

過剰間隙水圧を考慮した場合における地盤の許容応力度計算方法の例

(1) 地盤条件

検討用モデル地盤は、地表から埋土層、浚渫土層、砂層、粘性土層で構成されているものとした。また、地下水位は、GL-1.0m とした。検討用モデル地盤を図 1 に示す。

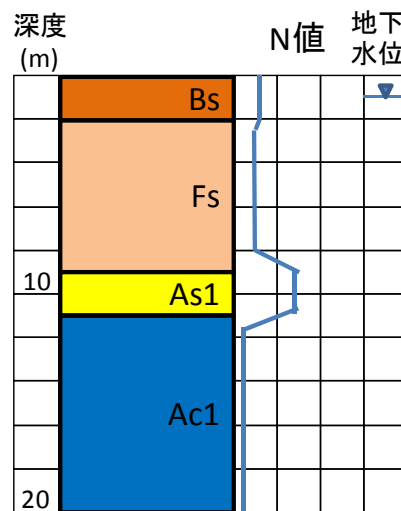


図 1 検討用モデル地盤

(2) 液状化判定

検討用モデル地盤における液状化判定を行った。ここでは、レベル 1 相当の地震動として、マグニチュード 9.0、地表面加速度 200gal を設定した。判定方法は、建築基礎構造設計指針に示されている FL 法とした。

液状化判定の結果を図 2 に示す。GL-0.0m から GL-9.0m までの Bs 層、Fs 層及び As1 層において FL 値が 1.0 を下回る結果となった。

