

土木研究所資料

兵庫県南部地震における共同溝の被災解析 と耐震性能の評価

平成13年3月

国土交通省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2001) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

兵庫県南部地震における共同溝の被災解析 と耐震性能の評価

土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 室 長 運上 茂樹
研 究 員 大住 道生
交流研究員 高尾 聰秀*

要 旨

平成7年の兵庫県南部地震では、全体としては地下構造物に対する被害は大きくなかったが、神戸高速鉄道大開駅の駅舎で中柱のせん断破壊により上床版が崩落するという甚大な被害が発生したのも見られた。神戸地域には共同溝が建設されていたが、いくつかの共同溝でひびわれ等の軽微な損傷が発生した程度であり、その機能に大きな影響を及ぼすような被害は発生していない。

本文では、兵庫県南部地震によりひびわれ等の軽微な損傷を受けた共同溝を対象に、地震応答解析により被災の解析を行うとともに、甚大な被害を受けた大開駅と同様の地盤条件、地震力条件下に共同溝が設置された場合の地震時挙動について地震応答解析により検討した。地震応答解析を通じた検討の結果、地震被害を概ね解析により説明できること、また、仮に甚大な被害を受けた大開駅と同じ位置に共同溝が設置された場合、横断方向に対してはせん断耐力が不足する場合のあること、縦断方向に対しては引張力により降伏を越え塑性化が生じる場合のあることがわかった。

キーワード：兵庫県南部地震、被災解析、地下構造物、共同溝、地震応答解析

* 交流研究員在職期間（平成10年4月から平成12年3月まで）

目 次

1. まえがき	1
2. 兵庫県南部地震による共同溝の被災解析	2
2. 1 検討目的と検討条件	2
2.1.1 検討目的	2
2.1.2 解析対象とした共同溝	2
2.1.3 地盤条件	4
2.1.4 入力地震動	5
2. 2 地震応答解析と被災分析	8
2.2.1 解析モデルと解析方法	8
2.2.2 地震応答解析と被災分析	19
3. 共同溝の地震応答解析と耐震性評価	44
3. 1 検討目的と検討条件	44
3.1.1 検討目的	44
3.1.2 解析対象とした共同溝	44
3.1.3 地盤条件	45
3.1.4 入力地震動	46
3. 2 共同溝横断方向に対する地震応答解析と耐震性評価	48
3.2.1 解析モデルと解析方法	48
3.2.2 地震応答解析結果	63
3.2.3 耐震性の評価	82
3. 3 共同溝縦断方向の地震応答解析と耐震性評価	86
3.3.1 解析方法	86
3.3.2 地震応答解析結果	100
3.3.3 耐震性の評価	103
4. まとめ	105
参考文献	106

1. まえがき

平成7年の兵庫県南部地震では、建築物や橋梁等の地上構造物に比較すると相対的に地下構造物の被害は軽微であった。しかしながら、神戸高速鉄道大開駅の駅舎で中柱のせん断破壊により上床版が崩落するという被害のように、これまでに見られなかったような地下構造物の甚大な被害が発生した。このため、大規模地震に対する地下構造物の耐震安全性の確保が重要な課題の1つとされ、大規模地震を考慮した地下構造物の耐震設計法の開発に関する研究が多く行われている。一方、神戸地域には共同溝が建設されていたが、いくつかの共同溝でひびわれ等の軽微な損傷が発生した程度であり、その機能に大きな影響を及ぼすような被害は発生しなかった。

本文では、大規模地震に対する地下構造物の耐震設計法の開発を目的に、兵庫県南部地震によりひびわれ等の軽微な損傷を受けた共同溝を対象に、地震応答解析により被災分析を行い、地震応答解析法の適用性の検討を行った。さらに、甚大な被害を受けた大開駅と同様の地盤条件、地震力条件下に共同溝が設置された場合の地震時挙動について地震応答解析により検討した結果をまとめたものである。

2. 兵庫県南部地震による共同溝の被災解析

2. 1 検討目的と検討条件

2.1.1 検討目的

兵庫県南部地震によりひびわれ等の軽微な損傷を受けた共同溝を対象に、地震応答解析によりその被災分析を行い、地震応答解析法の適用性の検討を行うことを目的とした。対象としたのは、共同溝の横断方向であり、等価線形化法により求めた地盤物性値と共同溝の部材の非線形性を考慮した有限要素法解析により地震時挙動を解析した。

2.1.2 解析対象とした共同溝

解析の対象とした共同溝は、兵庫県南部地震によりひび割れ程度の軽微な損傷を受けた共同溝とし、横断方向を対象とした。図-2.1に共同溝の平面位置図を、図-2.2に共同溝の横断面図を示す。なお、図-2.2中には、ひび割れ調査結果による共同溝のひび割れ状況¹⁾を併せて示す。

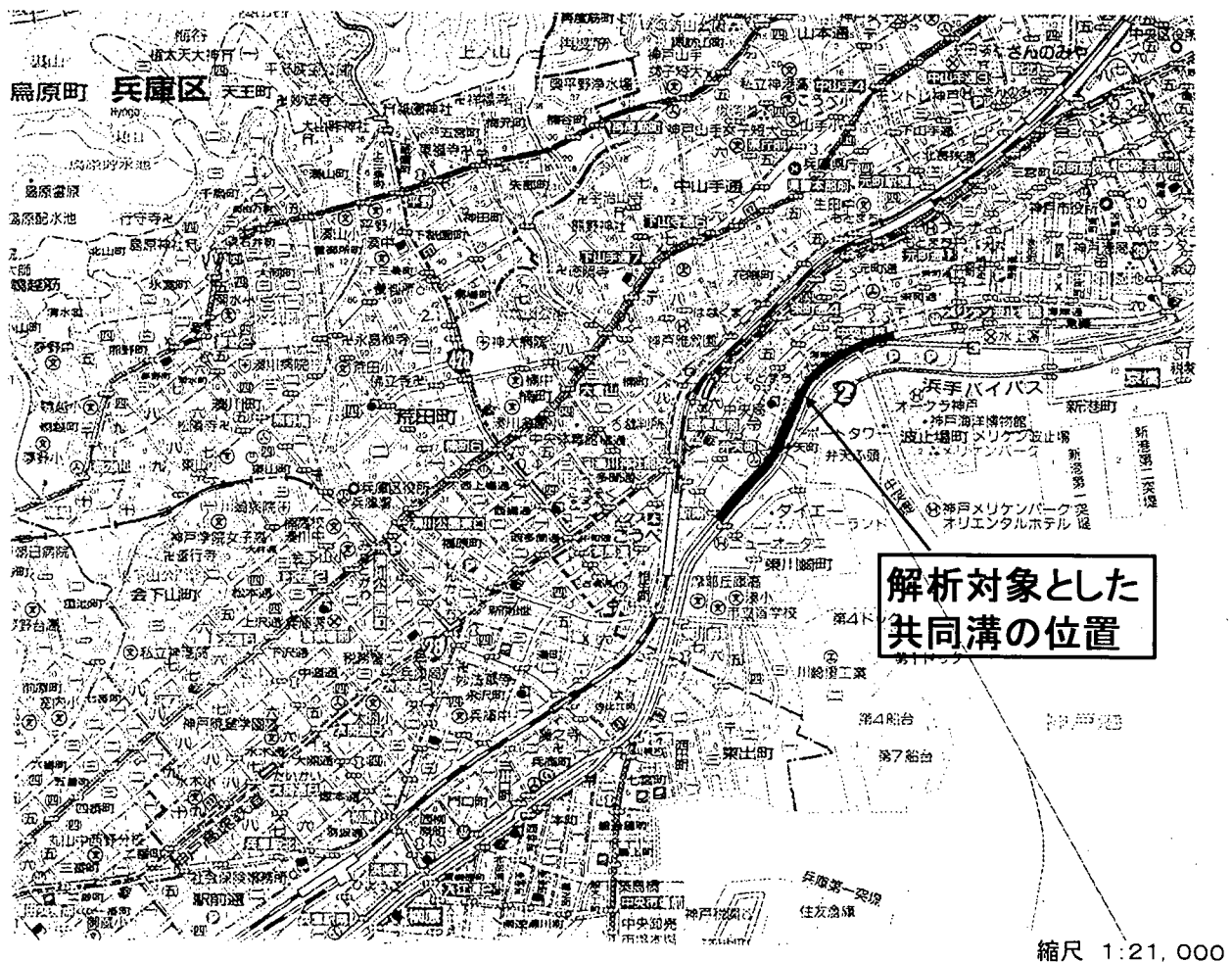


図-2.1 解析対象とした共同溝の位置

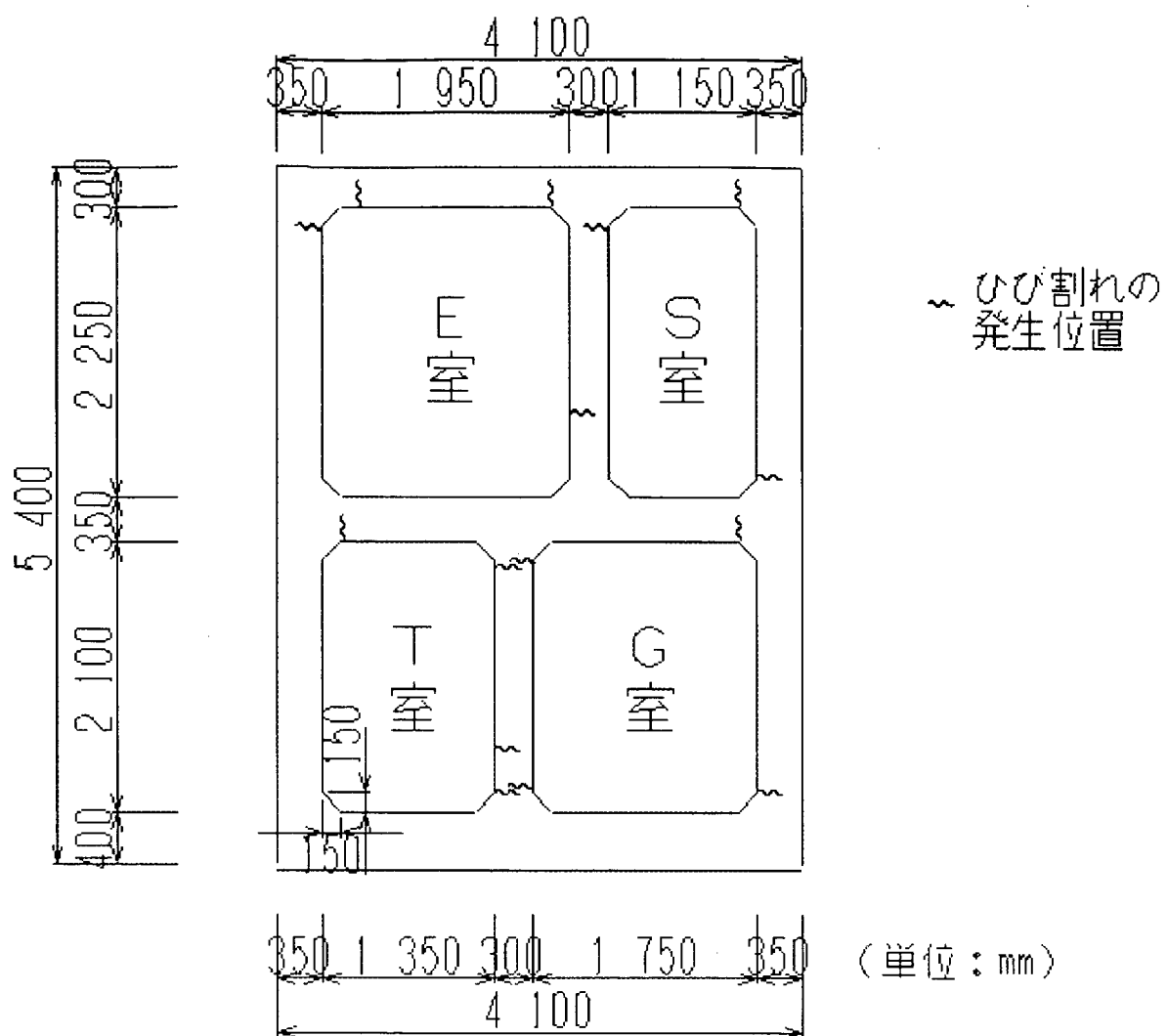


図-2.2 共同溝の構造形状とひび割れ状況

2.1.3 地盤条件

解析の対象とした共同溝の当該地盤における地盤物性値を表-2.1に、地層構成を図-2.3に示す

表-2.1 解析対象とした共同溝位置の地盤条件

地層名	層厚 h(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	S波速度 V_s (m/sec)	せん断剛性 G_0 (kN/m ²)
As	6.80	17.7	165	49043
Ac	2.90	15.7	147	34598
Dc1	2.15	19.1	226	99665
Ds	3.40	19.6	236	111472
Dc1	1.45	19.1	226	99665
Ds	2.35	19.6	236	111472
Dc2	10.20	17.7	186	62311
Dg	3.00	19.6	295	174166
Dsc3	5.75	19.1	257	128879

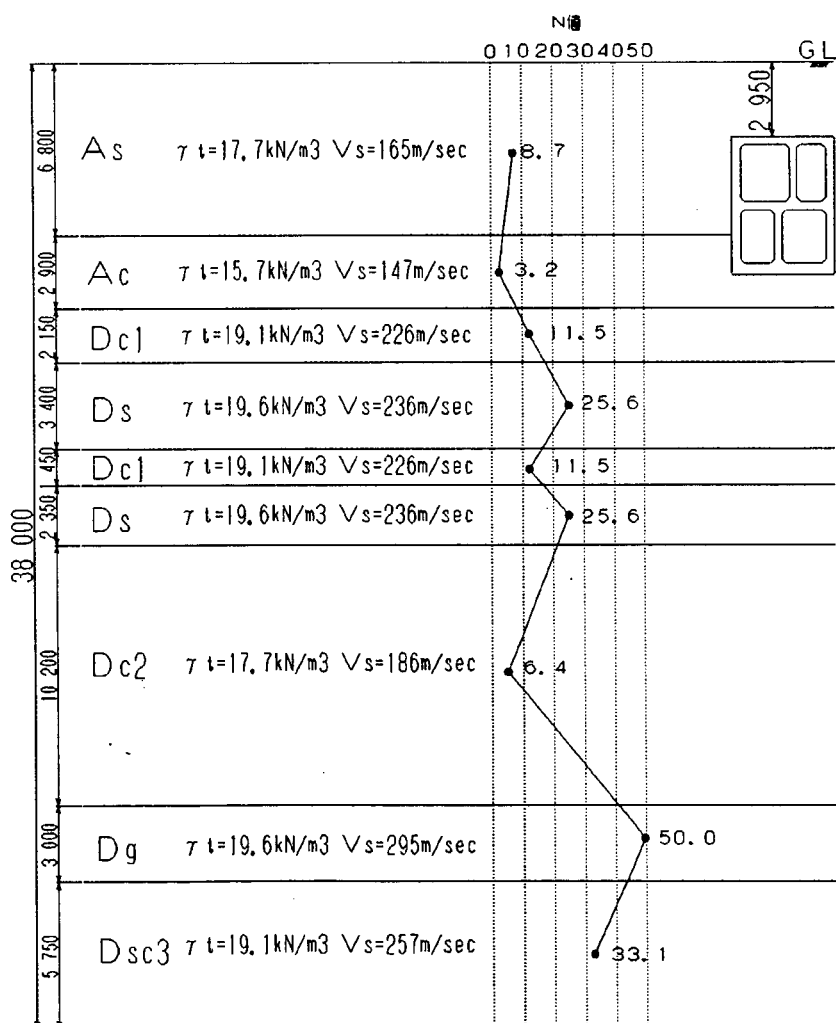


図-2.3 解析対象とした共同溝位置の地層構成 (単位: mm)

2.1.4 入力地震動

解析に用いた入力地震動は、神戸ポートアイランドのGL-83mで観測された波形を基にバンドパス処理を施したもの²⁾を用いた。解析対象である共同溝の横断方向に作用させるために、観測地点からの共同溝の横断方向への角度を考慮する必要がある。そこで、図-2.4に示すように、神戸ポートアイランドで観測されたN-S方向の加速度波形とE-W方向の加速度波形からリサーチを作成し、観測地点に設置されている加速度計の設置角度の補正を行った。共同溝の横断方向は最大加速度方向と概ね一致する。図-2.5に共同溝と神戸ポートアイランドの位置関係を示す。

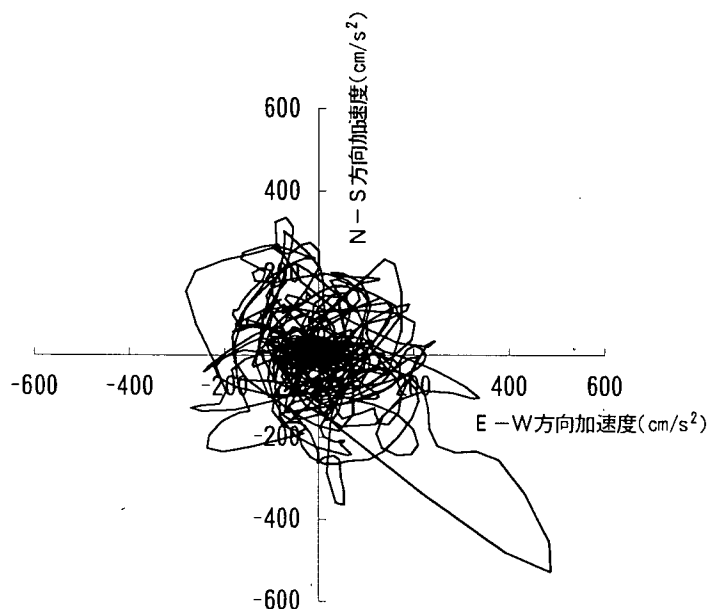


図-2.4 N-S方向加速度波形とE-W方向加速度波形のリサーチ

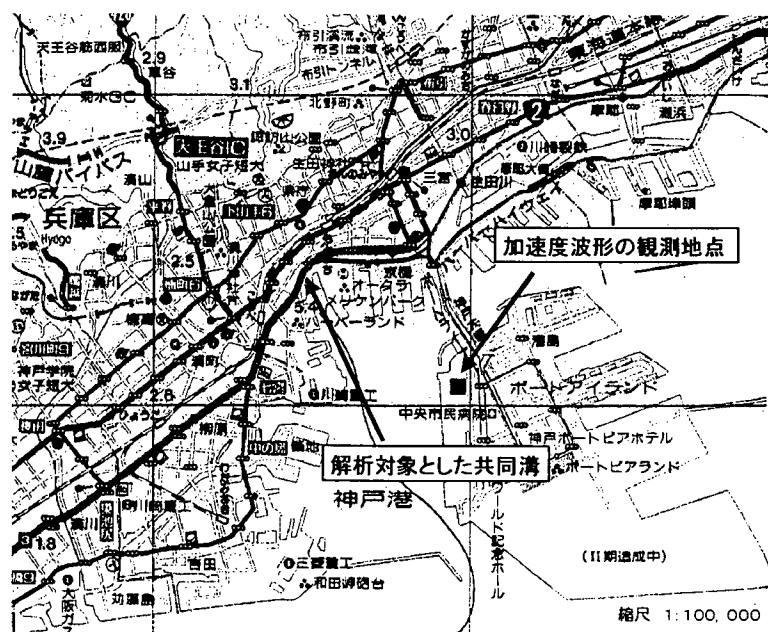


図-2.5 解析対象とした共同溝と神戸ポートアイランドの位置関係

ここで、神戸ポートアイランドで観測された波形は、地盤条件や地下構造物の情報も含まれた、いわば入射波（E）＋反射波（F）である。この観測波形を用いて他地盤条件での入射波とするには地盤情報や地下構造物からの反射の影響を除いた入射波（2E）を用いる必要がある。そこで、神戸ポートアイランドの工学的基盤であるGL-83mにバンドパス処理を行った入射波＋反射波を作用させ、1次元動的解析（SHAK E）を行う事で、神戸ポートアイランドの工学的基盤での入射波（2E）のみを抽出した。

解析の対象とした共同溝周辺において、基盤面以深の強震記録が得られたのが神戸ポートアイランドであったことから、本被災分析では、この観測記録を基に入力地震動を作成した。

当該地盤における地盤物性値を表-2.2に示す。

表-2.2 神戸ポートアイランドの地盤条件

地層名	層厚 h(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	S波速度 V_s (m/sec)	せん断剛性 G_0 (kN/m ²)
B	5.00	18.6	170	54947
B	12.00	18.6	210	83847
Ac	2.00	16.7	210	75021
Ac	9.00	16.7	180	55113
Asc	5.00	17.7	245	108118
Asc	3.00	17.7	305	167556
Dsc	24.00	19.6	305	186179
Dc	19.00	16.7	305	158250
Dc	3.00	16.7	350	208391
Dsc	1.00	19.6	350	245166

次に、共同溝当該地盤における入射波が神戸ポートアイランドにおける入射波と同一であったと仮定して、共同溝当該地盤の工学的基盤に神戸ポートアイランドの工学的基盤での入射波（2E）を作用させ、共同溝当該地盤情報を含んだ入射波（E）＋反射波（F）を抽出する。

バンドパスを施した神戸ポートアイランドの工学的基盤(GL-83m)で観測された入射波（E）＋反射波（F）の加速度波形を図-2.6に、一次元重複反射理論における地盤動的応答解析により抽出した神戸ポートアイランドの工学的基盤、共同溝当該地盤の工学的基盤での入射波（2E）の加速度波形を図-2.7に、共同溝当該地盤の工学的基盤での入射波（E）＋反射波（F）の加速度波形を図-2.8に示す。

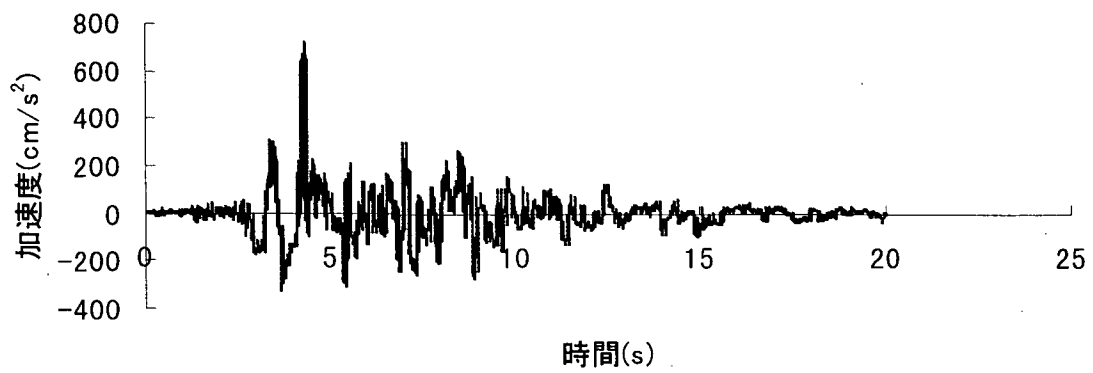


図-2.6 神戸ポートアイランドの工学的基盤での入射波（E）+反射波（F）の加速度波形

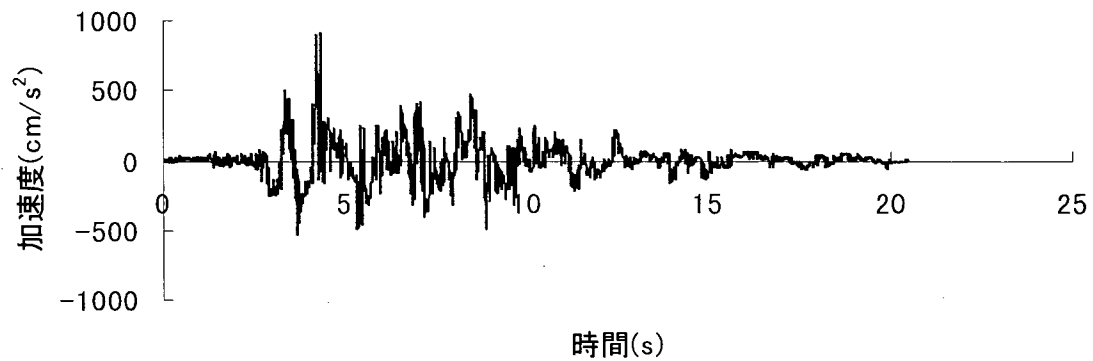


図-2.7 神戸ポートアイランドの工学的基盤での入射波（2E）の加速度波形

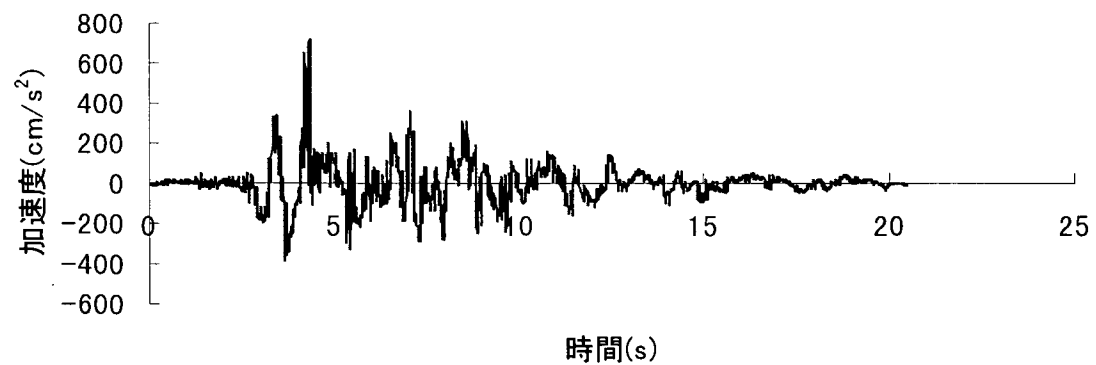


図-2.8 共同溝当該地盤の工学的基盤での入射波（E）+反射波（F）の加速度波形

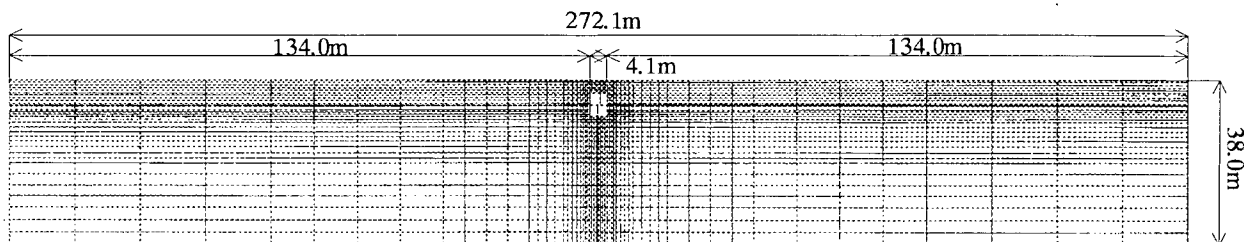
2. 2 地震応答解析と被災分析

2.2.1 解析モデルと解析方法

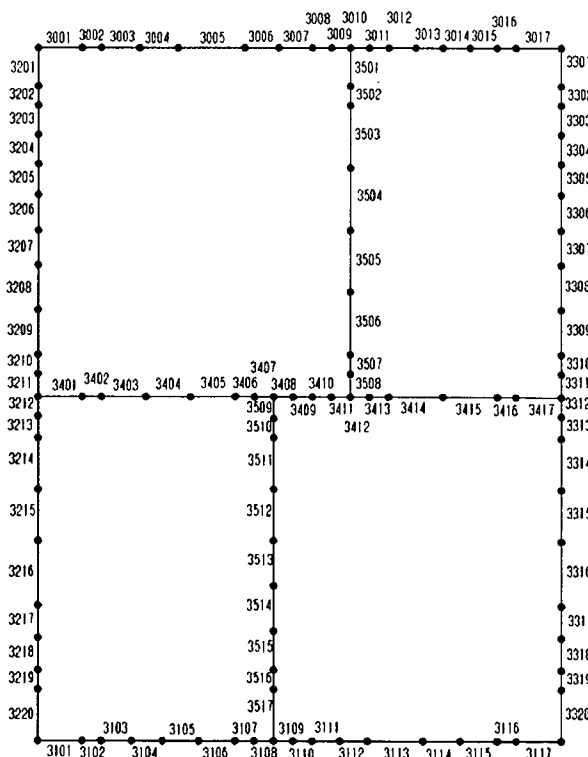
(1)解析モデル

共同溝の被災解析モデルは、地盤を平面ひずみ要素、共同溝を梁でモデル化した有限要素モデルとした。地盤は、振動数領域での動的応答解析では非線形性を等価線形で、時刻歴応答解析では一次元重複反射理論における地盤動的応答解析による収束剛性を用いて線形として評価した。この時の地盤のせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性は、沖積砂質土、洪積砂質土、砂礫に関しては文献3)、沖積粘性土に関しては文献4)、洪積粘性土に関しては文献5)の値を参考にした。地下構造物の剛性を線形で評価する時は、降伏剛性を用いて、非線形性を考慮するモデルではひび割れの発生及び鋼材の降伏を考慮した非線形モデル（トリリニア骨格曲線）を用いた。

図-2.9に解析に用いた有限要素モデルを示す。



(a) 有限要素モデル



(b) 共同溝の梁モデル

図-2.9 解析に用いた有限要素モデル

(2) 共同溝の非線形履歴特性

共同溝の非線形性は、曲げモーメント－曲率（ $M-\phi$ ）モデルで評価した。本資料において、検討の対象とした共同溝は、RC壁構造を基本としているが、壁構造の $M-\phi$ 関係については十分に明らかにされていないため、本検討では構造的に比較的近いと考えられるRC柱の $M-\phi$ 関係を適用することとし、平成8年道路橋示方書コンクリート橋編³⁾に準じた。

$M-\phi$ 関係の算出に用いる軸力としては常時荷重による軸力を考慮した。

コンクリートの設計基準強度、及び鉄筋の降伏点は、設計計算書に基づき以下の値を用いた。

コンクリート $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$

鉄筋 $\sigma_y=30\text{N/mm}^2$

ひび割れモーメント M_c および曲率 ϕ_c は、式(2.2.1)および式(2.2.2)により算出する。

$$M_c = W_i \left(1000 \sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right) = \left(W_i \left(10 \sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right) \right) \quad \text{-----} \quad (2.2.1)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{1000 E_c I_i} = \left(\frac{M_c}{10 E_c I_i} \right) \quad \text{-----} \quad (2.2.2)$$

$$\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} = (0.5 \sigma_{ck}^{2/3}) \quad \text{-----} \quad (2.2.3)$$

ここに、

W_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面における軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面係数(m^3)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度($\text{N/mm}^2(\text{kgf/cm}^2)$)

N_i : 上下部構造の重量により上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面に作用する軸力(kN(tf))

A_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面における軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面積(m^2)

E_c : コンクリートのヤング係数($\text{N/mm}^2(\text{kgf/cm}^2)$)

I_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面における軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面二次モーメント(m^4)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度($\text{N/mm}^2(\text{kgf/cm}^2)$)

$$N_i = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \Delta A_{sj} \right) / 1000 \quad \text{-----} \quad (2.2.4)$$

$$M_i = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_{cj} x_i \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} x_j \Delta A_{sj} \right) / 1000 \quad \text{-----} \quad (2.2.5)$$

$$\phi_i = \epsilon_{c0} / X_0 \quad \text{-----} \quad (2.2.6)$$

ここに、

M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面に作用する曲げモーメント(kNm(tfm))

ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面の曲率(1/m)

x_j : j 番目の各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から断面の図心位置までの距離(m)

ε_{cu} : コンクリートの圧縮縁ひずみ

x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(m)

断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみ ε_{sy} に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを降伏モーメント M_y 、降伏曲率 ϕ_y とした。また、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達したときの曲げモーメントと曲率をそれぞれ終局曲げモーメント M_u 、終局曲率 ϕ_u とした。終局ひずみ ε_{cu} としては、ここでは、道路橋示方書・同解説コンクリート橋編に準じて 3500μ とした。図-2.10、図-2.11にコンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ曲線を示す。

また、図-2.12および表-2.3は共同溝の各部位の非線形履歴特性を示したものである。

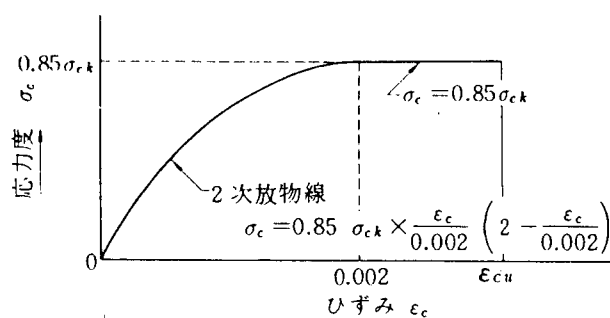


図-2.10 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

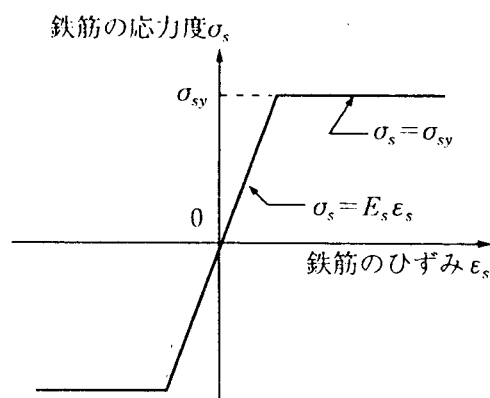


図-2.11 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

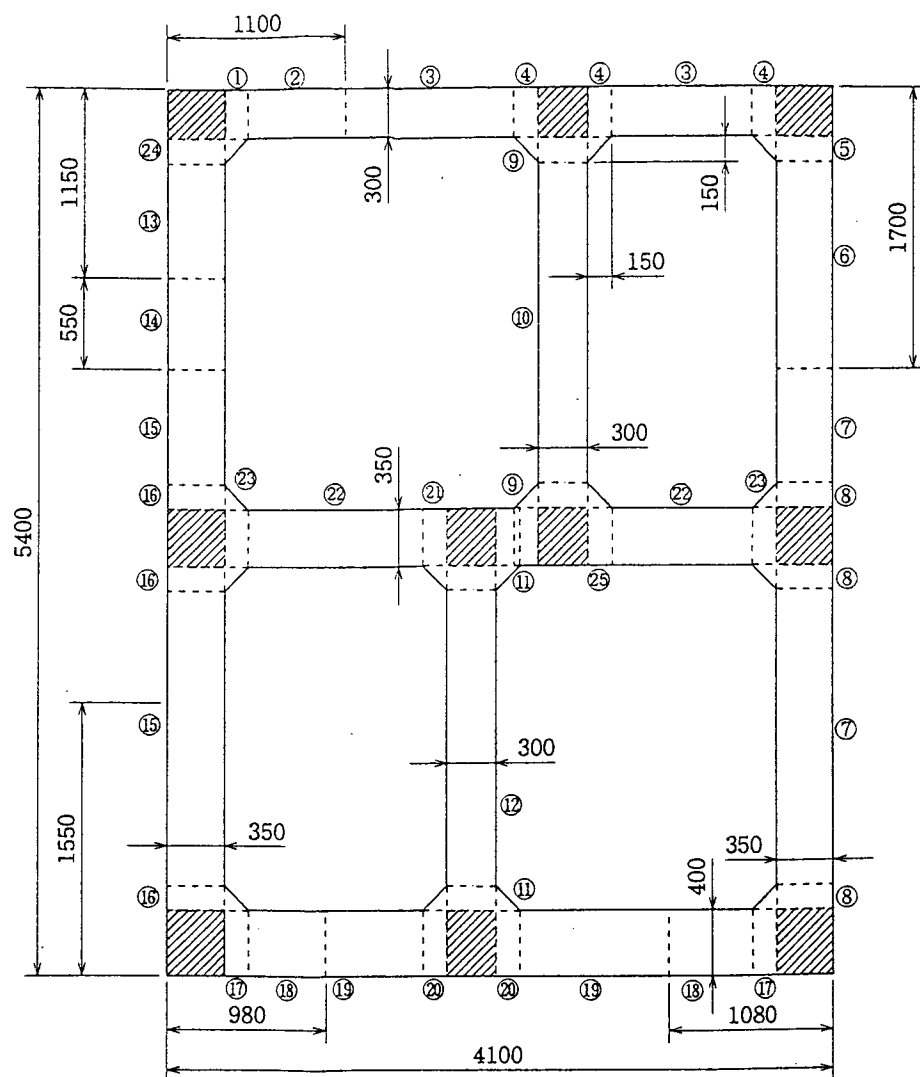


図-2.12 共同溝の非線形履歴特性の区分 (単位: mm)

表-2.3 共同溝の非線形履歴特性

部材	状態	配筋	Mc (kNm)	ϕ_c (1/m)	My (kNm)	ϕ_y (1/m)	Mu (kNm)	ϕ_u (1/m)
①頂版 (ハッチ)	外側引張	D13@125	45.1	4.50×10^{-4}	114.7	8.14×10^{-3}	141.2	7.64×10^{-2}
	内側引張	D13@250	45.1	4.50×10^{-4}	83.4	8.06×10^{-3}	110.8	8.05×10^{-2}
②頂版	外側引張	D13@125	30.4	5.80×10^{-4}	82.4	1.12×10^{-2}	94.1	9.05×10^{-2}
	内側引張	D13@250	30.4	5.80×10^{-4}	49.0	1.15×10^{-2}	65.7	9.59×10^{-2}
③頂版	外側引張	D13@250	30.4	5.80×10^{-4}	48.1	1.13×10^{-2}	58.8	1.40×10^{-1}
	内側引張	D13@250	30.4	5.80×10^{-4}	48.1	1.13×10^{-2}	58.8	1.40×10^{-1}
④頂版 (ハッチ)	外側引張	D13@250	46.1	4.51×10^{-4}	69.6	8.21×10^{-3}	96.1	9.30×10^{-2}
	内側引張	D13@250	46.1	4.51×10^{-4}	84.3	8.16×10^{-3}	109.8	9.20×10^{-2}
⑤右側壁 (ハッチ)	外側引張	D13@250	57.9	3.94×10^{-4}	79.4	7.02×10^{-3}	107.9	9.40×10^{-2}
	内側引張	D13@250	57.9	3.94×10^{-4}	102.0	6.84×10^{-3}	129.4	9.13×10^{-2}
⑥右側壁	外側引張	D13@250	41.2	4.95×10^{-4}	59.8	9.30×10^{-3}	71.6	1.41×10^{-1}
	内側引張	D13@250	41.2	4.95×10^{-4}	59.8	9.30×10^{-3}	71.6	1.41×10^{-1}
⑦右側壁	外側引張	D13@125	43.1	5.30×10^{-4}	108.9	9.64×10^{-3}	121.6	9.04×10^{-2}
	内側引張	D13@250	43.1	5.30×10^{-4}	66.7	1.04×10^{-2}	83.4	9.94×10^{-2}
⑧右側壁 (ハッチ)	外側引張	D13@125	61.8	4.21×10^{-4}	141.2	7.32×10^{-3}	169.7	7.65×10^{-2}
	内側引張	D13@250	61.8	4.21×10^{-4}	110.8	7.43×10^{-3}	140.2	8.40×10^{-2}
⑨上中壁 (ハッチ)	外側引張	D13@250	65.7	3.78×10^{-4}	119.6	6.53×10^{-3}	159.8	7.72×10^{-2}
	内側引張	D13@250	65.7	3.78×10^{-4}	119.6	6.53×10^{-3}	159.8	7.72×10^{-2}
⑩上中壁	外側引張	D13@250	31.4	6.00×10^{-4}	53.9	1.07×10^{-2}	65.7	1.38×10^{-1}
	内側引張	D13@250	31.4	6.00×10^{-4}	50.0	1.18×10^{-2}	57.9	1.43×10^{-1}
⑪下中壁 (ハッチ)	外側引張	D13@250	68.6	3.94×10^{-4}	129.4	6.44×10^{-3}	167.7	8.86×10^{-2}
	内側引張	D13@250	68.6	3.94×10^{-4}	129.4	6.44×10^{-3}	167.7	8.86×10^{-2}
⑫下中壁	外側引張	D13@250	33.3	6.37×10^{-4}	57.9	1.14×10^{-2}	65.7	1.45×10^{-1}
	内側引張	D13@250	33.3	6.37×10^{-4}	57.9	1.14×10^{-2}	65.7	1.45×10^{-1}
⑬左側壁	外側引張	D13@125	42.2	5.06×10^{-4}	104.0	9.14×10^{-3}	112.8	1.08×10^{-1}
	内側引張	D13@250	42.2	5.06×10^{-4}	64.7	8.71×10^{-3}	83.4	9.58×10^{-2}
⑭左側壁	外側引張	D13@250	42.2	5.12×10^{-4}	62.8	9.75×10^{-3}	71.6	1.47×10^{-1}
	内側引張	D13@250	42.2	5.12×10^{-4}	66.7	8.98×10^{-3}	78.5	1.34×10^{-1}
⑮左側壁	外側引張	D13@250	43.1	5.25×10^{-4}	107.9	9.50×10^{-3}	116.7	1.09×10^{-1}
	内側引張	D13@250	43.1	5.25×10^{-4}	68.6	9.25×10^{-3}	86.3	9.79×10^{-2}
⑯左側壁 (ハッチ)	外側引張	D13@125	64.7	4.08×10^{-4}	143.2	7.00×10^{-3}	169.7	8.82×10^{-2}
	内側引張	D13@250	64.7	4.08×10^{-4}	117.7	6.67×10^{-3}	149.1	8.33×10^{-2}
24左側壁 (ハッチ)	外側引張	D13@125	61.8	3.94×10^{-4}	138.3	6.75×10^{-3}	163.8	8.75×10^{-2}
	内側引張	D13@250	61.8	3.94×10^{-4}	112.8	6.39×10^{-3}	144.2	8.19×10^{-2}
⑰底版 (ハッチ)	外側引張	D13@125	83.4	3.81×10^{-4}	163.8	7.16×10^{-3}	191.2	9.03×10^{-2}
	内側引張	D13@250	83.4	3.81×10^{-4}	148.1	6.30×10^{-3}	193.2	6.81×10^{-2}
⑱底版	外側引張	D13@125	58.8	4.77×10^{-4}	125.5	9.52×10^{-3}	135.3	1.12×10^{-1}
	内側引張	D13@250	58.8	4.77×10^{-4}	89.2	8.53×10^{-3}	117.7	9.35×10^{-2}
⑲底版	外側引張	D13@250	58.8	4.78×10^{-4}	81.4	1.09×10^{-2}	89.2	1.58×10^{-1}
	内側引張	D13@250	58.8	4.78×10^{-4}	89.2	8.58×10^{-3}	107.9	1.31×10^{-1}
⑳底版 (ハッチ)	外側引張	D13@250	83.4	3.80×10^{-4}	105.9	8.04×10^{-3}	130.4	1.23×10^{-1}
	内側引張	D13@250	83.4	3.80×10^{-4}	147.1	6.26×10^{-3}	184.4	8.76×10^{-2}
21中床版 (ハッチ)	外側引張	D13@250	71.6	4.54×10^{-4}	105.9	8.93×10^{-3}	130.4	1.21×10^{-1}
	内側引張	D13@250	71.6	4.54×10^{-4}	134.4	7.65×10^{-3}	163.8	9.45×10^{-2}
22中床版	外側引張	D13@250	49.0	5.96×10^{-4}	79.4	1.23×10^{-2}	88.3	1.59×10^{-1}
	内側引張	D13@250	49.0	5.96×10^{-4}	82.4	1.11×10^{-2}	96.1	1.30×10^{-1}
23中床版 (ハッチ)	外側引張	D13@250	92.2	3.82×10^{-4}	159.8	6.74×10^{-3}	202.0	9.08×10^{-2}
	内側引張	D13@250	92.2	3.82×10^{-4}	166.7	6.31×10^{-3}	212.8	7.81×10^{-2}
25中床版 (ハッチ)	外側引張	D13@250	68.6	4.67×10^{-4}	127.5	8.51×10^{-3}	152.0	1.13×10^{-1}
	内側引張	D13@250	68.6	4.67×10^{-4}	106.9	8.51×10^{-3}	136.3	1.01×10^{-1}

