

2002年度修士論文

表層地盤の違いによる地震動増幅の変化 に関する検証

高知市の表層地盤を事例として

2003年1月

指導教員 中田慎介

高知工科大学大学院基盤工学専攻

社会基盤工学コース 1055157

本坊滋朗

要旨

表層地盤の違いによる地震動増幅の変化に関する検証 高知市の表層地盤を事例として

1055157 本坊滋朗

1. 研究背景

四国沖を走る南海トラフを震源とする南海大地震は、近い将来発生することが危惧されている。中央防災会議の資料 [中央防災会議 . 2002] によれば、その地震により高知市では震度 6 以上が想定されている。このような地震動の規模は震源断層の広がりやすべり量で決まるが、地盤震動の特徴を大きく支配するのは地盤の層構造で、地盤が軟らかいとよく揺れるとされている。高知市の地盤は、軟弱な層が厚く堆積したいわゆる沖積層が多くある。

2. 研究目的

このような状況をふまえて、本研究では、高知市における表層地盤構造の違いで、地震波がどのように増幅するかを検証することを目的とする。

3. 既往の研究経緯と本研究の位置づけ

建物に作用する地震力が、建物を支持する表層地盤の性質に大きく左右されることは多くの地震被害などを認識されていた。このため、2000 年までの建築基準法では、地盤をゆれやすさに応じて大きく 3 種類に分類し、地震力が決まるようになっていた。この地盤分類は、その後の関連研究によって表層地盤の特性 (密度、層圧、剛性、減衰定数など) がわかれば、従来よりも精度良く当該地盤固有の増幅特性を算定できることがわかってきた [大崎順彦 . 1994]。2000 年には、工学的基盤での基準応答スペクトルを決め、基盤以浅の敷地直下の表層地盤データ (ボーリングデータあるいは PS 検層データなど) を用いて増幅率を求め地表面での設計スペクトルを算定する手法が提案されるようになった。

そこで本研究では、ボーリングデータから、次元反射理論 SHAKE を用いてさらに精度の高い方法で高知市の地盤特性に応じて表層地盤の地震動を求めることとした。

4. 解析に用いる諸元の検討

解析を行うにあたり、地盤のデータが必要となる。高知市における地盤データは高知地盤図 [社団法人高知県建築設計協会 . 1992] により深度、地質、N 値等についてはまとめられているものの、PS 検層などによる地盤内のせん断波速度 (Vs) についての記載はない。そこで、解析に必要なデータである Vs は N 値より換算することにした。換算式は 3 つあり、本研究では一番大きな Vs を示す今井式を採用することとした [柴山和夫 . 1998]

$$V_s = 91.0N^{0.337} \quad (\text{今井式})$$

一般に N 値より Vs を求める換算式で求めた値の誤差は、PS 検層による Vs データの上

下 2 割以内に分布している。そこで、換算式より得られた V_s と、その値の上下 2 割の V_s ($V_s \times 0.8$ 、 $V_s \times 1.2$) を用いて表層地盤の増幅率を算出した。その結果、同地盤でも $V_s \times 0.8$ と $V_s \times 1.2$ とで約 1.8 倍もの違いがある場合があった。つまり換算式の使い方次第では、地表面における地震力を過小評価してしまいかねない。そこで本研究では換算値の V_s の 2 割増しの値を用いて解析を行うこととする。

5．評価手法

地表面における加速度応答スペクトルの卓越周期に応じて地盤を評価することにした。分類としては、建築基準法の限界耐力計算法 [日本建築学会 . 2002] に示された地盤種別 (1 種、2 種、3 種) をもとに周期 0.25sec 以下を一種、0.25 ~ 0.50sec を二種 A、0.50 ~ 0.75sec を二種 B、0.75sec 以上の四種類とした。

一種地盤では、その固有周期から比較的剛性の高い建物が共振しやすく、このような建物への地震入力が大きくなると考えられる。二種 A については木造建物の固有周期が 0.3 ~ 0.5sec であることを意識して設けている。また二種 B についても、中層 RC 建物のスウェイ、ロッキングを考慮したときに、みかけの周期が多少伸びることを踏まえて設けている。三種については、加速度で評価するのではなく、速度で評価することが適切である周期域であり、地盤周期が長くなる高層建物に大きな影響がでる。

6．解析手法

高知市の沖積層がより厚く堆積している地域を重点的に 13 の地盤を解析対象地盤として選定した。その表層地盤の工学的基盤面に地震波を入力したときの表層地盤内の地震動増幅を 1 次元反射理論を用いて算出し検討を行う。入力地震波は地表面観測波を当該地点の基盤面まで引き戻しをした芸予波、エル・セントロ波と (財) 日本建築センターより提供されている模擬基盤波 BCJ-L1、BCJ-L2 の計 4 つである (図 1 参照)。ここでの表層地盤とは工学的基盤面以浅の地盤のことで、工学的基盤は N 値 50 以上の層がある程度厚みを持

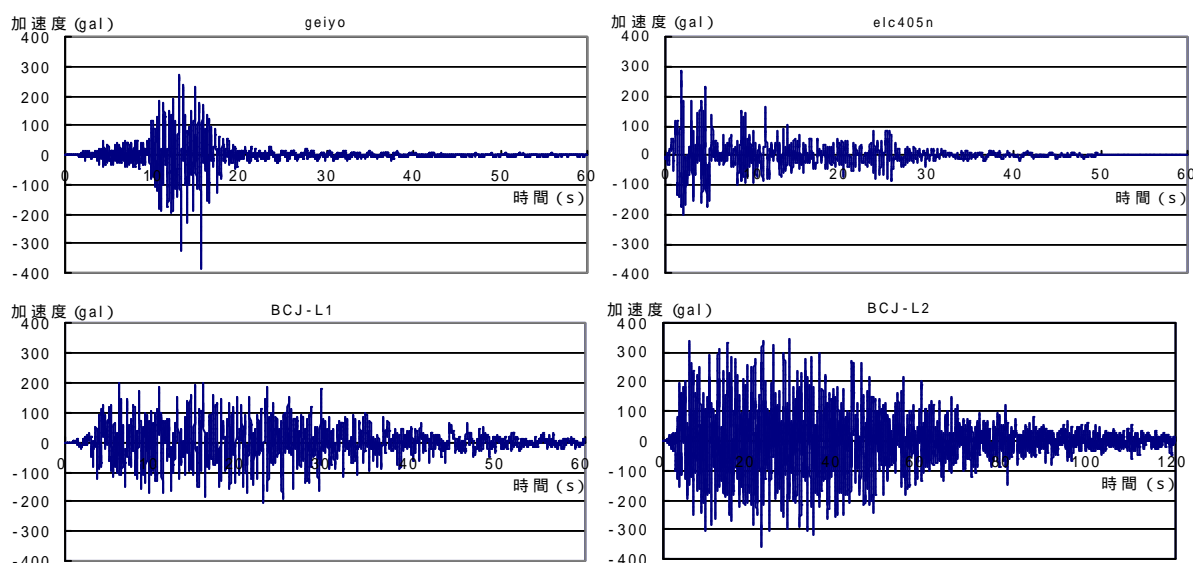


図 1 基盤面への入力地震動

っているものとする。本研究では、基盤面入力地震波の速度を 50kine（大規模地震）に基準化し解析を行った。

7. 解析結果

ここに高知市の表層地盤において一般的であったものを図2に示す。基盤面までの深度が40mのものをモデルA、深度30mのものをモデルB、深度10mのものをモデルCとした。また、図3に入力地震波ごとの地表面における加速度応答スペクトルを示す。

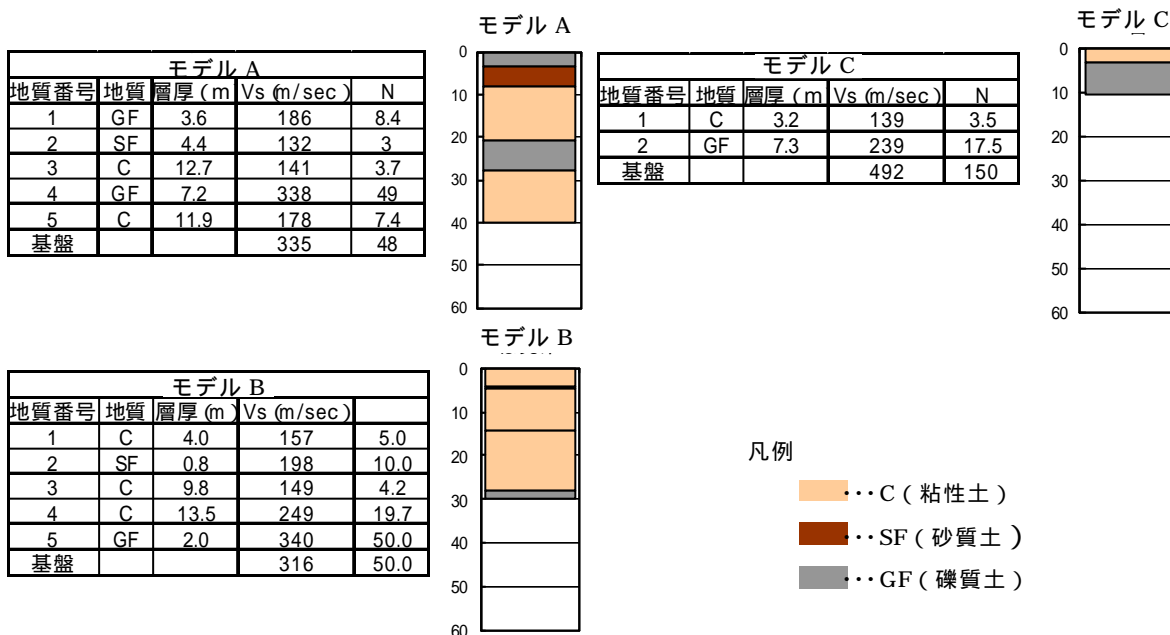


図2 地盤モデルA、B、C

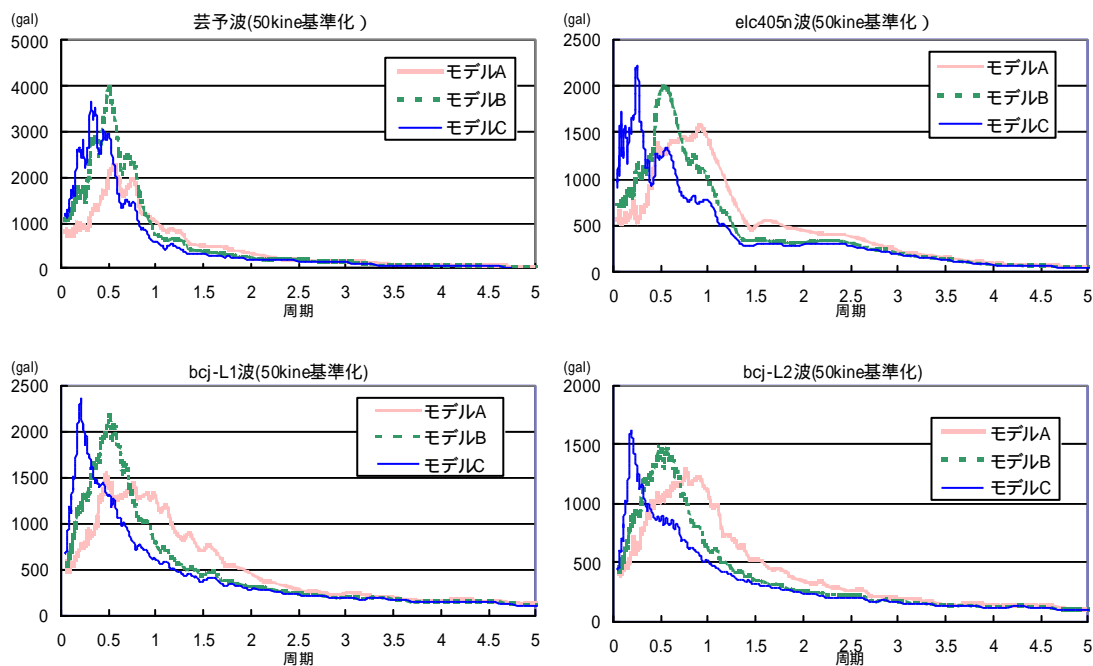


図3 地表面加速度応答スペクトル(地震波別)

芸予波を基盤面に入力したとき、地表面における加速度が卓越する周期は3モデルとも0.3～0.5secの間にある。このことから、芸予波のような特性を持つ地震波に対しては、表層地盤の深度に関係なく卓越する周期域が広がらないと推測される。

elc405n波、bcj-L1波、bcj-L2波を入力した時、各モデルの卓越する周期に広がりが見られる。深度の小さいモデルCでは短周期で卓越しており、逆に深度が大きいモデルAで周期が1.0sec近くまで伸びている。これは、一般の建築物の固有周期である0.2～0.8secの形と重なる形になる。

どの地震波を入力した場合にも、モデルAでは加速度の最大値こそ小さいが、その付近の加速度が比較的大きい値で継続する傾向にある。

8. まとめ

高知市における表層地盤の違いによる地震波の増幅について、結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 同一地盤の地表面における加速度応答スペクトルは、入力する地震波の特性によって異なる。
 - ・ 芸予波を入力したとき、地表面における最大加速度はモデルBの方が、モデルCより大きい。
 - ・ elc405n波、bcj-L1波、bcj-L2波を入力したとき、地表面における最大加速度はモデルCの方が、モデルBより大きい。
- (2) 同一地盤でも、入力する地震波の違いにより、地表面における加速度応答スペクトルが卓越する周期が異なる。
 - ・ 基盤面までの深度が40mのモデルAに芸予波を入力したとき、地表面の加速度応答スペクトルが卓越する周期は0.5sec程度である。
 - ・ モデルAにelc405n波、bcj-L1波、bcj-L2波を入力したとき、地表面の加速度応答スペクトルが卓越する周期は0.8sec程度である。

引用・参考文献一覧

- 大崎順彦.(1994).新・地震動のスペクトル解析入門.鹿島出版会:167-198.
- 高知地盤図編集委員会.(1992).高知地盤図.社団法人高知県建築設計監理協会:133-137.188-380.
- 柴山和夫.(1998).N値の話.理工図書株式会社:120-122.
- 日本建築学会.(2002).鉄筋コンクリート構造の設計.社団法人日本建築学会関東支部:136-138.
- 中央防災会議.(2002).「東南海・南海地震等に関する専門調査会」.
(<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index.html>).2002.12.24取得.

Verification of the Fluctuation of Earthquake Amplification Due to Surface Soil Conditions

-Case Study of the Surface Soil Conditions in Kochi city-

The characteristics of the magnification for earthquake input is considered to be much fluctuated at the surface conditions of the ground soil transferred from the basic soil condition which is defined from the viewpoint of engineering judgment. This research is aimed at this magnification due to surface soil condition. Now it is predicted that Nankai Earthquake will occur within thirty years with high probability. In the Kochi city the soil condition shows much variations, so thirteen points were selected which were different soil conditions. Using recently developed computer program, the case study of the dynamic response analysis was carried out for such thirteen points. In this case study, the real soil conditions were modified as clean-cut features from real soil conditions. As numerical analysis, observed five earthquake waves were selected which were modified as basic soil conditions and the level of input earthquake motions were set as 25 kines and 50 kines respectively medium level and giant level earthquakes. Through a series of numerical analysis, following results were obtained though this mathematical modeling for soil layers was assumed to be clean-cut.

- 1) Analyzed amplification factors in thirteen points in Kochi city were shown in Fig. 1 . In the same point, it was observed that the amplification factors were fluctuated from 50 % to 200% by the different input earthquakes to the engineering hard soil model. This shows that such amplification of earthquake input depends much on the earthquake wave shape into the base hard soil model.
- 2) In the Ikku where the soil condition is generally a little bits harder, the amplifications were rather smaller than other points. Comparing this, those in Godaisan, Koukadai and Takasu points are larger by around fifty percent. It is not considered that these amplifications don't effect directly to the damage level of buildings. However these analytical results will give strong effects to some of buildings by some conditions of dynamic properties of buildings.

