

液状化層直上の不飽和層の地震時挙動に関する解析的考察

理化学研究所 地震防災フロンティア研究センター 正会員 渦岡 良介
 岐阜大学 工学部 学生会員 樋口美紀恵
 正会員 張 鋒
 正会員 八嶋 厚

1. はじめに

地盤の液状化は地下水位以深の飽和砂質土層を対象として、検討することが一般的である。しかしながら、実際には地表面で噴砂や亀裂がみられるように、地下水位以浅の不飽和である表層地盤においても直下の液状化層の影響を受け、なんらかの地盤変状が発生することが多い。杭などの基礎構造物の耐震設計においては、液状化層だけでなく地下水位以浅の表層地盤の地盤反力を評価することも必要となることから、液状化層直上の不飽和層の地震時挙動を把握することが重要となると思われる。本研究では、一次元の有効応力解析に飽和-不飽和浸透流解析を組み合わせ、液状化層直上の不飽和層の地震時挙動を解析的に検討した。解析では、兵庫県南部地震で液状化が発生した深江浜の埋立地盤を対象とし、地盤の不飽和浸透特性、透水係数、入力地震動の種類が表層の不飽和層の挙動に与える影響を検討した。

2. 解析手法の概要

(1) 場の方程式

解析には Oka ら¹⁾の砂の繰返し弾塑性モデルおよび Oka の粘土の繰返し弾粘塑性モデル²⁾を組み込んだ有効応力解析コード LIQCA2D³⁾を用いた。場の方程式の定式化には、二相混合体理論に基づいた土骨格の変位と間隙水圧を未知数とする u-p formulation を用いており、力のつりあい式と連続式が連成したものとなっている。場の方程式を以下に示す。

$$\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (2)$$

ここに、 ρ は混合体の密度、 u_i^s は固相の変位ベクトル、 σ_{ij} は全応力テンソル、 b_i は物体力ベクトル、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 ρ^f は液相の密度、 p は間隙水圧、 n は間隙率、 K^f は間隙水の体積弾性係数である。土粒子とその骨格を固相、間隙水を液相と表現している。式(1)の力のつりあい式と式(2)の連続式は土と水の飽和した二相混合体を対象として誘導されたものである。ここでは、間隙水の密度や圧縮性が飽和度によって見かけ上変化すると仮定して、不飽和土の場の方程式を誘導する。

まず、飽和度によって変化する混合体の密度を次のような式で表現する。

$$\bar{\rho} = (1-n)\rho^s + n\bar{\rho}^f \quad (3)$$

$$\bar{\rho}^f = S_r \rho^f \quad (4)$$

ここに、 $\bar{\rho}$ は混合体の見かけの密度、 ρ^s は固相の密度、 $\bar{\rho}^f$ は液相の見かけの密度、 S_r は飽和度である。式(1)、式(2)中の混合体の密度および液相の密度を式(3)および式(4)を用いて置き換えると、次式が得られる。

$$\bar{\rho} \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \bar{\rho} b_i = 0 \quad (5)$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (6)$$

次に、飽和度の変化に伴う液相の体積変化を考慮する。式(6)の左辺第4項は間隙水圧の変化による液相の体積変化を表した項である。この項を次のように変更し、飽和度の変化に伴う液相の体積変化を考慮する⁴⁾。

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + S_r \frac{n}{K^f} \dot{p} + n \dot{S}_r = 0 \quad (7)$$

さらに式(7)の左辺第5項の飽和度の時間変化について、飽和度が圧力水頭の関数となることを考慮して、次のように変形する。

$$n \dot{S}_r = n \frac{dS_r}{d\theta} \frac{d\theta}{d\psi} \frac{d\psi}{dp} \dot{p} = n \frac{1}{n} C \frac{1}{\gamma_w} \dot{p} = \frac{C}{\gamma_w} \dot{p} \quad (8)$$

ここに、 θ は体積含水率、 ψ は圧力水頭、 C は比水分容量である。式(7)に式(8)を代入して、整理すると次式が得られる。

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + \left(\frac{nS_r}{K^f} + \frac{C}{\gamma_w} \right) \dot{p} = 0 \quad (9)$$

また、見かけの間隙水の体積弾性係数を次のように定義すれば、

$$\frac{1}{K^f} = \frac{S_r}{K^f} + \frac{C}{n\gamma_w} \quad (10)$$

最終的に、連続式は次のようになる。

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (11)$$

Analytical study on the effect of subsurface liquefaction on seismic behavior of partially saturated surface soil: Uzuoka, R. (Earthquake Disaster Mitigation Research Center, RIKEN), Higuchi, M., Zhang, F. and Yashima, A. (Gifu University)