(3) 地震時地盤定数の算定

表-2.1に示した共同溝当該地盤モデルにおいて、一次元重複反射理論による地震動的応答解析を用いて、図-2.7に示した共同溝当該地盤の工学的基盤の入射波（2E）の加速度波形を上昇波入力し、表層地盤の地震応答解析を行った。これにより地震時地盤定数を算定した。

地盤の応答値の分布を図-2.13に示す。

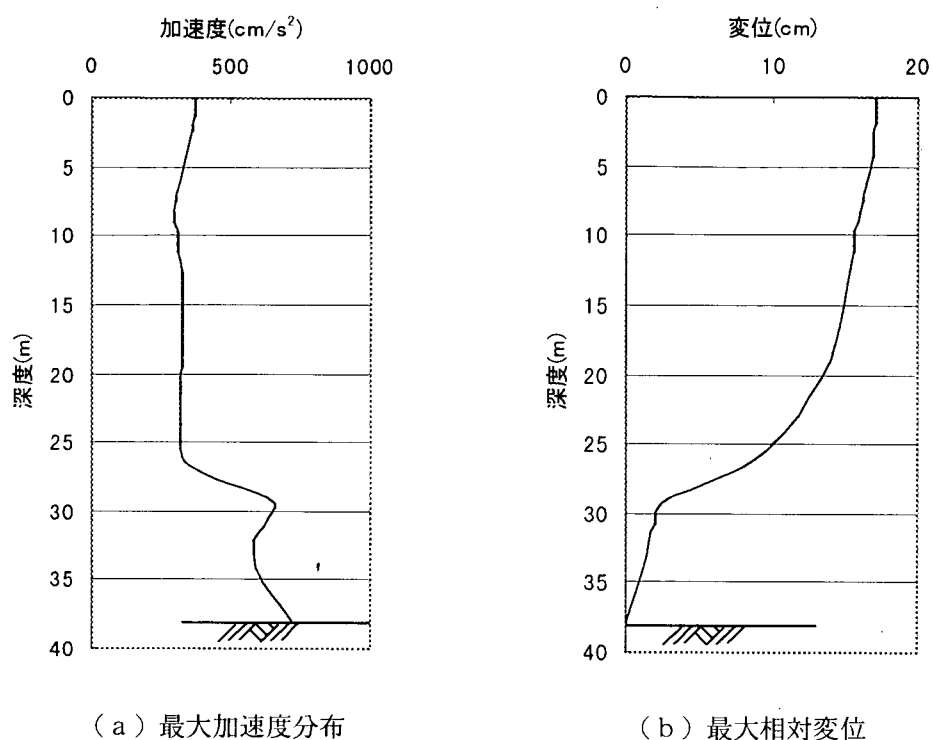
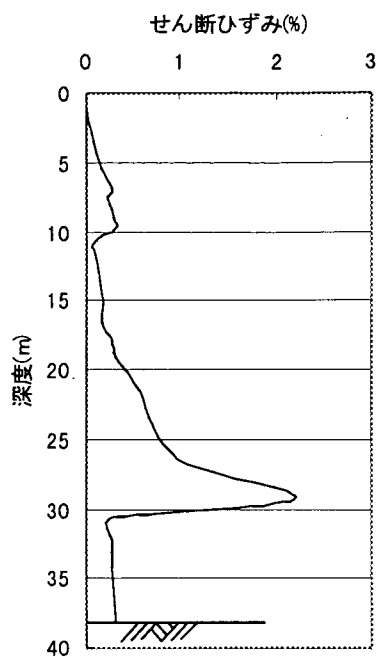
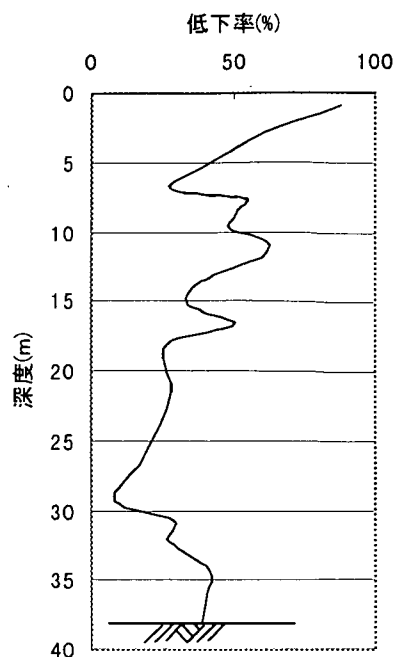


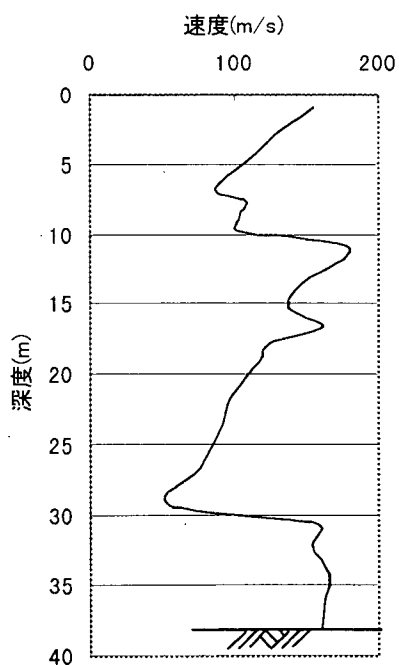
図-2.13 共同溝当該地盤の地震時応答値の分布



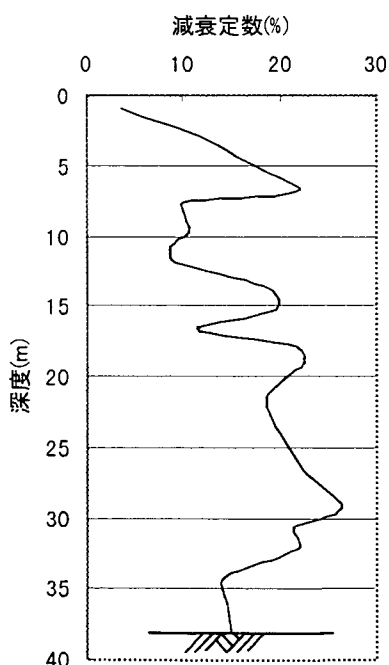
(c) 最大せん断ひずみ分布



(d) 剛性低下率



(e) せん断波速度



(f) 減衰定数

図-2.13 共同溝当該地盤の地震時応答値の分布

(4) 固有振動解析

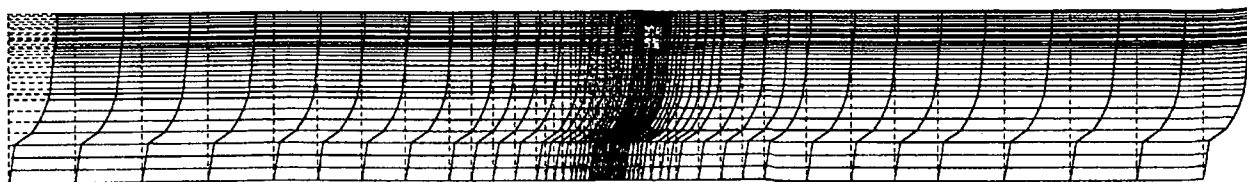
時刻歴応答解析を行う際に考慮するモデル全体の減衰比を求めるために、固有値解析を行い、モード減衰を算定した。固有値解析は、共同溝当該地盤の工学的基盤に作用させる地震波に対する地盤定数を有限要素モデルに入力して行った。固有値解析の結果を表-2.4、図-2.14に示す。

表-2.4より、1次モードが卓越し、次に13次モードが卓越することがわかる。時刻歴応答解析では、この2つのモード減衰をレイリー減衰として考慮した。

表-2.4 固有値解析結果とモード減衰

モード次数	共同溝当該地盤の地震時固有値解析			
	固有振動数 (Hz)	固有周期 (S)	モード減衰	有効質量比 (%)
1	0.65	1.54	0.220	79.0
2	0.80	1.25	0.194	0.0
3	1.11	0.90	0.174	0.0
4	1.42	0.70	0.176	0.0
5	1.61	0.62	0.187	0.0
6	1.74	0.57	0.193	0.0
7	1.91	0.52	0.192	0.0
8	2.14	0.47	0.192	0.0
9	2.36	0.42	0.188	0.0
10	2.40	0.42	0.169	0.0
11	2.42	0.41	0.161	0.0
12	2.44	0.41	0.169	0.0
13	2.49	0.40	0.168	4.0
14	2.61	0.38	0.185	0.0
15	2.65	0.38	0.148	0.0

(1次モード)



(13次モード)

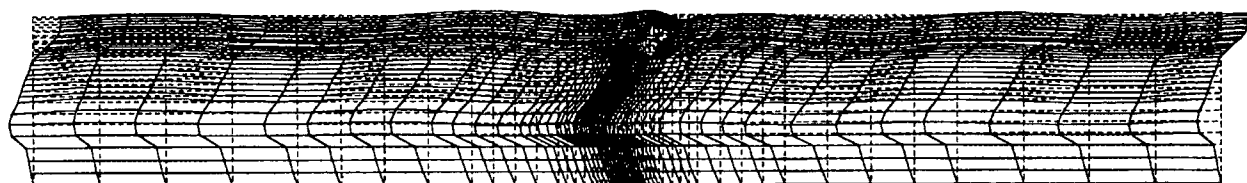


図-2.14 固有振動モード形状

(5) 常時荷重解析

地震時の応答解析は、地震による断面力の増加分を算出するものである。よって、地震時の断面力等を算出する際には、常時での断面力に地震による断面力の増加分を加えた値を用いて照査を行う必要があり、有限要素法を用いた静的解析により自重解析を行った。

図-2.15に、常時の断面力分布を示す。

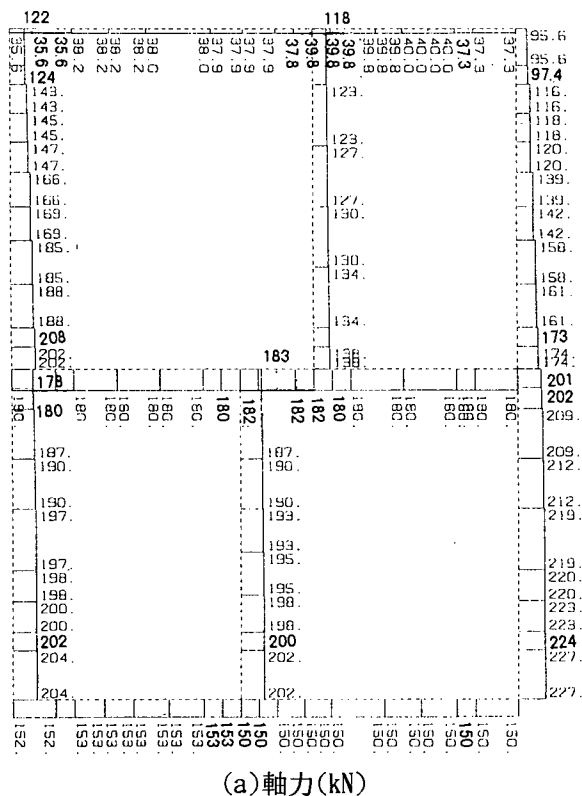
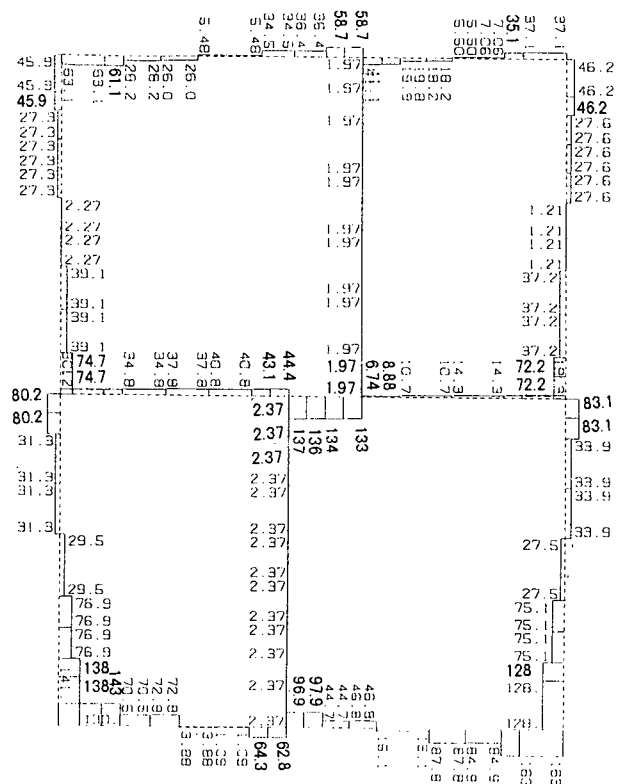
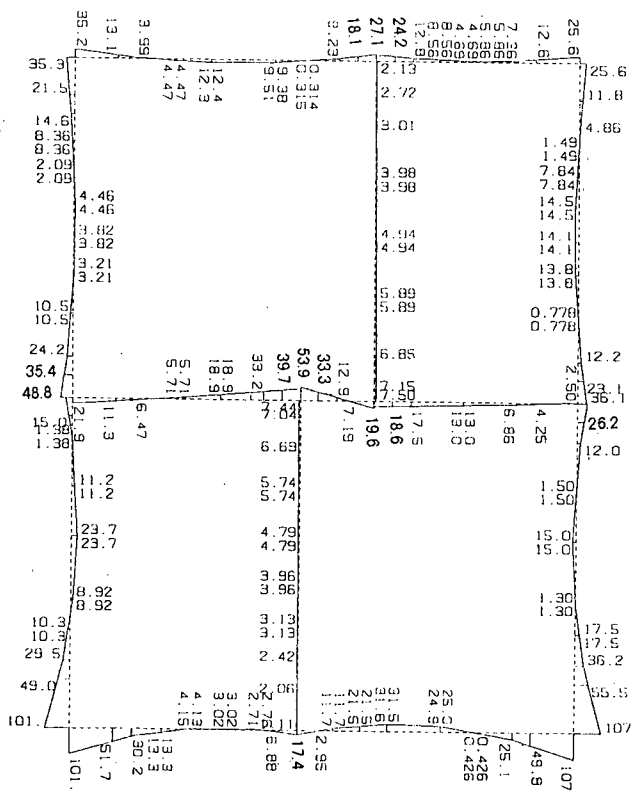


図-2.15 常時の断面力



(b) せん断力 (kN)



(c) 曲げモーメント (kNm)

図-2.15 常時の断面力

(6) 解析ケース

解析ケースとしては、地盤の非線形性や共同溝の非線形性、解析法などを考慮して表-2.5に示す解析を行った。解析1, 2の比較から地盤のモデル化方法が共同溝に発生する断面力に及ぼす影響を検証し、解析3により共同溝部材の非線形性を考慮した解析を行い、実被害を再現することを目的とする。また、解析4により静的解析の適用性を検討する。

なお、ケース1に示す振動数領域の解析では、側方境界ではエネルギー伝達境界を、底面境界には粘性境界を設定した。入力地震動としては、底面境界を粘性境界でモデル化しているため、共同溝の地盤の工学的基盤面に入射波(2E)を入力した。

ケース2及びケース3の時刻的応答解析では、側方境界は水平方向ローラー、底面境界は固定としてモデル化した。側方境界の位置は、側方境界から波動の反射の影響を小さくするため、構造物位置から表層地盤高さの3倍程度の離隔をとった。入力地震動としては、底面境界を固定としてモデル化しているので、工学的基盤に図-2.8に示した入射波(E)+反射波(F)を作用させた。

ケース4の応答震度法⁷⁾による静的解析では、1次元重複反射理論による地盤の動的解析により求められた表層地盤の加速度を用いた。本解析では、解析プログラムの制約から、要素地盤に対して与える加速度を一定とした。ケース2及び3と同様に、側方境界は水平方向ローラー、底面境界は固定としてモデル化した。

表-2.5 解析ケース

解析 ケース	解析目的	解析法	モデル化		解析ソフト名
			地盤	共同溝	
1	地盤の非線形性を等価線形で考慮した解析	振動数領域の線形解析	等価線形	降伏剛性	SuperFlush
2	地盤を収束剛性を有する線形にモデル化した解析	時間領域の時刻歴応答解析	1次元動的解析による収束剛性	降伏剛性	TDAPⅢ
3	地下構造物の非線形性を考慮した解析	時間領域の時刻歴応答解析	1次元動的解析による収束剛性	非線形M-φモデル	TDAPⅢ
4	応答震度法を用いた静的解析	応答震度法	1次元動的解析による収束剛性	非線形M-φモデル	TDAPⅢ

2.2.2 地震応答解析と被災分析

(1) 地盤の非線形性の影響（ケース1及びケース2）

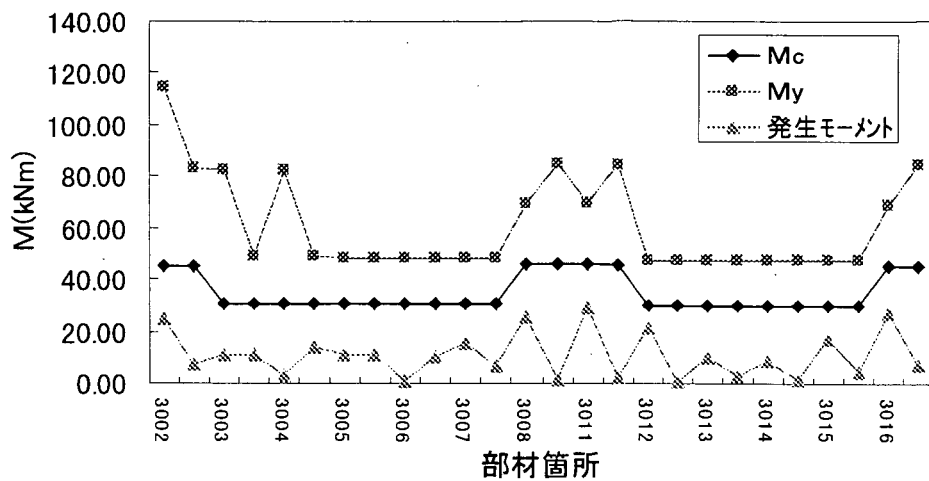
ケース1の解析結果について、図-2.16に各部材位置のひび割れモーメント (M_c)、降伏モーメント (M_y) と発生モーメントの関係を示す。解析結果を考察すると以下のとおりである。

- ①すべての部材箇所において、降伏モーメントに達していない。
- ②頂版、中床版、底版の版部材では、概ねひび割れモーメント以内である。
- ③右側壁、左側壁、中壁の壁部材では、一部降伏モーメント程度の応答となっている。

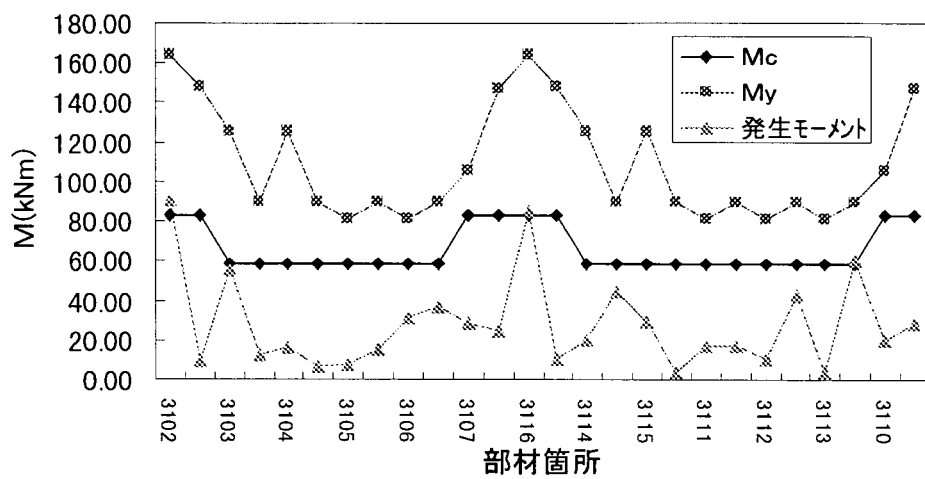
ケース2の解析結果について、図-2.17(a-1)、(a-2)、(b-1)、(b-2)、(c-1)、(c-2)に地震時増分断面力図を、図-2.18に各部材位置のひび割れモーメント (M_c)、降伏モーメント (M_y)、発生モーメント (M) の関係を示す。解析結果を考察すると以下のとおりである。

- ①頂版、中床版、底版の版部材では、概ねひび割れモーメント近辺、もしくはそれ以内の応答値となっている。
- ②左側壁、右側壁、中壁の壁部材では、一部降伏モーメント近辺の応答値となっており、特に右側壁の梁要素3319では降伏モーメントを越えている。

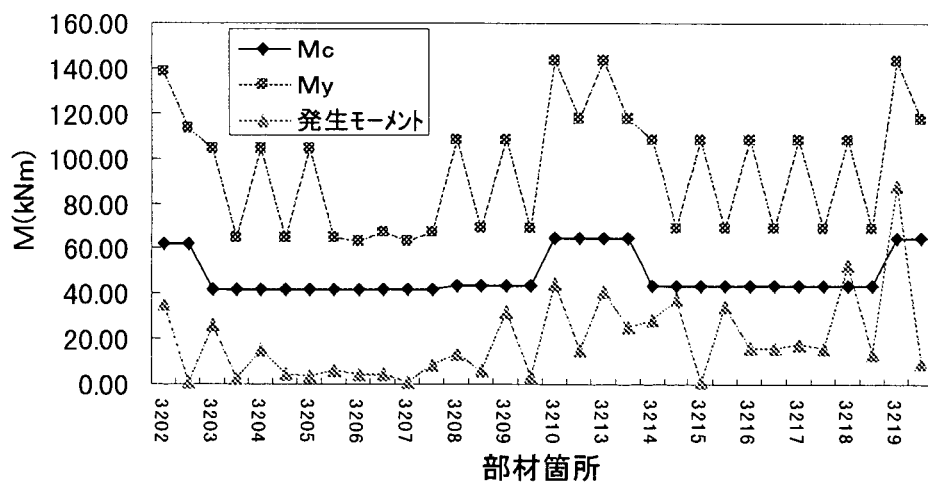
また、ケース1と2の解析結果の比較を図-2.19に示す。ケース1とケース2を比較すると、部材箇所によっては若干の相違があるが、全体で見れば概ね一致している。したがって、本研究における解析の対象としたモデルについては、構造物周辺の地震時地盤物性を等価線形によるモデル化する場合と1次元動的解析による収束剛性によりモデル化する場合でのモデル化の違いによる影響は少ないと考えられる。



(a) 頂版

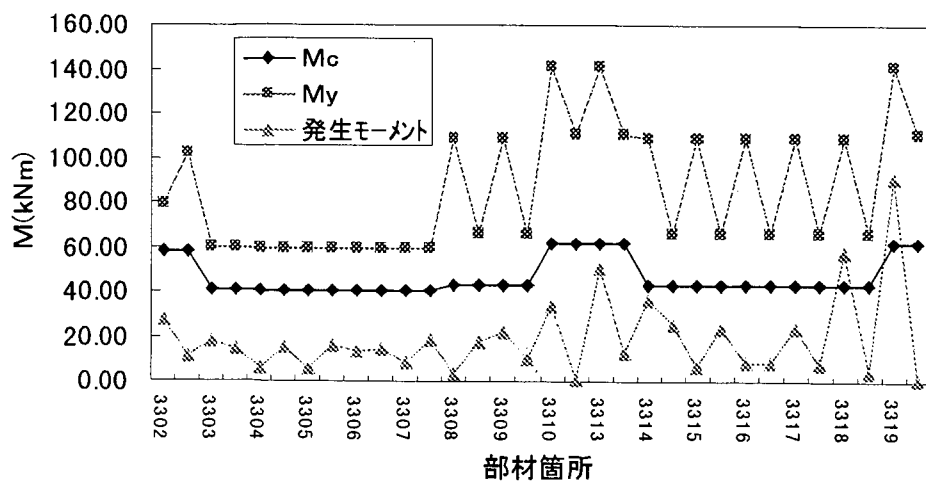


(b) 底版

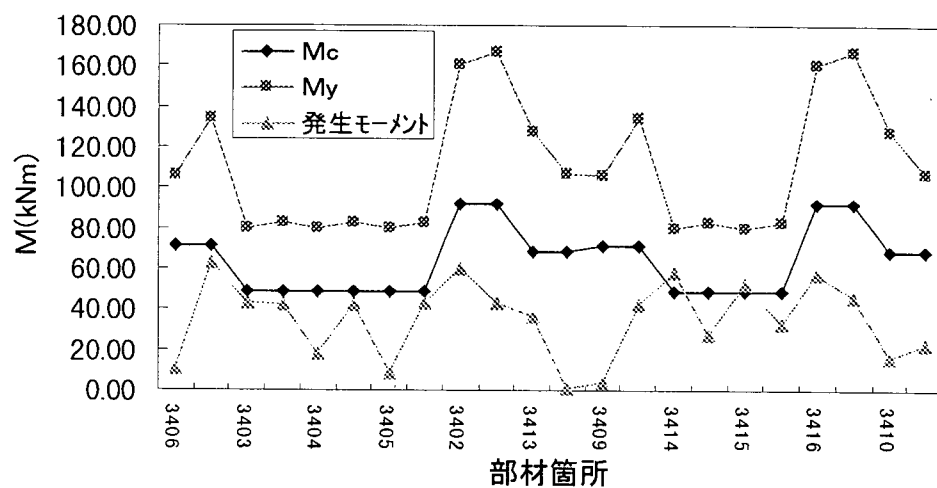


(c) 左側壁

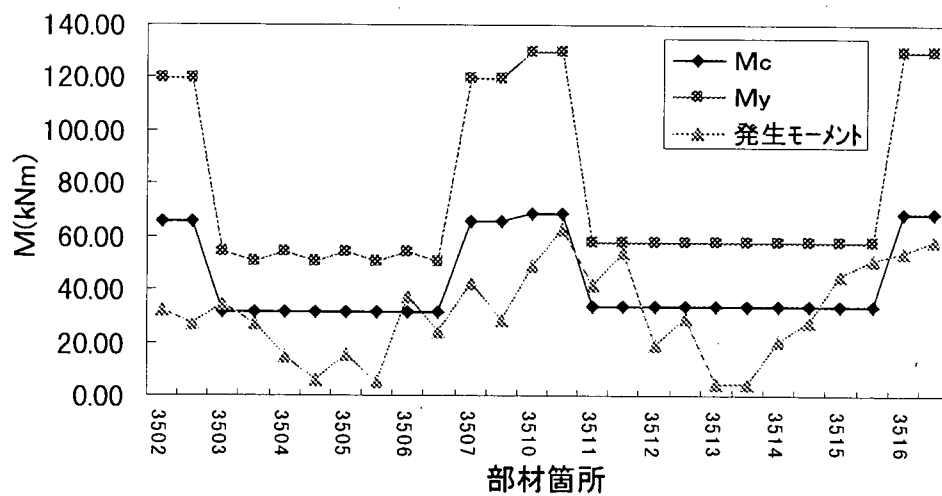
図-2.16 部材毎の発生モーメント



(d) 右側壁

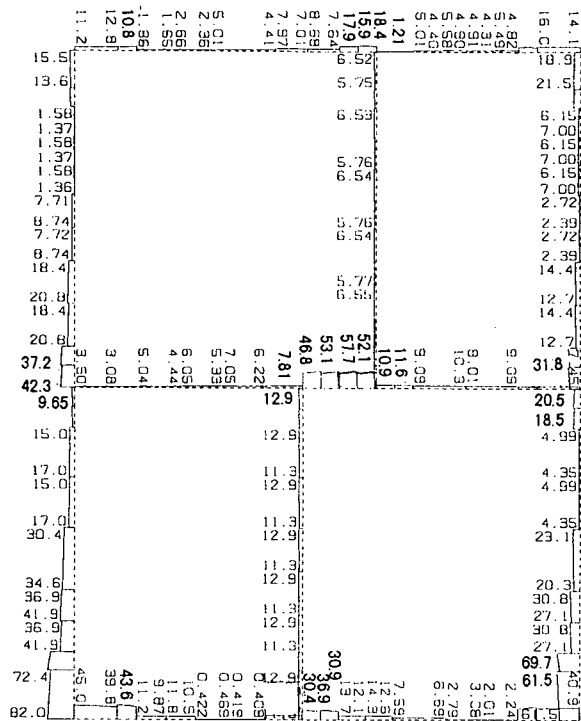


(e) 中床版

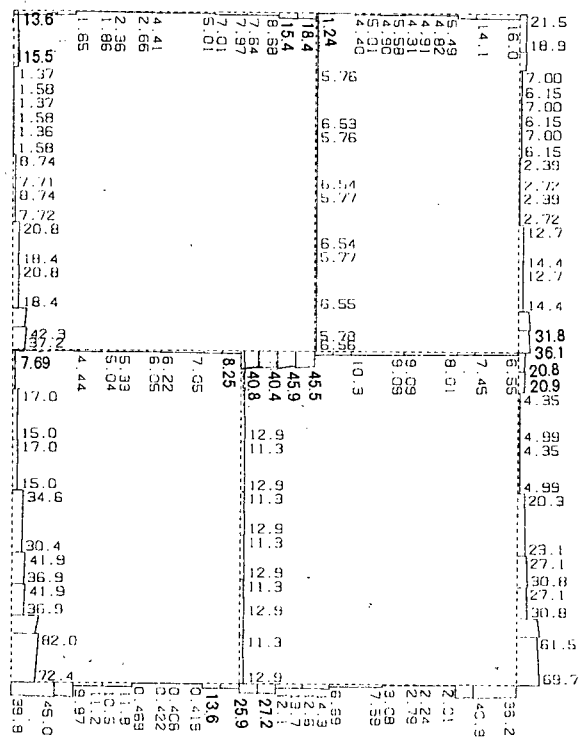


(f) 中壁

図-2.16 部材毎の発生モーメント

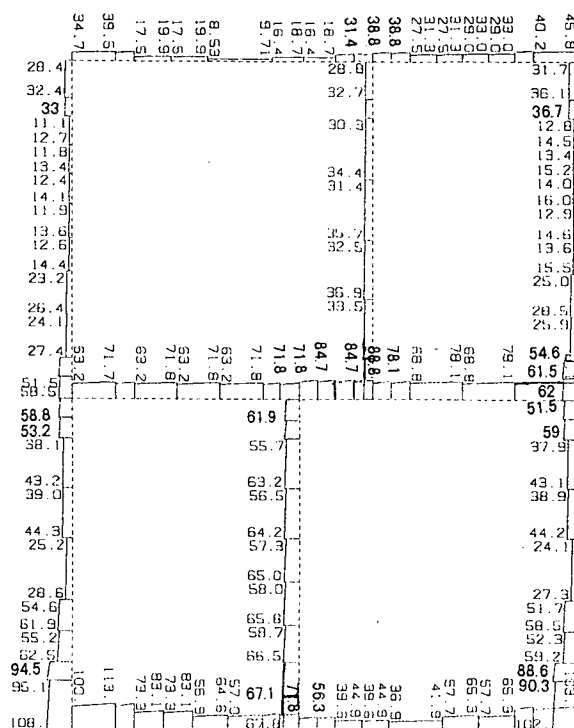


(a-1)軸力最小値(kN)

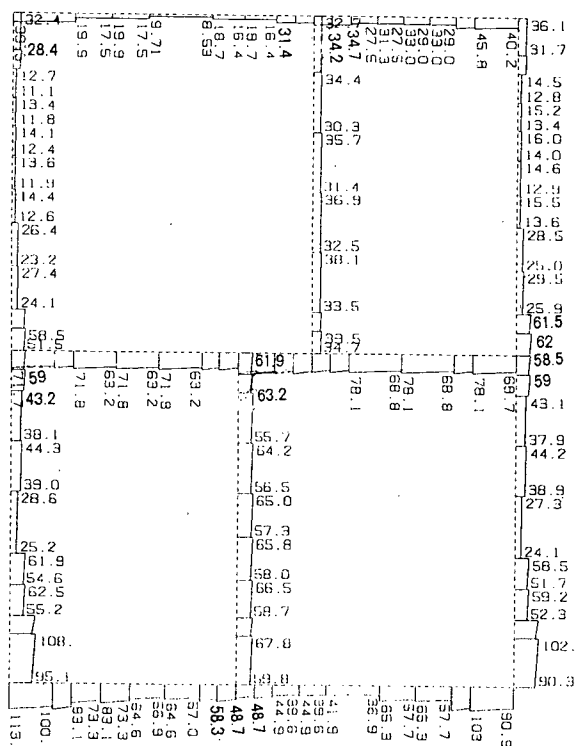


(a-2)軸力最大值(kN)

図-2.17 地震時増分断面力

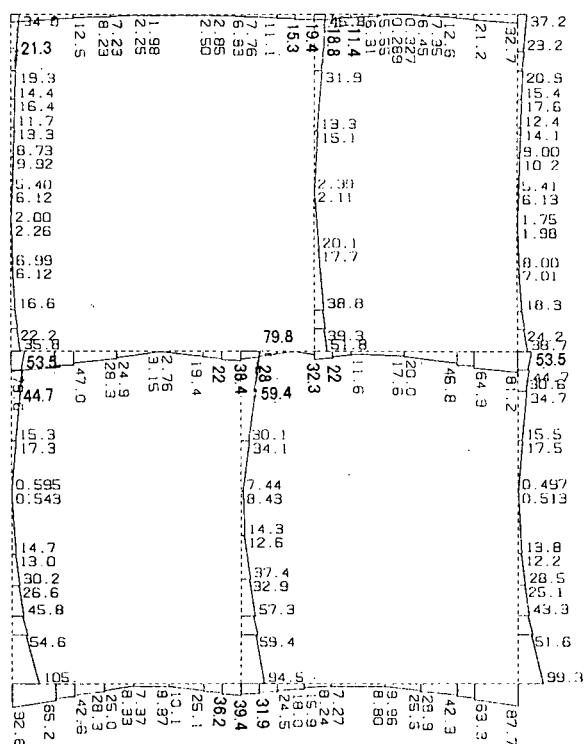


(b-1) せん断力最小値 (kN)

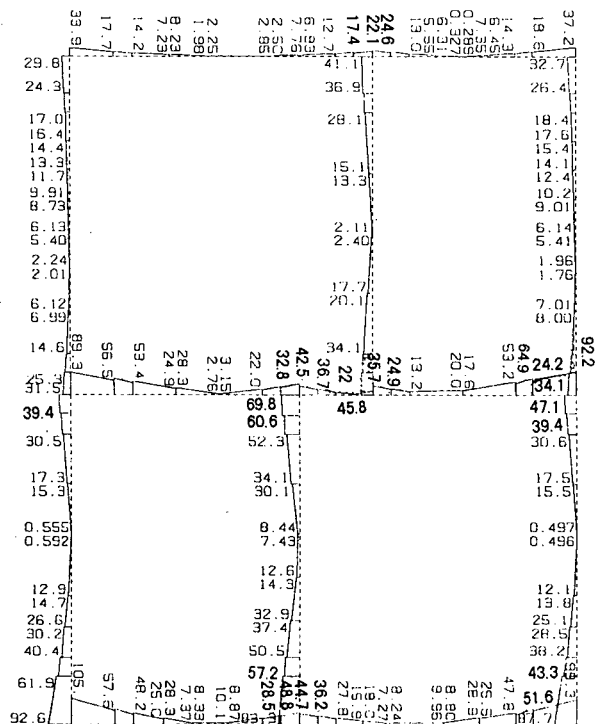


(b-2) せん断力最大値 (kN)

図-2.17 地震時増分断面力

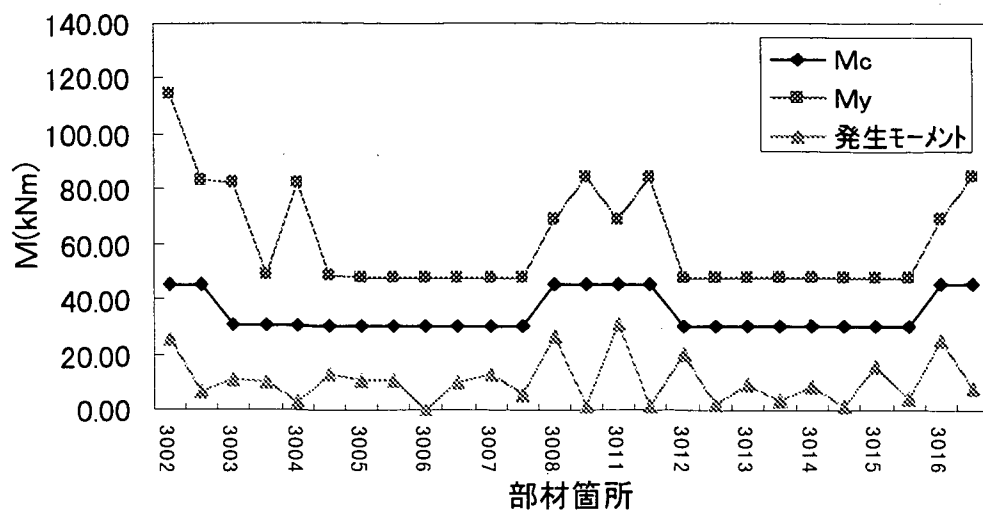


(c-1) 曲げモーメント最小値 (kNm)