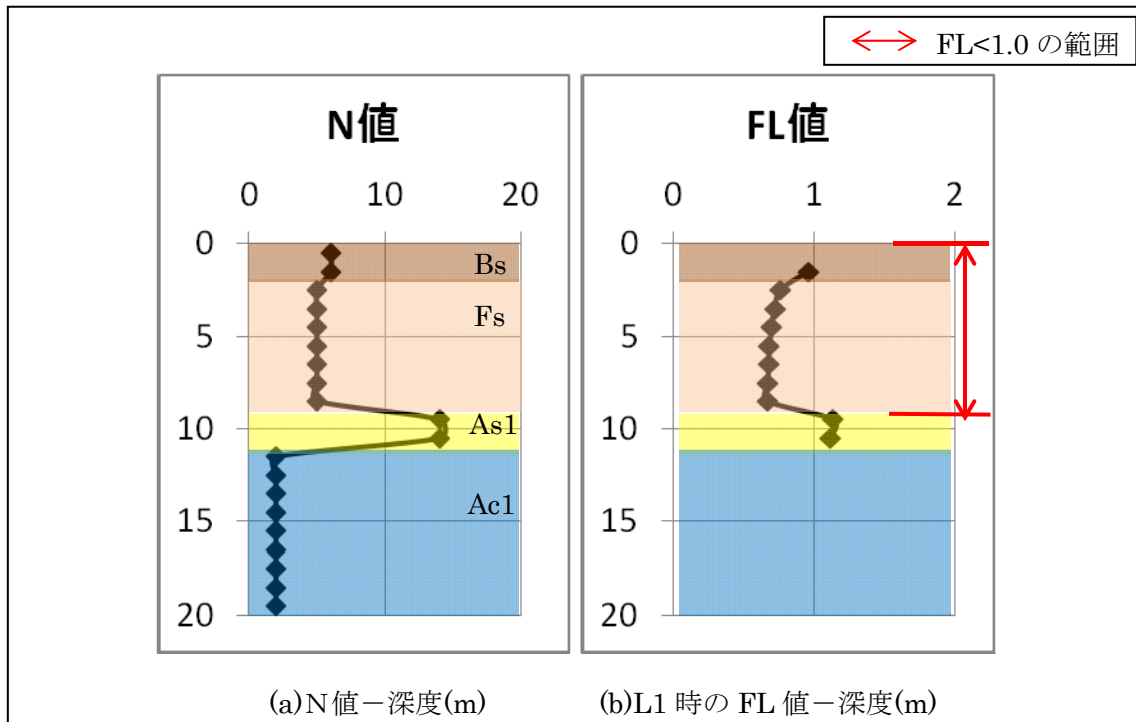


図 2 検討用モデル地盤における液状化判定結果

(3) 液状化対策の効果

液状化対策の効果により、図 3 に示す通り N 値が増加したものとする。液状化対策の範囲は、GL-9.0m (Fs 層) までとした。

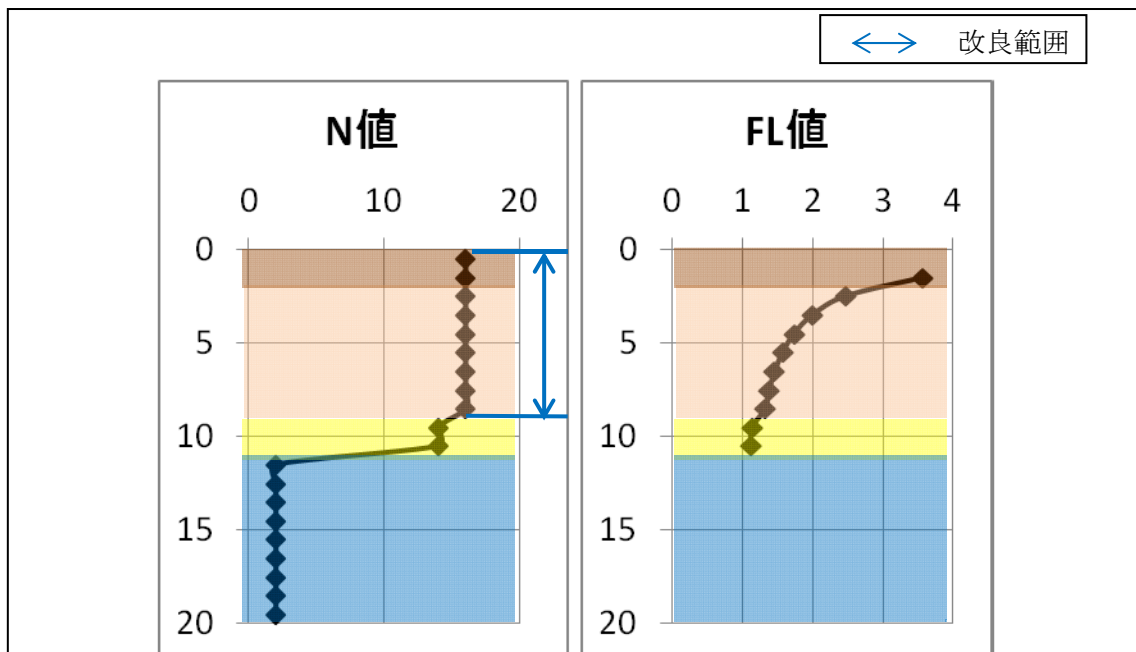


図 3 液状化対策後における地盤の N 値と L1 時における FL 値の深度分布

(4) 許容応力度の算定方法の例

①地盤の全般せん断破壊

液状化判定の結果、レベル1地震動に対してはFL値が1.0を下回る層がないことから、この場合における地盤の短期許容応力度は、基礎直下地盤の全般せん断破壊時における極限支持力度から求められるものと考えられる。

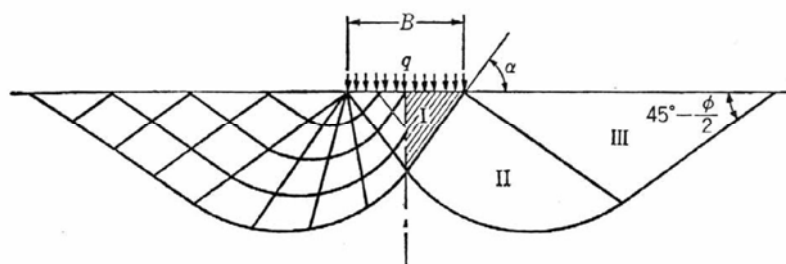


図4 地盤の全般せん断破壊のイメージ

また、過剰間隙水圧の評価は、数値解析によるものとするが、ここでは簡易に算定する方法として、建築基礎構造設計指針に示されているFL値と過剰間隙水圧比の関係式($r_u = FL \cdot \gamma$)を用いた。過剰間隙水圧は、土粒子に対して浮力として作用するため、国交告1113号第2に規定されている算定式(1)における土の単位体積重量を過剰間隙水圧比に応じて低減した。低減後の土の単位体積重量を換算単位体積重量(γ_1)として、地盤の短期許容応力度を算定した。土の単位体積重量と換算単位体積重量の算定結果を表1に、これらの深度分布を図5にそれぞれ示す。

