

強大地震に対する地盤強度の判定法—液状化によってP波は増幅するか?—

Strength Evaluation of Ground subjected to Strong Earthquakes—Does P-Wave Amplify during Liquefaction?—

○正員 宮前繁也 (Shigeya Miyamae)

1. まえがき

1995年兵庫県南部地震では強い地震動が広い範囲で多くの災害をもたらした。土木学会では、土木構造物の耐震基準等に関する「第一次・第二次提言」で、これらに対応して「レベル1・2地震動」を提言した。

これによりレベル2地震動に対する設計地震動の設定や耐震設計法さらには液状化予測法の問題が大きくとりあげられるようになったことは周知のことである。

ここで強大地震が起きた場合の地盤震動や強度評価の定量化の問題がある。また前記地震ではポートアイランド(P.I.)の液状化現象で、地表地盤の上下方向地震動が大きく増幅したことが興味を引いた。

筆者はかつてこの現象に似た現地試験のデータを得ており、これらについて考察したものを「土と基礎」¹⁾に投稿したが、その際紙幅の関係で内容の一部を割愛したため今回これを補筆し、またその後の検討分を加えて理解度の向上に資したいと考えこれをここに述べる。

なお標題と副題は前記¹⁾のものを互いに入れ替え、また記述内容の一部は1)に重複している。

2. 現地試験

2.1 試験概要

今から20数年前、第四紀沖積世の河川氾濫原堆積物の飽和地盤で現地液状化試験を行った。(詳しくは文献1)2)3)参照)すなわち、図-1に示す位置でバイプロハンマー鋼矢板打ち(22Hz)により地盤に動的応力を与えて、ボーリング孔底にセットした加速度計等により地盤内部の動的挙動を測定した。図-2には試験地盤付近の土質柱状図を示す。図-3は数ケースの試験の一例で、

深度6mの測定計器から平面で1m離れた位置に打ち込まれた鋼矢板貫入時の三成分加速度(NS,EW,UD)およびこの合成波R(三成分のベクトル和)と間隙水圧の時刻歴を示す。なお、この加速度はその振動の正負の最大振幅の包絡線を示している。

2.2 試験結果と考察

図-3でバイプロハンマーにはスタートから33秒ぐらいまで同じエネルギーをかけた。また波動は矢板の先端を点振源として周辺地盤に三次元的に広がっていく。図-3の各加速度は振源からの直接波である実体波が主

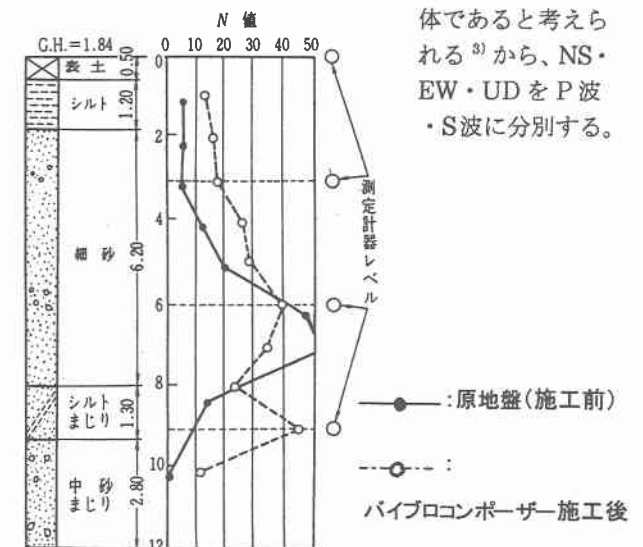


図-2 試験地盤付近の土質柱状図(地点A)