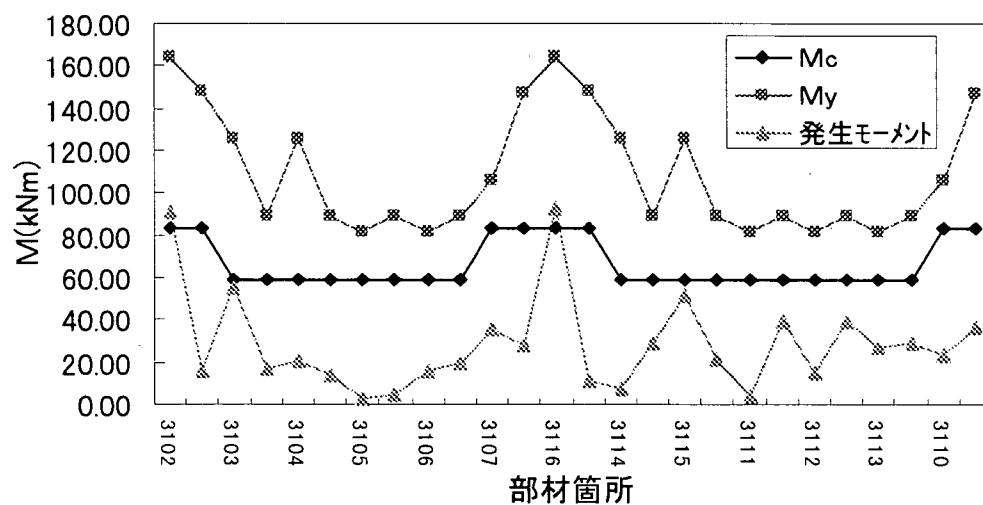


(c-2) 曲げモーメント最大値 (kNm)

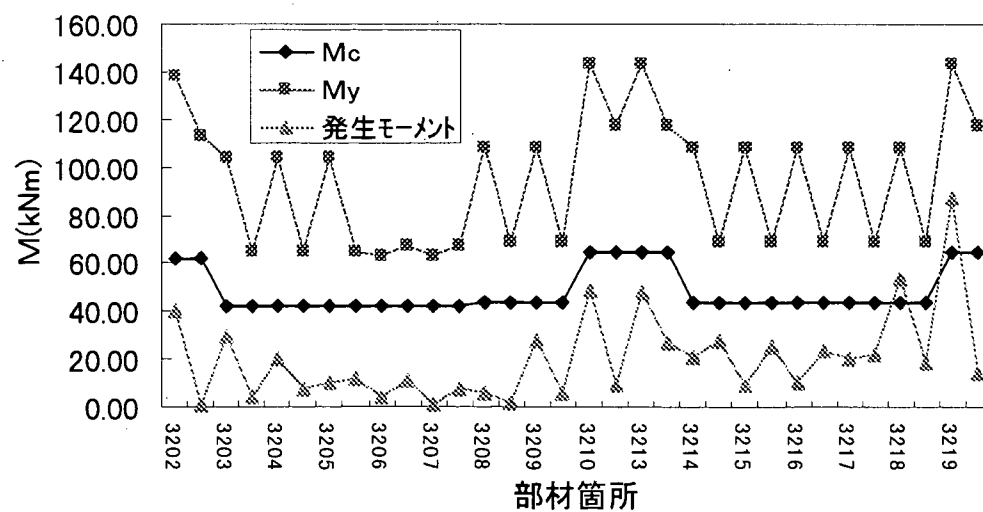
図-2.17 地震時増分断面力

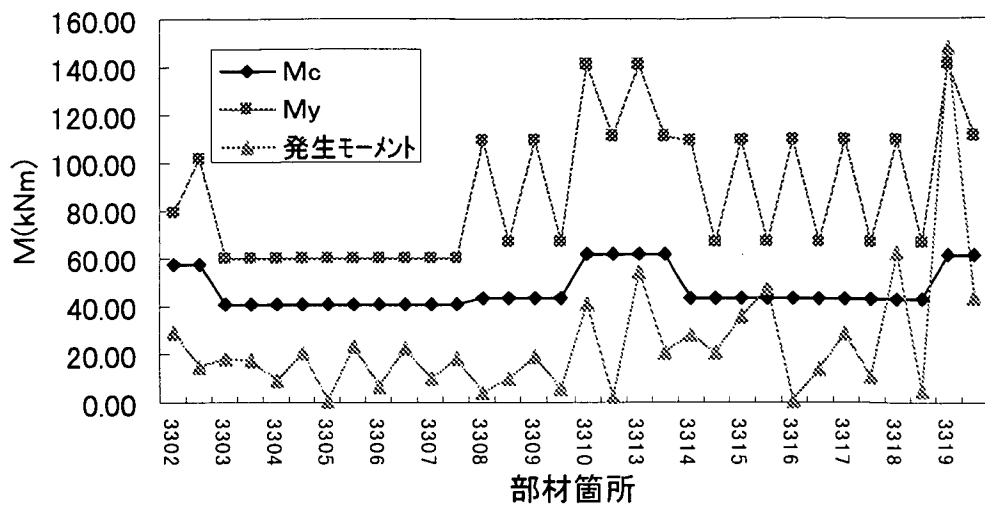


(a) 頂版

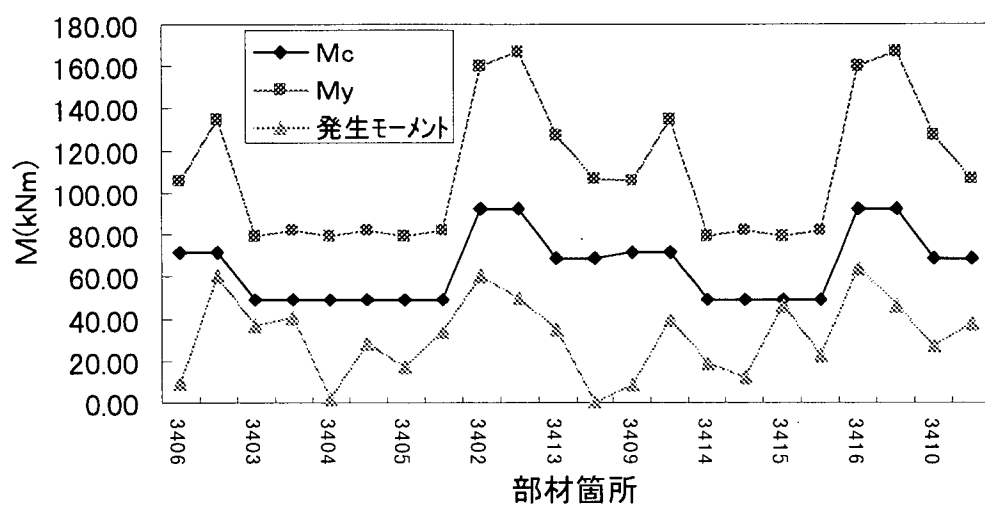


(b) 底版

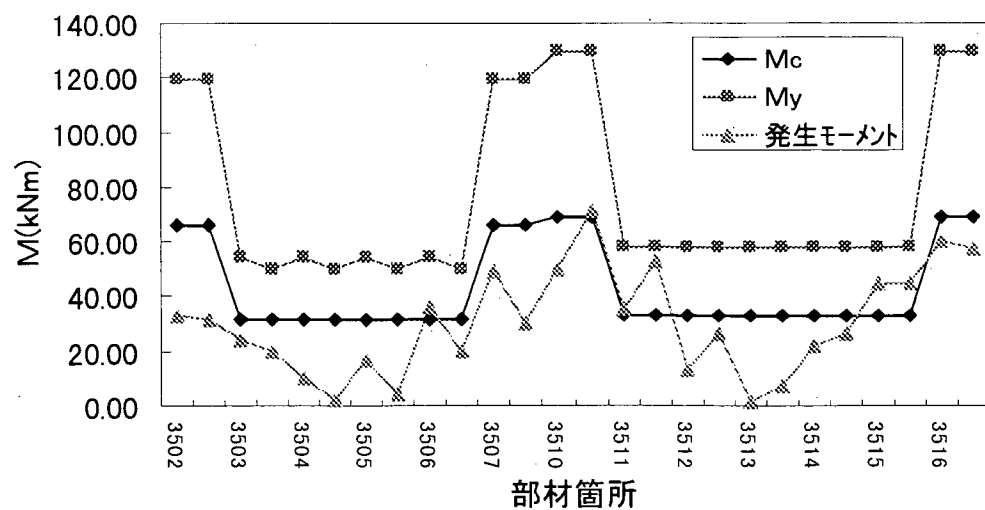




(d) 右側壁

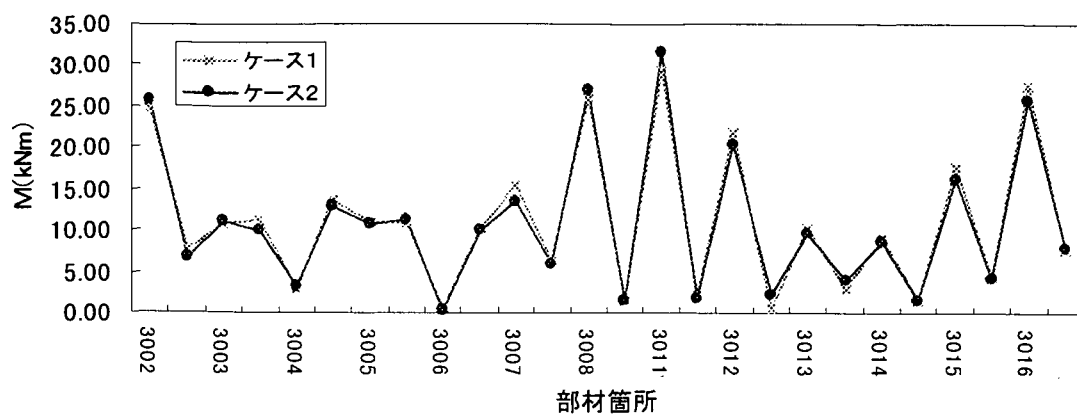


(e) 中床版

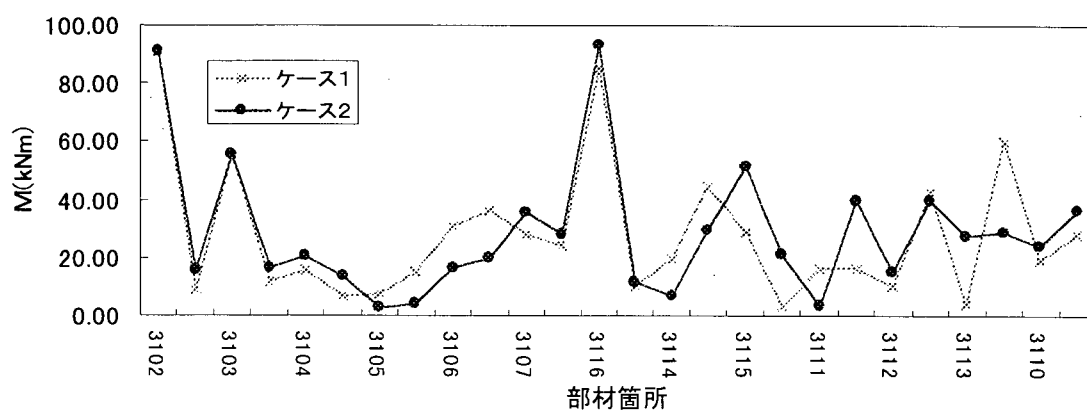


(f) 中壁

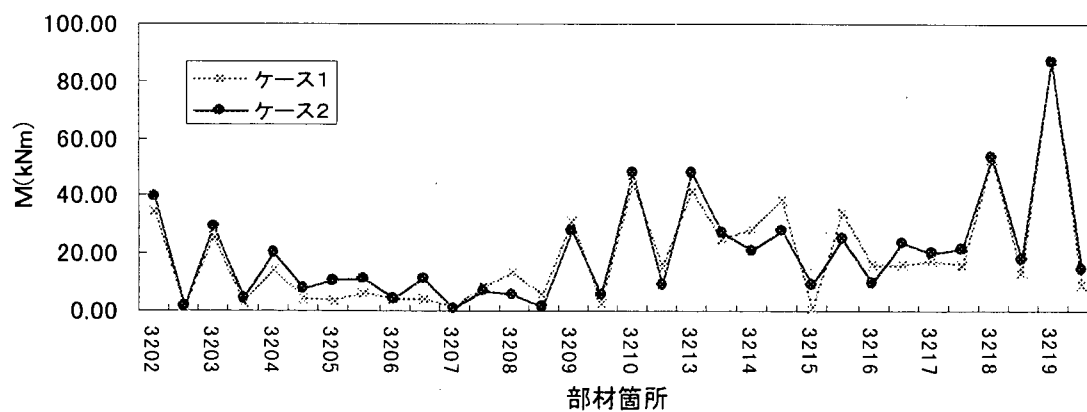
図-2.18 部材毎の発生モーメント



(a) 頂版

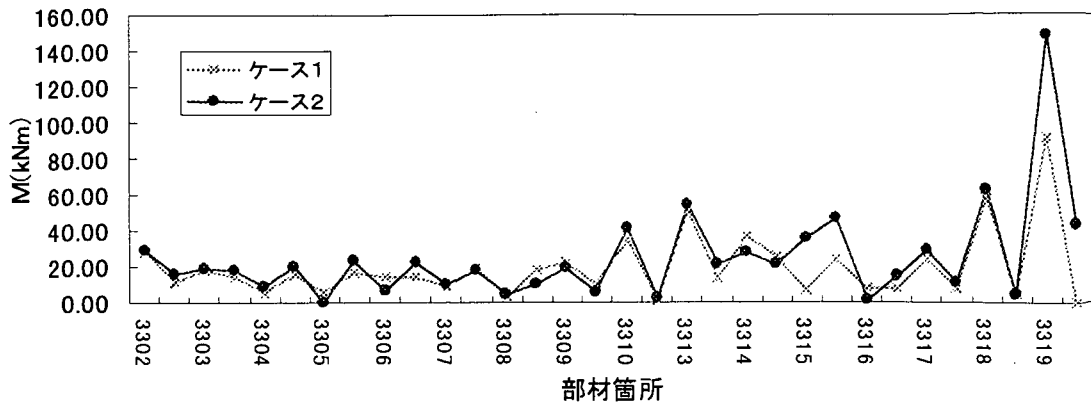


(b) 底版

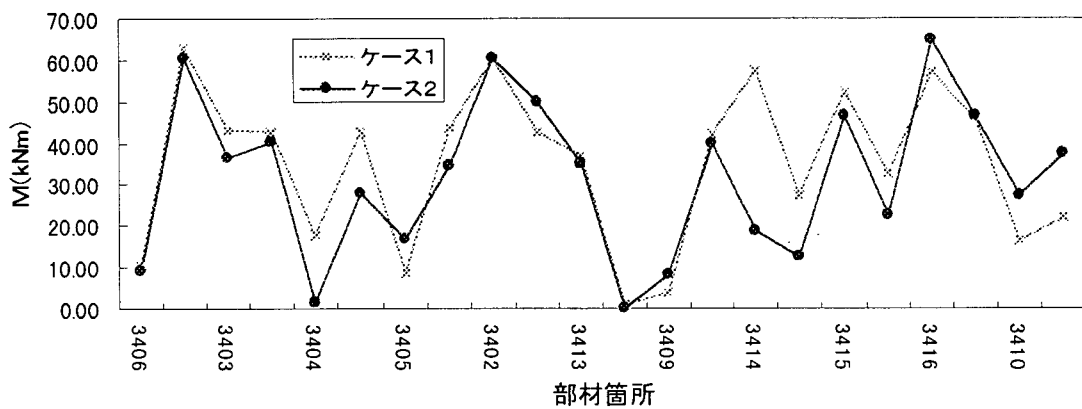


(c) 左側壁

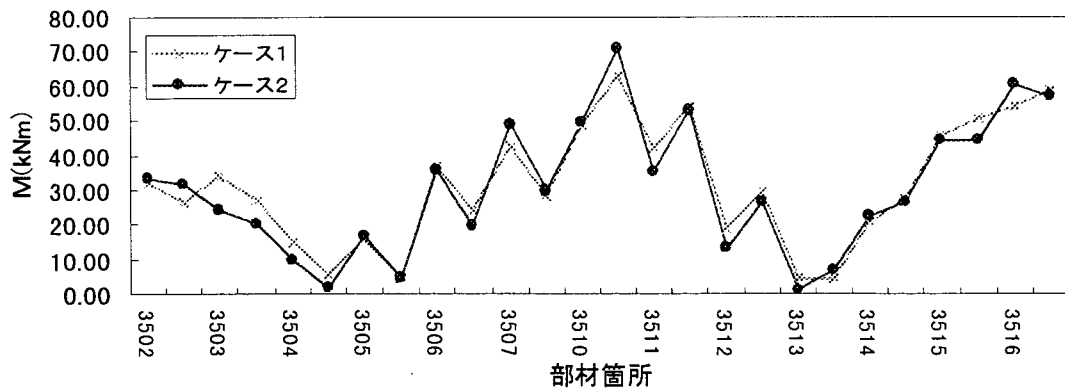
図-2.19 ケース1とケース2の解析結果の比較



(d) 右側壁



(e) 中床版



(f) 中壁

図-2.19 ケース1とケース2の解析結果の比較

(2) 時刻歴応答解析結果（ケース3）

共同溝のひび割れ状況については図-2.1に示したが、共同溝のひび割れ調査では、一部区間の中壁と中床版の端部にかぶりコンクリートの剥落が認められた。共同溝の被災状況としては、縦断方向のひび割れが目立っており、これは、構造物全体系が横断方向に変形したことによるものと考えられる。

ケース3における解析結果について、図-2.20(a-1)、(a-2)、(b-1)、(b-2)、(c-1)、(c-2)に断面力図を、図-2.21にひび割れ曲率(ϕ_c)、降伏曲率(ϕ_y)と発生曲率(ϕ)の関係を示す。解析結果を考察すると以下のとおりである。

- ①頂版に関しては、部材箇所3003においてひび割れ曲率を越えている。
 - ②底版に関しては、部材箇所3103、3116、3115においてひび割れ曲率を越えている。
 - ③左側壁に関しては、部材箇所3203、3213、3214、3218、3219においてひび割れ曲率を越えている。
 - ④右側壁に関しては、部材箇所3303、3304、3313、3314においてひび割れ曲率を越えている。
 - ⑤中床版に関しては、部材箇所3403、3415においてひび割れ曲率を越えている。
 - ⑥中壁に関しては、部材箇所3503、3506、3510、3511、3514、3515、3516においてひび割れ曲率を越えている。中でも部材箇所3511、3515では、降伏曲率に達しないが、ひび割れ曲率を大きく越えている。
- 発生断面力は全部材において降伏点以下となっており、解析結果は、被災状況と概ね一致していると考えられる。

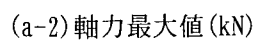
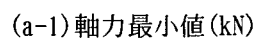
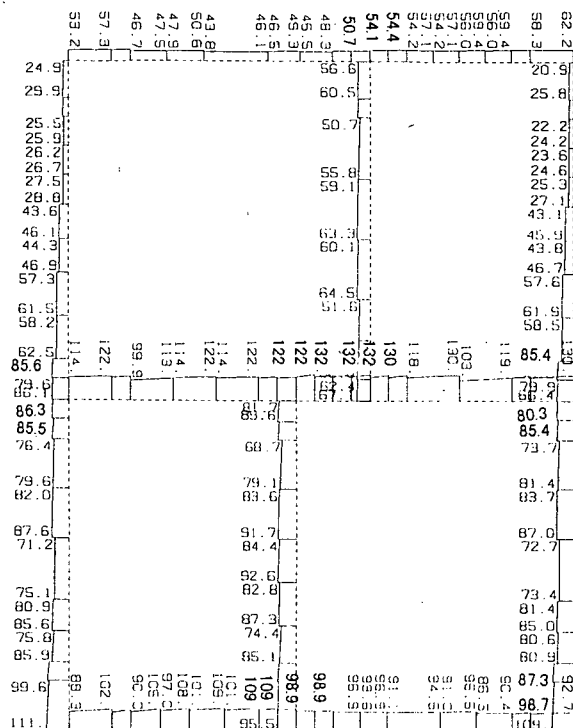
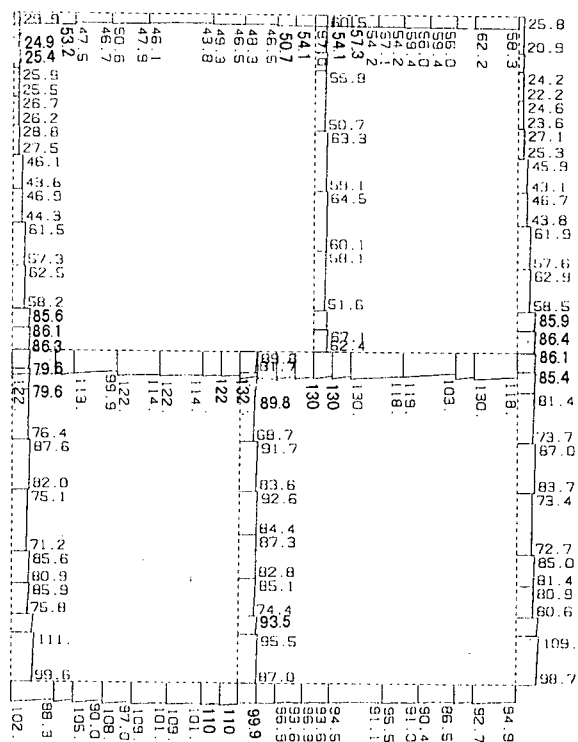


圖-2.20 時刻歷動的応答解析結果

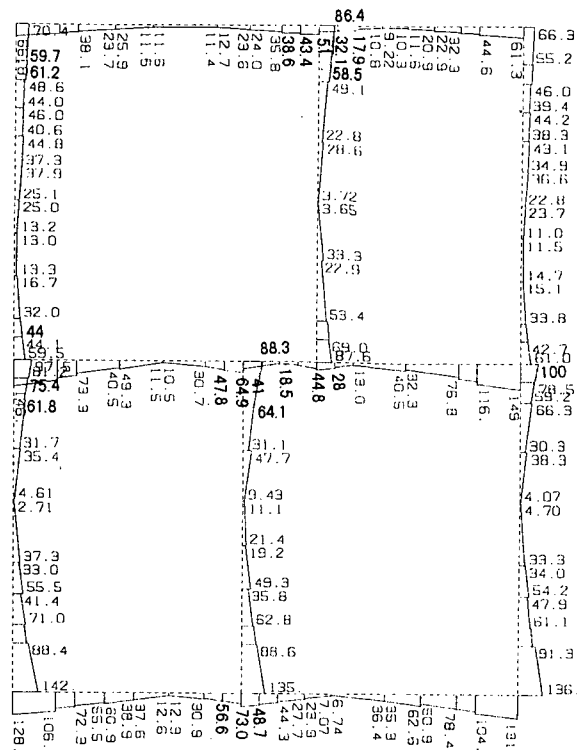


(b-1) せん断力最小値 (kN)

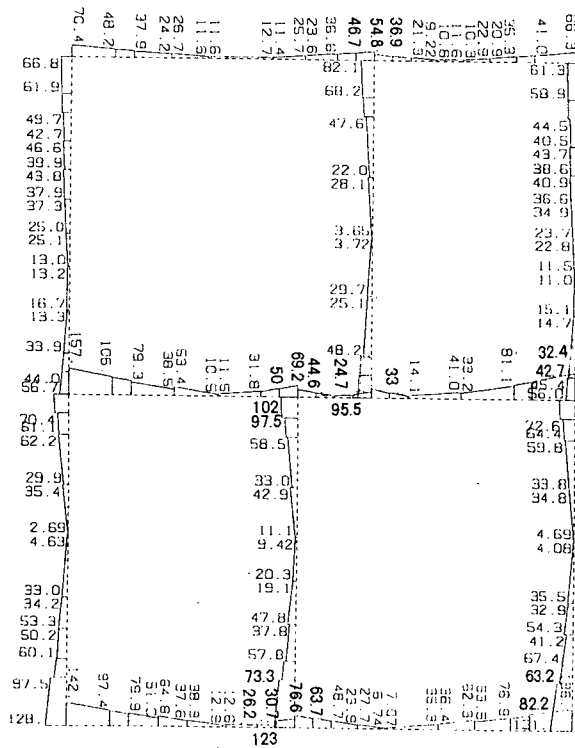


(b-2) せん断力最大値 (kN)

図-2.20 時刻歴動的応答解析結果

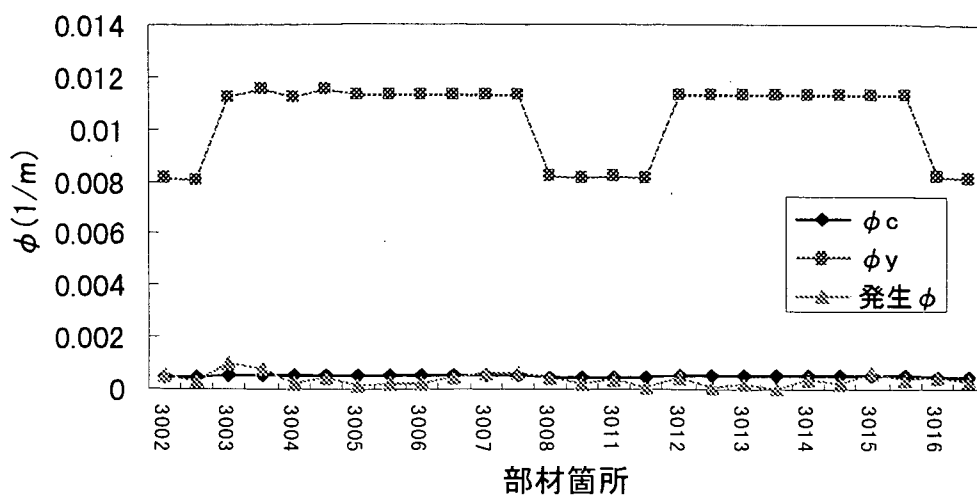


(c-1) 曲げモーメント最小値(kNm)

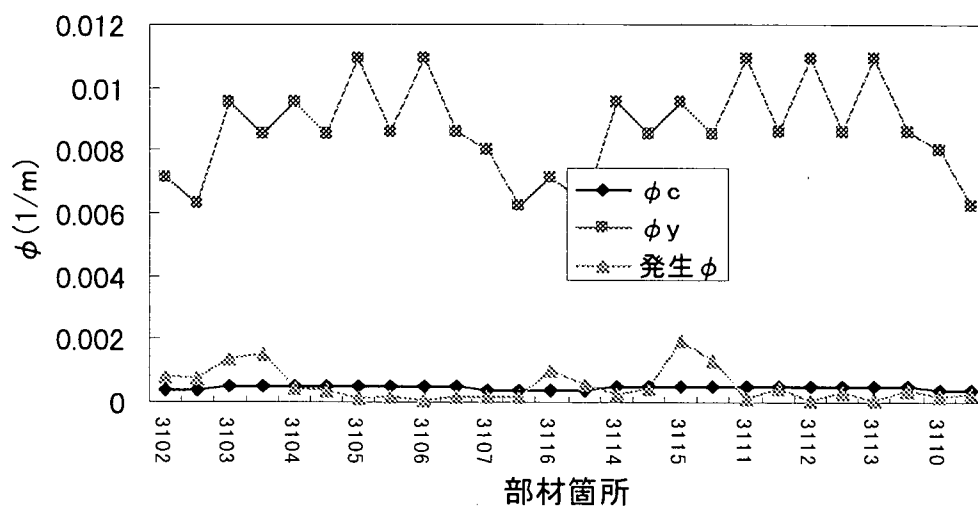


(c-2) 曲げモーメント最大値(kNm)

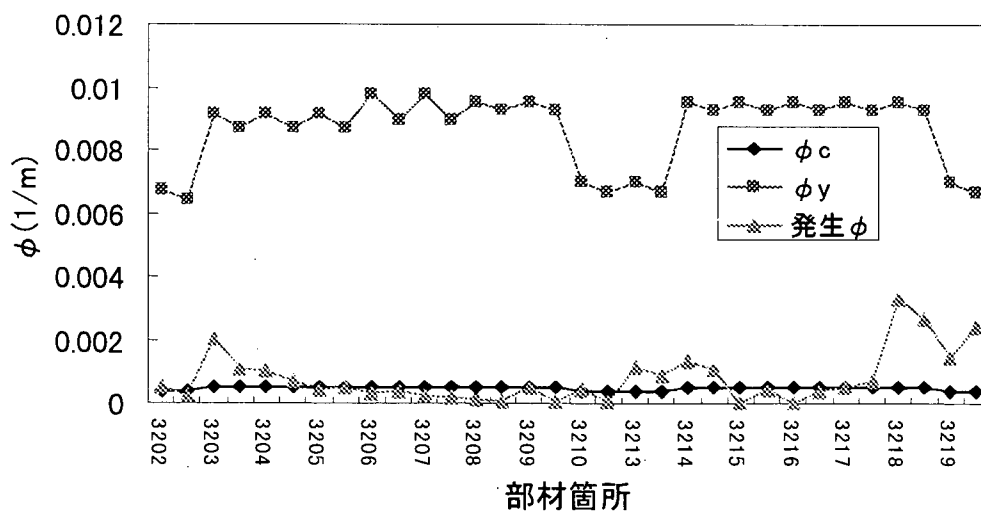
図-2.20 時刻歴動的応答解析結果



(a) 頂版

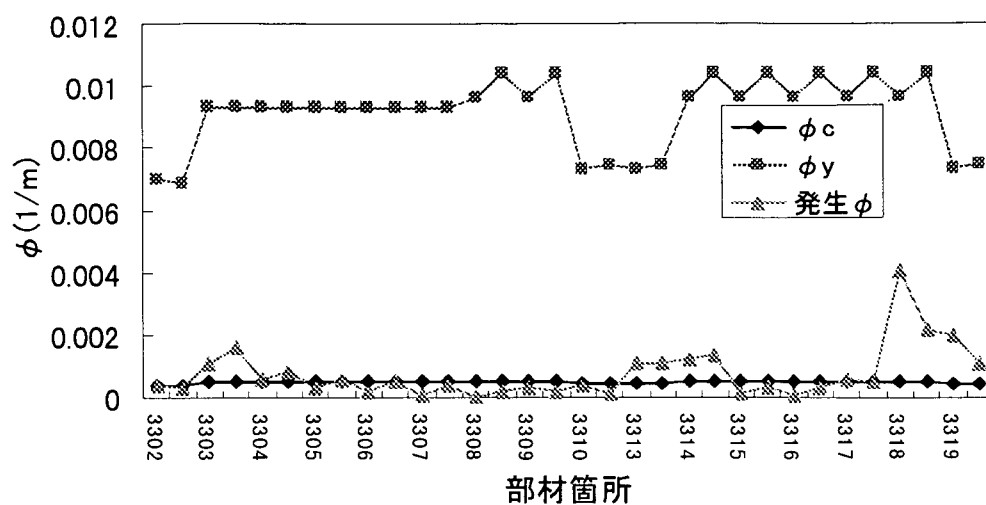


(b) 底版

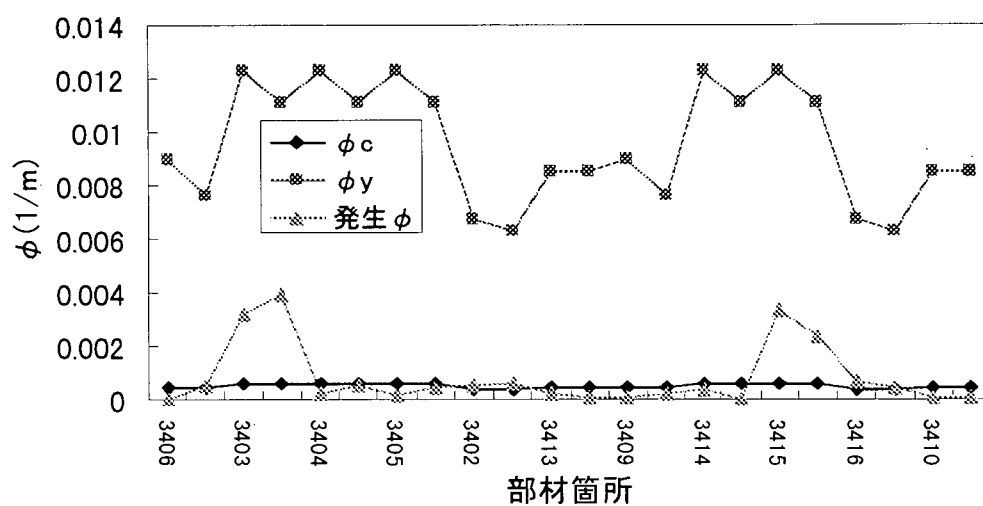


(c) 左側壁

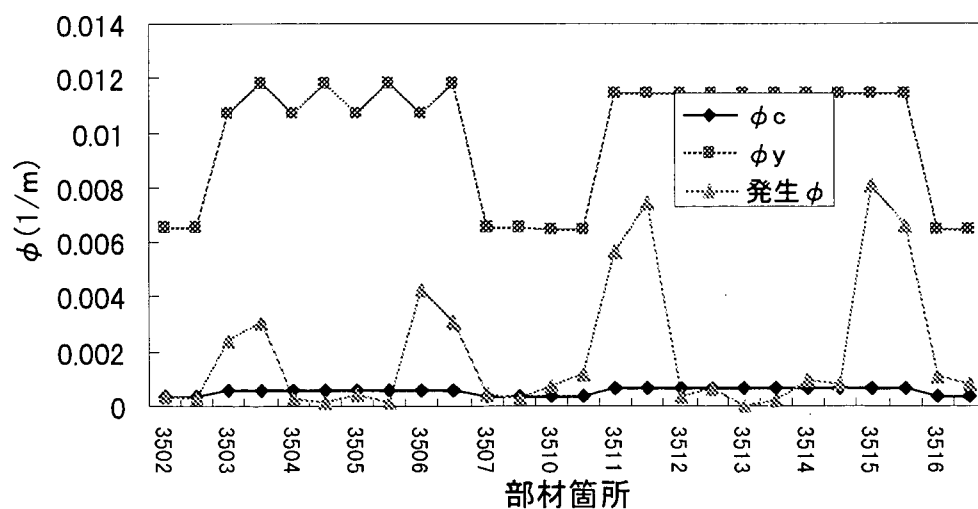
図-2.21 部材毎の発生曲率



(d) 右側壁



(e) 中床版



(f) 中壁

図-2.21 部材毎の発生曲率

(3) 応答震度法による静的解析結果（ケース4）

図-2.22に一次元動的解析によって求められた共同溝位置での地盤の最大相対変位と地盤の応答加速度を示す。

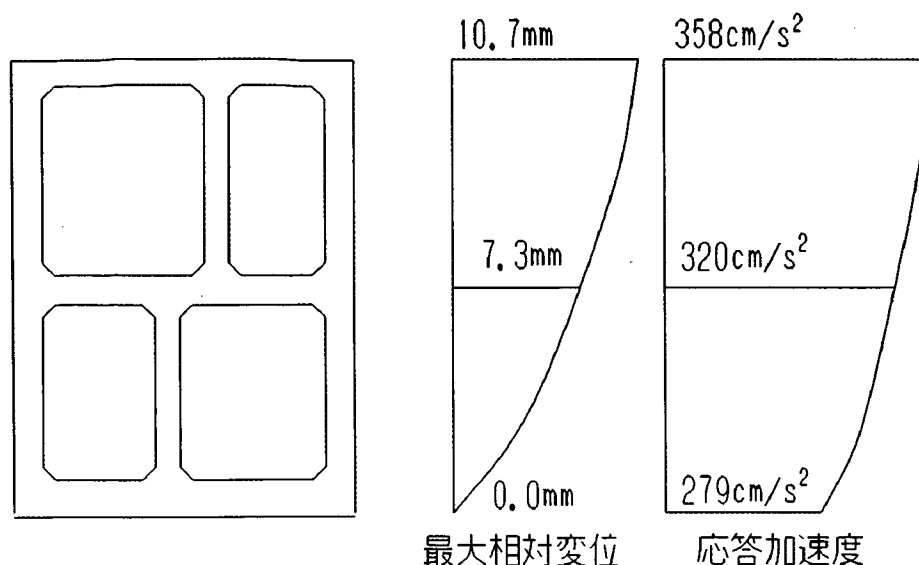
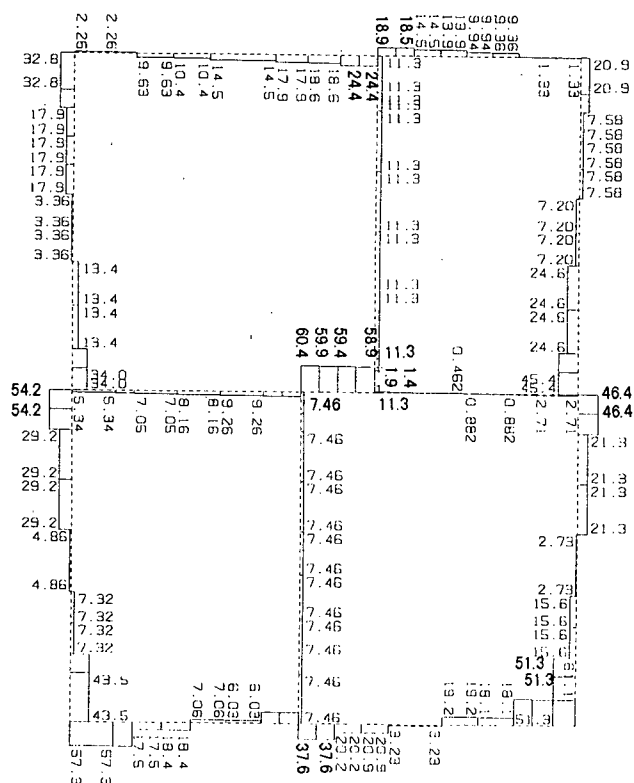


図-2.22 共同溝位置での最大相対変位と応答加速度

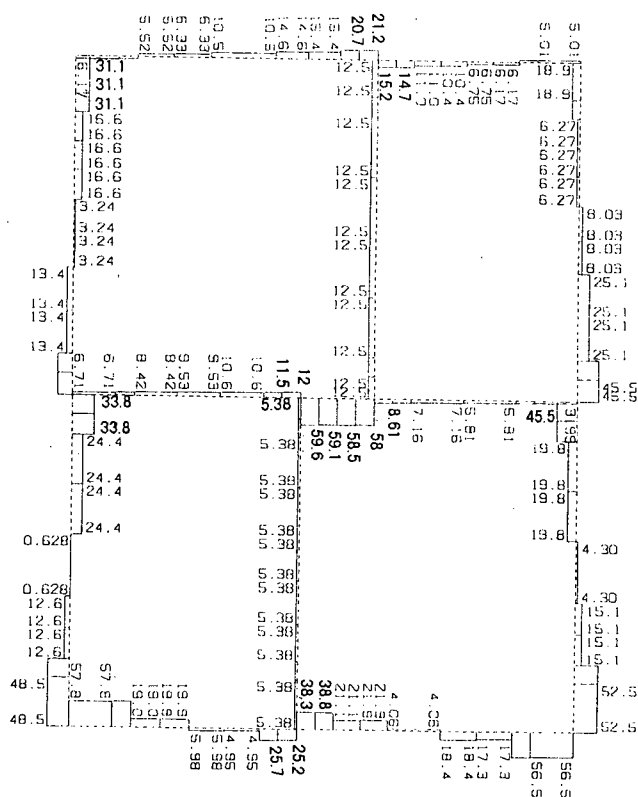
ケース4の解析結果について、図-2.23に断面力図を、図-2.24にひび割れ曲率（ ϕ_c ）、降伏曲率（ ϕ_r ）と発生曲率（ ϕ ）の関係を示す。解析結果を考察すると以下のとおりである。

- ①頂版に関しては、部材箇所3003においてひび割れ曲率を越えている。
- ②底板に関しては、部材箇所3103、3116、3115においてひび割れ曲率を越えている。
- ③左側壁に関しては、部材箇所3203、3213、3214、3218、3219においてひび割れ曲率を越えている。
- ④右側壁に関しては、部材箇所3303、3304、3313、3314においてひび割れ曲率を越えている。
- ⑤中床版に関しては、部材箇所3403、3415においてひび割れ曲率を越えている。
- ⑥中壁に関しては、部材箇所3503、3506、3510、3511、3514、3515、3516においてひび割れ曲率を越えている。中でも部材箇所3511、3515では、降伏曲率に達しないが、ひび割れ曲率を大きく越えている。