表 1 過剰間隙水圧算定結果一覧

深度	N値	土質	γ	F_c	σ'_z	σ_z	rd	Na	ΔN_f	N1	CN	R	L	FL	ru	γ_1''	地下水位
0	*	*	0	*	0	0	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
0.5	16	Bs	19.6	0	9.8	9.8	0.99	50.6	0.0	50.6	3.2	1.36	0.16	-	-	19.6	↓
1.5	16	Bs	19.6	0	19.6	29	0.98	35.8	0.0	35.8	2.2	0.57	0.16	3.57	0.00	19.6	
2.5	16	Fs	19.6	0	29.4	49	0.96	29.2	0.0	29.2	1.8	0.39	0.16	2.47	0.00	29.3	
3.5	16	Fs	19.6	0	39.2	69	0.95	25.3	0.0	25.3	1.6	0.31	0.15	1.99	0.01	38.9	
4.5	16	Fs	19.6	0	49.0	88	0.93	22.6	0.0	22.6	1.4	0.26	0.15	1.73	0.02	47.9	
5.5	16	Fs	19.6	0	58.8	108	0.92	20.7	0.0	20.7	1.3	0.24	0.15	1.57	0.04	56.3	
6.5	16	Fs	19.6	0	68.6	127	0.90	19.1	0.0	19.1	1.2	0.21	0.15	1.46	0.07	63.7	
7.5	16	Fs	19.6	0	78.3	147	0.89	17.9	0.0	17.9	1.1	0.20	0.14	1.38	0.10	70.1	
8.5	16	Fs	19.6	0	88.1	167	0.87	16.9	0.0	16.9	1.1	0.19	0.14	1.32	0.14	75.7	
9.5	14	As1	19.6	0	97.9	186	0.86	14.0	0.0	14.0	1.0	0.16	0.14	1.14	0.41	58.2	
10.5	14	As1	19.6	0	107.7	206	0.84	13.4	0.0	13.4	1.0	0.15	0.14	1.11	0.47	107.7	
11.5	2	Ac1	18.7	0	116.6	224	0.83	1.8	0.0	1.8	0.9	0.08	0.14	-	-	116.6	
12.5	2	Ac1	18.7	0	125.5	243	0.81	1.8	0.0	1.8	0.9	0.08	0.13	-	-	125.5	
13.5	2	Ac1	18.7	0	134.4	262	0.80	1.7	0.0	1.7	0.9	0.08	0.13	-	-	134.4	
14.5	2	Ac1	18.7	0	143.3	280	0.78	1.7	0.0	1.7	0.8	0.08	0.13	-	-	143.3	
15.5	2	Ac1	18.7	0	152.1	299	0.77	1.6	0.0	1.6	0.8	0.08	0.13	-	-	152.1	
16.5	2	Ac1	18.7	0	161.0	318	0.75	1.6	0.0	1.6	0.8	0.08	0.12	-	-	161.0	
17.5	2	Ac1	18.7	0	169.9	337	0.74	1.5	0.0	1.5	0.8	0.08	0.12	-	-	169.9	
18.5	2	Ac1	18.7	0	178.8	355	0.72	1.5	0.0	1.5	0.7	0.08	0.12	-	-	178.8	
19.5	2	Ac1	18.7	0	187.7	374	0.71	1.4	0.0	1.4	0.7	0.08	0.12	-	-	187.7	

