした。時刻歴応答解析はNewmark-β法(β=1/3)を用いて行い、積分時間間隔は0.002秒とした。また、微小ひずみ時の減衰定数はレーリー減衰の剛性比例型で与え、パラメータαは0.001とした。

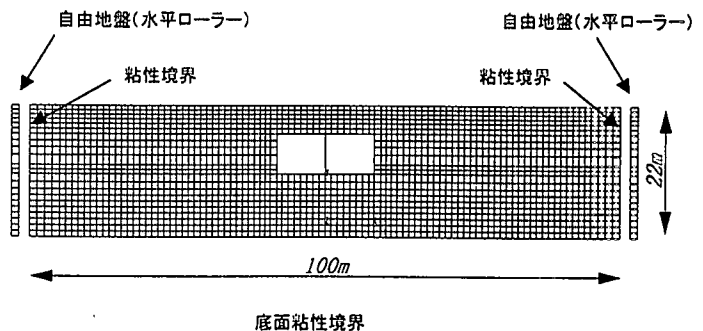


図-7 動的解析モデル

3-2 解析結果

側壁の上部（断面番号①）および下部（断面番号③）ならびに中柱の上部（断面番号④）および下部（断面番号⑤）の曲げモーメントの時刻歴を図-8に、せん断力の時刻歴を図-9に示す。なお、各図には終局耐力を示した。

