

地震動・構造物部会目次

1. はじめに
2. 検討概要
 2. 1 四国地方の地震動予測
 2. 2 橋梁構造物の地震被害調査
 2. 3 橋脚の地震応答解析
3. 四国地方の地震動予測
 3. 1 地震動予測手法の概要
 - (1) 地震と地震動の関係
 - (2) 距離減衰式
 3. 2 想定地震
 3. 3 最大地動の予測
 3. 4 地震加速度波の予測
 - (1) 基盤加速度波形の作成方法 (EMP-II Bモデル)
 - (2) 地盤応答解析 (FDELモデル)
 - (3) 加速度波形の予測
4. 橋梁構造物の地震被害調査
 4. 1 調査研究の概要
 4. 2 調査対象地震と震害調査表
 - (1) 調査対象地震
 - (2) 橋梁の震害調査表
 4. 3 橋梁の地震被害データベース
 - (1) データベースの概要
 - (2) 検索システムの概要
 4. 4 橋梁の地震被害の分析
 - (1) 損傷度判定法
 - (2) 損傷度と各種要因との関係
5. 橋脚の地震応答解析と被害予測
 5. 1 地震応答解析の概要
 - (1) 解析方法および解析プログラム
 - (2) 要素分割
 - (3) 時間増分
 - (4) 破壊基準
 5. 2 実在橋脚の地震応答解析
 - (1) 対象橋梁
 - (2) 上部工重量
 - (3) 可動支承橋脚の応答解析
 - (4) 固定支承橋脚の応答解析
 5. 3 橋梁被害予測への応用
 - (1) せん断に対する許容応力度の変遷と設計方法
 - (2) 断面を大きくした橋脚の地震応答解析
6. 今後の検討課題
 6. 1 地震動予測について
 6. 2 橋梁構造物の地震被害予測について
7. おわりに

1. はじめに

四国地域の地震防災を考える上で必要なことは、将来この地域内およびその周辺で起こる可能性のある地震に対して、四国各地における地盤の揺れの程度すなわち地震動強度を知り、それによって既設の構造物がどのような被害を受ける可能性があるのか、またこれから建設される構造物を安全に設計するために想定すべき地震動はどのようなものであるかなどについて具体的な情報を示すことである。防災の見地からは想定地震がいつ起こるのかを予測することは極めて重要であり、また耐震設計においても、地震のレベルとその発生確率の関係をj知ることは重要である。しかしながらこの問題は現時点では解決できないものとして、時間軸を除いた立場で論じざるを得ない。地震動・構造物部会ではこのような認識のもとに3つのワーキンググループを編成して検討を進めた。

第1グループは四国地域における地震動予測を行った。地質部会における研究成果を初め、既往の活断層マップや過去の歴史地震資料をもとに震源位置と地震規模を想定し、距離減衰式によって四国各地における地動の最大加速度、最大速度などを予測した。これに加えて、より精度の高い耐震設計に資するために、震源モデルを用いて主要地点の基盤振動波形を予測し、地盤部会で収集された表層地盤の特性を用いて地表地震動波形の予測を行い、それらの加速度応答波形から、耐震設計用の応答スペクトルと震度を求めた。これらによって四国地域で考慮すべき地震動強度について、従来の基準に示された地震荷重とは若干異なるものの、阪神淡路大震災のレベルを勘案すればほぼ妥当なものとして、一つの基準値を示すことができた。

第2グループは既設の構造物が、過去の地震によって、実際にどのような被害を受けてきたかを調査した。調査対象としては橋梁を選び、昭和21年以降12個の代表的な被害地震を選んで地震被害報告書を収集した。震害調査票を作成し、地震マグニチュード、断層距離、地盤条件、適用示方書等と被害状況との関係を調べ、構造部位毎の損傷度をランク分けし、地震動の各種要因との関係にある程度明確にした。橋梁構造のみに限定した調査であったが、既設構造物の安全性評価において有益な情報を得ることができた。

第3グループは実在の橋脚の地震応答解析を行い、地震時挙動を詳細に検討することによって被害の軽減のための基礎資料を得た。橋梁被害の多くは橋脚の挙動に拠るところが大きく、第2グループの調査結果と対比することで地震被害予測の精度を向上させることが期待できる。

本部会の活動成果は、限定された期間内のものであるために調査、研究の範囲も限られており、シミュレーションに必要な情報が存在しない場合や、また収集した資料についても必要な情報の欠落があつて不完全なまま処理された場合もあり、なお改善、検討の余地を残すものではあるが、地震防災に対して有益な情報を提供できたものjと考える。

2. 検討概要

地震動・構造物部会では、四国各地の地震動予測と過去の地震による我が国の橋梁構造物の被害調査並びに橋脚の地震応答解析を行った。以下では、これらの検討項目の概要について述べる。

2.1 四国地方の地震動予測

四国地方の地震動予測の検討概要を、図 2.2.1 の流れ図に示す。これらの検討項目を大別すると、想定地震の設定、四国各地の地震動強度の予測および地震動波形の予測になる。

(1) 地震の規模と震源位置の特定

過去の歴史地震資料や既往の活断層マップを用いて、四国地方に発生すると思われる大地震の位置と規模を推定する。活断層については、地質部会の研究成果を援用する。

(2) 地震動強度の予測

既往の距離減衰式を調査し、適合性の良い予測式を選定する。次に、この予測式により四国各地の最大加速度や最大速度を推定し、予測結果を地理情報システム (GIS) を用いて数値地図上に表示する。

(3) 地震動波形の予測

既往の震源モデルによる模擬地震動作成法を用いて、(1) で設定した地震による基盤での地震動波形を作成する。次に、地盤部会で収集された表層の地盤条件を用いて、基盤地震動を入力として地盤応答解析を行い、地表地震動の加速度波形を求める。さらに、この加速度波形から応答スペクトルと計測震度を求めることにより、四国地方の主要な地点での耐震設計用スペクトルと震度を算出する。

2.2 橋梁構造物の地震被害調査

橋梁構造物の地震被害調査の検討概要を、図 2.2.2 の流れ図に示す。これらの検討項目は、被害地震の抽出、橋梁の被害調査、調査結果の集計と分析、橋梁の地震被害予測に大別される。

(1) 対象とした被害地震

昭和 21 年以降に我が国で発生した 12 地震を対象として、なるべく多くの地震被害報告書を収集した。対象とした被害地震については、4. で詳述する。

(2) 橋梁の震害調査

地震被害報告書等に基づいて、過去の地震による橋梁構造物の被害を調査し、調査結果を震害調査表に記入する。

(3) 集計と分析

震害調査表を集計して整理し、地震のマグニチュード、断層距離、地盤条件、適用示方書等と被害の関係をデータベースとしてまとめる。また、このデータベースの検索システムを構築する。

(4) 橋梁の損傷度評価システムの構築

上部構造、支承および橋脚の損傷度を 1 から 5 のランクで表すシステムを構築し、損傷度と各種要因との関係を検討する。

2.3 橋脚の地震応答解析

橋梁の地震被害は下部工とくに橋脚の地震時挙動に負うところが多い。そこで、いくつかの既存橋脚の地震応答解析を行い、その耐震安全性を検討することによって、橋梁の地震被害を予測するための基礎資料を得る。

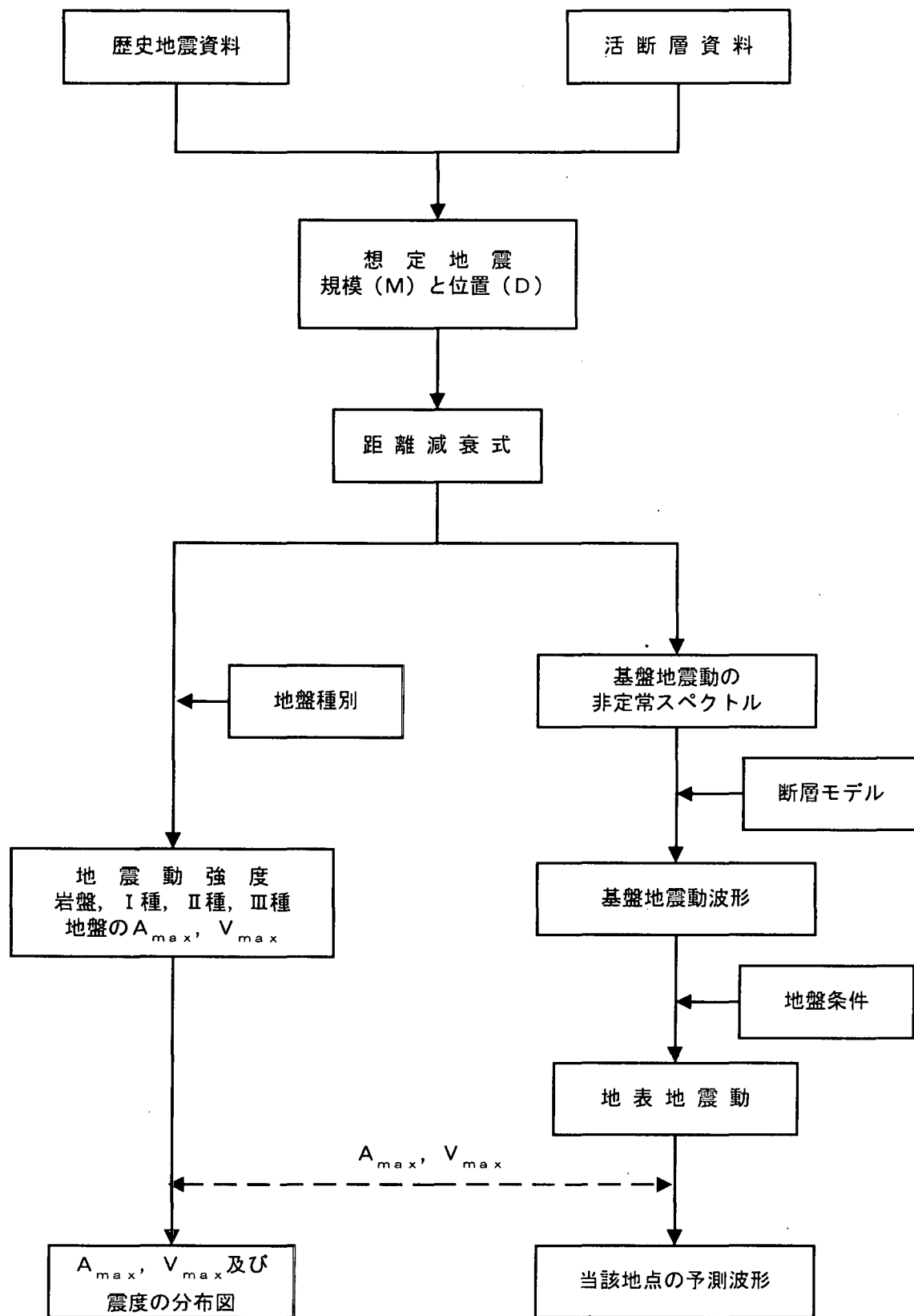


図 2. 2. 1 地震動予測の流れ図

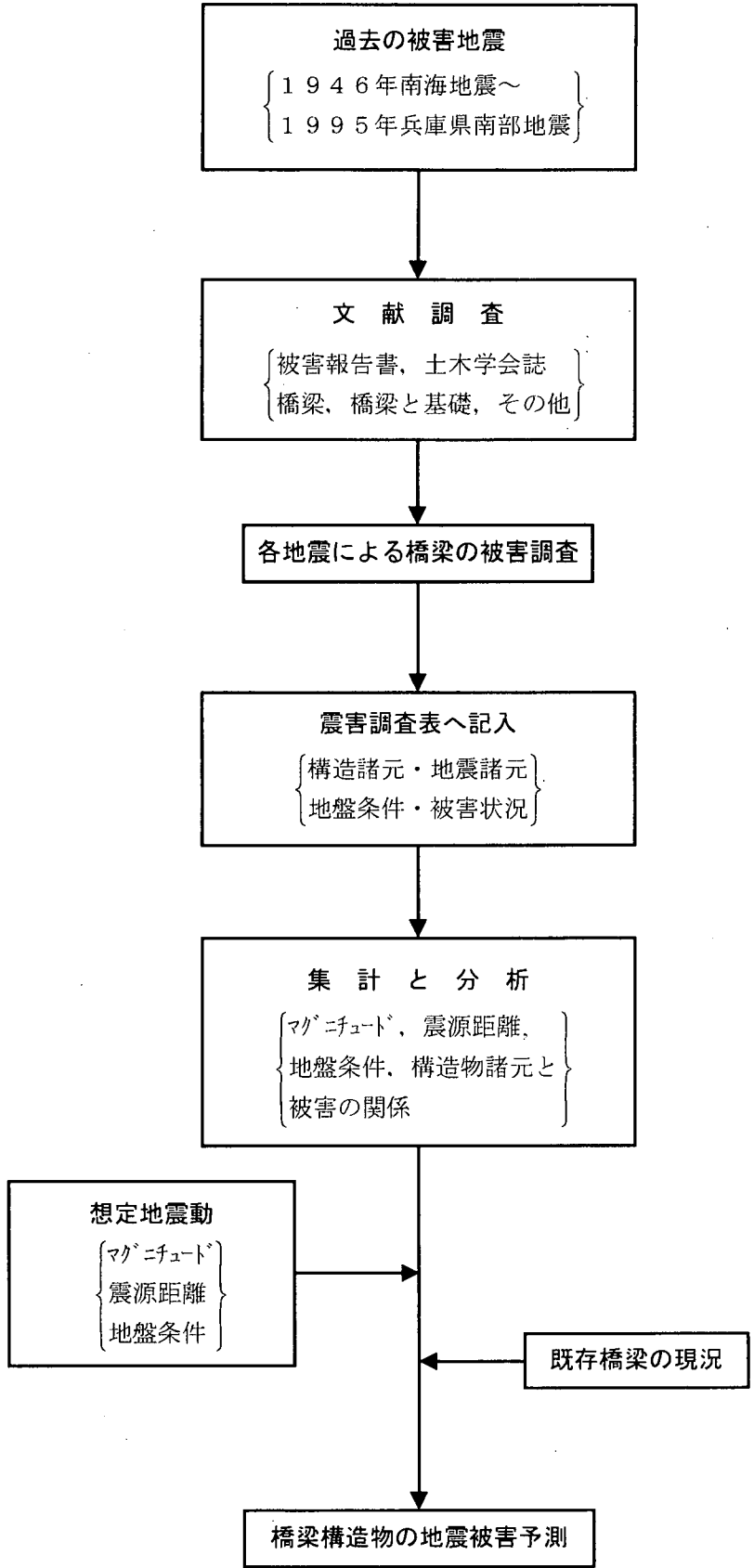


図 2. 2. 2 橋梁構造物の地震被害予測の流れ図

3. 四国地方の地震動予測

3. 1 地震動予測手法の概要

(1) 地震と地震動の関係

図 2. 3. 1 は、想定地震とある地点の地震動の関係を示したものである¹⁾。図に示すように、想定地震が発生した場合、ある地点の地震動すなわち地面の揺れの特性は、震源の特性、伝播経路の特性およびその地点直下の局所的な地盤特性の影響を受け複雑に変化する。このうち、震源特性は地震の規模や震源断層の特性のような地震エネルギーの発生源の特性により表される。伝播経路の特性は、震源から発生した地震エネルギーが着目点直下の基盤に達するまでの伝播経路での地震波の減衰や反射・屈折の影響である。これに対し、局所的な地盤特性は、着目点直下の基盤から上の地盤の土の特性、層構造や不整形性などの影響からなる。地震動特性に影響するこれら3つの要因のそれぞれを正確に表現することは現状では困難であるため、一般には次のような簡単な指標を用いて表現している。

- 震源の特性 : 地震マグニチュード (M)
- 伝播経路の特性 : 伝播距離 (R)
- 局所的な地盤条件 : 地盤種別 (G C)

これらの内、地震マグニチュードとしては一般に気象庁マグニチュード M_J が用いられている。また、伝播距離としては、震央距離 (断層上の破壊開始点直上の点から観測点までの距離)、震源距離 (破壊開始点と観測点との間の距離)、断層距離 (観測点から断層までの最短距離) などが用いられる。局所的な地盤条件は、道路橋示方書・V耐震設計編で I, II, III種地盤として表現されており²⁾、これらは次のような地盤に対応する。

- I種地盤 : 硬い地盤 (地盤卓越周期 < 0.2 秒)
- II種地盤 : 中程度の地盤 (0.2 秒 ≤ 地盤卓越周期 < 0.6 秒)
- III種地盤 : 軟弱地盤 (0.6 秒 ≤ 地盤卓越周期)

地盤種別としてはこれ以外に、露頭岩盤がある。

- ・露頭岩盤：地表に露頭している岩盤であり、観測点直下にある基盤にほぼ対応する。

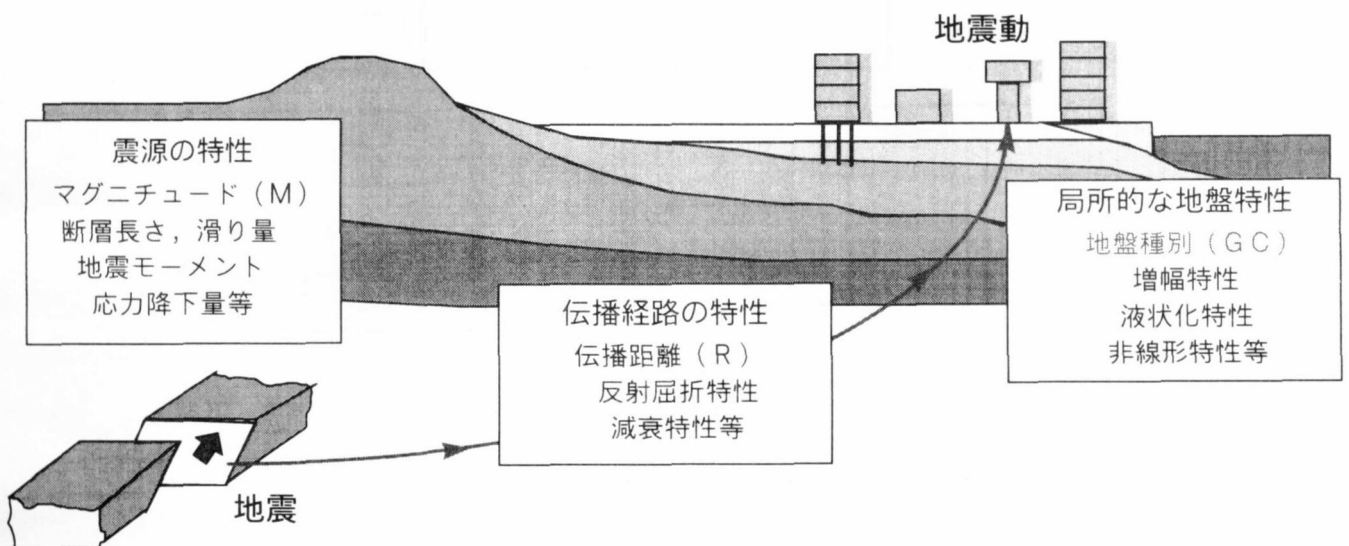


図 2. 3. 1 想定地震と地震動の関係

(2) 距離減衰式

ある地点の地震動特性を予測する手法としては、理論的な方法と統計解析に基づく経験的な方法がある。地震加速度波のような短周期波を理論的に予測することは現状では困難であるので、現在は統計解析に基づく経験的な方法が用いられている。統計解析に基づく方法は、過去に観測された多数の地震記録より得られた地震動特性パラメータ（例えば最大加速度や最大速度）を、上述の地震マグニチュード（M）、伝播距離（R）、地盤条件（GC）等を用いて表現し、回帰分析を行って予測式を作成するものであり、一般に距離減衰式と呼ばれている。その一般形は、次のように表現される。

$$p = f(M, R, GC) \quad (2.3.1)$$

ここで、 p は地震動特性を表すパラメータで地震動の最大加速度や最大速度に対応し、 M は地震マグニチュード、 R は伝播距離、 GC は地盤種別である。本報告では、上述の距離減衰式を用いて、四国地方の各地点での最大加速度（ A_{max} ）、最大速度（ V_{max} ）および地震動波形を、地震マグニチュード（ M ）、伝播距離（ R ）および地盤種別（ GC ）から予測する手法を取る。

3.2 想定地震

四国地方の地震動予測に用いる想定地震は、本委員会・地質部会の検討結果³⁾や地震断層に関する文献^{4), 5)}を参考にして次のように設定した。

- | | | |
|---|---|---|
| { | A | : 南海トラフで発生する $M_j = 8.0$ 程度の海洋型巨大地震 |
| | B | : 四国地方の中央構造線東半分（54 km）で発生する $M_j = 7.7$ の地震 |
| | C | : 四国地方の中央構造線西半分（52 km）で発生する $M_j = 7.7$ の地震 |

