

地下水位低下工法による液状化対策 —潮来市日の出地区の実証実験事例から—

安藤健司¹，前本尚二²，加藤秀仁³，太田敬一⁴

- 1 中日本建設コンサルタント・建設技術本部
- 2 中日本建設コンサルタント・環境技術本部
- 3 中日本建設コンサルタント・水工技術本部
- 4 中日本建設コンサルタント・水工技術本部

概 要

茨城県潮来市日の出地区は東日本大震災において約200haにおよぶ区域に液状化被害が発生した。潮来市ではこれを受けて、日の出地区液状化対策事業計画案作成事業を実施し、対策として地下水位低下工法が最適であると決定した。本稿では、この工法の概要を報告すると共に、事業計画案作成事業の中で実施した実証実験の概要を報告する。実証実験では、目標水位まで地下水位を低下した後、累積降雨量300mmの台風遭遇し、一時的に地下水位が上昇し、再び低下する経緯を観測している。

キーワード：液状化，地下水位低下，実証実験

1. はじめに

茨城県潮来市日の出地区（以下「日の出地区」という）は、近接する常陸利根川の河川浚渫土で埋立てられた造成地である。この日の出地区は、東日本大震災においてその全域約200haにおよぶ区域に液状化被害が発生し、道路延長約40km、下水道延長24km、住宅約2500戸が被災した。

潮来市では、日の出地区液状化対策事業計画案作成事業を実施し、造成履歴や被害状況調査等の概況整理、ボーリング調査、揚水試験、地下水位観測等の調査および実証実験を通して、地下水位低下工法が最適であると決定した。

本稿では、この地下水位低下工法の概要を報告すると共に、実証実験についてその概要を報告する。

2. 潮来市日の出地区の造成履歴

日の出地区の造成履歴は3段階に分けられることから、それぞれの段階について以下に示す。

2.1 1930年以前

図1に日の出地区の迅速地図を示す。日の出地区は内浪逆浦（ウチナガサウ）と呼ばれ、外浪逆浦（ソトナガサウ）とつながる沼地（入江）の一部であった。この一帯は利根川と霞ヶ浦に合流する位置にあたり、土砂の堆積によって砂州が形成され、新田開発が行われてきた。



図1 明治中期の日の出地区の様子（内浪逆浦）¹⁾

2.2 1930年～1970年頃

昭和初期に入ると食糧増産政策により、内浪逆浦地区でも干拓事業が始まり、1950年には干拓造成事業が完成し農地として整備された。図2に1947年にアメリカ軍が撮影した、干拓事業中の日の出地区の空中写真を示す。

2.3 1970年以降

1960年代後半から、鹿島、神栖を中心とした臨海工業開発が進み、住宅化の要望が多くなったため、農地から転換し、住宅地として開発されることとなった。

1970年には、外浪逆浦河床の砂をポンプで浚渫、パイプで輸送し吹上排出する工法で宅地造成が始まり、1977年に上下水道完備の近代的な住宅地が完成した。



図 2 昭和22年干拓事業中の空中写真²⁾

3. 地下水位低下工法の概要

3.1 日の出地区の地盤状況

日の出地区の東西方向および南北方向の地質縦断図を図 3.4 にそれぞれ示す。日の出地区では、その全域にわたり表層部に埋土層が分布し、その厚さは 3~5m である。埋土層の下には、最大 12m 程度の厚さを有する沖積粘性土層が分布し、さらに N 値 20 以上の沖積砂質土層が分布する。地下水位は GI-1.0m~2.0m と比較的浅い位置にある。なお地区の北側区域では、粘性土層が分布せず埋土層の下層が砂質土層となっている。

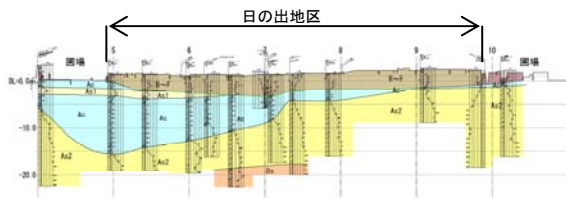


図 3 日の出地区東西方向の地質縦断図

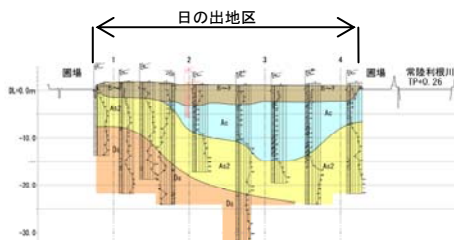


図 4 日の出地区南北方向の地質縦断図

3.2 液状化層の判定

日の出地区の埋土層は、前述のように河床浚渫砂から成り立っている。その粒度特性は、平均粒径 $D_{50}=0.15\text{mm}$ 程度、 $F_c=3\sim 20\%$ 程度、 $C_c=4\sim 7\%$ 程度となっており、土質分類では「細粒分質砂~細粒分混じり砂」に分類される。この埋土層を対象として、震災前実施されている 9 箇所の調査での N 値を用い、「東日本大震災による液状化被災市