また、応答震度法と時刻歴逐次応答解析の比較を図-2.25に示す。応答震度法による解析結果は、動的時刻歴逐次解析結果と同様な傾向となっている。全体的に応答震度法による解析結果の応答値が大きくなっているが、両手法による解析結果は概ね一致している。

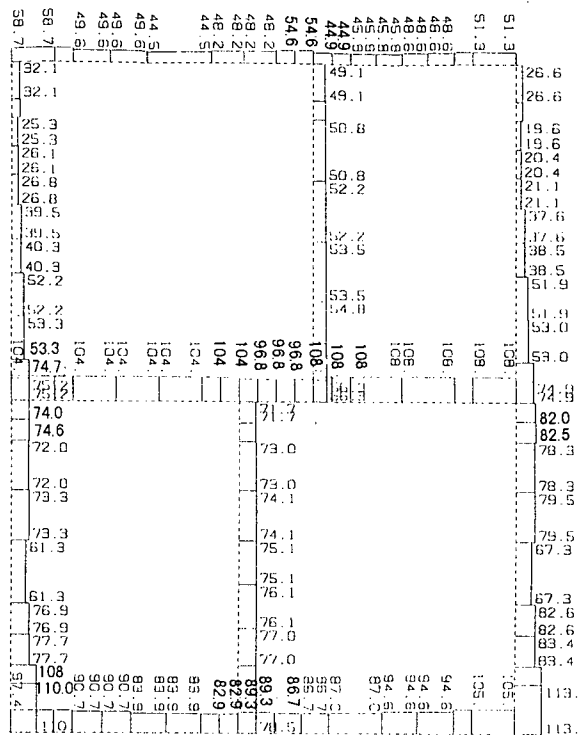


(a-1)軸力 (正方向慣性力) (kN)

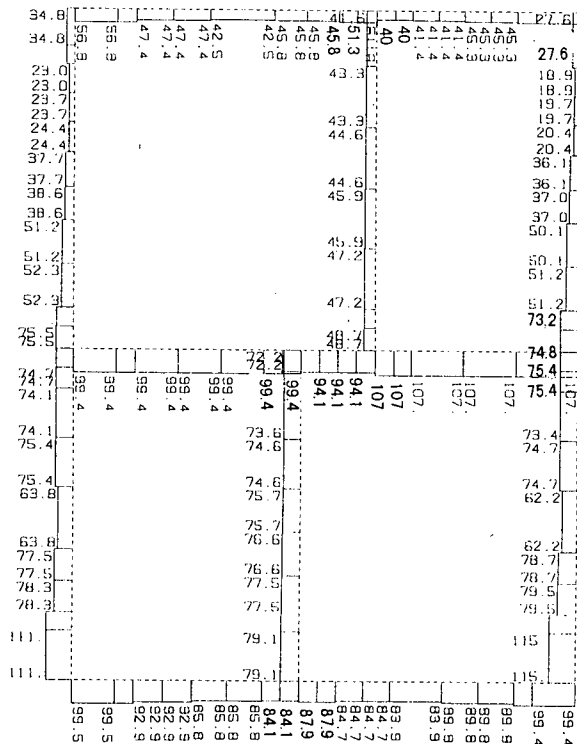


(a-2)軸力 (負方向慣性力) (kN)

図-2.23 静的FEMを用いた応答震度法による解析結果

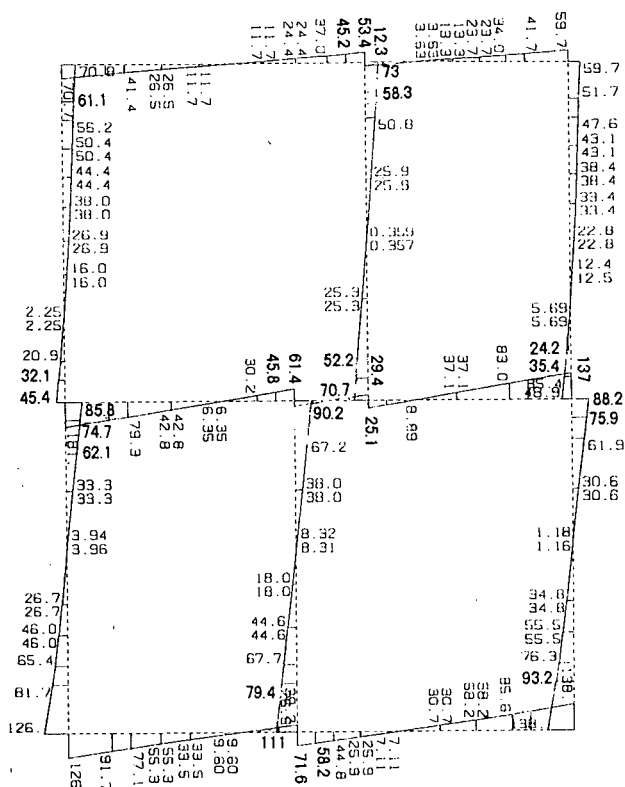


(b-1) せん断力 (正方向慣性力) (kN)

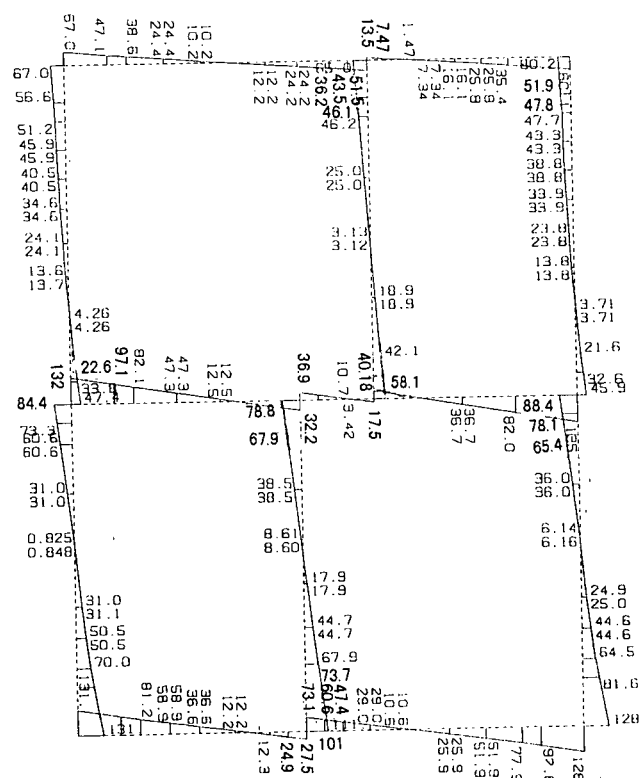


(b-2) せん断力 (負方向慣性力) (kN)

図-2.23 静的FEMを用いた応答震度法による解析結果

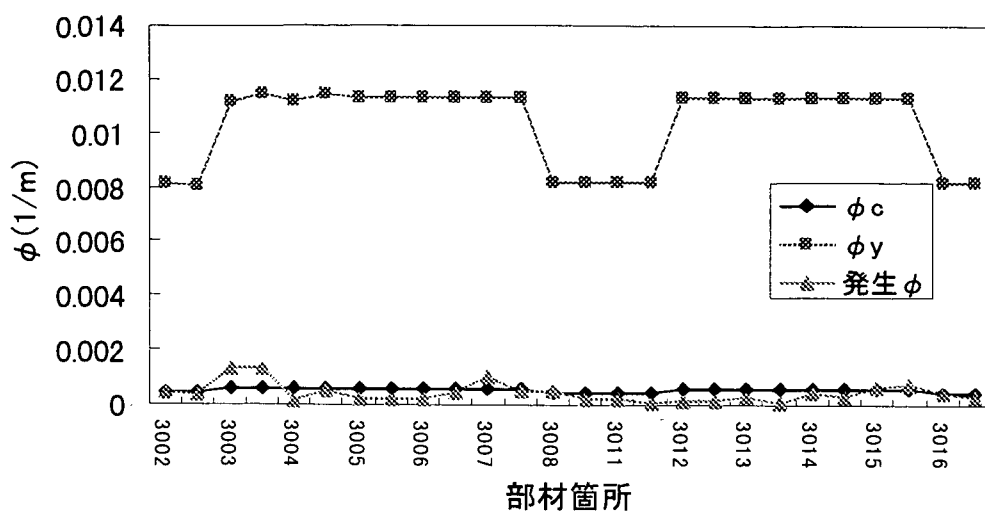


(c-1) 曲げモーメント (正方向慣性力) (kNm)

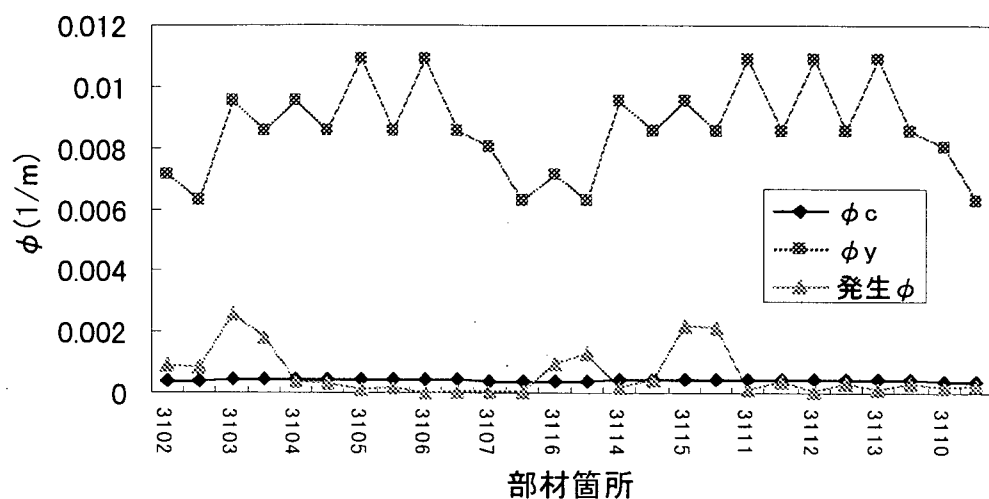


(c-2) 曲げモーメント (負方向慣性力) (kNm)

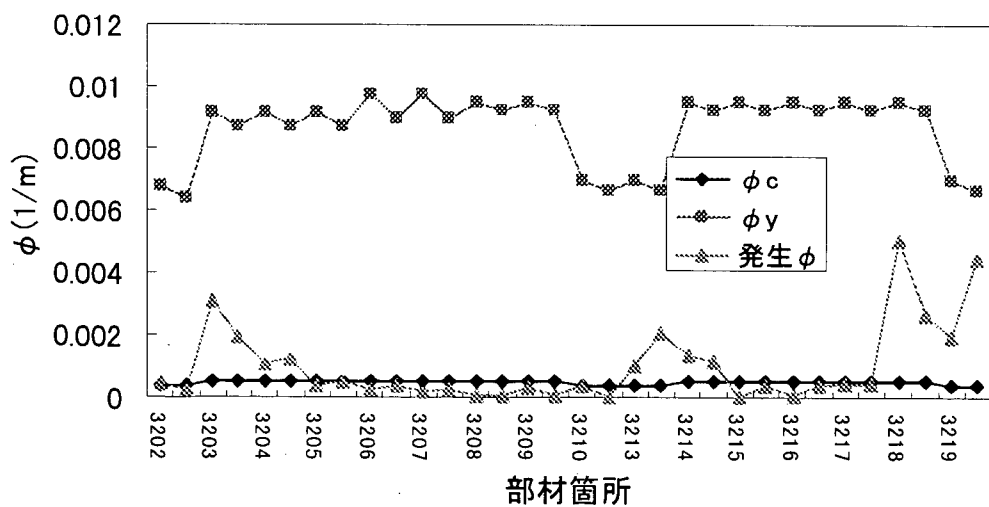
図-2.23 静的FEMを用いた応答震度法による解析結果



(a) 頂版

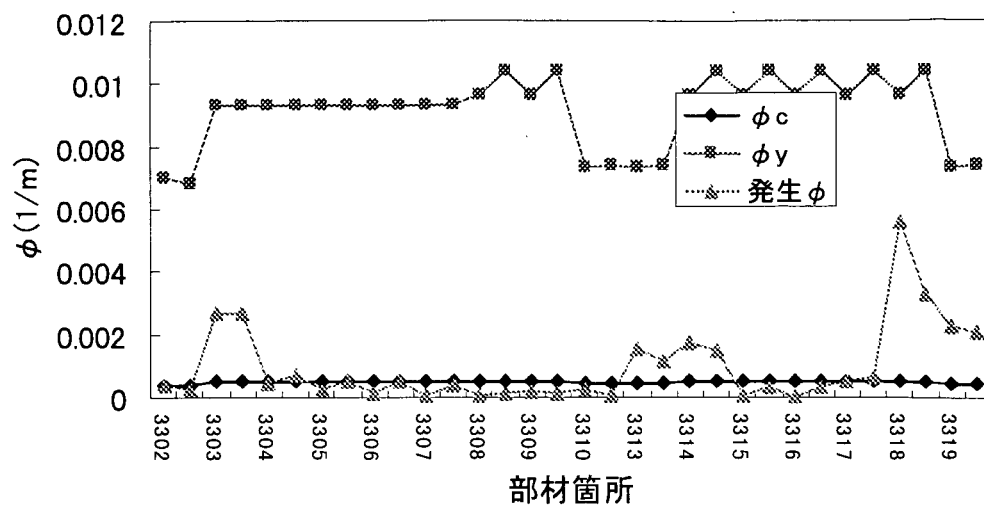


(b) 底版

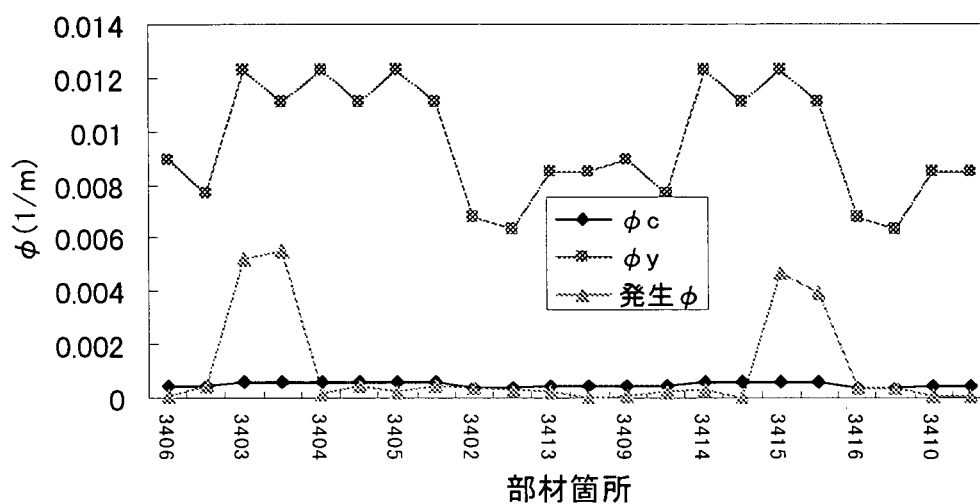


(c) 左側壁

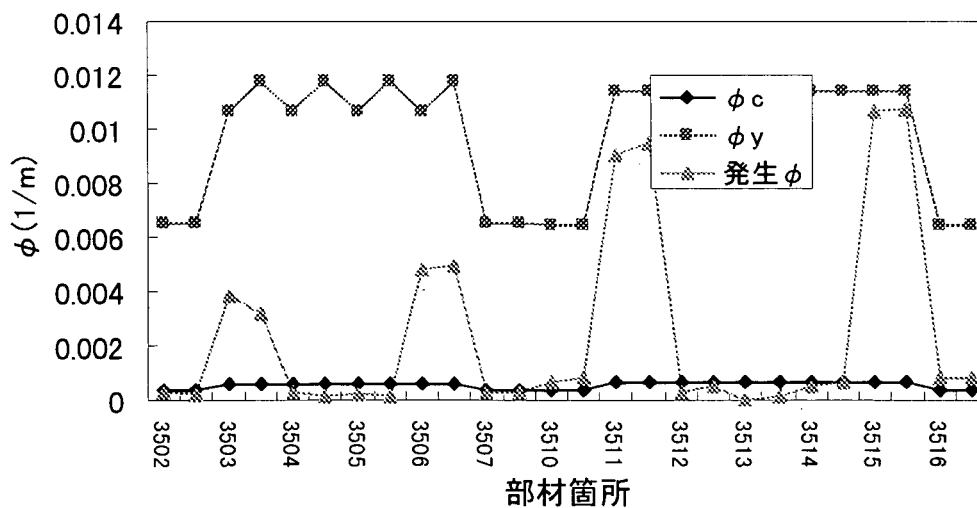
図-2.24 部材毎の発生曲率



(d) 右側側壁

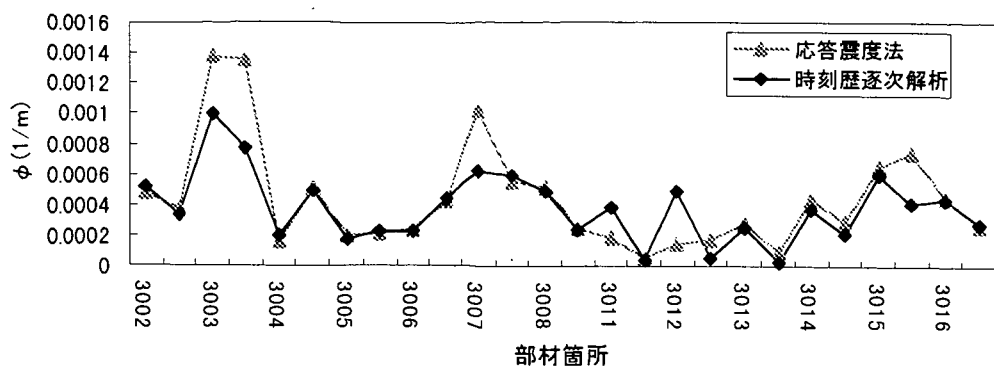


(e) 中床版

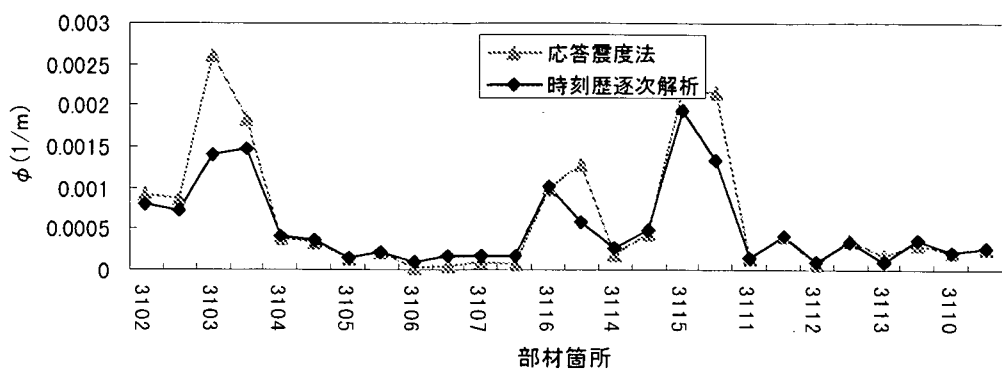


(f) 中壁

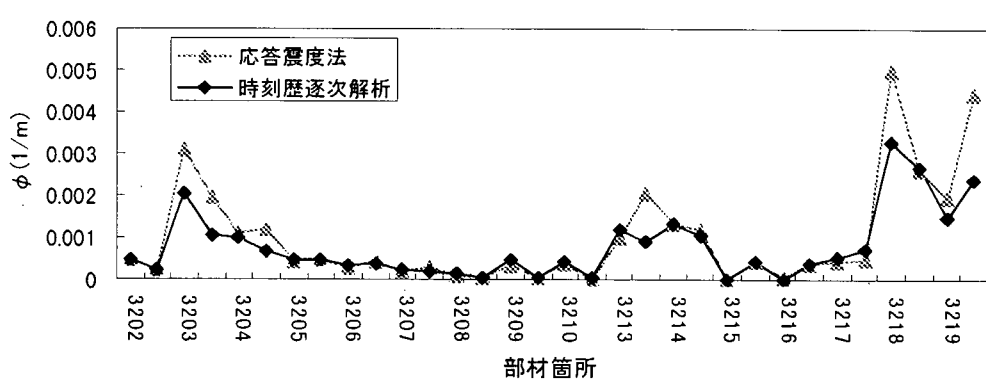
図-2.24 部材毎の発生曲率



(a) 頂版

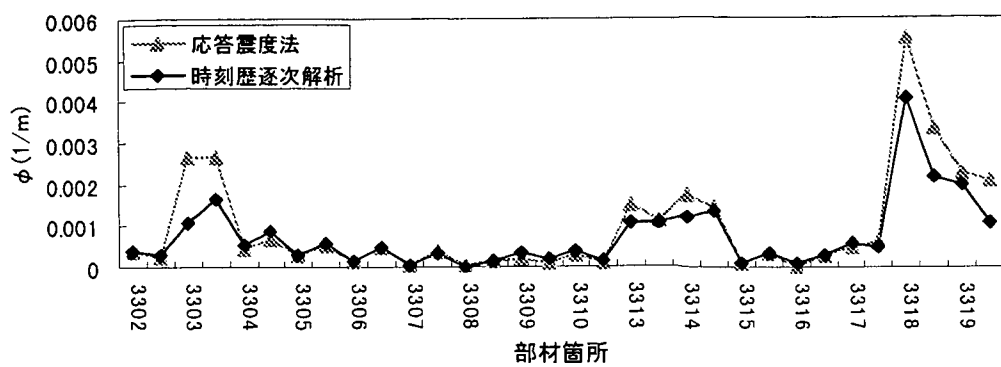


(b) 底版

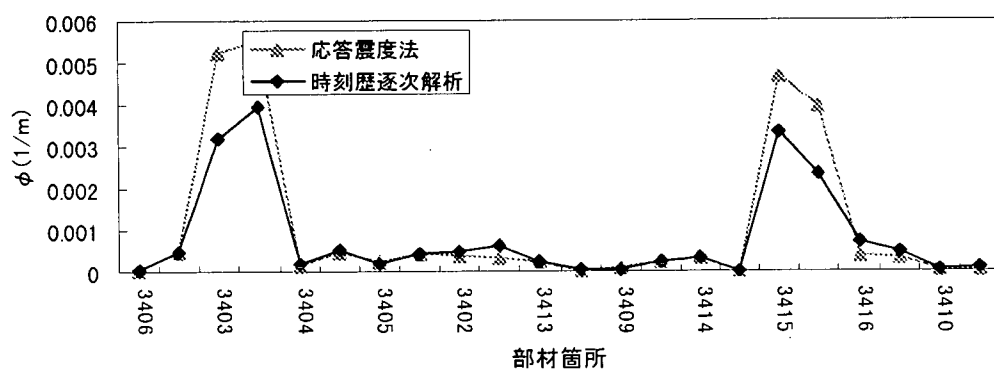


(c) 左側壁

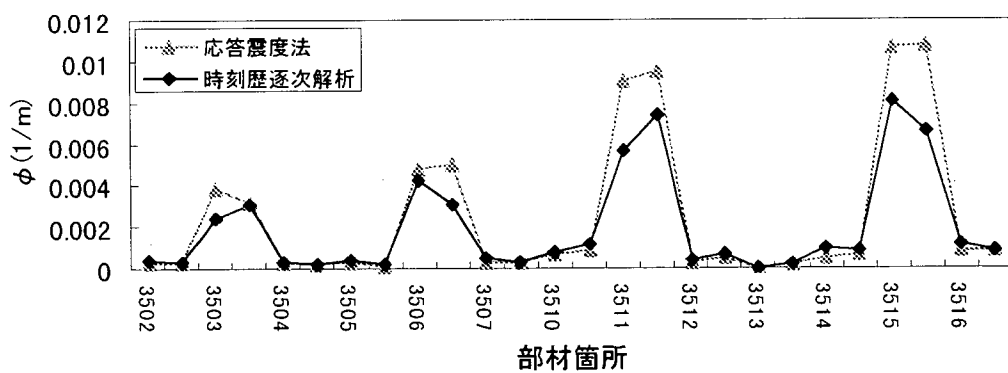
図-2.25 応答震度法と時刻歴逐次解析での解析結果比較



(d) 右側壁



(e) 中床版



(f) 中壁

図-2.25 応答震度法と時刻歴逐次応答解析での解析結果の比較

(4) 解析結果のまとめ

本研究では、兵庫県南部地震によりひび割れ程度の軽微な損傷を受けた共同溝の被災分析を行った。以上の結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 解析結果によれば、共同溝に生じた断面力、変形等が実際のひび割れの被害と概ね一致していることを確認できた。
- 2) 簡易な静的 F E M による応答震度法を用いて被災分析を行った結果、地下構造物の非線形性を考慮した時刻歴逐次応答解析と比較すると、概ね一致することがわかった。

3. 共同溝の地震応答解析と耐震性評価

3. 1 検討目的と検討条件

3.1.1 検討目的

平成7年兵庫県南部地震において、共同溝に関しては、供用を損なうような甚大な損傷は発生していないが、ここでは、崩壊に至った大開駅駅舎部における地盤条件と、推定した地震力を用いて、共同溝の横断方向、及び縦断方向の解析を行い、強震地域に共同溝が存在したと仮定した場合の共同溝の耐震性を検討した。

3.1.2 解析対象とした共同溝

解析には、一般的な共同溝を対象として構造物モデルを作成した。図-3.1に解析対象とした共同溝の構造寸法と土被り条件を示す。

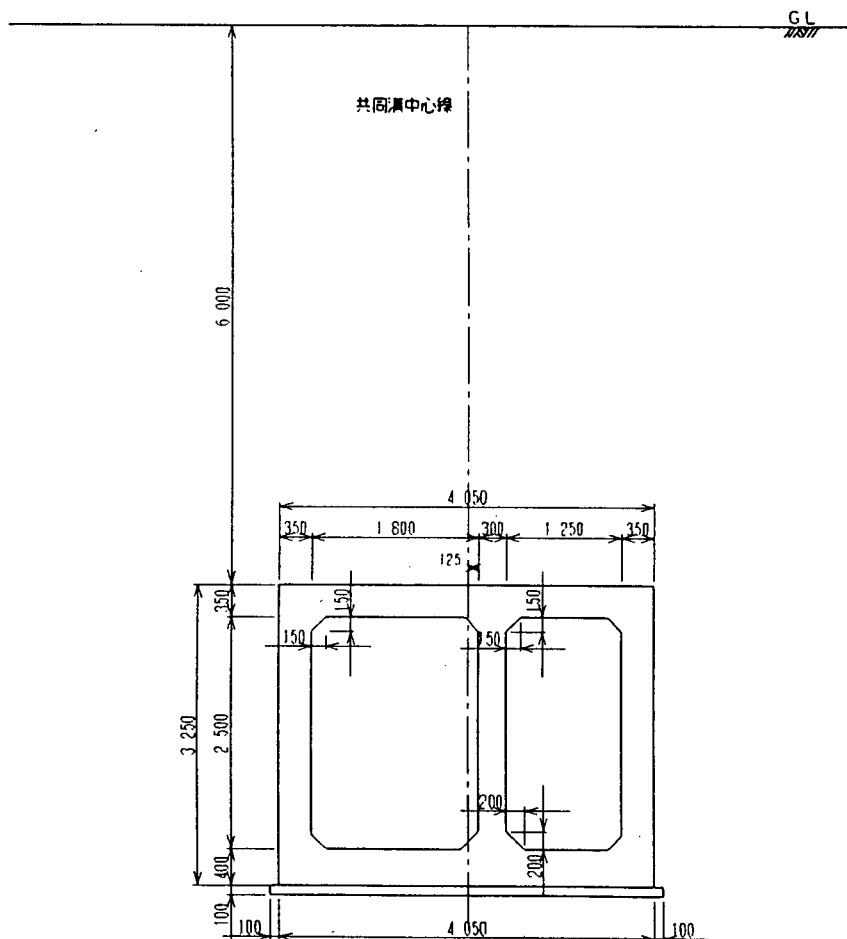


図-3.1 解析対象とした共同溝の構造寸法と土被り厚（単位：mm）

3.1.3 地盤条件

地盤条件は、兵庫県南部地震により被災した神戸高速鉄道大開駅のものを用いた。当該地点における地層構成、及び土の物性値を図-3.2に示す。また、土のひずみ依存特性を図-3.3に示す。これは、いずれも大開駅の被災原因の究明と復旧のために行われた土質試験結果により設定されたものである⁸⁾。

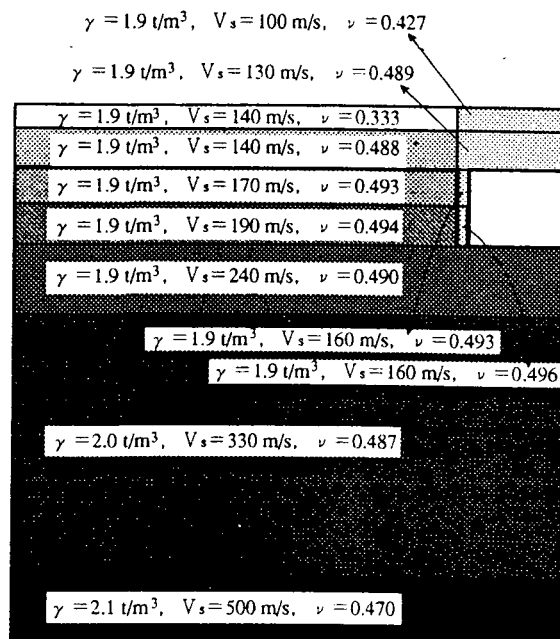


図-3.2 神戸高速鉄道大開駅の地層構成及び土の物性値⁸⁾

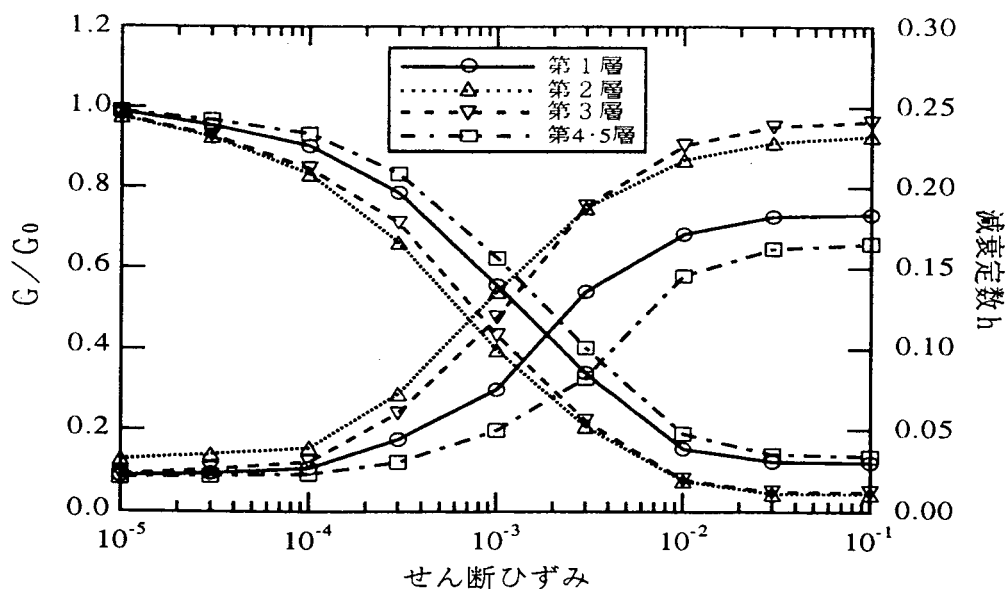


図-3.3 土のひずみ依存性⁸⁾

3.1.4 入力地震動

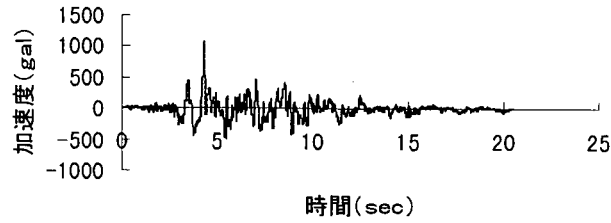
解析に用いた入力地震動（露頭基盤波形）としては、以下の4波形とした。

- ①大開駅横断方向に対する波形（元波形は神戸ポートアイランド記録）
- ②Ⅰ種地盤用標準波形（JMA KOBE *SAN-S）
- ③Ⅰ種地盤用標準波形（JMA KOBE *SAE-W）
- ④Ⅰ種地盤用標準波形（HANKO. INAGAWA GL-2(CH1)*SAN-S）

①は、神戸ポートアイランドにおける兵庫県南部地震の観測記録（GL-83m）をもとに、大開駅横断方向に作用する入力地震動を設定したものである。②～④は、道路橋示方書に示される、レベル2タイプⅡの地震動の標準波形である。

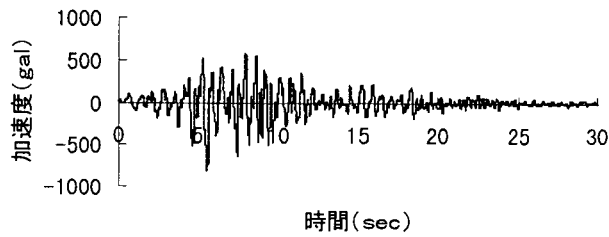
図-3.4にこれらの時刻歴波形を示す。

大開駅横断方向に対する波形
MAX=1074.12(gal)



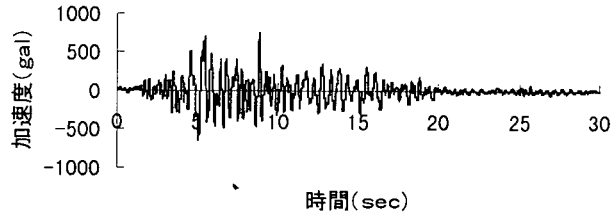
①大開駅横断方向に対する波形

JMA KOBE OBS NS波形
MAX=812.02(gal)



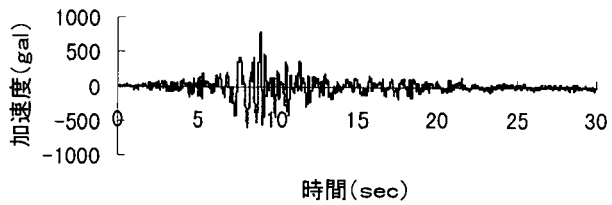
②タイプⅡ、Ⅰ種地盤用標準波形 (JMA KOBE *SAN-S)

JMA KOBE OBS EW波形
MAX=765.88(gal)



③タイプⅡ、Ⅰ種地盤用標準波形 (JMA KOBE *SAE-W)

HEPC INAGAWA NS波形
MAX=780.04(gal)



④タイプⅡ、Ⅰ種地盤用標準波形 (HANKO. INAGAWA GL-(CH)*SAN-S)

図-3.4 露頭基盤面での入力地震動波形

3. 2 共同溝横断方向に対する地震応答解析と耐震性評価

3.2.1 解析モデルと解析方法

(1)解析モデル

横断方向の検討において、地盤を平面ひずみ要素、構造物（共同溝）を梁でモデル化した。地盤剛性は、地盤の地震応答解析（SHAKE）による収束剛性とし、構造物はひびわれの発生及び鋼材の降伏を考慮した材料非線形モデルとした。また、減衰定数は主要な2モードに着目して求めたレイリー減衰として考慮した。

図-3.5に解析に用いたFEMモデル図を示す。

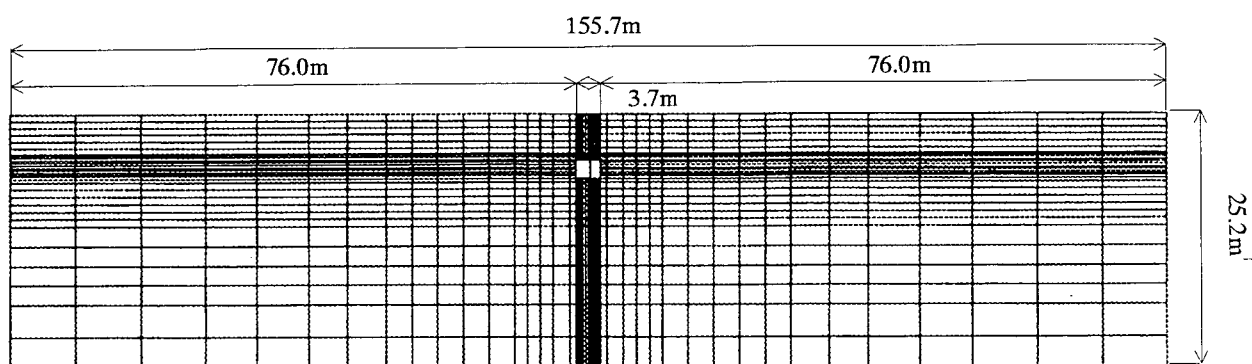


図-3.5 FEMモデル図

なお、共同溝横断面には、土水圧により常時断面力が発生しているため、地震応答解析では常時断面力とこれらによる変形・曲率を初期値として考慮した。

(2) 共同溝の非線形履歴特性

構造物の剛性は非線形性を考慮し、図-3.6に示す曲げモーメント～曲率（ $M \sim \phi$ ）関係として定義した。

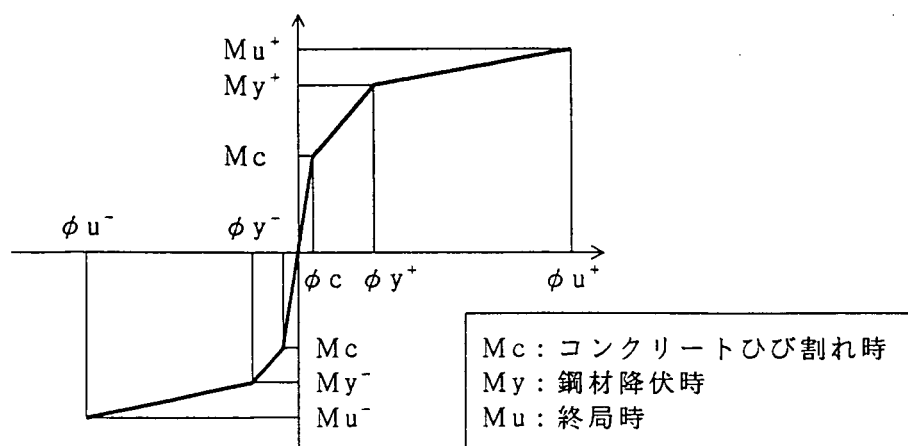


図-3.6 共同溝の非線形履歴特性

共同溝には、一般に橋脚における横拘束筋に該当する鉄筋が無いため、 $M \sim \phi$ 関係の計算に用いるコンクリート及び鋼材の応力～ひずみ関係やひずみ分布の仮定は、平成8年道路橋示方書・同解説コンクリート橋編⁵⁾に従って設定した。また、 $M \sim \phi$ 関係の算定にあたっては、常時荷重による軸力を考慮した。

検討の対象とした共同溝の配筋図を図-3.7に示す。また、コンクリートの設計基準強度及び鋼材（鉄筋）の降伏点は、設計計算書に基づき以下の値を用いた。

- ・コンクリート $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋 $\sigma_y = 30 \text{ N/mm}^2$