ここで、 M_j は気象庁マグニチュードである。以下では、これらを想定地震A、想定地震Bおよび想定地震Cと呼ぶ。

3.3 最大地動の予測

地震動の強さを表す指標としては、地震動の最大加速度や最大速度がよく用いられる。また、気象庁震度階級で表現される震度はもともと一般性のあるもので、地震動強度を簡単に表す指標として多用されている。最近はこの震度を震度計により計測し客観性をもたせるとともに、なるべく現在の社会情勢に合うように修正する試みもなされている⁶⁾。ここでは、四国地方の各地点での最大加速度 A_{max} と最大速度 V_{max} を前述の距離減衰式を用いて推定する。

最大加速度 A_{max} の距離減衰式としては、次に示す福島による回帰式⁷⁾を用いる。

$$\log A_{max} = \log C(GC) + 0.51 \cdot M_j - \log(R + 0.006 \cdot 10^{0.51 \cdot M_j}) - 0.0033 \cdot R + 0.59 \quad (2.3.2)$$

ここで、 M_j は気象庁マグニチュード、 R は断層距離（当該地点から断層までの最短距離）である。また、 C （ GC ）は地盤種別に関する係数で次のような値を取る。

$$\begin{cases} \text{露頭岩盤} & : C(GC) = 0.6 \\ \text{I・II種地盤} & : C(GC) = 1.0 \\ \text{III種地盤} & : C(GC) = 1.4 \end{cases}$$

同様に、最大速度 V_{max} の距離減衰式は次のように与えられる。

$$\begin{cases} \text{露頭岩盤} & : \log V_{max} = 0.86 \cdot M_j - \log(R + 0.0013 \cdot 10^{0.59 M_j}) - 0.0029 \cdot R - 3.07 & (2.3.3) \\ \text{III種地盤} & : \log V_{max} = 0.81 \cdot M_j - \log(R + 0.00067 \cdot 10^{0.64 M_j}) - 0.0030 \cdot R - 2.48 & (2.3.4) \end{cases}$$

ただし、 V_{max} の距離減衰式にはI・II種地盤が含まれていないので適宜補間することが必要である。

想定地震による四国地方の各地点での最大加速度や最大速度を上述の距離減衰式により予測するためには、当該地点の地盤条件の情報が必要である。しかし、現在のところ四国地方のすべての地点における地盤資料（ボーリングデータ）は完備されていない。そこで、各地点の地盤条件（地盤種別）が既知であるという前提のもとに、当該地点の最大加速度や最大速度を予測した。すなわち、各地点の地盤種別が、露頭岩盤、I・II種地盤およびIII種地盤であると仮定して、それぞれの地盤に対する最大加速度および最大速度を推定し、それを等高線で表示するという方法を取った。図2.3.2および2.3.3は、想定地震A（南海トラフで生じる海洋型巨大地震）によるI、II種地盤およびIII種地盤での最大加速度の分布を等高線で表示したものである。図中の2つの長方形は震源断層を示す。図より、想定地震Aによる平均的な地盤（I、II種地盤）での最大加速度は、高知市で約350gal、高松市で約130gal程度になることがわかる。これらの結果は、気象庁の古い震度階の震度5～6に対応するものであり、1946年に生じた南海地震における四国各地の震度分布よりも若干大きい、ほぼ整合するものである。図2.3.4、2.3.5および図2.3.6、2.3.7はそれぞれ、想定地震B（中央構造線東部断層）および想定地震C（中央構造線西部断層）による最大加速度の分布を示したものである。これらの図より、中央構造線の東半分または西半分の断層が破壊すると、四国の各県庁所在地での最大加速度は数100galになることがわかる。特に、地盤が軟弱な場合（III種地盤、図2.3.5および図2.3.7）には、最大加速度が600galを超える地点もあり、兵庫県南部地震の神戸での最大加速度と同等かそれ以上になることが予測される。表2.3.1は、各想定地震による県庁所在地の最大加速度の予測値（概略値）をまとめたものである。なお、最大速度の分布については、紙面の都合で省略した。

表 2.3.1 県庁所在地における最大加速の予測値（概略値，gal）

想定地震	地盤種別	徳島	高松	松山	高知
A	露頭岩盤	120	80	90	210
	I・II種地盤	200	130	150	350
	III種地盤	270	180	210	500
B	露頭岩盤	360	160	40	70
	I・II種地盤	600	270	70	120
	III種地盤	800	380	100	160
C	露頭岩盤	80	110	180	100
	I・II種地盤	140	190	300	150
	III種地盤	200	260	420	210

3.4 地震加速度波の予測

四国の県庁所在地における基盤での加速度波形を、杉戸等による非定常地震動モデル⁸⁾を用いて推定した。このモデルは、震源断層をいくつかの要素断層に分割し、各要素断層からの要素波を時間領域で重ね合わせて、着目点直下の基盤での地震波を求めるものである。各要素断層から基盤に到達する地震波の非定常スペクトルは、距離減衰式から求められる。このモデルより推定される地震動波形は、基盤における波形であり、局所的な地盤条件を考慮する場合には、基盤より上の地盤の応答解析を行い地表での地震動波形を求める必要がある。

以下では、杉戸による基盤波形の作成方法および地盤応答解析法について簡単に述べ、最後に加速度波形の予測結果を示す。

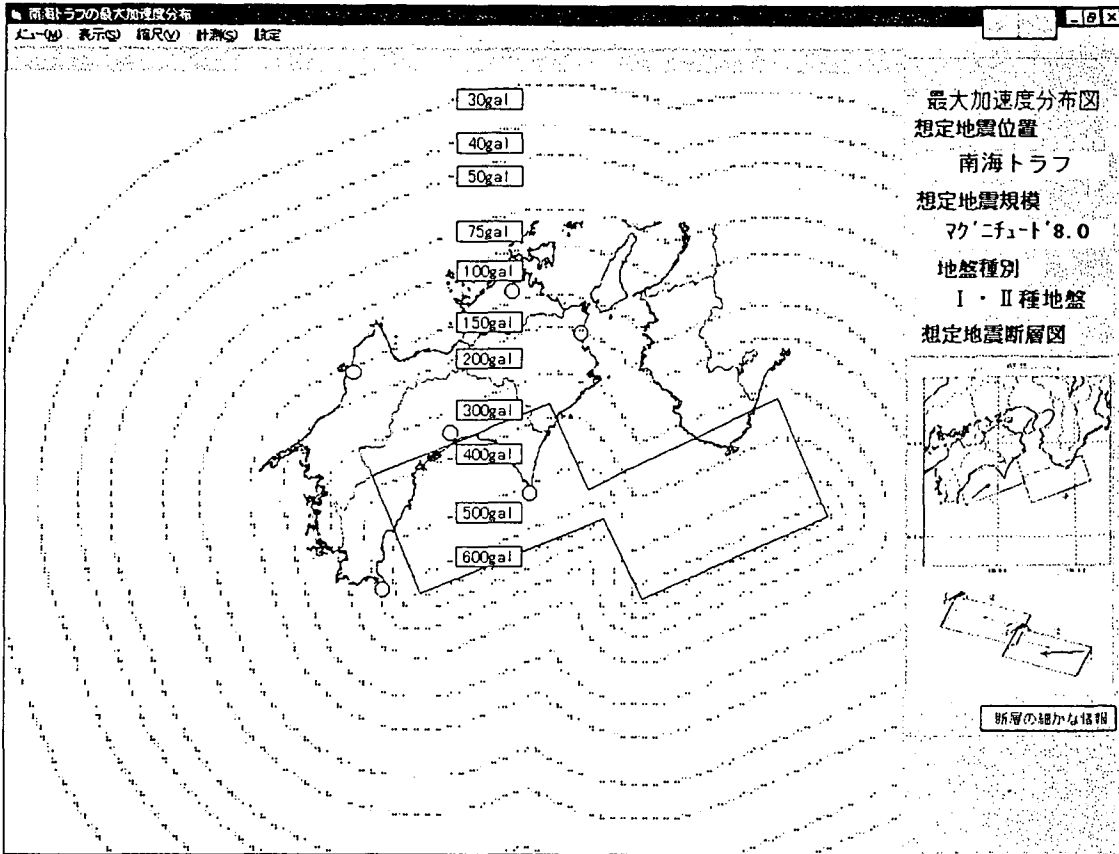


図 2. 3. 2 想定地震 A (南海トラフ) による最大加速度分布 (I・II種地盤)

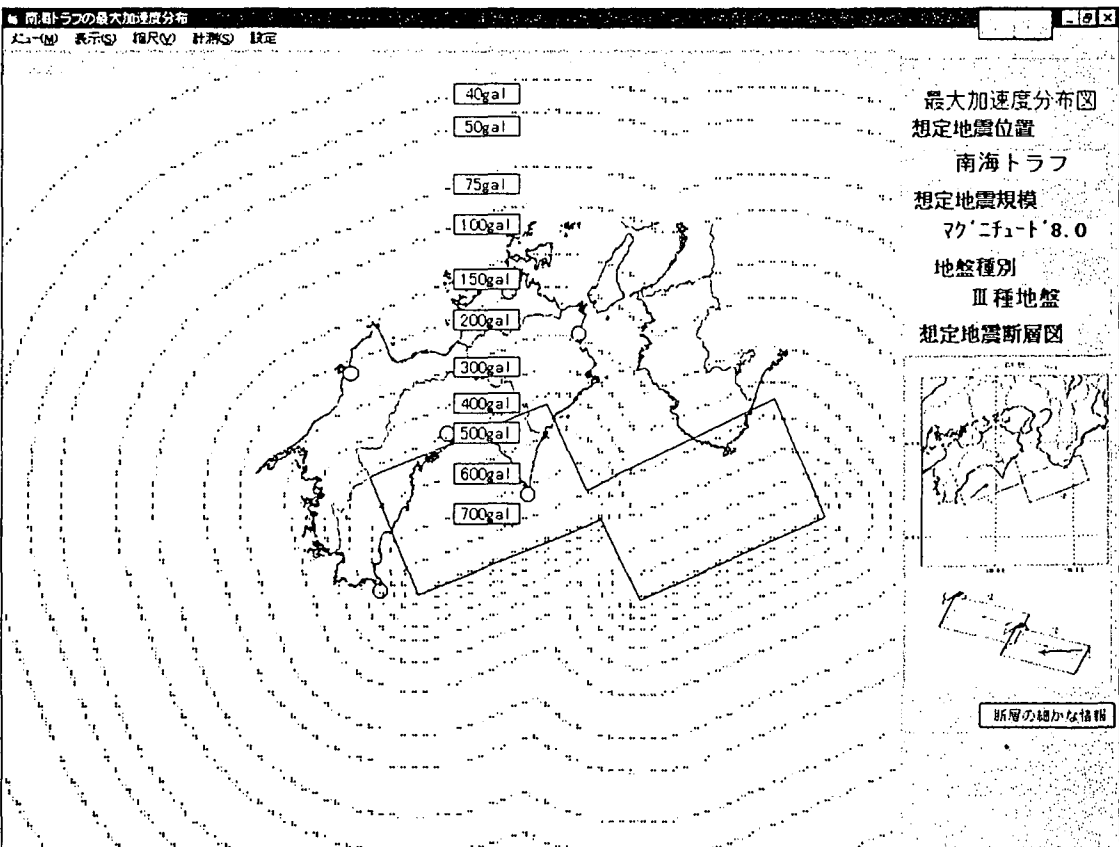


図 2. 3. 3 想定地震 A (南海トラフ) による最大加速度分布 (III種地盤)

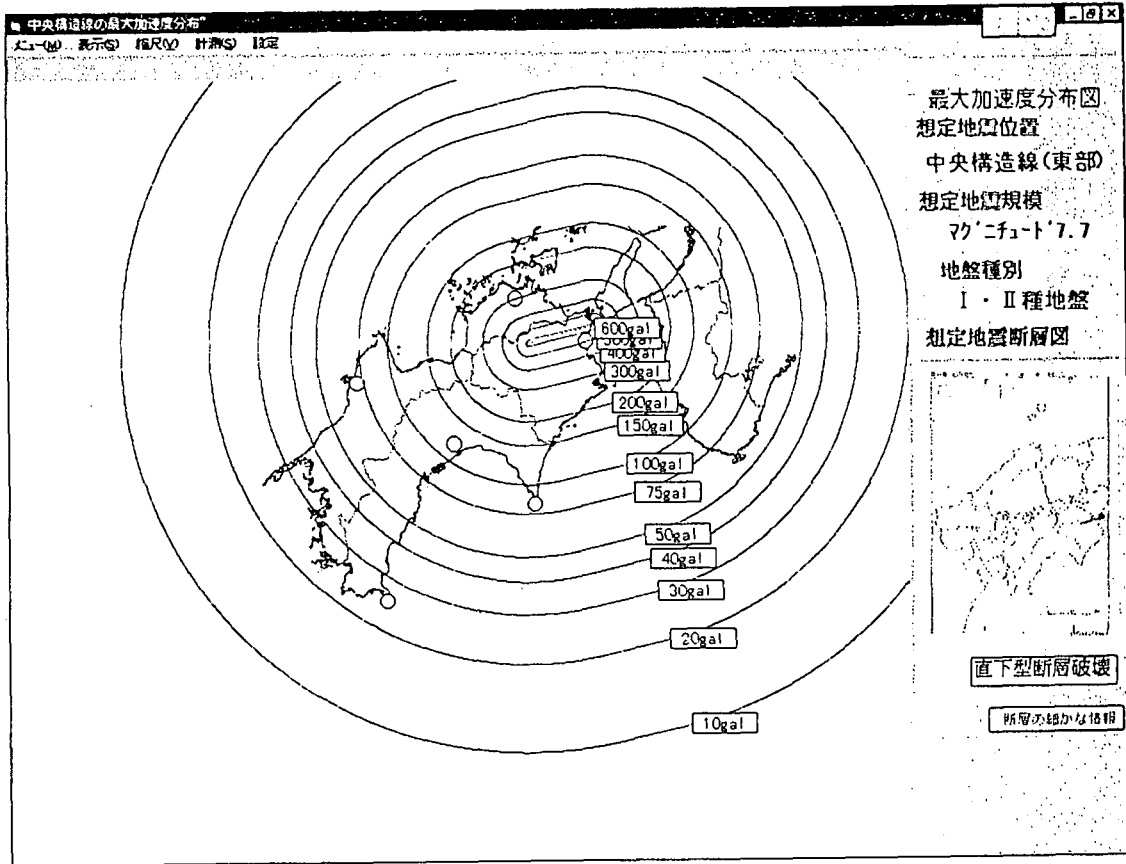


図 2. 3. 4 想定地震B (中央構造線東部) による最大加速度分布 (I・II種地盤)

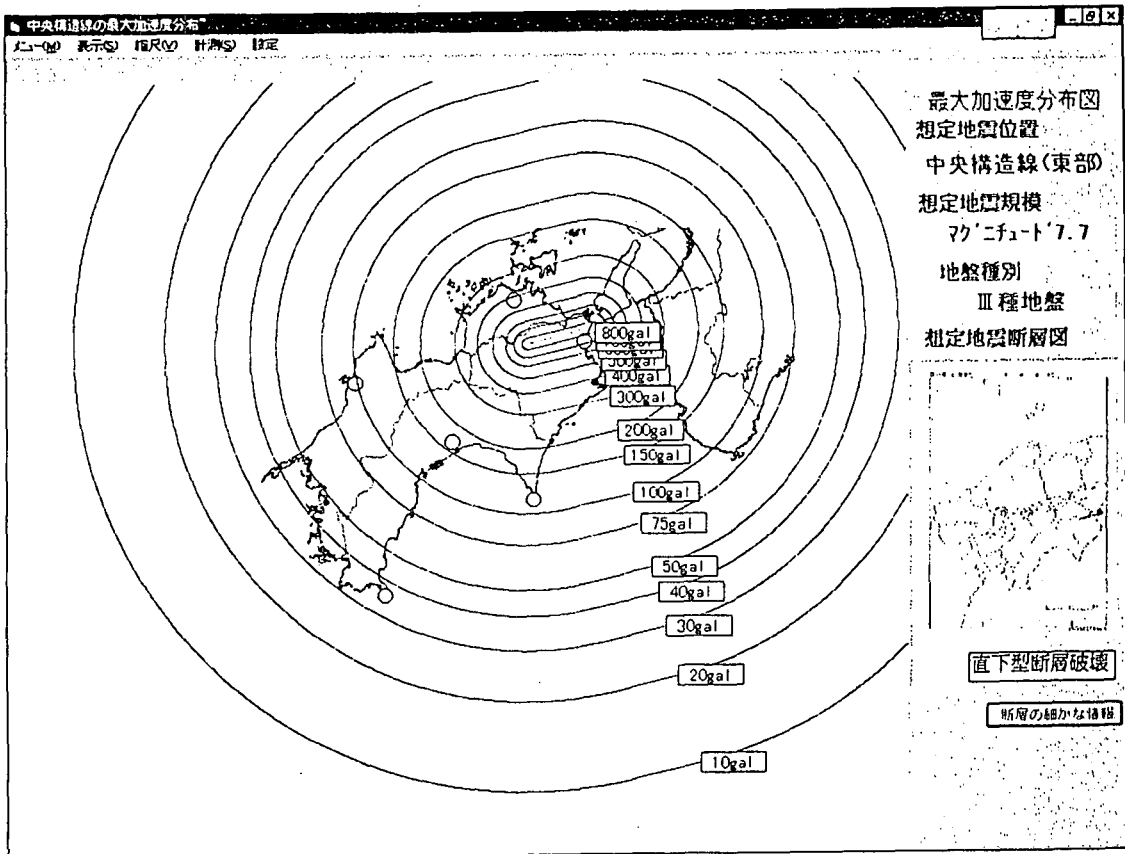


図 2. 3. 5 想定地震B (中央構造線東部) による最大加速度分布 (III種地盤)

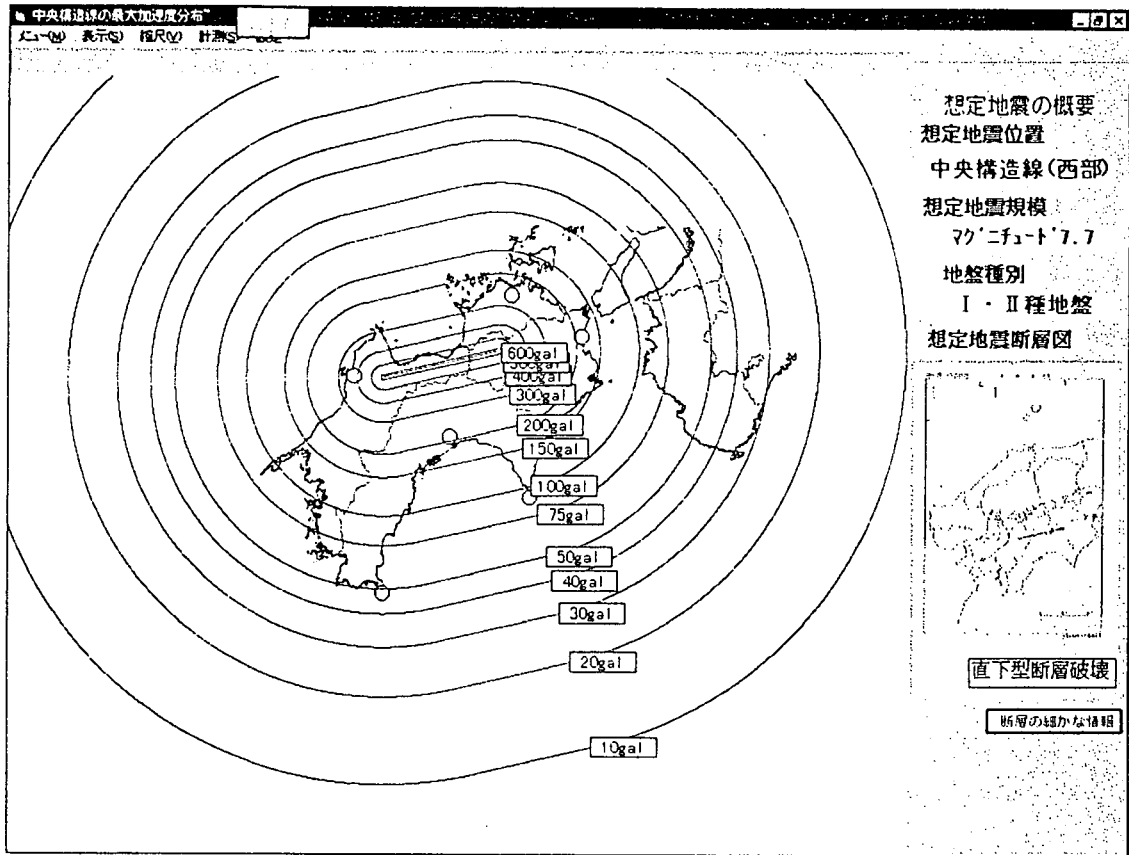


図 2. 3. 6 想定地震C (中央構造線西部) による最大加速度分布 (I・II種地盤)