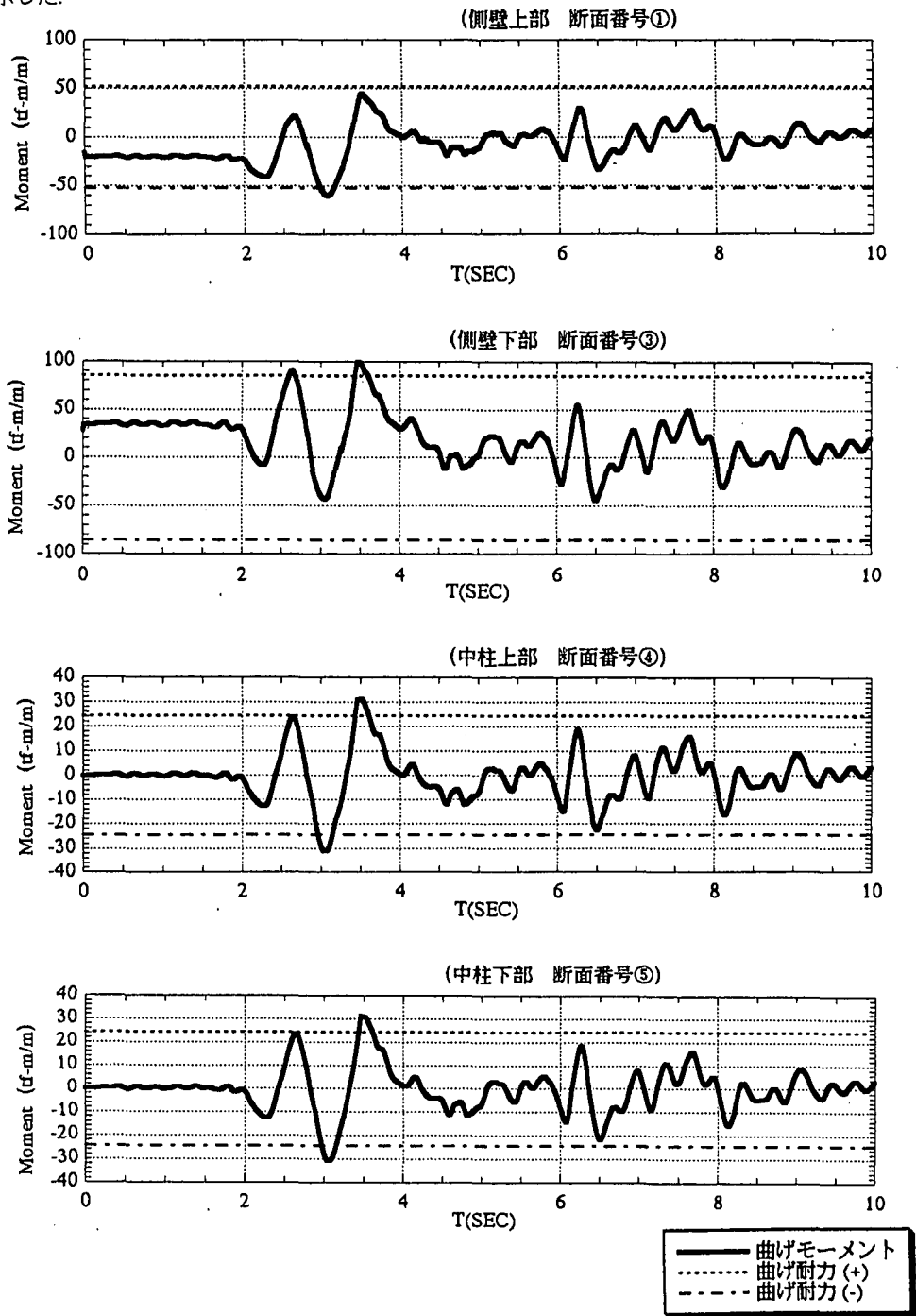


図-8 発生曲げモーメント時刻歴図

(1) 結果

これらの図から、以下のことがわかる。

- 1) 曲げモーメントの時刻歴をみると、側壁の上部は2.9秒付近、下部は2.6秒付近と3.5秒付近で、中柱は上部も下部も2.9秒と3.5秒付近で終局耐力を超えているが、いずれの断面も超過の回数は高々2回で、その値はわずかである。
- 2) 一方、せん断力についてみると、側壁は常時で殆ど余裕がなく2秒を過ぎると耐力をはるかに越えている。しかし、中柱は3秒と3.5秒付近でわずかに超過する程度で、側壁に比べれば余裕がある。