目次

1．序論	1
1．1 研究背景	1
1．2 研究の必要性	1
1．3 研究目的	2
2．地震と地盤	3
2．1 地震	3
2．2 工学的基盤と加速度応答スペクトル	4
2．3 表層地盤の非線形性	5
3．解析方法	7
3．1 使用するプログラム	7
3．2 地盤の動特性	8
3．2．1 質量	8
3．2．2 せん断弾性係数・せん断波速度	9
3．3 解析対象地点	13
3．4 解析地震波	17
3．5 強震動で対象となる周期範囲	21
4．高知市表層地盤が地震動に与える影響	23
4．1 加速度増幅率	23
4．2 加速度増幅率に関する考察	25
4．3 スペクトル強度	26
4．4 スペクトル強度に関する考察	28
5．防災マップの基礎データ作成	29
5．1 表層地盤深度による分類	29
5．2 加速度応答スペクトルの卓越周期による分類	32
6．結論	35

謝辞

参考文献

1. 序論

1.1 研究背景

近年、表層地盤を考慮した地震動に関する世の中の動きが活発になってきている。まず、2000年6月に建築基準法が約50年ぶりに大改正されて、限界耐力計算法が選択肢に加わったことがあげられる。限界耐力計算によれば、これまで地表面で定義されてきた地震荷重が、工学的基盤位置で定義されるようになり、表層地盤における地震動増幅特性の差を反映した設計ができるようになった。これには、過去の地震による建物の被害が地盤特性により大きく依存しているという背景があったからということが要因の1つとしてあげられる。また、全国規模での強震観測網(K-NET, kik-NET等)が充実するに伴い、震源近傍で数多くの強震記録が収録され、震源近傍の様々な強震動特性が明らかになってきたことも理由の1つにあげられる。

2002年の12月には中央防災会議による「東南海、南海地震等に関する専門調査会」により、強震動の計算結果が発表され震度分布等が公表されるにいたった[中央防災会議・2002]。これによると、南海地震による高知市の震度は6弱程度、場所によっては6強以上になるであろうことが読み取れる。ただし、図1-1は地盤モデルに不確かさがあり、全体像としてはとらえているが、局所的にはとらえることが難しい。

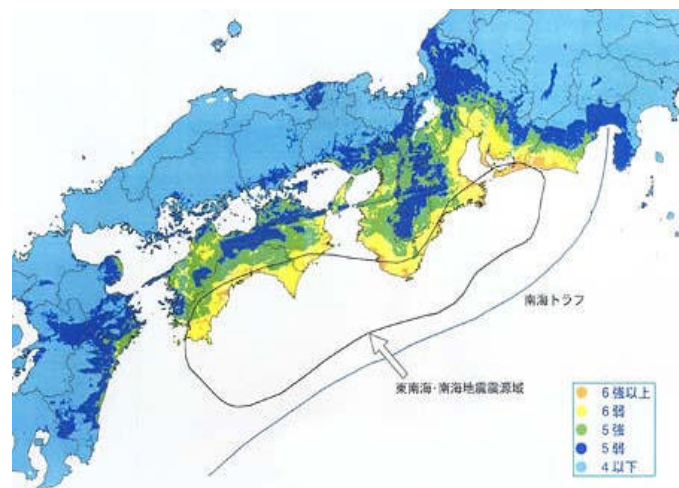


図1-1 東南海、南海地震タイプの強震動計算による震度分布
[中央防災会議・2002]

1.2 研究の必要性

図1-2は1923年関東地震の際の東京市(現23区)における木造2階建住家と土蔵との被害率を山手と下町とに分けて表したものである。下町は山手に比べて住家の被害率は高いが土蔵の被害率は逆に少ない。この原因は地盤の卓越周期と構造物の固有振動周期の相違にある。すなわち、地震動と構造物との共振現象が被害状況を左右している。

図1-3は東京の地質断面図であり、有楽町より東は有楽町層と呼ばれる沖積層で深さは20m~50m、測定された地盤の卓越周期は0.5sec~1secである。これは木造住家の倒れやすい周期とほぼ一致する。土蔵の倒れやすい周期は0.3sec付近であり、山手の地盤の卓越周期も0.3sec付近である。

このように沖積層の厚さと、建物の固有周期との関係次第では被害の度合いが異なってくる。木造建物が大部分をしめる高知市は沖積層が堆積している部分が多く、強震動によるかなりの被害が予想される。そのため、高知市における地盤の増幅率を把握しておくことは、高知市の防災を考えるうえで今後非常に重要であると考えられる。

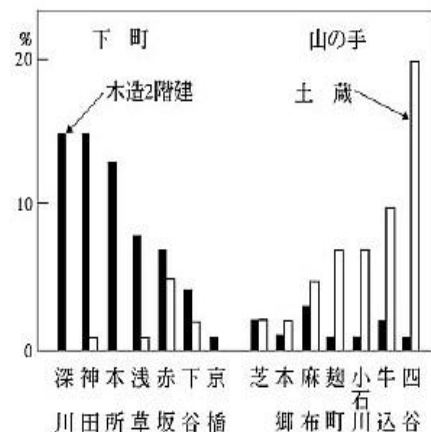


図 1-2 木造二階建て住家と土蔵の被害

[斎田(1938)による]

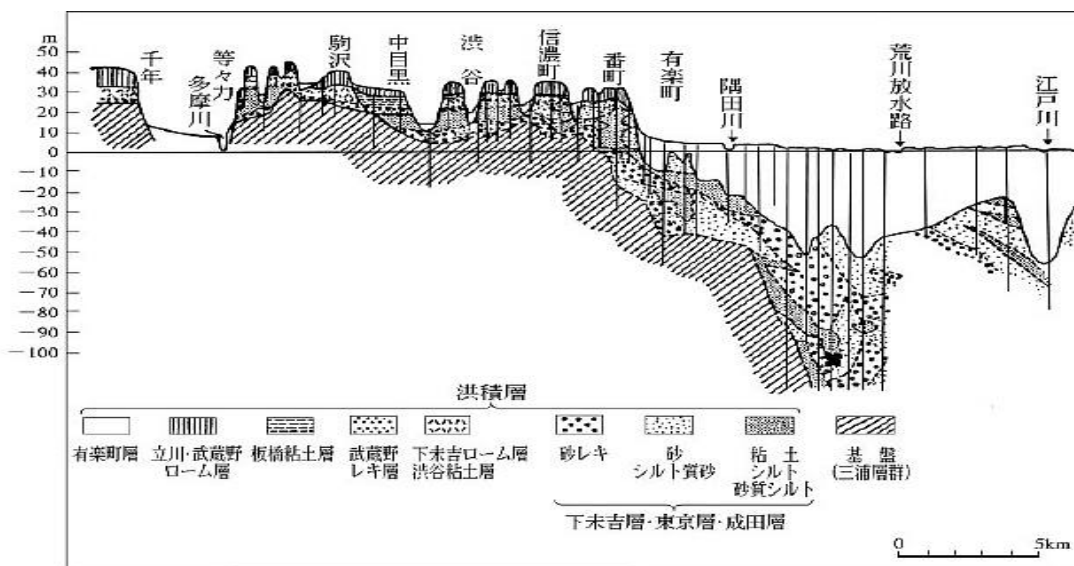


図 1-3 東京市の地質断面図.

[成瀬ほか(1968)による]

1.3 研究の目的

今後数十年の間に南海地震が発生するという事実は恐らく免れることはできないであろう。しかし、断層モデルなどによりおおよそその地震の規模こそわかるものの、いつ発生するかについては断定することができない。

南海地震が発生したときにいったいどのような影響をうけるのか想定する必要がある。先に記したように、中央防災会議より 1km メッシュの震度分布に関して公表されている。1km メッシュということは、かなり細かくデータをとっていることになる。しかし、表層地盤による地震動の増幅は、地表近くの地質区分より経験式を用いて増幅率が導きだされており、高知市内は 2 ~ 3 通りの増幅率しかない。そこで高知県において人口が集中する高

知市の震度分布はどうなっているのかを局所的にとらえることを本研究の目的とした。

2. 地震と地盤

2.1 地震動の取り扱い

地震という現象は、地殻を構成する硬い岩盤中の破壊（断層運動）によって地震動が発生し、それが人間の生活する地表へと伝播して構造物などを振動させる自然現象である。このとき地表で観測、あるいは経験される地面の動きを地震動といい、大きな被害を及ぼす強い地震動を特に強震動という。地震動を受けた構造物がどのような挙動を示すかを解析・評価し、損傷・崩壊に至らないようにすることが耐震設計である。合理的な耐震設計をおこなうためには、ある特定の断層が活動した場合に、ある特定の場所でどのような強震動が観測されるかを、できれば地震波形として評価できることが望ましい。ここでは、そのような強震動の評価法、特に断層を想定した地震動を合理的に評価する手法について述べる。

まず地震現象をどのように考えるかについて図2-1に示す。我々が感じたり構造物を振動させたりする地震動は、断層においてどのような破壊が起こったか（震源特性）、生じた地震波動がどのように伝わって来たか（伝播経路特性）、対象地点近傍の地盤構造によって地震波動がどのような影響を受けたか（地盤増幅特性）の組み合わせで表現される。震源特性は、どの程度の大きさの断層がどのように破壊したかといった時間的・空間的な特徴が要因となって、放射される地震動に大きな影響を与える。断層から放射された地震波は、硬い地殻の中をいろいろな経路を辿って観測点の近傍に到来する。辿った経路に固有の特性が伝播経路特性として地震動に反映される。観測点近傍で地震波が柔らかい地層に入射すると、一般には増幅されて大きな地震動となる。この地盤増幅特性は地盤の構成や構造によって異なり、観測される地震波はこの特性によっても複雑な影響を受ける。地震動はこのような要因の複雑な組み合わせで構成されているが、震源特性・伝播経路特性については未だ不明な点が多く暫定的なモデルしか紹介されていないが、地盤増幅特性はある程度個別に評価することが可能である。

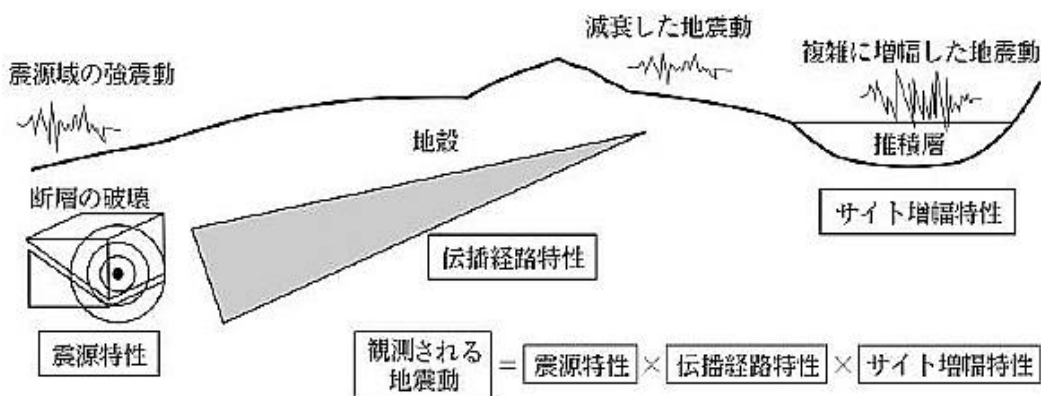


図 2-1 地震動の考え方

2.2 工学的基盤と加速度応答スペクトル

1998年6月12日に改正建築基準法が公布された。50年ぶりともいえるこの大改正の柱のひとつは、「建築基準の性能規定化等基準体系の見直し」であり、その一環として2000年6月1日に施行されたのが「限界耐力計算法」である。

限界耐力計算法では、入力地震動が減衰定数 $h=0.05$ の加速度応答スペクトル（標準加速度応答スペクトル $S_0(T, h=0.05)$ ）として解放工学的基盤の表面で与えられる。工学的基盤とはS波（せん断波）速度が400m/sec程度以上で、相当の厚さのある地層と定義されている。この入力地震動に対して工学的基盤の上にある表層地盤の非線形増幅を考慮して建物への入力地震動の加速度応答スペクトルを評価する方法が初めて採用された。

建築物が建設される多くの地盤は表層の軟弱な地盤（表層地盤）の下に比較的硬質な地層が存在している。地表面の地震時応答は表層地盤の振動特性の影響を強く受け、同じ地震でも表層地盤の特性が違えば場所ごとに地表面の応答が異なる。

限界耐力計算では解放工学的基盤の表面で時刻歴加速度 $\ddot{a}_d(t)$ の $h=0.05$ 加速度応答スペクトル $S_0(T, h=0.05)$ が与えられている。この S_0 は損傷限界検証用（中地震）と安全限界検証用（大地震）の2つの地震動レベルが設定されており、前者は後者の1/5のレベルである。既往の新耐震設計法との関係は中地震レベルがレベル1地震動、また大地震レベルがレベル2地震動に相当する。図2-2は安全限界検証用の地震動と高層建物の耐震設計用地震応答解析で多用してきた日本建築センター波レベル2地震動（BCJ-L2）の5%加速度応答スペクトルの比較を示す。限界耐力計算法で設定されている地震動レベルが適切か否かは議論の分かれるところであるが、1995年兵庫県南部地震の神戸市街地のような浅部の震源断層の近傍を除けば既往の地震観測記録を考慮しているとされている。

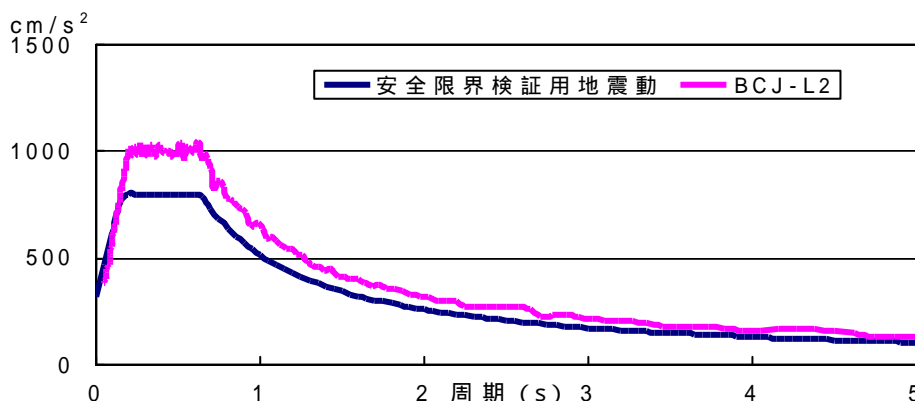


図2-2 安全限界検証用地震動の加速度応答スペクトル

応答スペクトルからは、地震波の色々な特性、特に構造物への影響が明瞭に読み取れる。また、1質点減衰系によって代表される構造物に対して、地震波が与える最大の影響を表現しているものである。したがって構造物までも含んだ地震動の全体像を表しているといえる。

加速度応答スペクトルとは構造物に作用する力、すなわち地震力を与えるものである。

構造物の固有周期と減衰定数に応じて、加速度応答スペクトルから読み取った応答値 $(\ddot{x} + \ddot{y})_{\max}$ が、構造物を 1 質点系に置換した場合に作用する最大の絶対加速度であり、それに構造物の質量 m を乗じたものが、地震中に構造物に生じる最大せん断力 Q_{\max} すなわち

$$Q_{\max} = m (\ddot{x} + \ddot{y})_{\max}$$

である。この最大せん断力と構造物の重量 $W = mg$ との比

$$C = Q_{\max}/W = (\ddot{x} + \ddot{y})_{\max}/g = S_a(h,T)/g$$

をベース・シヤ係数という。ベース・シヤ係数は、構造物に作用する地震力と重量の比、つまり通常の静的耐震設計で用いる静的震度 k に対応して動的震度と呼ぶこともある。

次に、速度応答スペクトルとは、地震動が構造物に与える最大のエネルギーを表している。すなわち、構造物のばね定数を k 、最大変位を x_{\max} とすれば

$$\begin{aligned} \text{最大ひずみエネルギー} & \quad \frac{1}{2} kx_{\max}^2 \\ \text{単位質量あたりの最大エネルギー} & \quad \frac{1}{2} \cdot \frac{k}{m} kx_{\max}^2 \\ & \quad = \frac{1}{2} (v_{\max})^2 \\ & \quad = \frac{1}{2} S_v^2 \end{aligned}$$

である。

構造物の周期には、長短いろいろのものがあ、また局部的な破壊が起こると、固有周期は変化する。しかし、通常の構造物では、主要な周期は大体 0.1sec から 2.5sec の間にあるものと考え、この間のエネルギーの総量をあらわす積分値

$$I_h = \int_{0.1}^{2.5} S_v(h,T) dT$$

をもって、地震動の破壊力をあらわす 1 つの指数をスペクトル強度 (SI) といい、ハウスナー (G.W.Housner) により提案されている。また、上式はエネルギーの総量であるのに対して、平均をとった値、つまり 0.1 から 2.5 秒の間の 2.4 で除した値 (SI センサーなどで検出可能なものと等価な SI 値) は被害との相関性があるとされている。

応答スペクトルは本来、簡単な 1 質点減衰系に関する概念である。しかし、複雑な多質点系構造物の振動も、単純な 1 質点系の振動成分 (モード) に縮約し、それぞれの成分の応答を求めた上で、これらを合成すれば複雑なモデルの応答を求めることができる [大崎順彦・1994]。

2.3 表層地盤の非線形性

地震動の強さは、基本的に地震のマグニチュードと震源(央)距離の関数として記述できる

と考えられている。一方で過去の経験は、地震被害が表層地盤特性と密接な関係にあることを示していると考えられる。先に記したように、関東地震の際東京の下町では木造家屋の被害が大きかったが、山の手では土蔵の被害が大きかったことはその典型的な例といえる。

地震動が表層で著しく増幅されるのは、地下深部に比べて表層のS波速度(V_s)が100~400m/secと遅いためである。そうした影響を受けない基盤面を考えれば、震源からの距離があまり変わらない区域では入射波はどこでもほぼ同様と考えられる。この地震基盤設定条件は30年ほど前から以下のように提案されている。

- 1) 基盤面は空間的にある広がりを持ち、かつこの面での力学的諸性質は同一である
- 2) 基盤面以下の地層は、以浅の地層に比べて構成・力学的変化が一層小さい

一般に地震学では、地盤線形時の地震波を用いて研究を行うが、強震動を理解するには、地盤の非線形特性がついてまわる。ここで、地盤の非線形特性がどのような現象なのかおおまかな説明をする。