街地の復興に向けた検討・調査について(ガイダンス(案))」(平成 24 年 4 月 国土交通省都市局)(以下、「ガイダンス(案)」という)に示されている「建築基礎構造設計指針」の手法により液状化判定を行ったところ、7 箇所地下水位以深の埋土層で液状化被害が発生する結果となった。

また、震災後に地区内全域で実施した 12 本のオールコアボーリングにより採取したコアの観察により、埋土層地下水位以深で液状化が発生したことが確認できている。

以上より、日の出地区では層厚 3~5m 程度の、人工的に造成された経過時間の少ない埋土層が液状化発生地盤であると判断した。

3.3 地下水位低下工法の概要

日の出地区で採用した地下水位低下工法は、地下水排水管(有孔管)とそのまわりを砕石で埋め戻した地下水排水溝を地区の全ての道路に設置し、自然流下を基本として地下水位を低下させる工法である。地下水位低下工法のイメージ図を図 5 に示す。

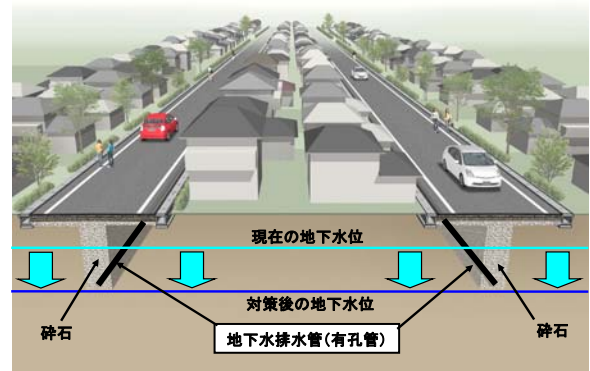


図 5 地下水位低下工法のイメージ

日の出地区では、全ての道路に地下水排水溝を設置する計画であり、街区は地下水排水溝に囲まれることとなる。これより、対象とする街区の地下水位を低下させると共に、対象街区への外部からの地下水の流入を遮断できることとなる。

3.4 地下水位低下工法の液状化対策の対策目標

3.4.1 液状化対策検討条件

液状化対策では、東日本大震災と同程度の規模の地震が発生しても、再度災害を抑制することとしている。また潮来市では、潮来市役所に地震計が設置されており、東日本大震災の強震記録も観測されている。そこで日の出地区では、液状化対策検討条件をこの強震記録より設定した。

図 6 に潮来市役所で観測された東日本大震災の強震記録を示す。本震加速度の最大値は NS 方向で、468gal である。ガイダンス(案)では、最大加速度の 65% を液状化検討に用いる加速度とするとされており、日の出地区の液状化

対策に用いる加速度は 300gal とした。さらにガイダンス(案)の手法では、マグニチュード(M)も必要になるが、これは東日本大震災で観測された M9 とした。

なお、前述の震災前の液状化層の判定においても、同条件で行っている。

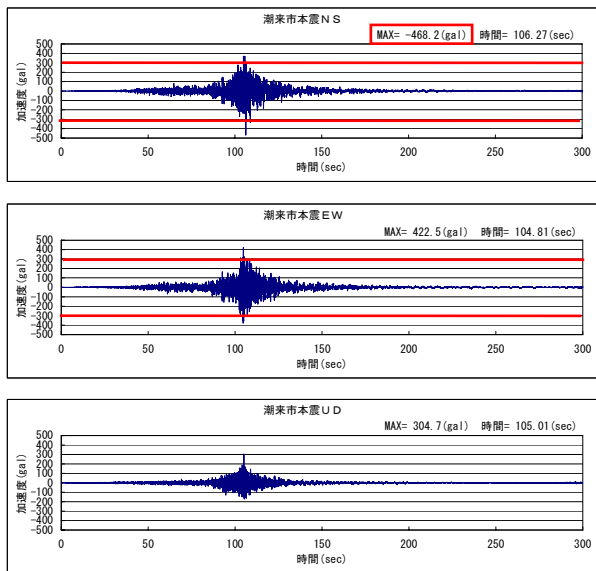


図 6 潮来市での強震記録

3.4.2 液状化対策の対策目標

日の出地区の地下水低下工法による液状化対策は、液状化対象層の液状化を全て抑えるのではなく、表層付近の非液状化層厚を確保し、地盤内で液状化が発生しても、地盤被害の発生を抑制しようとするものである。そこで対策目標とする非液状化層厚は、地盤被害が抑制できる液状化層厚と非液状化層厚との関係を表した、図 7 により設定した。