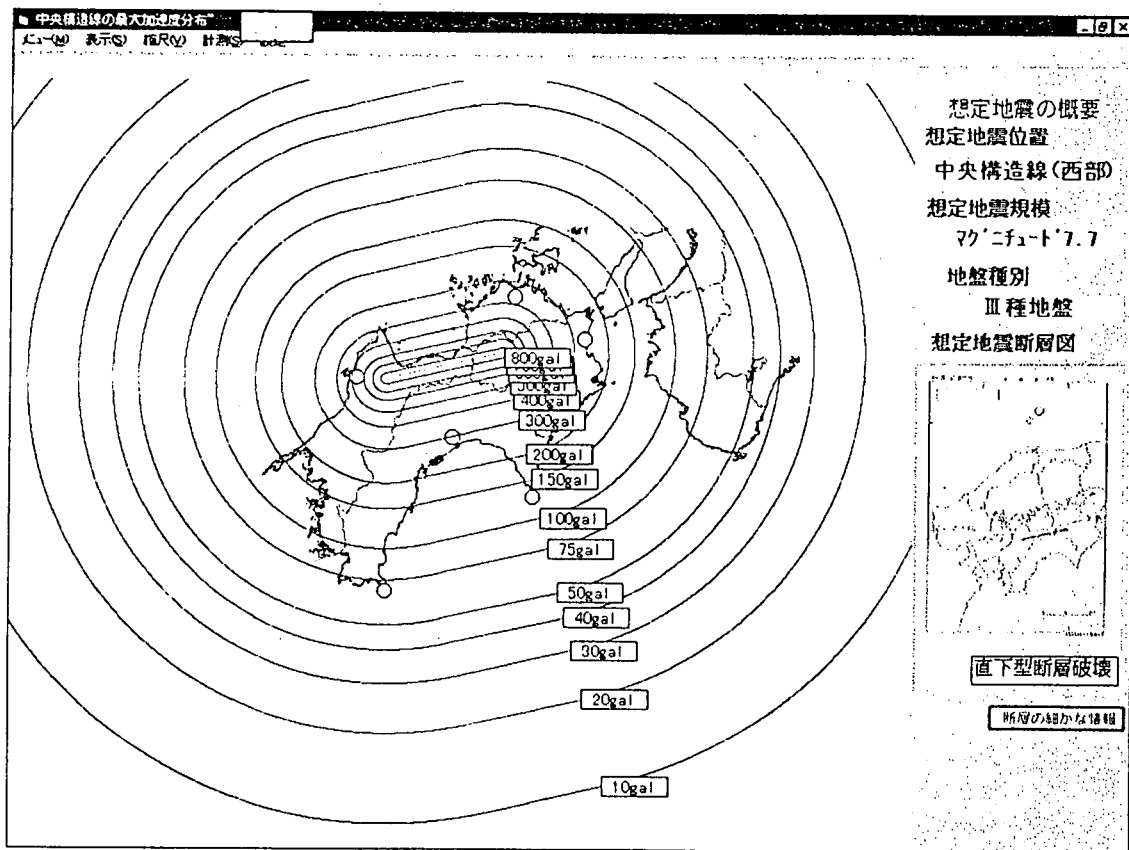


図 2. 3. 7 想定地震C (中央構造線西部) による最大加速度分布 (III種地盤)

(1) 基盤加速度波形の作成方法 (EMP-II Bモデル)

杉戸らは、基盤加速度波を次式で表現した。⁸⁾

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2G_x(t, \omega_k) \Delta\omega} \cdot \cos(\omega_k t + \Phi_k) \quad (2.3.5)$$

ここに、 $G_x(t, \omega_k)$ は時刻 t , 円振動数 ω_k の非定常パワースペクトル, $\Delta\omega$ は、円振動数の刻み幅で $\Delta\omega=0.06 \times 2\pi$, Φ_k は $t=0$ における位相を示し, $0 \sim 2\pi$ の一様乱数として扱う。考慮する周波数の上下限は、それぞれ $f_u=10.03\text{Hz}$, $f_l=0.13\text{Hz}$ とし、周波数の分割数は 166 となる。

非定常スペクトル $G_x(t, \omega)$ は、次式でモデル化される。

$$\sqrt{2G_x(t, \omega)} = \sqrt{2G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & ; 0 \leq t < t_s(f) \\ \alpha_m(f) \left\{ \frac{t-t_s(f)}{t_p(f)} \right\} \exp \left\{ 1 - \frac{t-t_s(f)}{t_p(f)} \right\} & ; t \geq t_s(f) \end{cases} \quad (2.3.6)$$

ここで、 $t_s(f)$, $t_p(f)$ は初期時刻と継続時間を表すパラメータ, $\alpha_m(f)$ は、強度パラメータである。これらは観測より決定される。

この方法により、工学的基盤における 91 成分の地震動に対して非定常スペクトルのモデル化を行い、得られたモデルパラメータをマグニチュード M , 震央距離 $\Delta(\text{km})$ に対して次式のように回帰分析した。

$$\log \hat{\alpha}_m(f) = B_0(f) + B_1(f) \cdot M - B_2(f) \cdot \log(\Delta + 30) \quad (2.3.7)$$

$$\log \hat{t}_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M + P_2(f) \cdot \log(\Delta + 30) \quad (2.3.8)$$

$$\hat{t}'_s(f) = t_s(f) - t_m = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta \quad (2.3.9)$$

ただし、 $t'_s(f)$ は、多くの強震記録について得られる $t_s(f)$ の平均値 t_m を求め、その平均値の差 $t_s(f) - t_m$ を $t'_s(f)$ として求めたものである。表 2.3.2は、式 (2.3.7) ~ (2.3.9) のモデルパラメータの回帰式を示したものである。

表 2.3.2 モデルパラメータの回帰式

(a)	$\log \hat{\alpha}_m(f) = B_0(f) + B_1(f) \cdot M - B_2(f) \cdot \log(\Delta + 30)$
	$B_0(f) = 0.1553 + 1.7503 \cdot \log f - 0.336(\log f)^2 - 0.451(\log f)^3$
	$B_1(f) = 0.506 - 0.0131 \cdot \log f$
	$B_2(f) = 1543 + 0.455 \cdot \log f$
(b)	$\log \hat{t}_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M + P_2(f) \cdot \log(\Delta + 30)$
	$P_0(f) = -1.312 - 1.0537 \cdot \log f + 0.227(\log f)^2$
	$P_1(f) = 0.179 + 0.188 \cdot \log f$
	$P_2(f) = 0.344 - 0.240 \cdot \log f$
(c)	$\hat{t}'_s(f) = t_s(f) - t_m = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta$
	$S_0(f) = 0.1943 - 0.3301 \cdot \log f$
	$S_1(f) = \{0.5824 - 0.242 \cdot \log f - 0.889(\log f)^2\} \times 10^{-2}$

次に、これら回帰式より大規模地震による断層近傍での加速度波形を予測する手法について述べる。地震規模が大きくなりマグニチュードが 8 程度以上になると、マグニチュードは地震の規模を的確に表さなくなり、地震動予測にマグニチュードを用いることは合理的ではない。さらに断層の広がりや破壊方向が地震動に大きく影響することは過去の例にも明らかであり、マグニチュードと震央距離のみによる地震動予測の信頼度は相対的

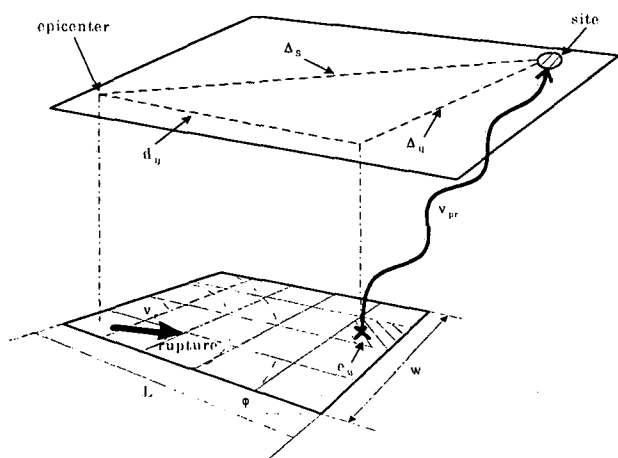


図 2. 3. 8 モデルの概念

に低くなる。そこで、杉戸らは⁸⁾、大規模断層を小規模な断層の集合体としてとらえ、断層の広がりや破壊方向を考慮するとともに、地震の規模として地震モーメントを用いて小規模断層の重ね合わせ個数を決定するモデル(EMP-IIB)を提案した。図 2. 3. 8 は、このモデルの一般的な概念について示している。図 2. 3. 8 での断層面内の小分割要素は、マグニチュード 6.0 に一致し、大規模地震の非定常スペクトルは、それらの地震に一致する非定常スペクトルの合成によって与えられる。このようにして合成された非定常スペクトルを式 (2. 3. 5) に代入することにより、基盤加速度が作成される。

(2) 地盤応答解析(FDEL モデル)

地表での地震動は、前述したように局所的な地盤によりその性質を大きく変化させる。一般に、地盤の応答解析において実用面でもっとも多用されてきた従来の等価線形化手法は、軟弱地盤上での地震動のレベルが大きい場合、特に高周波数領域で観測値と大きくずれることが指摘されている。そこで杉戸ら⁹⁾は、等価ひずみを各周波数毎に規定する方法を提案し、地盤構造が極めて詳細に調査されている鉛直アレー観測記録に基づいてその妥当性を示した。

地盤モデルは図 2. 3. 9 に示す水平多層地盤である。この地盤中を SH 波が鉛直に重複反射する一次元多層連続体問題を扱い、連続体として波動方程式を立てる場合、Voigt 型のモデルを用いる。図 2. 3. 9 に示す多層地盤での波動方程式は次のように表される。

$$\rho \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} = G_j \frac{\partial^2 u_j}{\partial z_j^2} + \xi_j \frac{\partial^3 u_j}{\partial t \partial z_j^2} \quad (2. 3. 10)$$

ただし、添字の j は層番号、減数定数 h_j と ξ_j との関係は、 $\xi_j = \frac{2G_j h_j}{\omega}$ で表される。 ω は角振動数である。

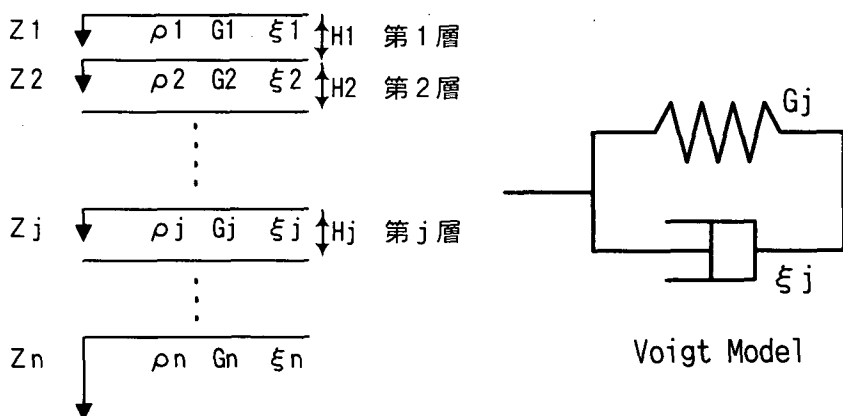


図 2. 3. 9 多層地盤モデル

杉戸らは、このような多層地盤のひずみ波形のスペクトル特性が周波数特性に大きく依存することを考慮して、各周波数毎に適切なせん断剛性と減衰定数を与えられるように、次式の周波数依存型の等価線形ひずみ $\gamma_j(\omega)$ を考えた。

$$\gamma_f(\omega) = C \cdot \gamma_{\max} \frac{F_\gamma(\omega)}{F_{\gamma \max}} \quad (2.3.11)$$

ただし、 C は係数、 γ_{\max} は最大せん断ひずみ、 $F_\gamma(\omega)$ はひずみ波形のフーリエスペクトル、 $F_{\gamma \max}$ は $F_\gamma(\omega)$ の最大値である。つまり、各周波数毎の剛性、減衰を与える等価平均ひずみをひずみ波形のスペクトル振幅の大小に応じた値にした。

なお、等価線形化手法では、土の非線形な応力-ひずみ関係を表すモデルが必要であるが、ここでは土の拘束圧の影響を考慮した Hardin-Drnevich モデルを用いた。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma'}{\gamma_r}}, \quad \frac{h}{h_{\max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma'}{\gamma_r}} \quad (2.3.12)$$

ここで、 G_0 は初期せん断剛性、 h_{\max} は最大減衰定数、 γ_r は基準化ひずみ($\gamma_r = \tau_{\max}/G_0$)である。

図 2.3.10 に、この手法(Frequency Dependent Equi-Linearized Technique : FDEL モデル)のフローチャートを示す。

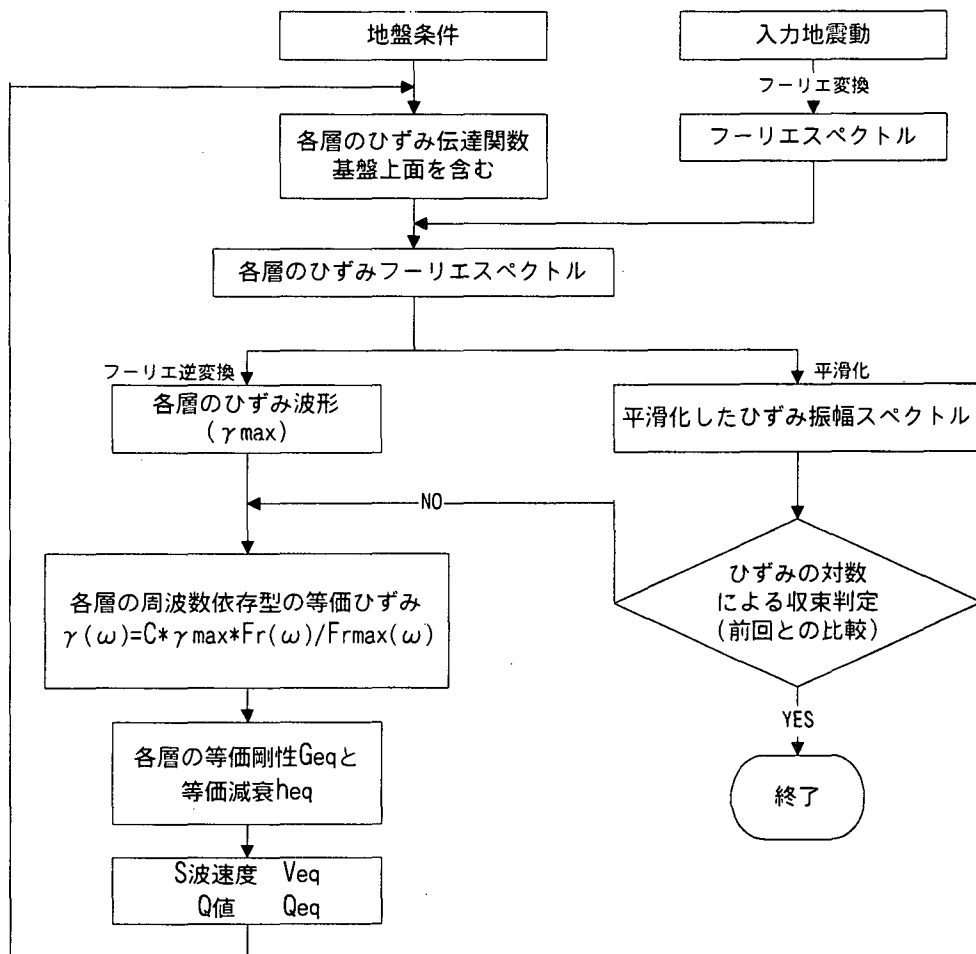


図 2.3.10 地震応答解析の計算手順(FDELモデル)

(3) 加速度波形の予測

前述の基盤加速度波形の作成法および地盤応答解析法を用いて、四国の県庁所在地における地表での加速度波形を予測した。図2.3.11～図2.3.14には、県庁所在地（徳島、高松、松山、高知）における加速度波の予測波形および応答スペクトルを示す。各地点での予測波形は、その地点に最も影響を及ぼすと考えられる想定地震を対象として予測したものである。

- | | |
|---|----------|
| { | 徳島：想定地震B |
| | 高松：想定地震B |
| | 松山：想定地震C |
| | 高知：想定地震A |

基盤加速度波形の作成では、断層破壊の方向が加速度の振幅に大きな影響を及ぼす。想定地震A（南海トラフの地震）の断層破壊方向は過去の事例を参考にして決定したが、想定地震BおよびCについては、参考となる資料がなかったため、両地震とも西から東へ断層破壊が進行すると仮定した。一般に、断層破壊の進行方向にある観測点では加速度波の振幅が大きく、逆方向では小さくなる。これは、音波におけるドップラー効果と同じ現象である。図2.3.11～図2.3.14には、基盤およびI～III種地盤における加速度波と、I～III種に対する応答スペクトルが示されている。ここで、I～III種地盤に対する代表的なボーリング資料としては徳島市で得られた地盤資料を用いた。図2.3.11～図2.3.14より以下のことがわかる。

- 1) 加速度波形の最大値は、特異なピークを除き、上述の断層破壊の進行を考慮すると、福島による距離減衰式の値（表2.3.1）と比較的よく対応している。すなわち、断層破壊の進行方向に位置する徳島市や高松市では、最大加速度が表2.3.1の値よりも若干大きめに、また逆方向の松山市では小さめになっている。また、想定地震Aによる高知市の最大加速度は表2.3.1と同程度である。但し、いずれの場合でも、II種地盤における加速度波の最大値は、表2.3.1の値よりも大きくなる。これについては、今後検討したい。
- 2) 応答スペクトルには、地盤条件の影響が比較的顕著に現れている。すなわち、地盤が軟らかくなるほど応答スペクトルのピークが長周期側へ移行する。

参考文献

- (1) 杉戸：平成7年度学術講演会テキスト，地盤工学会四国支部・土木学会四国支部，pp.27-29，1996年。
- (2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1991年。
- (3) あんぜん四国検討委員会：地質部会検討資料，1995年11月。
- (4) 活断層研究会：日本の活断層，東京大学出版会，1995年。
- (5) 佐藤他：日本の地震断層パラメータハンドブック，鹿島出版会，1995年。
- (6) 震度問題検討会：震度問題検討会検討結果最終報告，1995年。
- (7) 福島：東京工業大学学位論文，1994年。
- (8) Sugito, M. and H. Kameda：Proc. of JSCE Structural Eng./Earthq. Eng., Vol2, No. 2, pp. 396-406, 1985.
- (9) 杉戸・合田・増田：土木学会論文集，No. 493/III-27, pp. 49-58, 1994年。

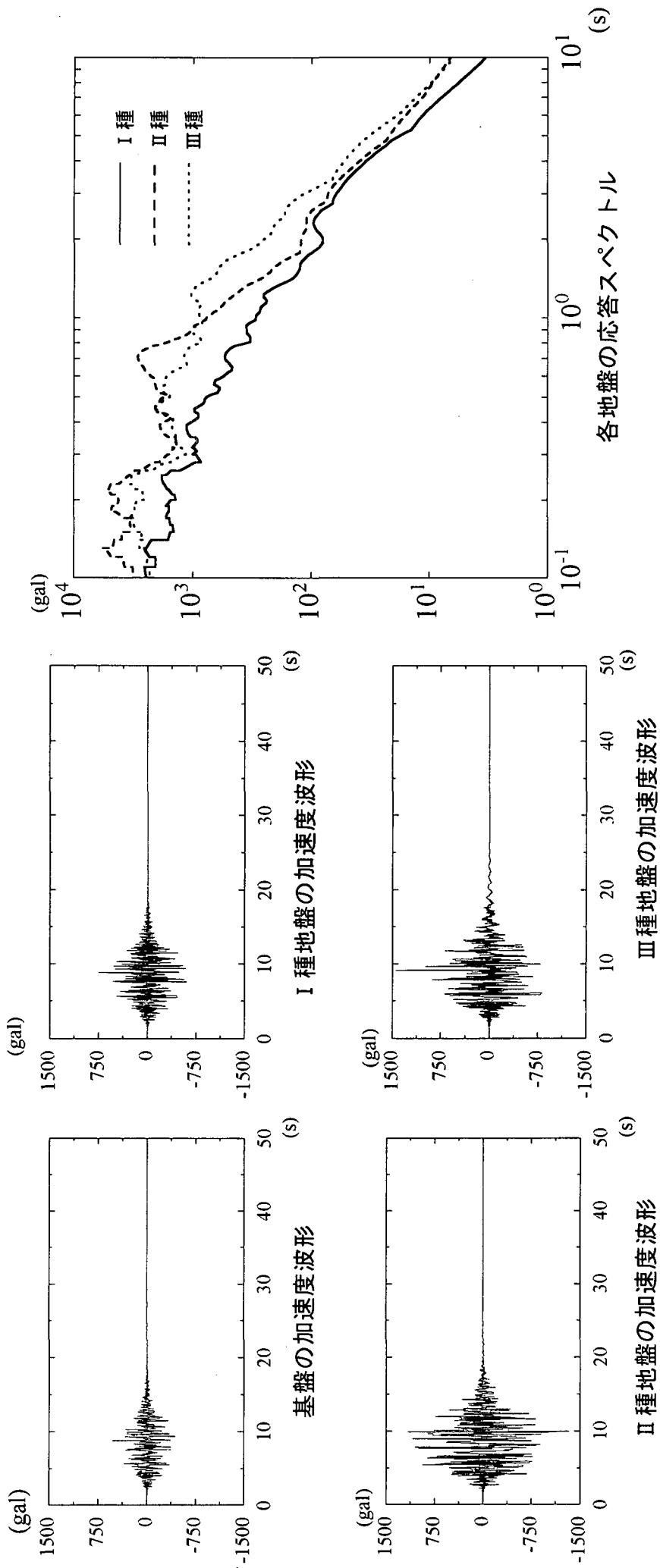


図 2. 3. 1 1 徳島市における予測加速度波形および応答スペクトル (想定地震B)