多くの材料と同様、一定の歪レベル(一般に 10^{-4})を越えると、地盤も非線形挙動(剛性が低下し、減衰が増加する現象)を示す。現実には、ある地震動レベル(中地震)以上の時に、一部の軟弱地盤で地盤の非線形挙動が起こる。一定の歪レベル以上なので、地震動の振幅が大きい時に、地表近くの地盤でのみ起こる。地表近くの地盤は、不均質で多様なので、非線形挙動をする地盤とそうでない地盤があり、表層地盤や局地的な地盤のスケールに対応して、数秒以下の高周波(短周期)地震動で問題になる。1つの目安として、地盤のS波速度で200m/sec以下だと、非線形挙動をする可能性が高いと言われている。

地盤の非線形挙動により、地表における強震記録の卓越周期は、線形時の地盤特性の周期より長周期側へずれる。振幅は、大きくなることも、逆に小さくなることもある。

1つめに、地盤の非線形特性を仮定した、地盤応答の数値計算がある。地盤の非線形性(応力-ひずみ関係)を表現するためには、弾塑性モデルを使用することが多く、代表的なものに、Hardin-Drnevichモデル、Ramberg-Osgoodモデル、バイリニアモデルがある。数値計算は、最近では、1次元的な解析から、FEM(有限要素法)や粒状体モデルへと移りつつある。

2つめに、強震観測による、地盤の非線形挙動の検証があげられる。地盤が非線形化した場合の地震動は、弾性波動論によって計算される地震動とは異なる波形をしている。地盤の非線形挙動が強震記録に見られる例として、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震、1995年兵庫県南部地震、などが挙げられる。しかし、地表における1点のみの観測であると、地盤の非線形挙動によるものと、深い地盤構造を反映した表面波と、大地震の場合に震源で発生する長い周期の波の区別は、なかなかつきにくい。地震動がS波なら、ポアホール強震記録の解析は、地盤の非線形特性の識別に有効である。

3. 解析方法

3.1 使用するプログラム

これまで1次元の地盤の応答解析を行う解析プログラムとして、等価線形化法を用いた解析プログラム SHAKE が実務において非常に多く用いられてきた。SHAKE とは、水平方向に半無限に広がりのある均質、粘性のいくつかの層からなる土層でのせん断波の縦方向伝播に対する応答計算を行うプログラムである。このプログラムでは、過渡応答を波動方程式の連続解として求めている。土のせん断弾性係数及び減衰の非線形特性を、等価線形化手法の適用により考慮することができる。即ち、各層における有効歪に一致するようなせん断弾性係数及び減衰を得るまで繰り返し計算を行い、せん断弾性係数及び減衰を決定します。

本研究における解析では、次のような仮定を設定した。

1. 土層は、水平方向に無限に広がっているものとする
2. 各層は、せん断弾性率、臨界減衰比、密度及び層厚で定義される。これらの値は振動数には独立とする
3. 応答は、基盤からのせん断波の上方伝播により起こる
4. せん断波は、等間隔時間刻みの加速度値として与えられる
5. 土の剛性及び減衰の歪依存の物性値は、各層毎に求められた平均有効歪レベルにより等価線形化手法により評価される
6. せん断弾性率及び減衰共に可変可能な機能を持ち、弾性基盤の効果を考慮できる

しかし、地盤が軟弱で地震動レベルが大きい場合、高周波数領域では減衰を過大評価し剛性を過少評価するため、解析結果と観測記録が一致しないことが指摘されている。そこで、今回解析を行うにあたり、構造計画研究所の成層地盤地震応答解析プログラム k-SHAKE+ for Windows を使用しました。

基本機能は、等価線形法と1次元重複反射理論に基づく地盤の地震応答解析機能です。Schnabel、Lysmer 等によって開発された1次元波動伝播解析プログラム SHAKE の機能に入出力機能や簡易液状化判定機能など新たな計算機能を追加することにより、Windows 上での運用を可能にしたものである。

基本機能で解析を行った結果、先に記したように等価線形解析の適用範囲とされる歪範囲を大きく越えてしまった場合、土質の非線形挙動を応力 - 歪関係を用いて追跡しながら解析を行う非線形逐次積分法による検討（時刻歴非線形解析）をしなければならないケースに直面しなければならない。そのような場合、非線形オプションを使用することにより、時刻歴非線形解析を行うことができるようになっている。

等価線形解析の適用範囲外とされている大歪領域に対する解法として、直接積分法（線形加速

度法)による時刻歴非線形解析を行うことができるとしている。また、レイリー減衰により粘性減衰を指定することができ、土の復元力特性として線形、非線形(修正 R-O モデル)を選択することができる。

また、基本機能(SHAKE 機能)で作成した歪依存曲線から基準歪と最大減衰等の非線形特性パラメータを計算して、非線形解析における非線形特性として設定することができる。

[構造計画研究所 . 2002]

3.2 地盤の動特性

地震動解析に必要な地盤の主な動特性としては

-) 質量
-) せん断弾性係数またはせん断波速度
-) 減衰定数

の3つがあげられ、ポアソン比が必要になることもある。地盤の減衰というのは実はまだ研究の途上であり、重要な要素であるが、既往の研究から定義した。また、地盤はもともと非線形材料であり、せん断弾性係数も減衰定数も、ひずみの大きさによって大きく変わる。つまりひずみ依存特性が顕著である。

3.2.1 質量

土の質量密度すなわち単位体積あたりの質量を (単位 $\text{tf} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^4$) とすれば、土質力学で使う単位体積重量 (単位 tf/m^3) との間には

$$= /9.8$$

といった関係がある。ここに $9.8\text{m}/\text{sec}^2$ は重力の加速度である。

土の単位体積重量は、乱さない試料をとって成形が可能な場合は容易に測定できるが、試料を乱さず解析にかけるということは非常に困難であり、精度等を考慮すれば、既往の実測データから平均的に表3-1に示す値に仮定して、実用的に差し支えないとされている。

表 3-1 土の単位体積重量

[大崎順彦 . 2002]

礫	2.10tf/m ³
砂	1.85tf/m ³
シルト	1.70tf/m ³
粘土	1.50tf/m ³

ただし、これらの値は全国の土試料より得られた平均データである。つまり高知市の地盤を前提としている本研究においては、高知市の土の単位体積重量が必要である。必要な地質データは高知地盤図より得られるのだが、高知地盤図のボーリングデータからは土質柱状図、N値、深度、土質名称しか読み取れない。そこで単位堆積重量に関しては、経験的データが豊富な高知市地質調査会社のデータを参照することとした。それにより得られたデータは表3 - 2に記す。全国平均と比較してみると高知市の場合、単位体積重量が大きいことがわかる。

表 3-2 高知市の土の単位体積重量

礫	2.00tf/m ³
砂	1.90tf/m ³
シルト	1.80tf/m ³
粘土	1.80tf/m ³

単位体積重量が大きいということは高知市のせん断弾性係数およびせん断波速度の値も必然的に全国平均を上回ることが考えられる。このせん断波速度については次項で述べることにする。

3.2.2 せん断弾性係数・せん断波速度

地盤のせん断弾性係数を G (単位 tf/m^2)、地盤中を伝わるせん断波のせん断波速度を V_s (単位 m/sec) としたとき、 G と V_s の間には

$$G = V_s^2 \rho, \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

といった関係がある。せん断弾性係数は、せん断剛性と呼ばれることもある。

等方性の媒質が振動しているとき、媒質中の 1 粒子が運動している面を振動面、粒子の運動方向を振動方向といい、振動面上における粒子の速度を粒子速度という。このとき粒子は振動方向である位相を有しているが、このような一定の位相状態が、媒質中を次々に移動し伝播していく現象が波動である。つまり波動は、粒子の状態の移動であって、粒子そのものの移動ではない。

このように移動している粒子の一定の位相状態が、媒質中を移動する速度を位相速度といい、せん断波速度 V_s は位相速度である。位相状態が伝播していく方向を、波動方向あるいは振動の伝播方向といい、せん断波の場合は図 3-3 のように振動方向に対して直角である。

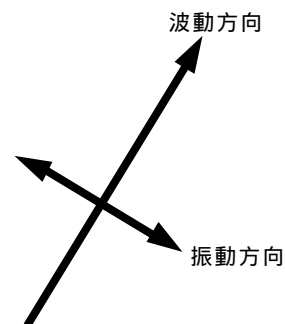


図 3-3 せん断波の振動方向と波動方向

本研究では必要な地盤データを高知地盤図から得ようとしていたため、高知地盤図に記載されていないデータに関しては自ら算出する必要があり、せん断弾性係数・せん断波速度を所持しているデータから導き出す必要がある。

本来は地盤のせん断波速度 V_s は、弾性波伝播速度の測定法である PS 検層により求めるのだが、 N 値からせん断波速度を推定する計算式を用いることにした。一般に知られている換算式に「道路橋示方書」、「太田・後藤式」、「今井式」などがある。以下に各々の式についてその概要を示す。

道路橋示方書

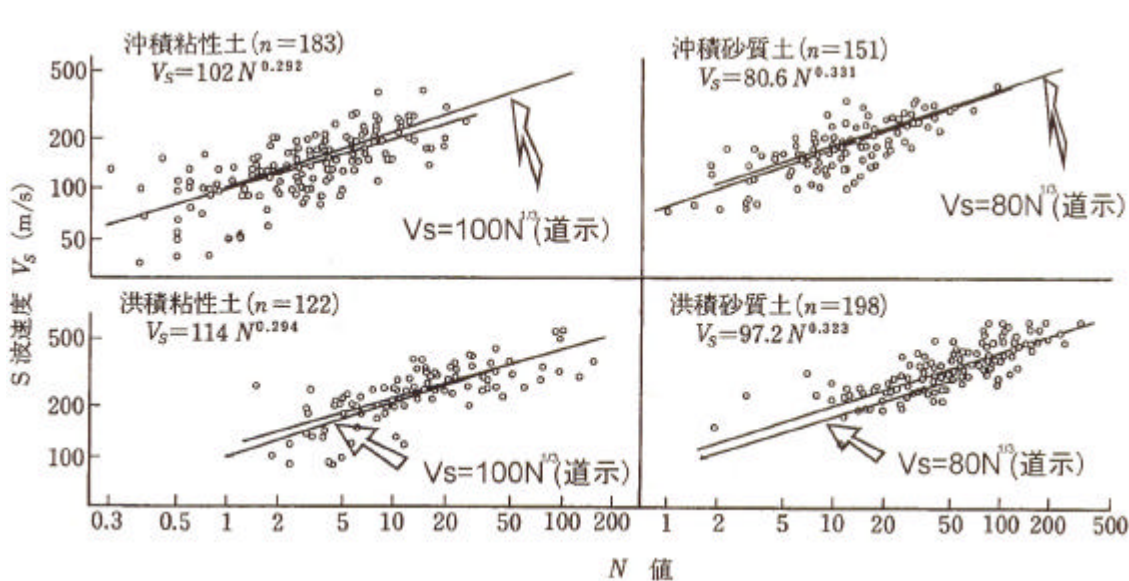


図 3-4 N 値よりせん断波速度 V_s を推定める換算式

[土木学会 . 2001]

図 3-4 が道路橋示方書の記載されている N 値からせん断波速度 V_s を推定する換算式である。これは全国各地の PS 検層より得られた N 値とせん断波速度より求めた式であり、沖積粘性土、沖積砂質土、洪積粘性土、洪積砂質土と 4 つのパターンに分けられているのが特徴である。かなりのばらつきがあるが、粘性土と砂質土により関係式が分けられている。

太田・後藤式

太田・後藤式の計算式は以下のようになる。

$$V_s = 68.79 \times N^{0.171} \times H^{0.199} \times E \times F$$

H : 深度 (m)

E : 時代区分による係数

沖積層 : 1.000

洪積層 : 1.303

F : 土質区分による係数

粘土：1.000
 細砂：1.086
 中砂：1.066
 粗砂：1.135
 砂礫：1.153
 礫：1.448

この計算式は、道路橋示方書のそれに比べると、層厚や土質係数等が考慮されており、サイト事の地盤データを反映した結果が得られる。

今井式

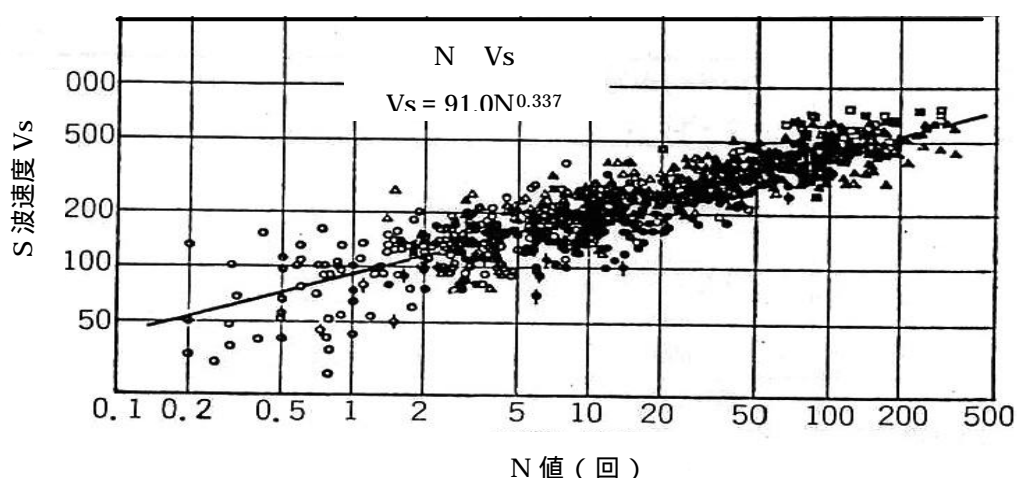


図 3-5 今井式

[柴山和夫 . 1998]

今井式の計算式は以下のようなになる。

$$V_s = 91.0N^{0.337}$$

これも道路橋示方書の式同様に過去の PS 検層より得られた N 値とせん断波速度のデータより導かれた式である。3 つの式の中では、年代分けや土質分けがされておらず、一番簡素なものとなっている。

これら 3 つの式を用いて、実際に高知市の表層地盤内のせん断波速度を求めるのだが、どの式を用いるのが一番適しているかについて検討をする必要がある。そこで、1995 年の阪神大震災以降全国に加速度計を設置する防災科学技術研究所の強震ネットワーク (K-NET) [防災科学研究所] より公表されている高知県内の数地点の土質柱状図、土質データ、せん断波速度を用いて 3 つの式より求められた値と比較検討を行っていくことにする。以下にその一例を記す。

図 3 - 6 は高知県高知市丸の内の土質データおよび土質柱状図を K-NET よりダウンロードしたものである。ここで注意したいのは、K-NET では地表から 20m までのボーリングデータしか公開されていないため、本研究には V_s 換算式の妥当性を検討するためにのみ用いた。このデータを用いて 3 とおりのせん断波速度を算出し、その値と K-NET の PS 検

層データを比較し検討を行った。

その結果「太田・後藤式」で計算した値は PS 検層データを下回る傾向が得られたのに対して、「道路橋示法書」「今井原式」は PS 検層データに比較的近い結果を得られた。また、道路橋示法書の換算式の場合、砂質土の値を換算してみると PS 検層データを下回る傾向が得られたため、N 値をせん断波速度に換算する式は今井原式が高知市の地盤を考える上では妥当であると考え、本研究を進めていくことにする。

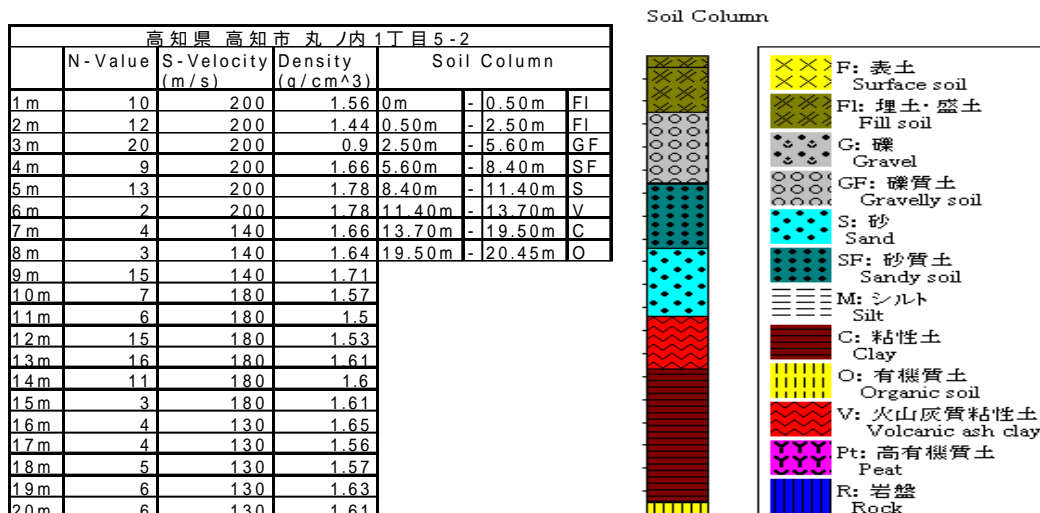


図 3-6 高知県高知市丸の内 (K-NET)