表-3.1に構造物の各部位の非線形特性を示す。また、常時荷重による断面力は、当該共同溝の設計計算書より引用して、図-3.8に示す。

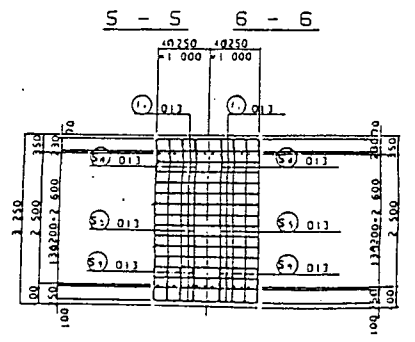
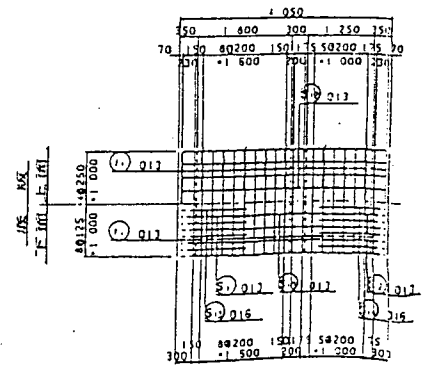
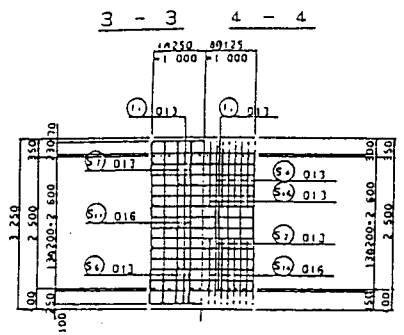
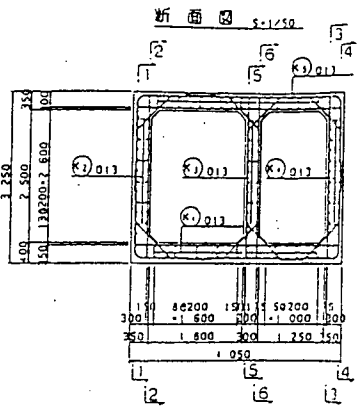
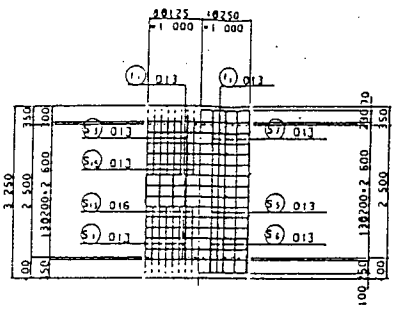
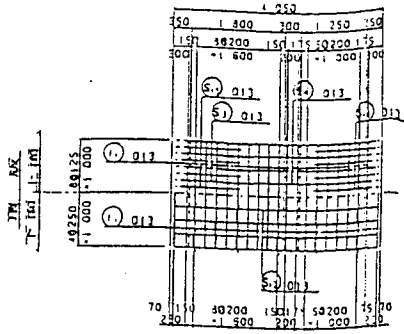
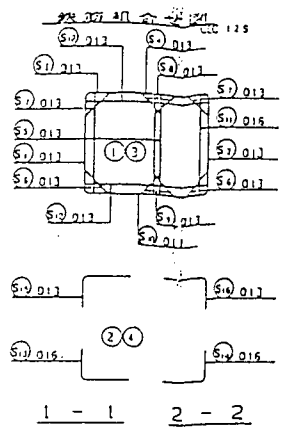
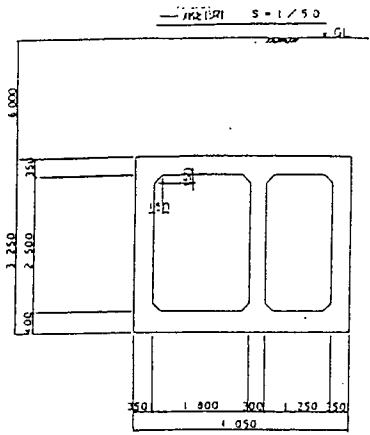
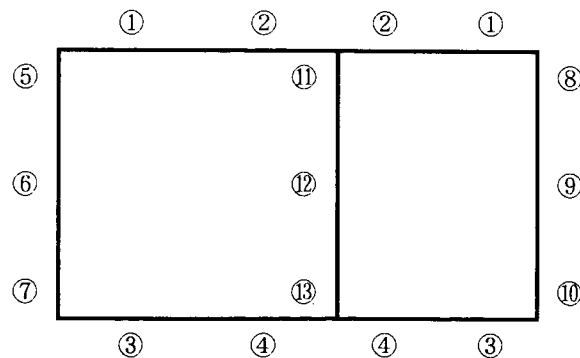


图-3.7 配筋图 (单位: mm)

表-3.1 構造物の各部位の非線形特性

部材名	箇所	配筋	ひび割れ時		鉄筋降伏時		終局時	
			M(kNm)	ϕ (1/m)	M(kNm)	ϕ (1/m)	M(kNm)	ϕ (1/m)
①頂版	外側引張	D13@125	60.5	6.64×10^{-4}	93.2	8.85×10^{-3}	103.0	9.38×10^{-2}
	内側引張	D13@250	60.5	6.64×10^{-4}	62.8	8.41×10^{-3}	81.4	9.63×10^{-2}
②頂版	外側引張	D13@250	60.5	6.64×10^{-4}	79.4	6.78×10^{-3}	88.3	2.30×10^{-1}
	内側引張	D13@250	60.5	6.64×10^{-4}	83.4	6.18×10^{-3}	97.1	1.72×10^{-1}
③底版	外側引張	D13@250 D16@250	79.7	5.86×10^{-4}	137.3	7.41×10^{-3}	150.0	9.38×10^{-2}
	内側引張	D13@250	79.7	5.86×10^{-4}	76.5	7.48×10^{-3}	100.0	9.36×10^{-2}
④底版	外側引張	D13@250	79.8	5.85×10^{-4}	74.5	8.87×10^{-3}	82.4	2.26×10^{-2}
	内側引張	D13@250	79.8	5.85×10^{-4}	77.5	7.58×10^{-3}	91.2	1.63×10^{-2}
⑤左側壁	外側引張	D13@250 D16@250	61.9	6.79×10^{-4}	115.7	9.07×10^{-3}	125.5	9.33×10^{-2}
	内側引張	D13@250	61.9	6.79×10^{-4}	65.7	8.80×10^{-3}	87.3	9.16×10^{-2}
⑥左側壁	外側引張	D13@250	62.5	6.86×10^{-4}	62.8	1.07×10^{-2}	71.6	2.29×10^{-1}
	内側引張	D13@250	62.5	6.86×10^{-4}	66.7	8.96×10^{-3}	80.4	1.63×10^{-1}
⑦左側壁	外側引張	D13@250 D16@250	62.8	6.89×10^{-4}	117.7	9.23×10^{-3}	127.5	9.41×10^{-2}
	内側引張	D13@250	62.8	6.89×10^{-4}	67.7	9.07×10^{-3}	89.2	9.25×10^{-2}
⑧右側壁	外側引張	D13@250 D16@250	59.9	6.58×10^{-4}	110.8	8.67×10^{-3}	120.6	9.37×10^{-2}
	内側引張	D13@250	59.9	6.58×10^{-4}	60.8	8.14×10^{-3}	83.4	8.99×10^{-2}
⑨右側壁	外側引張	D13@250	60.5	6.64×10^{-4}	57.9	9.87×10^{-3}	65.7	2.31×10^{-1}
	内側引張	D13@250	60.5	6.64×10^{-4}	62.8	8.43×10^{-3}	74.5	1.69×10^{-1}
⑩右側壁	外側引張	D13@250 D16@250	60.9	6.68×10^{-4}	112.8	8.83×10^{-3}	122.6	9.19×10^{-2}
	内側引張	D13@250	60.9	6.68×10^{-4}	62.8	8.41×10^{-3}	85.3	9.09×10^{-2}
⑪中壁	外側引張	D13@250	49.9	8.70×10^{-4}	61.8	1.20×10^{-2}	71.6	1.81×10^{-1}
	内側引張	D13@250	49.9	8.70×10^{-4}	61.8	1.20×10^{-2}	71.6	1.81×10^{-1}
⑫中壁	外側引張	D13@250	49.7	8.67×10^{-4}	61.8	1.20×10^{-2}	70.6	1.79×10^{-1}
	内側引張	D13@250	49.7	8.67×10^{-4}	61.8	1.20×10^{-2}	70.6	1.79×10^{-1}
⑬中壁	外側引張	D13@250	49.3	8.59×10^{-4}	60.8	1.18×10^{-2}	69.6	1.91×10^{-1}
	内側引張	D13@250	49.3	8.59×10^{-4}	60.8	1.18×10^{-2}	69.6	1.91×10^{-1}

※部材箇所



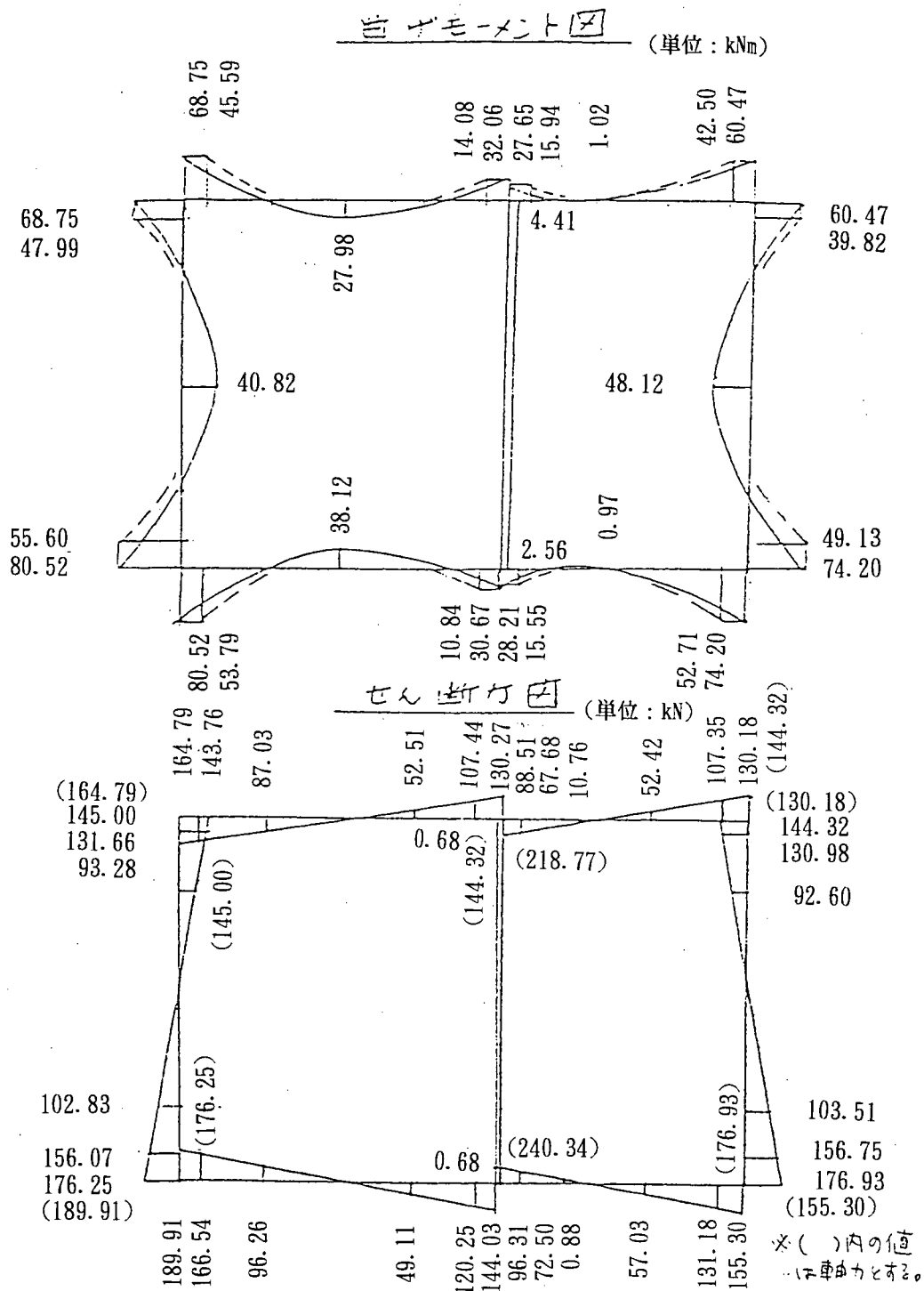


図-3.8 常時荷重による断面力

(3) 地震時地盤定数の算定

1) 大開駅横断方向に対する波形の作成

大開駅横断方向に作用する地震動は、図-3.10に示す神戸ポートアイランドで得られた観測記録 (GL-83m) をもとに作成した。具体的手順を以下に示す。

①大開駅横断方向の解析に用いるためには、この方向の成分を抽出する必要がある。しかし、最大加速度発生方向と大開駅横断方向がほぼ一致するため、最大加速度発生方向の成分を用いる事にする。

②GL-83mの洪積砂礫層での観測記録 (N-S成分とE-W成分) を合成して、最大加速度発生方向の成分波形を抽出する。

③観測記録は地中の基盤相当層のものであるため、入射波+反射波となる。このため、表-3.2および図-3.11に示す神戸ポートアイランドの地盤モデルに入力し、地盤の地震応答解析 (SHAKE) により、GL-83mにおける入射波成分のみを抽出する。これを大開駅における基盤の入射波とする。

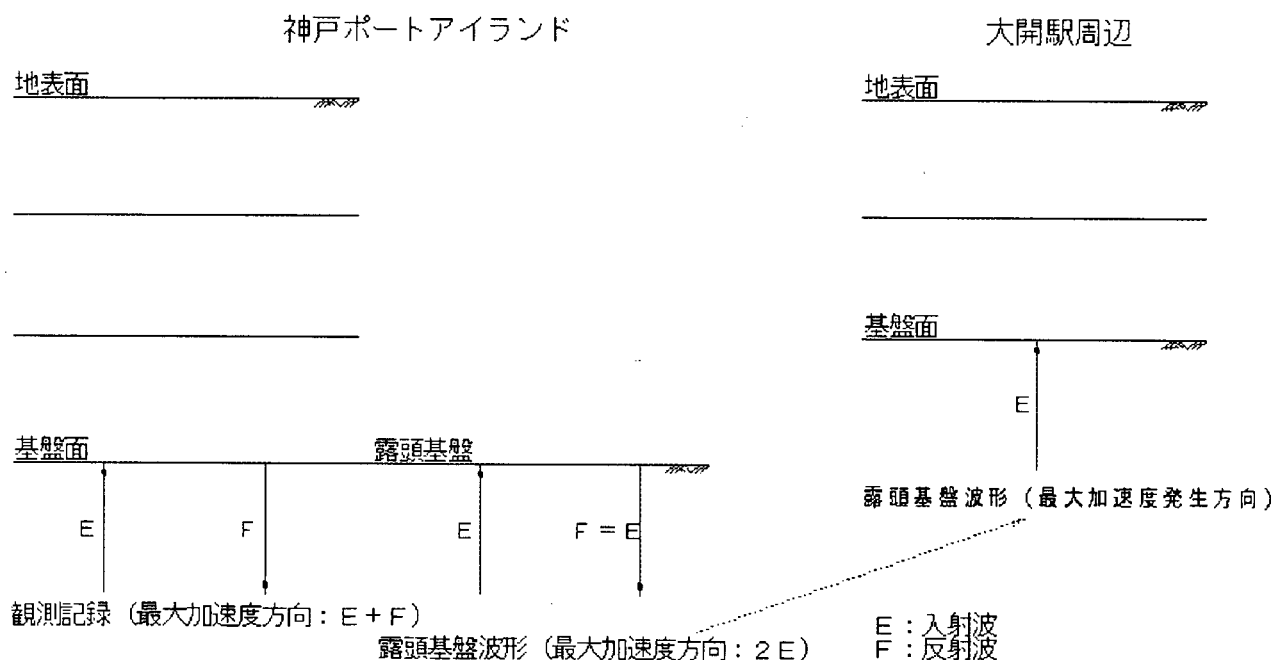
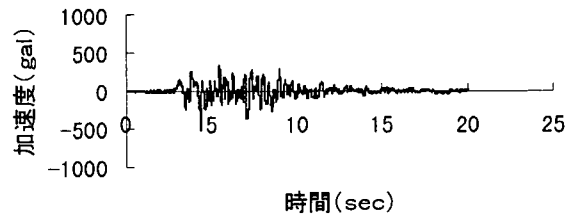


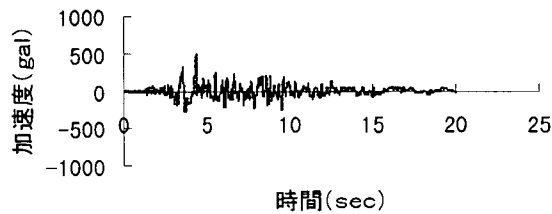
図-3.9 大開駅横断方向に作用する波形作成の流れ

神戸ポートアイランドN-S成分波形
MAX=526.71(gal)



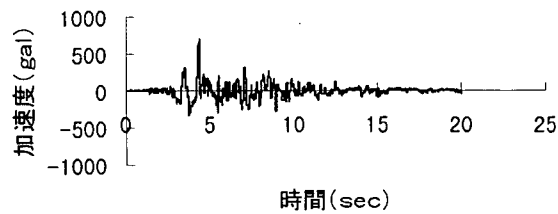
(a) N-S成分

神戸ポートアイランドE-W成分波形
MAX=486.20(gal)



(b) E-W成分

神戸ポートアイランド最大方向波形
MAX=716.81(gal)



(c) 最大加速度発生方向の成分

図-3.10 神戸ポートアイランドのGL-83mにおける兵庫県南部地震記録

注：上記の波形は、台形デジタルフィルター（F1l=0.1Hz, F1u=0.15Hz, F1l=20Hz, F1u=25Hz）を用い、短周期、長周期波成分をカットしたものである。また、地震計設置時の極性のずれ 22° についても補正している。

表-3.2 神戸ポートアイランドの地盤モデル

層番号	層厚 (m)	土の単位重量 (kN/m ³)	せん断波速度 (m/s)	ポアソン比
1	2.0	18.6	170	0.127
2	3.0	18.6	170	0.319
3	7.0	18.6	210	0.461
4	5.0	18.6	210	0.490
5	2.0	16.7	210	0.490
6	9.0	16.7	180	0.488
7	5.0	17.7	245	0.482
8	3.0	17.7	305	0.479
9	14.0	19.6	305	0.479
10	10.0	19.6	305	0.479
11	19.0	16.7	305	0.479
12	3.0	16.7	350	0.475
13	1.0	19.6	350	0.475
14	—	19.6	350	0.475

地震波入力位置
(GL-83m)

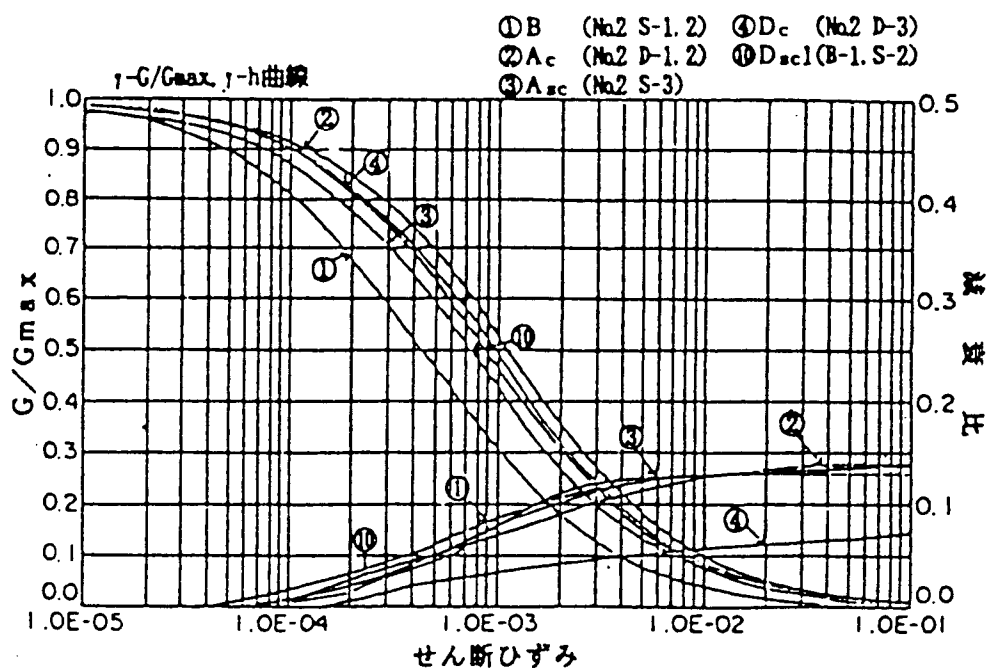
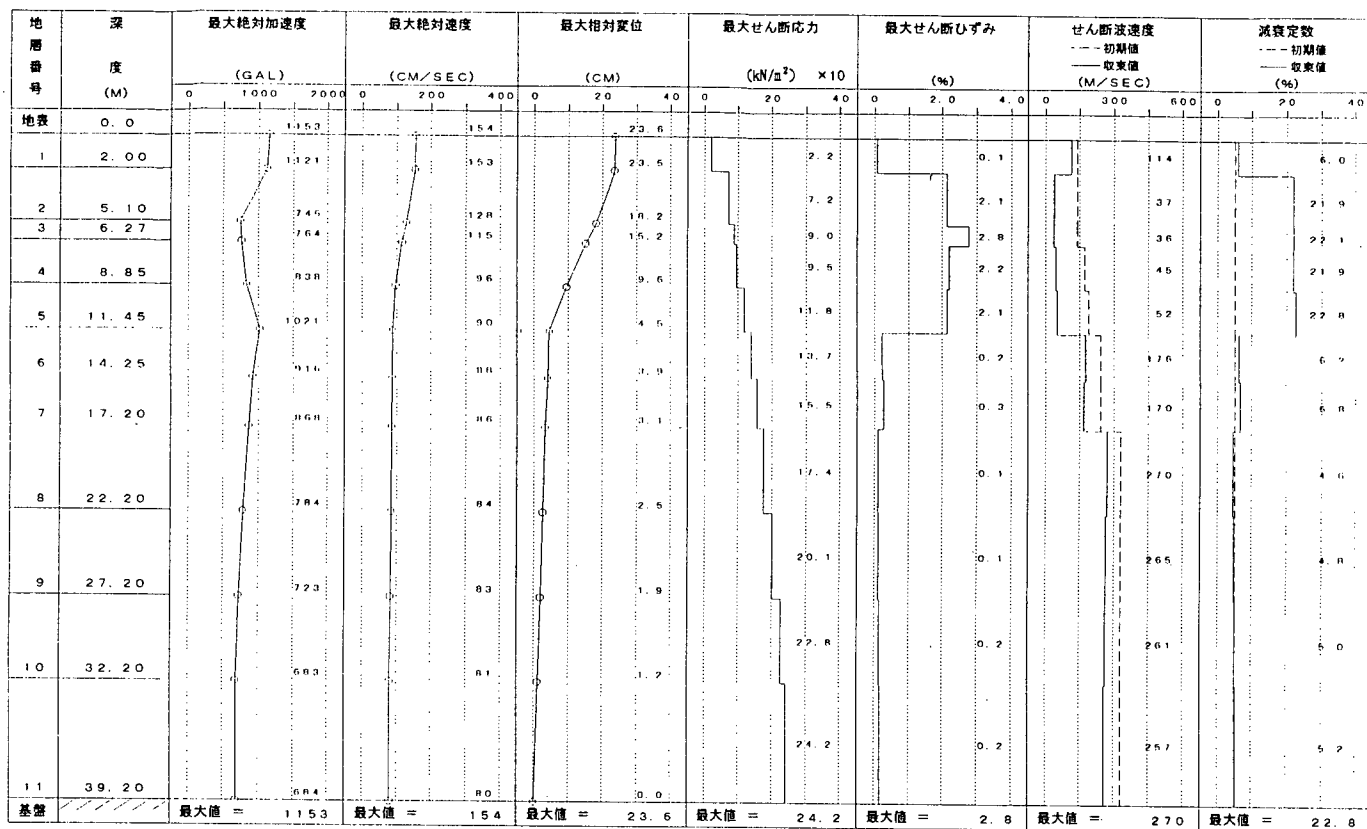


図-3.11 神戸ポートアイランド地盤のひずみ依存特性³⁾

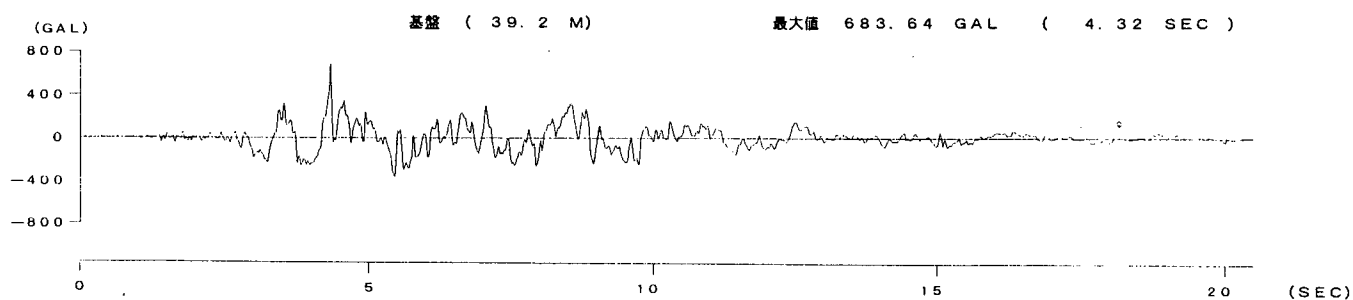
2)地盤の地震応答解析

図-3.2に示した地盤モデルに、図-3.4に示した4種類の露頭基盤波形を上昇波入力し、表層地盤の地震応答解析を行った。これにより、地震時地盤定数を算定するとともに、FEMモデルの入力波とする基盤面での地震動（上昇波＋下降波）を抽出した。

図-3.12～図-3.15に、各入力地震動に対する地盤の応答値の分布と、FEMによる動的解析で考慮する入力地震（入射波＋反射波：GL-39.2m）の抽出結果を示す。図-3.13～図-3.15によれば、スペクトル特性が同じである道路橋示方書標準波形の3波の結果は、地盤の応答値や収れん剛性にさほど違いが無いことが分かる。よって、FEMモデルで考慮する地盤定数は、3ケースの平均値を用いることにした。なお、大開駅横断方向に作用する波形を入力地震動とする場合については、これに対応した地盤の地震応答解析結果を用いた。

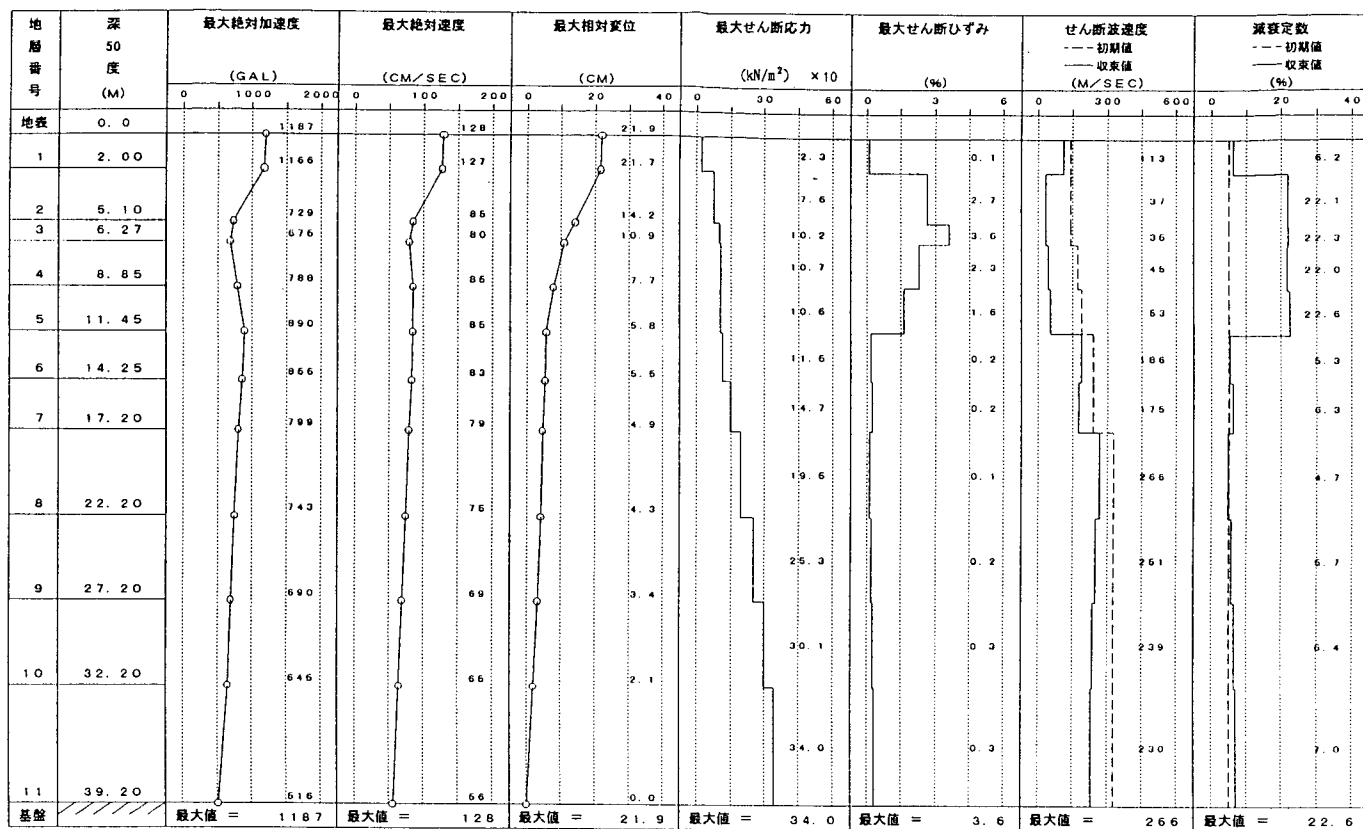


(a) 地盤応答値の分布

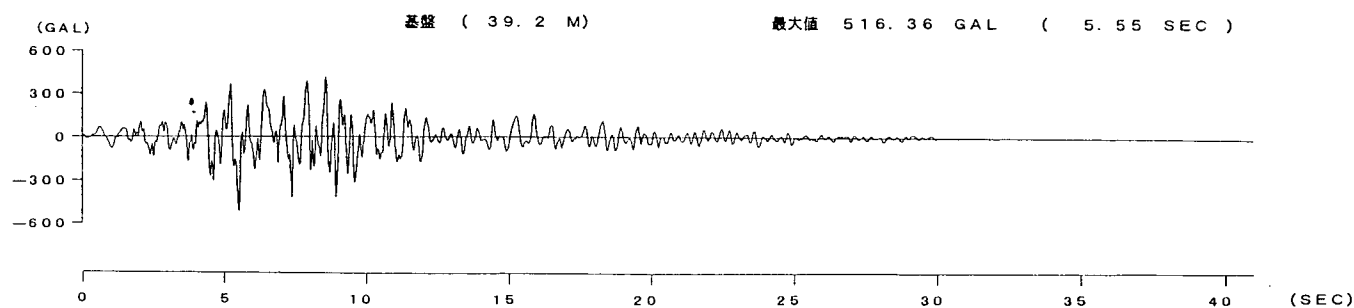


(b) GL-39.2mの波形（入射波+反射波）の抽出結果

図-3.12 地盤の地震応答解析結果（大開駅横断方向に対する波形を入力した場合）

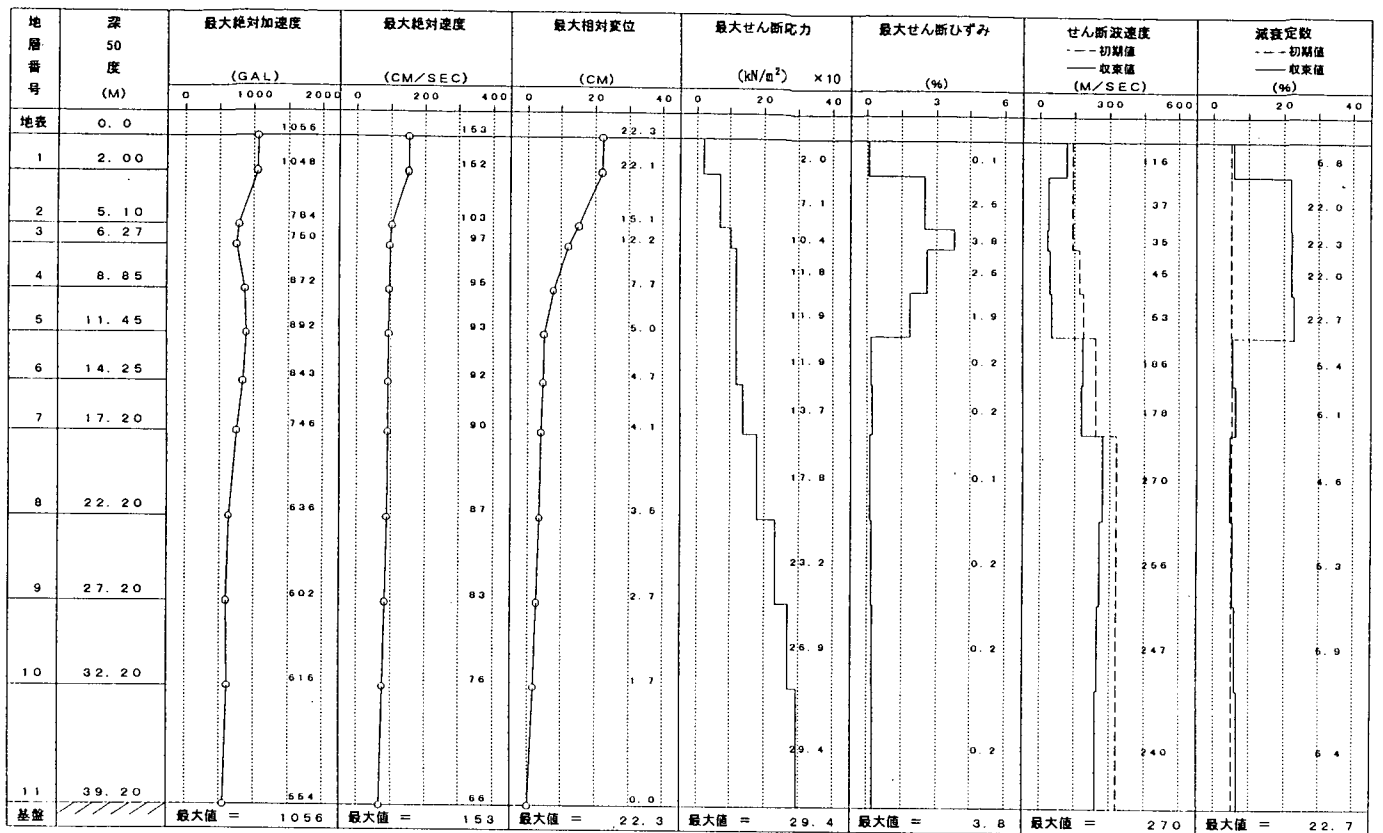


(a) 地盤応答値の分布

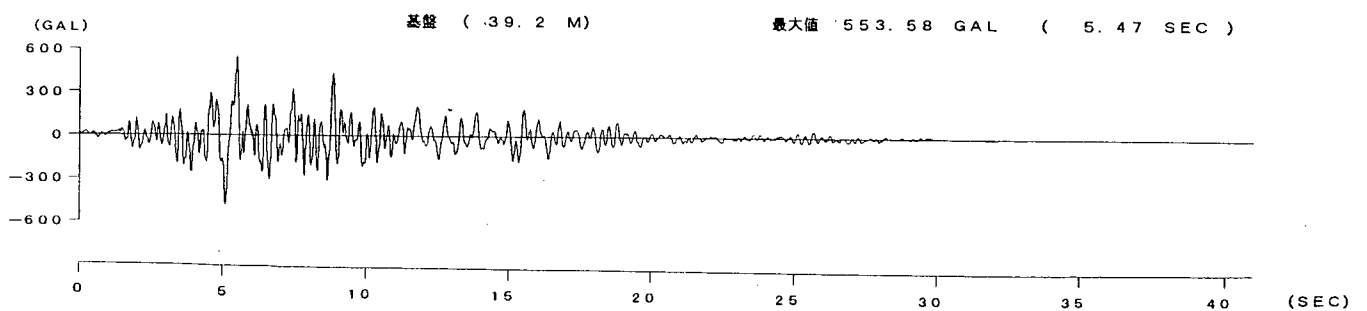


(b) GL-39.2mの波形（入射波+反射波）の抽出結果

図-3.13 地盤の地震応答解析結果（JMA KOBE*SAN-Sを入力した場合）



(a) 地盤応答値の分布

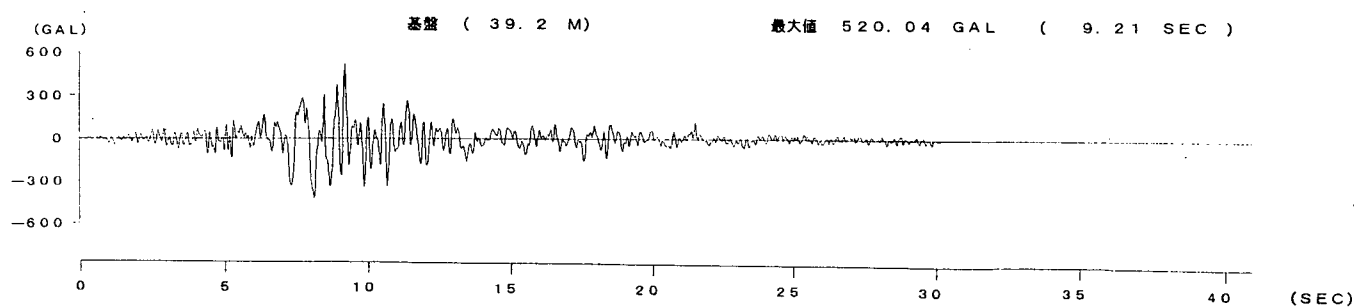


(b) GL-39.2mの波形（入射波+反射波）の抽出結果

図-3.14 地盤の地震応答解析結果（JMA KOBE*SAE-Wを入力した場合）

地層 番号	深 度 (M)	最大絶対加速度	最大絶対速度	最大相対変位	最大せん断応力	最大せん断ひずみ	せん断波速度	減衰定数
		(GAL)	(CM/SEC)	(CM)	(kN/m^2) $\times 10$	(%)	初期値 収束値 (M/SEC)	
地表	0.0	1060	142	22.9				
1	2.00	1047	142	22.7	2.1	0.1	16	5.8
2	5.10	713	114	17.9	7.0	2.4	37	22.0
3	6.27	687	96	12.2	9.8	3.5	36	22.2
4	8.85	921	96	7.7	13.0	2.4	45	22.0
5	11.45	1009	98	6.7	13.7	1.8	53	22.7
6	14.25	957	96	6.3	13.9	0.2	85	6.4
7	17.20	877	91	5.6	15.5	0.3	72	6.6
8	22.20	800	84	4.9	21.4	0.2	261	5.0
9	27.20	659	75	3.8	29.2	0.2	244	6.1
10	32.20	508	71	2.3	33.4	0.3	232	6.9
11	39.20	520	65	0.0	36.6	0.3	226	7.3
基盤		最大値 = 1060	最大値 = 142	最大値 = 22.9	最大値 = 36.6	最大値 = 3.5	最大値 = 261	最大値 = 22.7

(a) 地盤応答値の分布



(b) GL-39.2mの波形(入射波+反射波)の抽出結果

図-3.15 地盤の地震応答解析結果 (HANKO. INAGAWAGL-2 (CH1) *SAN-Sを入力した場合)

(4)固有振動解析

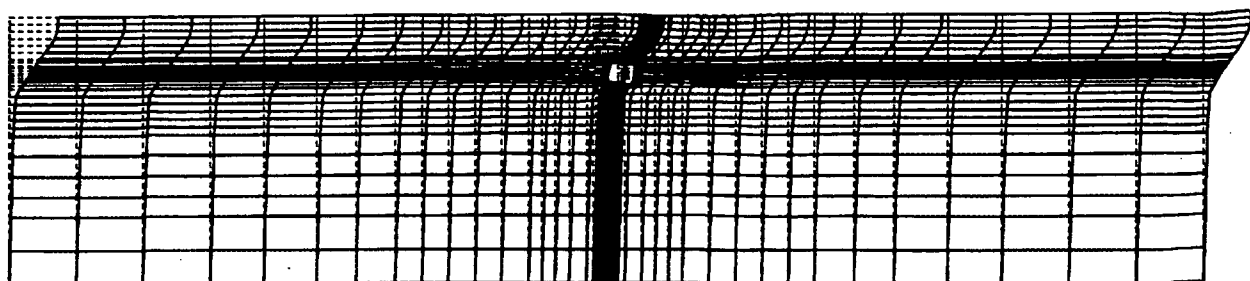
地震応答解析を行う際に考慮するモデル全体の減衰定数を求めるために、固有値解析を行い、モード減衰を算定した。固有値解析は、各地震波に対する地盤定数をF E Mモデルに入力して行った。なお、先に述べたように道路橋示方書標準波形（3波）に対する地震時地盤定数は、3ケースの平均値を用いた。

固有値解析の結果を表-3.3、図-3.16に示す。表-3.3より、1次モードと8次モードが卓越している（有効質量比が大きい）ことが分かる。地震応答解析の際には、この2つのモード減衰をレイリー減衰として考慮した。