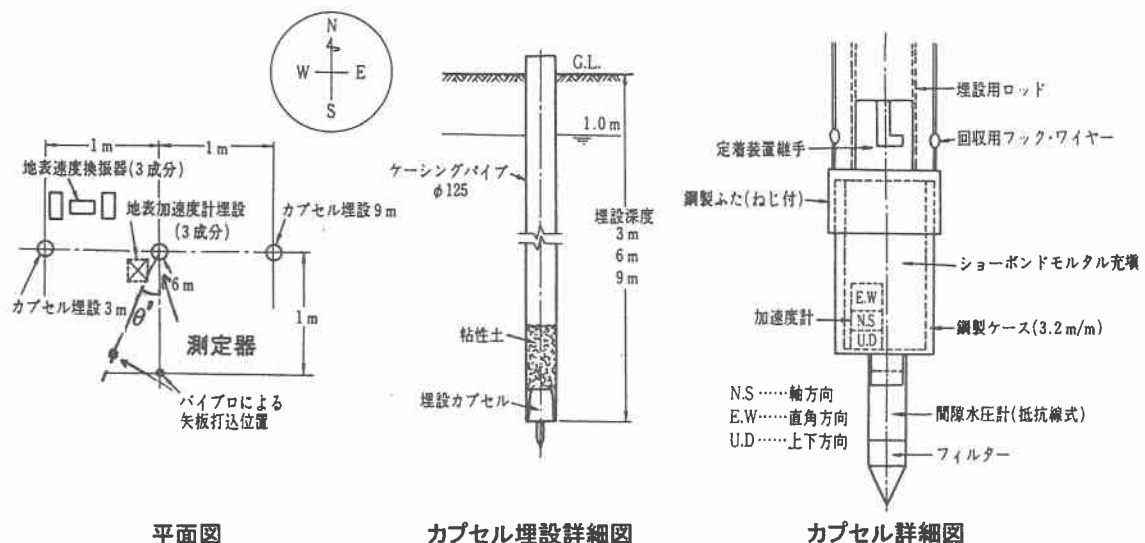


図-1 実験箇所見取・配置図およびカプセル詳細図

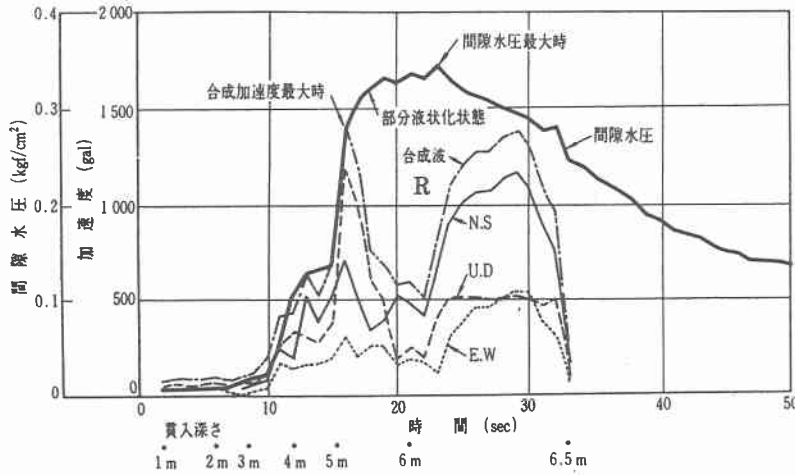


図-3 加速度、間隙水圧～時間曲線(-6m地点)(処女地盤)

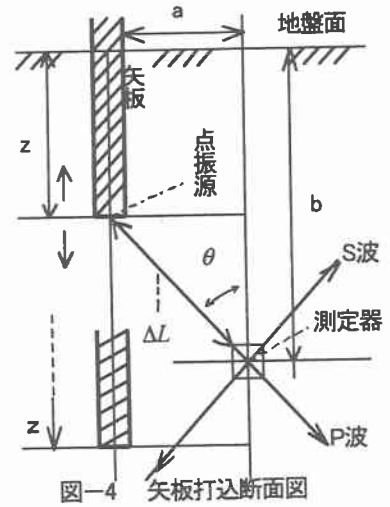


図-4 矢板打込断面図

(1) P波とS波の分別

図-4 に、ある時間断面での諸数値を示す(図の断面配置での一例)。ここに

- z : 矢板(パイプロ)貫入深さ (m)
- a : 測定器(観測点)～貫入位置の離隔距離 (m)
- b : 測定器深さ (m)
- θ : 矢板先端～測定器の線と垂直軸との交角(°)
- θ' : 点振源～測定器の線とNS軸との平面角(°)