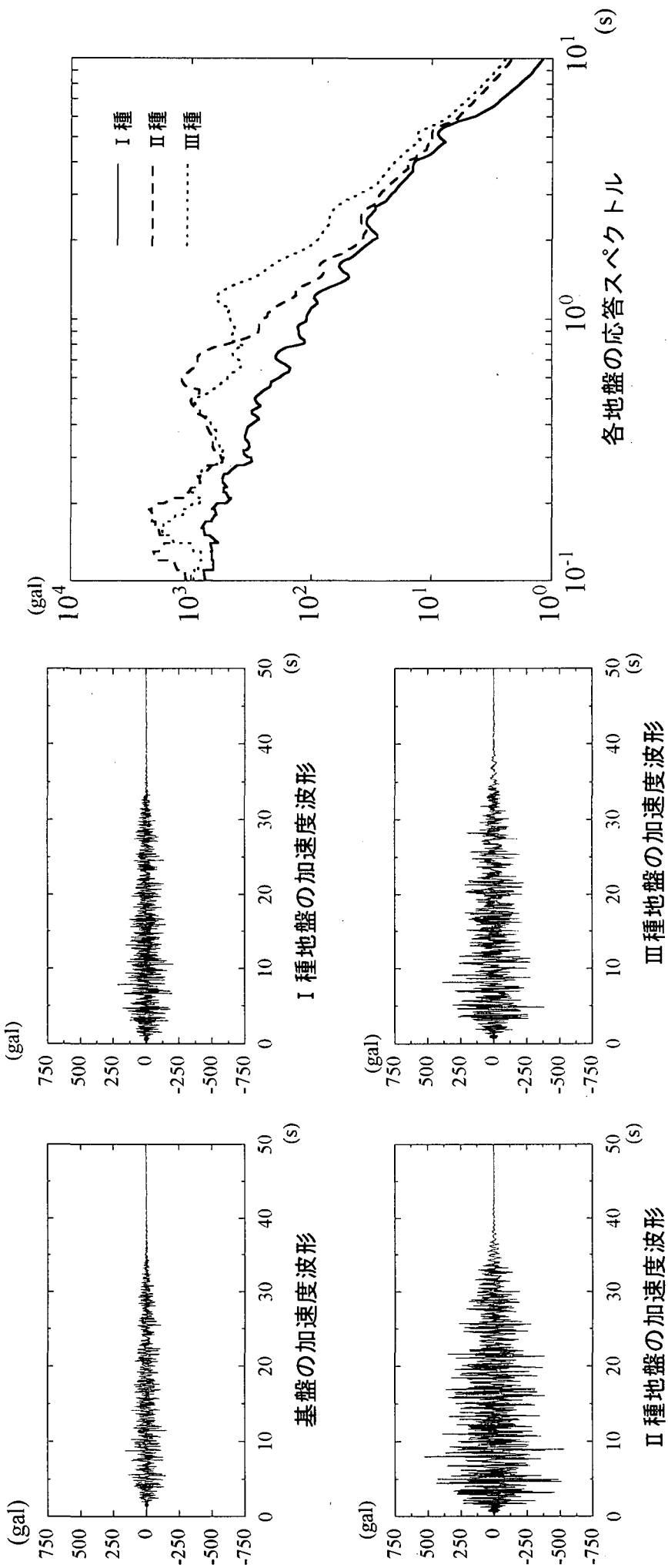


図 2. 3. 1 2 高松市における予測加速度波形および応答スペクトル (想定地震 B)

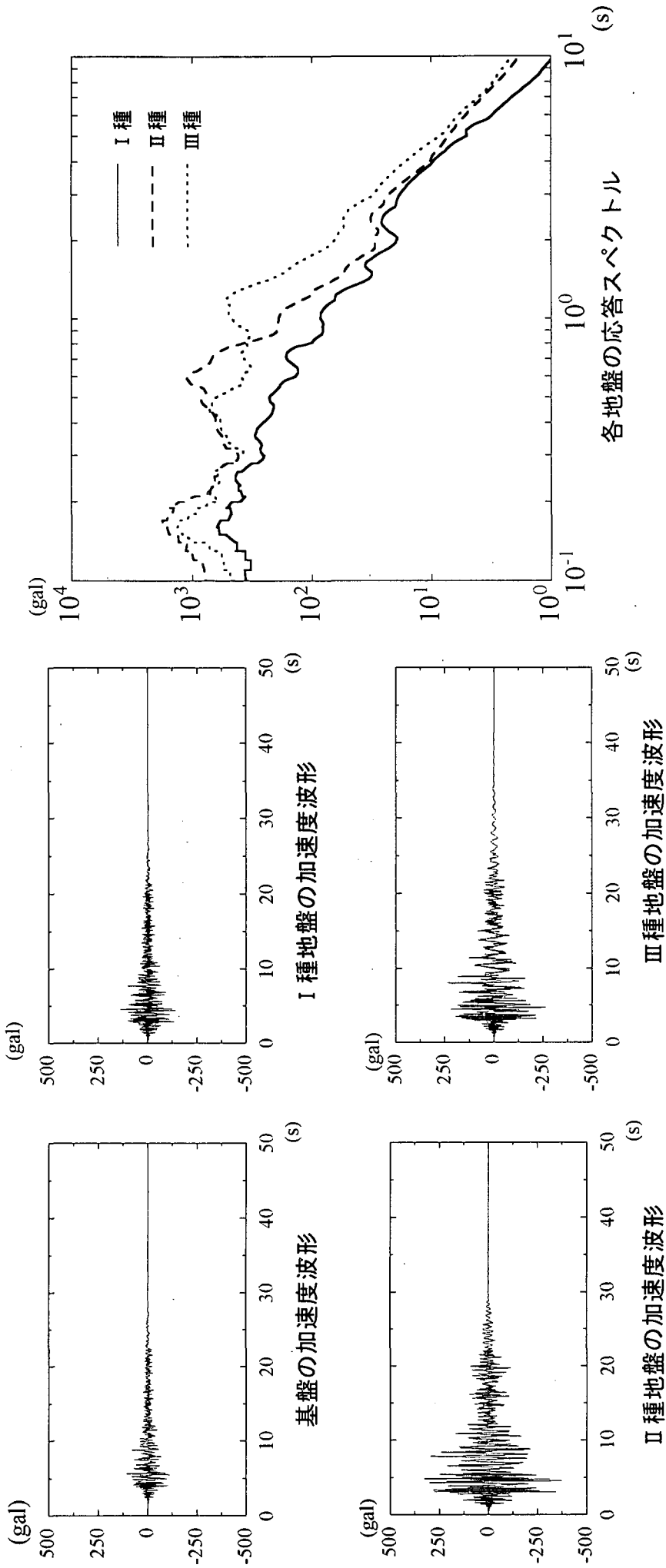


図 2. 3. 1 3 松山市における予測加速度波形および応答スペクトル (想定地震 C)

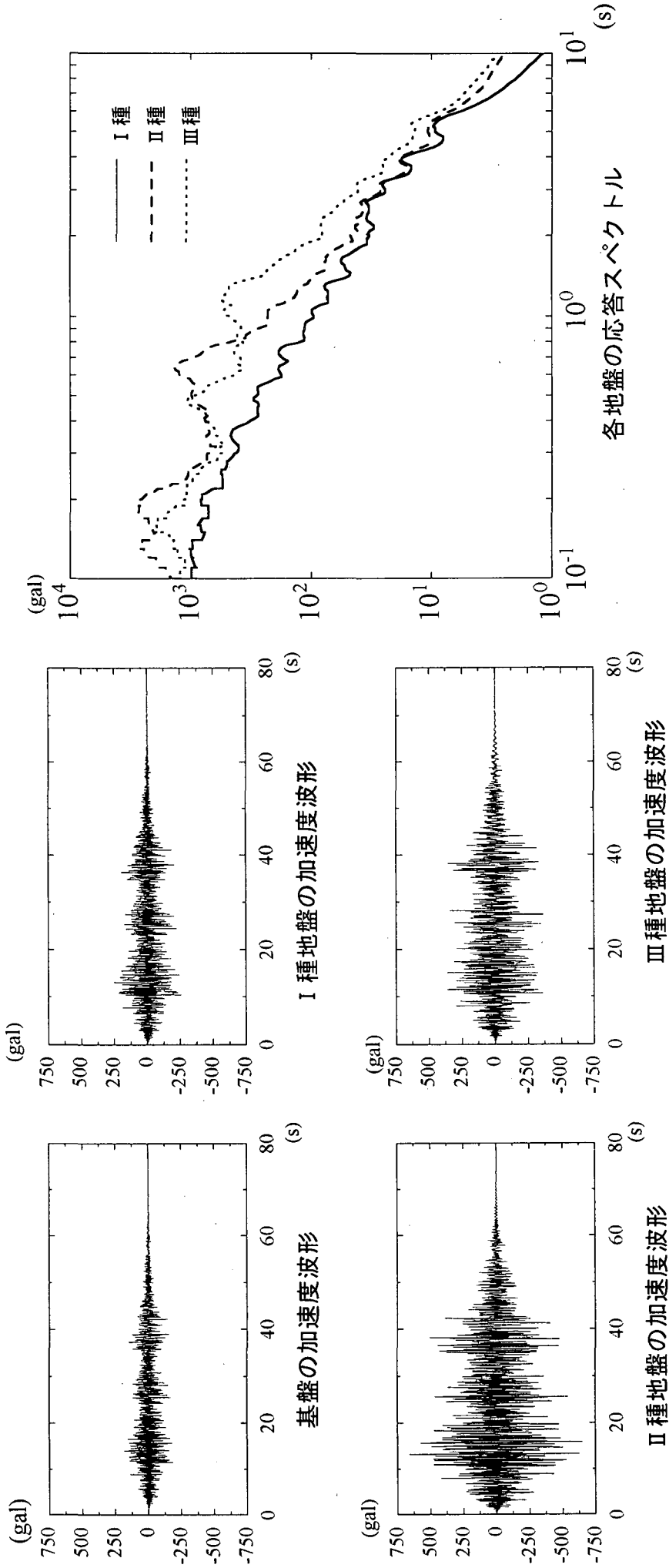


図 2. 3. 1 4 高知市における予測加速度波形および応答スペクトル (想定地震 A)

4. 橋梁構造物の地震被害調査

4.1 調査研究の概要

地震により橋梁が大きな損傷を受けた場合、それに伴う1次的な人的・物的被害のみならず、周辺地域の救援活動ならびに震後復旧にも大きな支障をきたすことが多く、一般社会に及ぼす影響が極めて大きいといえる。したがって、大地震の度に、橋梁の耐震性を向上させるべく、幾多の示方書等の改正が繰り返されてきた。この繰り返しは、今後とも絶えることはないであろう。しかし、過去を振り返ってみると、地震と橋梁被害との因果関係は未だほとんど解明されていないのが現状である。これらの関係を巨視的に検討する方法の一つとして、過去の地震による橋梁の被害を総合的に調査し、その結果を分析することにより橋梁被害の主な要因を抽出する方法が考えられる。

近代以降の大地震による橋梁の被害については、様々な形での記録や被害調査報告書が残されている。しかしながら、量の膨大さと不統一な形式の為にそれらを総合的に評価することは非常に困難であると思われる。これらの問題点を解決するためには、コンピュータを用いてそれらをデータベース化する必要がある。データベース化することにより、過去の調査データの縦横無尽な活用が可能になるであろう。

このような観点から、本研究では、まず兵庫県南部地震を含む12個の被害地震を対象として、それらの被害調査報告書等をもとに橋梁震害調査を行い、ついで、それらの調査結果のデータベース化を図った。本研究の概要を流れ図で示すと図2.4.1のようである。まず、調査対象地震を選定し、それらに関する被害調査報告書等の関連文献を収集した。ついで、それらの文献をもとに、橋梁の被害調査を行い、その結果を予め作成しておいた橋梁震害調査表に記入した。なお、報告書だけでは情報不足の橋梁に関しては、それらの管轄機関に直接問合せることにより、データを補填した。そして、これらの調査表の内容ならびにそれらに基づく損傷評価結果等をパーソナルコンピュータ内にデータベース化し、それを利用して、被害橋梁検索システムを構築するとともに、橋梁の地震被害の分析を試みた。

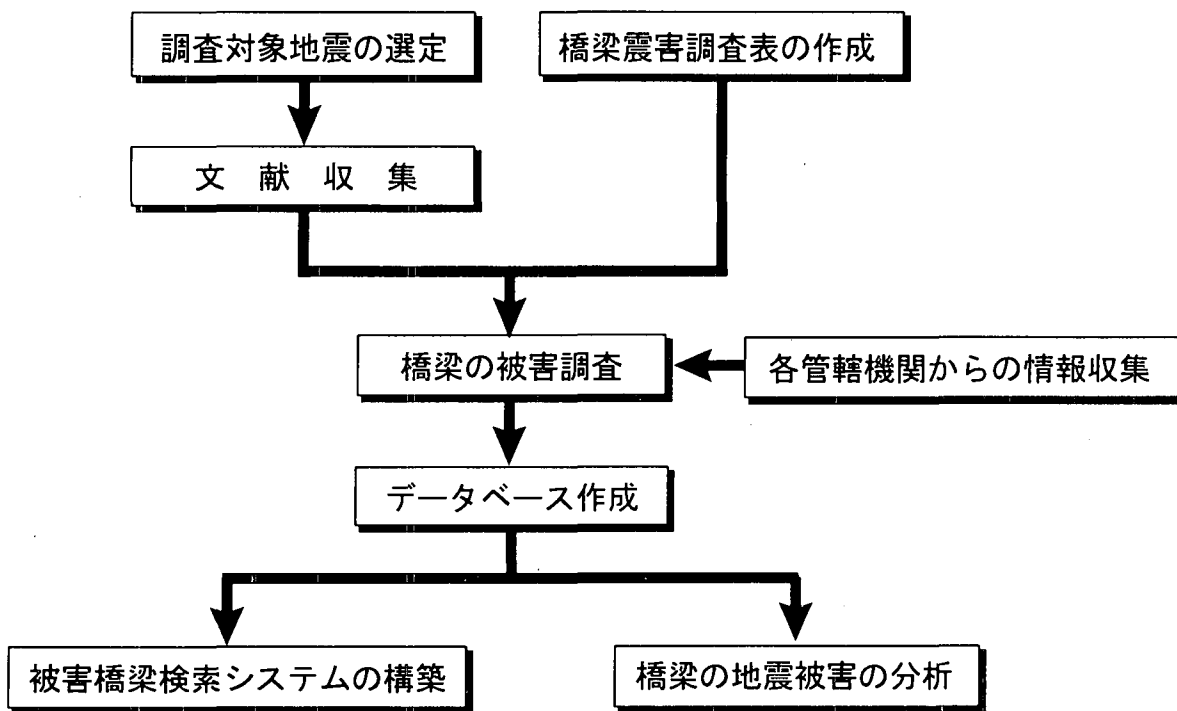


図 2.4.1 調査研究の概要

4.2 調査対象地震と震害調査表

(1) 調査対象地震

本研究で調査対象とした被害地震は、表 2.4.1 に示すような 12 個の地震である。地震規模が大きく、かつ、比較的橋梁の被害が目立ったものを選んだ。表中には、地震名、地震発生日月日、マグニチュード(M)ならびに調査橋梁数等の他に、被害状況を表す指標として死者、負傷者、家屋の壊滅数等も示している。

表 2.4.1 調査対象地震

	地震名	発生日月日	M	死者 (人)	負傷者 (人)	家屋(戸)		調査橋梁数 (橋)	
						全壊	半壊		
1	南海地震	1946. 12. 21	8.0	1,330	3,842	11,591	23,487	7	
2	福井地震	1948. 6. 28	7.1	3,895	20,024	35,420	10,092	29	
3	新潟地震	1964. 6. 16	7.5	26	447	1,960	6,640	29	
4	十勝沖地震	1968. 5. 16	7.9	52	330	673	3,004	5	
5	伊豆半島沖地震	1974. 5. 9	6.9	29	78	46	125	2	
6	宮城県沖地震	1978. 6. 12	7.4	28	1,227	651	5,450	95	
7	日本海中部地震	1983. 5. 26	7.7	104	163	934	2,115	30	
8	釧路沖地震	1993. 1. 15	7.8	2	967	不明	不明	7	
9	北海道南西沖地震	1993. 7. 12	7.8	202	321	不明	不明	4	
10	北海道東方沖地震	1994. 10. 4	8.1	0	435	不明	不明	6	
11	三陸はるか沖地震	1994. 12. 28	7.5	3	783	72	421	13	
12	兵庫県南部地震	1995. 1. 17	7.2	5,502	34,626	92,091	68,043	87	
								計	314

本研究では、以下のような 33 編の地震被害報告書をもとに調査を行った。

- 1) 日本建築学会：東南海および南海道両地震調査報告，1965. 2.
- 2) 土木学会：南海大地震被害報告，土木学会誌第 32 巻第 1 号，1947.
- 3) 土木学会：昭和 23 年福井地震 震害調査報告，1951. 4.
- 4) 新潟地震 30 年事業実行委員会：新潟地震と防災技術，1994. 6.
- 5) 1968 年十勝沖地震調査委員会：1968 年十勝沖地震調査報告，1969. 3.
- 6) 静岡大学理学部：1974 年伊豆半島沖地震災害調査研究報告，1975. 3.
- 7) 宮城県土木部道路建設課：1978 年 6 月宮城県沖地震による橋梁震害調査報告書，1978. 10.
- 8) 土木学会東北支部：1978 年 6 月宮城県沖地震調査報告書，1980. 4.
- 9) 自然災害科学総合研究班：1983 年日本海中部地震による災害の総合的調査研究，1984. 3.
- 10) 土木学会：1983 年日本海中部地震震害調査報告，1986. 10.
- 11) 土木学会：1993 年釧路沖地震震害調査報告，1994. 12.
- 12) 平成 5 年釧路沖地震被害調査報告，土木施工 34 巻 6 号，1993.
- 13) 土質工学会：1993 年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告，
- 14) 北海道開発協会：第 37 回北海道開発局技術研究発表会発表概要集（1），1993.

- 15) 土木学会北海道支部：平成6年度論文報告集（第I，V，VI部門），1995.
- 16) 平成5年北海道南西沖地震災害調査速報，土木技術資料35巻10号，1993.
- 17) 1993年北海道南西沖地震被害調査速報：土木施工34巻10号，1993.
- 18) 北海道開発協会：第38回北海道開発局技術研究発表会発表概要集（1），1994.
- 19) 飛島建設㈱：1994年北海道東方沖地震被害調査報告書，1994.10.
- 20) パシフィックコンサルタンツ㈱：平成6年北海道東方沖地震被害調査報告書，1995.1.
- 21) 平成6年北海道東方沖地震被害調査速報，土木技術資料37巻1号，1995.
- 22) 三陸はるか沖地震災害調査委員会：1994年三陸はるか沖地震災害調査報告書，1995.7.
- 23) 土木学会：阪神大震災震害調査報告書（緊急報告会資料），1995.2.
- 24) 土木学会：土木学会阪神大震災震害調査（第2次報告会資料），1995.3.
- 25) 日建設計㈱土木事務所：兵庫県南部地震土木施設の被害とその復旧について，1995.4.
- 26) 鹿島建設㈱：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書（第1報），1995.2.
- 27) ㈱間組：兵庫県南部地震土木構造被害調査報告書，1995.2.
- 28) 川崎重工㈱鉄鋼事業部：兵庫県南部地震（阪神大震災）被害状況報告書，1995.2.
- 29) 東急建設㈱：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書（土木編），1995.4.
- 30) パシフィックコンサルタンツ㈱：平成7年阪神大震災（兵庫県南部地震）被害調査報告書，1995.1.
- 31) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の震災に関する調査中間報告書，1995.3.
- 32) 神戸大学工学部：兵庫県南部地震緊急被害調査報告書（第1報），1995.2.
- 33) 藤原悌三：平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究，京都大学防災研究所，1995.3.