(2) 考察

これらの結果から、最初に側壁の上部と下部がせん断破壊を起して剛性が低下したため、上下の床版間の相対変位が大きくなり、最後には中柱も崩壊したと考えられる。

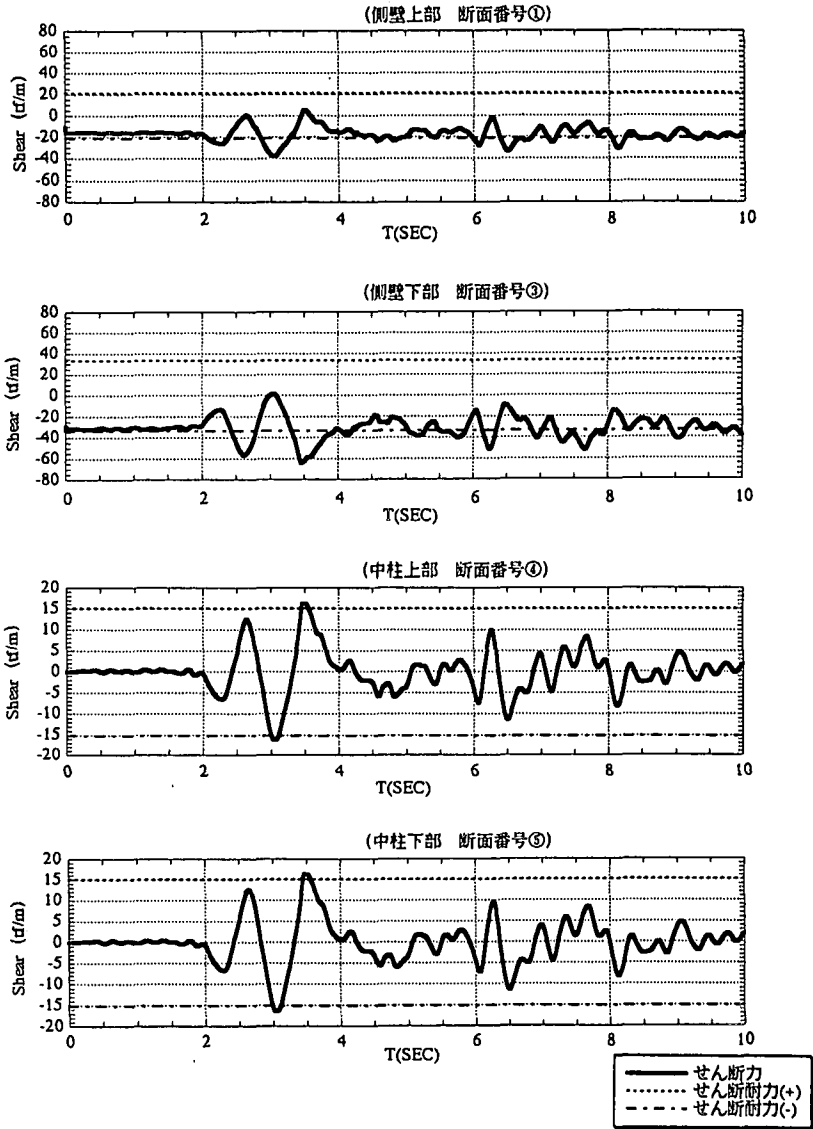


図-9 発生せん断力時刻歴図

4. 簡易算定法の提案

地中構造物の地震時挙動をシミュレーションするために、動的解析を用いない場合は、地盤の地震時変形を考慮した応答変位法を用いて部材を線形として断面力算定を行ってきた。これは、兵庫県南部地震以前の地震動レベルでは有効な手段であった。しかし、レベル2地震動を対象とした強震時の地中構造物に発生する断面力は各部材の保有耐力を上回る可能性が大きく、構造物の非線形性を考慮した非線形動的解析を実施することがより精度のよい検討であると思われる。しかし、設計段階での解析手法としては解析時間と費用の面からもっと簡便な手法が望ましい。「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル(1992年9月土木学会原子力土木委員会)」では、強震時における構造物の非線形性を考慮する方法として実験等から得られた知見に基づいて、「剛性残存率」という概念を導入している。

本検討では、詳細な非線形動的解析結果と被災状況との比較検討から得られた知見に工学的な判断を加えることによって、より簡便な解析手法で構造物の断面力を算定できる簡易法を検討した。すなわち、線形部材を塑性ヒンジで結合させ、構造物の非線形性を表現した線形計算モデルで線形計算を繰り返すことによって非線形動的解析結果に近づける手法の確立を目指した。

