

新 四 ツ 木 橋 事 故 調 査 報 告

1. まえがき

本文は建設省の新四ツ木橋事故調査委員会報告書の紹 介である。調査は事故発生以来1年3月の長期にわたり 土木研究所を中心に実施されたものであり,工学的に従 来未解明であったものが次第に明らかにされている。し かしながら特に土質工学に関する部分についてはいまだ に十分明らかにされていない問題が残されている。メキ シコにおける昨年の土質工学大会においてもペック教授 を座長にしてタワミ性壁に加わる土圧の問題が討議され たが非常にむずかしいので明快な結論が得られなかった ようである。当土質工学会においてもタワミ性壁のシン ポジウムがあり,さらに本年の研究発表会にも研究発表 がなされているがまだまだ十分とはいいがたい。根切り の問題は人命にかかわる重要問題であるので,土質工学 における研究者と現場技術者が一体となって真剣に取り 組んでいただきたい。この仮締切は土と構造物の複合体 からなっているので単に土圧とか構造とかのたて割りの 知識だけでは不十分で,土質工学者も構造力学の知識を 理解して現象の解明をしていただきたい。

2. 工事の概要

本橋は,一般国道6号線の荒川放水路および綾瀬川に かかる延長547.8 m, 幅員16.25 m の道路橋でその概 要を図一1に示す。リングビーム工法の説明図は図一2 に示す。事故のあった7号橋脚においては,基礎鋼管グ イ(直グイ24本,斜グイ40本,合計64本)打ち込み 完了後,図-3に示す位置にサン橋および三脚デリック 2基を設置し,図-4に示すリングビームによる仮締切 りがなされていた。



* 日本道路公団参与・工博

この仮締切りの施工順序は次のとおりである。

(1) 水中にH型鋼グイ4本を打込み,その上にH型 鋼を井形に組む。

(2) ついで井型の上にガイドリング(鋼矢板の外側 に溝型鋼,内側にH型鋼)を所定の位置に設置する。

(3) ガイドリングに沿って鋼矢板Ⅳ型を打ち込み,



図―2 リングビーム工法説明図





最後に調整鋼矢板で仮締切りの閉合を行なう。

(4) 受けブラケットを水平に取り付けた上に,リン グビームを円形に組立てる。

(5) 組立て完了後,リングビームと鋼矢板の間に, 直交方向に4ヶ所同時にジャッキで圧力をかけ,所定の 力に達したらクサビを入れ,ジャッキを撤去する。

> ジャッキングは,円周方向に半周して作 業を完了する。ついで押えブラケットを取 り付ける。

> (6) (4),(5) の作業は,水中部では仮 締切り内の水位を下げ,河床面以下では土 の掘削を行ない,リングビームを組立て る。1段ごとにこの作業をくり返して行な う。

> 以上の順序により6段までのリングビー ムの設置を完了し、7段目のリングビーム を設置するため、土の掘削中であった。

3.7 号橋脚仮締切りに関する調査項目

(1) 事故記録

事故仮締切り、鋼矢板、リングビームの写真記録

事故当時の情報収集

破壊鋼矢板の実測平面図

破壊鋼矢板の写真測量および図化

破壞鋼矢板水中切断状況調查

切断鋼矢板の切断平面測量および切断部高低測量 鋼矢板地中部分の形状追跡調査



NII-Electronic Library Service

資料-140

埋没していたリングビームおよび機械機具の位置,高 さの調査 リングビームの復元組立 (2) 荷 重 深浅測量 河床変動調査 地質調査資料の検討 ボーリング、サウンディング調査 再仮締切り内のサウンディング調査 再仮締切り周辺の軟弱粘土層の厚さの調査 再仮締切り内外の間ゲキ水圧の調査 全土圧の調査 水位の調査 流速の調査 波高の調査 地震の調査 (3) 荷重 鋼矢板リングビーム材料の強度試験 鋼矢板の円周方向引張試験 鋼矢板のチェック分析 リングビームの残留応力 連続ボルトの強度試験 ブラケットの耐力試験 クサビの強度試験 (4) 構造 仮締切り設計計算書の検討 仮締切り施工計画図の検討 鋼矢板のハリとしての検討 リングビームの作用軸力の検討 リングビームの座屈の検討 座屈に対する土の拘束の検討 リングビーム端板連結部の耐力の検討 調整ピースの現場溶接部の検討 (5) 施工 6号,10号橋脚仮締切り(高水敷に施工)の真 円度,水平度の調査 ブラケット取付位置の調査 施工状況調査 調整鋼矢板の製作,施工の調査 掘削状況調査 東京エコン建鉄(株)からの技術指導状況調査 リングビーム工法の施工実績調査