なお、4.1でも述べたように、これらの地震被害報告書だけからでは十分な情報が得られない橋梁に関しては、それらの管轄機関に直接問合せることにより、データの充実を図った。

(2) 橋梁の震害調査表

(1)で示した地震被害報告書等を用い、橋梁の地震被害状況の調査を開始した。しかし、報告書ごとに被害の表示方法が異なるため、多くの地震に対する橋梁被害を総合的に扱うことが難しく、統一された形式の被害状況調査表が不可欠であることが分かった。そこで、宮城県土木部道路建設課発行の『1978年6月宮城県沖地震による橋梁震害調査報告書』⁷⁾を参考にし、表2.4.2に示すような橋梁震害調査表を作成した。この表により、上部構造形式、支承形式などの上部構造諸元、橋脚の材質、形式などの下部構造形式、地盤条件、マグニチュード、断層距離などの地震諸元、震害の程度ならびに被害部分と変状等が一目で分かり、被害状況も統一して表すことが可能となった。さらに、この表の利用によって、データベース化がスムーズに行えるようになった。

表 2.4.2 橋梁震害調査表
橋梁震害調査表

		橋梁名			
		地震名			
橋梁名		所在地			
		路線名		河川名	
建設年		適用示方書	1. 大正15年道構細則 2. 昭和14年鋼道示 3. 昭和31, 39年鋼道示		
橋格			4. 昭和46年道示 5. 昭和55年道示 6. 平成2年道示以後		
(1) 上部構造諸元					
上部構造形式		支 承 の 形 式	ピン, ピボット, ゴム, ローラ,		
橋 長			ロッカー, ピンローラ, ピボットローラ		
幅 員			その他 ()		
支 間 割		移動制限装置	有	無	不明
橋 軸 方 向	南北、東西、その他 (N ° E, W)	落橋防止装置	有	無	不明
路 面 位 置		伸 縮 装 置	プレート式, 鋼製フィンガー, ゴム,		
床 版 形 式			不明, その他 ()		
(2) 下部構造形式					
下部工	橋 台	基礎工	橋 台		
	橋 脚		橋 脚		
	材 料		1. RC 2. 鋼		
	形 式		1. 逆T型 2. ラーメン式 (1層, 2層) 3. 壁式 4. その他 ()		
(3) 地盤条件					
地 盤 種 別	1種	2種	3種	土質柱状図	有 無 不明
(4) 地震諸元					
震央位置	緯 度	北緯		マグニチュード	
	経 度	東経		断 層 距 離	
(5) 震害の程度					
地震後の交通能力	1. 制限なし 2. 重量制限 3. 車線制限 4. 軽車両, 歩行者のみ可 5. 交通不能				
被 害 の 程 度	1. 異常なし 2. 耐荷力の減少に影響のない損傷 3. 耐荷力の減少に影響のある損傷 4. 倒壊				
被害状況の概要					

被害部分	変 状	剥離	亀裂	降伏	破断	座屈	変形	圧壊	落下	変位	抜出	傾斜	滑動	沈下	倒壊
上部構造	1. 舗 装														
	2. 高 欄														
	3. 伸 縮 装 置														
	4. 床 版														
	5. 床 組														
	6. 対傾構, 横構														
	7. 主桁, 主構														
	8. 落橋防止装置														
	9. ソールプレート														
支 承 部	10. 沓														
	11. 沓下面モルタル														
	12. アンカーボルト														
	13. 支 承 支 持 部														
下 部 構 造	14. 移動制限装置														
	15. 軀 体 上 部														
	16. 軀 体 中 間														
	17. 軀 体 基 部														
取 付 関 係	18. 基 礎														
	19. 橋梁との取付部														
	20. 盛 土 部														
	21. 擁 壁 部														
	22. 翼 壁 部														

参 考 文 献	
---------	--

記 入 者	
-------	--

4.3 橋梁の地震被害データベース

(1) データベースの概要

本研究で用いたパソコンのハードウェアならびにソフトウェアは、以下に示す通りである。

◆使用ハードウェア◆

本体	NEC PC-9821 Xa7e
モニタ	NEC 98MATE カラーディスプレイ(17インチ)
カラーイメージスキャナ	EPSON GT-8500
カラープリンタ	EPSON MJ-800C

◆使用ソフトウェア◆

リレーショナルデータベースソフト	Microsoft Access Version2.0
数値地図 (住友電工システムズ)	Atlas Mate

本研究では、データベースを構築するにあたって、6個の詳細データを含む14個のファイルを定義した。詳細データには、橋梁に関する情報を格納する「橋梁データファイル」、地震に関する情報を格納する「地震データファイル」、適用示方書に関する情報を格納する「適用示方書データファイル」、上部構造形式に関する情報を格納する「上部構造形式データファイル」、支承形式に関する情報を格納する「支承形式データファイル」、および橋脚形式に関する情報を格納する「橋脚形式データファイル」を定義する。橋脚材質、基礎工形式、落橋防止装置、地盤種別および路線のデータファイルについては、各固有のコードおよびその名称のみを示す。また、各橋梁の被害状況が理解できるように被害状況、被害部分と変状および損傷度のデータファイルも定義した。

14個のデータファイルの内容を示すと次のようである。

- | | | | |
|--------|---------|-----------|----------|
| ①橋梁諸元, | ②被害状況, | ③被害部分と変状, | ④損傷度, |
| ⑤地震, | ⑥適用示方書, | ⑦上部構造形式, | ⑧支承形式, |
| ⑨橋脚形式, | ⑩橋脚材質, | ⑪基礎工形式, | ⑫落橋防止装置, |
| ⑬地盤種別, | ⑭路線 | | |

①～④は本研究においてデータベース化したデータファイル, ⑤～⑭は①に含まれるデータの詳細データファイルである。本データベースでは、合計314件の事例を収集した。

図2.4.2は、これらのファイルの相互関係、すなわちファイル構造を示している。14個のファイル間において、図のように、実線の始点側のファイルと実線の終点側のファイルとの間にリレートを設定する。

ここで、図中のアルファベットは、以下に示すようなデータタイプであることを表している。

- A : 文字データ
- I : 整数データ
- R : 実数データ
- P : 静止画 (写真) データ
- F : 静止画 (図) データ
- T : テキスト

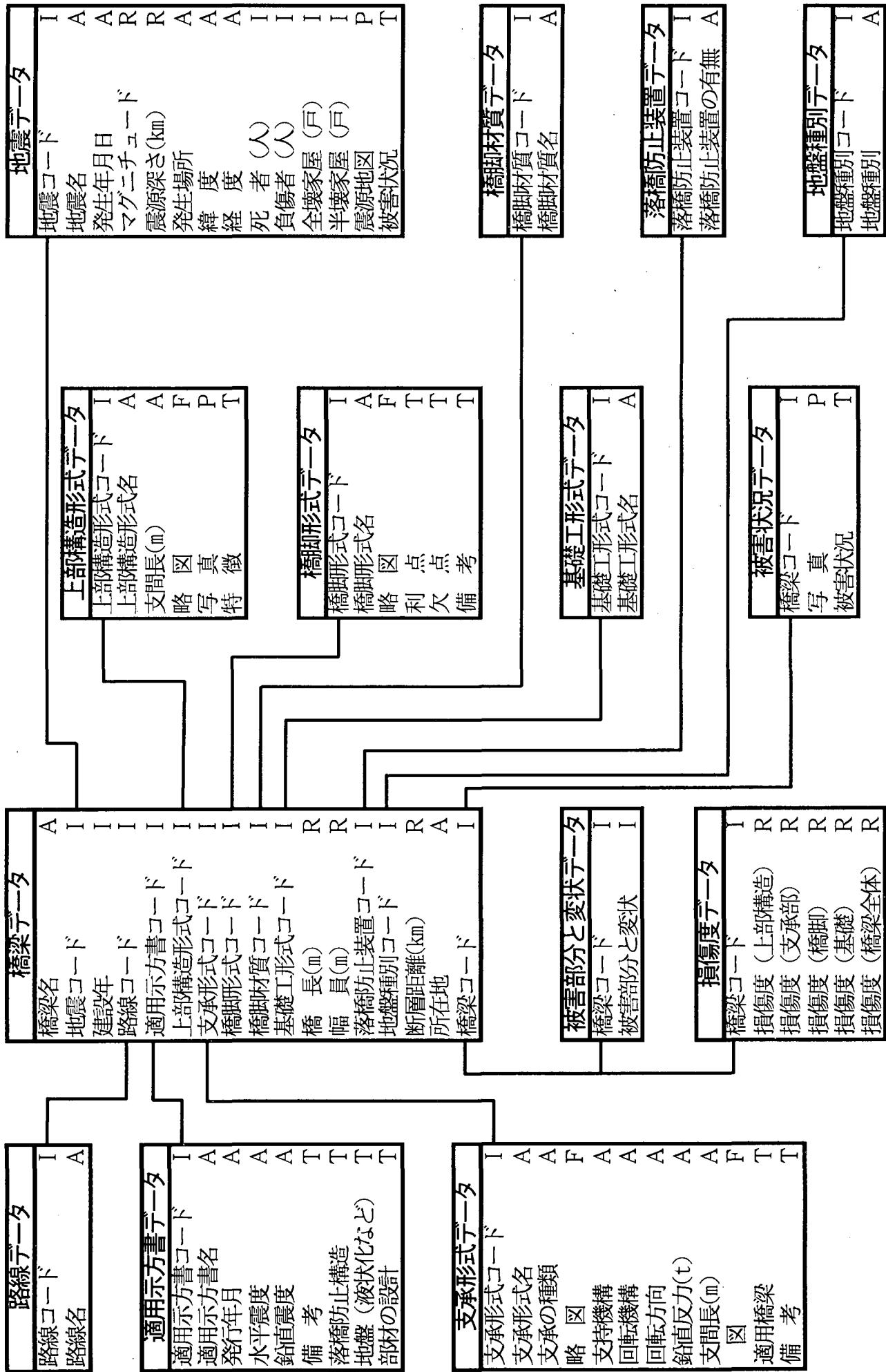


図 2.4.2 被害橋梁データベースのファイル構造

(2) 検索システムの概要

構築した被害橋梁検索システムのフローチャートを図 2.4.3 に示す。

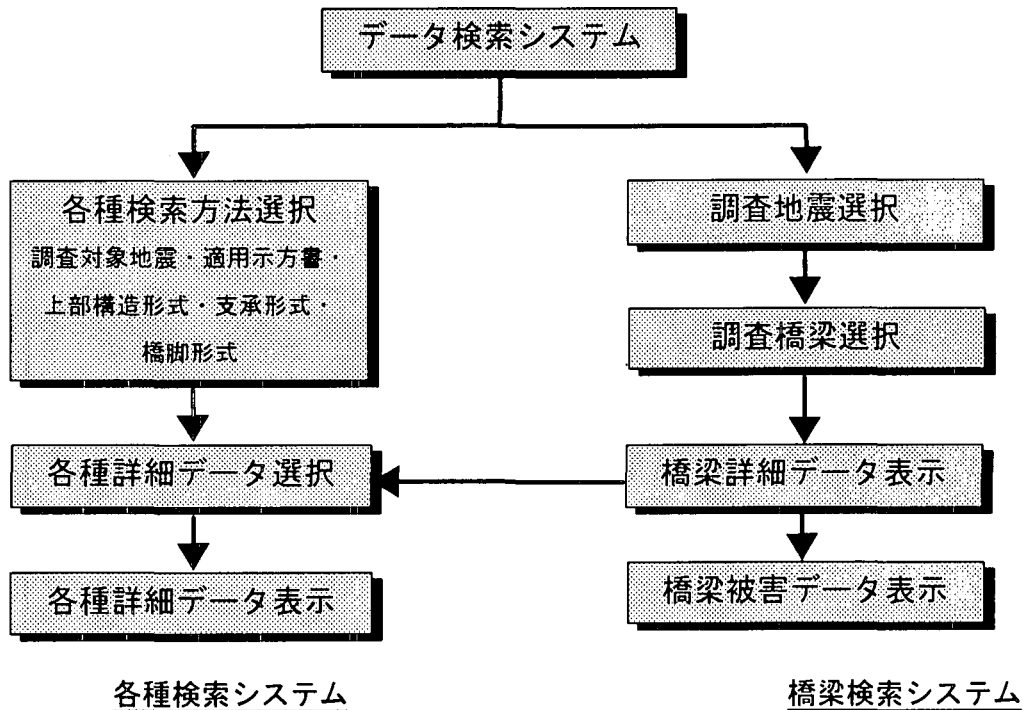


図 2.4.3 被害橋梁検索システムのフローチャート

データ検索システムを実行すると、検索方法を選択するボタンの配列されたメニュー画面が表示されるので、橋梁検索システムと各種検索システムのどちらかを選択し、そのボタンを決定する。ここに、橋梁検索システムは、各橋梁の詳細データを検索し、その被害状況、損傷度を検索するためのシステムである。また、各種検索システムは、調査対象地震、適用示方書、上部構造形式、支承形式および橋脚形式の詳細なデータを検索するためのシステムである。

例えば、橋梁検索システムを選択すると、「調査地震の震央分布」の画面となり、そこには、各地震の地震名、震央位置およびマグニチュード等が表示される。ここで、任意の震央位置（×印）を選択すると、「被害橋梁の位置」の画面に変わり、そこには、選択された地震により被害を被った橋梁の位置、動いたと思われる断層および震央位置が表示される。また、その画面でいずれかの被害橋梁位置（○印）を選択するとその橋梁詳細データ画面が表示される。この橋梁詳細データ画面には、以下に示すデータが記載されている。

橋梁名、	建設年、	路線名、	適用示方書、
上部構造形式、	支承形式、	橋脚形式、	橋脚材質、
基礎工形式、	橋長、	幅員、	落橋防止装置、
地盤種別、	断層距離、	所在地、	橋梁コード

なお、橋梁詳細データ表示画面からは、各詳細データならびに被害状況・損傷度データ表示画面を検索することもできる。

各画面の右下部の終了ボタンをダブルクリックすると、「続けますか？」というメッセージ画面が表示され、OK ボタンをクリックすると一つ前の画面に戻り、NO ボタンをクリックすると被害橋梁検索システムを終了する。

(2) 損傷度と各種要因との関係

ここでは、橋梁の地震被害に関する一分析例として、適用示方書および地震動等と損傷度との関係、ならびに地震のマグニチュード—断層距離—損傷度関係を示す。

①適用示方書と損傷率との関係

図 2.4.4 は、上部構造、支承ならびに橋脚等の各部位における適用示方書別の損傷率を示したものである。また、図 2.4.5 は、橋梁全体の総合的な損傷率を示している。

これらの図より、1990 年までは建設年代の古い橋梁ほど損傷率が高いことが分かる。1991 年以降に再び損傷率が上がっているのは、兵庫県南部地震により東神戸大橋等の比較的新しい橋梁が、数多く被害を受けたためであると思われる。

また、支承の損傷率をみると、どの年代も余り変化がない。また、被害の大きい As~B ランクについて各構造部分で、損傷率の平均（上部構造：31%、支承：44%、橋脚：30%）を調べてみると、他の構造部分より支承が高いことがわかる。これは、支承部を他の部材より弱くすることにより、上部構造物の落橋や下部構造物の被害を防いでいるものと考えられる。

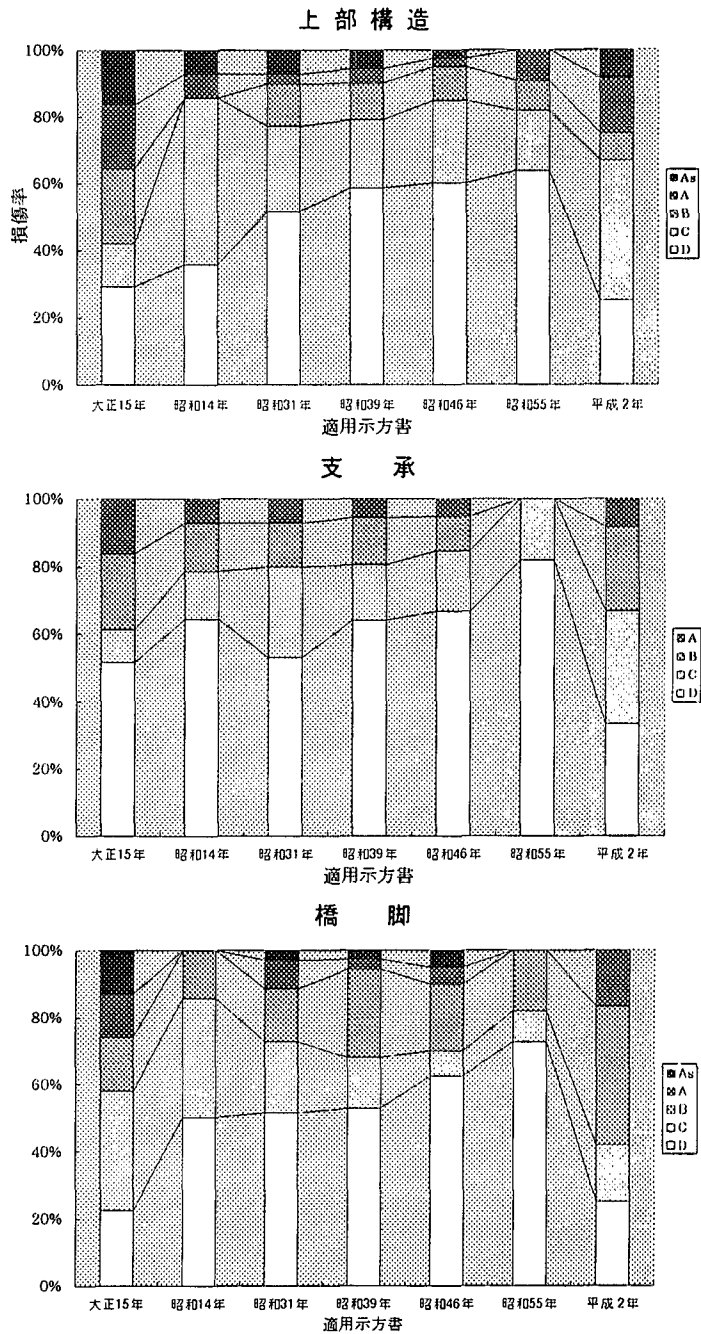


図 2.4.4 適用示方書別の損傷度ランクの分布（各構造部位）

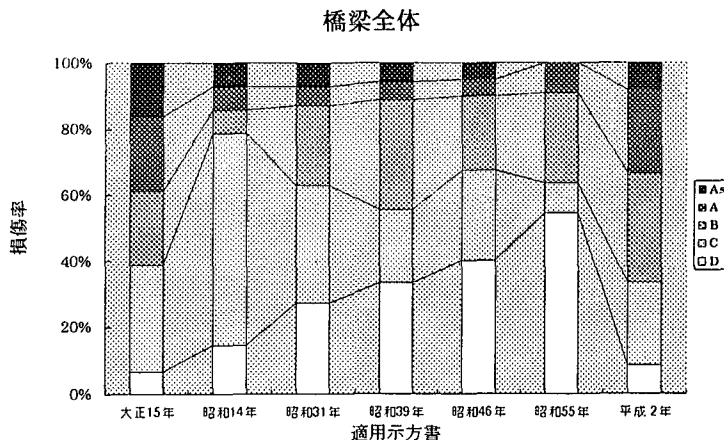


図 2.4.5 適用示方書別の損傷度ランクの分布（橋梁全体）

また、図 2.4.6 は、地震別の損傷度ランクの分布を示したものである。各地震は、発生順に並んでいる。この図より、最も新しい兵庫県南部地震を除けば、最も大きな損傷度 As は時代とともに減少傾向にあることがわかる。

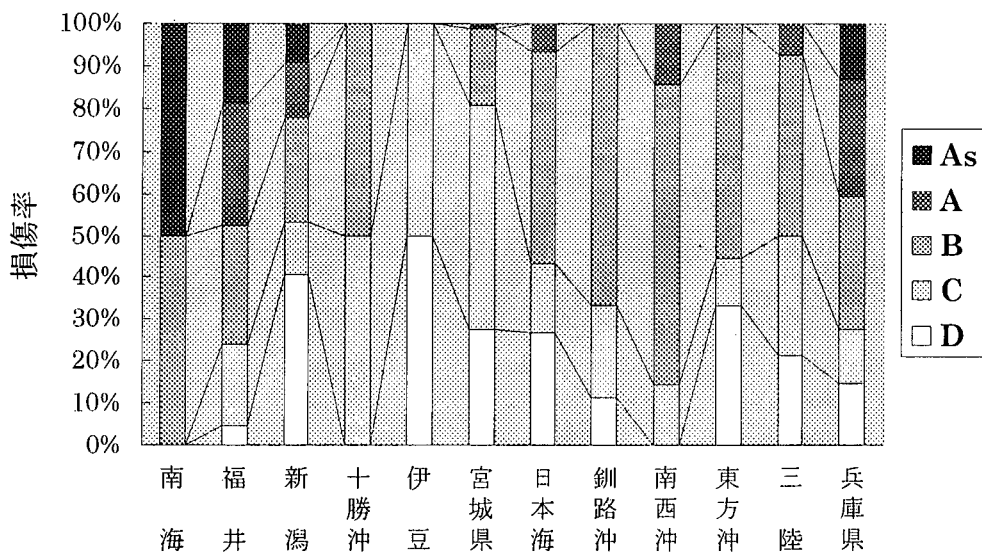


図 2.4.6 地震別の損傷度ランクの分布

②マグニチュード・断層距離・損傷度の関係

図 2.4.7 は、損傷度 B 以上の橋梁に対するマグニチュードー断層距離関係を示したものである。この図より、比較的大きな損傷の起こりうる断層距離には、マグニチュードによりある上限が存在することがわかる。しかしながら、ここで調査対象とした地震は、前出の表 2.4.1 に示すように、マグニチュードが 6.9~8.1 の範囲であるため、マグニチュード 7.0 以下に関してはデータが不足しており、今後、補充してゆく必要があるものと考えられる。