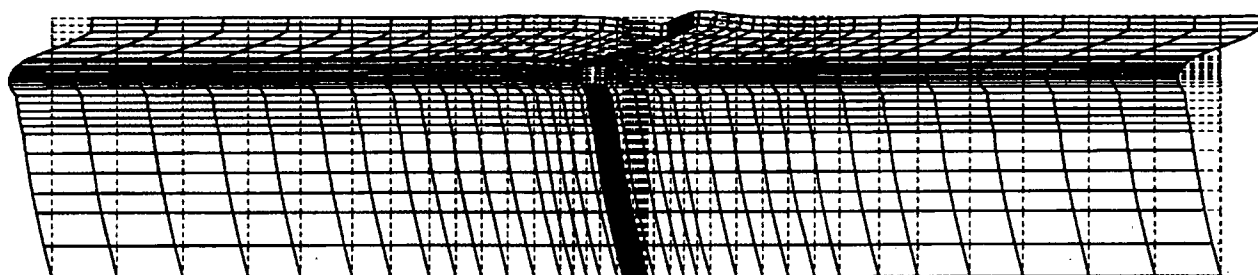
表-3.3 固有振動解析とモード減衰

モード次数	大開駅横断方向波形（地震時）			道示一種地盤用波形（地震時）		
	有効質量比 (%)	固有振動数 (Hz)	モード減衰	有効質量比 (%)	固有振動数 (Hz)	モード減衰
1	37.0	0.90	0.190	39.0	0.90	0.189
2	0.0	1.00	0.181	0.0	0.99	0.184
3	0.0	1.26	0.157	0.0	1.21	0.165
4	0.0	1.50	0.156	0.0	1.42	0.161
5	0.0	1.78	0.163	0.0	1.69	0.160
6	0.0	1.95	0.180	0.0	1.86	0.176
7	0.0	2.11	0.191	0.0	2.04	0.187
8	42.0	2.14	0.112	44.0	2.06	0.114
9	0.0	2.25	0.188	0.0	2.18	0.189
10	0.0	2.28	0.130	0.0	2.21	0.125

(1次モード)

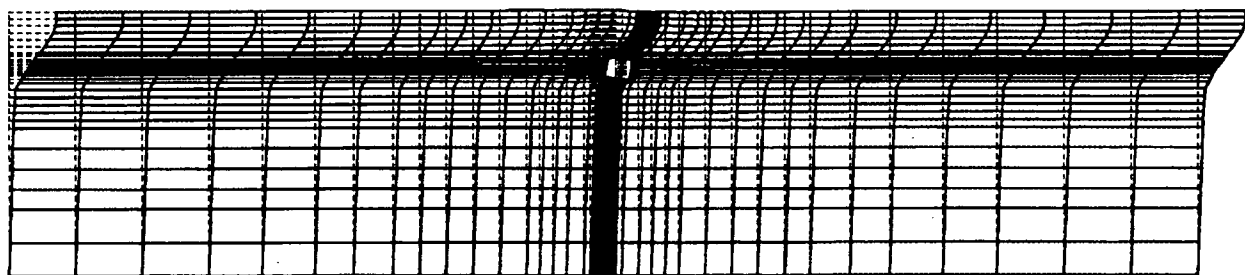


(8次モード)



(a) 大開駅横断方向の波形に対応したモデル

(1次モード)



(8次モード)



(b) 道路橋示方書標準波形に対応したモデル

図-3.16 固有モード形状

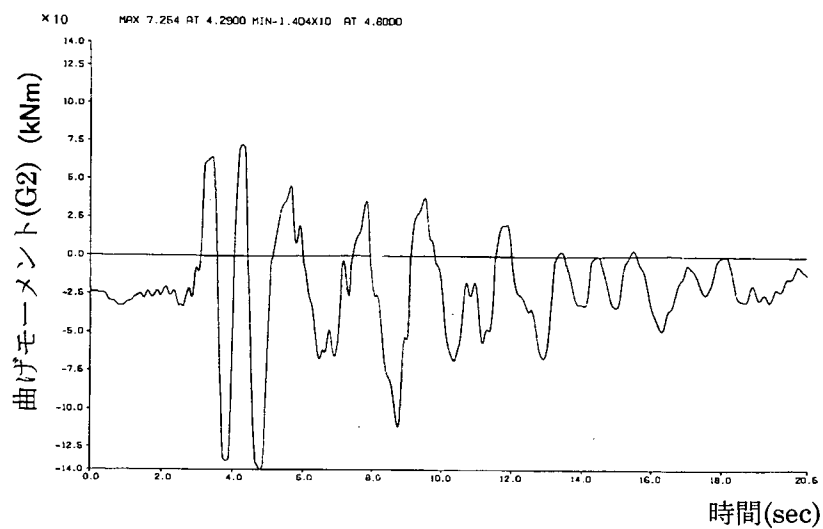
3.2.2 地震応答解析結果

4つの地震波に対する地震応答解析の結果を、図-3.17～図-3.20に示す。非線形動的解析における積分ステップは、地震波の時間刻み $\Delta t = 0.01\text{sec}$ と同じである。

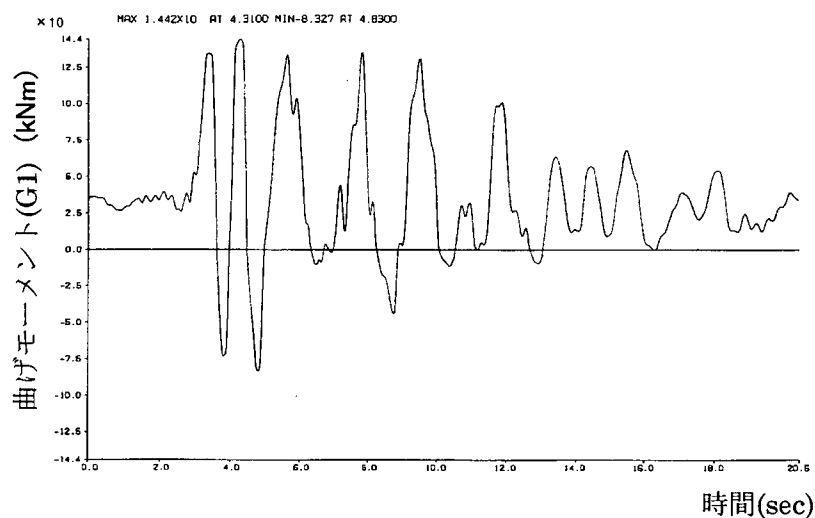
同図によれば、最大断面力はどの入力に関しても大差ないが、神戸ポートアイランド記録をもとに大開駅横断方向に作用する波形を作成して入力した結果よりも、道路橋示方書標準波形を入力した方が若干大きな傾向が見られる。また、同じ応答スペクトル特性を有する道路橋示方書標準波形の3つの入力に対する解析に関しては、標準波形JMA KOBE *SAE-Wによる応答値がもっとも大きくなっている。

なお、使用した解析プログラム(TDAPⅢ)では、非線形の判定(M～ ϕ 関係のトレース)を要素中心における曲げモーメントと曲率で行っているため、要素両端の曲げモーメントは必ずしもM～ ϕ 関係上にならない。このため、解析モデルの作成にあたっては、大きな曲げモーメントが生じる隅角部や頂底版と中壁の取り付け部は、要素分割を細かくした。

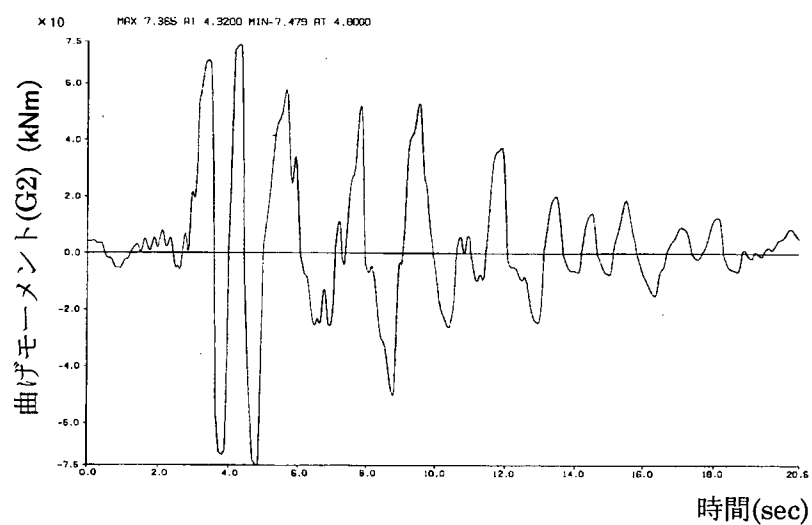
同一節点における曲げモーメントは、相隣り合う要素で一致すべきではあるが、解析誤差の問題で必ずしも一致していない。そこで、動的解析における積分ステップを地震波の刻みの1/1000(積分間隔0.00001秒)とし、入力地震動の主要動付近について再度解析を行った。入力地震動としては、大開駅横断方向に作用する波形と曲げモーメントが大きかった、標準波JMA KOBE *SAE-Wの2波である。結果を、図-3.21～図-3.22に示す。発生断面力は若干小さくなり、曲げモーメントの連続性も幾分改善されたが、解析誤差を完全に除去するまでには至っていない。



左側壁上側



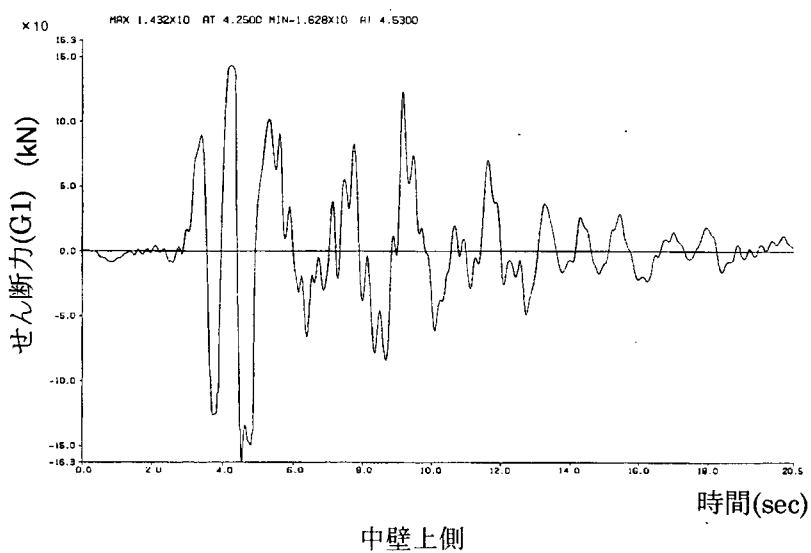
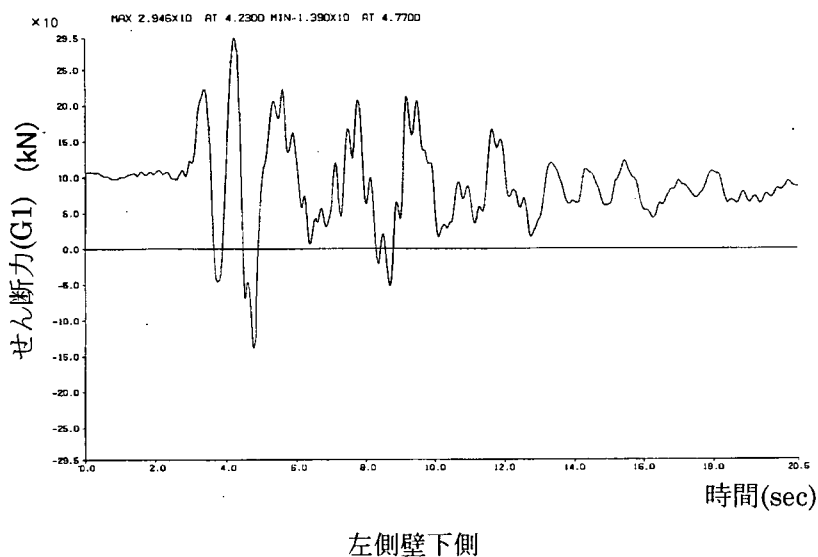
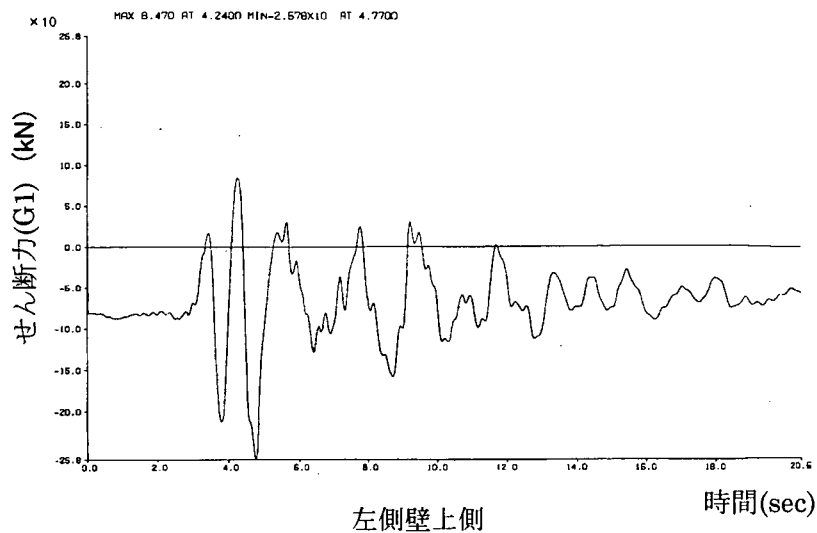
左側壁下側



中壁上側

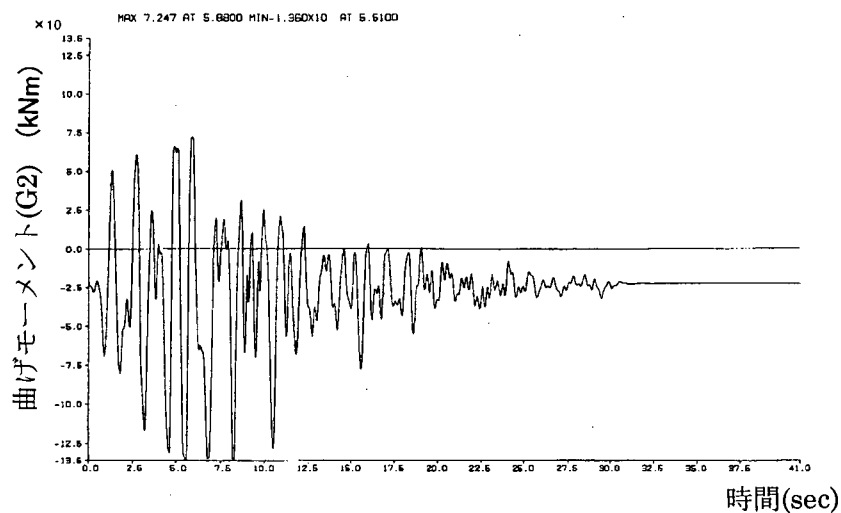
(b) 時刻歴応答値—曲げモーメント—

図-3.17 発生断面力の最大値と時刻歴応答（入力地震動：大開駅横断方向波形）

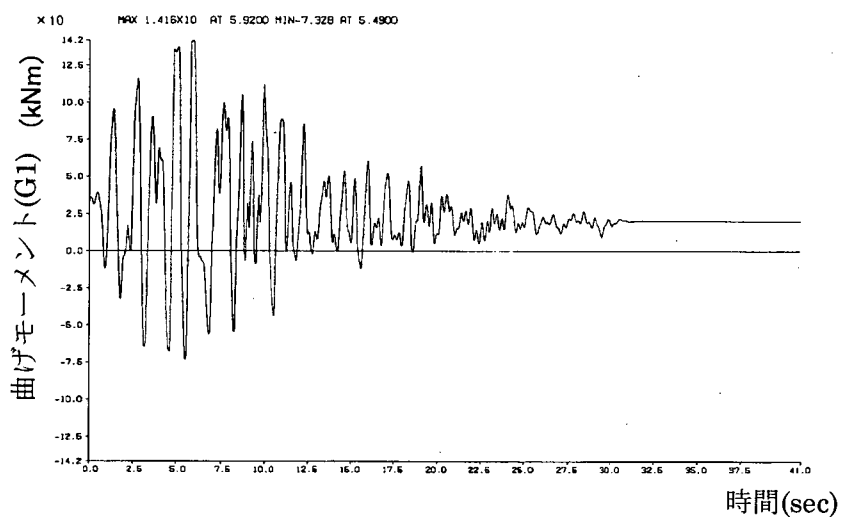


(c) 時刻歴応答値－せん断力－

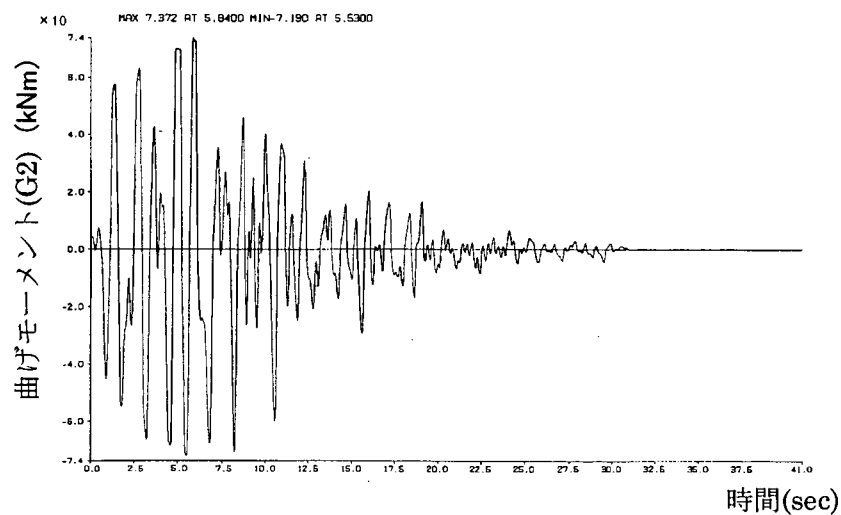
図-3.17 発生断面力の最大値と時刻歴応答（入力地震動：大開駅横断方向波形）



左側壁上側



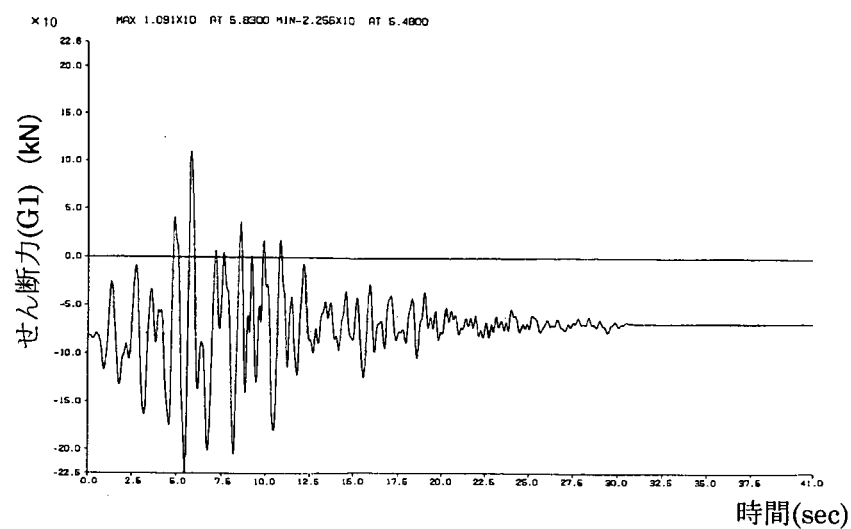
左側壁下側



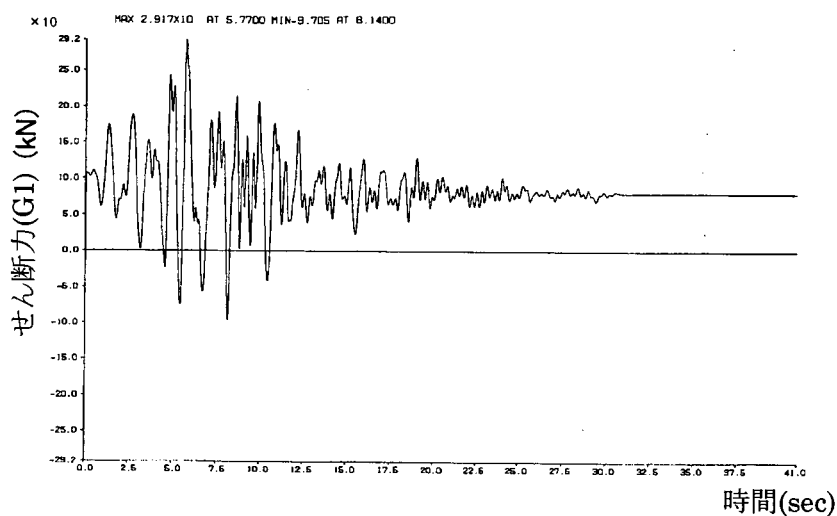
中壁上側

(b) 時刻歴応答値—曲げモーメント—

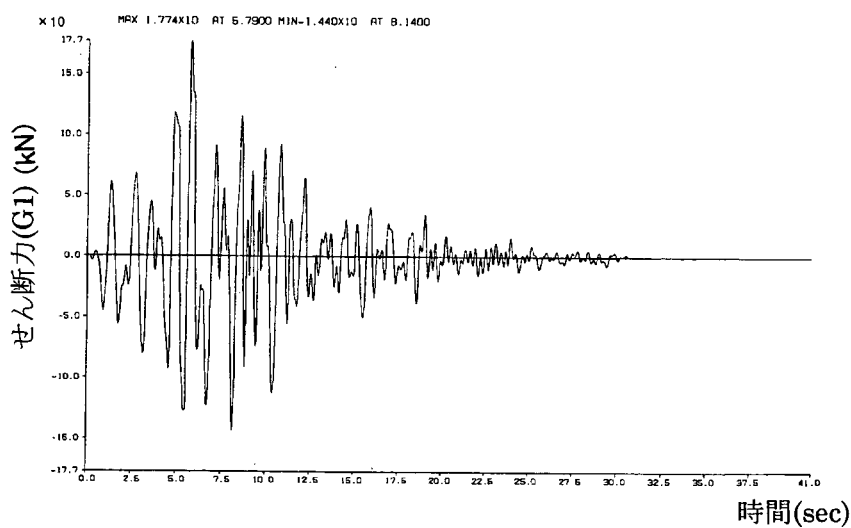
図-3.18 発生断面力の最大値と時刻歴応答（入力地震動：道示標準波形JMA KOBE *SAN-S）



左側壁上側



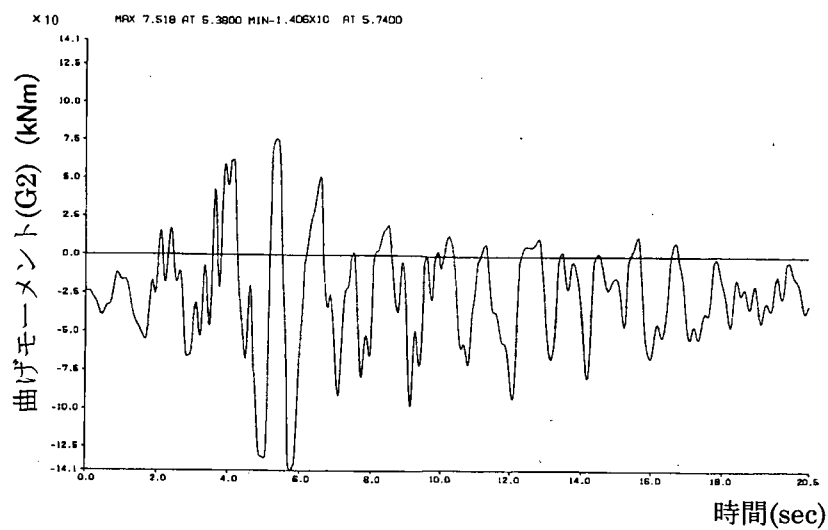
左側壁下側



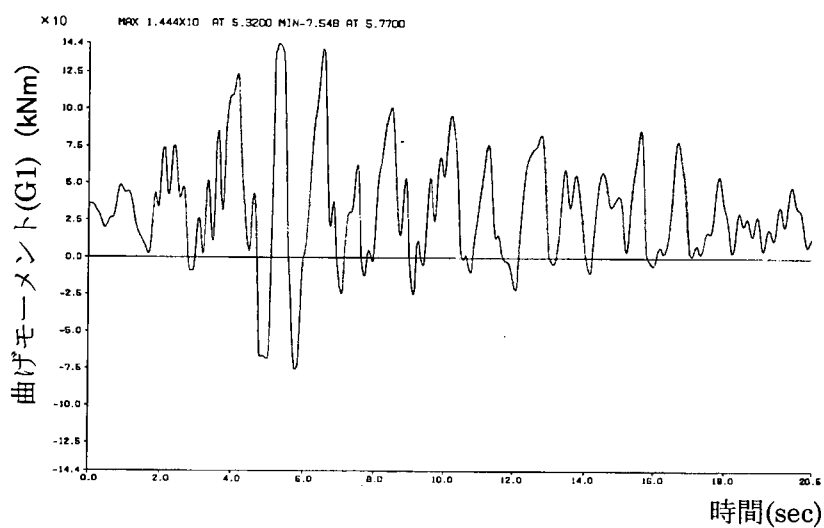
中壁上側

(c) 時刻歴応答値—せん断力—

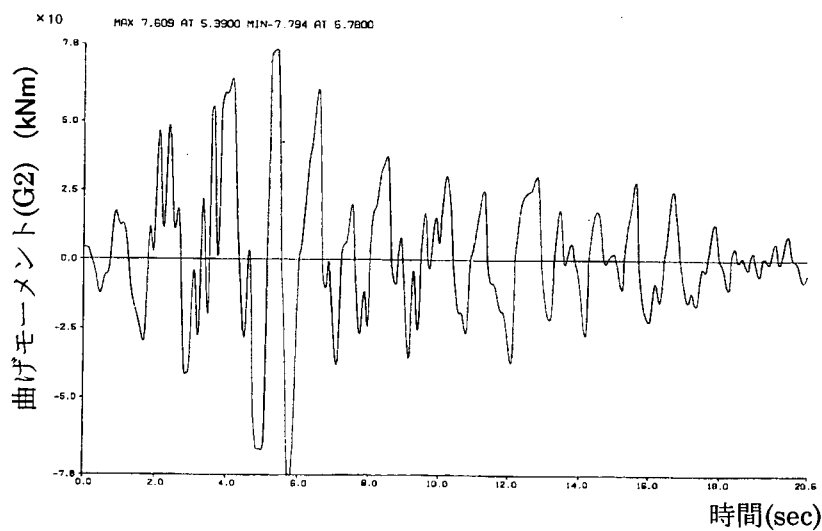
図-3.18 発生断面力の最大値と時刻歴応答（入力地震動：道示標準波形JMA KOBE *SAN-S）



左側壁上側



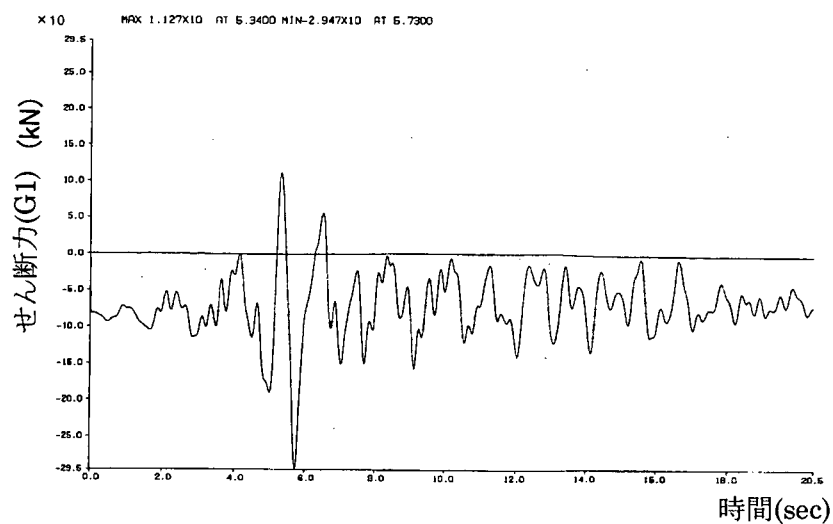
左側壁下側



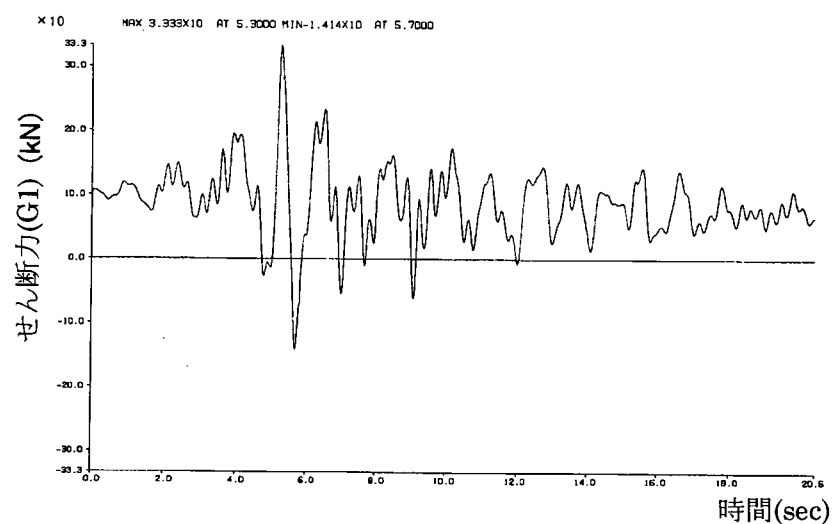
中壁上側

(b) 時刻歴応答値—曲げモーメント—

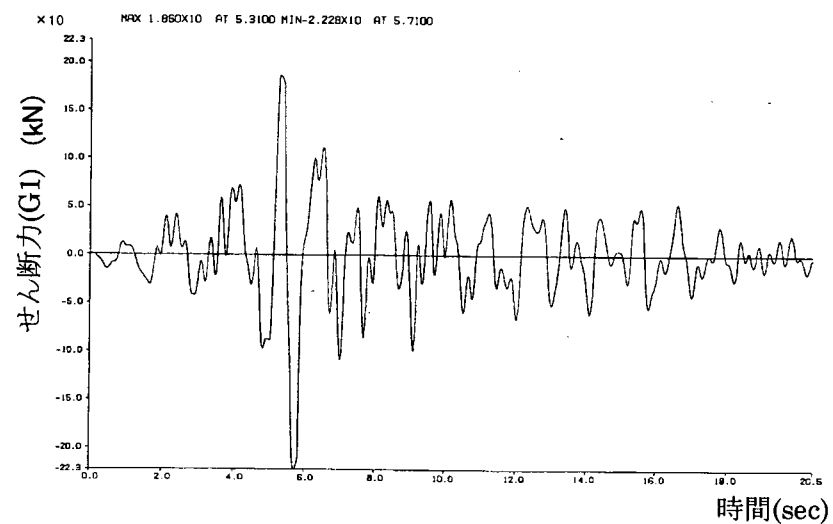
図-3.19 発生断面力の最大値と時刻歴応答 (入力地震動：道示標準波形 JMA KOBE *SAE-W)



左側壁上側



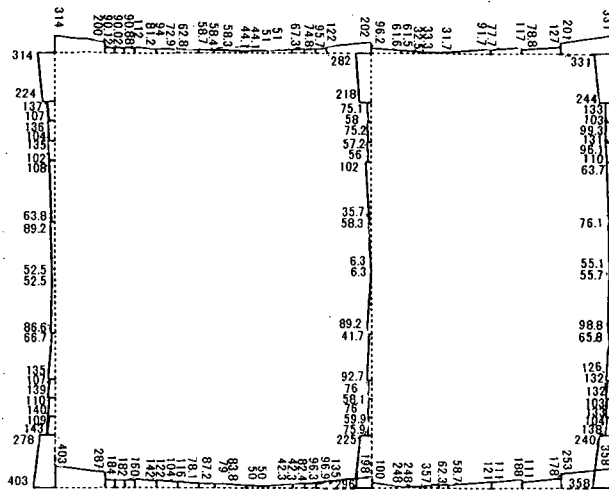
左側壁下側



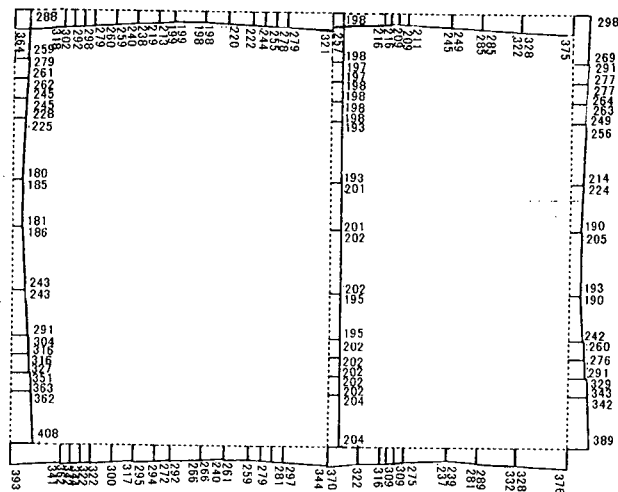
中壁上側

(c) 時刻歴応答値－せん断力－

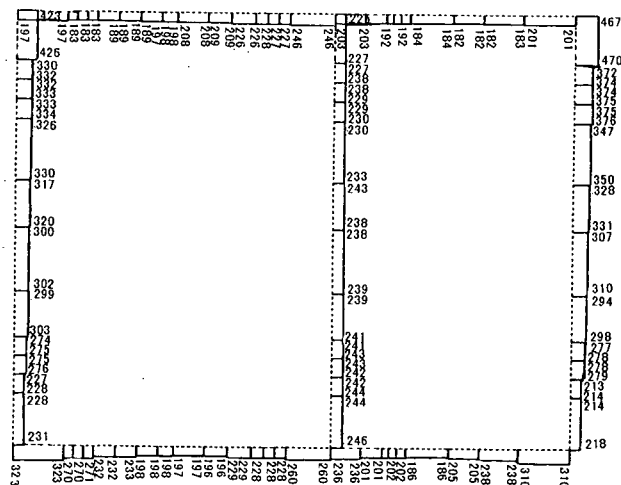
図-3.19 発生断面力の最大値と時刻歴応答（入力地震動：道示標準波形JMA KOBE *SAE-W）



曲げモーメント図 (kNm)



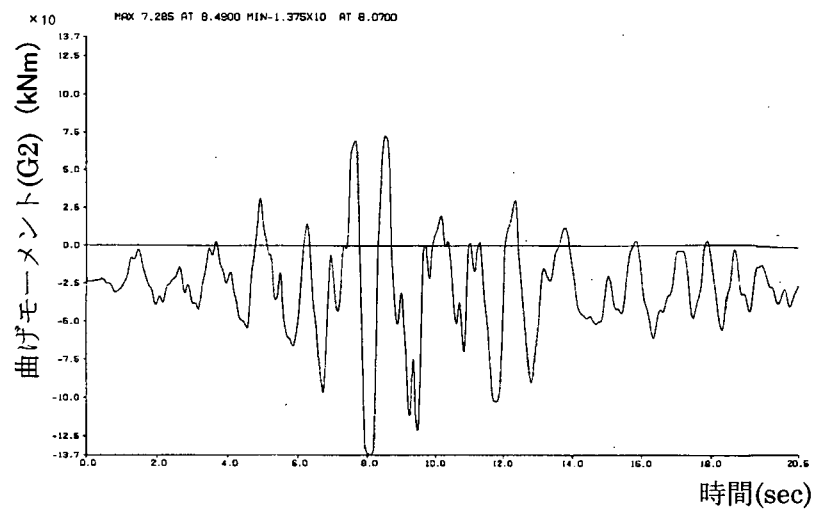
せん断力図 (kN)



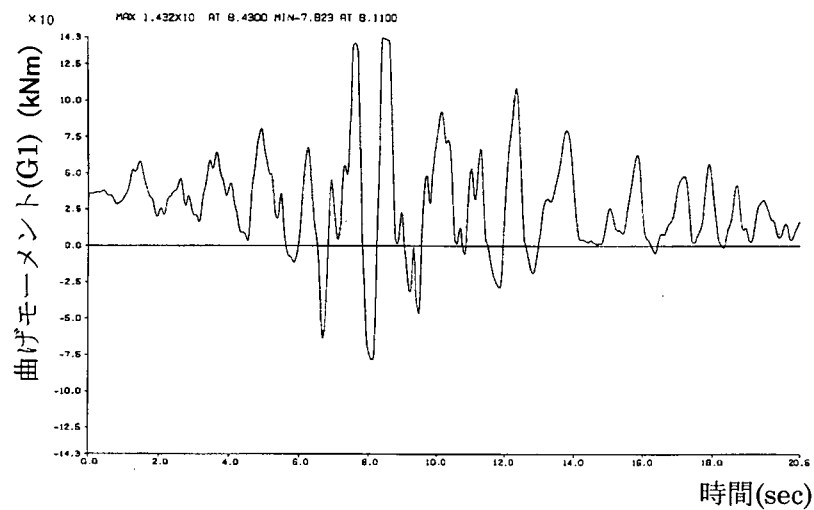
軸力図 (kN)

(a) 最大断面力図

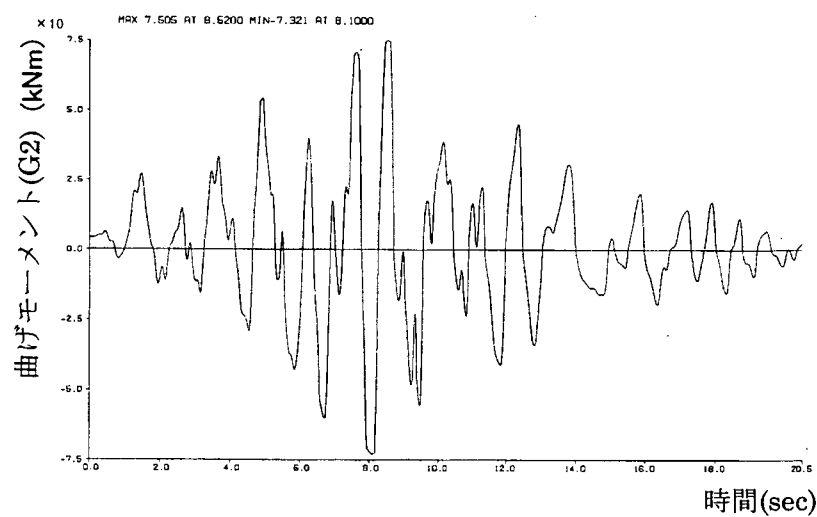
図-3.20 発生断面力の最大値と時刻歴応答 (入力地震動: 道示標準波形HANKO, INAGAWA GL-2(CH1)*SAN-S)