(1) 検討手順

非線形動的解析結果を踏まえて、図-10に示すような手順で簡便法の提案に向けての検討を行った。

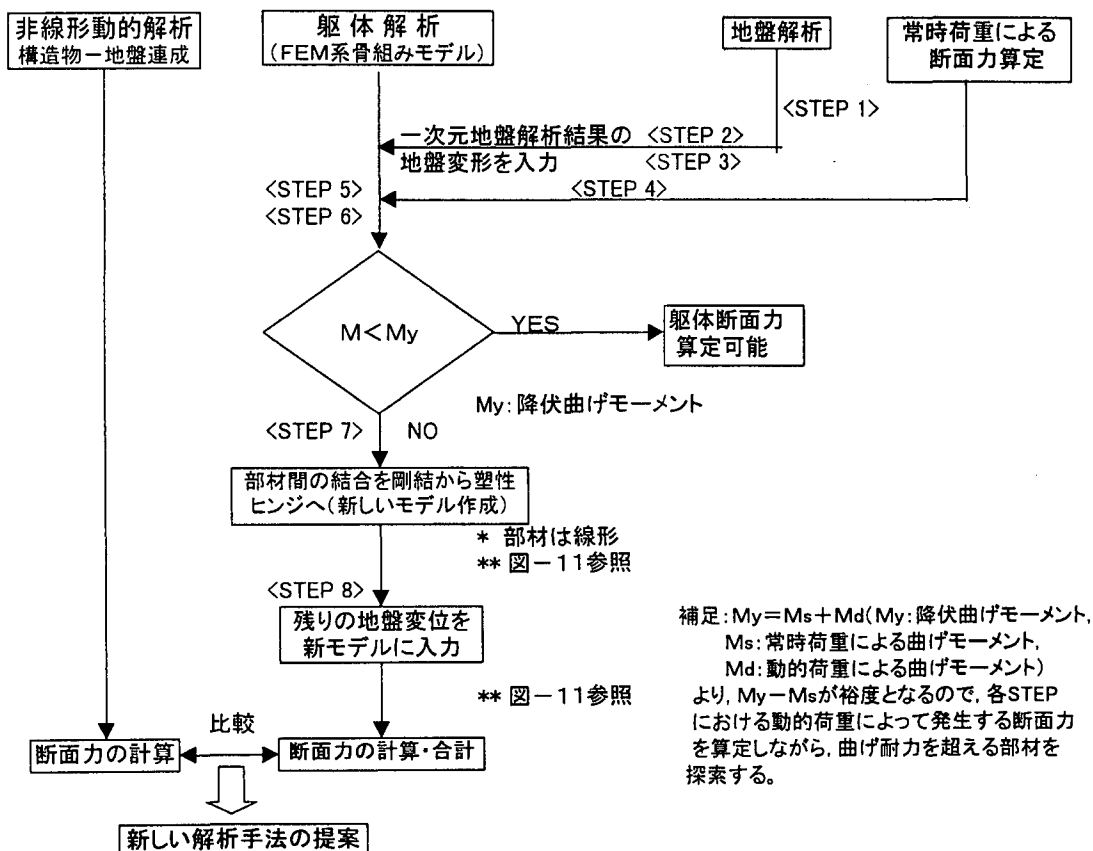


図-10 検討手順

◇STEP-1：自然地盤の地震時応答解析

(一次元動的解析，地盤は非線形か等価線形)を実施する。

◇STEP-2：解析結果のうち，箱型地下構造物の上床版と下床版レベルとの相対変位量が最大のときの地盤内変位分布（以降，地盤変位という）を求める。

◇STEP-3：地盤変位をモデルー１に入力することによって，等価節点外力を求める。

◇STEP-4：常時荷重による箱型地下構造物の断面力をモデルー１で算出する。

◇STEP-5：モデルー１にSTEP-3で求めた等価節点外力を入力し，各断面力を求める。

◇STEP-6：各部材で，STEP-4の静的荷重とSTEP-5の動的荷重による断面力の合力を求め，耐力と比較する。

静的荷重と動的荷重による各部材の発生断面力が保有耐力を上回る場合には，動的荷重の低減率(α_i)を求める。すなわち，耐力から静的荷重を引いた分が各部材の裕度であるので，荷重低減率は

$$\alpha_{i1} = (M_y - M_s) / M_d \text{ となる。}$$

但し， M_y ：降伏曲げモーメント，

M_s ：常時荷重載荷時の曲げモーメント，

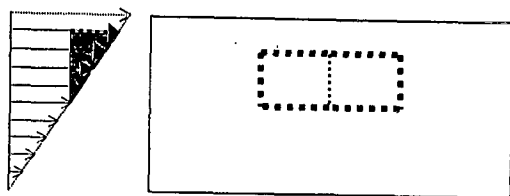
M_d ：動的荷重載荷時の曲げモーメント

◇STEP-7：STEP-6で保有耐力以上となった部材は弾性体ではないと見なし，部材端を塑性ヒンジとしたモデルー２にSTEP-6での低減した分の残りあれば，STEP-6と同様に荷重低減率を求める。

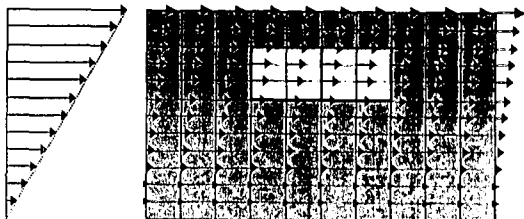
$$\alpha_{i2} = (M_y - M_s - M_d * \alpha_{i1}) / M_d$$

◇STEP-8：STEP-7で保有耐力以上となった部材端を塑性ヒンジとしたモデルにSTEP-7で低減した分の残りの動的荷重を作用させる。このように，各ステップでの荷重低減率の合計が1.0を上回るまで繰り返す。

