

# 大型オープンケーソンの設計と施工

## Design and Construction of Large-sized Open-Caisson

前田 詔一\* 細井 武\*\*  
Shyoichi Maeda Takeshi Hosoi

杉田 幸一\*\*\*  
Koichi Sugita

### 要 約

永井橋々梁工事において、大型オープンケーソンの施工を行った。本ケーソンは平面寸法 (43.5m×16.5m) が大きく、沈下作業中に躯体に多くのひびわれが発生した。

検討の結果、このひびわれの原因は、主として沈下中の躯体のねじれによるものであることが判明した。これはケーソンの大型化に伴い、自重によるねじれおよび不等沈下によるねじれが一般規模のケーソンに比べ大きいことによる。このため、その後の沈下作業においては沈下に対する一つの管理値を断面破壊に対する安全度から提案した。

さらに、今回の検討をとおして、つぎのことが判明した。

- ①本ケーソンのような大型ケーソンの設計においては、沈下作業時のケーソン刃口部の支持状態の設定について、現行の技術基準で規定しているケースだけでは不十分である。
- ②作業時のケーソンの不等沈下に対して厳しい管理が必要である。

### 目 次

- §1 まえがき
- §2 大型オープンケーソンの現状
- §3 永井橋々梁基礎の設計と施工時の安全管理
- §4 大型オープンケーソンの今後の課題

## §1. まえがき

大型構造物の基礎には、大規模なケーソン基礎が用いられることが多い。ケーソン基礎が大型化した場合、現行の設計法や施工法をそのまま適用することは疑問であり、大型化により生ずる問題も少なくない。

このたび、日本道路公団関越自動車道永井橋下部構工事において、大型ケーソンの施工を行った (P 2 橋脚基礎: 18m×47.5m, A=859m<sup>2</sup>, ニューマチックケーソン, P 3 橋脚基礎: 16.5m×43.5m, A=722m<sup>2</sup>, オープンケーソン)。

本工事において、P 3 橋脚のオープンケーソン基礎の沈下作業時にケーソン躯体にひびわれが生じた。本報文はこれらのひびわれの発生原因を検討し、沈下作業時の管理基準を設定するとともに、永井橋 P 3 基礎の施工を通じて大型オープンケーソン基礎の今後の課題について述べるものである。

## §2. 大型オープンケーソンの現状

大型オープンケーソンは主として長大橋基礎を中心として、昭和初期から同30年代へかけて、特に米国において著しい進歩、発展が見られた。ケーソンの内部を格子状隔壁により分割したマルチセル構造のドレッジケーソン (dredging caisson) 工法や、その変形であるドームドケーソン (domed caisson) 工法が開発施工された。その中でも、昭和40年には世界最大級のオープンケーソンであるペラノローズ橋主塔基礎 (39.4m×69.8m×深さ50.5m, マルチセル型 RC ケーソン) が施工された。わが国においても、ビル建築の地下室部分をひとつ巨

\* 土木設計部設計課  
\*\* 土木設計部設計課課長  
\*\*\* 関東支店永井出張所所長

大なケーソンとして沈設する大型ケーソン工法が、東京日比谷の日活国際会館基礎などにおいて昭和30年代に施工され、世界の注目を集めたこともある。

その後、地下連続壁、場所打ち杭などの新工法が出現してからは、ビル建築の基礎において、前述のような大型ケーソンの実施は見られなくなった。また、欧米の長大橋の水中基礎についてもベルタイプケーソン (bell-type caisson) などの新基礎工法の出現に伴い、大型オープンケーソン基礎は、その施工時の安全性、施工の確実性において劣ること、工期が長いこと、高価であることなどのために、採用される機会が少なくなってきた。しかし、設備が小規模で済むことや、掘削が地上作業となるため、深い基礎が施工できる等のオープンケーソンの利点を生かして、最近でも橋梁基礎や地下タンクに利用されているのが現状である。

Table 1 にわが国の大型オープンケーソン基礎の施工実績を示す。この表から明らかなように、永井橋 P 3 橋梁基礎は道路橋橋脚としてはわが国最大級のオープンケーソンであることがわかる。