左側壁上側



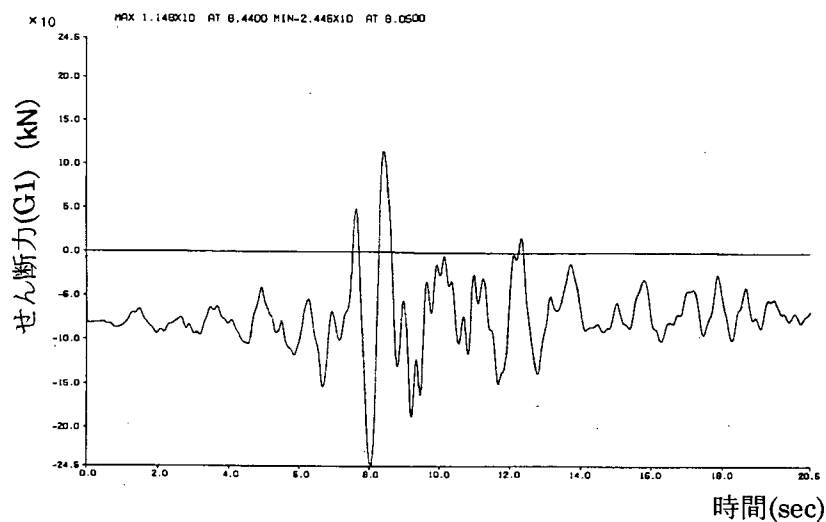
左側壁下側



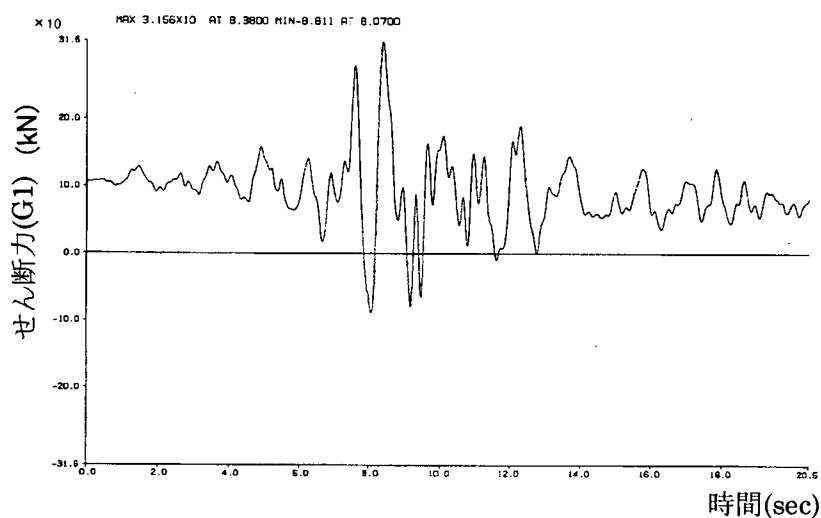
中壁上側

(b) 時刻歴応答値-曲げモーメント-

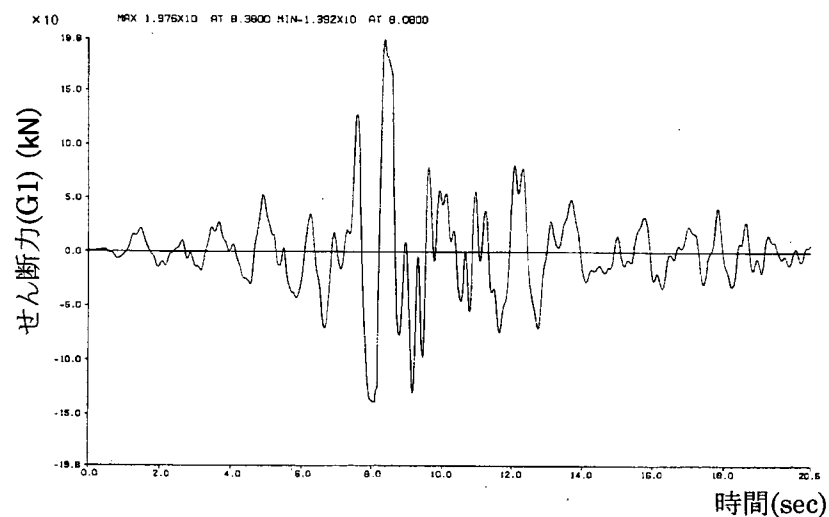
図-3.20 発生断面力の最大値と時刻歴応答 (入力地震動: 道示標準波形HANKO. INAGAWA GL-2 (CH1)*SAN-S)



左側壁上側



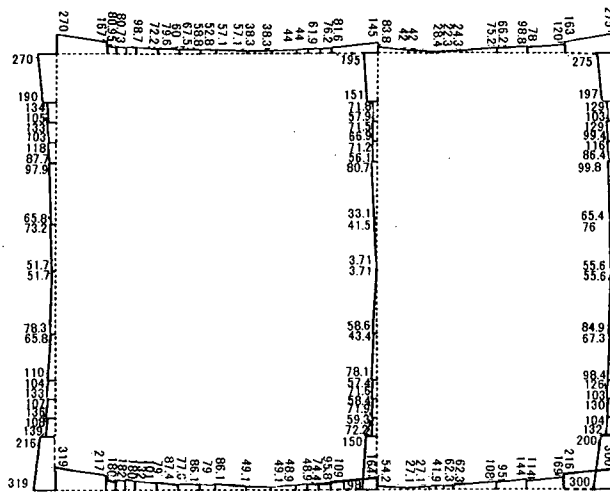
左側壁下側



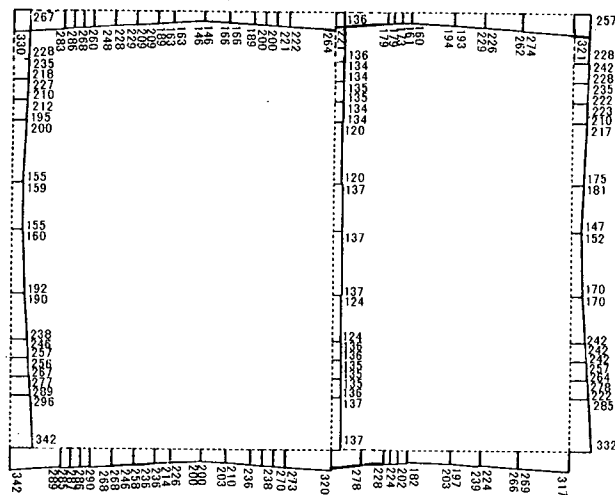
中壁上側

(c) 時刻歴応答値—せん断力—

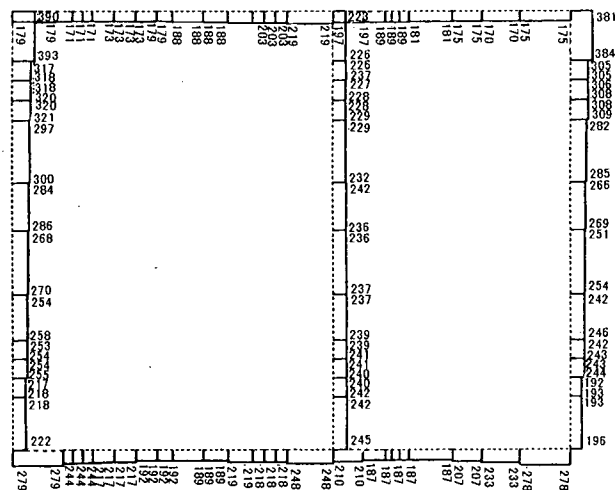
図-3.20 発生断面力の最大値と時刻歴応答（入力地震動：道示標準波形HANKO. INAGAWA GL-2(CH1)*SAN-S）



曲げモーメント図 (kNm)



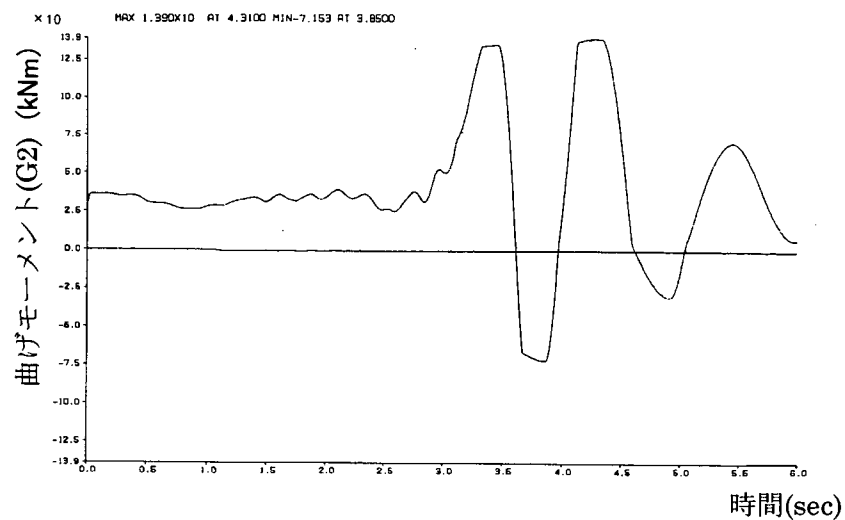
せん断力図 (kN)



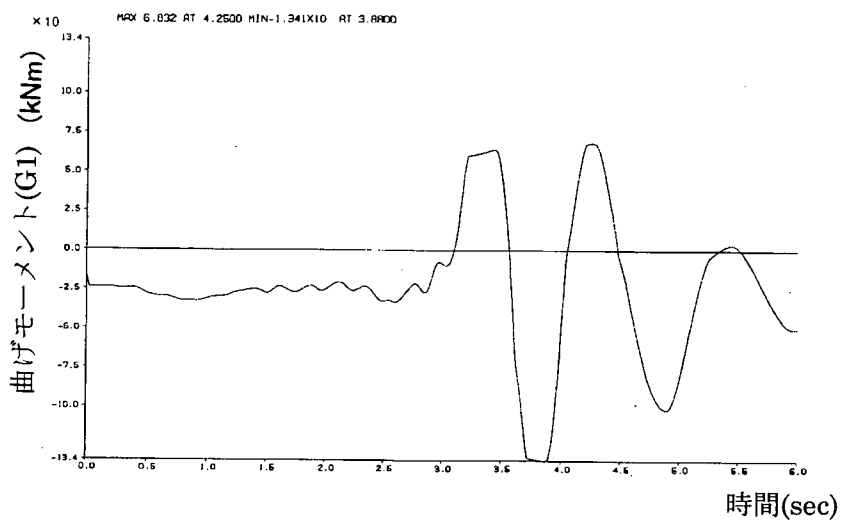
軸力図 (kN)

(a) 最大断面力図

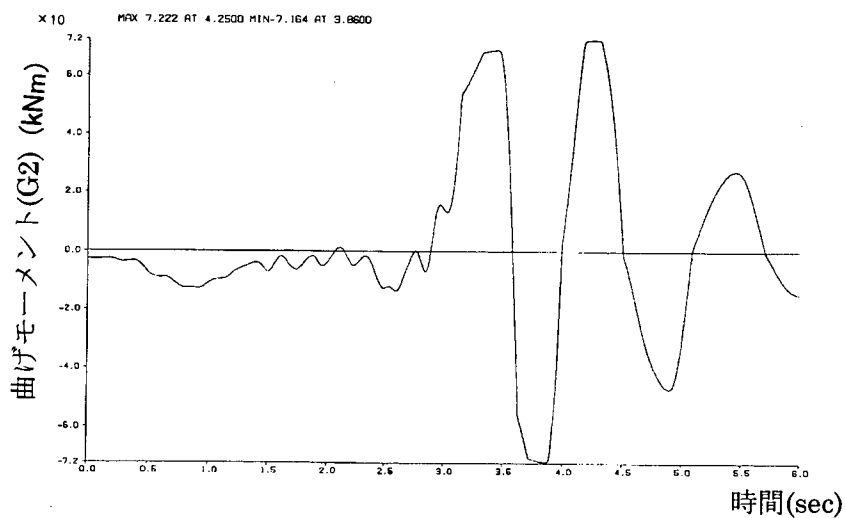
図-3.21 積分ステップを細分割した場合の解析結果 (入力地震動: 大開駅横断方向波形)



左側壁上側



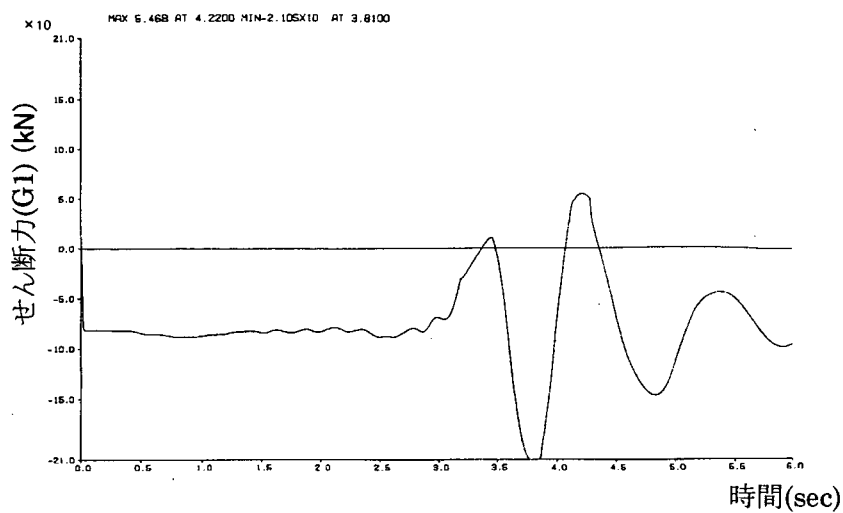
左側壁下側



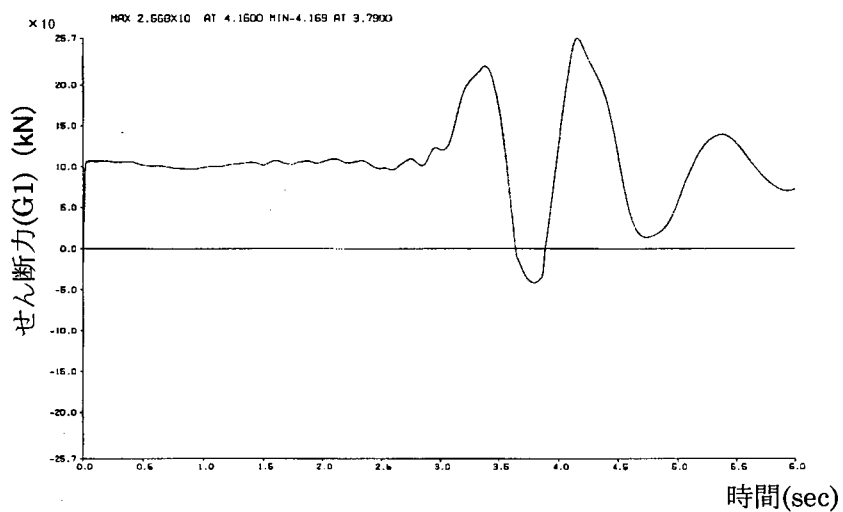
中壁上側

(b) 時刻歴応答値-曲げモーメント-

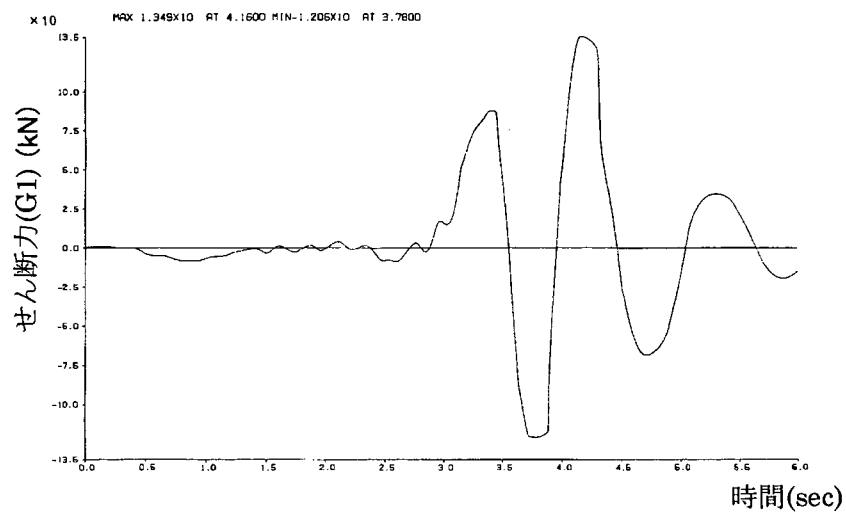
図-3.21 積分ステップを細分割した場合の解析結果 (入力地震動: 大開駅横断方向波形)



左側壁上側



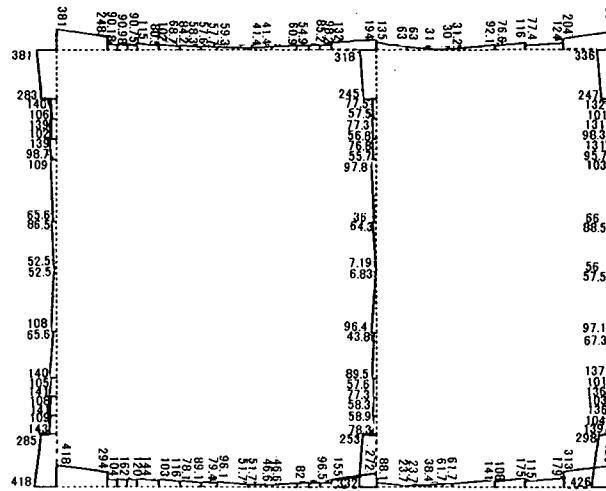
左側壁下側



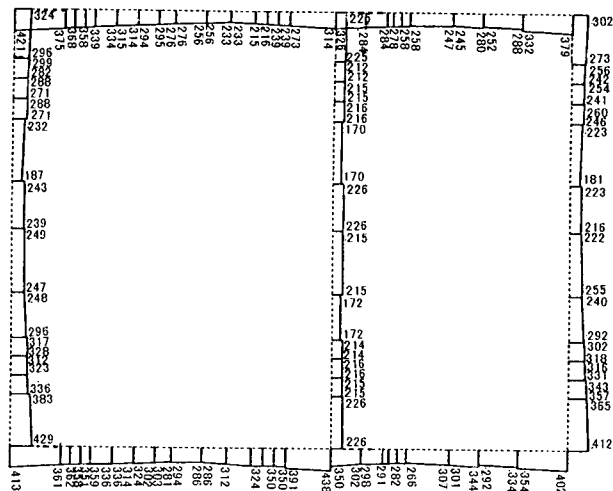
中壁上側

(c) 時刻歴応答値－せん断力－

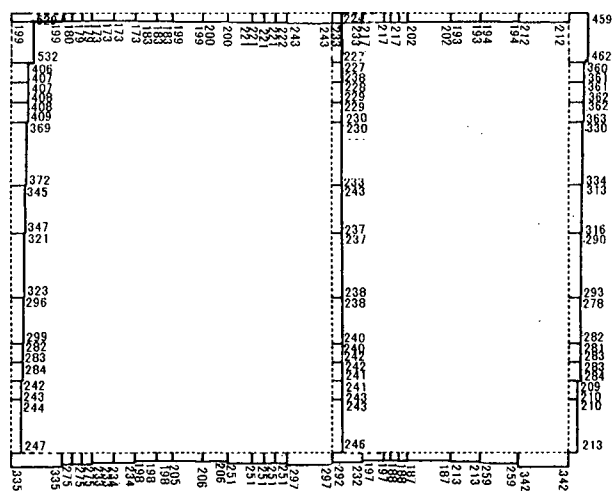
図-3.21 積分ステップを細分割した場合の解析結果（入力地震動：大開駅横断方向波形）



曲げモーメント図 (kNm)



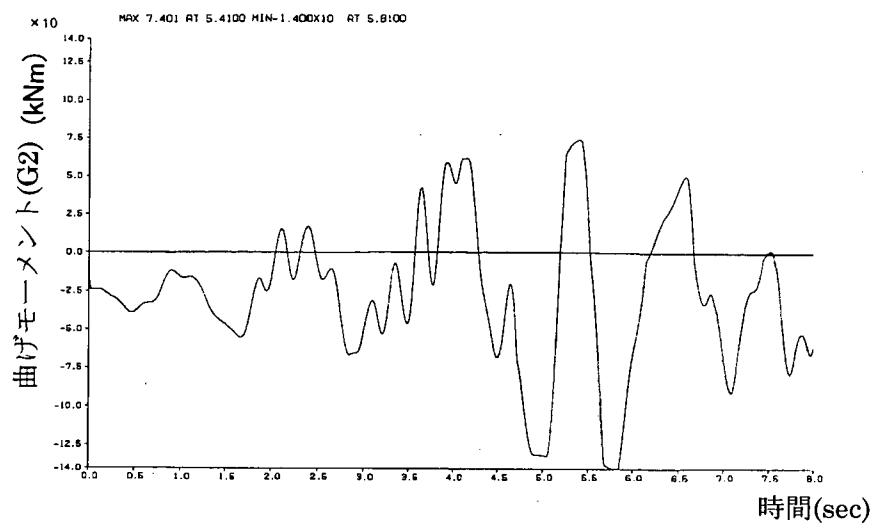
せん断力図 (kN)



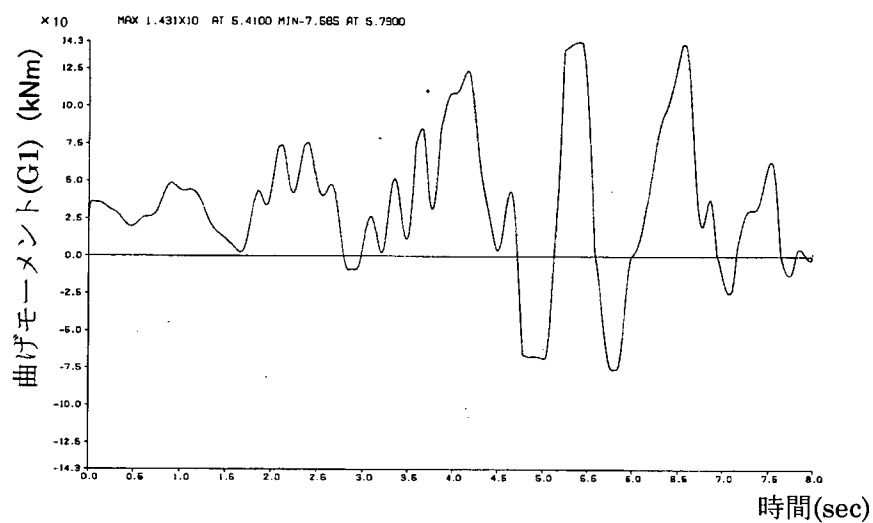
軸力図 (kN)

(a) 最大断面力図

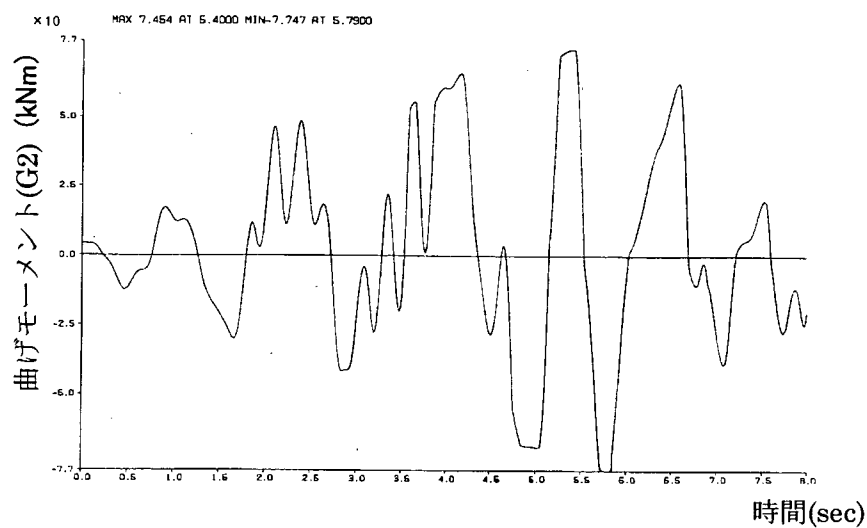
図-3.22 積分ステップを細分割した場合の解析結果 (入力地震動: 道示標準波形 JMA KOBE *SAE-W)



左側壁上側



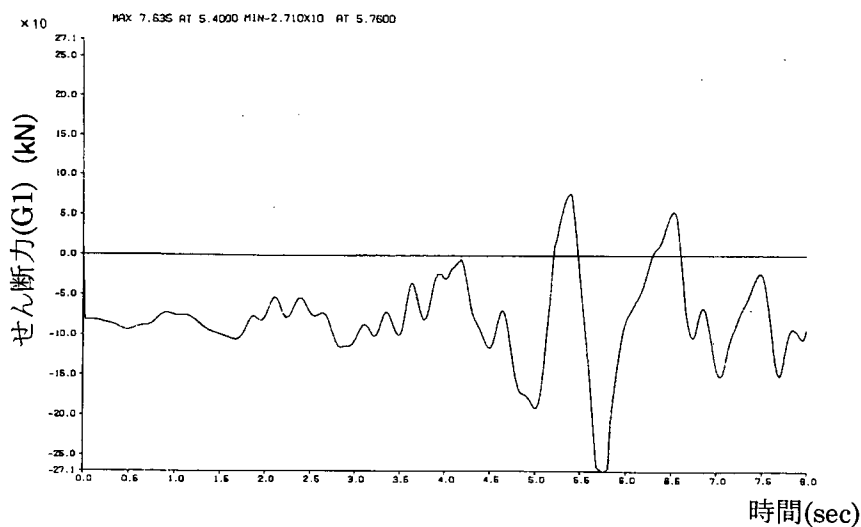
左側壁下側



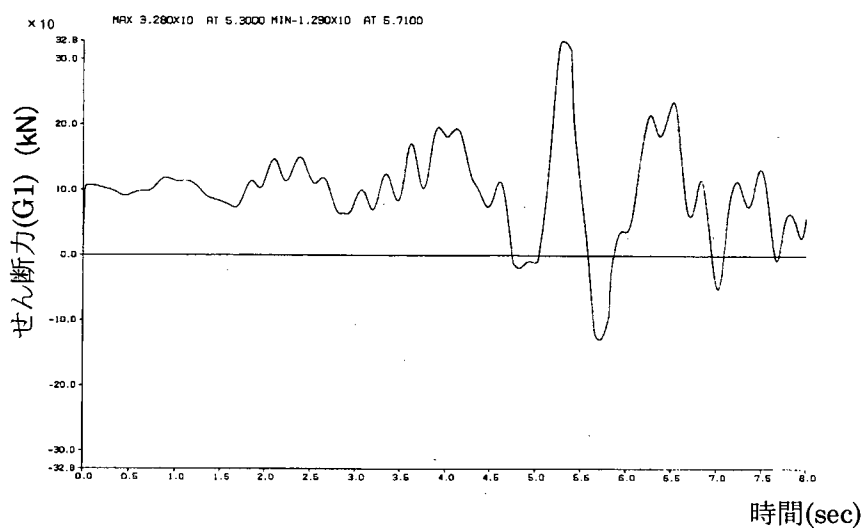
中壁上側

(b) 時刻歴応答値ー曲げモーメントー

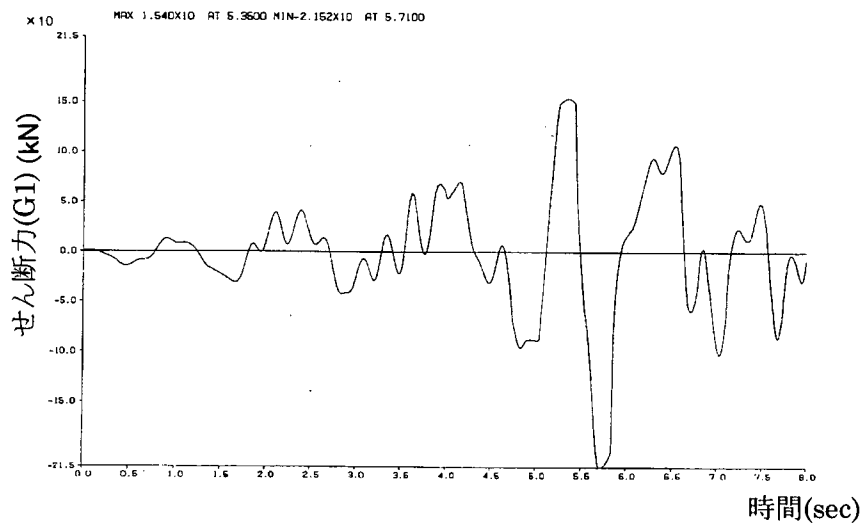
図-3.22 積分ステップを細分割した場合の解析結果 (入力地震動: 道示標準波形JMA KOBE *SAE-W)



左側壁上側



左側壁下側



中壁上側

(c) 時刻歴応答値—せん断力—

図-3.22 積分ステップを細分割した場合の解析結果 (入力地震動: 道示標準波形JMA KOBE *SAE-W)

3.2.3 耐震性の評価

(1) 許容塑性率及びせん断耐力の算定

曲げモーメントに対する耐震性の判定は、曲率に関する許容塑性率により行った。平成8年道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁰⁾の水平変位に対する許容塑性率の算定式を準用した。

$$\mu_{\phi a} = 1 + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha \phi_y} \quad (3.2.1)$$

$\mu_{\phi a}$: 曲率に関する許容塑性率

ϕ_u : 終局曲げモーメント時の曲げ曲率

ϕ_y : 降伏曲げモーメント時の曲げ曲率

α : 安全係数(タイプII地震・B種橋を準用し1.5とする)

せん断に対する照査は、平成8年道路橋示方書・同解説V耐震設計編の算定式に基づいてせん断耐力を算定して行った。ただし、壁部材には幅留め筋はあるがせん断補強筋がなく、頂・底版のせん断補強筋はピッチが400mmと広いため、ここではコンクリートの抵抗のみを考慮してせん断耐力を算定した。また、道路橋示方書 表-9.5.2に示される、「橋脚断面の有効高にdに関する補正係数C。」については、共同溝部材の有効高が30~40cmと薄いため、図-3.35に示す実験結果の回帰式を用いて、C。を設定した。表-3.4にせん断耐力の算定結果を示す。

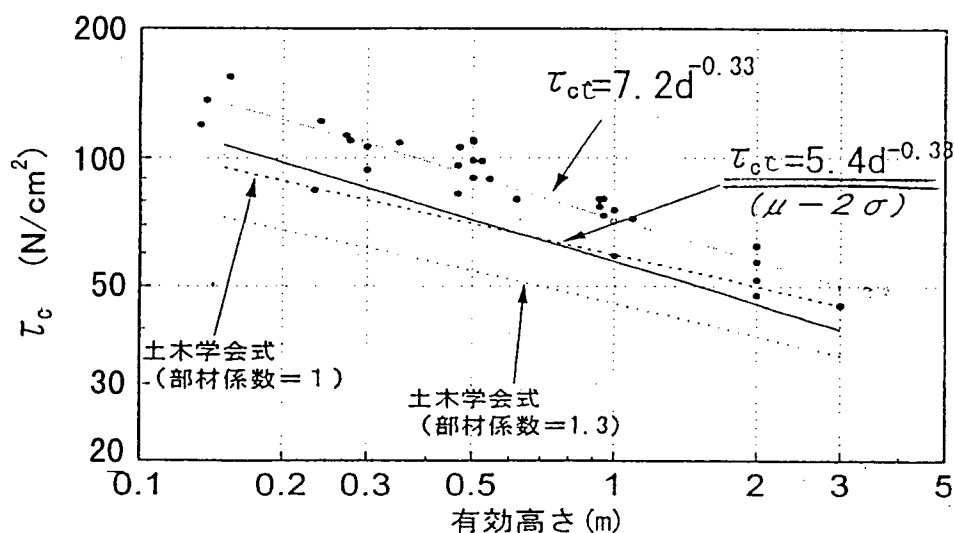


図-3.23 有効高さとコンクリートのせん断強度の関係¹¹⁾

表-3.4 せん断耐力の算定結果

	C_c	C_e	C_{pt}	τ_c	b (m)	d (m)	せん断耐力 S_c (kN)
頂版隅角部	0.8	1.5	1.06	3.3	1.0	0.28	115.7
頂版中央部	0.8	1.5	0.90	3.3	1.0	0.30	104.9
底版隅角部	0.8	1.5	1.13	3.3	1.0	0.30	131.4
底版中央部	0.8	1.4	0.90	3.3	1.0	0.35	113.8
側壁上側部	0.8	1.5	1.06	3.3	1.0	0.28	115.7
側壁中央部	0.8	1.5	0.90	3.3	1.0	0.30	104.9
側壁下側部	0.8	1.5	1.16	3.3	1.0	0.28	126.5
中壁部	0.8	1.6	0.90	3.3	1.0	0.25	93.2

(2)耐震性の評価

表-3.5は、各部材の最大応答塑性率と許容塑性率をまとめた結果である。同表(a)によれば、隅角部と中壁の応答の塑性率はいずれも1以上となっており、鋼材は降伏点に達している。しかしながら、これらの部材の許容塑性率は、同表(b)に示すように7以上あり、曲げ変形に対しては十分な余裕を有している。

表-3.6は、各部材の最大発生せん断力とせん断耐力を記入したものである。これによれば、以下の事が指摘される。

- ・全ての部材で最大発生せん断力がせん断耐力を越えている。
- ・土水圧により常時せん断力が発生している外壁、頂・底版に関しては、曲げ降伏に達する前にせん断力が耐力に達している。
- ・中壁(図(b)参照)に関しては、曲げ降伏よりも後の時刻でせん断力が耐力に達している。

以上のように、共同溝横断方方向について、せん断力に対して耐震設計上厳しくなることが予想される。ただし、壁部材の曲げ耐力やせん断耐力の算定法については、十分明らかにされておらず、今後検討が必要とされる。

表-3.5 曲げに対する照査（入力地震動：大開駅横断方向に対する波形）

(a) 最大応答塑性率

※ $\mu = \phi_{\max} / \phi_y$

	応答値 $\phi_{\max}(1/m)$		降伏時の曲率 $\phi_y(1/m)$		塑性率 μ	
	外側引張	内側引張	外側引張	内側引張	外側引張	内側引張
頂版隅角A	2.556×10^{-2}	5.186×10^{-3}	8.850×10^{-3}	8.410×10^{-3}	2.89	0.62
頂版隅角B	1.750×10^{-2}	8.081×10^{-3}	8.850×10^{-3}	8.410×10^{-3}	1.98	0.96
頂版中央C	2.089×10^{-3}	2.913×10^{-3}	6.780×10^{-3}	6.180×10^{-3}	0.31	0.47
頂版中央D	3.173×10^{-4}	3.531×10^{-4}	6.780×10^{-3}	6.180×10^{-3}	0.05	0.06
底版隅角A	1.723×10^{-2}	1.023×10^{-2}	7.410×10^{-3}	7.480×10^{-3}	2.33	1.37
底版隅角B	1.326×10^{-2}	6.028×10^{-3}	7.410×10^{-3}	7.480×10^{-3}	1.79	0.81
底版中央C	5.305×10^{-4}	3.765×10^{-3}	8.870×10^{-3}	7.580×10^{-3}	0.06	0.50
底版中央D	4.864×10^{-5}	2.438×10^{-4}	8.870×10^{-3}	7.580×10^{-3}	0.005	0.03
左側壁上側	3.618×10^{-2}	8.241×10^{-3}	9.070×10^{-3}	8.800×10^{-3}	3.99	0.94
左側壁下側	2.330×10^{-2}	7.411×10^{-3}	9.230×10^{-3}	9.070×10^{-3}	2.52	0.82
中壁上側	3.613×10^{-2}	3.753×10^{-2}	1.200×10^{-2}	1.200×10^{-2}	3.01	3.13
中壁下側	4.007×10^{-2}	3.495×10^{-2}	1.200×10^{-2}	1.200×10^{-2}	3.34	2.91
右側壁上側	2.779×10^{-2}	9.931×10^{-3}	8.670×10^{-3}	8.140×10^{-3}	3.21	1.22
右側壁下側	2.637×10^{-2}	1.314×10^{-2}	8.830×10^{-3}	8.410×10^{-3}	2.99	1.56

(b) 許容塑性率

※ $\mu = 1 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \phi_y) \quad \alpha = 1.5$

	降伏時の曲率 (ϕ_y)		終局時の曲率 (ϕ_u)		許容塑性率 (μ)	
	外側引張	内側引張	外側引張	内側引張	外側引張	内側引張
頂版隅角A	8.850×10^{-3}	8.410×10^{-3}	9.380×10^{-2}	9.630×10^{-2}	7.40	7.97
頂版隅角B	8.850×10^{-3}	8.410×10^{-3}	9.380×10^{-2}	9.630×10^{-2}	7.40	7.97
頂版中央C	6.780×10^{-3}	6.180×10^{-3}	2.300×10^{-1}	1.720×10^{-1}	22.9	18.90
頂版中央D	6.780×10^{-3}	6.180×10^{-3}	2.300×10^{-1}	1.720×10^{-1}	22.9	18.90
底版隅角A	7.410×10^{-3}	7.480×10^{-3}	9.380×10^{-2}	9.360×10^{-2}	8.77	8.68
底版隅角B	7.410×10^{-3}	7.480×10^{-3}	9.380×10^{-2}	9.360×10^{-2}	8.77	8.68
底版中央C	8.870×10^{-3}	7.580×10^{-3}	2.260×10^{-1}	1.630×10^{-1}	17.3	14.7
底版中央D	8.870×10^{-3}	7.580×10^{-3}	2.260×10^{-1}	1.630×10^{-1}	17.3	14.7
左側壁上側	9.070×10^{-3}	8.800×10^{-3}	9.330×10^{-2}	9.160×10^{-2}	7.19	7.27
左側壁下側	9.230×10^{-3}	9.070×10^{-3}	9.410×10^{-2}	9.250×10^{-2}	7.13	7.13
中壁上側	1.200×10^{-2}	1.200×10^{-2}	1.910×10^{-1}	1.910×10^{-1}	10.9	10.9
中壁下側	1.200×10^{-2}	1.200×10^{-2}	1.810×10^{-1}	1.810×10^{-1}	10.4	10.4
右側壁上側	8.670×10^{-3}	8.140×10^{-3}	9.370×10^{-2}	8.990×10^{-2}	7.54	7.70
右側壁下側	8.830×10^{-3}	8.410×10^{-3}	9.190×10^{-2}	9.090×10^{-2}	7.27	7.54

表-3.6 セン断に対する照査（入力地震動：大開駅横断方向に対する波形）

	最大発生せん断力 S (kN)	せん断耐力 S _c (kN)
頂版隅角 A	335.4	116.7
頂版中央 C	238.3	104.0
頂版中央 D	232.4	104.0
頂版隅角 B	290.3	116.7
底版隅角 A	333.4	130.4
底版中央 C	316.8	115.7
底版中央 D	246.1	115.7
底版隅角 B	377.6	130.4
左側壁上側	272.6	116.7
左側壁下側	348.1	128.5
中壁上側	166.7	92.2
中壁下側	176.5	92.2
右側壁上側	241.2	116.7
右側壁下側	395.2	128.5

3. 3 共同溝縦断方向の地震応答解析と耐震性評価

3.3.1 解析方法

(1)解析方法

躯体断面力及び継手変形の算定法として、共同溝設計指針¹²⁾とトンネル耐震継手技術基準(案)¹³⁾に示される2つの方法を考慮した。以下に基準の関係箇所を抜粋する。

1)共同溝設計指針

波長

地盤振動の波長は、式(解6. 2. 4)によって算出してよい。

$$\left. \begin{aligned} L &= \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \\ L_1 &= V_{DS} \cdot T_s = 4H \\ L_2 &= V_{BS} \cdot T_s \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.2.4})$$

ここに、

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

表層地盤のせん断弾性波速度 V_{DS} は

$$V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4H}{1.25T_g} = 0.8 \times \frac{4H}{T_g} \quad \text{-----} \quad (\text{解6.2.5})$$

躯体断面力

6. 4 耐震計算

共同溝の耐震計算は、応答変位法によるものとし、次の事項を考慮するものとする。

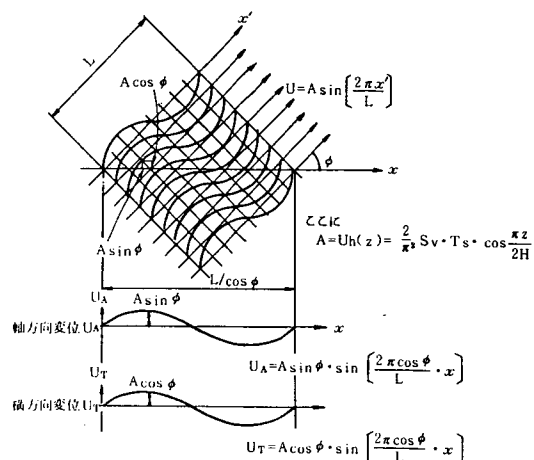
- (1) 継手を設けた場合の断面力の低減
- (2) 地盤条件変化部における断面力の補正
- (3) 共同溝の応力度算定における断面力の重ね合わせ

[解説]

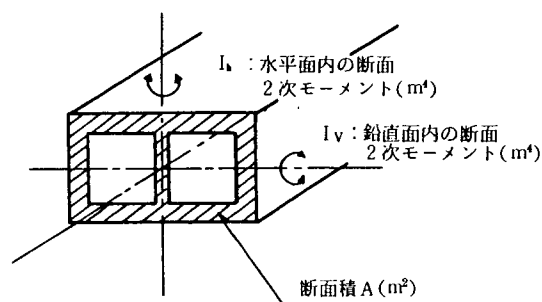
1) 共同溝のように地中に埋設されている構造物は、一般にみかけの単位重量が周辺地盤に比べて小さく、地上構造物のように慣性力によって振動性状が支配されず、周辺地盤の変形によってその挙動が支配されると考えられるため、応答変位法を用いることとした。

応答変位法に用いる表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅の概念は、図-解6.4.1に示す通り