> \times X

Х

土質に関するものは(2)荷重の中に含まれてい るものの他(4)構造のなかの計算に関するものに も含まれている。

4. 工事用材料

鋼矢板---SY 30, 400×155×15.5 mm, YSP IV 型, 長 さ23m(1本もの)

リングビーム—SS 41, H-350×350×12×19(1~6 段)

ガイドリング (内側)-SS 41, H-350×350×19

ガイドリング (外側)—SS 41, [-300×90×10×15.5]

ブラケット—SS 41, L-75×75×10, L-90×90×10

$L-100 \times 100 \times 10$

クサビー300×200×(30-70), 堅木(けやきかしなど)

5. リングビームの真円度と水平度

7号橋脚仮締切りのリングビームの真円度を推定する ため、隣接する6号橋脚仮締切りでリングビームの直径 を測定した。この結果から仮締切りは、下の方ほど直径 が小さくなっているが、ほぼ円に近いと考えられる。

7号橋脚仮締切りの鋼矢板を切断して陸上にとりあげ た。各段の受けブラケットのこん跡から水平度を推定し た。また6号橋脚の仮締切りの水平度調査を行なった。 これらの結果からリングビームはほぼ同一面内に設置さ



図-5 鋼矢板の変形状態

資料—140

れていたと考えられる。

6. リングビームの閉合位置と調整鋼矢板位置

1~6 段目リングビームはいずれも 11 本の長尺ピース と調整ピースからなる。調整ピースの長さは次のとおり である。1 段目 3.63 m, 2 段目 2.44+0.70 m, 3 段目 不明, 4 段目 1.90 m, 5 段目 1.58 m, 6 段目 1.11 m, 調整ピースの位置はおおむね上流側である。

7. 鋼矢板ならびにリングビームの変形状態

破壊後の鋼矢板の変形状態,傾斜の調査結果を 図一5 に示す。

破壊後水中から引き上げられたリングビームの変形状 態を調査するため、リングビームの組立てを行なった。 展開見取図を 図-6 に示す。

リングビームの変形状態から,おおむね4波の面外座 屈を生じていると判断される。なお,ところどころ局部 座屈を生じているが,主としてフランジに発生してい る。

8. 設計計算法とリングビームの配置

設計計算は,過去に施工されてきた多数の施工実施例 にもとづく従来から用いられてきた計算方法によってい る。この計算法は,リングビーム各段および掘削地盤面







注(1):仮締切りの外側の地盤高ならびに圧力は、設計計算書のとお りとした

(2):掘削底面の地盤には不陸があり、おおむね図に示す範囲にあったものと推定される

図-7 リングビームに働く軸力

を支点と考え,作用外力に対してそれぞれ支点間の鋼矢 板を単純バリとして支点反力を計算する方法である。

リングビームに働く最大作用軸力は、そのリングビー ムの1段下のリングビームを設置する際に生ずる。また リングビームの 座屈耐力の 計算法は 面内座屈に 関する M. Lévy の式によっている。

計画時のリングビームの配置と、施工時のリングビームの配置とは図-7に示すように異なっていた。しかしながら、リングビームの間隔の相違による作用軸力の差はわずかである。

9. 荷重に関する調査―地形, 土質, 土圧, ヒー ビング

架橋地点の河川は中堤をはさみ綾瀬川と荒川放水路からなっており,全体の川幅は約550 m である。水位は 潮位の影響を受け,満潮時 A.P.+2.2 m,干潮時 A.P. +0.3 m で最大水深は約8m である。7号橋脚は左岸 から約200 m 離れた低水路にあって,その周辺の地盤 は東京側が高く松戸側へ低くゆるく傾斜している。なお 仮締切り周辺の地盤高は,東京側および松戸側でそれぞ れ A.P.-5.5 m, A.P.-6.0 m 程度であったと推定され る。

