

建設省東北地方建設局北上川下流工事事務所 正会員 山内 恒雄
建設省東北地方建設局北上川下流工事事務所 正会員 近藤 悟

1. まえがき

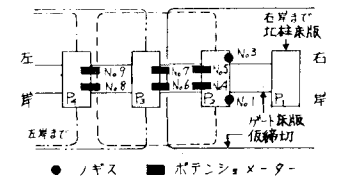
北上大橋の本体施工にあたっては、既施工の堰柱を仮締切の一部として用いたが、その際仮締切内の排水に伴い、仮締切内外の水位差により堰柱に堰軸方向の移動を生じた。移動量は図-1に示す通りである。この現象には図-2、図-3からわかるように、内外水位差や基礎地盤の軟弱度合が大きく影響している事がわかる。本文ではこれらの移動の原因究明と、さらに今後完成時に予想される流水方向の変位と基礎杭の安全性について略述したのである。

2. 移動の原因

軟弱地盤上の構造物の水平移動については、杭頭外力を受けた弾性床土上の梁としては説明できず、設計基準面より下の力を考えねばならぬ事が指摘されている。北上大橋では、これらについて4号堰柱(4P)で現地試験を行っているので、その結果を図-5、図-6に示す。図-5は傾斜計測定結果を杭先端を不動点として変位に変換したもので、図中のチャンの解に比て変形が深部まで反んでいる事がわかる。又、A孔は剛性の小さい塩ビ管で地盤の変形を示すと考えられる。これらは地中部にも力が働いている事を示すものと考えられ、図-6からわかる様に、水圧差30%に比て地中部の間ゲキ水圧の差は100%と3倍以上であり、これが移動の主因となっている事がわかる。一方地盤強度からみると基礎軟弱層はN値5程度と小さく、昭和49年度の土木研究所による調査では、N値10以下で水平移動現象を生じている橋台が多い事が認められている。

3. 解析方針

前述の様に地中部の力、或いは複雑な地盤条件や地盤自体の変形などを考慮するには、弾性床土上の梁として扱ったのでは限界がある。そこでこれらの条件をなるべく計算に反映させるよう有限要素法で解析した。しかし、地盤の変形係数 E_p などの取り扱いを一義的に定める事は難しいので、資料の最も整っている4Pについていくつかのケースで計算し、実測変位と計算変位との比較から条件の妥当性を確認する事にした。更に同じ手法を用いて他の堰柱について計算した。



測点	傾斜計目盛と量				変位量			
	傾斜	変位	傾斜	変位	傾斜	変位	傾斜	変位
1	2.6	4.7	4.9	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7
2	2.6	4.5	11.14	2.28	11.14	2.28	11.14	2.28
3	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
4	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
5	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
6	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
7	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
8	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
9	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
10	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
11	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
12	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
13	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
14	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
15	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
16	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
17	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
18	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
19	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
20	4.3	8.9	3.0	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8

図-1 変位測定位置平面・変位量図

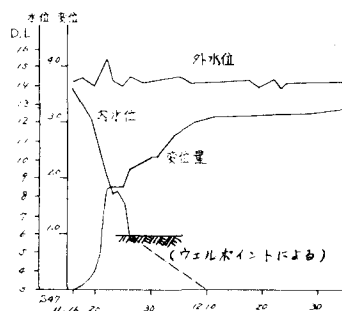


図-2 4号堰柱水位経時変化図

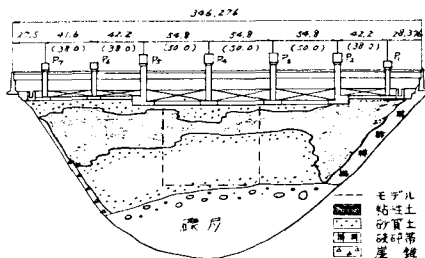


図-3 北上大橋正面図

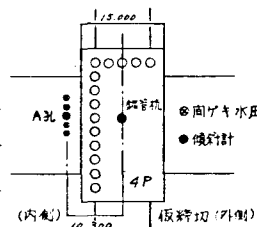


図-4 傾斜計設置位置平面図

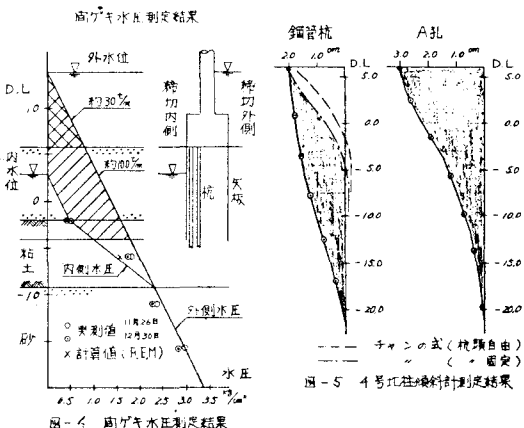


図-5 4号堰柱傾斜計測定結果

4. 計算条件

4号堰柱について使用した条件を以下に示す。

①地盤条件 地盤構成はボーリング時の土質判定や土性図より図-7のように区分した。土質定数として最も問題となるのは変形係数 E であるが、 K 値に比べて検討が遅れており、 $E_{ur} \cdot E_p \cdot E_{so} \cdot E_{sh}$ 等種々ありその決定は難しい。そこで実測 N 値を用い、トライアルにより、実測変位に合う様な $E-N$ 相関を求めこれより E 値を逆算した。なお大堰サイトの実測値からの相関によると $E_{ur} = (2 \sim 4)N$ であり、一般に言われている $E = (4 \sim 10)N$ 、土木研究所の $E = 7N$ よりかなり小さなものとなっている。