なお、不飽和部においては、比水分容量および透水係数が飽和度ひいては圧力水頭の関数となり変化する。

(2) 不飽和浸透特性

不飽和浸透特性は図-1⁵⁾に示すように、負の圧力水頭と体積含水率の関係（水分特性曲線）および体積含水率と比透水係数（飽和透水係数に対する不飽和透水係数の比）の関係で表現される。ここでは、比較的簡便で適用性の高い van Genuchten による不飽和浸透特性モデル⁶⁾を用いる。まず、圧力水頭より有効飽和度は次式で算定される。

$$S_e = \{1 + |\alpha\psi|^{n'}\}^{-m} \quad (12)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 α 、 n' 、 m はパラメータであり、 n' 、 m は次のような関係にある。

$$m = 1 - \frac{1}{n'} \quad (13)$$

また、有効飽和度は体積含水率を用いて次のように定義される量であり、飽和度とは以下の関係にある。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{nS_r - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (14)$$

ここに、 θ_s は飽和水分量、 θ_r は高サクション時において残留する水分量である。この有効飽和度を用いて、比水分容量および比透水係数を次のように算定する。

$$C = \alpha(n-1)(\theta_s - \theta_r)S_e^{1/m}(1 - S_e^{1/m})^m \quad (15)$$

$$k_r = S_e^{1/2} \{1 - (1 - S_e^{1/m})^m\}^2 \quad (16)$$

3. 解析条件

(1) 地盤条件

解析対象としたのは、1995年兵庫県南部地震の際に液状化が発生した深江浜の埋立地盤である。深江浜では建物の基礎杭の被害が多数みられており、有効応力解析を用いた被害原因の推定が行われている⁷⁾。地盤の概要⁸⁾を図-2に示す。地下水位はGL-2.2mである。表層約10mがまさ土による埋立層であり、その下に層厚約10mの沖積粘性土層、砂質土と粘性土の互層と続いている。埋立まさ土のN値は5-15程度であり、平均粒径は0.6-1.8mm、細粒分含有率は4-7%、均等係数は10程度である。

図-2に示す土層について、埋立まさ土層 (Bs)、砂粘土の互層 (As/Ac) については砂の繰返し弾塑性モデル、沖積粘性土層 (Ac) については粘土の繰返し弾粘塑性モデルでモデル化した。モデルパラメータは既往のボーリング調査結果や土質調査結果⁹⁾をもとに設定した。解析に用いた各土層のパラメータを表-1に示す。パラメータの物理的意味などの詳細については文献1, 2を参照されたい。表層の不飽和層については、飽和層と同じ弾塑性パラメータを用いている。また、解析上はN値50以上となるGL-35mの砂礫層を剛基盤と仮定した。