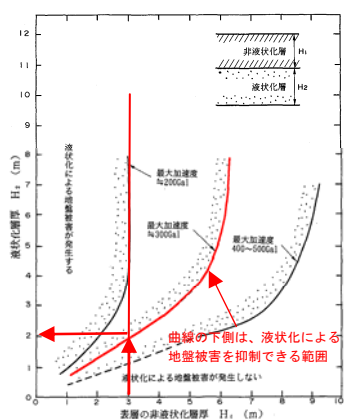


図 7 液状化による地盤被害が発生する条件³⁾

日の出地区では、液状化発生対象層の埋土層厚が最大 5m 程度であり、液状化判定に適用する加速度は 300gal である。図 7 において最大加速度が 300gal のとき、非液状化層 3m と液状化層 2m の組み合わせであれば液状化被害が抑制できると判断されることから、対策目標である地下

水位は、GL-3.0m と設定した。

図 8 に震災後に実施した調査に基づく対策前の液状化判定結果を、図 9 に対策後の液状化判定結果を示す。対策前には液状化被害が発生すると判断される箇所が、地下水位を GL-3.0m まで低下させた後には、液状化被害が抑制できる結果となっていることがわかる。

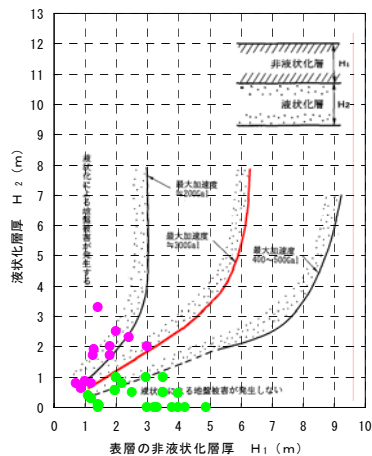


図 8 地下水低下前の液状化判定結果

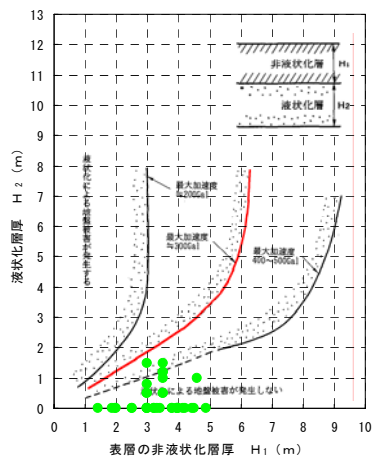


図 9 地下水低下後の液状化判定結果

4. 実証実験

4.1 実証実験の目的

実証実験は、実際の施工形状を想定した地下水排水溝を施工することにより、揚水試験のように点での揚水による水位低下効果ではなく、流末で揚水する線の水位低下効果を検証するとともに、地下水位低下工法で懸念される粘性土層の圧密沈下影響を検証するために実施した。

実証実験で確認した項目は、以下である。

- 1) 地下水位排水溝による水位低下の影響範囲の把握
- 2) 地下水位排水溝による水位低下の速度の把握
- 3) 地下水位の低下に伴う地盤沈下量の把握
- 4) 降雨量と水位変化の把握