とすれば S波 および P波 の加速度は次のように表わされる。

① θ'=0 の場合 (図-1の平面図 参照)

$$S = \sqrt{(NS \cos \theta + UD \sin \theta)^2 + (EW)^2} \quad (1)$$

$$P = |NS \sin \theta - UD \cos \theta| \quad (2)$$

ここで 合成波 R は

$$R^2 = S^2 + P^2 = NS^2 + EW^2 + UD^2 \quad (3)$$

となり S波、P波 の算出にあたっての計算チェックに便である。

② θ'がある場合 (同上)

貫入深さが同じである場合は、同じ起振力による S波・P波の大きさは座標軸の方向にかかわらず同じであることから

$$S = \sqrt{(NS' \cos \theta + UD \sin \theta)^2 + (EW')^2} \quad (4)$$

$$P = |NS' \sin \theta - UD \cos \theta| \quad (5)$$

ここに

$$NS' = \sqrt{NS^2 + EW^2} \times \cos(\alpha - \theta)$$

$$EW' = \sqrt{NS^2 + EW^2} \times \sin(\alpha - \theta)$$

(4)(5)式についても (3)式は成り立つ。

ここに

$$\cos \alpha = \frac{NS}{\sqrt{NS^2 + EW^2}} \quad \text{あるいは}$$

$$\sin \alpha = \frac{EW}{\sqrt{NS^2 + EW^2}}$$

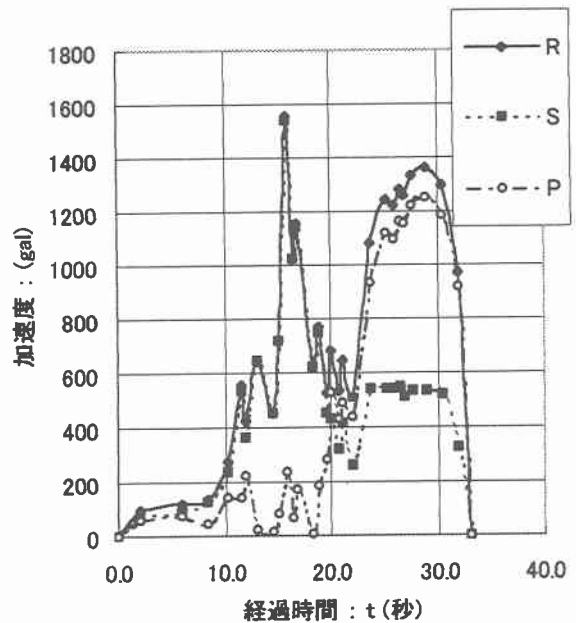


図-5 加速度 R・S・P の時刻歴

ここで θ'=0 のとき NS'=NS, EW'=EW となる。

以上から今回の試験(θ'=0の場合)の R, S, P を(1)(2)(3)式によって計算したものが図-5である(図-3から間隙水圧を除いたもの)。図-3の合成波 R, NS, EW, UD と比較すると P波・S波の成り立ちがよく分る。またこのように P波・S波に分別することによって地盤・土質構造物や一般構造物へのそれぞれの力の関わり方が分り、現象(例えば液状化)の理解が容易になる。

(2) 動的貫入抵抗と動的入力

図-3および図-5において、各加速度の時間的変動から現象を正しく理解するためには、その元になる測定器への動的入力とその原因となる地盤の動的貫入抵抗の大きさとを知る必要がある。そのため 図-3の X軸に記してある貫入深さの時刻歴を示したのが図-6である