(2) 解析ケース

解析は表-2に示す5つのケースを対象として行った。ま

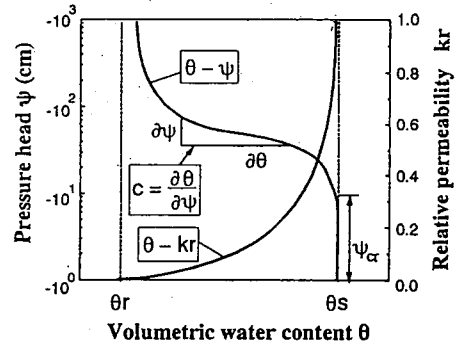


図-1 不飽和浸透特性の模式図⁵⁾

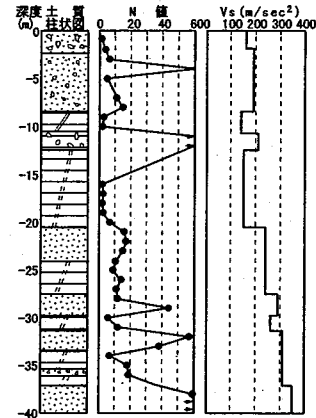


図-2 解析対象地盤の概要⁸⁾

表-1 モデルパラメータ

Name of soil profile		Bs	Ac	As/Ac
Density	ρ (t/m ³)	1.80	1.70	2.00
Initial void ratio	e_0	0.45	1.75	0.8
Coefficient of permeability	k (m/s)	2.20E-04	3.8E-10	1.7E-5
Compression index	λ	1.0E-2	3.9E-1	2.5E-2
Swelling index	κ	2.5E-3	5.0E-2	2.5E-3
Initial shear velocity	V_s (m/s)	190	150	240
Initial shear modulus ratio	G_0/σ'_m	1517	401	751
Failure stress ratio	M_f	1.20	0.98	1.37
Phase transformation stress ratio	M_m	0.91	0.89	0.91
Hardening parameter	B_0	3160	20	2190
For sandy soils				
Control parameter of anisotropy	C_d	2000		2000
Reference strain parameter	γ^p_r	0.004		-
Reference strain parameter	γ^e_r	0.02		-
Dilatancy parameter	D_0	4.0		0.0
Dilatancy parameter	n	4.0		-
For cohesive soils				
Viscoplastic parameter	m'_0		17	
Viscoplastic parameter	C_{01} (1/s)		3.0E-7	
Viscoplastic parameter	C_{02} (1/s)		7.5E-8	

表-2 解析ケース

	不飽和浸透特性	透水係数	入力地震動
Case 0	-	1倍	東神戸波
Case 1	まさ土A	〃	〃
Case 2	豊浦砂	〃	〃
Case 3	〃	〃	高見波
Case 4	〃	10倍	東神戸波

ず、Case0は表層の不飽和層を乾燥要素とし、GL-2.2mの地下水位面を排水境界としたケースである。

Case1以降はいずれも表層の不飽和浸透特性を考慮したケースである。不飽和浸透特性の既往の測定事例をまとめたもの⁹⁾をもとに2つの不飽和浸透特性を用いた。まさ土Aは当該地盤の土質条件に近い透水係数を有する材料であり、豊浦砂は均等係数の小さい、きれいな砂である。豊浦砂を検討対象としたのは、図-3に示すようにまさ土とは大きく異なる不飽和浸透特性を有する砂だからである。これら2つの土に対する不飽和浸透特性を図-3に示す。また、図-3の算定に用いた各材料に対するパラメータを表-3に示す。なお、間隙率は表-1の間隙比から算定した値としている。さらに、式(10)によって算定される見かけの間隙水の体積弾性係数と飽和度の関係を図-4に示す。図-4に示すように、見かけの上の間隙水の体積弾性係数は体積含水率の増加に伴って、減少から増加に転じ、飽和度が100%になれば、水の体積弾性係数と一致する。Case1とCase2ではこのような不飽和浸透特性の違いが結果に与える影響を検討する。

Case3では入力地震動の継続時間の違いが結果に与える影響を検討する。「東神戸波」は兵庫県南部地震の際、深江浜の東神戸大橋の近傍で観測されたGL-33mでの観測波形⁹⁾のN348E成分である。「高見波」は兵庫県南部地震の際、大阪市の淀川左岸に位置する高見フローラルタウンのGL-30mでの観測波形のNS成分⁹⁾である。図-5にこれら2つの波形の時刻歴を示す。これらの波形は加速度振幅が2倍程度、継続時間が4倍程度異なっている。

Case4では地盤の透水係数の違いが結果に与える影響を検討する。Case4では埋立まさ土の透水係数を表-1に示した値の10倍とした。

なお、いずれのケースでも地震動を入力した動的解析の後、過剰間隙水圧の消散過程を解析するため8888秒(約150分)の圧密解析を継続して行った。

4. 解析結果

各ケースの解析結果を示す前に、出力要素を示したものを図-6に示す。飽和層については要素10, 12, 14を、不飽和層については、15, 16, 17を示す。各ケースについて、(a)100秒までの飽和層の過剰間隙水圧比(E.P.W.P.R.)の時刻歴、(b)10000秒までの飽和層の過剰間隙水圧比の時刻歴(c)100秒までの不飽和層の過剰間隙水圧比の時刻歴、(d)10000秒までの不飽和層の過剰間隙水圧比の時刻歴の4つの結果を示す。Case0～Case4について、過剰間隙水圧比の時刻歴を図-7～図-11に示す。なお、過剰間隙水圧比は発生した過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除した値である。以下では、(1)不飽和浸透特性、(2)入力地震動、(3)透水係数の違いが過剰間隙水圧比の時刻歴に与える影響について考察する。