4.2 実証実験の仕様

実証実験の平面図を図 10 に、図 11 に地下排水溝断面図を、図 12 に実証実験での地下排水溝直角方向のイメージ図を示す。

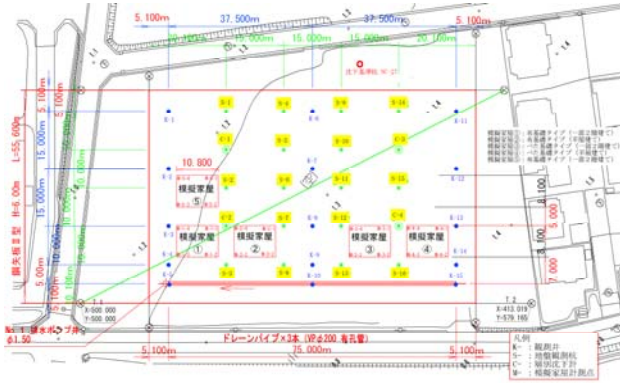


図 10 実証実験平面図

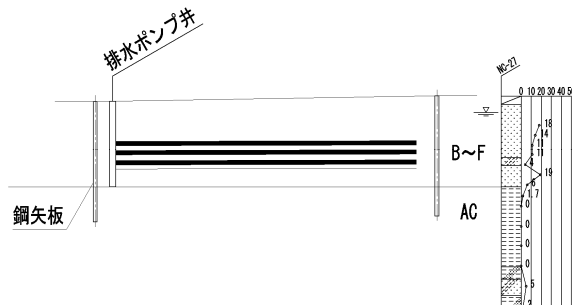


図 11 実証実験地下排水溝断面図

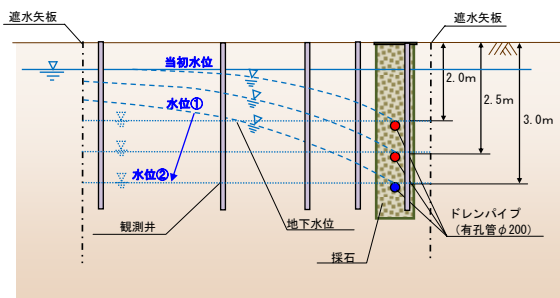


図 12 実証実験地下排水溝直角方向のイメージ図

実証実験の仕様を以下に示す。

- 1) 地下水低下による現場実験場周辺家屋への地盤沈下の影響を遮断するため、現場実験場地外周に遮水用の鋼矢板を打設した。遮水矢板の打設深さは、粘性土層に達するまでとし、6mとした。
- 2) 地下水排水溝は、遮水矢板の近傍の長手方向に一条設置した。当初は日の出地区の地下水低下工法をモデル化するため、地下水排水溝を四角に囲む計画としていた。しかし遮水矢板で外周を囲むことで、地下水排水溝を一条としても外部からの地下水の流入影響を排除

でき、地下水位低下工法をモデル化できると判断した。

- 3) 土被り 2.0m, 2.5m, 3.0m の深さに 3 本の有孔管を設置し、対象外となる 2 本の有孔管を止水プラグで止水することにより 3 通りの深さの実験を行う。これは、実際に地下水位を低下させる直後の水位変化や地盤高の変化状況を把握すること目的としたものである。各観測期間は、土被り 2.0m, 2.5m の有孔管では各々 1 ヶ月、土被り 3.0m の有孔管では、目標水位 3.0m まで下がることを確認するため、実験終了までとした。
- 4) 地下水位観測は、地下水排水溝直角方向 5 箇所×地下水排水溝延長方向 3 列の計 15 箇所に観測井戸を設置して行った。水位観測は自動計測により 1 時間毎の水位を記録した。
- 5) 地下水位低下による地盤高の変化を観測するため、地盤高観測杭を地下水排水溝直角方向 5 箇所×地下水排水溝延長方向に 4 列の計 20 箇所に設置し、地盤高観測を実施した。地盤高観測杭のうち 4 箇所は、粘性土層に定着する層別沈下計とした。
- 6) 地下水位低下にともなう家屋の不等沈下などの悪影響発生の有無を確認するため、概ね 10m 四方の模擬家屋を設置し、基礎四隅の高さを観測した。
- 7) 模擬家屋は、一般的な木造家屋に用いられる「布基礎」と「ベタ基礎」を構築し、その上に実際の建物荷重に相当する“重り”を、偏載が自在で撤去も容易な工事用の敷鉄板を載荷する方法で設置した。模擬家屋は以下 5 タイプとした。

- ①布基礎（一部 2 階建て）
- ②布基礎（平屋建て）
- ③ベタ基礎（一部 2 階建て）
- ④ベタ基礎（平屋建て）
- ⑤布基礎（一部 2 階建てで①と背あわせ）

基礎に作用する荷重は、日本建築学会の「小規模建築物基礎設計指針」に記載されている基礎設計用の上部構造のならし荷重を参考に、平屋建てを 5.00kN/m^2 、二階建てを 10.00kN/m^2 とし、敷鉄板の枚数を以下のように設定した。

$$\text{平屋建て } 5.00\text{kN/m}^2 / 1.7\text{kN/m}^2 = 3 \text{ 枚}$$

$$\text{二階建て } 10.00\text{kN/m}^2 / 1.7\text{kN/m}^2 = 6 \text{ 枚}$$

図 13 に模擬家屋のイメージ図示す。

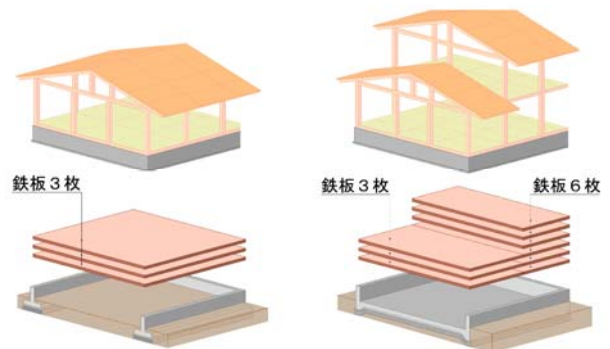


図 13 模擬家屋イメージ図

- 8) 高さ観測は水準測量で実施した。
- 9) 地下水排水溝の下流側に排水ポンプを設置し、稼動時間により地下水の排出量を算定した。

4.3 実証実験結果

4.3.1 水位観測結果

1) 水位観測

図 14 に敷地東側の観測井で観測した、地下水排水溝直角方向の時間ごとの水位変化を示す。図 15 に地下水排水溝から 45m 位置での、地下水排水溝に平行方向の水位変化を示す。

1 段目の有孔管位置の観測では、地下水排水溝設置時にウェルポイントで地下水位を低下させていたため、水位変化がやや不安定であるが、2 段目以降では安定して地下水が低下していることが確認された。また、切替直後に地下水排水溝から 5m 位置付近まで地下水位がすぐに下がる事が観測され、離れた位置でも切替直後には低下速度が速くなる事が観測された。