が、勾配 ($\Delta z / \Delta t$) が緩やかなほど動的貫入抵抗が大きいことを示す。図-7はその逆数 ($\Delta t / \Delta z$) を示していることから値が大きいほど貫入抵抗が大きい。なお図-7の0~20秒間の2本線の下のものは 矢板先端~測定器 間の距離減衰 ($1/\Delta L^2$ に比例) を考慮したものである。20秒以降は矢板先端が6mに近く両者は一致する。

図-8は図-5と図-7を複合せたうえ X軸は時刻 No.、Y軸は対数で表示したもので、動的入力と加速度の関連をよく示している。なお、図-8で $N_{vc} = \Delta t \times$ (パイプロの周波数 22Hz) であり打撃回数を意味し、 $N_{vc}/m \times \Delta L^2$ は貫入深さ 1m当たりの打撃回数に距離減衰を含ませたものである。

(3) 考察

① 図-3では加速度は二つの山 (以後第1波、第2波と呼ぶ) からなっている。第1波で合成波 R は矢板貫入開始後 10 秒位から急増大し、これが間隙水圧の急上昇と極めてよい一致を示しているが、この時点では図-5から S波が卓越していることが分る。図-8から S波の上昇線は動的入力のそれと平行(図の鎖線)しており、両者が線形的な関係にあることが分る。

② 16秒(図-8のNo11)位をピークとして R と S は急低下するが、動的入力と間隙水圧は上昇率を減らしながら上昇を続けており、この段階でこの地盤はせん断剛性を失い始め部分液状化状態に至ったものと判断される。

③ 図-5ではこのあと R と S は下降を続けるが、図-8によれば動的入力は増減しながらも上昇している。一方 P波はこれに伴って上昇し、部分液状化によって減衰(非線型化)する S波に替わって大きくなり、矢板が地層の堅い部分(深さ6m前後。図-2参照)に当たってさらに R の中で卓越し第2波の主体を形成するものと思われる。

④ 第2波の中で P波が卓越する理由については文献1)に述べているが、少しく補筆する。図-9は1)の(2)式(エネルギー保存則)からくる(3)式すなはち $\frac{1}{\beta^2 + \alpha \gamma^2}$ をグラフ化したものである。ここで $\beta^2, \alpha \gamma^2$ は入射エネルギー流量に占める反射エネルギー流量、透過エネルギー流量の率である。

すなはち図-9の X 軸上のどの位置においてもこの関係式が成り立つ。この図から $\frac{\alpha_L \gamma_L^2}{\alpha_{NL} \gamma_{NL}^2}$ (液状化時/非液状化時の透過エネルギー流量率の比) をグラフ化したものが 図-10 である。

図-10は、動的応力により地盤が液状化すると、その伝播速度の増大から P波の透過エネルギー流量が1~2倍程度増幅するが¹⁾、この割合は振源の地盤の物性(波動インピーダンス ρv) が大きい程大きくなることを示している。(図-10は文献1)の図-5と同じ)