3.3 解析対象地点

この項では、研究を進めていくうえで用いたデータを記していく。

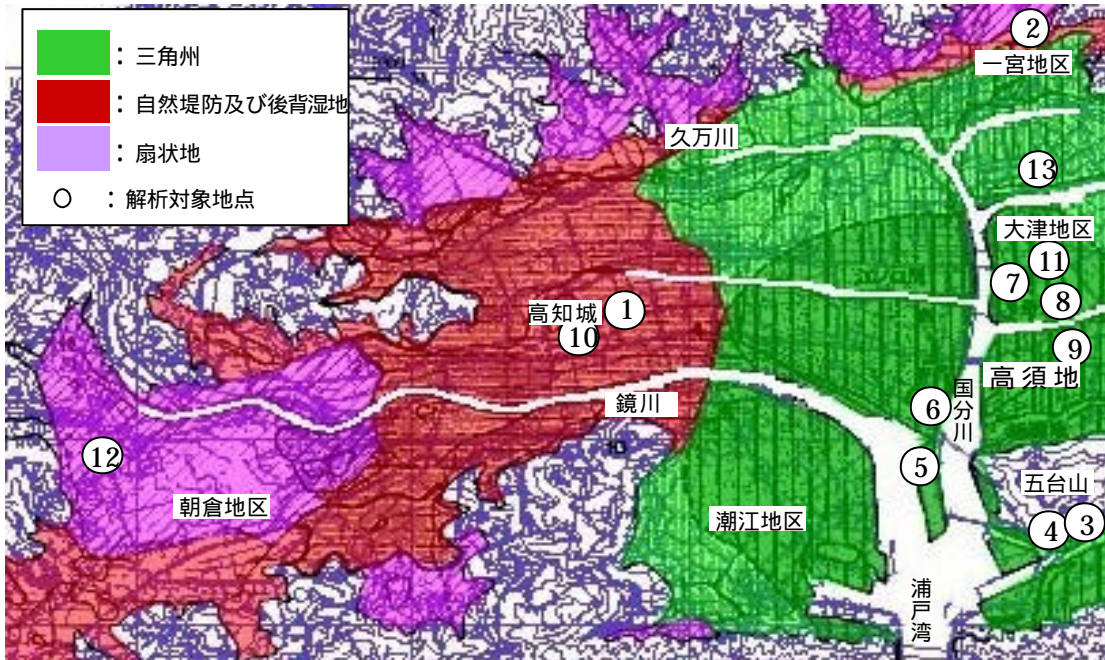


図 3-7 高知平野の地形分類図

[高知地盤図編集委員会，1992]

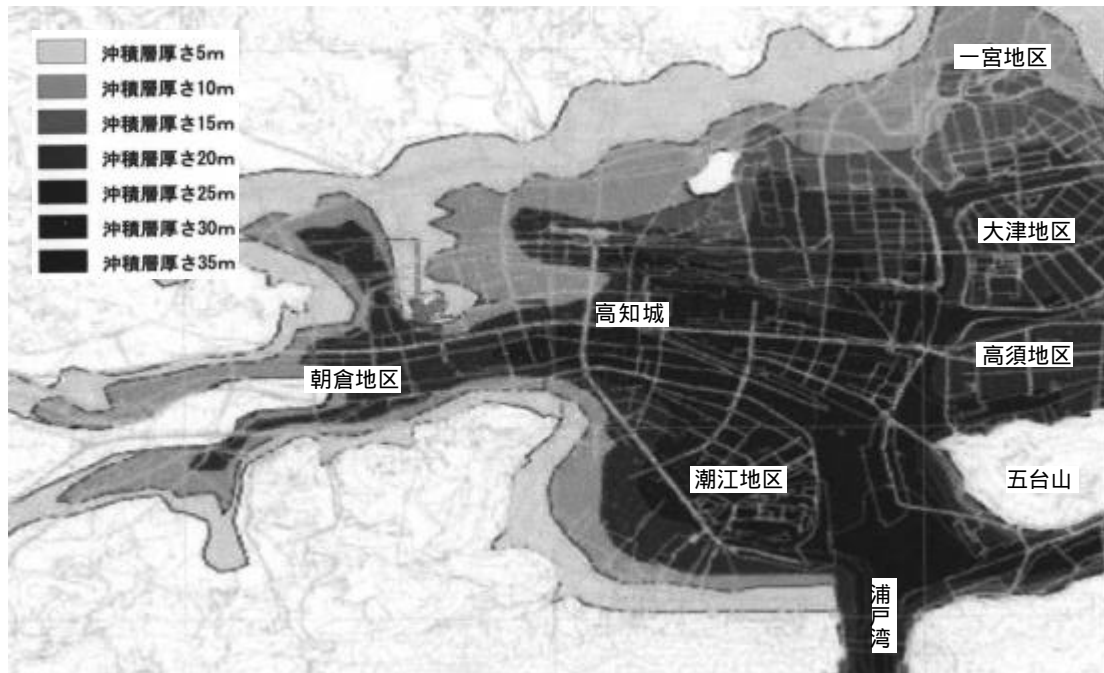


図 3-8 沖積層基底面深度図（支持層上限面図）

[高知地盤図編集委員会，1992]

高知地盤図に記載されている沖積層基底面深度図（支持層上限面図）と高知平野の地形分類図を用いて解析地点の選別をし、最終的に沖積層厚さが深い所を重点的に 13 地点について解析を行うことにした。以下に各サイトの特徴を簡単に記す。

高知市帯屋町 1 丁目：13-E-18（高知地盤図ボーリング番号）

高知市街地の中心部に位置し、工学的基盤までの深度は 28m である。ほぼ粘性土で構成されており軟弱地盤といえる。特に地表面から深度 14.5m までは N 値が 10 以下とかなり低くなっており、また深度 14.5m から基盤面まで $\bar{N}=20$ 程度であり、基盤は $N=50$ の砂礫層で構成されている。

高知市一宮地区：19-A-2

高知市の北東部に位置し表層地盤の厚さは 10.5m と高知市にしては浅くなっている。また深度 3.2m までは粘性土で $\bar{N}=3.5$ 、3.2m - 10.5m は粘土混じりの砂礫層で構成されており $\bar{N}=17.5$ 基盤は中軟岩で $N=150$ と非常に硬質である。

高知市五台山地区 1：20-H-4

高知市の南東部にある五台山の南に位置し、基盤面までの深さは 26.2m である。表層地盤はほぼ粘性土により構成されており、基盤面まで N 値が 10 以下の層がつづく非常に軟弱な地盤である。基盤は砂礫で構成されており $N=85$ となっている。

高知市五台山地区 2：20-H-7

上同様に N 値 10 以下が深度 23.3m の基盤面まで続く非常に柔らかい地盤である。

地盤構成は砂質層と粘土層の互層である。

高知市弘化台：17-G-7

高知市中心部の南に位置し、基盤面までの深さが 34m と深くなっている。表層地盤の構成としては粘土と砂がそれぞれ厚く堆積した互層で、深度 25.5m まではほぼ N 値 10 以下の層で、25.5m - 28.0m こそ $\bar{N}=29.5$ と大きくなっているが、一度 N 値が急激に下がり、玉石混じりの礫層が厚く堆積した層で構成さ

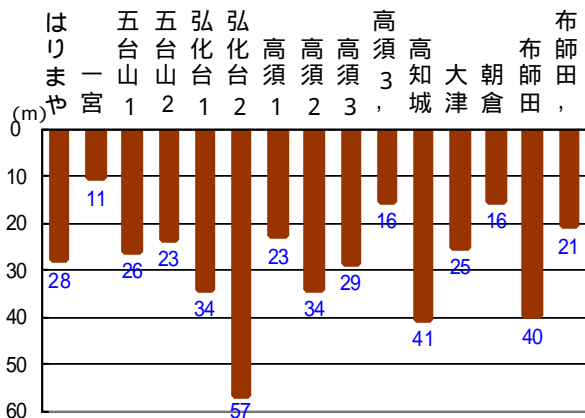


図 3-9 各サイトにおける表層地盤厚さ

れている基盤で $\bar{N}=190$ 以上と非常に硬い層になっている。

高知市若松町：17-G-1

弘化台の北に隣接しており、基盤面までの深さは 56.7m である。深度 2.7m までは $N=19$ 程の礫で構成されているが、2.7m - 36.6m は \bar{N} が 5 以下の非常に軟弱な層が堆積している。36.6m - 42.9m は礫層で構成されており $\bar{N}=85$ と非常に高いのだが、42.9m - 56.7m は $\bar{N}=10$ 程度になり、基盤で $N=150$ 以上の礫層が続く。

高知市高須地区 1 : 19-D-2

表層地盤の厚さは 22.8m で粘性土と砂質土の互層になっている。その間 \bar{N} は 10 以下である。礫で構成された基盤でようやく \bar{N} が 55 を超える値になる。

高知市高須地区 2 : 20-E-2

沖積層厚さは 34m で、20.4m - 22.8mが $\bar{N}=60$ の砂礫層で構成されている以外は、 \bar{N} が 10 以下の主にシルトにより構成されている軟弱地盤である。また基盤は $\bar{N}=50$ の砂礫層から $\bar{N}>150$ の砂礫・玉石層により構成されている。

高知市高須地区 3 : 20-E-3

表層地盤厚さは 28.5m で高知市においては平均的な厚さである。N 値が 10 程度以下の軟弱な粘性土により構成されている層が 12.8m まで続き、同じ粘性土ではあるが $\bar{N}=25$ 程度から $\bar{N}=70$ へと基盤に近づくにつれて徐々に硬くなる傾向がある。そして、基盤は $N>100$ の中軟岩により構成されている。

高知市丸の内 1 丁目 : 11-E-7

高知市の中心である高知城の直南に位置する。表層地盤厚さは 40.8m で、深度 22.4m までは \bar{N} が 10 程度かそれ以下の粘性土と砂質土により構成されている。22.4m - 40.8m は $\bar{N}=30$ の礫と砂により構成されている。

高知市大津地区 : 20-D-2

表層地盤厚さは 25m で、粘性土と礫により構成されている。0m - 19.8m は $\bar{N} < 5$ の非常に柔らかい粘性土で、22.0m - 25.0m は層が徐々に硬くなる傾向があり $\bar{N}=36.7$ の砂礫である。そして基盤が $N=50$ となっている。

高知市朝倉地区 : 3-G-4

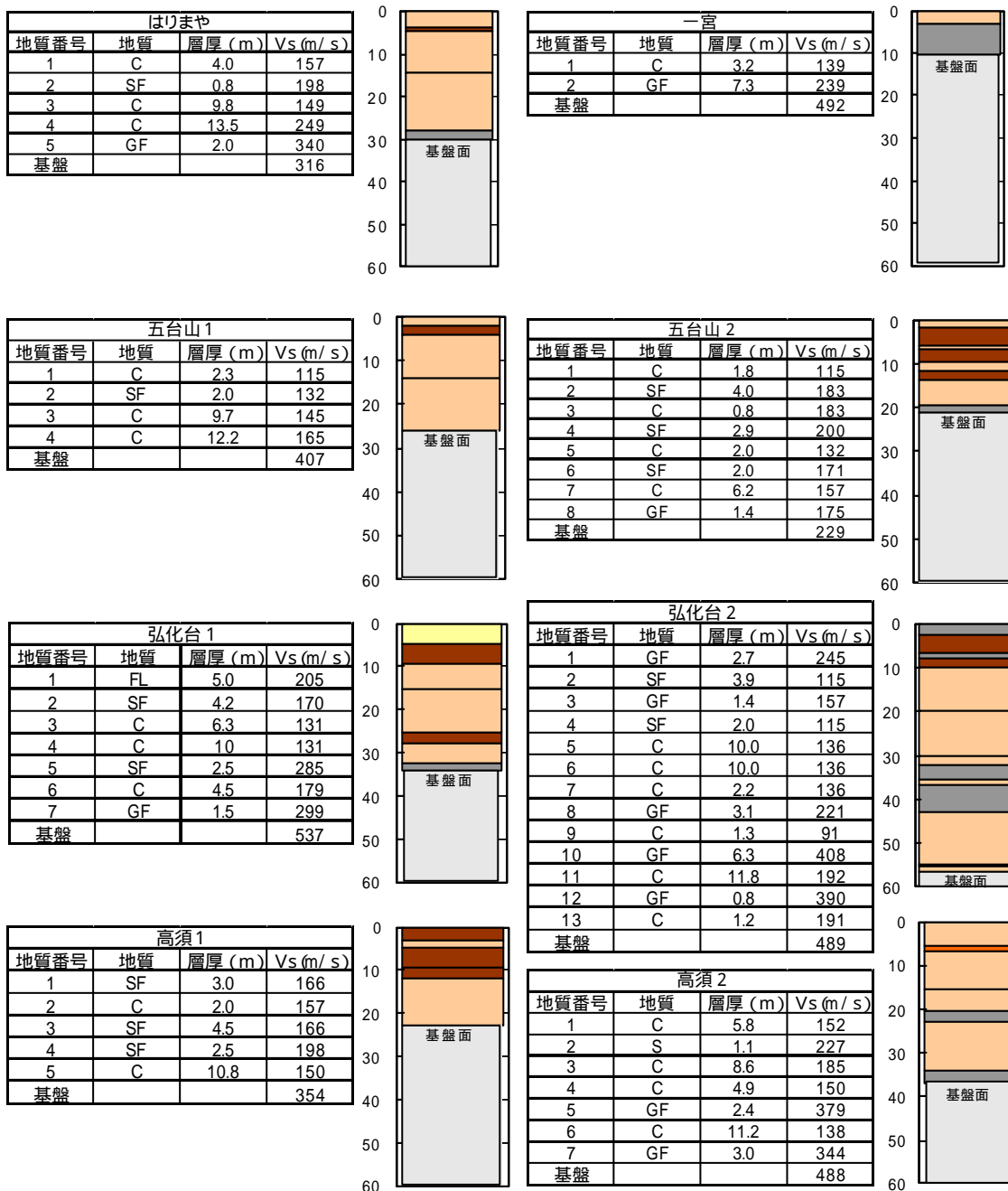
高知市中心部の西部に位置する。表層地盤厚さは 15.5m と高知市の中では浅いほうである。粘性土と礫により構成されており、高知の沖積層にしては珍しく表層から N 値が 15 以上の層が堆積している。0m - 1.3m の埋土こそ $N=1.5$ と低いが、1.8m - 13.9m は $\bar{N}=22$ となっている。13.9m - 15.5m は柔らかい粘性土層で一旦 $N=3$ まで下がるが、その後砂質礫・軟岩で構成された基盤付近は $\bar{N}=55$ となっている。

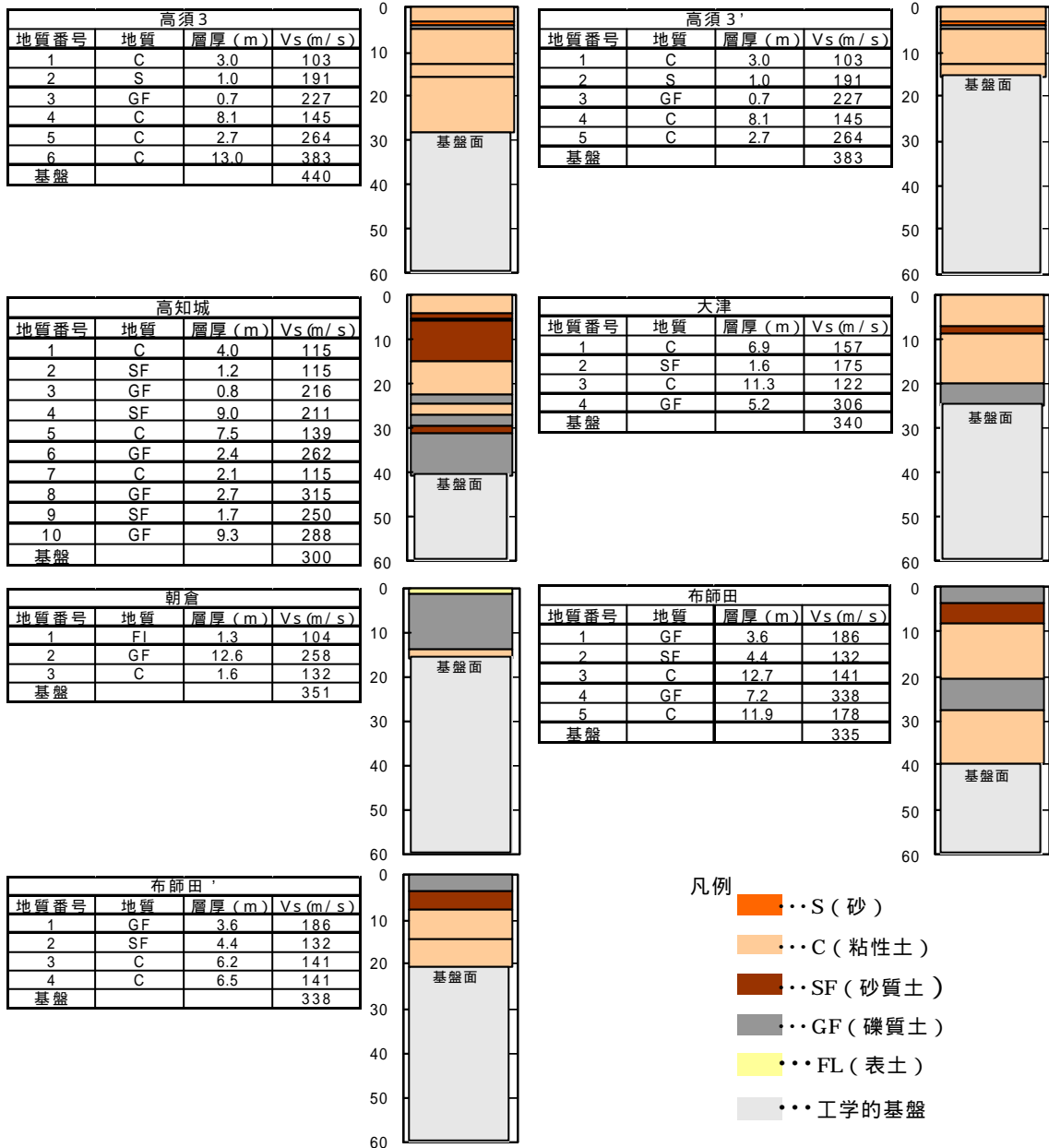
高知市布師田地区 : 19-C-10

高知市の東に位置し、北は山、南は川（国分川）に挟まれている。表層地盤厚さは 39.8m である。20.7m - 27.9m は礫層で $\bar{N}=50$ と高めになっているが、その上下の地盤は軒並み $\bar{N}<10$ の軟弱地盤である。0m - 3.6m は礫層であるものの $\bar{N}=8.4$ と低めで、3.6m - 20.7m はシルトと砂の互層で $\bar{N}=3$ 程度の非常に軟弱な層で、27.9m - 39.8m は $\bar{N}=7$ 程度の粘土質シルトで構成されている。また基盤近傍は砂礫で構成されており、 $N=50$ 程度である。