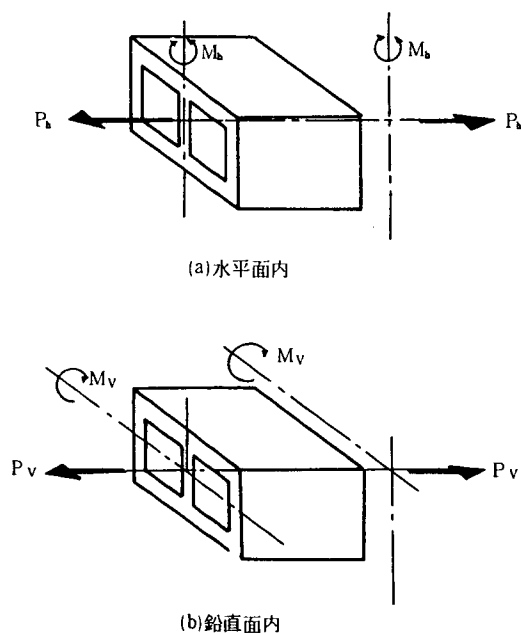
である。また、本計算で用いる断面諸定数及び断面力の定義は、それぞれ図－解6. 4. 2、図－解6. 4. 3に示す通りである。



図－解6. 4. 1 共同溝の縦断方向の応答変位法に適用する表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布



図－解6. 4. 2 共同溝縦断方向の断面諸定数



図－解6. 4. 3 共同溝縦断方向の応答変位法で求められる断面力の概念図

2) 地盤が共同溝方向に比較的一様な場合に、共同溝の縦断方向に生じる断面力は次により求める。

共同溝の継手近傍を除いた断面に生じる断面力は、式(解6.4.1)により算定する。

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi E A}{L} \cdot U_h \\ P_v &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi E A}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\ M_h &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \pi^2 E I_h}{L^2} \cdot U_h \\ M_v &= \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \pi^2 E I_v}{L^2} \cdot U_v \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.4.1})$$

ここに、

P_h, P_v : 水平面内及び鉛直面内の地震振動による軸力 (t)

M_h, M_v : 水平面内及び鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント (t・m)

E : コンクリートのヤング係数 (tf/m²)

A : 共同溝の断面積 (m²)

I_h, I_v : 共同溝の水平面内及び鉛直面内の断面2次モーメント (m⁴)

U_h, U_v : 共同溝の重心位置の深さにおける地震振動の水平方向及び鉛直方向の変位
振幅 (m) で式(解6.2.1)及び式(解6.2.2)

L : 地盤振動の波長 (m)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: 共同溝の縦断方向と、これに直交する水平面内及び鉛直面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率である。

ξ_1, ξ_2, ξ_3 : 共同溝に継手を設けた場合の断面力低減係数である。

3) 地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ は、式(解6.4.2)により算出したものを用いてよい。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L} \right)^2} \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L} \right)^4} \\ \alpha_3 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_3 L} \right)^4} \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.4.2})$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \quad (1/m) \\ \lambda_2 &= 4 \sqrt{\frac{K_2}{EI_h}} \quad (1/m) \\ \lambda_3 &= 4 \sqrt{\frac{K_3}{EI_v}} \quad (1/m) \\ L' &= \sqrt{2} L \quad (m) \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.4.3})$$

K_1 、 K_2 、 K_3 : 共同溝の縦断方向と、これに直交する水平面内及び鉛直面内の地盤剛性係数 (tf/m²) である。

4) 地盤の剛性係数 K_1 、 K_2 、 K_3 は式 (解6.4.4) により算出したものを用いてよい。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= C_1 G_s \\ K_2 &= C_2 G_s \\ K_3 &= C_3 G_s \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.4.4})$$

ここに、

C_1 、 C_2 、 C_3 : 地盤の剛性係数 K_1 、 K_2 、 K_3 に対する定数で実験等による調査結果に基づいて定めるのが望ましい。一般には C_1 、 C_2 は1.0、 C_3 は3.0としてよい。

G_s : 表層地盤のせん断変形係数 (tf/m²) で式 (解6.4.5) による。

$$G_s = \frac{\gamma_{\text{teq}}}{g} \cdot V_{DS}^2 \text{-----} \quad (\text{解6.4.5})$$

ここに、

γ_{teq} : 表層地盤のせん断変形係数 (tf/m²) で、式 (解6.4.6) による。

$$\gamma_{\text{teq}} = \frac{\sum \gamma_{ts} \cdot H_i}{H} \text{-----} \quad (\text{解6.4.6})$$

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s) で、式 (解6.4.7) による。

$$V_{DS} = \frac{4H}{T_s} \text{-----} \quad (\text{解6.4.7})$$

ここに、

H : 表層地盤の厚さ (m)

H_i : 表層地盤の第 i 層の厚さ (m)

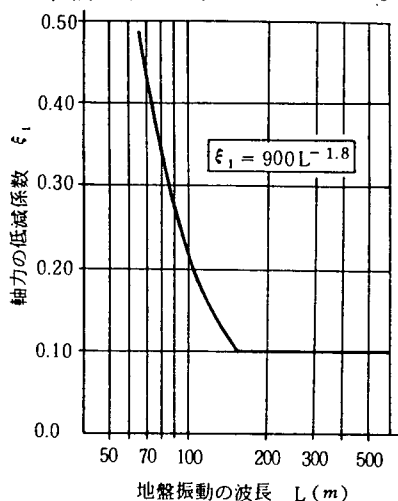
γ_{ts} : 表層地盤の第 i 層の土の単位体積重量 (tf/m³)

T_s : 式 (解6.2.3) で算出される表層地盤の固有周期 (s)

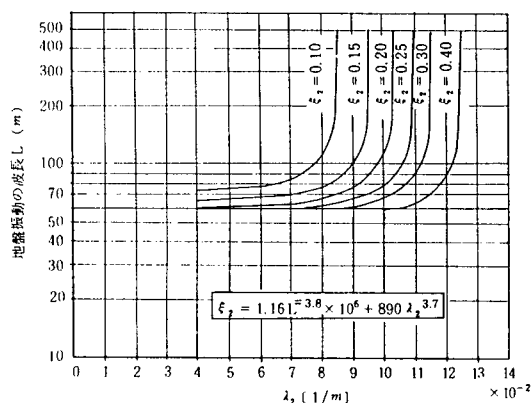
g : 重力の加速度で、9.8 m/s²

5) 継手を設けた場合の断面力の低減係数

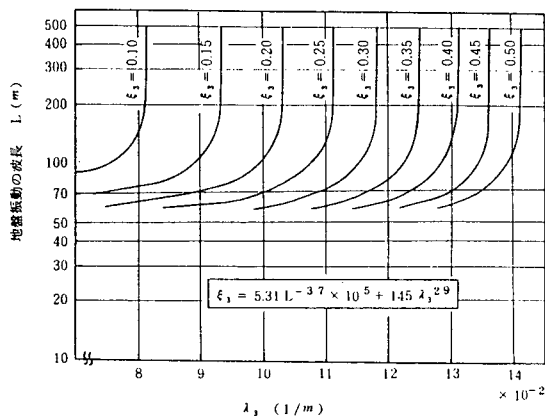
継手を設けた場合の断面力の低減係数 ξ_1 、 ξ_2 、 ξ_3 は図一解6.4.4～6.4.6により算出してよい。但し、これらによって求めた断面力の低減係数 ξ_1 、 ξ_2 、 ξ_3 が0.1未満となった場合には、0.1とするものとする。なお、図一解6.4.4～6.4.6に示した断面力の低減係数の値は4種地盤に設置された1層2函～4函で継手間隔が30mの共同溝を対象として求めたものである。従って、これとは条件が大きく異なる場合には別途検討しなければならない。



図一解6.4.4 軸力の低減係数 ξ_1



図一解6.4.5 曲げモーメント（水平面内）の低減係数 ξ_2



図一解6.4.6 曲げモーメント（鉛直面内）の低減係数 ξ_3

6) 軸力と曲げモーメントを同時に受ける共同溝断面の応力度の算定には、地盤振動の方向、位相関係等を考慮して、式(解6.4.1)で算出される断面力を以下のように重ね合わせるものとする。

1) 水平面内

$$\left. \begin{aligned} P_h' &= (1/\sqrt{2}) P \\ M_h' &= (1/\sqrt{2}) M_h \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.4.8})$$

2) 鉛直面内

$$\left. \begin{aligned} P_v' &= (1/\sqrt{2}) P \\ M_v' &= (1/\sqrt{2}) M_v \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (\text{解6.4.9})$$

ここに、

$$P = \sqrt{2 P_h'^2 + 2 P_v'^2} \quad \text{-----} \quad (\text{解6.4.10})$$

7) 地盤条件が変化する箇所における割増し係数は以下により求める。

1) 共同溝の縦方向に沿う地盤の固有周期が一方向的に単調に増加若しくは減少する一連の区間(200m以内)においては、次式により固有周期差 ΔT (s)を求め、これが0.3秒を越える区間においては、2)項による割増し係数を考慮する。以下、このような区間を地盤条件変化部とみなす。固有周期差 Δt が0.3秒以下の場合には地盤条件変化部とはみなさない。

$$\Delta T = T_1 - T_2 \quad \text{-----} \quad (\text{解6.4.11})$$

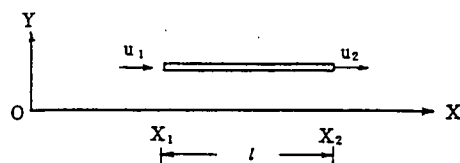
2) トンネル耐震継手技術基準(案)

トンネル耐震継手技術基準(案)では、継手はばねとしてモデル化を行っている。

⑧ 弾性床上梁要素を用いた断面力および継手変位量の計算法

トンネルの任意の位置に任意のばね定数の継手を設けた場合には、次の方法で計算できる。

1) 軸方向振動



解説 図1-15

解説図1-15に示すような長さ l の要素を考える。

今、X方向に振動する波長 L の正弦波が弾性床をX方向に伝播するとき、弾性床上梁の剛性行列 $[K]$ および荷重ベクトル $\{P\}$ は変位ベクトル $\{u\}^T = \{u_1 \ u_2\}$ に対応して次式で表される。

$$[K] = \frac{EA}{l} \cdot \frac{\beta}{\sinh \beta} \cdot \begin{bmatrix} \cosh \beta & -1 \\ -1 & \cosh \beta \end{bmatrix} \quad (1-19)$$

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = ([K] u_0 \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} + P_0 \begin{Bmatrix} -S_1 \\ S_2 \end{Bmatrix}) + i ([K] u_0 \begin{Bmatrix} S_1 \\ S_2 \end{Bmatrix} + P_0 \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix}) \quad (1-20)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\beta}\right)^2} \quad \beta = \sqrt{\frac{k l^2}{EA}} \quad \gamma = \frac{2\pi l}{L} = \delta_2 - \delta_1$$

$$\delta_1 = \frac{2\pi X_1}{L} \quad \delta_2 = \frac{2\pi X_2}{L} \quad S_1 = \sin \delta_1 \quad C_1 = \cos \delta_1$$

$$S_2 = \sin \delta_2 \quad C_2 = \cos \delta_2 \quad u_0 = Z_0 \alpha \quad P_0 = \frac{EA u_0}{l} \gamma$$

EA : 梁の伸び剛性

k : 弾性床のX方向のばね定数

l : 要素長

L : 正弦波の波長

Z₀ : 正弦波の変位振幅

$$i = \sqrt{-1}$$

継手によって分割された各要素について [K] と {P} の重ね合わせを行い、さらに継手のばね定数を付加すると、全体系の釣合方程式が得られる。

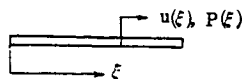
これを解いて要素の両端における変位 {u} が得られたら、その要素の任意の点ξ (0 ≤ ξ ≤ l) における軸方向変位 u (ξ) 及び軸力 P (ξ) は次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} u(\xi) \\ P(\xi) \end{Bmatrix} = [H] \begin{Bmatrix} u_1 & -u_0 e^{i\delta_1} \\ u_2 & -u_0 e^{i\delta_2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_0 \\ i P_0 \end{Bmatrix} e^{i(\gamma\xi + \delta_1)} \quad (1-21)$$

$$\text{ここに、} [H] = \frac{1}{\phi_2 - \phi_1} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \frac{EA}{l} \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(\xi) & \phi_2(\xi) \\ \phi_1(\xi) - \phi_2(\xi) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_2 & -1 \\ -\phi_1 & 1 \end{bmatrix}$$

ただし、

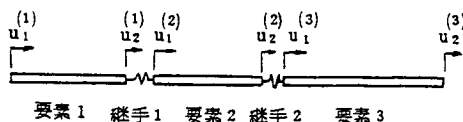
$$\begin{aligned} \phi_1(\xi) &= e^{\beta\xi} & \phi_1 &= e^{\beta} \\ \phi_2(\xi) &= e^{-\beta\xi} & \phi_2 &= e^{-\beta} \\ \xi &= \frac{X - X_1}{l} \end{aligned}$$



解説 図1-16

また、継手の変位は、継手の両側の節点変位の差として求まる。

[例]



要素1 継手1 要素2 継手2 要素3

解説 図1-17

例えば解説 図1-17に示すように2個の伸縮継手を設けた場合、全体系の釣合式は次式の6元連立方程式で表される。なお、一般に、継手の個数がNのとき、連立方程式の元数は2(N+1)となる。

$$\begin{bmatrix} K_{11}^{(1)} & K_{12}^{(1)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{21}^{(1)} & K_{22}^{(1)}+K_J^{(1)} & -K_J^{(1)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_J^{(1)} & K_{11}^{(2)}+K_J^{(1)} & K_{12}^{(2)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{21}^{(2)} & K_{22}^{(2)}+K_J^{(2)} & -K_J^{(2)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_J^{(2)} & -K_{11}^{(3)}+K_J^{(2)} & K_{12}^{(3)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{21}^{(3)} & K_{22}^{(3)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1^{(1)} \\ u_2^{(1)} \\ u_1^{(2)} \\ u_2^{(2)} \\ u_1^{(3)} \\ u_2^{(3)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1^{(1)} \\ P_2^{(1)} \\ P_1^{(2)} \\ P_2^{(2)} \\ P_1^{(3)} \\ P_2^{(3)} \end{Bmatrix}$$

ここに、

$$\begin{bmatrix} K_{11}^{(j)} & K_{12}^{(j)} \\ K_{21}^{(j)} & K_{22}^{(j)} \end{bmatrix} : \text{要素 } j \text{ の剛性行列 (実数)}$$

$$K_J^{(j)} : \text{継手 } j \text{ の軸方向ばね定数 (実数)}$$

$$\begin{Bmatrix} P_1^{(j)} \\ P_2^{(j)} \end{Bmatrix} : \text{要素 } j \text{ の荷重ベクトル (複素数)}$$

$$\begin{Bmatrix} u_1^{(j)} \\ u_2^{(j)} \end{Bmatrix} : \text{要素 } j \text{ の変位ベクトル (複素数)}$$

式(1-22)を解いて変位が求めれば式(1-23)にて、継手jの変位 $\Delta u^{(j)}$ が求まる。

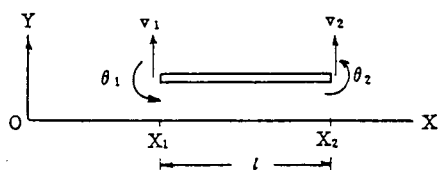
$$\Delta u^{(j)} = u_1^{(j+1)} - u_2^{(j)} \quad (1-23)$$

なお、荷重ベクトル{P}が複素数であるため、梁の変化{u}、継手の変位{ Δu }も複素数となる。複素数の絶対値及び偏角はそれぞれ、振幅、及び位相角を与える。

2) 曲げ振動

解説 図1-18に示すような長さlの要素を考える。今、Y方向に振動する波長Lの正弦波が弾性床をX方向に伝播するとき弾性床上梁の剛性行列[K]および荷重ベクトル{P}は変位ベクトル

{u}^T = {v₁, θ_1 , v₂, θ_2 } に対応して次のように表される。



解説 図1-18

$$[K] = \frac{EI}{l^3} \frac{\beta^4}{Sh^2 - S^2} \times \begin{bmatrix} 4(S \cdot C + Sh \cdot Ch) & \frac{2(S^2 \cdot Ch^2 + C^2 \cdot Sh^2)}{\beta} \cdot l & 2(Sh \cdot Ch - S \cdot C) & \frac{2(Sh \cdot Ch - S \cdot C)}{\beta^3} \cdot l^2 \\ -4(S \cdot Ch + C \cdot Sh) & \frac{-4 \cdot S \cdot Sh}{\beta^2} \cdot l & \frac{4(S \cdot C + Ch \cdot Sh)}{\beta} & \frac{-2(S^2 \cdot Ch^2 + C^2 \cdot Sh^2)}{\beta^2} \cdot l \\ \frac{4 \cdot S \cdot Sh}{\beta^2} \cdot l & \frac{2(S \cdot Ch - C \cdot Sh)}{\beta^3} \cdot l^2 & \frac{-2(S^2 \cdot Ch^2 + C^2 \cdot Sh^2)}{\beta^2} \cdot l & \frac{2(Sh \cdot Ch - S \cdot C)}{\beta^3} \cdot l^2 \end{bmatrix} \quad \text{sym} \quad (1-24)$$

$$P] = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ M_1 \\ Q_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} + ([K] \begin{Bmatrix} v_0 & C_1 \\ -\theta_0 & S_1 \\ v_0 & C_2 \\ -\theta_0 & S_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -Q_0 & S_1 \\ -M_0 & C_1 \\ Q_0 & S_2 \\ M_0 & C_2 \end{Bmatrix} + i([K] \begin{Bmatrix} v_0 & S_1 \\ \theta_0 & C_1 \\ v_0 & S_2 \\ \theta_0 & C_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} Q_0 & C_1 \\ -M_0 & S_1 \\ -Q_0 & C_2 \\ M_0 & S_2 \end{Bmatrix}) \quad (1-25)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \left(\frac{\gamma}{\beta} \right)^4} \quad \beta = \sqrt{\frac{k l^4}{4 E A}} \quad \gamma = \frac{2 \pi l}{L} = \delta_2 - \delta_1$$

$$\delta_1 = \frac{2 \pi X_1}{L} \quad \delta_2 = \frac{2 \pi X_2}{L}$$

$$S = \sin \beta \quad C = \cos \beta \quad Sh = \sinh \beta \quad Ch = \cosh \beta$$

$$S_1 = \sin \delta_1 \quad C_1 = \cos \delta_1 \quad S_2 = \sin \delta_2 \quad C_2 = \cos \delta_2$$

$$v_0 = Z_0 \alpha \quad \theta_0 = \frac{v_0}{l} \gamma \quad M_0 = \frac{E I v_0}{l^2} \gamma^2 \quad Q_0 = \frac{E A u_0}{l^3} \gamma^3$$

$E I$: 梁の曲げ剛性

K : 弾性床の Y 方向のばね定数

l : 要素長

L : 正弦波の波長

Z_0 : 正弦波の変位振幅

$$i = \sqrt{-1}$$

全体系の釣合方程式を解いて各要素の両端における変位 $\{u\}$ が得られたら、その要素の任意の点 ξ におけるたわみ $v(\xi)$ 、たわみ角 $\theta(\xi)$ 、曲げモーメント $M(\xi)$ 、せん断力 $Q(\xi)$ は次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} v(\xi) \\ \theta(\xi) \\ M(\xi) \\ Q(\xi) \end{Bmatrix} = [H] \begin{Bmatrix} v_1 & -v_0 e^{i\delta_1} \\ \theta_1 & -i\theta_0 e^{i\delta_1} \\ v_2 & -v_0 e^{i\delta_2} \\ \theta_2 & -i\theta_0 e^{i\delta_2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} v_0 \\ i\theta_0 \\ -M_0 \\ iQ_0 \end{Bmatrix} e^{i(\gamma\xi + \delta_1)} \quad (1-26)$$

$$[H] = \frac{1}{\phi_3^2 - \phi_2 \phi_4} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\beta}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{E I \beta^2}{l^2} & \frac{E I \beta^3}{l^3} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1(\xi) & \phi_2(\xi) & \phi_3(\xi) & \phi_4(\xi) \\ -4\phi_4(\xi) & \phi_1(\xi) & \phi_2(\xi) & \phi_3(\xi) \\ -4\phi_3(\xi) & -4\phi_4(\xi) & \phi_1(\xi) & \phi_2(\xi) \\ 4\phi_2(\xi) & -4\phi_3(\xi) & 4\phi_4(\xi) & -\phi_1(\xi) \end{bmatrix}$$

$$\times \begin{bmatrix} \phi_3^2 - \phi_2 \phi_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \phi_3^2 - \phi_2 \phi_4 & 0 & 0 \\ -\phi_1 \phi_3 - 4\phi_4^2 & \phi_1 \phi_4 - \phi_2 \phi_3 & \phi_3 & -4\phi_4 \\ \phi_1 \phi_2 + 4\phi_3 \phi_4 & \phi_2^2 - \phi_1 \phi_3 & -\phi_2 & \phi_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \frac{1}{\beta} & 0 \\ 0 & 1 & \frac{1}{\beta} \end{bmatrix} \quad (1-27)$$

ただし、

$$\phi_1(\xi) = \cos \beta \xi \cdot \cosh \beta \xi$$

$$\phi_2(\xi) = 1/2 (\sin \beta \xi \cdot \cosh \beta \xi + \cos \beta \xi \cdot \sinh \beta \xi)$$

$$\phi_3(\xi) = 1/2 \sin \beta \xi \cdot \sinh \beta \xi$$

$$\phi_4(\xi) = 1/4 (\sin \beta \xi \cdot \cosh \beta \xi - \cos \beta \xi \cdot \sinh \beta \xi)$$

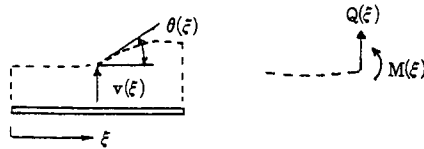
$$\xi = \frac{X - X_1}{l}$$

$$\phi_1 = \cos \beta \cdot \cosh \beta$$

$$\phi_2 = 1/2 (\sin \beta \cdot \cosh \beta + \cos \beta \cdot \sinh \beta)$$

$$\phi_3 = 1/2 \sin \beta \cdot \sinh \beta$$

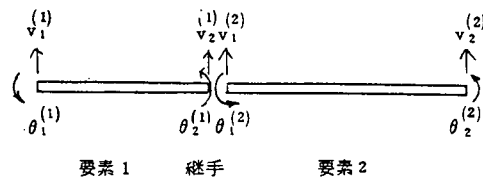
$$\phi_4 = 1/4 (\sin \beta \cdot \cosh \beta - \cos \beta \cdot \sinh \beta)$$



解説 図1-19

また、継手の変位は、継手の両端の節点変位の差として求まる。

例]



解説 図1-20

たとえば解説 図1-20に示すように、1カ所にせん断継手および曲げ継手を設けた場合、全体系の釣合式は次式の8元連立方程式で表される。なお一般に、要素の数を N_E とし、継手の個数を N_J （曲げ、せん断おのおの1個と数える）とすると、連立方程式の元数は $2(N_E + 1) + N_J$ となる。

$$\begin{bmatrix} K_{11}^{(1)} & K_{12}^{(1)} & K_{13}^{(1)} & K_{14}^{(1)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{21}^{(1)} & K_{22}^{(1)} & K_{23}^{(1)} & K_{24}^{(1)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{31}^{(1)} & K_{32}^{(1)} & K_{33}^{(1)} + K_V & K_{34}^{(1)} & -K_V & 0 & 0 & 0 \\ K_{41}^{(1)} & K_{42}^{(1)} & K_{43}^{(1)} & K_{44}^{(1)} + K_\theta & 0 & -K_\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_V & 0 & K_{11}^{(2)} + K_V & K_{12}^{(2)} & K_{13}^{(2)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_\theta & K_{21}^{(2)} & K_{22}^{(2)} + K_\theta & K_{23}^{(2)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{31}^{(2)} & K_{32}^{(2)} & K_{33}^{(2)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{41}^{(2)} & K_{42}^{(2)} & K_{43}^{(2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1^{(1)} \\ \theta_1^{(1)} \\ v_2^{(1)} \\ \theta_2^{(1)} \\ v_1^{(2)} \\ \theta_1^{(2)} \\ v_2^{(2)} \\ \theta_1^{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_1^{(1)} \\ M_1^{(1)} \\ Q_2^{(1)} \\ M_2^{(1)} \\ Q_1^{(2)} \\ M_1^{(2)} \\ Q_2^{(2)} \\ M_2^{(2)} \end{Bmatrix} \quad (1-28)$$

ここに、

$K_{mn}^{(j)}$: 要素 j の剛性行列 ($1 \leq m, n \leq 4$)

K_V : 継手のせん断ばね定数

K_θ : 継手の回転ばね定数

$\{Q_1^{(j)} M_1^{(j)} Q_2^{(j)} M_2^{(j)}\}^T$: 要素 j の荷重ベクトル

$\{V_1^{(j)} \theta_1^{(j)} V_2^{(j)} \theta_2^{(j)}\}^T$: 要素 j の変位ベクトル

上式を解いて変位が求まれば、次式にて継手の変位 ΔV 、回転角 $\Delta \theta$ が求まる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta V &= V_1^{(2)} - V_2^{(1)} \\ \Delta \theta &= \theta_1^{(2)} - \theta_2^{(1)} \end{aligned} \right\} \quad (1-29)$$

3) 横断面の耐震計算

横断面の断面計算では、地震時に作用する慣性力、土圧、水圧等の増加を考慮して断面応力の算定を行いその結果に基づいて必要な断面の補強あるいは壁厚、鉄筋量等の増加など所用の措置を施す。

応答変位法により横断面の耐震計算をする場合は式(1-2)に示す表層地盤の変位振幅を構造物横断面に静的に作用させ、構造物に生じる断面力を算定する。この際、地盤と構造物の間の相対的な変位の差を設計計算に取り入れる。

(2)共同溝軸剛性の算定

図-3.1に示した共同溝を縦断方向にモデル化する。この解析モデルのひび割れ発生前の剛性（コンクリート全断面有効）及び、ひび割れ発生後の剛性（降伏剛性）を算定し、解析に用いた。また、共同溝の躯体長は30mとした。

1)コンクリート全断面剛性

表-3.7にコンクリート全断面を有効とした場合の構造モデルの諸元を示す。また、表-3.8にトンネル耐震継手技術基準（案）の方法による解析で考慮した継手の条件を示す。せん断ばねは、共同溝設計指針と比較した結果からフリーとした。

表-3.7 構造モデルの諸元

全断面	(m^2)	5.63	
鉄筋	鉄筋径	D13	
	直径 D ($\text{cm}/\text{断面}$)	193	
	面積 A_s ($\text{cm}^2/\text{断面}$)	193	
	本数 (本/断面)	152	
	降伏強度 σ_{sy} (N/mm^2)	300	
	弾性係数 E_s (kN/m^2)	2.10×10^8	
コンクリート	面積 A_c (m^2)	5.61	
	断面 2 次モーメント	水平面内 I_h (m^4)	10.34
		鉛直面内 I_v (m^4)	7.73
	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm^2)	21	
	引張強度 σ_{td} (N/mm^2)	1.4	
	弾性係数 E_c (kN/m^2)	2.30×10^7	
躯体長	(m)	30	

表-3.8 継手の条件

	継手ばね (kN/m)	
伸縮ばね	0.0	
せん断ばね	水平	0.0
	鉛直	0.0
回転ばね	水平	0.0
	鉛直	0.0

2)降伏剛性

「3. 共同溝軸方向の剛性評価」に基づいて、鉄筋降伏時におけるひび割れ発生状況を算定した。表-3.9に示すように、コンクリートの引張耐力が鉄筋より大きいため、躯体中央部にひび割れが入り、次のひび割れが生じる前にひび割れ部において抜け出した鉄筋が降伏する。よって、ひび割れは躯体中央にのみ発生することになる。

以上より、ひび割れ部を継手でモデル化し、解析を行う事とした。

表-3.9 鉄筋降伏時の諸定数

コンクリート	荷重 P_{∞} (kN)		7688.4
	変位 δ_{∞} (cm)		0.173
鉄筋降伏時	荷重 P_{sy} (kN)		5668.2
	変位 δ_{sy} (cm)		0.239
	ばね定数	躯体全体 P_{sy} / δ_{sy}	2.36×10^7
	(N/cm)	コンクリート E_{cA} / l	8.62×10^7
		ひび割れ部	5.26×10^7

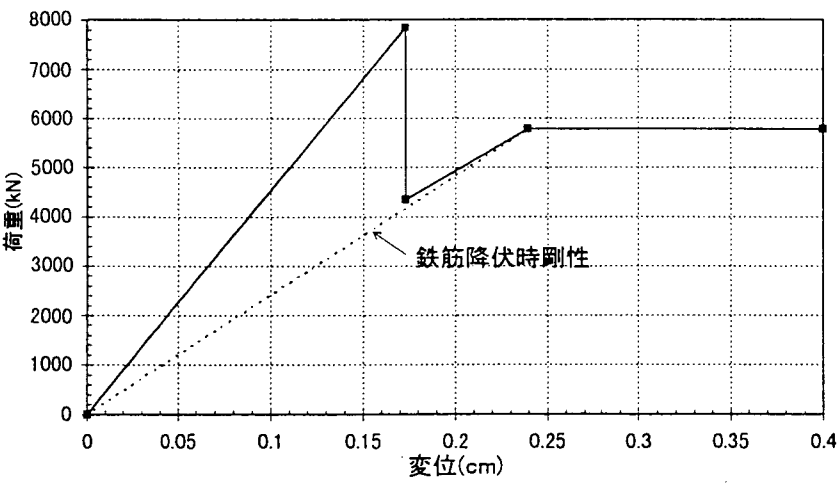


図-3.24 荷重～変位関係

(3)地盤変位分布の算定

地盤変位分布は、道路橋示方書の標準波形3波で行ったSHAKEの結果から、トンネル位置の変位が最大となる波形の変位分布を用いた。

表-3.10に地盤条件を示す。表中の数値は、以下の方法で求めたものである。

- ①固有周期：SHAKEにより得られた伝達関数の卓越周期
- ②平均せん断弾性係数：固有周期から逆算した平均的な地盤剛性（共同溝設計指針）
- ③平均単位体積重量：層厚で加重平均した単位体積重量（共同溝設計指針）
- ④トンネルの位置の変位：SHAKEによる地震応答解析結果

表-3.10 地盤条件の一覧

	全層厚	固有周期	平均せん断 弾性係数	平均単位 体積重量	トンネル位置の 水平変位
	H (m)	T (sec)	G_D (kN/m ²)	γ_t (kN/m ³)	U_h (cm)
1	39.2	1.08	41384	19.2	9.30
2	39.2	1.08	41384	19.2	9.95
3	39.2	1.08	41384	19.2	9.95

3.3.2 地震応答解析結果

(1) 最大ひずみの算定結果

共同溝設計指針に示されている考え方に基づいて、以下に示す式により、共同溝の軸方向に作用する地盤ひずみを算定した。

水平面内の地盤振動によって生じる共同溝軸方向の地盤ひずみ ε_h は式 (3. 3. 1)、鉛直面内の地盤振動によって生じる共同溝軸方向の地盤ひずみ ε_v は式 (3. 3. 2) により求めた。)

$$\varepsilon_h = \frac{\pi}{L} u_h \quad (3. 3. 1)$$

$$\varepsilon_v = \frac{\pi}{L} \left(\frac{u_h + u_v}{2} \right) \quad (3. 3. 2)$$

ここで、

L : 地盤振動の波長

u_h 、 u_v : 共同溝の重心位置の地震時地盤変位 (m)

また、躯体を剛体と考え、変形が継手部のみで吸収されるものとした場合の継手の目開きを式 (3. 3. 3) により算定した。

$$\delta = \varepsilon_g \times l \quad (3. 3. 3)$$

δ : 継手部に生じる目開き

ε_g : 縦断方向の地盤の最大ひずみ (4波合成値 $= \sqrt{2\varepsilon_h^2 + 2\varepsilon_v^2}$)

l : 共同溝躯体長

表-3.11に地盤の最大ひずみの算定結果を示す。

表-3.11 地盤振動による最大地盤ひずみの算定

表層厚 H (m)		39.2
固有周期 T_s (sec)		1.08
平均単位体積重量 γ_t (kN/m ³)		19.2
平均せん断弾性係数 G (kN/m ²)		41384
トンネル位置の水平変位 u_h (cm)		9.95
波長 L (m)		211
地盤振動による 共同溝軸方向の 地盤ひずみ	水平面内 ε_h	1.48×10^{-3}
	鉛直面内 ε_v	1.11×10^{-3}
	4波合成 ε_g	2.62×10^{-3}
継手部に生じる目開き (cm)		7.85

(2) 躯体断面力と継手変位の算定結果

1) 共同溝設計指針による結果

表-3.12に、共同溝設計指針に示される方法で算定したコンクリート全断面有効の剛性における躯体断面力を示す。共同溝設計指針における継手を設けた場合の断面力の低減係数は、継手間隔が30mの共同溝を対象に求めたものであるため、降伏剛性についての計算は行わなかった。

表-3.12 共同溝設計指針による断面力の算定

地盤振動の波長 L (m)		211.8	
躯体のコンクリートの弾性係数 E (kN/m ²)		2.30×10^7	
面積 A (m ²)		5.63	
断面 2 次モーメント (m ⁴)	水平面内 I_h	10.34	
	鉛直面内 I_v	7.73	
平均せん断弾性係数 (kN/m ²)		41376	
地盤の剛性係数 に対する定数	C_1	1	
	C_2	1	
	C_3	3	
地盤ばね定数 (kN/m ²)	縦断方向 K_1	41376	
	横断方向 K_2	41376	
	鉛直方向 K_3	124211	
地震時地盤変位 (cm)	水平 u_h	9.95	
	鉛直 u_v	4.98	
ひずみの伝達率の算定に用いる係数 (1/m)	λ_1	1.79×10^{-2}	
	λ_2	1.15×10^{-1}	
	λ_3	1.62×10^{-1}	
継手による 断面力低減係数	縦断方向 ξ_1 ($\xi_1 \geq 0.10$)	1.00×10^{-1}	
	横断方向 ξ_2	2.98×10^{-1}	
	上下方向 ξ_3	7.47×10^{-1}	
ひずみの伝達率	縦断方向 α_1	4.19×10^{-1}	
	横断方向 α_2	9.96×10^{-1}	
	上下方向 α_3	9.99×10^{-1}	
地震時軸力 (kN)	水平面内 P_h	8041	
	鉛直面内 P_v	6031	
	4 波合成 P	14220	
地震時曲げモーメント (kN・m) 合成	水平面内 M_h	6217	
	鉛直面内 M_v	5855	
	地震時軸力 (kN)	水平面内 P_h	10052
		鉛直面内 P_v	10052
	地震時曲げモーメント (kN・m)	水平面内 M_h	4403
		鉛直面内 M_v	4138

2) トンネル耐震継手技術基準（案）による結果

ひび割れ発生前は共同溝1躯体（30m）を1つのはり要素、ひび割れ発生後についてはひび割れ部をばね要素としてモデル化し、共同溝設計指針による検討で考慮した地盤ばねを用いて、断面力と継手変位を求めた。

表-3.13に解析結果を示す。

表-3.13 トンネル耐震継手基準（案）による解析結果

躯体剛性				コンクリート 全断面剛性	降伏剛性
躯体の 最大断面力	軸、曲げ単独	軸力 (kN)	水平面内	6678	6639
			鉛直面内	5011	4982
			4波合成	11807	11739
		曲げモーメント (kN・m)	水平面内	5943	—
			鉛直面内	5325	—
		せん断力 (kN)	水平面内	594	—
			鉛直面内	541	—
	軸、曲げ同時	軸力 (kN)	水平面内	8345	8296
			鉛直面内	8345	8296
		曲げモーメント (kN・m)	水平面内	4207	—
			鉛直面内	3766	—
継手の 最大変位	軸、曲げ単独	開き (cm)	水平面内	4.22	4.21
			鉛直面内	3.17	3.16
			4波合成	7.46	7.44
		曲げによる 開き (cm)	水平面内	0.44	—
			鉛直面内	0.13	—
	軸、曲げ同時	開き (cm)	水平面内	5.28	5.26
			鉛直面内	5.28	5.26
		曲げによる 開き (cm)	水平面内	0.31	—
			鉛直面内	0.09	—

注) : 曲げによる開きは、中立軸がトンネル中心と仮定して算定した。

共同溝設計指針、トンネル耐震継手技術基準（案）の方法による断面力を比較した結果から次のことが分かった。2つの算定法による躯体断面力は、全地点で近似した値が生じている。また、コンクリート全断面の剛性を用いた場合と、降伏剛性を用いた場合とでは結果がほとんど変わらないことが分かった。これは、表-3.9に示したように、ひび割れ部の剛性が、コンクリート部の剛性と比較してあまり低下していないためと考えられる。

3.3.3 耐震性の評価

(1) 終局耐力の算定

表-3.14、表-3.15に軸引張・圧縮耐力および曲げ耐力の算定結果を示す。

表-3.14 軸引張・圧縮耐力の算定結果

コンクリート	面積 A_c (m^2)	5.63
	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm^2)	21
	終局時の設計圧縮強度 σ_{cd} ($= \sigma_{ck} / 1.3$) (N/mm^2)	16
鉄筋	面積 A_s (cm^2)	193
	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	300
軸耐力	圧縮 ($= \sigma_{cd} \times A_c$) (kN)	89103
	引張 ($= \sigma_y \times A_s$) (kN)	5668

表-3.15 曲げ耐力の算定結果

			曲げ耐力 (kN・m)	曲率 (1/m)
水平面内	右側引張	鋼材降伏	-7228	-4.11×10^{-4}
		コンクリート終局	-10689	-3.35×10^{-2}
	左側引張	鋼材降伏	-7777	-4.13×10^{-4}
		コンクリート終局	11268	3.34×10^{-2}
鉛直面内	上側引張	鋼材降伏	-6561	-5.14×10^{-4}
		コンクリート終局	-8748	-3.13×10^{-2}
	下側引張	鋼材降伏	6414	5.16×10^{-4}
		コンクリート終局	8610	3.51×10^{-2}

(2) 照査結果

表-3.16に躯体断面力と耐力の比較表を示す。両剛性において、4波合成を行った軸力が降伏耐力を越えていることが分かる。コンクリート全断面剛性における曲げモーメントは、降伏耐力に達していないことが分かる。

また、ひび割れ発生後のモデルにおけるひび割れ部の変位量は0.1mmとなった。

表-3.16 躯体断面力の照査

			共同溝設計指針により求めた断面力		耐力	
			コンクリート 全断面剛性	降伏剛性	降伏	終局
単独	軸力 (kN)	4波合成	11807	11739	5668	—
	曲げモーメント (kN・m)	水平面内	5943	—	7228	10689
		鉛直面内	5325	—	6414	8610

4. まとめ

本文では、平成7年兵庫県南部地震において、破壊に至った大開駅・駅舎部の地盤条件と推定した地震力を用いて、共同溝の横断方向に対する地震応答動的解析、及び縦断方向に対する応答変位法による解析結果の分析を行い、共同溝の耐震安全性を検討した。

共同溝の横断方向では、曲げ変形には十分な追従性を有しているが、全ての部材でせん断力が耐力を越えている。特に、外壁、頂版、底版に関しては、曲げ降伏に達する前にせん断力が耐力を越えている。但し、共同溝壁部材において、梁部材の曲げ耐力やせん断耐力の算定法を用いており、この妥当性の確認がなされておらず、今後の課題となる。

共同溝の縦断方向では、曲げモーメントに対しては十分な耐力を有しているが、軸力（引張力）が降伏耐力に達している。なお、継手において、5 cm 程度以上の変位が生じることが確認された。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成7年（1995年）兵庫県南部地震災害調査報告書、土木研究所報告第196号、1996
- 2) 関口宏二 杉戸真太 岡二三生 八嶋厚 田口洋輔 加藤要一：兵庫県南部地震における鉄アレー強震記録に基づく地震動非線形増幅特性と地盤振動解析法の検討、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、1996
- 3) 建設省土木研究所：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ）、土木研究所報告第152号の2、1980
- 4) 建設省土木研究所：沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率のヒズミ依存性－、土木研究所資料第1504号、1979
- 5) 横田 龍岡 不覚乱洪積粘性土のせん断変形係数について：土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第3部、1977
- 6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編Ⅲ コンクリート橋編、平成8年12月
- 7) 片山幾夫 足立正信 嶋田穰 都築富雄 瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案、第40回土木学会年次学術講演会講演概要集第1部、1985
- 8) 佐藤工業株式会社：神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録
- 9) 稲富、清宮ら：平成7年兵庫県南部地震でのポートランドの表層地盤の振動特性、第23回地震工学研究発表会講演概要、1995
- 10) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、1996年12月
- 11) 建設省土木研究所：大型RCはり供試体のせん断強度に関する研究、土木研究資料第3426号、1996年1月
- 12) （社）日本道路協会：共同溝設計指針、1986年3月
- 13) （財）国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準（案）