以上のことはポートアイランドでの地震液状化時の地表地盤上下動の増大と関連があるかもしれない。

3. 強大地震に対する現地盤または改良地盤の強度をどう判定するか

今後レベル2の強大地震に対して大きな設計地震動が設定された場合、現地盤や軟弱地盤の改良を行って設計

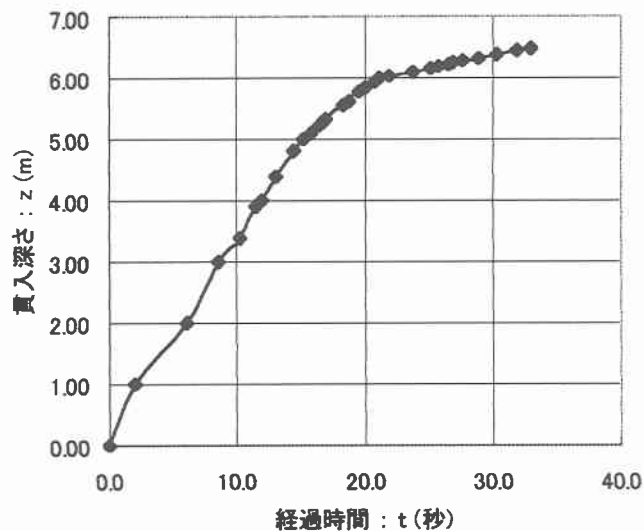


図-6 鋼矢板貫入深さの時刻歴

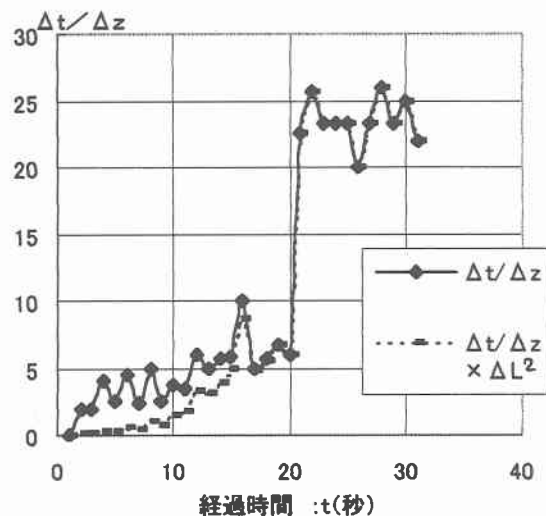


図-7 $\Delta t / \Delta z$ の時刻歴

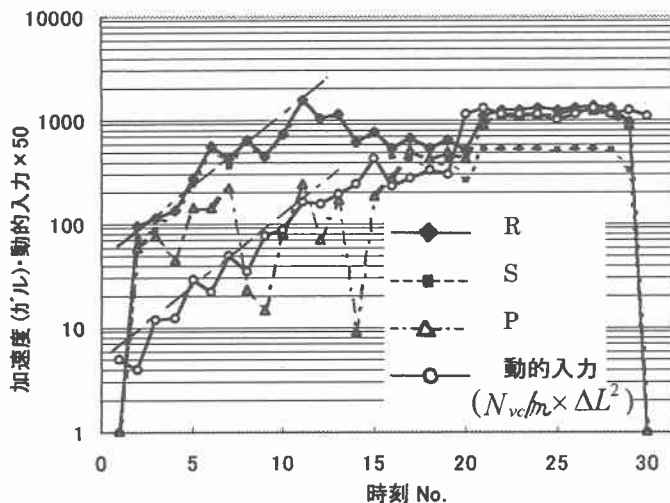


図-8 動的入力と加速度時刻歴

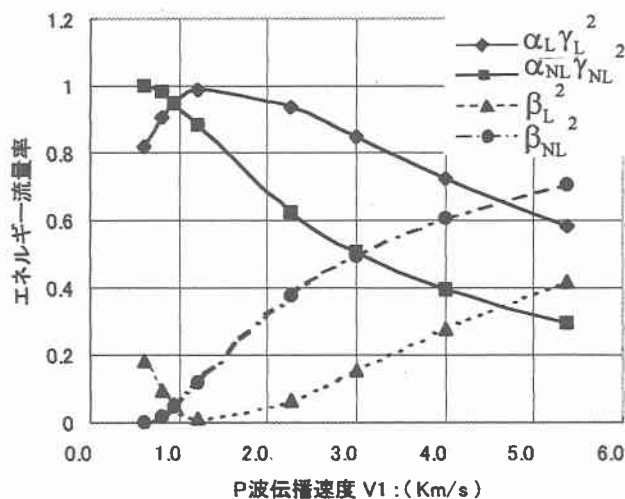


図-9 液状化・非液状化時のエネルギー

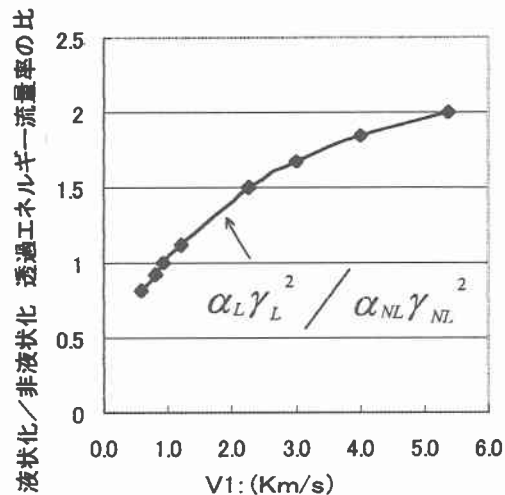


図-10 液状化/非液状化 透過エネルギー流量比

上対応し得るような強固な地盤を造成して、その強度を定量的に判定する事が必要になる。そこで参考のため筆者らが試みた文献2) 3) の現位置で液状化強度を調べる手法を紹介する。要点のみを述べたい。

(1) 2. に述べたようにパイロハンマー等の動的起振力によって地盤震動を与える。これによる地盤内波動を「等方均質の無限弾性体内の点振源から発する弾性波動」と考え、次式より所定の測定点のせん断ひずみを求める。ここに V_0 : 粒子速度、 v_s : せん断波速度 とすると
$$\gamma = V_0 / v_s \quad (6)$$

(2) ここで測定点における加速度の各方向成分 NS,EW, UD の波形を積分して速度波形とし、これらの S 波成分(速度)を (1) 式 ($\theta = 0$ の場合) または (4) 式 (θ があある場合) から求めて $V(t)$ とする。

(いま対象とする諸量が加速度、速度または変位であっても (1)~(5) 式は同じ形で使い得る。これは設計地震動が gal, kine, cm のいずれに設定されてもこれらの式で対応し得るという有用性があることを意味している。)

(3) せん断弾性係数 G や v_s は事前の現場実測により求められたもの (PS 検層など) を、動的応力作用時のせん断ひずみに応じて適正に評価低減して求める。