Table1 大型オープンケーソン基礎の施工実績

用途	企業者名	工 事 件 名	水平断面積	深さ m
建築基礎	日 活	日活国際会館	長方形 4,095㎡	17
	帝 国 人 絹	帝人ビル (福岡)	長方形 2,693㎡	15
地下タンク	第 一 生 命	第一生命ビル	長方形 2,244㎡	13
	東 京 ガ ス	袖ヶ浦工場 LNGタンク (C-2)	φ 64.3×54.3	47
橋梁基礎	東 京 電 力	袖ヶ浦火力第 6、7 号 LNGタンク	φ 64.3×27.9	20
	日本道路公団	宮津橋	φ 24.0×14.0	14
	島 根 県	松江第 3 大橋	φ 21.6×10.0	20
	川 内 市	天大橋	φ 17.0×10.0	30
	日本道路公団	永井橋 P 3 橋脚	長方形 722㎡	10

### § 3 . 永井橋橋梁基礎の設計と施工時の安全管理

#### 3-1 基礎の概略構造と原設計

永井橋橋梁の平面図および側面図を Fig.1 に示し、本報文で検討している P 3 橋脚の構造図を Fig.2 に示す。

P 3 橋脚基礎付近の地質は、ロームと凝灰角礫岩を主成分とする火砕流堆積物が、数10mの深さまで続いている。したがって、施工地点は転石が非常に多く、数tにも及ぶ転石が転在する地盤であった。

大型オープンケーソン基礎である P 3 橋脚基礎の原設計においては、①安定計算、②施工時の検討、③完成時の検討が行われている。完成時の検討においては、ケーソンの側壁は無視されている。また、施工時の検討はつぎのような内容である。

- ①ケーソンが沈下作業に入った直後、Fig.3 に示す3ケースの支持状態について検討している。
- ②側壁水平方向の検討には、土圧(静止土圧)、水圧、傾斜荷重を考慮している。傾斜荷重としては、土圧の1/2を考えている。
- ③刃口部の設計については、刃先から隔壁下端まで(3.0 m) をスパンとする片持ばりとして断面の検討を行っている。その設計荷重は(土圧+水圧)である。