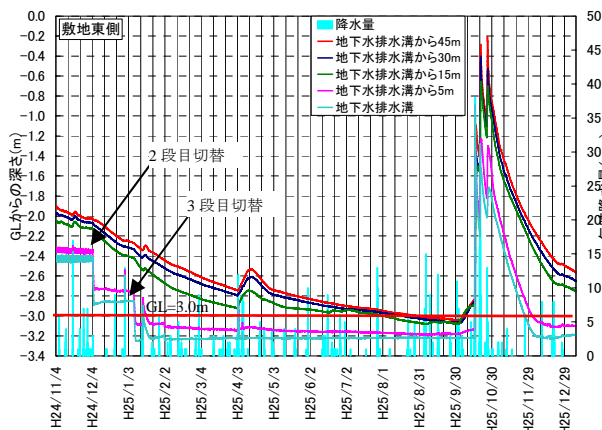


図 14 敷地東側での地下水排水溝直角方向水位変化

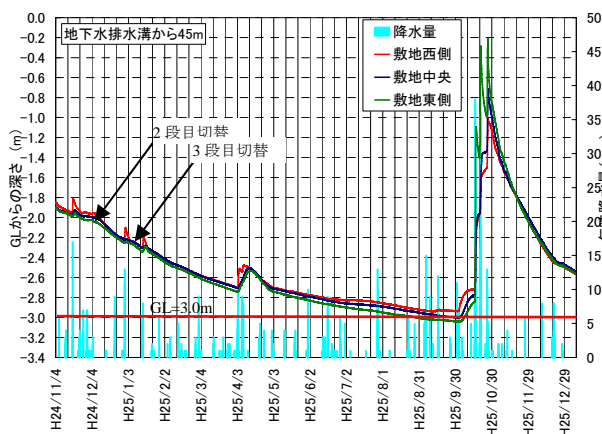


図 15 45m位置での地下水排水溝平行方向水位変化

3 段目有孔管では、目標値である GL-3.0m までの水位低下を観測した。この結果では、2013 年 4 月上旬の降雨による 20cm 程度の水位上昇や、梅雨時期の降雨による水位

低下勾配が緩くなるなど若干の変動があったものの、2013 年 9 月末には概ね GL-3.0m まで水位低下が観測された。この結果、地下水排水溝から 45m の位置においても、10~11 ヶ月程度で地下水位低下が可能であることが確認できた。

その後、台風 26 号による記録的な大雨を受け、2013 年 10 月 26 日には敷地東側での地下水排水溝から 45m の位置で GL-0.2m 程度まで上昇した。図 16 に水位上昇以降の敷地東側での水位観測結果を示す。

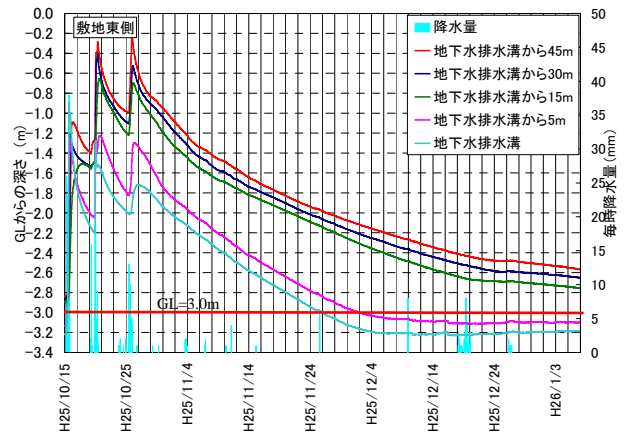


図 16 水位上昇以後の敷地東側水位変化状況

地表面から 0.2m の位置まで上昇した 45m 位置の地下水位は、1 週間で GL-1.1m まで下がり、2 ヶ月後の 2013 年 12 月 26 日には GL-2.4m となっている。他も同様に低下しており、地下水排水溝位置や 5m の位置では、2013 年 12 月 4 日に上昇前の水位である GL-3.2m 程度に落ち着いている。これらより一旦水位が下がれば、その後一時的に水位が上昇しても、早期に水位低下すると判断できる。

2) 揚水量観測

図 17 に地下水揚水量のグラフを示す。これより、地盤内地下水量が減少することによる日揚水量の減少、有孔管切替時の日揚水量の増加、降雨後の揚水量の増加からの降雨の浸透による揚水量の増加が確認できている。