(4) 上記 (1) ~ (3) で得られた諸値を用いて $\tau = G\gamma$ よりせん断応力を求め設計地震力と対比すればよい。この場合せん断応力あるいは液状化抵抗の周波数依存性が小さいことはすでに幾つかの試験³⁾ で確かめられており、上式の適用が可能であると考え、より高い動的応力と地盤強度に対しては今後検討の必要があろう。

(5) 検証地盤が試験時に液状化した場合は、 G が有意値を持つ部分液状化状態までの液状化強度を上記の手法で計算すればよい。

(6) 前章 2. で述べたように無処理地盤での現地液状化試験の例では部分液状化を起こした。その後この地盤を

パイロコンポーザー工法によって強化した後再び矢板振動を与えたが、この時は間隙水圧の上昇や塑性化が全く無く、その時に働いた動的応力を前記手法で計算すると想定地震力の数倍であり、十分締め固められたことがわかった^{2) 3)}。

(7) この事から広大な軟弱地盤や埋め立て地盤処理の施工の前後において、その強度を定量的に判定することが可能になると思われる。このとき設計地震動・地盤強度や施工規模が大きいかほどそのメリットが大きくなる。

4. おわりに

今後レベル 2 地震動に対応することを考えると、その時の地盤の震動や強度評価の定量化の問題がある。先年行った原位置でのパイロ試験についての考察から、液状化強度の判定さらには強大地震に対する強度判定の可能性について二三の知見を得たのでこれを述べた。

これらはまだ少数の事例から見出したものであり、今後多くの実証によりこの精度を上げ、この問題に対する定量的判定の手掛かりが得られれば幸いである。

最後に、この稿を纏めるにあたって貴重なご助言を賜わった北海道大学大学院工学研究科 三浦清一教授に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 宮前繁也：液状化によって P 波は増幅するか、土と基礎 地盤工学会、No.470、pp.33-35、1997
- 2) 宮前繁也・小谷 清・塩谷常吉：現地液状化試験について、技術資料報告、第 15 号 土質工学会北海道支部、pp.95-104、1975.
- 3) 宮前繁也：現地液状化試験の実際、地中埋設管の液状化による被害の実態とその対策、佐武正雄ほか編、日本科学技術協会、pp.157-175、1988.