ここで確認の意味で 2 つの対象地点について各々 2 パターンの深度を設けた。そもそも地震を入力する位置は工学的基盤面という条件づけをしたが、その工学的基盤の条件という

ことが非常に曖昧なものなのである。本研究では工学的基盤面を限界耐力計算法での基盤面の設定の条件と同じ「N 値が 50 以上の層が相当厚堆積しているもの」として設定している。SHAKE の場合と違い、地盤を一層化することにより表層地盤の増幅率を求める限界耐力計算法では工学的基盤位置を正確に設定しなければならない。解析対象地点でも高須 3 と布師田で N 値 50 以上の層が堆積している。そこで、工学的基盤面の設定の意味合いのよなものを確かめるために、高須 3' と布師田' を設けることにした。





3.4 解析地震波

地表面観測波は 1995 年の阪神大震災以降、防災科学技術研究所によって地震観測網の整備が進められており、その中の強震ネット (K-NET) などから地表面観測波等の地震データをダウンロードできるようになった。しかし、本研究は工学的基盤面に入力した地震波が表層地盤の影響をどの程度うけるのか検証するものであり、基盤面における地震波が必要である。基盤面での地震波データを保持・提供している機関が激減してしまい探すのが非常に困難である。

そこで、工学的基盤面における地震波をこれまで得る方法としては、

- a) 断層を想定し模擬地震波を作成する
- b) 研究機関から提供されている基盤面地震波を用いる
- c) 地表面観測波とサイト地盤特性を考慮し工学的基盤面まで引き戻す

などがあげられる。

a)の方法の場合、地震波を作成するにあたり断層レベルからの地震動を定義しなければならぬため、地震波・地盤工学・地震工学等について深い知識が要求されるため、適切な基盤波を作成を断念した。

b)の場合について。2000年の建築基準法の大改定以前、高層建物の耐震設計用地震応答解析で多用されてきた(財)日本建築センターより提供されているレベル1、レベル2規模の地震を想定してつくられた模擬基盤波 BCJ-L1、BCJ-L2 を用いて解析をおこなうことにした。この模擬地震波は、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台のNS波と比べて、最大加速度や0.2秒付近よりも長周期側の応答速度は小さいものの、最大変位がかなり大きい波である。

c)の方法の場合、地震波を工学的基盤面まで引き戻しをする必要があるため、地震観測点とそのサイトにおける工学的基盤面までの土質柱状図等の土質データがセットで必要となる。K-NETのデータは、一律深度20mまでのデータしか公開されていないため、工学的基盤面が深度20m以浅に存在していなければ、そのデータは使えないということになる。また、観測点は市町村ごとに一点あるかないかなので、高知市だけでみてもデータは1つしか存在しなかった。

事前にデータの候補としてあげていた2001年3月24日の安芸灘を震央とする地震のデータを検索してみることにした。芸予地震の規模は鳥取県西部地震と同程度かやや大きめで、兵庫県南部地震のエネルギーの6割程度であった。この地震による愛媛県内での建物被害地域はごく一部に限られており、今治市でRC造3階建てマンションが倒壊、松山市でRC造3階建て校舎3棟が中破程度の被害を受けた。そこで今治市と松山市の観測点を検索したが、松山市と今治市は共に工学的基盤面までのデータが存在しないため断念し、選別とする範囲を広げることにした。その結果、今治市に隣接する東予市は工学的基盤面が深度20m以浅に存在し、また東予市は表層地盤厚さが今治市に近いものがあり、今治市と同等として採用することにした。

現在、動的解析で主として用いられている基準法技術基準で提示されている工学的基盤面での模擬地震波の中からも一つ地震波を用いることにした。従来はエル・セントロ波や、タフト波のようにアメリカで観測された強震記録や、八戸波のように我が国で観測された強震記録に、現地での観測記録を使って、色々な周波数をカバーした形で設計していた。

模擬地震動を採用する事になった現在も、過去の設計との比較をする上で参考的にエル・セントロ波で解析する事も有り、実際の観測データは設計時に併用される。エル・セントロ波とは米国カリフォルニア州のインペリアル・バレイの南端、メキシコとの国境近くのエル・セントロで1940年に観測された強震記録です。またエル・セントロの観測点の地盤データは文献より得ることができた。

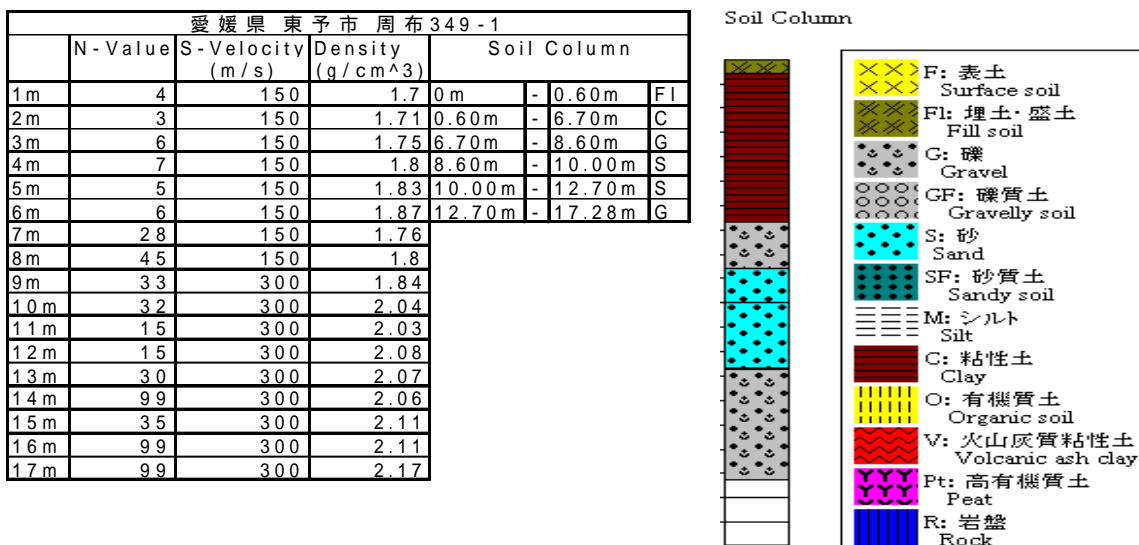


図 3.10 愛媛県東予市 (K-NET)

表 3-1 エル・セントロの地盤特性

層	深さ (m)	土質	層厚 (m)	単位体積重量 (tf/m ³)	せん断弾性係数 (tf/m ²)	減衰係数	
						α^* (1/sec)	β
1	0.0 - 5.0	粘土	5.0	1.98	2900	2.0	0.020*
2	5.0 - 22.0	粘土・シルト・砂の互層	17.0	1.95	8000	2.0	0.032
3	22.0 - 35.0	シルト質砂	13.0	1.94	13400	2.0	0.024
4	35.0 - 66.0	シルト質粘土	31.0	1.94	17800	2.0	0.014
5	66.0 - 70.0	シルト質砂	4.0	1.94	24200	2.0	0.010*
6	70.0 -	固結粘土	—	1.83	22800	2.0	0.010*

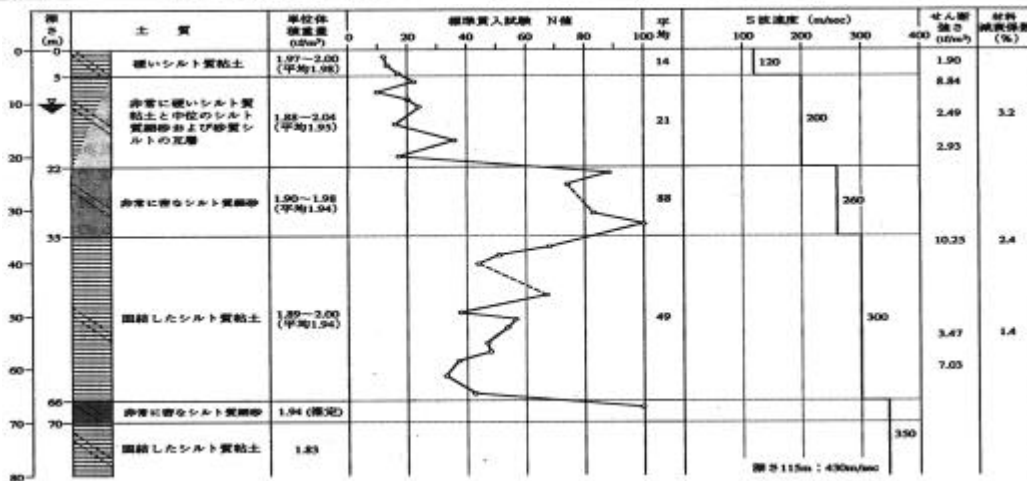


図 3-11 エル・セントロの地盤

[大崎順彦・1994]

使用する地震波データ

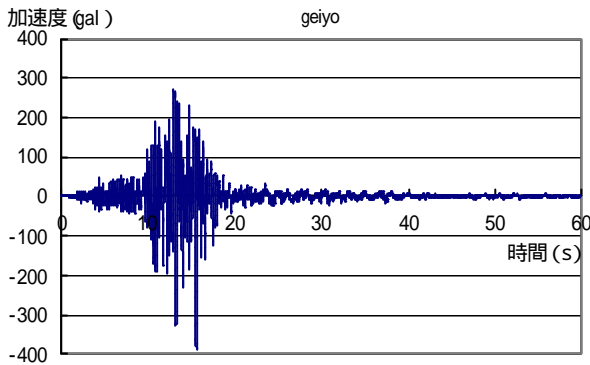


図 3-12 芸予地震波加速度

芸予地震
(東予市基盤面引き戻し波)
最大加速度：269.18gal
データ点数：8196
時間刻み：0.01

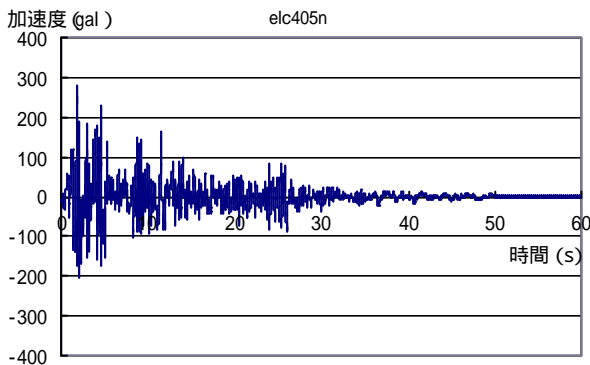


図 3-13 エル・セントロ波加速度

エル・セントロ地震波
(エル・セントロ基盤面引き戻し波)
最大加速度：279.08gal
データ点数：4096
時間刻み：0.02

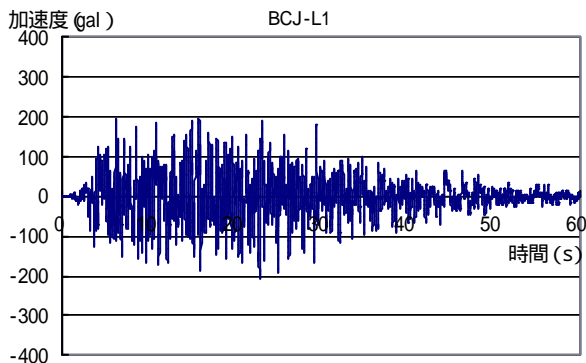


図 3-14 bcj-L1 波加速度

BCJ-L1
(日本建築センター、模擬地震波)
最大加速度：197.79gal
データ点数：6000
時間刻み：0.01

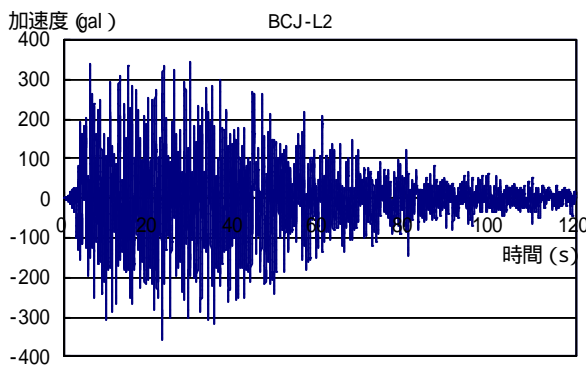


図 3-15 bcj-L2 波加速度

BCJ-L2
(日本建築センター、模擬地震波)
最大加速度：344.27gal
データ点数：12000
時間刻み：0.01

表層地盤の地震応答解析を線形解析で行うということであれば基準化してもしなくても、スペクトル比に差は出ませんのでどちらでも良いのだが、表層地盤の地震応答解析を等価線形解析で行うということであれば、基準化するとしないとは差が生じます。入力する波形の性質によってスペクトルの増幅率がどう変化するかを評価するのであれば、振幅レベルを同じにして比較するのが議論し易い。ただし、基準化するレベルによって、表層地盤で発生する歪レベルは異なります。つまり、等価線形解析では表層地盤特性が変わりますので計算により得られる増幅率は変わってくる。

基準化をするにあたり、どの程度の規模で基準化すればよいのか悩むところである。1995年の兵庫県南部地震のときに「震災の帯」と呼ばれる震度7地帯があった。ここで観測された最大速度は100kineに達したとされている。しかし、これは非常に稀に起る大規模な地震動であると考えられ、現状では従来どおり大規模地震を50kine程度、中規模地震を25kine程度とする考えが一般的である。したがって、解析最は大速度を25kine、50kineで基準化することにした。

3.5 強震動で対象となる周期範囲

構造物の設計や被害予測を行うために必要となる強震動を予測しようとする場合、考慮すべき周期範囲は対象となる構造物によって異なってくる。実際の構造物には固有周期と振動モードがある。また、構造物が複雑になるほど多くの固有周期と振動モードを持つ。そして、構造物の地震応答を大きく左右するのが、地震動に含まれる周期成分の中でも特に固有周期近傍の成分である。

まず、木造住宅についての固有周期を見てみる。木造の固有周期は、平屋建てか二階建てか、新しいか古いかによって変わってくるが、ほぼ0.1秒から0.5秒までの範囲に分布している。平均的には、新しい二階建てが0.2秒前後、古い二階建てが0.3秒前後、平屋の場合はこれよりもやや短周期としてよいだろう。1993年1月釧路沖地震以来、巨大地震が北海道を何度か襲ったが、この時、強震動が観測された割には被害が少ないことが指摘された。一般に寒冷地では開口部が少なく壁量が多くなる傾向があり、耐震性が高かったことが一因とされている。このような木造住宅では、剛性も高くなり、固有周期は他の地域よりもかなり短いものと考えられる。

次に、3階あるいは4階建ての一般的なRC造の学校建物の固有周期はどのくらいだろうか。学校建物は長方形の単純な形状が多く、ほとんど同程度の固有周期を持つと考えられるが、実際には表層地盤の硬軟により変わってくる。なお、学校建物の短辺方向と長辺方向のそれぞれの固有周期はほぼ同程度と考えて良い。

続いて、より一般的な建物を考えてみよう。固有周期は建物の高さが高くなるほど長くなる傾向がある。1次固有周期 T (秒)と建物高さ H (m)の日本における建築物を対象とした関係式として次式がある。

$$T=0.02H \text{ (S 造)}$$

$$T=0.015H \text{ (SRC 造・RC 造)}$$

また、高次の固有周期と建物高さの関係は、建物の特性により異なってくるが、特殊な形状の建物でなければ、上式で表わされる 1 次固有周期に対して、2 次固有周期で 1/3、3 次固有周期で 1/5 と概算できる。

最後に、地震時の建造物の固有周期の長周期化について触れておく。地震動が強く建造物の地震応答が大きくなった場合、建造物の応答が弾性限界を超えて塑性化して剛性は低下する。その結果として固有周期が長くなる。この場合、建造物の地震応答に強い影響を与える地震動の周期範囲は、建造物の当初の固有周期近傍から、より長い周期範囲にまで広がってくる。1995 年兵庫県南部地震においても、周期 1 秒のパルス的な波が膨大な被害をもたらしたが、大破した建造物の大半は周期 1 秒よりも短周期の建造物であった。従って、地震動予測において考慮すべき周期範囲は、まずは対象となる建造物の固有周期を含む範囲であり、さらに弾性限界を超えてからの損傷が懸念される建造物においてはより長周期側の範囲まで対象を広げなければならない。