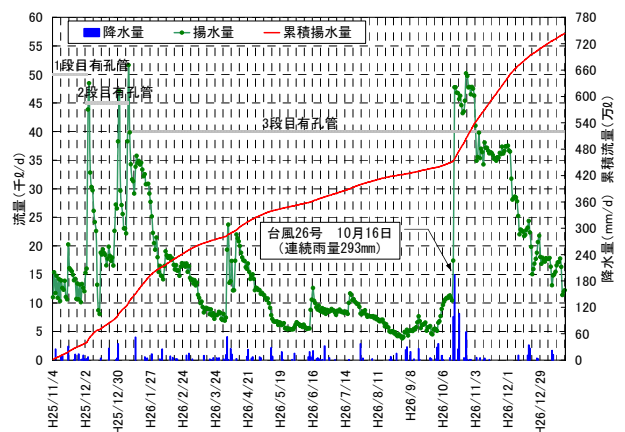


図 17 地下水揚水量

台風 26 号による大量の降雨があつた 2013 年 10 月 16 日以降は、それまでに比べ 1 日当たりの揚水量が極端に増加しており、降雨により上昇した地下水位が低下するに伴い、地下水排水溝へ流れ込む地下水が増加していると判断できる。

水位上昇後の揚水量の変化では、2013 年 10 月 16 日～11 月 2 日ごろから 2013 年 12 月まで段階的な減少がみられる。これは、上昇した水位が低下するに伴い、地下水排水溝への流入水が減少していることを示していると考えられる。

3) 浸透流解析による地下水位低下時間の検討

地下水位低下時間を 3 次元 FEM 解析による浸透流解析で求め、実際の低下時間との比較を行った。解析には、伊藤忠テクノソリューションズ(株)の Soil Plus Flow 2012 を使用した。

解析に使用した埋土層の透水係数は、日の出地区の現場透水試験の結果を参考として、有孔管 3 段目の 1 ヶ月間の実験結果にフィッティングさせて求めた。比貯留係数は現場透水試験の結果を使用した。表 1 に透水係数および比貯留係数を示す。

透水係数 k (m/sec)	試験値	
	試験値	7.08×10 ⁻⁵
比貯留係数 S _s	フィッティング値	5.0×10 ⁻⁵
		1.67×10 ⁻⁴

計算結果を図 18 に示す。このでは、3 ヶ月程度で地下水位が GL-3.0m まで低下する結果となっており、実験結果とは異なっている。この違いは、降雨の影響であると考えられる。

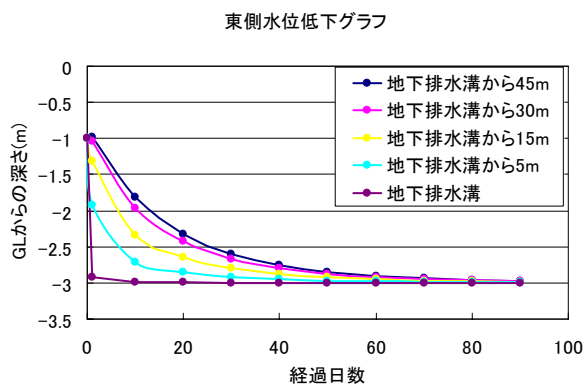


図 18 浸透流解析結果

4) 降雨による水位変化の考察

本実証実験では、台風 26 号による日累積降雨量 293mm で地下水位が GL-3.0 から GL-0.2m まで 2.8m 上昇している。また、その後の水位低下も水位上昇前に比べ早くなっている。そこでこの結果について考察する。

日の出地区では 4 箇所埋土からブロックサンプリン

グにより試料を採取し物理試験を行っている。結果の抜粋を表 2 に示す。

表 2 埋土層の物理特性抜粋

試料	1	2	3	4	平均
自然含水比 w (%)	5.3	6.3	9.0	7.6	7.05
間隙比 e	0.775	0.725	0.613	0.818	0.733
飽和度 S _r (%)	18.8	23.4	39.8	25.3	26.78

表 2 より、埋土層の平均間隙比 e = 0.733 であることから、間隙率 n の平均値を求めると以下となる。

$$n = e / (1 + e) = 0.733 / (1 + 0.733) = 0.423 \quad (1)$$

したがって、地下水位低下後の埋土の単位体積あたりに含まれる空気 の体積 V_{a1} は次のようになる。

$$V_{a1} = n(1 - S_r) = 0.423(1 - 0.2678) = 0.310 \quad (2)$$

飽和度が 100% になり 2.8m の地下水位上昇が発生したと仮定すると、2.8m に含まれる空気 の体積分の降雨量が必要となる。このときの降雨量は式(3)の様に 868mm となり、実際の降雨量とは一致しない。

$$2.8 \cdot 0.310 = 0.868 \quad (3)$$

一方、297mm の降雨により、飽和度が 75% 程度になったと仮定すると、その時の空気 の体積 V_{a2} は、

$$V_{a2} = n(1 - S_r) = 0.423(1 - 0.75) = 0.106 \quad (4)$$

となり、水位上昇量 h は

$$h = 0.297 / 0.106 = 2.802 \quad (5)$$

と、実際の観測値ほぼ一致する。

以上より、一旦地下水位を低下させれば、降雨により水位上昇が生じて飽和度は 100% とはなっていないと推定され、降雨後の水位低下速度も速くなっていると考えられる。また、飽和度が 100% とはなっていない場合には、液状化発生の抑制にもなることが期待できると考えられる。