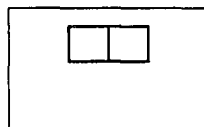
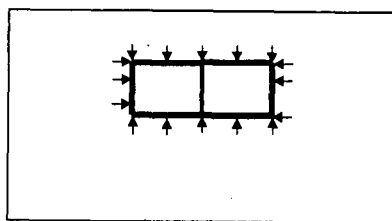
【STEP-1,2】



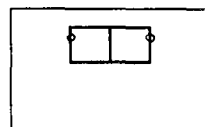
【STEP-3】



【STEP-4】

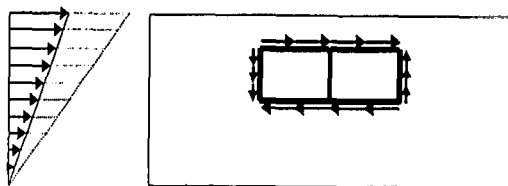


モデルー１



モデルー２

【STEP-5】



【STEP-7】

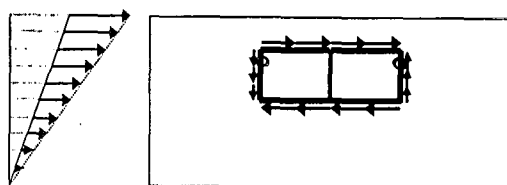


図-11 検討概念図

(2) 解析結果

非線形動的解析と同様の条件で自然地盤の応答解析を実施し、上床版と下床版レベル間の相対変位量が最大である場合の各節点における等価節点力をモデルー 1 で求め、首記の手順で検討した。図-12 に各モデルの発生曲げモーメント図を示す。

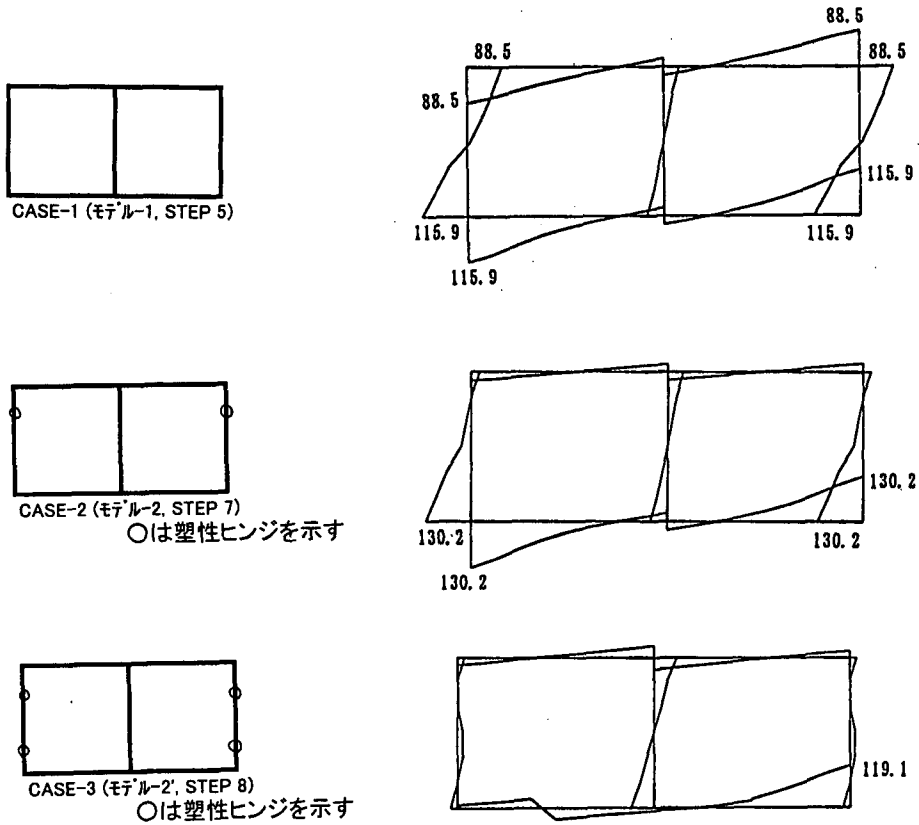


図-12 解析モデルと発生曲げモーメント図 (単位：tf・m)