土質調査結果の一部を 図-8 に示す。軟弱層は A.P. -5 m から A.P.-20 m の間に厚さ 6~12 m の層とな って分布している。東京側の土質は,松戸側の土質より も強い。

東京側の土質の深さ方向の変化は次のとおりである。 河底面 (A.P.-5.5 m) 付近に厚さ 50~100 cm の有機

35







物の多いきわめて軟弱な粘土がタイ積している。その下 に単位体積重量 1.7 t/m^3 , 一軸圧縮強さ 0.7 kg/cm^2 , ス ウェーデンサウンディング 100 kg 程度の粘土がある。 掘削底面 (A.P. -8.9 m) 付近から A.P. -12 m までは きわめて柔らかい粘土があり, さらにそれより深い地層 では再びスウェーデン・サウンディング 100 kg 程度の ものとなる。

また松戸側の土質の深さ方向の変化は次のとおりであ る。河底面(A.P.-6.0 m)付近に厚さ 50~100 cm の 有機物の多いきわめて軟弱な粘土があり,その下に東京 側と同様にやや貫入抵抗の大きい層がある。掘削底面付 近以下は再びきわめて柔らかい粘土となっている。この 粘土の一軸圧縮強さは 0.4~0.6 kg/cm² である。粘土の 鋭敏比はきわめて高く,ねり返したサンプルの一 軸圧縮強さは 0 であった。

事故当時の仮締切り鋼矢板に働いていた全土 圧,すなわち土圧と水圧の和の大きさとその分布 を推定するため,間ゲキ水圧の調査を行なった。

再仮締切り後,仮締切りの内側と外側で間ゲキ 水圧を測定し 図一9の結果を得た。この結果によ れば仮締切り外側の粘土中の間ゲキ水圧は,設計 計算書に採用している水面からの深さに比例する 静水圧より小さかった。

外圧の設計計算では土圧として 0.7 r'H (ここ に 0.7 は水平土圧係数, r'は土の水中単位体積重 量, Hは河底からの深さ)を採用しているが,水 平土圧係数は鋼矢板の変形によって小さくなるこ とが予想される。

また r' は下向き方向の浸透流により大きくな る。これらを総合して,全土圧の大きさを正確に 求めることは現在のところきわめて困難である が,設計計算に用いた値はほぼ実際に近いとみて よいであろう。 土質調査結果 (図-8) によると地盤はきわめて変化に 富み複雑であるが概略についていえば, A.P.-8.50 m 以下はきわめて軟弱で鋭敏比の高い粘土であることが見 出された。

掘削にともなって鋼矢板は内側へ変形しやすい状態に あり、加うるに、仮締切り内側の水位低下による上向き の浸透流の発生、および掘削による土カブリ圧の除去に よる粘土地盤のゆるみにより、内側の抵抗土圧は掘削面 近くではきわめて小さかったと推定される。地中におい て受働土圧の大きさは、粘土の一軸圧縮強さと間ゲキ水 圧の和にほぼ等しくなる。これは上向きの浸透流の圧力 により土粒子の見掛比重がほぼ0になるためである。

このような事実を考慮して締切りの安全を論じたもの は今までにほとんどなかった。

事故直後の4月2日仮締切り内側の地盤高さの測定結 果を図一10に示す。これによればA.P.-8.0~-8.4 m となっており、事故直前における推定地盤高A.P.-8.6 ~8.9 mよりやや上昇していることが認められた。この ような掘削面のふくれ上りの原因の一つとして、鋼矢板 の内側への倒れこみの量から、地盤の上昇高さを推定す ると、ほぼ事故後の地盤高さと一致する。しかし掘削に よる上載荷重の除去、上向きの浸透圧によって、内側地 盤のゆるみが起こったことが想像できるので、破壊につ ながるような大きなヒービングではないがその土の抵抗 力の低下を生ずる程度のヒービングはあったと考えられ る。