②荷重条件 実測変位に直接関係するのは施工の関係から水圧差30%と間ゲキ水圧差100%であるが、その作用面が問題である。そこで図-8に示す様な条件で同じく有限要素法で流線網解析を行った。これによると全間ゲキ水圧差の8割以上が内側の止水矢板に生じ、又内側止水矢板周辺部では大きな浸透圧が働く事がわかる。

③その他 モデルは深さを不動の礫層まで、巾は変位の約2000倍とした。その要素区分を図-7に示す。又杭は梁要素とし、矢板と直接接する土については大きな引張力が予想されるので、これらの間に亀裂が生じ得るものと考えた。

5. 計算手法

ここで問題となるのは2成分の三角形平面ヒズミ要素と3成分の梁要素の重ね合わせであるが、梁部材に外力としてのモーメントは働かないと考えられるので、これによりモーメント・ひずみ角の項を消去して2成分に直して重ね合わせた。

6. 計算結果

計算結果を表-2、3に示す。杭に発生している応力は、自重による軸力約300%を加えても許容応力1400%に比べて小さく安全である。ここで地盤の変形係数の逆算値 E は30N程度であり、これは土木研究所による E_p-N 相関式を杭径で載荷巾補正したもの、 $E = 1.29\sqrt{B} E_p$ に $E_p = 7N$ 、 $B = 100cm$ とした $E = 28N$ にほぼ等しく一応説明がつくと考えられる。しかし式やその使い方にはなお今後検討が必要である。一方地盤に生じている応力は0.5~10%程度でLLT試験による降伏応力20~50%より小さく弾性領域内であった。又、浸透圧による力は堰柱全体に逆方向のモーメントを生じせしめ安全側に働いている。

完成後の湛水による流水方向の変位についても同じ手法で計算した結果が表-4である。杭応力は最大で常時1.0%、地震時($K_h=0.11$, $K_v=0.22$)20%で許容応力1400, 2100%以内におさまる。ここで地盤の変形係数は $E = 28N$ とし、水位差は4.6mでありこれに相当する間ゲキ水圧が働くとした。又、計算結果が非常に小さくなっているのは、堰柱下流の水叩床版による支持効果が大いからである。普通設計ではこの効果を無視するが、水平移動抑制に最も有利な位置にある床版を考慮しないのはかえって不合理ではないかと思われる。なお床版応力は、最大23%程度でコンクリートの許容応力80%よりかなり小さい。今後湛水による水平変位の実測を行いながらその安全性をさらにチェックしていく方針である。

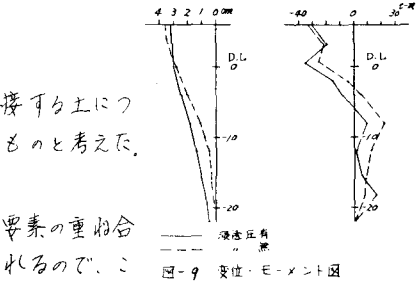
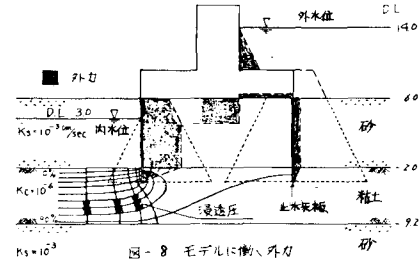
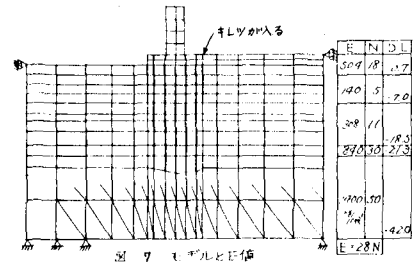


表-1 荷重比表

堰柱	荷	重	②
2P	32	60	1.9
3P	32	70	2.2
4P	32	100	3.1

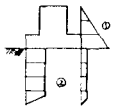


表-2 E値表

杭柱	計算	変	位	実測変位	と比
2P	8.6	6.7	7.8	6.5	35N
3P	4.3	3.5	3.4	4.0	28N
4P	3.8	3.1	3.5	3.5	28N

表-3 仮締切時計算結果表

堰柱No	杭の組合せ	E	内外水圧差	計算結果	実測変位
2	①上杭 ②下杭	25	0.2	6.8 (176) (180) (189)	6.5
3	①上杭 ②下杭	28	0.7	3.5 (4.3) (4.4) (4.6)	4.0
4	①上杭 ②下杭	28	1.0	3.1 (3.9) (4.5) (3.0)	3.5

表-4 完成時計算結果表

ケース	応力	変位	合計	備考
仮締切時	466	466		
湛水時①	50	499	578	
木置時②	94	467	561	
後時③	1120	467	1587	4P床版効果なし
合①+②+③	1726	1433	2059	基礎合計
①+②+③	1210	1467	1677	
計①+②+③	596	498	1094	