各ケースの断面力から下式にしたがって荷重係数 α を算定すると、表-4 のようになる。

$$\alpha_{11}=(M_y-M_s)/M_d, \quad \alpha_{12}=(M_y-M_s-M_d * \alpha_{11})/M_d$$

表-4 曲げモーメント集計表 (単位：tf・m)

検討箇所	常時	地 震 時						静の+動的	耐力
		CASE-1		CASE-2		CASE-3			
		$\alpha_{11}=1.000$	$\alpha_{12}=0.499$	$\alpha_{21}=1.000$	$\alpha_{22}=0.147$	$\alpha_{31}=1.000$	$\alpha_{32}=0.355$		
中柱(上端)	0.0	23.6	11.8	25.7	3.8	37.6	13.3	28.9	23.4
中柱(下端)	0.0	-25.1	12.5	-28.3	4.2	-19.6	7.0	-1.4	23.4
側壁(上端)	19.9	64.3	32.1	0.0	0.0	0.0	0.0	52.0	52.0
側壁(下端)	-29.8	-81.7	-40.7	-99.6	-14.6	0.0	0.0	-85.2	85.2

(3) 考察

今回の検討では、せん断耐力の評価方法もばらつきがあるので、箱型構造物のレベル2地震動における簡便な設計法としては、発生する曲げモーメントと曲げ耐力の比較による検討した。

その結果、常時における荷重と合わせてほぼ非線形動的解析結果を表現できると判断しうる図-13のような結果が得られた。したがって、今回提案したような「地下構造物の構造部材は線形とし、耐力を越えた場合には塑性ヒンジとして新たな構造モデルで再計算する手法」でもレベル2地震動に対する検討に簡便法として用いることができる。

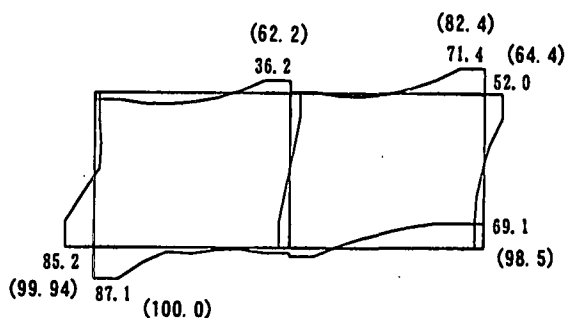


図-13 発生曲げモーメント図 (単位: t・m)
但し、() 内の値は、動的解析結果である。

5. まとめ

表-3に示すように、せん断耐力の評価法は種々提案されているが、評価結果には大きなばらつきがある。したがって、この論文では曲げモーメントに着目した解析で、簡便法の適用性について検討した。しかし、非線形動的解析の結果では、せん断耐力に余裕がなく、大開駅は崩壊したとの結論になっている。今後はこの簡易法のせん断に関する妥当性について検討する予定である。

なお、本研究は「土木学会 関西支部 阪神・淡路大震災調査研究委員会(委員長:土岐憲三)」の下部組織として設置された「地下構造物分科会(主査:櫻井春輔)」の研究の一部として実施ものである。議論頂いた同分科会の主査である大西有三京都大学教授をはじめとする委員の諸氏に謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 土木学会 関西支部: 阪神・淡路大震災調査研究委員会「大震災に学ぶ-阪神・淡路大震災調査研究委員会 報告書-」1998年6月
- 2) 大西・田中・嶋村・中山: 阪神・淡路大震災における地中構造物の被害事例, 地下空間シンポジウム 論文・報告集, 第1巻, 1995年12月.
- 3) 地盤工学会・阪神大震災調査委員会: 阪神・淡路大震災調査報告書, 1996年3月.
- 4) 竹脇・大槻・大西: 兵庫県南部地震による地下鉄構造物の破壊メカニズムの一考察, 土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1996年1月.
- 5) 佐保・長光・山本・森: 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, 1996年1月.
- 6) 鉄道総合技術研究所 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物 平成9年3月
- 7) 中村・末富: 限界状態設計法に基づく地中構造物の耐震計算法の一提案 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 1997年1月
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 昭和62年9月