□ 対策範囲 □ 過剰間隙水圧考慮範囲

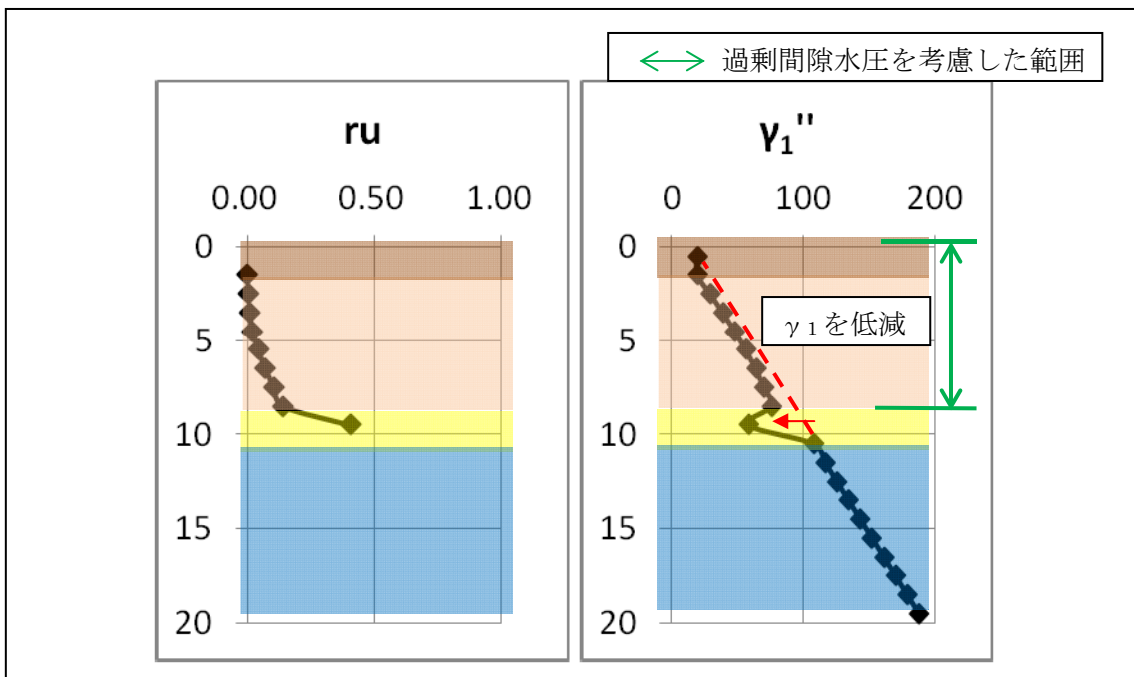


図 5 過剰間隙水圧比と換算単位体積重量の深度分布

以上の結果より、換算単位体積重量は、下部地盤においても基礎直下地盤と同等以上の分布を示すことから、基礎直下地盤の値 (19.6kN/m³) を採用し、地盤の短期許容応力度を算定した。

②地盤の局所せん断破壊

改良後の地盤においても、内部摩擦角 (ϕ) は 30° 程度と小さいため、前述の全般せん断破壊に加えて、局所せん断破壊時における極限支持力度についても算定し、この値に対して短期許容応力度を設定する必要があると考えられる。この場合においては地盤の粘着力 (C) 及び $\tan \phi$ を全般せん断破壊時の C 、 $\tan \phi$ に対して、それぞれ低減 ($\times 2/3$) する。この結果、算定式(1)における支持力係数 N_c 、 N_q 、 N_r は、表 1 に示す N_c' 、 N_q' 、 N_r' のとおりとなる。

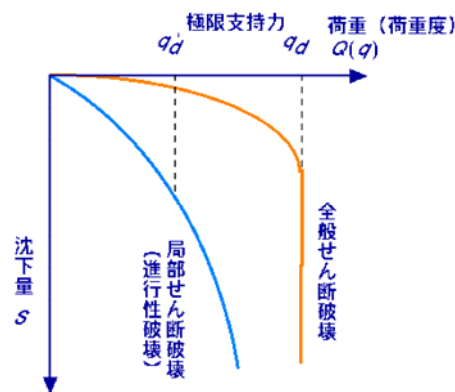


図 6 直接基礎の荷重と沈下量関係の概念図

表 2 Terzaghi の支持力係数

$\phi (^{\circ})$	全般せん断破壊			局所せん断破壊		
	N_c	N_q	N_{γ}	N_c'	N_q'	N_{γ}'
0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.0	4.5	1.4	0.0
10	9.6	2.7	1.2	5.3	1.9	0.0
15	12.9	4.4	2.4	6.4	2.7	1.2
20	17.7	7.4	4.6	7.9	3.9	2.0
25	25.1	12.7	9.2	9.9	5.6	3.3
30	37.2	22.5	20.0	12.7	8.3	5.4
35	57.8	41.4	44.0	16.8	12.8	9.6
40	95.7	81.3	114.0	23.2	20.5	19.1
45	172.3	173.3	320.0	34.1	35.1	27.0

ここで、基礎形式（べた基礎と布基礎）及び破壊形式（全般せん断破壊と局所せん断破壊）の違いが地盤の長期並びに短期の許容応力度に及ぼす影響を把握するため、検討用モデル地盤及び住宅を用い、①②に示す方法で地盤の長期並びに短期の許容応力度を算定した。算定結果を表 3 に示す。