(1) 不飽和浸透特性

不飽和層を乾燥した砂でモデル化したCase0では、図-7

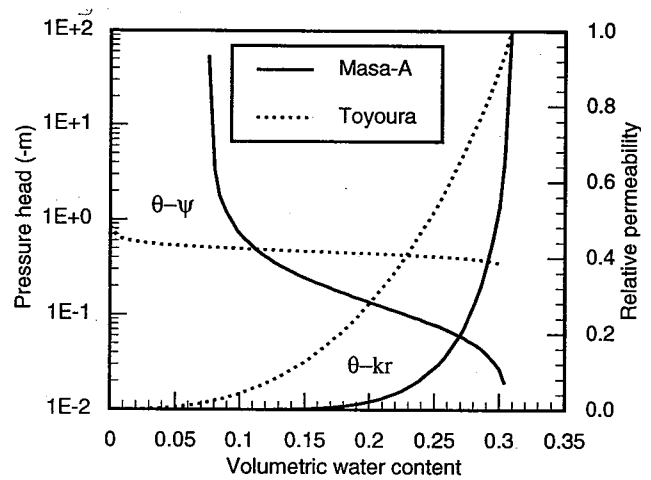


図-3 不飽和浸透特性⁹⁾

表-3 不飽和浸透特性のパラメータ⁹⁾

		Masa-A	Toyoura
Bulk modulus of fluid	Kf (kPa)	2.0E+06	2.0E+06
Porosity	n	0.309	0.309
van Genuchten parameters	α	11.100	2.180
van Genuchten parameters	n'	2.080	12.318
van Genuchten parameters	m	0.519	0.919
Minimum volumetric water content	θ_r	0.075	0.000
Maximum volumetric water content	θ_s	0.309	0.309

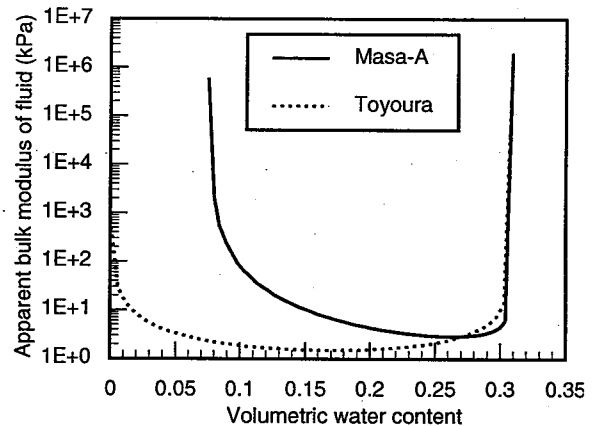


図-4 見かけの間隙水の体積弾性係数

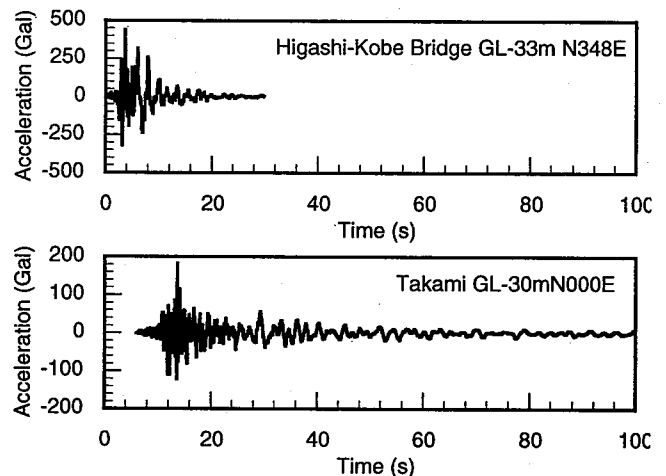


図-5 入力地震動⁹⁾

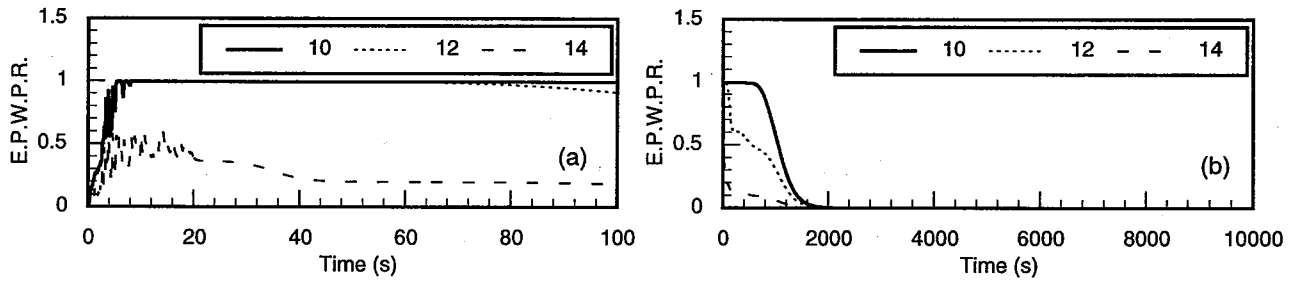


図-7 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case0: 地下水位面排水境界)