4. 高知市表層地盤が地震動に与える影響

4.1 加速度増幅率

実際の地盤状況を成層地盤にモデル化して解析を行ったので、結果の精度に多少の疑問点はあるが、高知市の表層地盤による入力地震動の変動の概略を計算することができた。

表 4-1 加速度増幅率表 (25kine 基準化)

	geiyo(25kine)		elc405n(25kine)		BCJ-L1(25kine)		BCJ-L2(25kine)	
	加速度rs	増幅率	加速度rs	増幅率	加速度rs	増幅率	加速度rs	増幅率
基盤	1153.9	x 1	579.4	x 1	568.5	x 1	392.6	x 1
はりまや	1903.5	1.65	978.4	1.69	1038.7	1.83	748.4	1.91
一宮	1909.5	1.65	1238.9	2.14	1231.3	2.17	844.9	2.15
五台山1	1562.4	1.35	1000.5	1.73	918.8	1.62	799.4	2.04
五台山2	1276.3	1.11	742.0	1.28	711.0	1.25	554.8	1.41
弘化台1	1158.5	1.00	832.9	1.44	785.5	1.38	659.5	1.68
弘化台2	920.4	0.80	580.9	1.00	593.3	1.04	541.2	1.38
高須1	1354.9	1.17	829.6	1.43	786.1	1.38	686.5	1.75
高須2	883.3	0.77	383.9	0.66	523.7	0.92	343.1	0.87
高須3	2579.1	2.24	1280.3	2.21	1411.5	2.48	1007.5	2.57
高須3'	2522.1	2.19	1200.6	2.07	1375.4	2.42	942.6	2.40
高知城	1146.5	0.99	684.6	1.18	673.5	1.18	508.9	1.30
大津	1104.9	0.96	832.8	1.44	746.3	1.31	681.6	1.74
朝倉	876.6	0.76	556.5	0.96	516.8	0.91	508.8	1.30
布師田	1278.3	1.11	797.5	1.38	759.5	1.34	568.1	1.45
布師田'	1283.0	1.11	841.3	1.45	812.4	1.43	724.5	1.85

表 4-2 加速度増幅率表 (50kine 基準化)

	geiyo(50kine)		elc405n(50kine)		BCJ-L1(50kine)		BCJ-L2(50kine)	
	加速度rs	増幅率	加速度rs	増幅率	加速度rs	増幅率	加速度rs	増幅率
基盤	2307.9	x 1	1158.9	x 1	1137.0	x 1	785.2	x 1
はりまや	3026.9	1.31	1836.5	1.58	1815.3	1.60	1426.9	1.82
一宮	3684.5	1.60	2117.1	1.83	2165.5	1.90	1542.0	1.96
五台山1	2625.9	1.14	1816.5	1.57	1646.8	1.45	1426.8	1.82
五台山2	1919.9	0.83	1257.1	1.08	1095.2	0.96	1008.3	1.28
弘化台1	1802.5	0.78	1146.3	0.99	1182.7	1.04	989.7	1.26
弘化台2	1207.9	0.52	1025.6	0.88	981.3	0.86	945.8	1.20
高須1	1934.4	0.84	1584.8	1.37	1300.7	1.14	1181.2	1.50
高須2	1257.1	0.54	758.8	0.65	912.3	0.80	755.2	0.96
高須3	4215.8	1.83	2232.9	1.93	2476.4	2.18	1934.9	2.46
高須3'	4179.8	1.81	2245.0	1.94	2401.1	2.11	1792.2	2.28
高知城	1773.2	0.77	1070.1	0.92	1104.0	0.97	917.8	1.17
大津	1779.7	0.77	1482.6	1.28	1324.1	1.16	1121.7	1.43
朝倉	1218.9	0.53	1107.7	0.96	995.9	0.88	877.6	1.12
布師田	1625.3	0.70	1265.5	1.09	1232.0	1.08	1027.0	1.31
布師田'	1790.2	0.78	1438.6	1.24	1301.5	1.14	1110.0	1.41

表 4 - 1、4 - 2 の増幅率とは、基盤面へ入力する地震波の加速度応答スペクトルの最大値に対して、地表面での加速度応答スペクトルの最大値がにいくら増幅したかを表したものである。その表の増幅率を基にグラフ化したものが下図である。同一地点において地震波の違いによる増幅率の違いはあるものの、全地点においてその傾向は同じということで、増幅率を地点ごとに平均したグラフも示す。

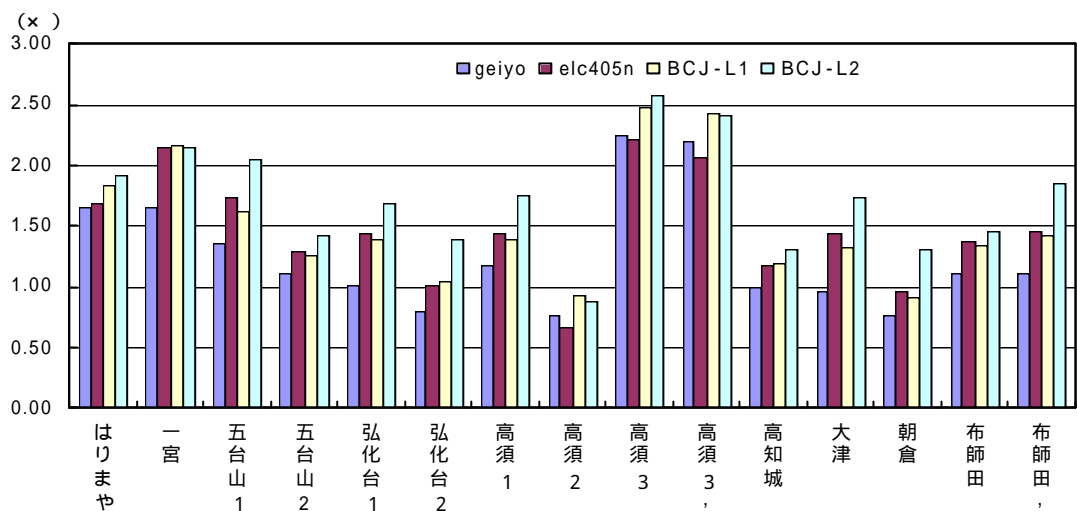


図 4-1 加速度増幅率 (25kine 基準化)

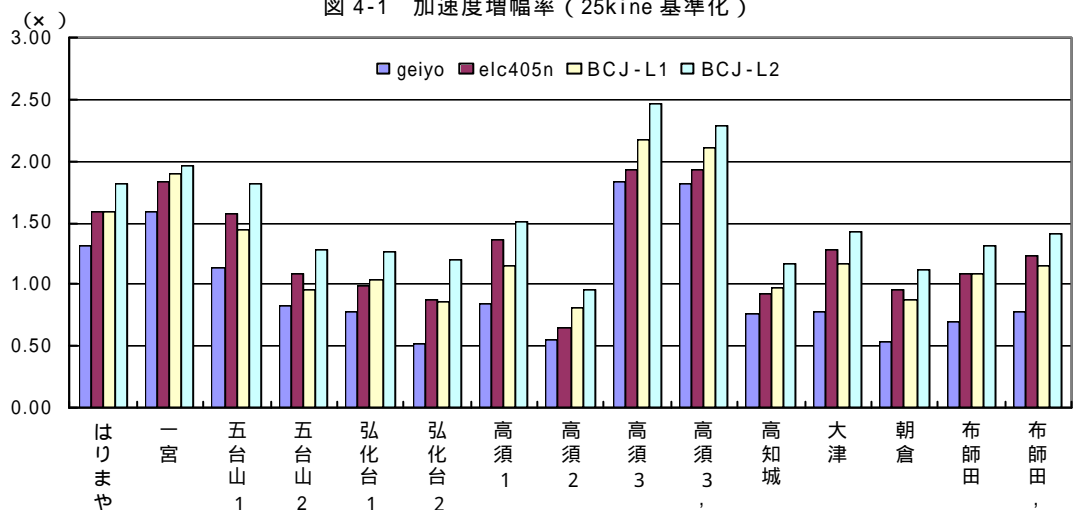


図 4-2 加速度増幅率 (50kine 基準化)

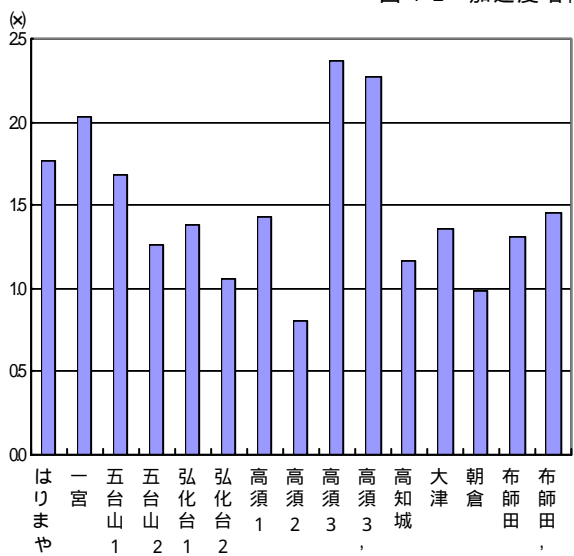


図 4-3 加速度増幅率平均 (25kine)

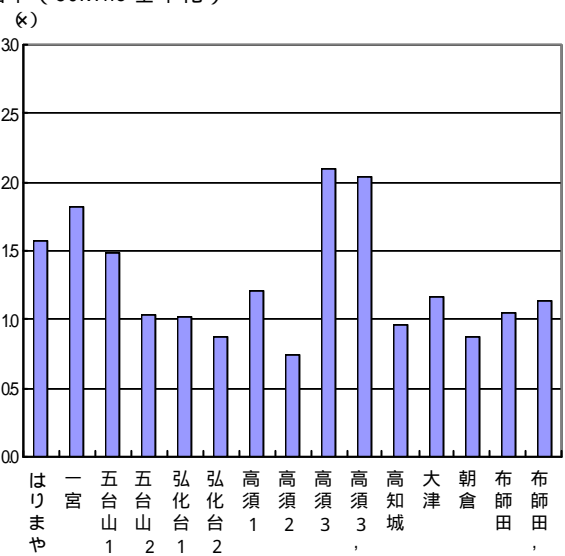


図 4-4 加速度増幅率平均 (50kine)

4.2 加速度増幅率に関する考察

- ・一宮、高須3'、朝倉は表層地盤厚さがほぼ同じ10m程度であるにもかかわらず、その増幅率には大きな差がある。10mというのは今回解析した地盤の中で最も浅い部類にはいる。また、その増幅率は朝倉でこそ低いものの、他の2地点では2.0近くの増幅を示している。つまり、このことは地盤構成の相違により引き起こされると考えるのが妥当である。
- ・五台山2、布師田'は互いに表層地盤厚さは20m程度である。増幅率も入力地震波によって違いはあるものの、平均的に見れば布師田'の方が少し大きい程度であり、ほぼ同じといえる。
- ・はりまや、高須3の表層地盤は共に深度30mほどである。また層の構成は互いにN値が20以下の粘性土層が厚く堆積しており、典型的な「軟弱地盤が厚く堆積」している点が共通している。そのため、増幅率は他の地点と比較すると明らかに大きいことがわかる。
- ・高知城、布師田の表層地盤は共に深度はほぼ40mである。増幅率も布師田が僅かに大きい程度である。
- ・基盤面位置を変化させた高須3-高須3'、布師田-布師田'は共に増幅の傾向に違いはみられなかった。
- ・同一の地盤構成でも、4波の異なる地震波で増幅率には大きな差がある。したがってどのような周波数特性の地震波が工学的基盤下部に入力するかによって地表面の振動が大きく変動すると推測される。

4.3 スペクトル強度

先にも記したとおり、スペクトル強度とは一般構造物の固有周期の範囲 0.1～2.5 秒間にあり、その間の速度応答スペクトルを積分した値は地震が建物に与える総エネルギーといえる。一方で総エネルギーに対して、積分値を 2.4 で除した値が平均したスペクトル強度と位置付けることができ、またそのスペクトル強度は建物被害との相関性があるとされている[大崎順彦・1994]。

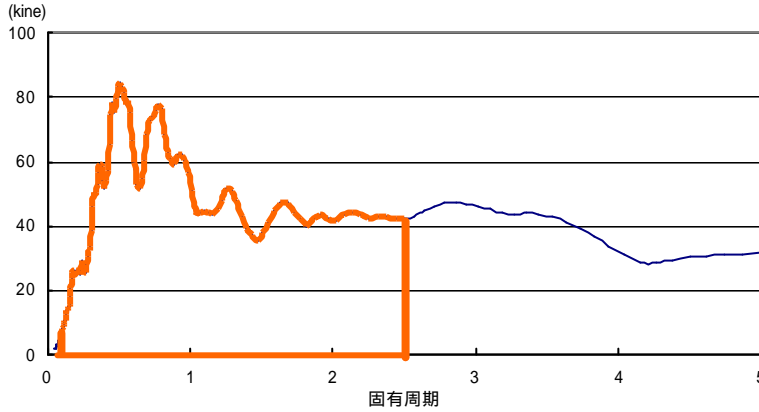


図 4-5 スペクトル強度

図 4 - 5 は速度応答スペクトルを表したものが、図中の色太線で囲んだ範囲の面積が総スペクトル強度である。

以下に 13 地点における 4 つの地震波を入力した場合の総スペクトル及び平均スペクトル強度の表を記す。

表 4-3 スペクトル強度

総スペクトル強度 (25kine基準化)				
	geiyo	elc405n	bcj-L1	bcj-L2
基盤面	115.5	101.1	108.5	85.7
はりまや	177.1	139.1	148.3	116.1
一宮	150.8	115.1	125.5	96.4
五台山1	197.0	174.0	173.8	136.1
五台山2	141.9	125.1	133.3	105.0
弘化台1	172.7	173.2	191.1	150.3
弘化台2	163.3	176.1	198.1	156.7
高須1	166.5	148.5	154.6	121.9
高須2	117.1	134.9	147.6	117.3
高須3	214.0	154.5	162.1	124.9
高知城	152.7	145.5	156.9	122.3
大津	160.0	155.9	162.6	127.6
朝倉	121.1	117.1	123.4	98.7
布師田	169.9	161.9	175.4	131.7

平均スペクトル強度 (25kine基準化)				
	geiyo	elc405n	bcj-L1	bcj-L2
基盤面	48.1	42.1	45.2	35.7
はりまや	73.8	57.9	61.8	48.4
一宮	62.8	47.9	52.3	40.1
五台山1	82.1	72.5	72.4	56.7
五台山2	59.1	52.1	55.5	43.8
弘化台1	71.9	72.2	79.6	62.6
弘化台2	68.0	73.4	82.5	65.3
高須1	69.4	61.9	64.4	50.8
高須2	48.8	56.2	61.5	48.9
高須3	89.1	64.4	67.6	52.0
高知城	63.6	60.6	65.4	51.0
大津	66.7	65.0	67.8	53.2
朝倉	50.5	48.8	51.4	41.1
布師田	70.8	67.5	73.1	54.9

総スペクトル強度 (50kine基準化)				
	geiyo	elc405n	bcj-L1	bcj-L2
基盤面	231.0	202.3	217.0	171.5
はりまや	348.4	291.3	304.1	237.5
一宮	329.9	234.3	254.6	195.3
五台山1	370.0	362.9	390.3	303.0
五台山2	263.3	255.1	270.8	213.3
弘化台1	304.7	330.0	369.4	287.0
弘化台2	247.9	301.8	354.2	333.3
高須1	299.7	304.4	319.6	249.6
高須2	170.9	183.7	222.2	197.9
高須3	429.8	325.7	330.0	257.1
高知城	283.7	286.6	324.8	261.5
大津	299.3	300.7	326.8	257.5
朝倉	215.7	236.2	251.6	202.0
布師田	297.9	326.3	364.3	291.0

平均スペクトル強度 (50kine基準化)				
	geiyo	elc405n	bcj-L1	bcj-L2
基盤面	96.2	84.3	90.4	71.4
はりまや	145.2	121.4	126.7	99.0
一宮	137.5	97.6	106.1	81.4
五台山1	154.2	151.2	162.6	126.2
五台山2	109.7	106.3	112.8	88.9
弘化台1	126.9	137.5	153.9	119.6
弘化台2	103.3	125.8	147.6	138.9
高須1	124.9	126.8	133.2	104.0
高須2	71.2	76.5	92.6	82.5
高須3	179.1	135.7	137.5	107.1
高知城	118.2	119.4	135.3	108.9
大津	124.7	125.3	136.2	107.3
朝倉	89.9	98.4	104.8	84.2
布師田	124.1	136.0	151.8	121.2