表 3 地盤の許容応力度算定結果

破壊形式	基礎形式	基礎長さ	建物重量	長期 接地圧	短期 接地圧	根入れ 深さ	基礎底面の 形状係数		単位 体積重量			N値	土質定数			支持力係数			基礎幅 補正係数	長期許容応力度		短期許容応力度	
							α	β	γ_1	γ_1''	γ_2		c	ϕ	Nc	Nr	Nq	qaL		判定(>wL)	qaS	判定(>ws)	
全般せん断破壊	べた基礎	9.6	860	10.0	15.0	0.12	1.2	0.3	19.5	19.5	19.6	14	0	31.7	34.7	21.0	22.5	0.48	195.1	OK	414.3	OK	
	布基礎	61.1	550	15.0	40.0	0.24	1	0.5	19.5	19.5	19.6	14	0	31.7	34.7	21.0	22.5	1.19	83.9	OK	174.3	OK	
局所せん断破壊	べた基礎	9.6	860	10.0	15.0	0.12	1.2	0.3	19.5	19.5	19.6	14	0	22.4	17.3	4.4	8.2	0.48	43.2	OK	150.3	OK	
	布基礎	61.1	550	15.0	40.0	0.24	1	0.5	19.5	19.5	19.6	14	0	22.4	17.3	4.4	8.2	1.19	22.9	OK	63.2	OK	