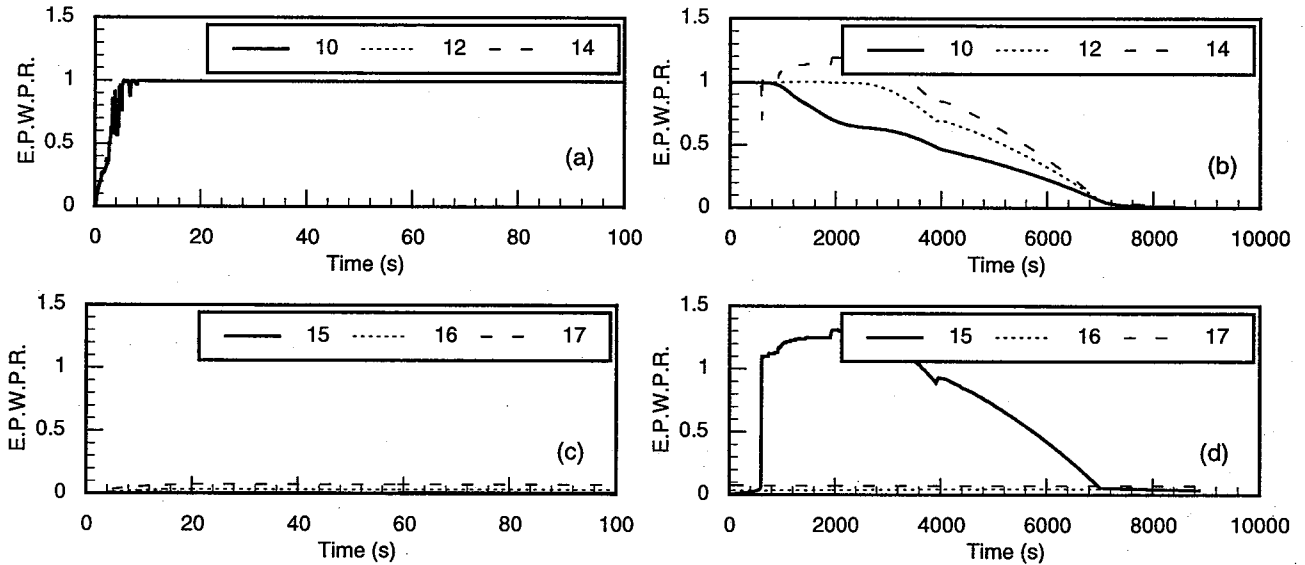


図-8 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case1: まさ土の不飽和浸透特性)

(a)に示すように飽和層の最上要素14において過剰間隙水圧比が1.0に達していない。これは、飽和層の上面を排水境界としており、地震中でも排水効果の影響を強く受け、過剰間隙水圧比が上昇しないためである。また、図-7(b)に示すように地震後の過剰間隙水圧比は飽和層のいずれの要素でも約2000秒(約30分)で消散していることがわかる。なお、不飽和層の結果については、過剰間隙水圧の発生を考慮しないので、結果は示していない。

一方、不飽和浸透特性を考慮したCase1およびCase2についてみると、まず飽和層については図-8(a)および図-9(a)に示すように、100秒までには全く過剰間隙水圧の消散が発生せず、いずれの要素でも完全液状化(過剰間隙水圧比が1.0)の状態を保っていることがわかる。その後は図-8(b)および図-9(b)に示すように、過剰間隙水圧は消散し始めるが、消散のスピードはCase0よりも遅く、8000秒(約130分)前後で飽和層の過剰間隙水圧は0となっている。不飽和層の浸透特性を考慮したことにより、飽和層上面を排水としたCase0よりも、不飽和層の透水性が低下し、その結果飽和層の過剰間隙水圧の消散が遅れたと考えられる。図-8(b)および図-9(b)を比較すると、まさ土の不飽和浸透特性を用いたCase1の方が豊浦砂の不飽和浸透特性を用いたCase2よりも、過剰間隙水圧の消散はやや早く、またその時間変化は滑らかとなっている。これは図-3に示すよう