洗掘、流速、波高の調査の結果、いずれも影響は小さ



資料--140

かったと思われる。

昭和44年4月1日午前4時26分に震度 Ⅲの地震が 発生した。この地震の影響はなかったものと判断される (筆者は軟弱地盤上の盛土が 地震発生後 約半日後に崩壊 したことを知っているので,必ずしも全然影響がなかっ たかどうか判定しがたいと考えている)。

10. リングビームの作用軸カ

リングビームの作用軸力のうちもっとも大きなものが 6 段目のリングビームに加わったことは 図-7 によって わかる。以下この6 段目リングビームの作用軸力につい てのべる。

A.P.-7.80m まで地盤を掘削して、6段目リングビ ームを組立てた。つぎに鋼矢板とリングビームの間にジ ャッキを置き,12tの圧力を加えた。ジャッキングの間 隔は 80 cm であった。 クサビをソウ入してジャッキを はずす操作で約 15% の損失がおこる。ジャッキング作 業終了時における作用軸力は約 150 t と推定される。つ ぎに7段目のリングビーム設置のため、さらに1.10m の掘削を進めた。この条件に対し仮定を設けて計算した 結果、この作業がきわめて短時間に完了したとすれば約 60 t 程度の軸力が増加すると推算でき、作用軸力は約 210 t 程度になると考えられる。 鋼矢板で囲まれた粘土 の圧縮ヒズミが約4%となっていることから掘削底面付 近の粘土は一軸圧縮強さにほぼ近い圧力を受けていたこ とが想像される。持続荷重を受けた場合鋭敏比の高い軟 弱粘土の強度は低下しついには急激に破壊し強度はほと んどなくなってしまう。

このような粘土の性質のために、鋼矢板に囲まれた粘 土は時間と共に強度が低下し、ひいてはリングビームの 軸力の増加をもたらす。この量を推定すると約 30 t と なる。

以上の結果を総合すると,作用軸力は 210~240 t 程 度になりうると推定される。ただし上にのべた鋭敏比の 高い軟弱粘土の持続荷重による強度低下の現象について は,目下のところ十分に明らかにされているとはいいが たい。

11. 使用材料および部材強度

鋼矢板3枚1組で作られた調整矢板のうち,1枚が幅 方向に3ケ所破断したものがあった。部材強度に問題点 があるのではなかろうかというので,化学分析と引張試 験を行なったが異状はなかった。

リングビームおよび連結部の調査を行なった。リング ビームの曲げ加工による残留応力,連結ボルト,溶接部 の耐力の試験結果異状は認められなかった。

ブラケットの強度試験結果によれば 12 t の耐力があ

った。

クサビの圧縮試験結果,40 kg/cm² 近くまで弾性領域 で,その弾性係数は 2,800 kg/cm² であった。クサビと クサビの摩擦係数は気乾状態で 0.5 以上,湿潤状態で 0.7 以上,クサビとリングビームまたは鋼矢板との摩擦 係数は 0.6 以上である。

12.構造系に関する調査

鋼矢板の円周方向作用力は,外圧による圧縮力とジャ ッキングによる引張力であるが,ジャッキングによる引 張力は,外圧による圧縮力より小さいので,円周方向作 用力としては圧縮力のみである。つぎに鋼矢板壁の円周 方向曲げ剛性は,深さ方向の曲げ剛性にくらべていちじ るしく小さいので外圧は,ほとんどリングビームに伝達 される。このため鋼矢板の円周方向圧縮力は1t/m以下 であったと推定される。これに対して円周方向耐力調査 のため行なった調整鋼矢板部引張試験結果では,5t/m の載荷でも溶接部,かみ合わせ部,いずれも異状はなか った。このことから,鋼矢板の円周方向作用力に対する 円周方向耐力は十分であったといえる。したがって調整 鋼矢板部にみられた溶接部のはくりは円周方向作用力に よるものではなく,破壊過程中に生じたものと考えられ る。

はりとしての鋼矢板の耐力調査の結果,十分の耐力が あったことが推定された。

リングビームの面外座屈耐力調査は特に6段目のもの について詳細に実施した。事故現場から回収した6段目 リングビームの復元組立て調査の結果によれば、ほぼ4 波の面外座屈が生じていることが認められた。