なお、建物重量や接地圧は、別途検討中の木造2階建てのモデル住宅の仕様より算定した。

③下部地盤からの過剰間隙水圧

検討用モデルにおいて、改良範囲を GL-7.0m までとした場合には、図 7 に示すとおり、改良層の下部地盤が液状化するおそれがある場合がある。

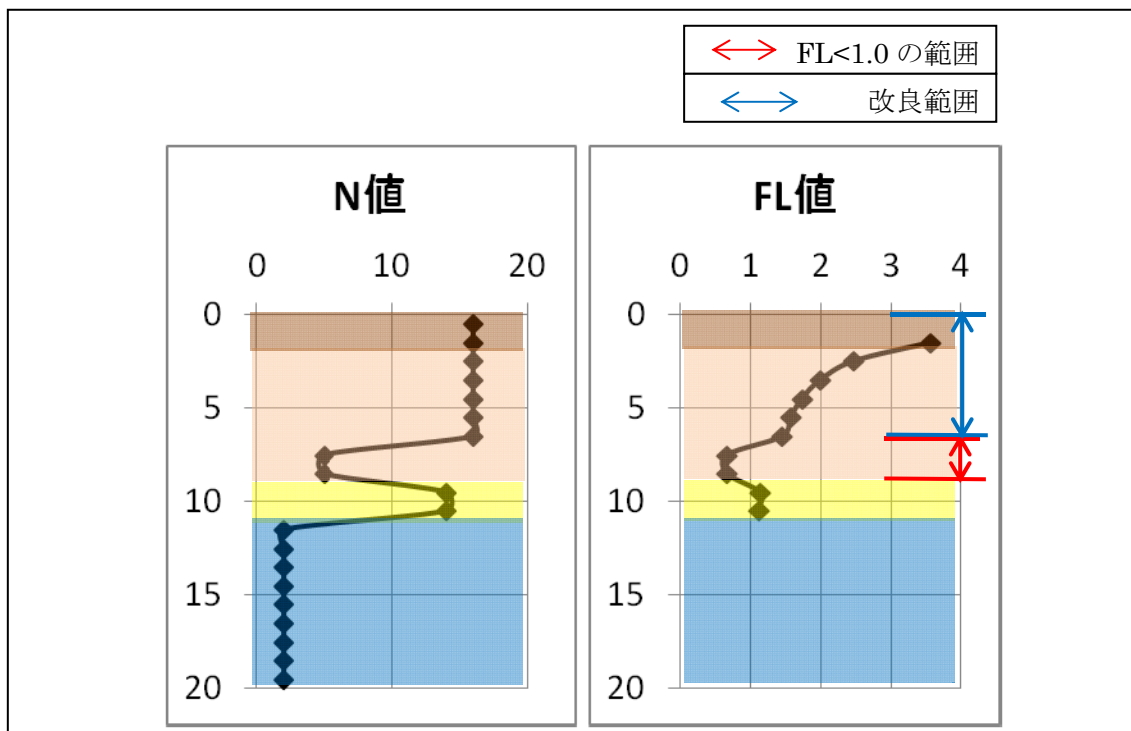


図 7 液状化対策後における地盤のN値と L1 時における FL 値の深度分布

ここでは、下部地盤が液状化した場合に、上部砂層における過剰間隙水圧を算定する方法例を以下に示す。

【計算手順】

- (a) 液状化層における沈下量を Dcy 法により求める。
- (b) この沈下量に相当する水体积が、As1 層から上部に移動することとし、その移動量（上昇水位）を上部層の間隙比と飽和度から求める。
- (c) 上昇した地下水位面の静水圧を過剰間隙水圧とする。
- (d) 液状化層からの浸透水力についても、過剰間隙水圧とする。

なお、この方法を採用するにあたっては、数値解析結果との比較により、当該方法が安全側に設定されていることの確認が必要である。

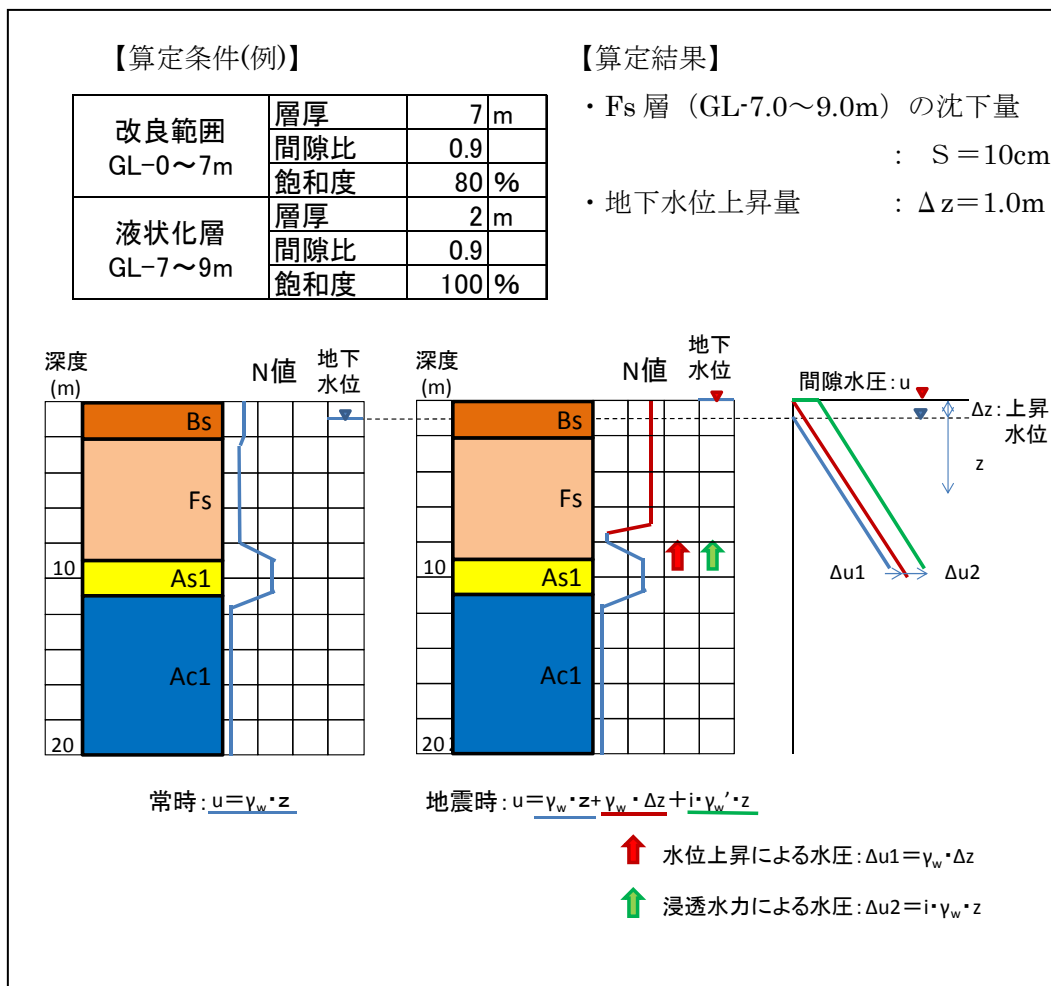


図 8 簡易計算による間隙水圧の算定結果

④パンチ破壊

下部地盤が液状化するおそれがある場合等においては、図9のbb'、cc'間に沿って砂層が破壊するモード（以下、パンチ破壊）についても検討を行う。

パンチ面上の摩擦抵抗は、下式I（山口柏樹 土質力学 技法堂出版株式会社）により算定し、これが外力（建物重量）以上であることの確認を行う。パンチ破壊に対する摩擦抵抗力を確保するために、非液状化層の厚さ等により対応する。