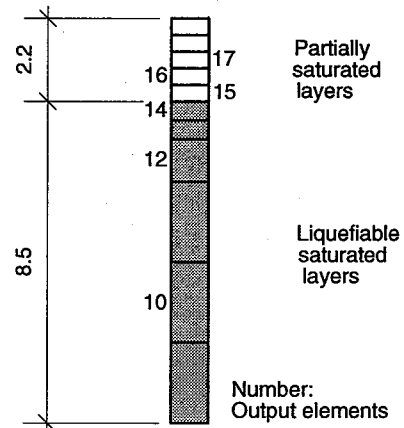


図-6 出力要素

にまさ土の方が、圧力水頭の変化に対する体積含水率および比透水係数の変化が滑らかであることに起因していると思われる。

次に不飽和層については、不飽和層を乾燥した砂でモデル化したCase0とは異なり、Case1以降のケースでは不飽和層でも飽和度が上昇すれば、液状化の可能性がある。まず、地震中について、図-8(c)および図-9(c)に示すように、豊浦砂の不飽和浸透特性を用いたCase2では要素15(不飽和層の最下要素、図-6参照)で地震中に過剰間隙水圧比が

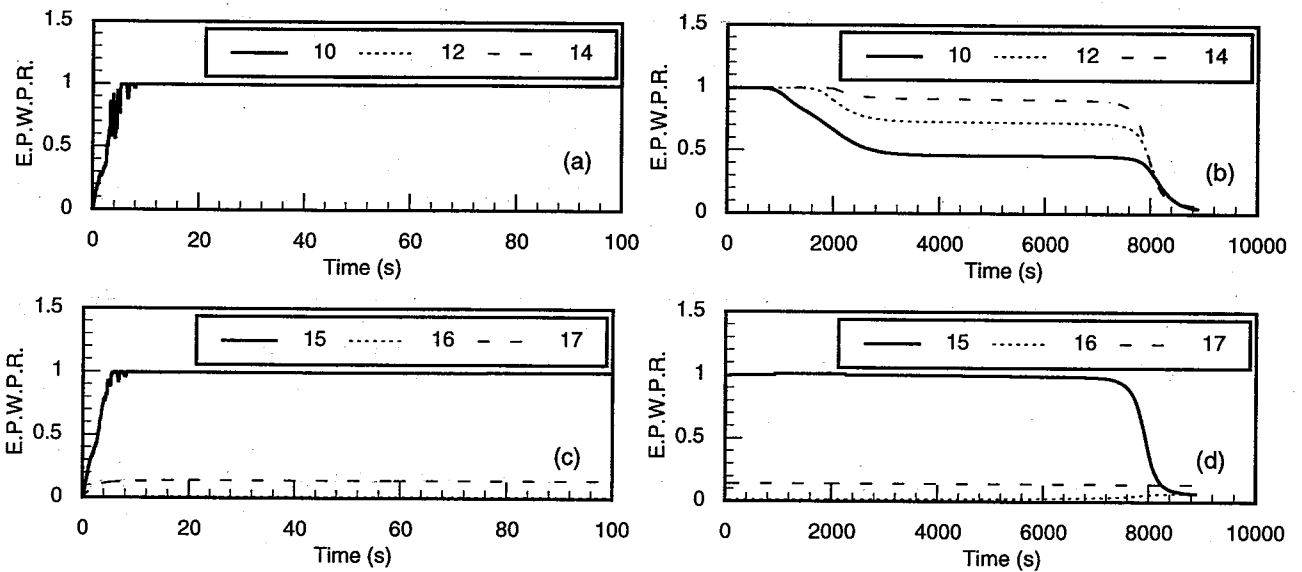


図-9 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case2: 豊浦砂の不飽和浸透特性)