受けブラケットのこん跡調査から求めたら,6段目の 受けブラケットの間隔から 6 段目のおうとつが ±6 cm で正弦波状に分布するものとして,4波の面外座屈耐力 を求めることにした。また、本仮締切りの場合、クサビ がリングビームの面外変形を拘束し、座屈耐力を増加さ せていたものと考えられる。事故後における室内実験に よればクサビは十分な強度を有し、弾性係数Eは 2,800 kg/cm²,摩擦係数は0.6以上であると期待される。この 室内実験を 参考とし, 現場における 作業条件を 考慮し て求めたクサビ1個当たりのセン断バネ係数は 20~60 t/cmとなる。一方クサビはリングビームの周長0.8 m 当 たり1個とかなり密に配置されていたので,その作用を リングビームの外側フランジに対する連続バネで置き換 えた。また、バネ反力とリングビームの作用荷重の比が クサビの摩擦係数0.6をこえれば、リングビームの面外 変形に対する拘束がなくなると考え,このときのリング ビームの軸力を座屈耐力とみなすことにした。このよう にして求めた4波の面外座屈耐力は,リングビームの軸

土と基礎, 18-11 (153)

カに換算して約230tであった。なお,以上の計算は, リングビームが真円であり,かつ円周上の境界条件が均 等であると考えて行なったものであり,6号橋脚仮締切 りにおける施工状況から判断すると,上記の面外座屈耐 力は若干減少するものと考えられる。

6 段目リングビームの面内座屈耐力は土の拘束力によ って大きくなる。半径方向外側向きの変形に対する周囲 の土の拘束をバネに置き換えて求めた面内座屈耐力はリ ングビームの軸力に換算して 360 t 程度であった。この 値は M. Lévy の計算式によって求めた値, 4 波の面外 座屈耐力よりもはるかに大きい。

6 段目リングビームの 局部座屈耐力は 310~350 t と 判断される。

13. 結 論

事故を起こした7号橋脚仮締切りは,事故と同時に水 没したので,破壊後の生の姿を直接観察,測定すること ができず,調査は困難をきわめた。

リングビーム工法による仮締切りは、わが国において すでに 300 余基の施工実績があり、また関東地方建設局 管内においてもほぼ同一規模のもの 12 基が施工されて いる。本工事では、これらの経験をもとに従来のものに 改良を加え慎重に計画、施工が行なわれていたにもかか わらず今回の事故が発生した。

本委員会は、事故にもっとも深い関係を有すると思われるつぎの2つの因子について、特に詳細な検討を進めた(図-11 参照)。

(1) 外力の大きさと、その作用状態

円形に打った鋼矢板の外側に働く圧力は,設計に用い た値とほぼ等しかったものと判断される。従来用いられ てきた計算法による6段目リングビームの作用軸力は約 160~180 t 程度となる。しかしながら鋼矢板の内部地盤 の抵抗力は,通常考えられている値よりもかなり低かっ たものと思われる。この内側地盤の抵抗力が時間の経週 とともに減少することを考慮に入れると,6段目リング ビームの最大作用軸力は210~240 t 程度であったもの と推定される。

(2) 仮締切り構造の耐荷力

鋼矢板とリングビームなどで構成されたリングビーム 工法による仮締切り構造の耐荷力は,主としてリングビ



ームの面外座屈耐力によって支配されることが明らかに された。最大の作用軸力を受けていたとみられる6段目 リングビームの面外座屈耐力は,今回の調査結果から, 230 t 程度であったものと推定される。

本委員会は、以上の結果を総合して、6段目リングビ ームの作用軸力がその座屈耐力を超過して、事故が発生 したとの判断に達した。

なお今回の原因究明の結果,軟弱地盤,特に水中の軟 弱地盤に施工する仮締切りについては,内側地盤の抵抗 力が低いことを十分考慮すべきであることを指摘した が,この点は,従来世界的にも明確にされていなかった ことである。軟弱地盤,ならびに座屈の工学的な研究に ついて一層の努力が望まれる。

14. あとがき

事故により殉職された8名の方々のごめい福を祈ると ともに、再び同種の事故発生防止のため技術者の奮起を 希望いたします。なお一年有余の長期にわたり、困難な 調査に尽力された100~200名の方々のご尽力に対し深 く敬意を表わします。

(原稿受付, 1970.8.25)

Ж

Ж

Ж