次に、先ほどの平均スペクトル強度の表をグラフにまとめたものを記す。赤線は4つの地震波における違いを解析地点ごとに平均した値をプロットしたものである。

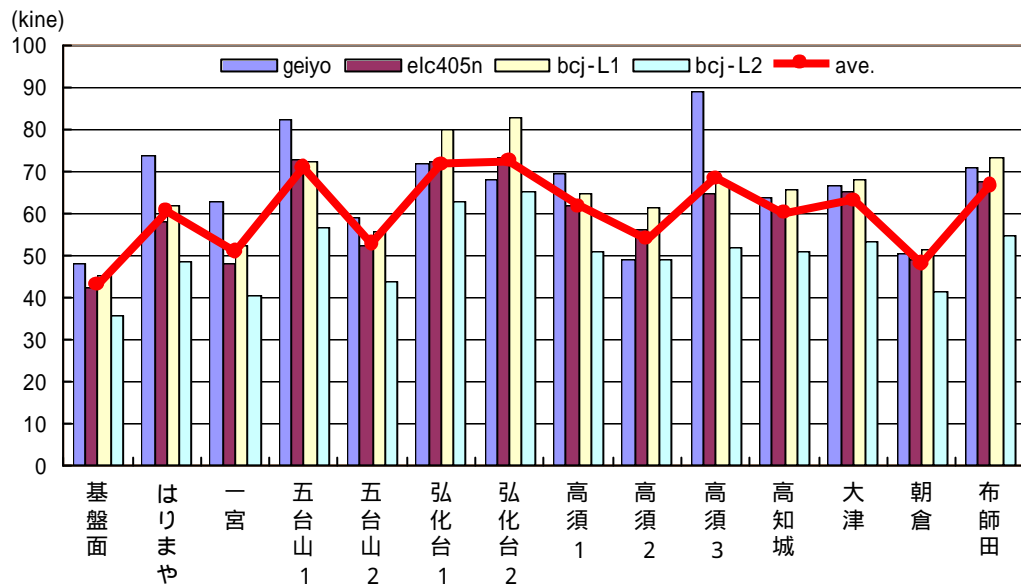


図 4-6 平均スペクトル強度 (25kine 基準化)

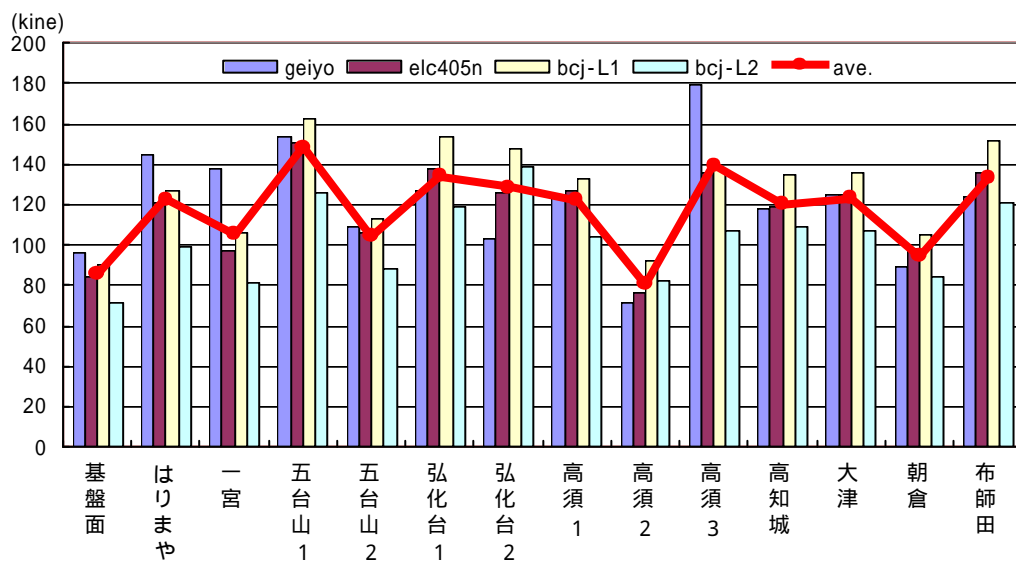


図 4-7 平均スペクトル強度 (50kine 基準化)

4.4 スペクトル強度に関する考察

25kine と 50kine で基準化した場合を比較してみる。入力した地震波が 2 倍なので当然地表面におけるスペクトル強度も 2 倍程度になっていることがわかる。また、平均値（赤線）を比較してみても、それほど差がないことがわかる。

加速度増幅率 - 深度の関係と、スペクトル強度 - 深度の関係をみたときに、加速度増幅率の場合はまったくといってよいほど関係がない。一方でスペクトル強度の場合はある程度深度との関係を説明することができそうであると感じた。このことは、建物被害との関連性があるとされているスペクトル強度と、軟弱地盤厚さにより建物被害に違いがあるということが同等であるといえるのではないだろうか。

地点ごとについて比較をしてみると、スペクトル強度が低いところと高いところでは約 2 倍程度の差がある。加速度増幅率とは違い、スペクトル強度の場合地点ごとによる大小の幅が小さいことがわかる。

以上のことを踏まえて、防災マップを考えるときに、スペクトル強度をマップの指標にすることが適切なのか考えてみる。まず、基盤面に入力する地震動の規模が異なっている場合（本研究では 25kine、50kine を考慮）に地表面におけるスペクトル強度の規模は入力地震動の規模に比例していると考えられる。しかし、本研究で求めたスペクトル強度は、速度応答スペクトルの周期 0.1 ~ 2.5sec における積分値であり、かなり広範囲の建物を含めている。つまり、防災マップを考えるのであれば、スペクトル強度が対象とする周期域を 0.1 ~ 1.0sec などのように狭める必要があると考える。

5. 防災マップの基礎データ作成

防災マップの基礎データを作成するにあたり、前述した解析データをそのまま用いるのではなく、地表面における地震動を安全を考慮した大きめの評価することにした。

まず、一つ目はN値 V_s の換算式である。本研究で考慮した式は3.2.2で記したように、「太田・後藤式」「道路橋示方書」「今井式」の三式である。この中で最も高い V_s を導き出せるのは今井式であり、単位体積重量が全国平均を上回る高知市には適切である。今井式を用いることにより、地表面における応答は他の二式に比べて大きな値になり、安全側を考慮したことになる。

次に、換算式の精度の問題である。そこで今井式より算出した V_s の2割増し ($V_{s \times 1.2}$) の値をとることにより、さらに安全側をとることとした。

表 5-1 換算値 V_s の ± 2 割を考慮した加速度増

解析地点	V_s	$V_{s \times 0.8}$	$V_{s \times 1.2}$
はりまや	1.58	1.25	1.81
一宮	1.82	1.66	1.91
五台山 1	1.49	1.17	1.80
五台山 2	1.04	0.78	1.27
弘化台 1	1.02	0.78	1.40
弘化台 2	0.87	0.62	1.07
高須 1	1.21	1.12	1.45
高須 2	0.93	0.85	1.22
高須 3	2.11	1.89	2.12
高知城	0.96	0.80	1.16
大津	1.16	0.78	1.41
朝倉	1.39	1.07	1.48
布師田	1.05	0.79	1.33

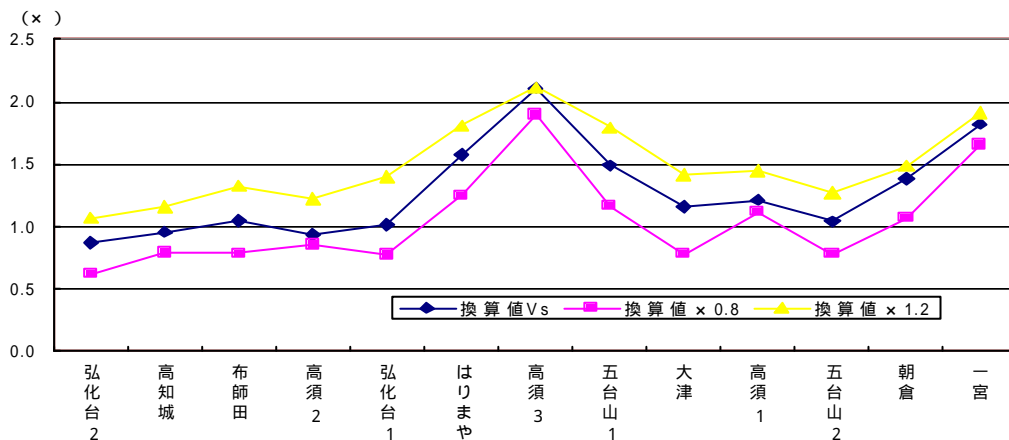


図 5-1 換算値 V_s の ± 2 割を考慮した時の加速度応答倍率

5.1 表層地盤深度による分類

地表面における地震動を防災マップにプロットするには、地域・地点を何らかの要素でグループ分けをする必要である。本研究では 13 地点のデータをいくつかのグループ分けすることにする。まず、考えたのが地表面から工学的基盤面までの深度によるグループわけである。具体的には地表面から 60 ~ 30m、30m ~ 20m、20m 未満の三つのグループに分類し、それぞれグループ a、b、c

表 5.2 表層地盤深度によるグループ分け

グループ	地点名	深度(m)
a	弘化台 2	56.7
	高知城	40.6
	布師田	39.8
	高須 2	37.0
	弘化台 1	34.0
b	はりまや	30.0
	高須 3	28.5
	五台山 1	26.2
	大津	25.0
	高須 1	22.8
c	五台山 2	21.1
	朝倉	15.5
	一宮	10.5

ループ b、グループ c とする。その分類を表 5 - 2 に、加速度応答スペクトルを図 5 - 2 に示す。

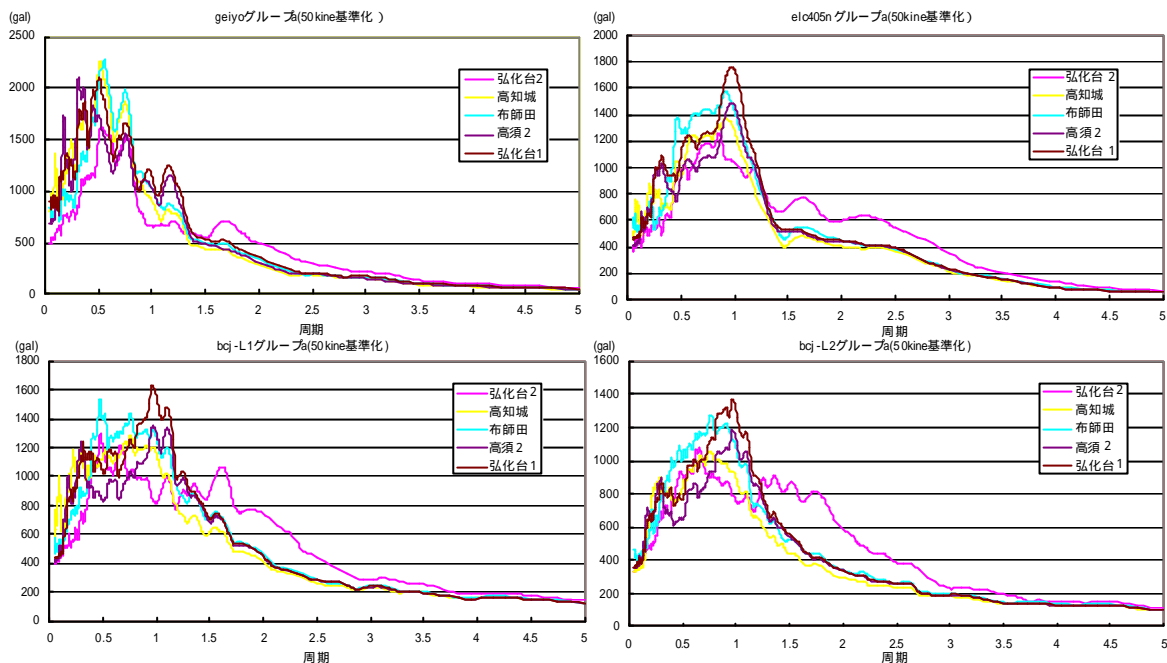


図 5-2a 加速度応答スペクトル・グループ a (50kine 標準化)

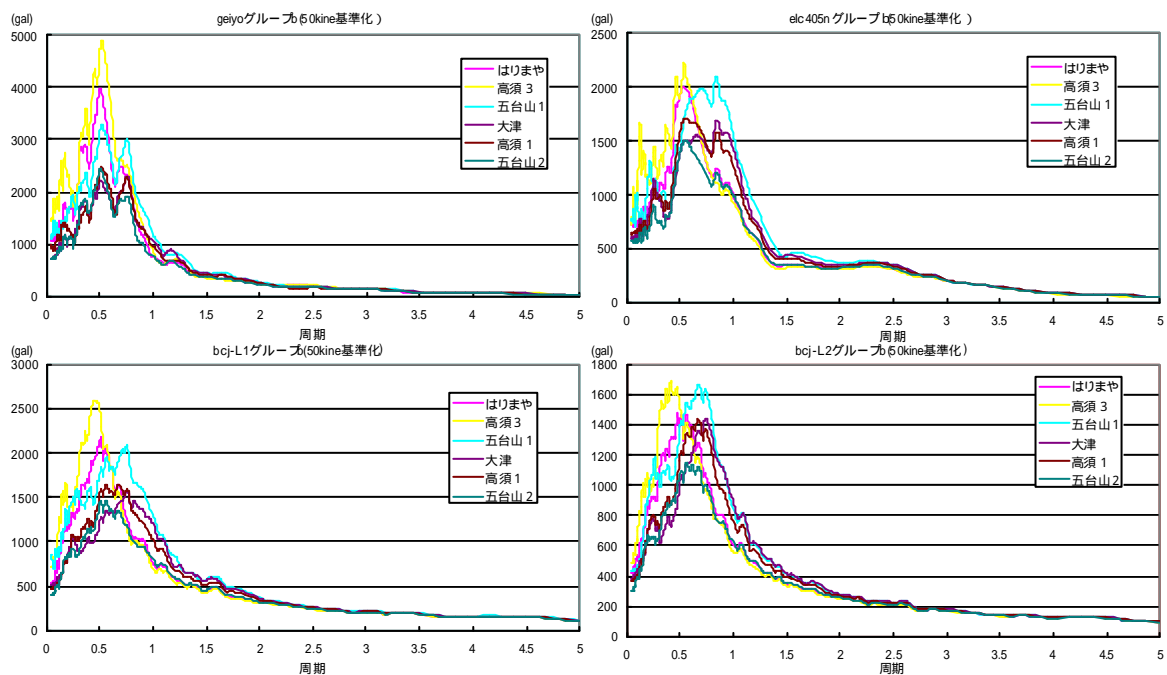


図 5-2b 加速度応答スペクトル・グループ b(50kine 標準化)

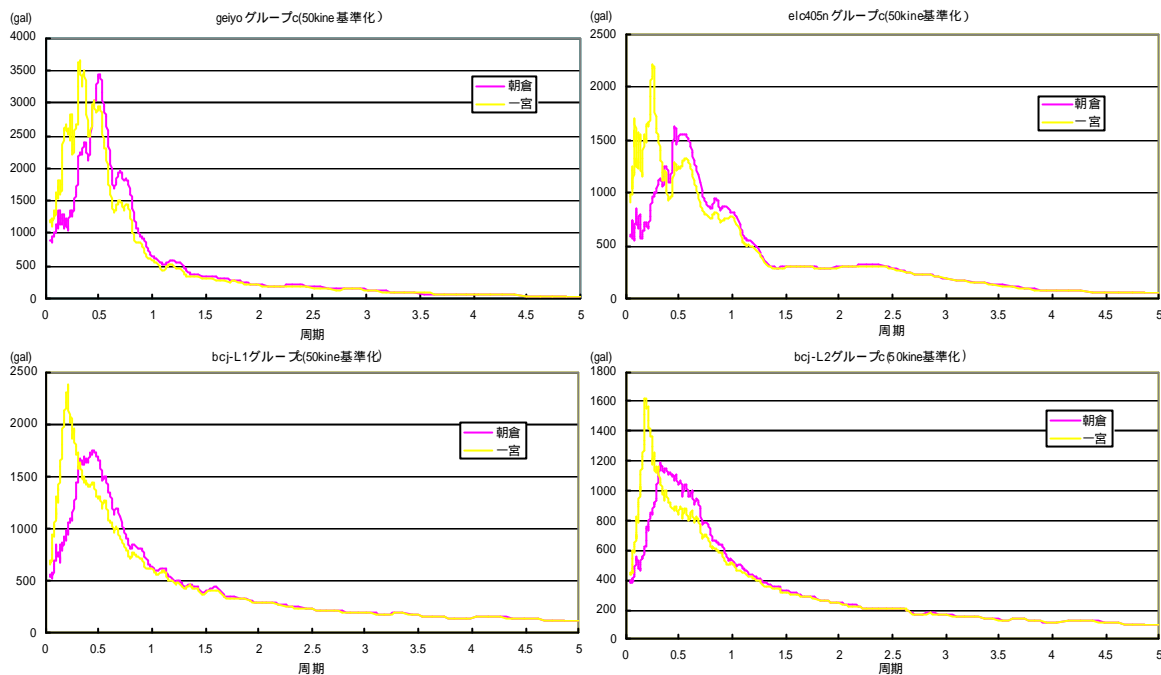


図 5-2c 加速度応答スペクトル・グループ (50kine 基準化)

グループ a : geiyo 波が基盤面に入力した場合に地表面における加速度応答スペクトルの卓越する周期に、地点ごとの差はほとんどないが、elc405n 波、bcj-L1 波、bcj-L2 波が入力した場合に卓越周期に大きな違いがみられる。地域により大きな差があるが、これは厚い表層地盤の構成がことなっているから生じた差ではないかと推測される。

グループ b : 加速度応答スペクトルの卓越する周期はどの地点においてもほぼ 0.6sec 付近にあり、スペクトルの特性は加速度の大小を除けば似たようなものになっている。つまり、基盤面までの深度が 30~20m の場合には周期の変動は小さいといえるのではないだろうか。ただし、高須 3 地区のように加速度が大きく増幅している地点もあることに注意しなくてはならない。