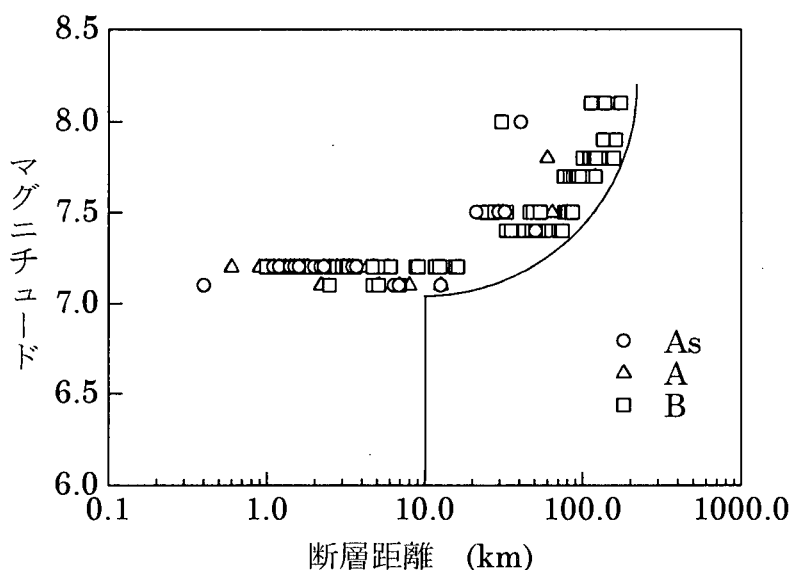


図 2.4.7 M-Δ 関係 (損傷度 B 以上)

5. 橋脚の地震応答解析と被害予測

5. 1 地震応答解析の概要

(1) 解析方法および解析プログラム

大地震を想定した被災シミュレーションは、現在多くの研究機関で行われているが、その解析方法における耐力の判定は、設計に用いられている耐力判定式に基づいて行われているのが現状である。このような方法では、その時点での応力状態に基づいて判定が行われているだけで、それまでの履歴の影響が考慮されずその被害メカニズムを明らかにすることは難しい。ここでは、解析プログラムとして、岡村・前川らによって開発された2次元動的非線形有限要素プログラム(WCOMD-SJ)を用いた。

このプログラムは、二方向ひび割れの考慮、交番載荷時におけるひび割れの開閉とひび割れ面での応力伝達、ひび割れ位置での鉄筋塑性の局所化と塑性領域の拡大、付着と鉄筋の引き抜け、ひび割れに囲まれるコンクリートの変形と破壊等のRC構造中に発生する様々な、応力履歴に対応可能な一般性の高い材料構成モデルを解析の基礎に据えていることが最大の特徴であるといえる。よって、動的復元力特性や断面耐力等を仮定する必要がなく、単に構造形状、鉄筋配置と構成材料強度を入力するだけでよく、構成部材に残存する損傷や残留変形を詳細に評価でき、震後の限界状態と地震時の構造性能を直接照査することができるといった特徴を持っている。

(2) 要素分割

有限要素解析においては、精度の高い結果を短時間で得ることは重要なことである。それに影響する要因の一つとして、要素分割が挙げられる。要素は、細かく分割するほど厳密な解が得られる一方計算時間が長くなるのが一般的な傾向である。ただし、本解析における有限要素解析においては、分散ひび割れモデルを用いているため必ずしも要素が細くなるからといって厳密な解が得られるとは限らない。分散ひび割れモデルの仮定は、一つの要素にいくつかのひびわれ鉄筋を含んだモデルであるから、ひび割れの幅より狭い要素の分割は解析上の仮定を越えてしまっているからである。したがって、このような解析には、要素を細かく分割する解析よりも高い精度を誇る要素を用いた解析が適していると言える。本解析方法では8節点アイソパラメトリック要素を用いている。適切な要素の大きさを調べるために、要素分割を変化させて単調載荷の解析を行い、その結果を解析時間とともに比較した。その結果、要素の大きさを極端に大きくしない限り解析結果は、ほぼ同様の結果が得られるが、解析時間には大きな違いが見られることが確認された。

(3) 時間増分(積分時間間隔)

鉄筋コンクリート部材のひび割れ発生時から終局耐力に至るまで一つの時刻ステップ毎の時刻に大きさが、計算時間や、解析時間に及ぼす影響は大きい。ステップ毎の時刻間隔が小さくなるほど解析に要する時間が長くなる。しかし、時間間隔が大きくなると解析に要する時間は短くなるが、ステップ毎の収束回数が増え収束できなくなる可能性が高くなる。本解析で用いたプログラムでは、鉄筋コンクリートの応力を求める時に、応力-ひずみ関係により与えられた全ひずみから直接計算して求めているために、得られた解析結果は積分時間間隔にあまり影響を受けない特徴がある。本研究では、試行錯誤の結果、地震波の波形の特徴を損なわない程度の0.02秒とした。

(4) 破壊基準

本解析で用いたプログラム「WCOMD-SJ」は、鉄筋コンクリートモデルの変形性状を極めて精度良く予想することができ、終局状態も破壊基準を定めることで予測可能になる。破壊モードは、引張破壊、圧縮破壊、せん断破壊の3つに分かれており、それぞれの破壊モードに対応して、次のように破壊基準を設定した。これらの基本は、出雲らの提案している鉄筋コンクリート板要素モデルの破壊条件に基づいて次のように設定した。

(I) 引張破壊基準

引張破壊は、鉄筋が降伏し、その後鉄筋が引張力を受け持ってくれなくなり破壊する場合と定義される。ひび割れ面における鉄筋の引張ひずみが一方でも破壊ひずみに達すると、引張破壊するとみなしている。本解析では、いずれかの一方の鉄筋の平均ひずみが5.0%に達したときに起こるとした。

(II) 圧縮破壊基準

圧縮破壊は、コンクリートの圧縮破壊による破壊とみなされる。コンクリートの圧縮ひずみが、その破壊ひずみに達すると、圧縮破壊するとみなしている。すなわち、ひびわれ平行方向のひずみが一軸圧縮強度に対する圧縮ひずみを越えてひずみ軟化域に入ったときに起こるとのことである。また、破壊ひずみは、ピーク応力に対応するひずみとしており、コンクリートの圧縮強度の関数として与えられている。

(III) セン断破壊基準

せん断破壊は、ひび割れ面におけるせん断ずれによる破壊とみなされる。ひび割れ面におけるせん断ひずみが、その破壊ひずみに達すると、せん断破壊するとみなしている。本解析では2.0%の値を設定した。

5. 2 実在橋脚の地震応答解析

(1) 対象橋梁

対象とした橋梁は、高知県高知市の国分川にかかる橋長362.8mの5径間連続鋼桁橋で、架橋地点は非常に軟弱な地盤(-30mでN値3程度)である。

- 1) 橋格：「鋼示」1等橋
- 2) 橋長：床版橋6.95m+鋼橋346.9m+床版橋8.95m=362.8m
- 3) 幅員：歩道部1.5m+車道部13.0m+歩道部1.5m=16.0m
- 4) 鋼橋部の支間割：5@34.6m×2連
- 5) 形式：上路5径間連続溶接鋼板桁橋（非合成）
- 6) 床版：鉄筋コンクリート
- 7) 鋼重：805t
- 8) 橋脚構造：固定橋脚2基 鉄筋コンクリート躯体 鋼管杭基礎
可動脚7基 鉄筋コンクリート壁式躯体 場所打ちコンクリート杭基礎
- 9) 工期：自昭和41年1月 至昭和42年10月

一般図を図5-2-1に示す。

(2) 上部工質量

上部工質量の推定誤差はそのまま作用する慣性地震力の誤差につながるため、その推定は注意深く行わなければならない。その推定資料としては計算書があれば申し分ないが、この解析で対象とする橋梁の資料としては報告書しか残っておらず、上部工の質量を報告書の図面等から算出した。

- 1) 鋼重（主体構造、支承、伸縮継手等） 804,856kg
- 2) 鋼重（アルミ高欄） 15,614kg
- 3) 床版コンクリート $1,189.2\text{m}^3 \times 2,500\text{kg}/\text{m}^3 = 2,973,000\text{kg}$
- 4) アスファルト舗装（車道） 515,430kg
- 5) アスファルト舗装（歩道） 71,530kg

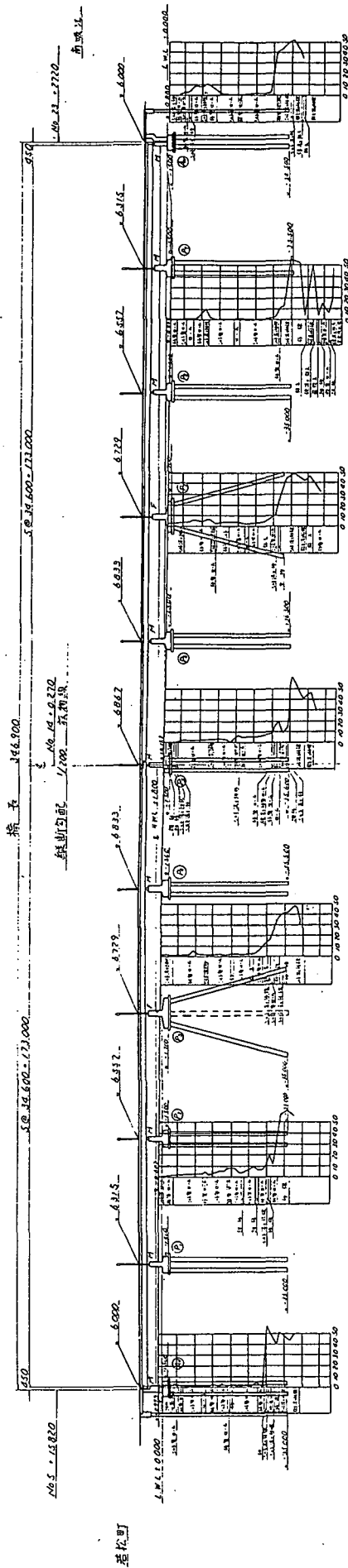
以上のものを総計すると、上部工総質量は、4,380,430kgとなり、5径間連続部総質量は、上部工総質量を2分して、2,190,215kgとなる。

(3) 可動支承橋脚の応答解析

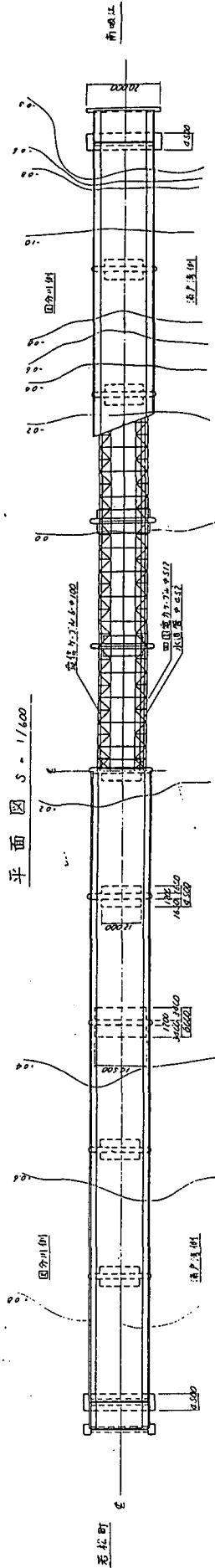
1) 対象橋脚

可動支承を持つ橋脚は7基あるが、いずれの橋脚も寸法的には大差ないため、対象とする橋脚をP2（P8）とした。構造図を図5-2-2に示す。この橋脚は重量を軽減するために中空とするように工夫されている。

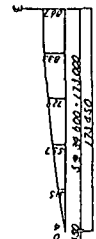
側面図 S = 1/600



平面図 S = 1/600



縦断面図 1/200 花物線



断面図 S = 1/200

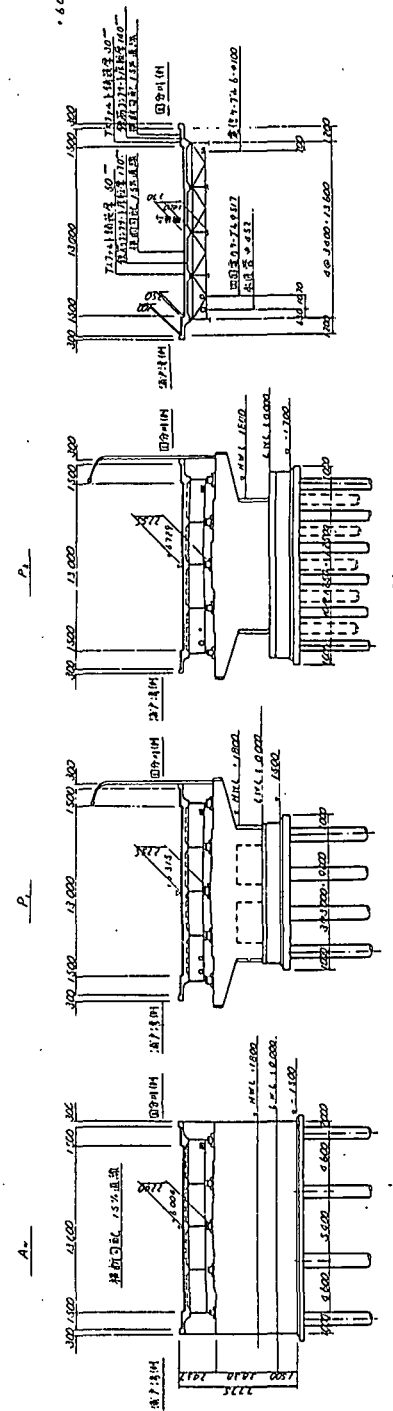


図 5-2-1 対象橋梁の一般図

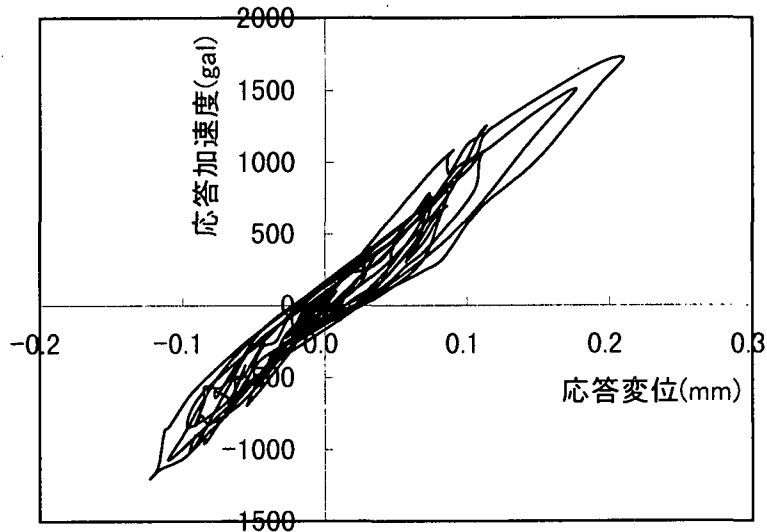


図-5-2-3 可動支承橋脚の応答加速度-応答変位曲線
(地震波：神戸海洋気象台NS成分の2倍)

違った言い方をすれば，2径間ラーメンに壁を付加した構造に面内力が作用する条件となっており，有限要素法以外の方法では精度のよい解析はできないものと思われる。

2) 考慮すべき上部工質量

橋軸方向に可動な支承であるために，地震力は橋軸直角方向のみに作用する。このとき，慣性力となるために考慮すべき上部工質量は，ひとつのスパン分，すなわち，

$$m=2,190,215\text{kg} / 5 = 4,380,430\text{kg}$$

とした。

3) 入力地震波

可動支承を持つ橋脚は固定支承を持つ橋脚に比べて耐力的に余裕があると思われるため，入力地震動には最大加速度が大きい兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の南北成分を増幅したものをを用いた。

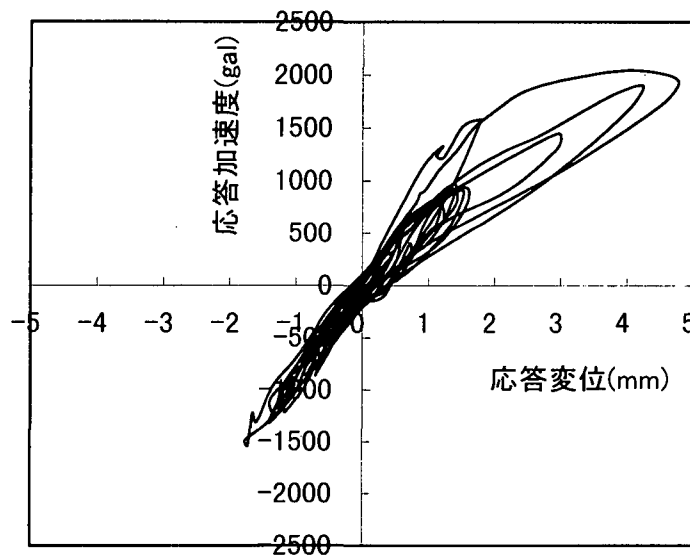


図-5-2-4 可動支承橋脚の応答加速度-応答変位曲線
(地震波：神戸海洋気象台NS成分の2.5倍)

4) 解析結果

地震波として神戸海洋気象台における南北成分観測記録の2倍としたものを入力したときの橋脚天端の応答加速度と応答変位との関係を図-5-2-3に示す。解析結果としては、鉄筋は降伏せず、最大応答変位も0.2mm程度ときわめて小さい。ただし、ひび割れは発生するために、履歴がループ状となっている。

地震波として神戸海洋気象台における南北成分観測記録の2.5倍としたものを入力したときの橋脚天端の応答加速度と応答変位との関係を図-5-2-4に示す。解析結果としては、鉄筋が降伏し、最大応答変位が5mm程度と大きくなっている。ただし、破壊には至らず、安定した履歴ループとなっている。最大応答変位を生じたときのひび割れと応力の状態をそれぞれ図-5-2-5と図-5-2-6に示す。

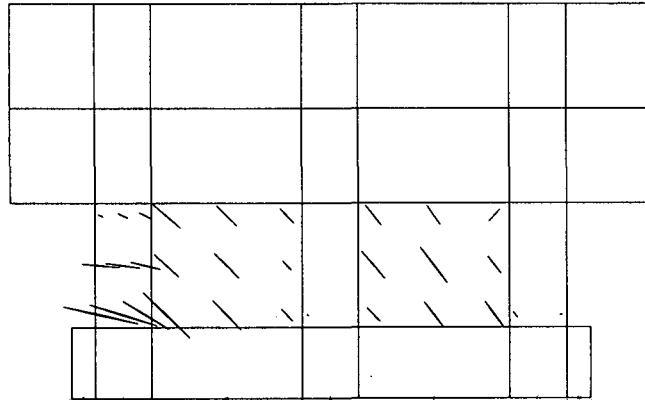


図-5-2-5 可動支承橋脚のひび割れ状況

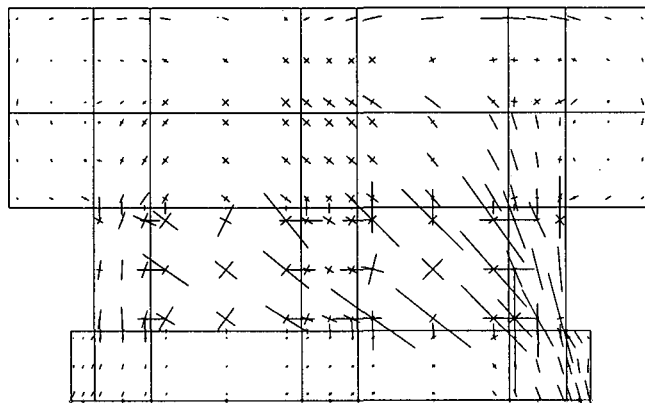


図-5-2-6 可動支承橋脚の応力状態

(4) 固定支承橋脚の応答解析

1) 対象橋脚

固定支承を持つ橋脚は2基あるが、どちらも寸法は同じである。構造図を図5-2-7に示す。

2) 解析方向

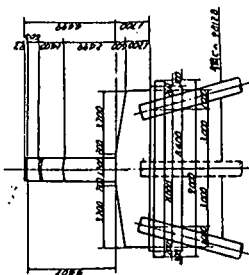
固定支承であるために慣性力は橋軸方向および橋軸直角方向ともに作用する。橋軸直角方向に作用する慣性力の大きさは橋軸方向の5分の1であり、かつ壁式橋脚では橋軸直角方向の耐力が大きいのは明らかであるために、橋軸方向について解析を行った。