4.3.2 地盤高観測結果

1) 地盤高観測杭観測・層別沈下計観測

図-19 に敷地西側での地盤高観測杭観測結果を示す。図-20 に敷地西側での粘性土のみの沈下を計測する層別沈下計の観測結果を示す。

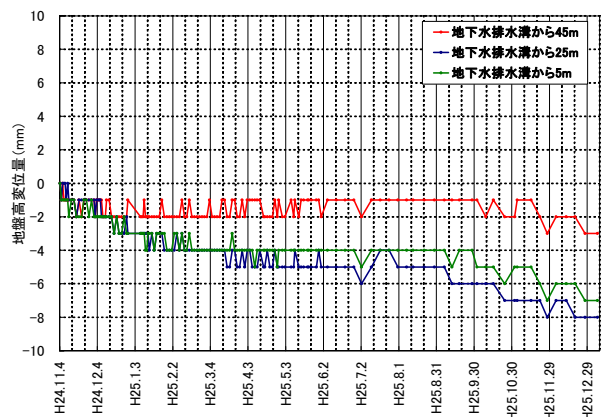


図 19 敷地西側での地盤高観測杭観測結果

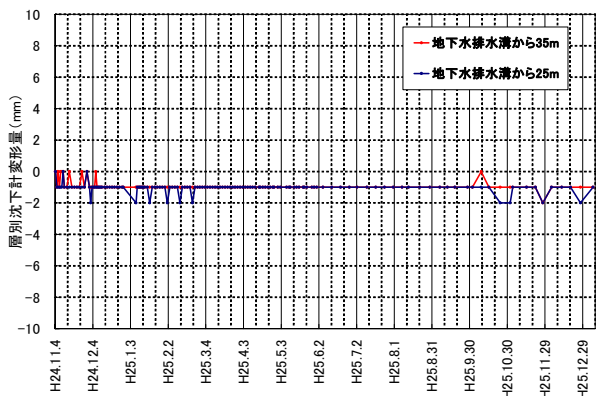


図 20 敷地西側での層別沈下計観測結果

層別沈下計での沈下量観測値は 1mm、地盤観測杭での沈下量観測値は最大 8mm である。また、地盤観測杭での観測値は 2013 年 2 月まで段階的に下がっている。これらより地盤観測杭の沈下は地下水位低下による粘性土層の圧密沈下ではなく、地表面近くに存在した埋土層の地下水が低下したことによる埋土層の即時沈下であると考えられる。

また、埋土層沈下量は地下水排水溝から 5m 位置および 15m 位置の沈下量が 45m 位置に比べやや大きい。これは模擬家屋 1 および 5 の自重による埋土層の沈下が影響していると考えられる。

なお、2013 年 3 月から 2013 年 9 月までは高さの変化があまりないが、10 月中旬からは 2~3mm 程度沈下量が増加している。一方、層別沈下計の観測結果には変化がない。地盤観測杭は、GL-0.3m 程度の根入れであり、大量の降雨で、地表面付近の地盤の高さがわずかに変化したため、この結果となったものと考えられる。