グループ c : 朝倉地区、一宮地区共に深度が 10m 程度と表層地盤が浅いが、その加速度のスペクトル特性には大きな違いがみられる。表層地盤厚さがいくら小さくても、その地盤構成の違いが地震動に及ぼす影響が大きいといえる。また、一宮地区では短周期において加速度の大きさが顕著であるため、中層 RC 建物に大きな影響を与えられられる。

5.2 加速度応答スペクトルの卓越周期による分類

次に、各対象地点の地表面における加速度応答スペクトルが卓越する周期に応じて分類することにした。この分類は建築基準法の限界耐力計算法に示されている地盤種別(1種、2種、3種)をもとに、周期 0.25sec 以下を一種、0.25~0.50sec を二種 A、0.50~0.75sec を二種 B、0.75sec 以上を三種の合計四種に分類した。

一種の地盤では、その固有周期から比較的合成の高い建物が共振しやすく、このような建物への地震入力が大きくなると考えられる。二種 A については木造建物の固有周期が 0.3~0.5sec であることを意識して設けている。また二種 B についても、中層 RC 建物のスウェイ、ロッキングを考慮したときに、みかけの周期が多少伸びることをふまえて設けている。三種については、加速度で評価するのではなく、速度で評価することが適切である周期域であり、地盤周期が長くなる高層建物に大きな影響がでる。

表 5 - 3 及び図 5 - 3 に周期により分類したものを示す。

表 5-3 周期によるグループ分け

	geiyo		elc405n		bcj-L1		bcj-L2	
	最大加速度	卓越周期	最大加速度	卓越周期	最大加速度	卓越周期	最大加速度	卓越周期
弘化台 2	1626	0.53	1251	0.84	1296	0.48	1073	0.66
高知城	2255	0.52	1373	0.91	1286	0.76	1057	0.76
布師田	2272	0.56	1575	0.91	1530	0.48	1274	0.76
高須 2	2105	0.32	1491	0.96	1344	0.96	1178	0.96
弘化台 1	2101	0.51	1757	0.96	1626	0.96	1369	0.96
はりまや	3977	0.51	1996	0.53	2171	0.51	1479	0.48
高須 3	4882	0.52	2229	0.53	2586	0.46	1688	0.41
五台山 1	3274	0.52	2098	0.84	2082	0.76	1665	0.66
大津	2298	0.76	1680	0.84	1574	0.76	1437	0.74
高須 1	2455	0.52	1708	0.55	1640	0.55	1433	0.66
五台山 2	2445	0.51	1498	0.56	1463	0.51	1142	0.56
朝倉	3443	0.50	1630	0.46	1745	0.44	1183	0.32
一宮	3651	0.32	2212	0.25	2369	0.21	1622	0.18

一種	二種 A	二種 B	三種
~ 0.25	0.25 ~ 0.50	0.50 ~ 0.75	0.75 ~

geiyo 波：解析対象 13 地点の卓越周期の幅が 0.30~0.76sec の間にあり、そのうち 10 地点の地盤において、卓越周期が 0.50~0.75sec の間にある。全対象地点が本研究で対照としている建物周期である 0.20~0.80sec に全地点が含まれており、このことは geiyo 波のような特性をもつ地震波が高知市の基盤面に入力した場合に多くの建物が共振する可能性が高いことを意味している。

elc405n 波：一種、二種 A の地盤に該当するのは 13 地点のうちの 3 地点であり、残りの 10 地点では卓越周期が 0.5sec 以上である。このことから高知市の基盤面に elc405n 波のような特性をもつ地震波が入力したとき、周期の比較的長い高層建物等との共振の可能性が高いと推測される。

bcj-L1 波、bcj-L2 波：二種 A、二種 B、三種と周期域が広い。これは、設計用の基盤面における模擬地震動だからである。ただし、bcj-L1 波を入力した時の二種 B に含まれる地点が二種 A、三種と比べると少ない。

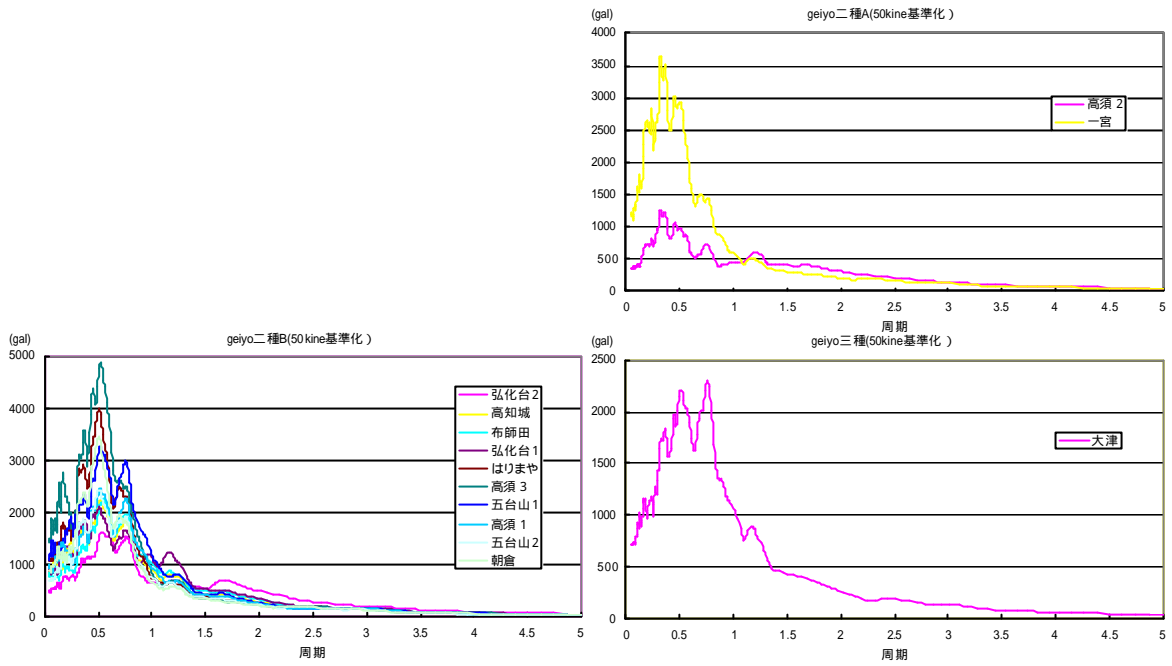


図 5-3a 加速度応答スペクトル・geiyo (50kine 基準化)

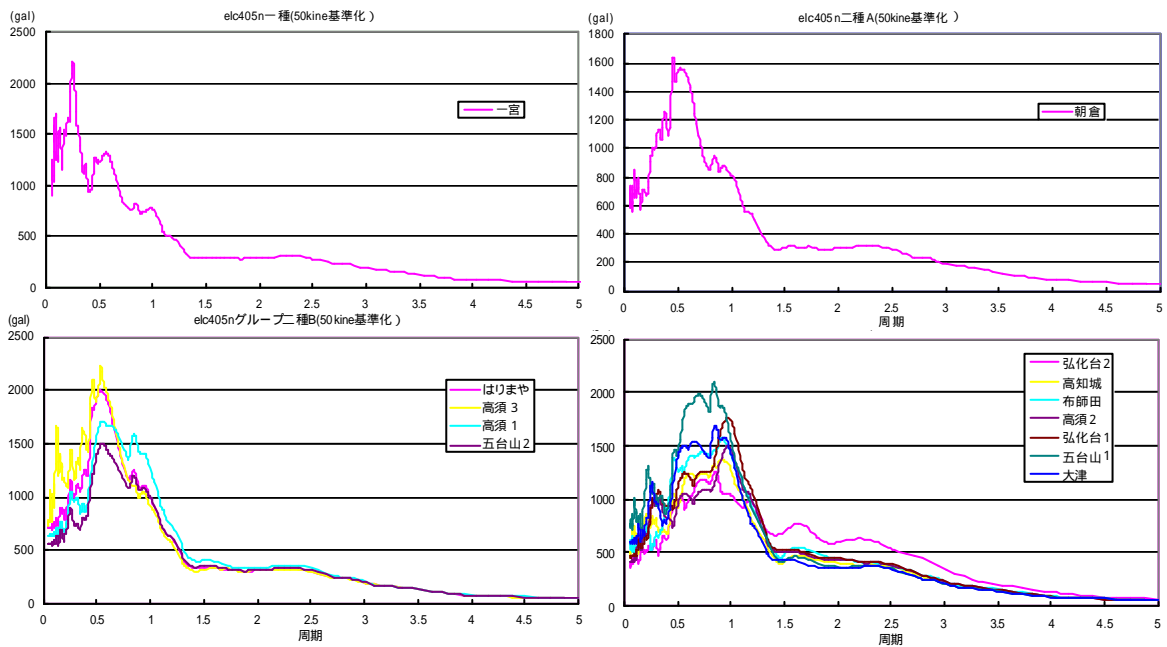


図 5-3b 加速度応答スペクトル・elc405n (50kine 基準化)

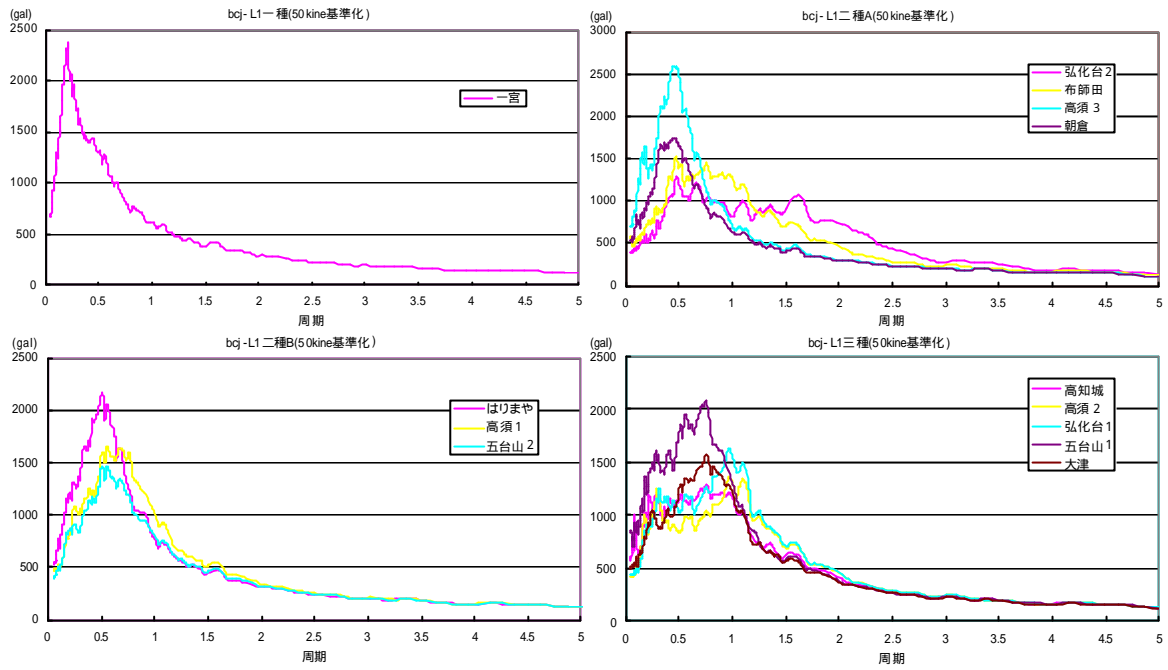


図 5-3c 加速度応答スペクトル・bcj-L1 (50kine 基準化)

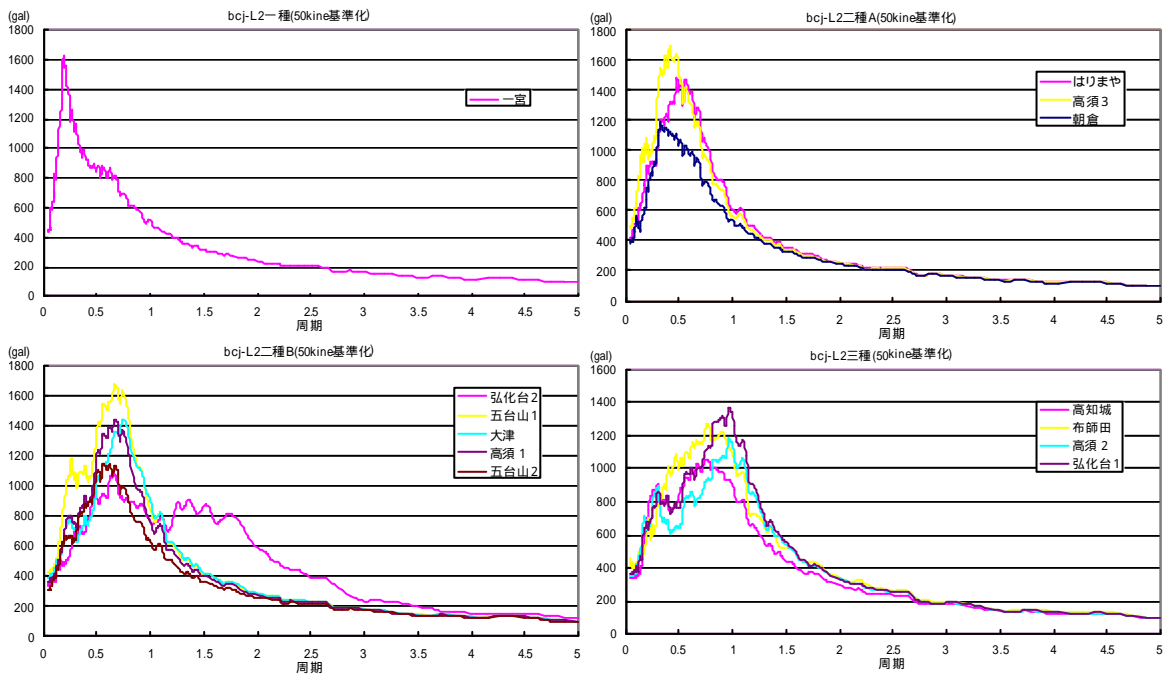


図 5 - 3d 加速度応答スペクトル・bcj-L2 (50kine 基準化)

6 . 結論

高知市の表層地盤における地震動の変動を解析し、高知市の地震防災マップの基礎データを作成するために研究をおこなった。解析対象地点をグループ分けすることによりそれぞれの地域の入力地震動特性を捉えることができた。特に加速度応答スペクトルの卓越周期でグループ分けすることにより、一般的な防災マップに用いられている気象庁震度にくらべ、より建物被害を意識した防災マップを作成するための基礎データになるのではないかと考えられた。

高知市の表層地盤を深度ごとにグループ分けを行い、その結果から深度だけでなく、沖積層内部に含まれる一様でない要素が入力地震動、周期特性に大きく影響していることが推測された。

本研究における解析地点 13 ヶ所というのは、高知市全体の表層地盤の深さに関するグループとしては網羅しているが、沖積層の内部構成により入力地震動が変化することからさらに解析地点を増やす必要がある。

謝辞

本論分を執筆するにあたり、指導教官の中田慎介教授にご指導いただきました。また、副査を引き受けて下さいました、大谷英人先生、大内雅博先生にもご指導いただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

また、(株)構造計画研究所の倉掛猛氏ならびに坪田正紀氏、(株)相愛の中村和弘氏、(独)建築研究所構造研究グループ上席研究員の飯場正紀氏にも多大なご協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

(独)防災科学研究所の強震ネット(K-NET)の波形データ及び観測点地図データを使用させて頂きました。記して感謝の意を表します。

引用・参考文献一覧

- 大崎順彦 . (1994) . 新・地震動のスペクトル解析入門 . 鹿島出版会 : 146-149 . 167-168 . 196 .
- 柴山和夫 . (1998) . N 値の話 . N 値の話編集委員会 : 120-122 .
- 林康裕 . (2002) . 設計用入力地震動はどうあるべきか . 日本建築学会近畿支部・建築業協会関西支部 : 87 - 94 .
- 林康裕 . (2002) . 地震被害から見た地震荷重 . 日本建築学会構造部門 PD 資料 .
- 構造計画研究所 . (2000) . k-SHAKE+for Windows 利用者マニュアル . 構造計画研究所 .
- 高知地盤図編集委員会 . (1992) . 高知地盤図 . (社) 高知県建築設計監理協会
- 土木学会 . (2001) . 実務の先輩たちが書いた土木構造物の耐震設計入門 . (社) 土木学会
- 日本道路協会 . (2002) . 道路橋示方書 (耐震設計編) ・同解説 . (社) 日本道路協会
- 日本建築学会 . (2002) . 建築雑誌 2002 5 VOL.117 NO.1488 . 日本建築学会編集委員会
- 日本建築学会 . (2002) . 建築雑誌 2002 6 VOL.117 NO.1489 . 日本建築学会編集委員会
- 国土交通省 . 「国土技術政策総合研究所」 . (<http://www.nilim.go.jp/index.htm>) . 2002 . 11 . 4 取得 .
- 中央防災会議 . (2002) . 「東南海・南海地震等に関する専門調査会」 . (<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/>) . 2002 . 12 . 24 取得 .
- 財団法人日本建築センター . 「日本建築センター模擬波 (基盤波) BCJ-L1 及び BCJ-L2」 . (<http://www.bcj.or.jp/src/download.html>) . 2002 . 10 . 1 取得
- 防災科学研究所 . 「強震ネットワーク (K-NET)」 . (<http://www.k-net.bosai.go.jp>) . 2002 . 9 . 27 取得 .
- 防災科学研究所 . 「基盤強震観測網 (KiK-net)」 . (<http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>) . 2002 . 9 . 27 取得