3) 考慮すべき上部工質量

可動支承の摩擦などの影響があると考えられるが、ここでは慣性力となるために考慮すべき上部工質量を、

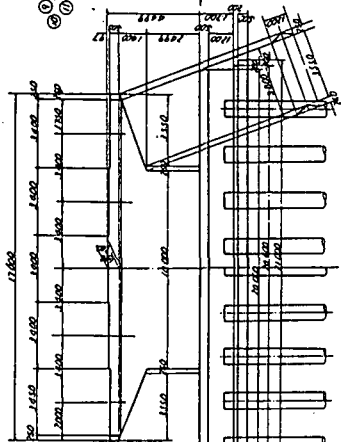
5-162 吊钩连接脚

侧面图



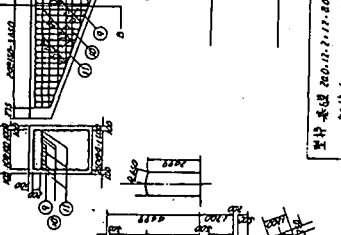
5-162 正面图

A-A 断面



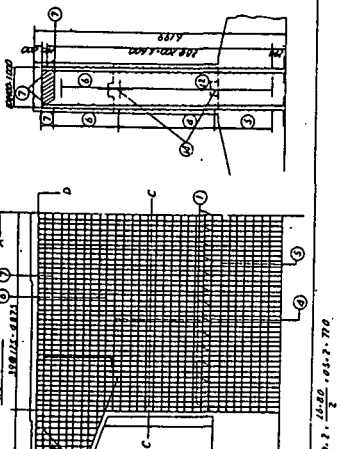
5-162 侧面图

B-B 断面

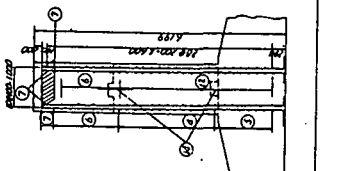


5-162 配筋图

配筋图



A-A 断面



5-162 基础 (1.50x1.50x2.00 - 2.00)
 桥墩 (2.00x1.50x1.50 - 1.50x1.50x1.50)
 天梯 (1.70x0.70x1.70 - (1.60x0.60x1.60) - 1.70x0.70x1.70 - (1.60x0.60x1.60) - 1.70x0.70x1.70 - (1.60x0.60x1.60) - 1.70x0.70x1.70)

5-162 上部配筋
 7-5-7 上部配筋
 7-5-7 下部配筋

5-162 侧面图
 5-162 正面图
 5-162 配筋图

5-162 侧面图
 5-162 正面图
 5-162 配筋图

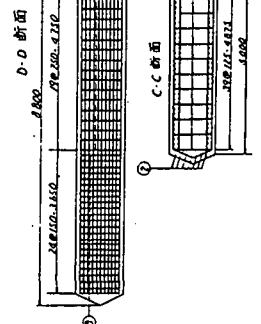
5-162 侧面图
 5-162 正面图
 5-162 配筋图

5-162 侧面图
 5-162 正面图
 5-162 配筋图

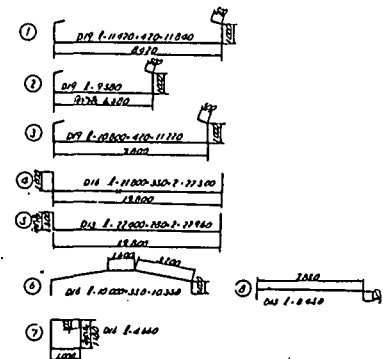
5-162 侧面图
 5-162 正面图
 5-162 配筋图

图 5-2-7 固定支承桥脚的构造图

主任 郭国



层数	轴号	截面尺寸 (mm)	混凝土强度等级	钢筋等级	配筋率 (%)	备注
1	1	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	2	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	3	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	4	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	5	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	6	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	7	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	8	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	9	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	10	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	11	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	12	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	13	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	14	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	15	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	16	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	17	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	18	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	19	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	20	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	21	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	22	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	23	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	24	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	25	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	26	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	27	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	28	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	29	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	30	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	31	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	32	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	33	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	34	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	35	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	36	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	37	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	38	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	39	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	40	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	41	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	42	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	43	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	44	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	45	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	46	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	47	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	48	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	49	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	50	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	51	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	52	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	53	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	54	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	55	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	56	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	57	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	58	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	59	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	60	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	61	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	62	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	63	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	64	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	65	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	66	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	67	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	68	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	69	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	70	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	71	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	72	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	73	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	74	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	75	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	76	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	77	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	78	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	79	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	80	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	81	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	82	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	83	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	84	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	85	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	86	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	87	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	88	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	89	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	90	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	91	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	92	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	93	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	94	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	95	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	96	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	97	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	98	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	99	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础
1	100	1500x1500	C30	HRB335	1.2	基础



5 径間連続部総質量, すなわち,

$$m=2,190,215\text{kg}$$

とした。

4) 入力地震波

前節で作成された高知市の軟弱地盤で想定される地震動を用いた。その入力地震波を図-5-2-8 に示す。

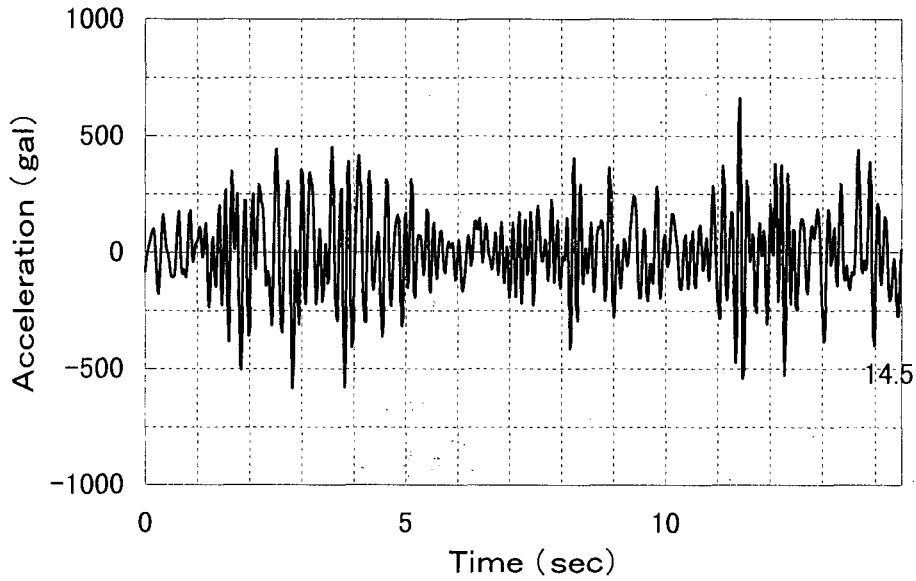


図-5-2-8 固定支承橋脚の解析に用いた入力地震波

5) 要素分割

本解析では, 図-5-2-9 に示すような要素に分割することにした。なお, フーチングと橋脚躯体との接合部には接合要素を挿入した。

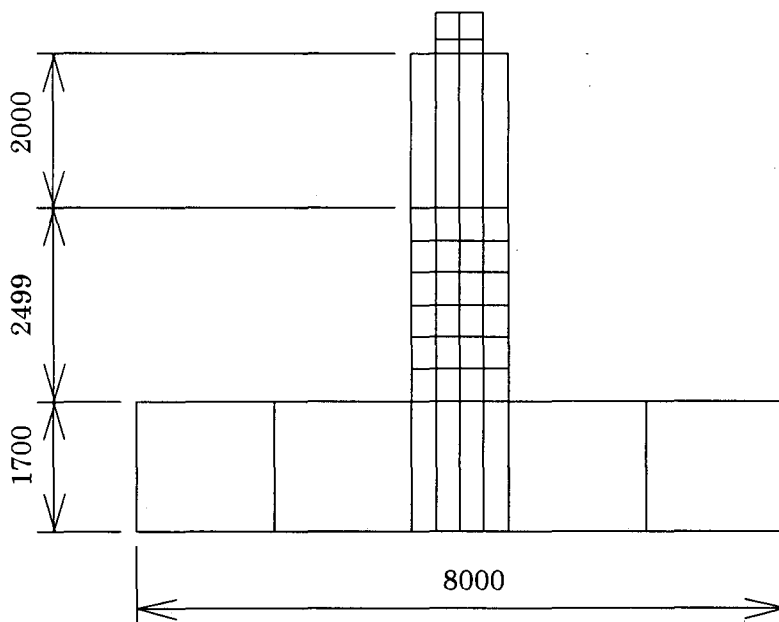


図-5-2-9 要素分割

6) 解析結果

ひび割れの発生状況を図-5-2-10、橋脚天端における水平応答加速度を図-5-2-11、橋脚天端における水平応答変位を図-5-2-12、橋脚下端における応答せん断力を図-5-2-13、橋脚天端における慣性力と応答変位との関係を図-5-2-14 に示す。

鉄筋が降伏し、最大応答変位が 50mm 程度となるが、破壊には至らない結果となっている。

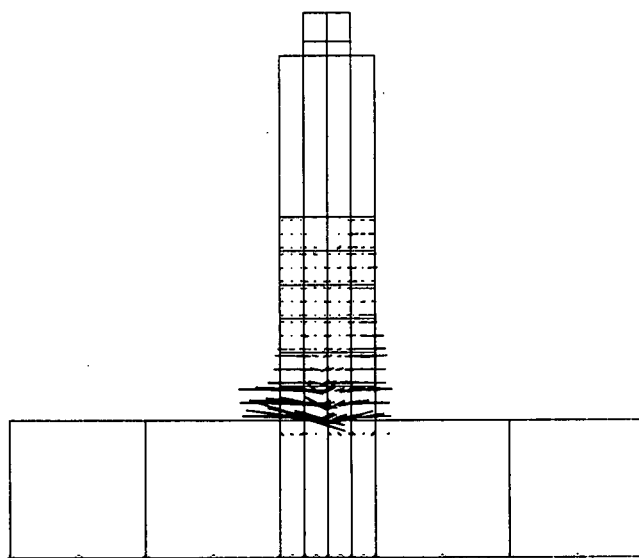


図-5-2-10 ひび割れ状況

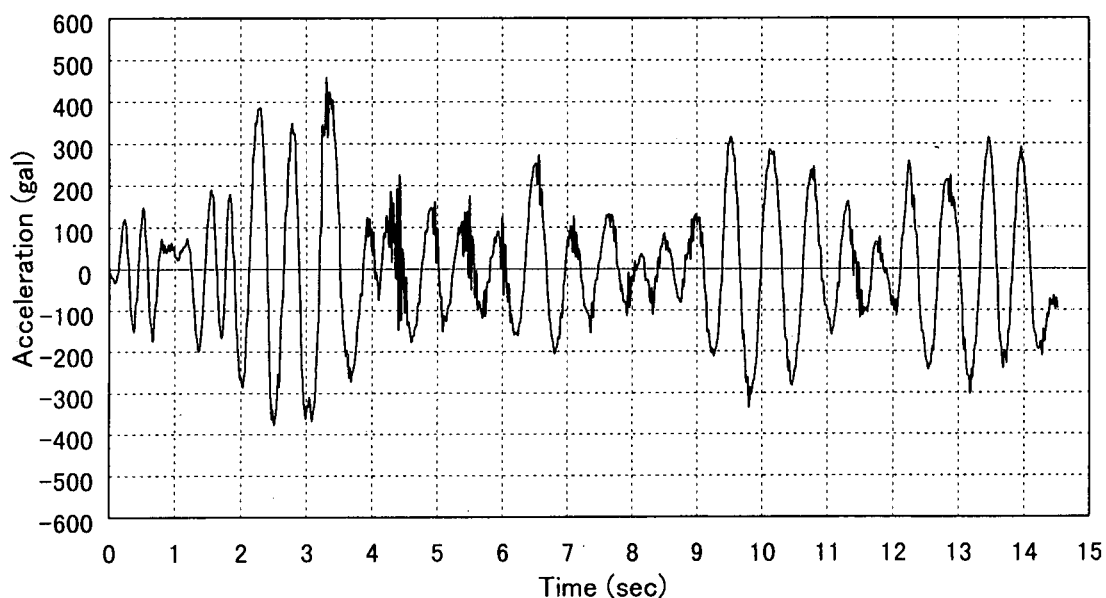


図-5-2-11 橋脚天端の応答加速度

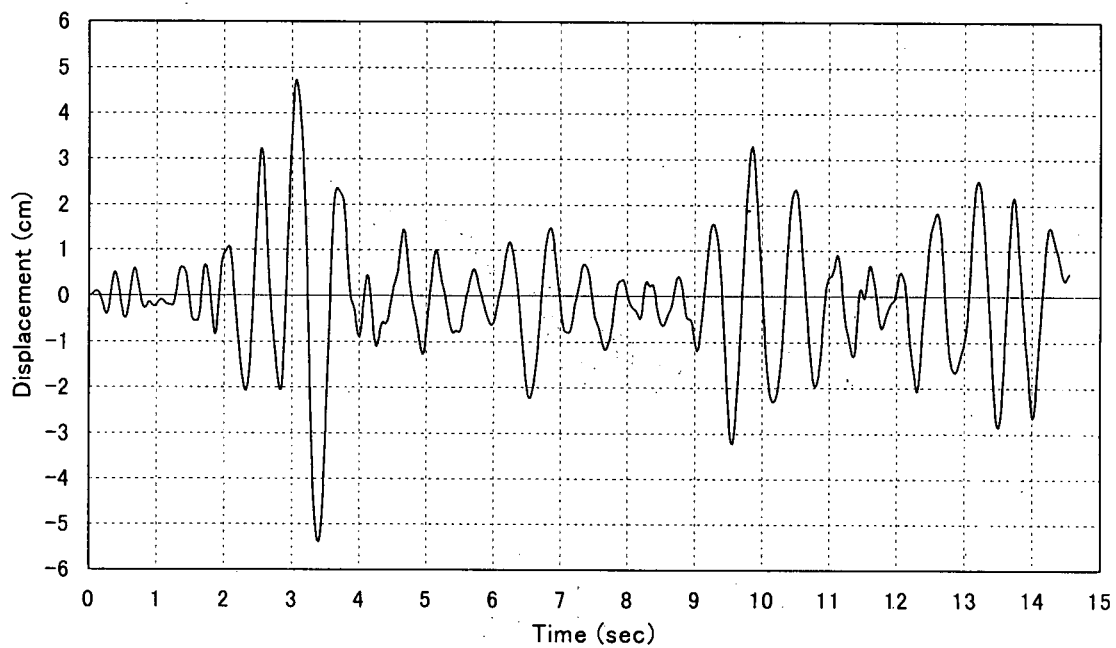


図-5-2-12 橋脚天端の応答変位

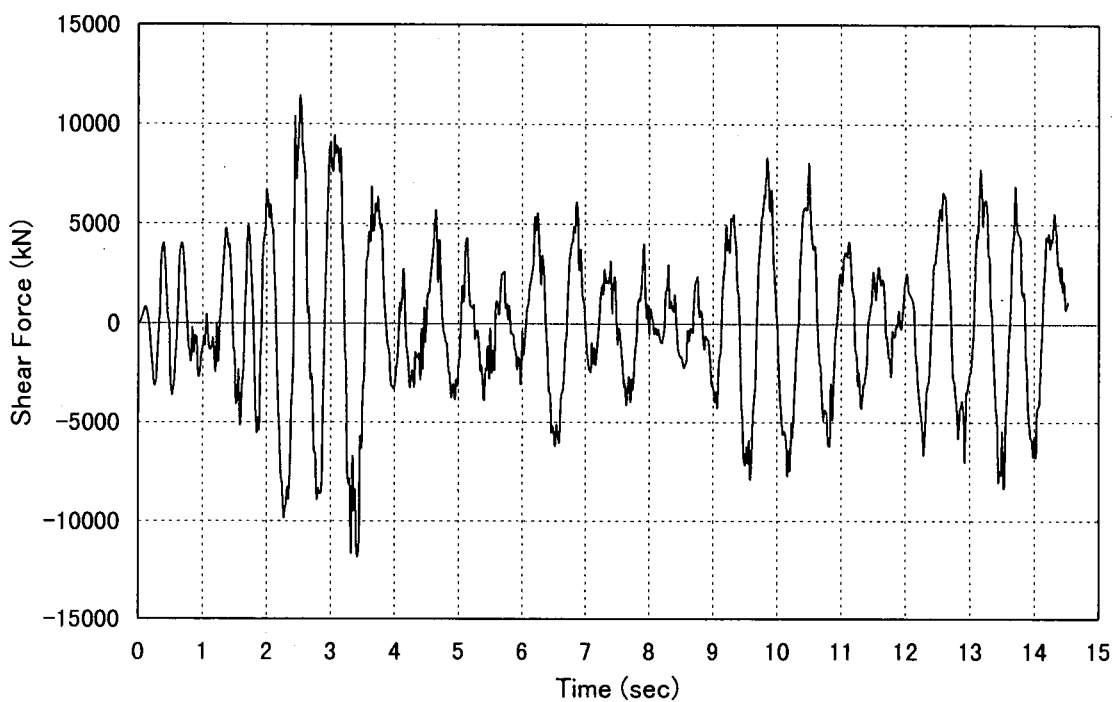


図-5-2-13 橋脚基部の応答作用せん断力

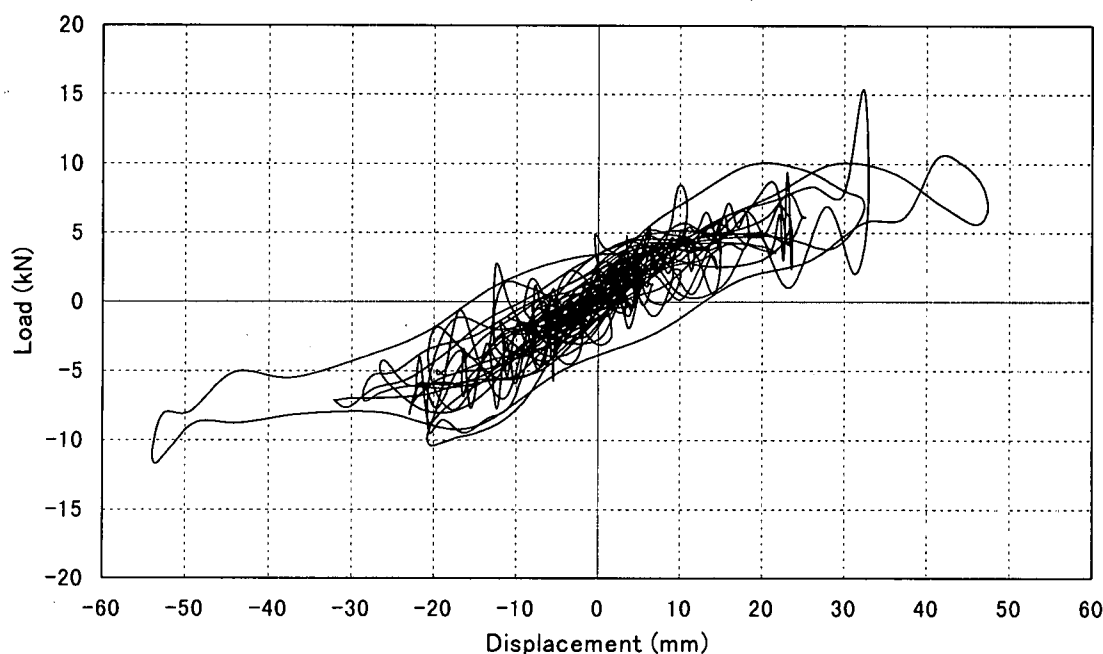


図-5-2-14 橋脚天端の慣性力-応答変位曲線

5.3 橋梁被害予測への応用

(1) せん断に対する許容応力度の変遷と設計方法

鉄筋コンクリートのせん断力に対する設計は、長い間、いわゆるトラス理論に基づいて行われてきた。すなわち、斜めひび割れが発生すると、全せん断力を内部に形成されるトラスで受け持つという方法である。この方法によれば、コンクリートの許容せん断応力度を超えると、突然必要なせん断補強鉄筋量が増えることになるのである。そのため、せん断応力度が大きく、許容せん断応力度を超えるようになると、設計者は断面を増して作用応力度が許容せん断応力度を超えないようにするのが普通であった。

昭和 39 年の道路橋示方書では許容せん断応力度が 6 kgf/cm^2 であったが、昭和 55 年にはそれが 4.2 kgf/cm^2 に低減された。したがって、設計された年代によって断面の大きさが異なり、耐震性も異なることが考えられる。

(2) 断面を大きくした橋脚の地震応答解析

1) 対象橋脚

前項で解析対象とした橋脚の断面厚は 120cm であるが、昭和 55 年の許容せん断応力度の低下分を断面厚増加で対処しようとする、断面厚は 143cm となる。そこで、設計年代の違いによる RC 橋脚の耐震性を評価するために、断面厚が 143cm の橋脚を解析対象とした。ここで、せん断補強筋量は前項の橋脚と同じ構造細目の最小規定値とした。また、軸方向鉄筋量については、設計震度が同じであれば有効高さが大きくなる分だけ減すことが出来るが、昭和 55 年の示方書では設計震度も少し大きくなったために軸方向鉄筋を前項の橋脚と同じ量とした。