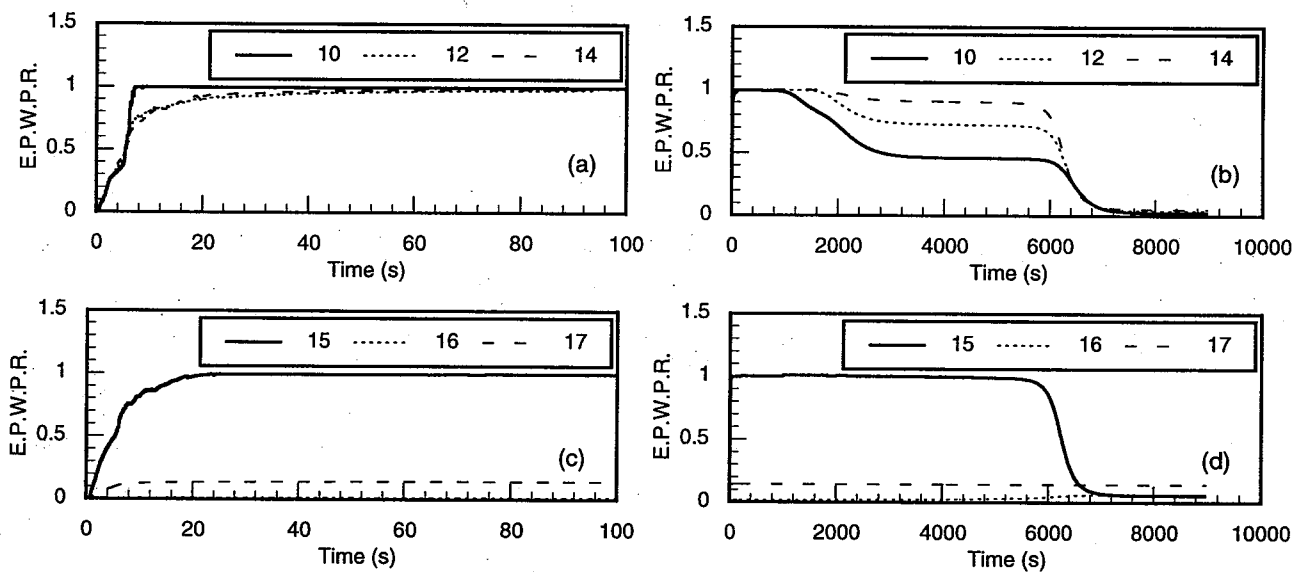


図-10 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case3: 高見波)

1.0に達している。これは、図-3に示すように、豊浦砂の場合、体積含水率が圧力水頭の変化に敏感であり、飽和とみなせる圧力水頭の絶対値が大きいことから、要素15の圧力水頭の初期値(-0.22m)では既に飽和した状態となり、地震中のせん断応力により液状化に至ったと考えられる。また、Case1の各要素やCase2の要素15以外の要素でも若干ではあるが過剰間隙水圧比が地震中に上昇している。これは図-4に示すように、飽和度の小さい部分でも見かけ上の間隙水の体積弾性係数が存在するため、ダイレイタンシーにより過剰間隙水圧が発生したと考えられる。

その後の圧密過程について、図-8(d)をみると、まさ土の不飽和浸透特性を用いたCase1の要素15でも約600秒の時点で、過剰間隙水圧比が1.0に達していることがわかる。これは液状化した飽和層から伝播した過剰間隙水圧の影響により、要素15での負の圧力水頭量が減少し、飽和度が上昇した結果、過剰間隙水圧が上昇したと考えられる。ただし、

図-8(d)に示すように過剰間隙水圧の上昇が急激であり、その後の要素14および15では過剰間隙水圧比が1.0を越える時期がみられる。図-3に示すように、まさ土の場合、体積含水率の変化に対する比透水係数の変化が敏感であり、急激な透水係数の変化に対して、計算精度が十分でなかった可能性もあり、今後の検討が必要である。さらに、時間が経過すると図-8(d)および図-9(d)に示すように、いずれのケースでも要素15での過剰間隙水圧は約8000秒(約130分)前後で消散している。過剰間隙水圧比の時間変化の傾向は、図-8(b)および図-9(b)に示した飽和層のそれと同様である。

(2) 入力地震動

図-10に示すCase3では、加速度振幅は小さいものの継続時間が長い高見波を入力している。同じ不飽和浸透特性を用いているCase2と比較すると、地震中は過剰間隙水圧比の上昇が緩やかである。また、地震後は約7000秒(約