2) 模擬家屋高さ観測

図 21 に模擬家屋 5 の観測結果を、図 22 および図 23 に模擬家屋基礎の相対変位量および地下水排水溝直角方向傾斜角を示す。

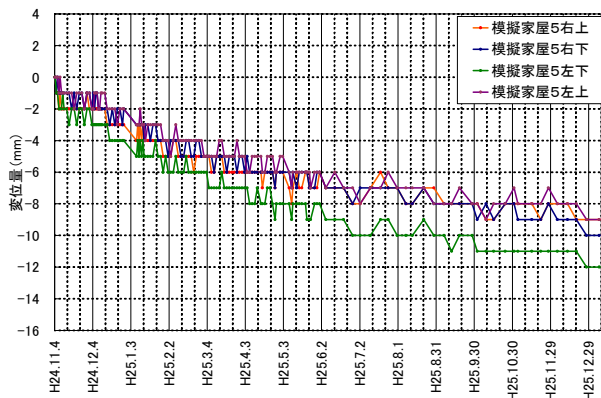


図 21 模擬家屋5の観測結果

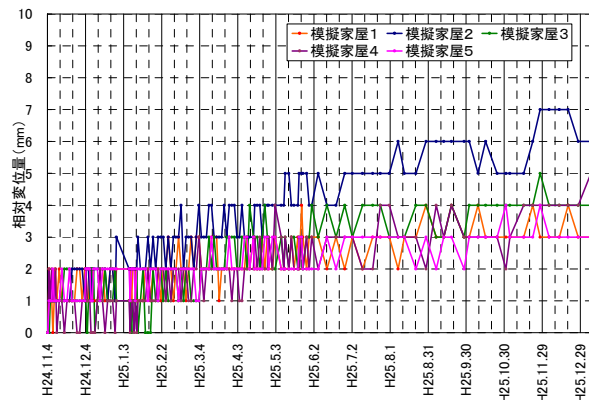


図 22 模擬家屋基礎の相対変位量

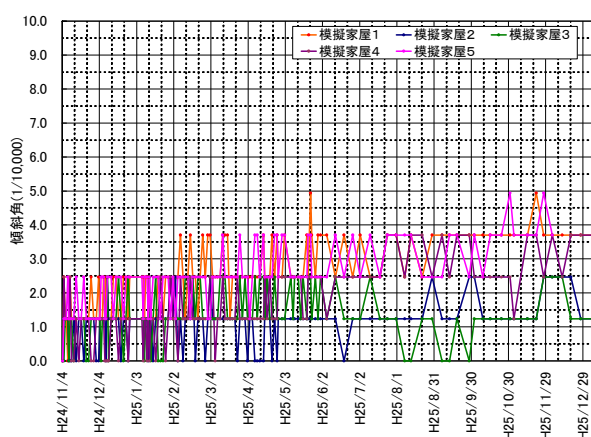


図 23 地下水排水溝直角方向の模擬家屋傾斜角

模擬家屋の最大沈下量は模擬家屋 5 の 12mm 程度であり、他の模擬家屋との基礎形式、荷重の違いによる大きな違いは認められない。また、模擬家屋 5 では、模擬家屋 1 にとりあう箇所での沈下量がやや大きくなっている。これは背あわせになっている模擬家屋相互の荷重影響であると考えられる。さらに、模擬家屋での観測結果は、地盤観測杭の観測結果より変位量が大きくなっている。これは、模擬家屋自重による埋土の変位(沈下)が原因であると考えられる。これらより、地下水位低下による沈下の影響はないと考えられる。

模擬家屋基礎の相対変位量の最大値は、模擬家屋 2 の M-2-1 と M-2-4 とで生じている 7mm である。地下水排水溝直角方向の傾斜角の最大は、模擬家屋 1.5 で発生しており傾斜角は 4.9/10,000 となっている。これらから、日の出地区の地下水位低下工法では、家屋に対する悪影響は発生しないとされる。

3) 高さ観測の考察

層別沈下計で観測した沈下量は 4mm 程度と非常に小さい。これを実験場敷地内で行った調査に基づき、粘土の初期間隙比 $e_0=2.52$ 、圧縮指数 $C_c=1.262$ 、粘性土層厚 10.45m、実験場内平均水位変化 GL-1.9~GL-3.0m を用いて、1 次元

圧密理論で計算すると沈下量は 18cm となり実測とはあわない結果となる。日の出地区の粘性土は多少の過圧密状態であり、1m 程度の水位低下では、圧密降伏応力を超えないことも考えられる。そこで、室内試験結果より求めた膨潤指数 C_s を用いて計算したが、沈下量は 1cm でありそれでも観測結果とは整合しない。

この原因として、ボーリング調査では粘性土層が 10.45m の厚さを有している事を確認しており、粘性土の上の部分よりサンプリングし室内試験を実施している事が考えられる。すなわち、粘性土層の下の部分では過圧密がより進行していたため、実際に観測した沈下量が小さくなったのではないかと考えられる。

5. おわりに

本稿では、日の出地区で実施した実証実験の概要を中心に、液状化対策としての地下水低下工法について報告した。この報告をまとめるに当たり、潮来市液状化対策検討委員会(委員長：楡井久茨城大学名誉教授：2012 年 2 月～2013 年 3 月)と潮来市の関係各位に大変お世話になりました。ここに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 独立行政法人農業環境技術研究所：歴史的農業閲覧システム、
<http://habs.dc.affrc.go.jp/>
- 2) 国土地理院：国土変遷アーカイブ空中写真閲覧、
<http://archive.gsi.go.jp/airphoto/search.html>
- 3) 財団法人沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）平成9年度運輸省港湾局監修」p.386

The measures to liquefaction by the method of groundwater level drop
- From the experiment example of the Hinode district, Itako-shi -

Kenji ANDO¹, Shoji MAEMOTO², Hidehito KATO³, Keiichi OOTA⁴

1 Nakanihon Engineering Consultants, Department of Transportation and Urban Design

2 Nakanihon Engineering Consultants, Department of Water Works and Buildings

3 Nakanihon Engineering Consultants, Department of River and Sewerage Works

4 Nakanihon Engineering Consultants, Department of River and Sewerage Works

Abstract

Liquefaction disaster, caused by the Great East Japan Earthquake, occurred at the area of 200ha in Hinode district, Itako-shi, Ibaraki-ken. Result of “Project of making plan for measures to liquefaction in Hinode district”, Itako-city office concluded the method of groundwater level drop was the optimal measure. We reported a summary of the method, and an experiment in the project. In the experiment, we made the groundwater level drop to a target water level. Then, we observed the groundwater level goes up temporarily by a typhoon with an accumulative rainfall of 300 mm and dropped again.

Key words: Liquefaction, groundwater level drop, experiment