2) 解析結果

ひび割れの発生状況を図-5-2-15、橋脚天端における水平応答加速度を図-5-2-16、橋脚天端における水平応答変位を図-5-2-17、橋脚下端における応答作用せん断力を図-5-2-18、橋脚天端における慣性力と応答変位との関係を図-5-2-19 に示す。

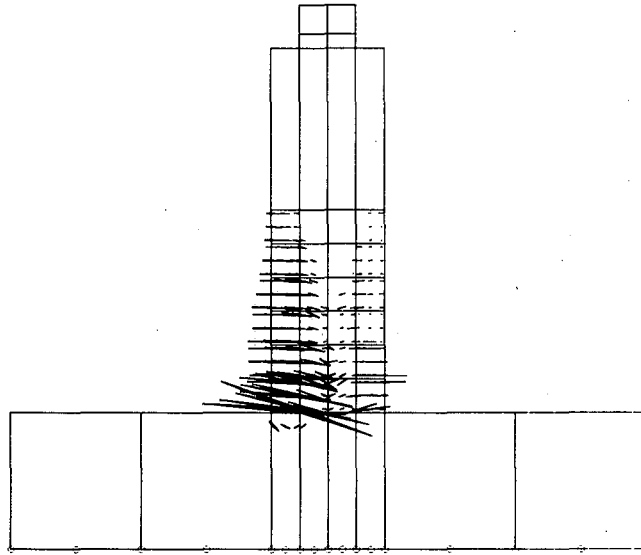


図-5-2-15 ひび割れ状況

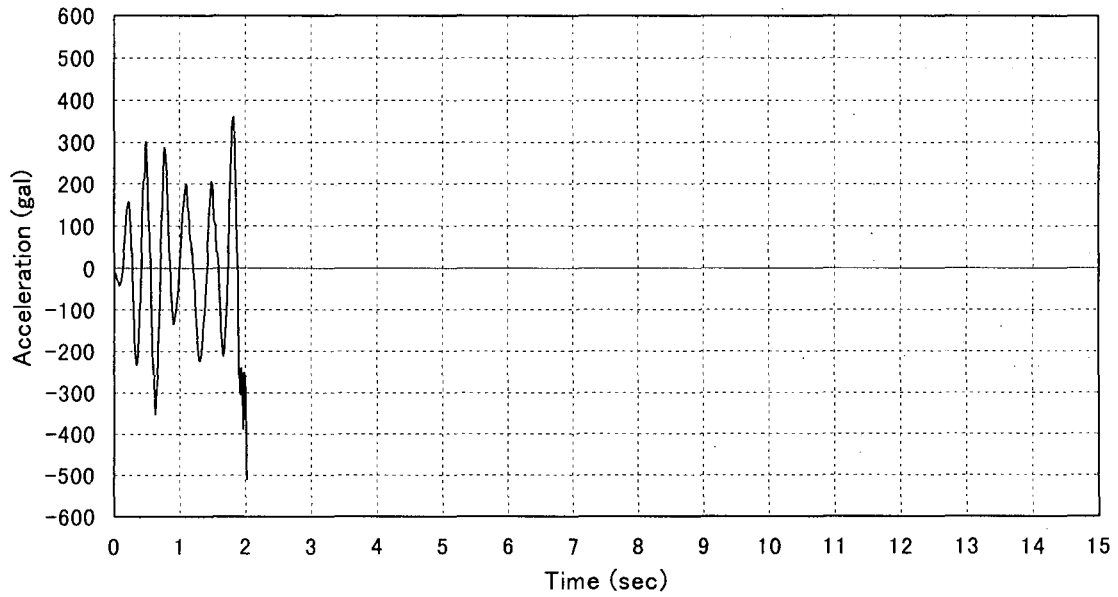


図-5-2-16 橋脚天端の応答加速度

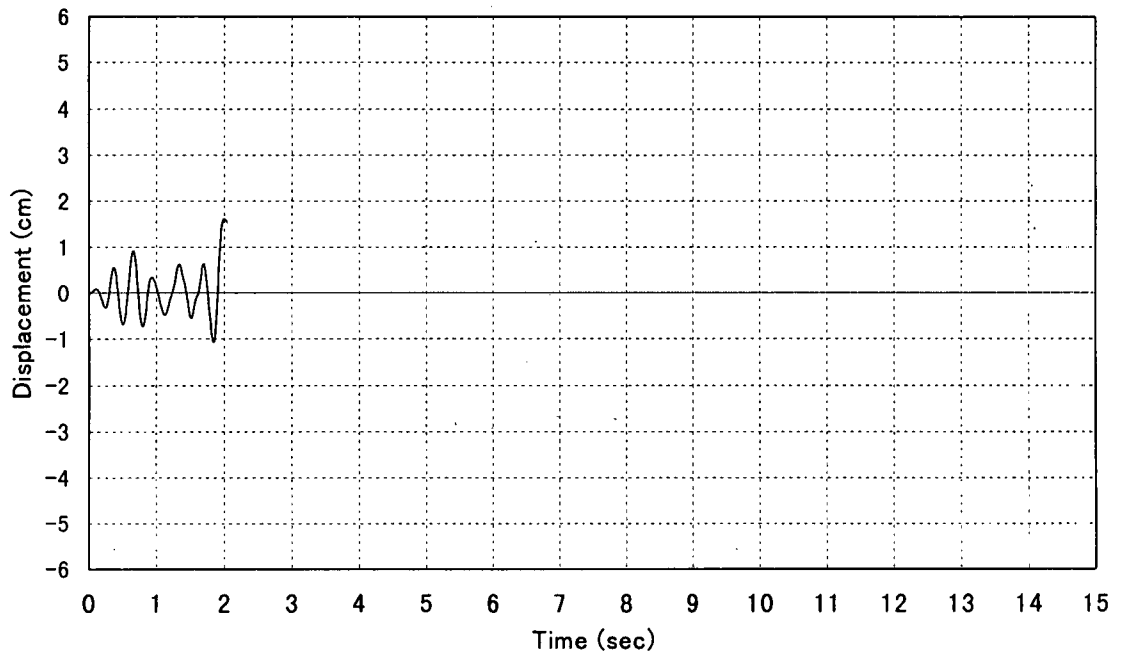


図-5-2-17 橋脚天端の応答変位

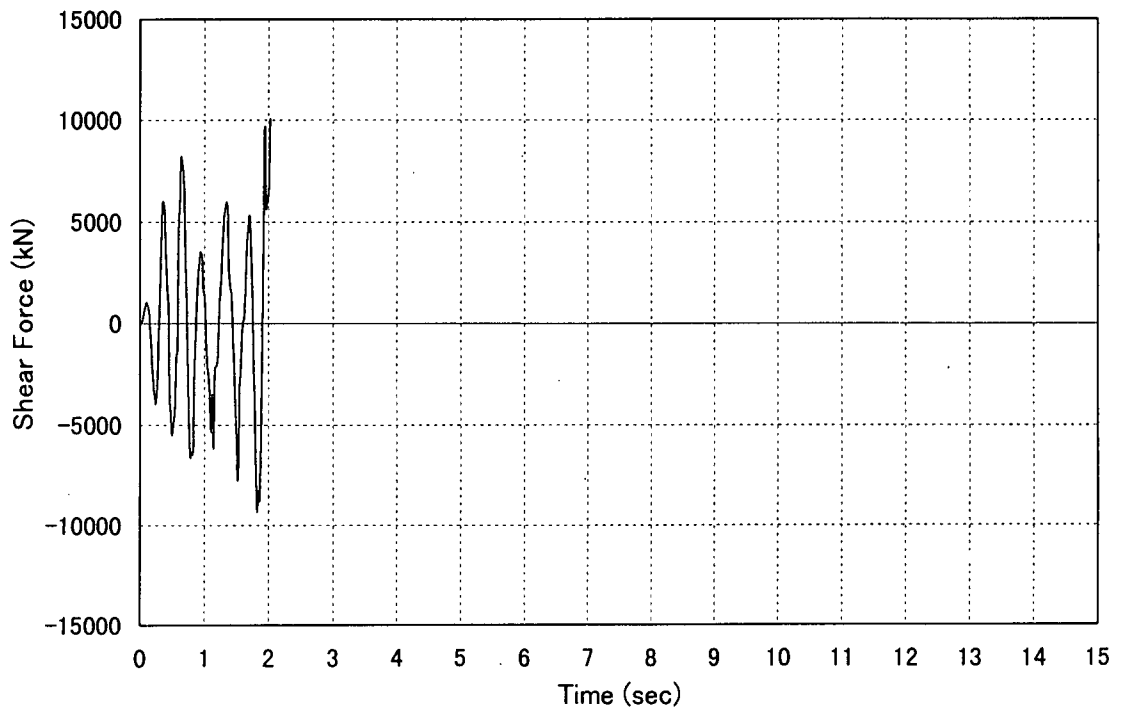


図-5-2-18 橋脚基部の応答作用せん断力

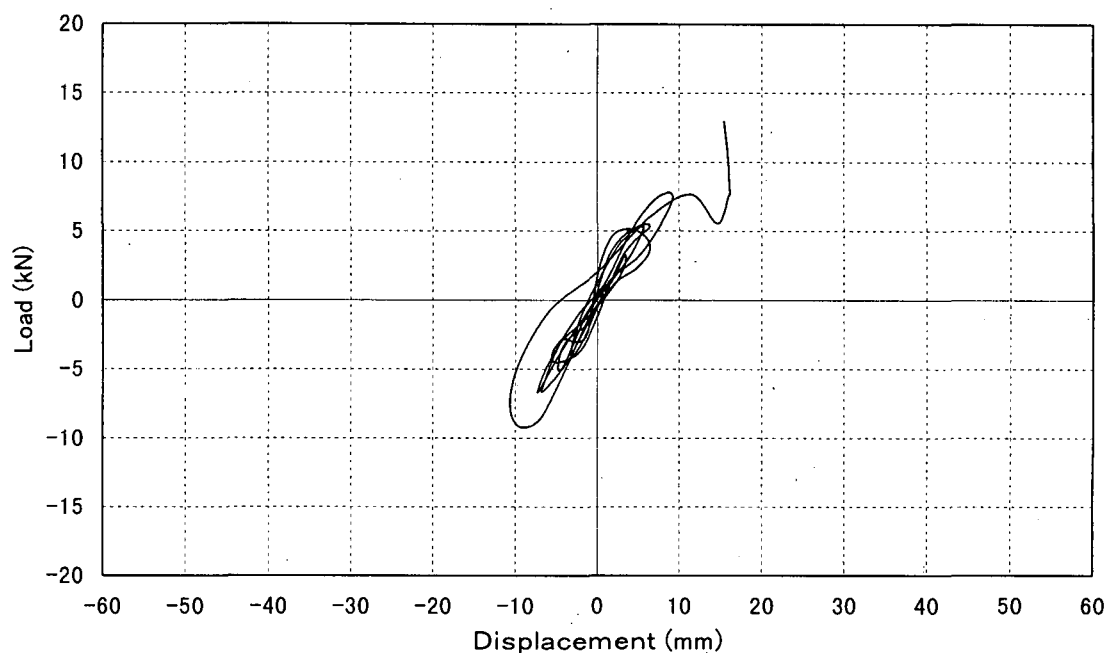


図-5-2-19 橋脚天端の慣性力-応答変位曲線

3) 考察

断面厚を大きくした橋脚の解析結果はせん断破壊する結果となったが、このときの作用せん断力は、図-5-2-13と図-5-2-18との比較からわかるように、断面厚に関わらずほぼ同じ値となっている。すなわち、曲げ耐力は有効高さにほぼ比例して大きくなることは明らかであるが、地震時におけるせん断耐力は断面厚が大きくなっても変わらないということになる。

これらのせん断耐力を、静的な一方向荷重のはりのせん断実験結果を基として提案された土木学会のコンクリート標準示方書のせん断耐力式で計算すると、断面が大きい橋脚のせん断耐力が約8%大きくなるだけである。これは、有効高さが大きくなるとせん断抵抗面積は増加するが、鉄筋比が小さくなることおよび有効高さが大きくなることとでそれらの影響因子 β_p と β_d が小さくなるために、コンクリートのせん断強度は小さくなるためである。

すなわち、準拠する示方書の年代の違いによって橋脚の耐震性は異なり、断面のみを大きくした橋脚は、他の年代のものより耐震性が劣る可能性があると思われる。

6. 今後の検討課題

地震動・構造物部会では、四国地方の地震動予測、過去の地震による橋梁構造物の被害調査並びに橋脚の地震応答解析を行い、四国の地震防災に関する基礎資料となるいくつかの知見を得た。しかし、これらの項目を検討する段階で、今後さらに解決すべきいくつかの課題が残された。以下、これらの検討課題について述べる。

6. 1 地震動予測について

第3節では、四国地方の最大加速度の予測と県庁所在地における加速度波形および応答スペクトルを予測したが、以下のような課題も残された。

- (1) 四国地方に大きな被害を及ぼすと考えられる地震として、南海トラフで発生する海洋型巨大地震、中央構造線の活断層で発生する2つの地震を考え地震動予測を行ったが、それ以外の活断層で起こる地震については、時間的な制約もあり考慮することができなかった。これらの活断層のうち、特に県庁所在地の直下に存在すると考えられる活断層は、兵庫県南部地震における神戸での被害と同等の被害を与えると考えられるので、規模が小さくても被害地震として考慮することが必要である。今後、このような中小規模の活断層で発生する地震動を予測することも必要である。
- (2) ある地点の地震動を予測する際には、その地点の地盤条件を知ることが必須である。本報告では、当該地点の地盤条件が既知であるという前提条件の下に地盤種別ごとに地震動加速度を予測したが、地震被害予測を精度よく行うためには、その地点固有の地盤条件をボーリング資料などから決定しなければならない。今後、四国地方におけるボーリング資料等を収集整理するとともに、それをデータベース化することが必要となる。
- (3) いくつかの地点（県庁所在地）の地表加速度波形を予測したが、波形を作成するには膨大な計算量が必要であるため、それ以外の地点の波形予測は行わなかった。今後、任意の地点の加速度波形を比較的簡便に予測できる手法を開発することが必要である。

6. 2 橋梁構造物の地震被害予測について

第4節では、兵庫県南部地震を含む12個の被害地震を対象として橋梁構造物の地震被害を調査し、その結果を基に橋梁の地震被害データベースを作成するとともに、このデータベースの検索システムを構築した。しかし、使用したデータが膨大でありまた時間的な制約もあったことから、いくつかの不備な点や今後改良すべき点が残った。また、この調査研究の目的が橋梁構造物の地震被害予測にあることを考えると、上記のデータベースをさらに拡充し、橋梁の地震被害予測システムの構築へと発展させていかねばならない。

また、第5節では、橋脚の地震応答解析を行いその耐震安全性を評価することによって橋梁の地震被害を予測するための基礎的な検討を行った。これらに関する今後の検討項目を列挙すると、以下ようになる。

- (1) データベースの構築においては、現時点で入手可能な被害報告書を調査したが、各種データファイルの中になかなか欠落データがあった。これらの欠落データは、他の資料などを調査することにより補充し、本データベースをさらに整備することが必要である。
- (2) 損傷評価システムでは、橋梁の損傷度を定量的に表すことが必要である。しかし、この定量化には、主観的要因がかなり含まれる。本調査研究では、なるべく客観性のある指標を導入したが、現時点ではまだ十分な指標を設定するには至っていない。
- (3) 橋梁の地震被害予測では、上述の損傷度と各種要因（地震動特性、地盤条件、構造特性等）との関係を明らかにするとともに、これを被害予測システムに取り入れることが必要である。今後、このような関係を取り入れた橋梁の地震被害予測システムを構築することが必要である。

- (4) 橋梁の地震被害を精度よく予測するためには、既存橋梁の現況調査とその地震応答解析を行うことが必要である。橋梁の地震被害が橋台や橋脚などの下部工の損傷・崩壊に起因することを考えると、これら下部工の地震応答解析を行うことが不可欠である。本報告書でも2, 3の橋脚の地震応答解析を行ったが、今後さらに多くの橋脚に対して同様な解析を行い、橋脚の耐震安全性に関するより一般性のあるデータを得ることが必要である。

7. おわりに

地震動・構造部会では、3つのワーキンググループを編成し、前述のような、四国地方の地震動予測、過去の地震による橋梁構造物の被害調査並びに橋脚の地震応答解析と被害予測を行った。その結果を要約しておけば以下のようなものである。

第1グループの地震動予測では、まず四国地方に大きな被害をもたらす地震として、南海トラフで発生する海洋型巨大地震と中央構造線の東半分および西半分の活断層で発生する地震の3つの地震を想定した。そして、既往の距離減衰式のうちで最も適合性の良い福島による予測式を用いて、これらの想定地震に対する地盤種別ごとの最大地動の分布を求めた。その結果、各地の最大加速度は、想定地震とその位置関係および当該地点の地盤条件により大きく異なるが、おおむね気象庁の古い震度階の5～6の震度に対応する100～400galとなり、1946年の南海地震における四国各地の震度分布とほぼ整合すること、軟弱地盤（Ⅲ種地盤）上では、最大加速度が500～800galにも達し、一昨年兵庫南部地震の神戸における値と同等かそれ以上となる地点もあること、したがって、四国地方が非常に厳しい地震環境にあることが再認識された。ついで、四国4県の県庁所在地を対象として、その地点に最も大きい影響を及ぼすと考えられる想定地震、すなわち、高知については南海トラフで発生する海洋型巨大地震、徳島、高松については中央構造線の東半分の活断層で発生する地震、松山については中央構造線の西半分の活断層で発生する地震に対するこれら各県庁所在地の基盤およびⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤の地表における加速度波形を、杉戸らの提案した比較的信頼度の高い非定常地震動モデルおよび多層地盤モデルを用いて、推定・予測した。そして、これらの予測した加速度波による各県庁所在地の加速度応答スペクトルを求めた。その結果、予測した加速度波形の最大値は、特異なピークを除き、前述の福島による距離減衰式の値（表2.3.1）と比較的よく対応していること、予測波形による加速度応答スペクトルには、地盤が軟らかくなるほどスペクトルのピークが長周期側へ移行するなど、地盤条件の影響が比較的顕著にあらわれていることなどから、ここで予測された加速度波形は、ほぼ妥当なものであり、四国の各県庁所在地における各種構造物の耐震安全性等の照査を地震応答解析により行う際の入力波の基準として非常に有用である。

第2グループの橋梁構造物の地震被害予測では、まず、昭和21年以降に我が国で発生した地震のうちから、その規模と橋梁の被害が比較的大きい、兵庫県南部地震を含む12の地震を選定し、これら各地震に対する橋梁の被害報告書等を収集した。ついで、それらの文献に記載されている314橋梁を対象として被害調査を行い、その結果を予め作成された被害調査表に記入した。そして、これらの調査表の内容とその内容に基づく損傷評価結果等をパーソナルコンピュータ内にデータベース化し、このデータベースの検索システムを構築した。この橋梁の地震被害検索システムによれば、橋長・幅員などの橋梁諸元、上部構造形式、支承形式、落橋防止装置、橋脚形式とその材質、基礎工形式、地盤条件、所在地と路線名、建設年と適用示方書、地盤条件、マグニチュード・断層距離・発生日月などの地震諸元、被害状況、被害部分と変状、損傷度などが容易に検索でき、また、これを援用した橋梁の地震被害の分析も可能である。

第3グループの橋脚の地震応答解析と被害予測では、岡村・前川らによって開発された2次元動的非線形有限要素プログラムを用いて、高知市内の軟弱地盤上に実在する5径間連続鋼桁橋のRC橋脚の地震応答解析、すなわち可動支承橋脚に兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の南北成分加速度波を入力した場合および固定支承橋脚に本部会で予測した高知市の軟弱地盤に対する加速度波を入力した場合の非線形応答解析を行った。そして、解析により得られた橋脚天端の応答加速および変位の時刻歴、同応答加速度（慣性力）—変位関係の履歴曲線、橋脚基部の応答せん断力の時刻歴、最大応答変位時の橋脚躯体のひび割れ並びに応力状態等から橋脚の耐震安全性の照査ならびに橋梁の地震被害予測が、この2次元動的非線形有限要素プログラムを用いて、合理的に行えることを例証した。

以上のように、四国の地震防災に関する基礎資料とそれに有用な知見を提供するという、本部会の当初の

目的はおおむね達成できたが、時間的な制約もあり、前節で述べたような検討課題も残された。したがって、あんぜん四国検討委員会の最終目的が、四国地方の各種構造物の地震被害予測と被害の軽減にあるとすれば、今後、本部会におけるこれら検討課題に対する調査・研究が継続され、当該地点の地盤条件を反映させたより極め細やか地震動波形の予測、ならびに、過去の地震による被害調査結果と地震応答解析結果を対比した合理的な橋梁の地震被害予測システムの構築が望まれる。