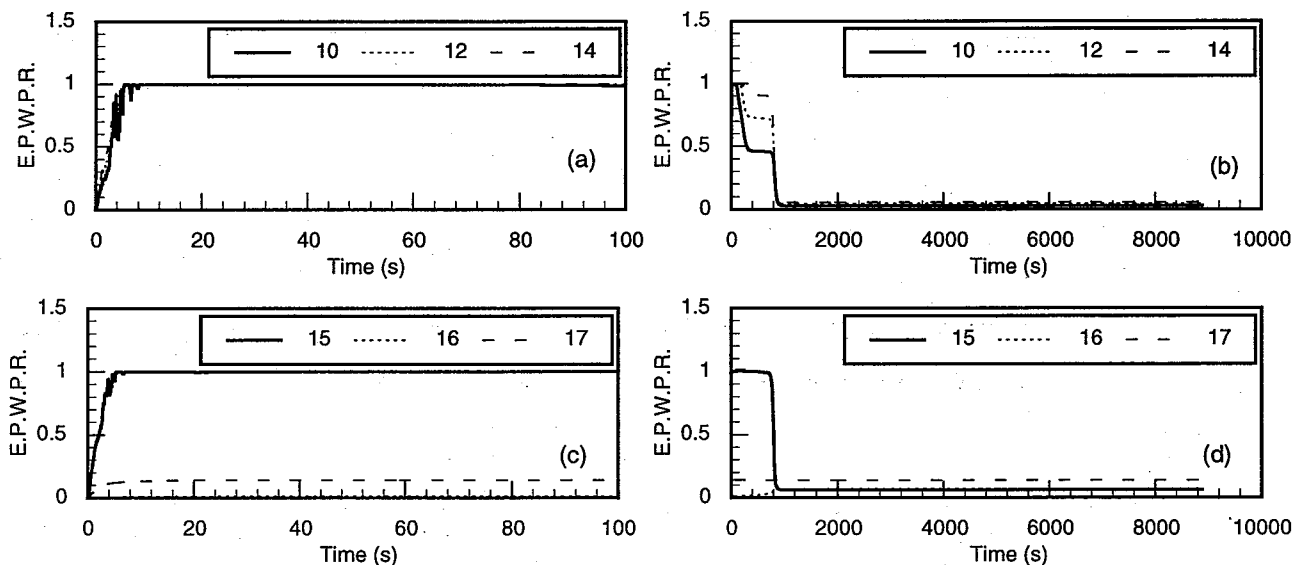


図-11 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case4: 透水性10倍)

120分)で過剰間隙水圧がほぼ0となっており、Case2よりもやや早く過剰間隙水圧が消散している。Case2とCase3では異なる入力地震動を用いたことにより、地震中のひずみ履歴が異なる結果となり、それが後の圧密過程に影響したと考えられる。

(3) 透水係数

図-11に示すCase4では埋立まき土層の透水係数をCase2の10倍としている。図-11(a)および(c)に示すように、地震中はCase2と大差ない結果となっているが、地震後については、図-11(b)および(d)に示すように飽和層および不飽和層とも過剰間隙水圧比は約800秒でほぼ0となっており、Case2より早く過剰間隙水圧が消散している。

5. まとめ

一次元の有効応力解析に飽和-不飽和浸透流解析を組み合わせて、液状化層直上の不飽和層の地震時挙動を解析的に検討した。解析では、兵庫県南部地震で液状化が発生した深江浜の埋立地盤を対象とし、地盤の不飽和浸透特性、透水係数、入力地震動の種類が表層の不飽和層の挙動に与える影響を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 不飽和層の浸透特性を考慮したことにより、飽和層上面を排水とした解析よりも、飽和層の過剰間隙水圧の消散が遅れる結果となった。本研究での解析条件では、飽和層の過剰間隙水圧の消散時間は約4倍となった。
- (2) 不飽和層での間隙水圧の発生を考慮したことにより、不飽和層でも飽和度が上昇すれば、液状化の可能性があることがわかった。その液状化範囲について、本研究での解析条件では、不飽和層の最下要素(要素高さ0.44m)のみが液状化する結果となった。
- (3) 入力地震動や透水係数の違いは、圧密過程における過剰間隙水圧の消散速度に影響するが、飽和層および不飽和層の挙動に定性的な違いを与えるものではない。飽和層の過剰間隙水圧の消散傾向や不飽和層の液状化時期に影響するのは不飽和浸透特性であり、精度の高い解析を行うには

その評価が重要となる。

参考文献

- 1) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999): A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.
- 2) Oka, F. (1992): A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proc. of the Fourth Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, pp.105-114.
- 3) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R. (1994): FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol. 52, pp. 209-245.
- 4) Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T. (1999): *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons, pp.31-36.
- 5) 竹下祐二, 河野伊一朗 (1993): 不飽和浸透特性の推定方法とその適用について, *土質工学会中国支部論文報告集「地盤と建設」*, Vol.36, No.3, pp.95-113.
- 6) Van Genuchten, M.Th. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Am. J.*, Vol.44, No.5, pp.892-898.
- 7) 例えば, 渦岡良介, 久保哲夫, 三原正哉, 八嶋厚 (1999): 兵庫県南部地震で被災した杭基礎の挙動に関する解析的検討, 第34回地盤工学研究発表会, pp.2035-2036.
- 8) 伊勢本昇昭他 (1998): 兵庫県南部地震による液状化で被災した杭基礎の解析的検討 (その1-3), 第33回地盤工学研究発表会, pp.802-806.
- 9) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会 (1996): 1995年兵庫県南部地震強震記録資料集.