ここで、図9に示す地盤条件下において、パンチ破壊に対する検討結果を表4に示す。

$$S_p = (H_s - D) \left\{ 0.3 \left(\frac{Q}{B} - \gamma_t D \right) + \bar{p}_v \right\} K_p \tan \phi' \quad \dots I$$

S_p : パンチ面上の摩擦抵抗

H_s : 有効深さ (=H1-D)

D : 根入れ深さ (=Df)

Q/B : 接地圧 (=w)

γ_t : 土の単位体積重量 (= γ_1)

\bar{p}_v : 平均鉛直土被り圧

K_p : 受働土圧係数

ϕ' : 有効応力表示におけるせん断抵抗角

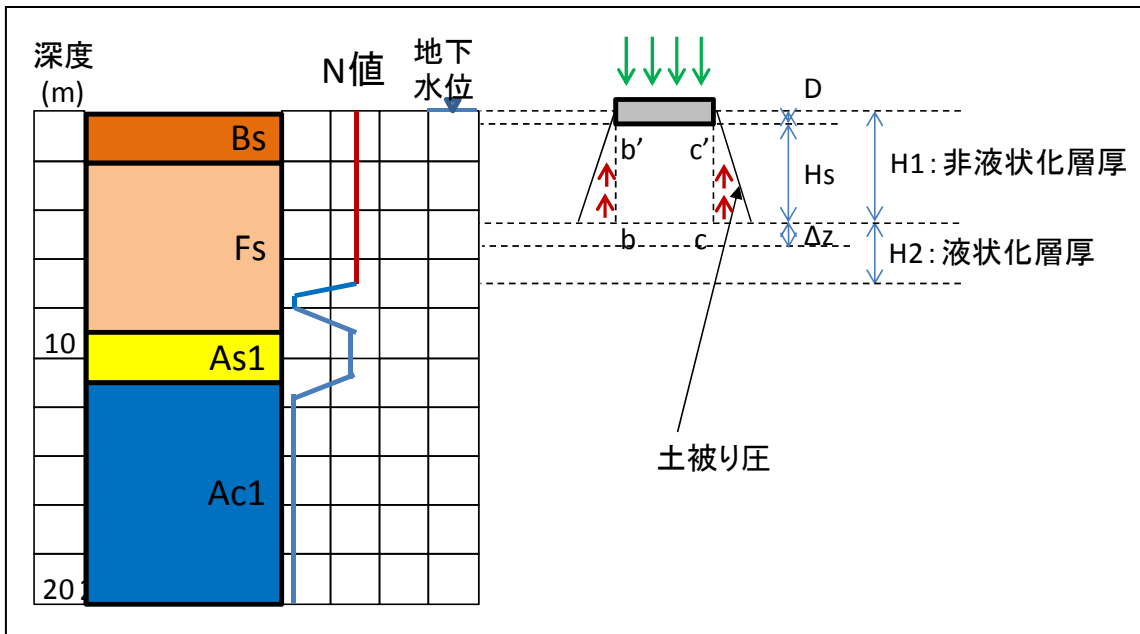


図9 パンチ破壊の概念図等

表 4 パンチ破壊に対する検討結果

破壊形式	基礎形式	基礎幅 B	基礎長さ L	建物重量 W	長期 接地圧 wL	短期 接地圧 ws	挿入れ 深さ Df	非凝状化層 厚さ H	上昇水位 Δz	有効深さ Hs	単位 体積重量 γ_1	平均鉛直 土破り圧 pv	N値	土質定数		受動 土圧 係数 Kp	パンチ面上の 摩擦抵抗	
														c	ϕ		Sp	判定(>ws)
パンチ 破壊	べた基礎	9.0	9.6	860	10.0	15.0	0.12	7.0	1	6	19.5	29.4	14	0	31.7	0.38	46.2	OK
	布基礎	0.60	61.1	550	15.0	40.0	0.24	7.0	1	6	19.5	29.2	14	0	31.7	0.38	54.2	OK

以上