#### 3-2 施工状況

P 3 オープンケーソンの理論沈下図(計画時)および実績を Fig.4 に示す。

P 3 橋脚基礎の掘削作業は、オープンケーソンの一般

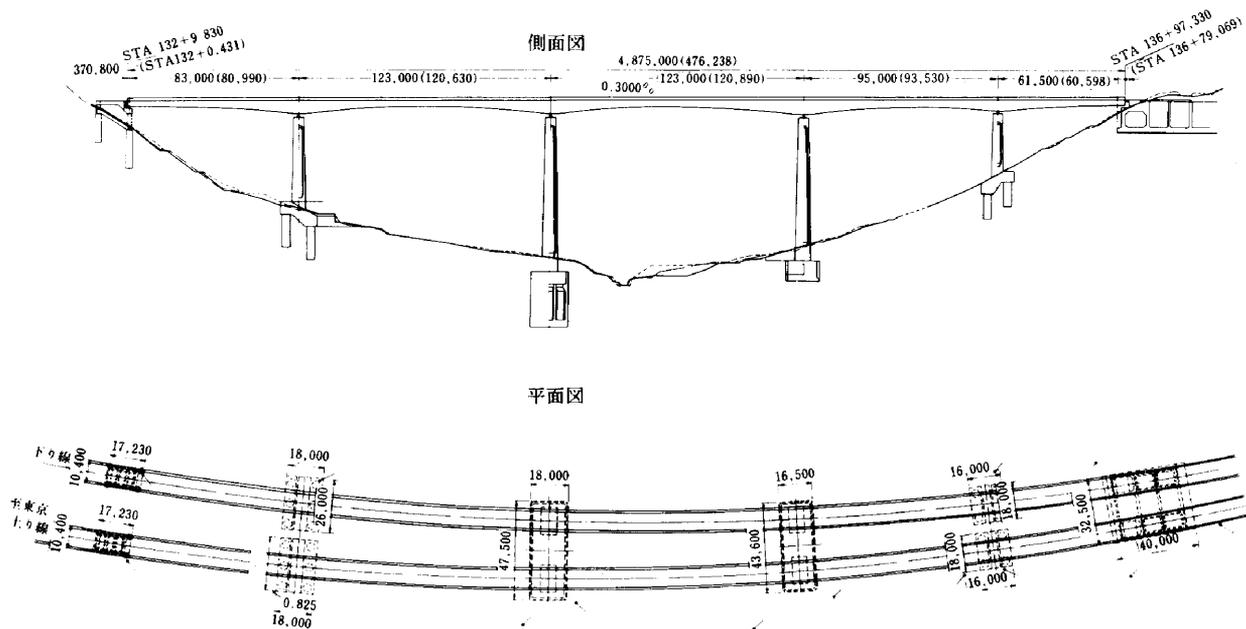


Fig.1 永井橋橋梁平面図及び側面図

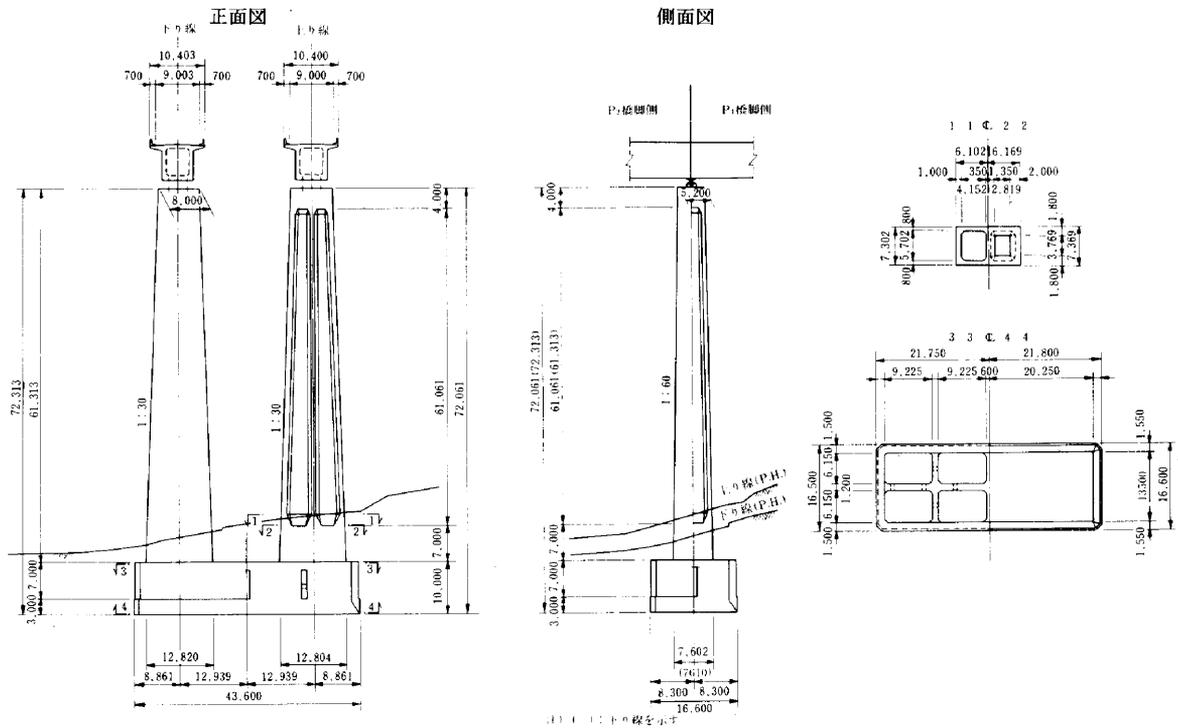


Fig.2 P3橋脚構造図

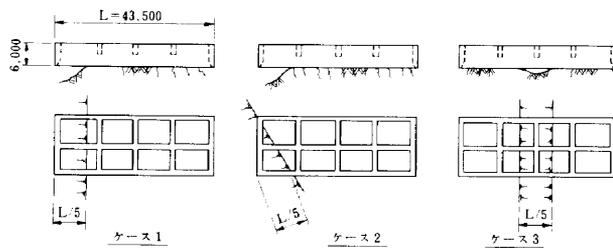


Fig.3 永井橋橋脚(P3)におけるケーソンの沈下作業中の支持状態



Photo1 ケーソン内部の掘削重機・(バックホウ0.4m³)

的な掘削作業とは異なり、掘削深度が浅いことからケーソン内部に掘削重機(バックホウ0.4m³)を配置し、掘削集土を行い、地上のクラムシェル(0.7m³)でずり揚げを行った (Photo 1)。

昭和57年8月20日から掘削を開始したが、9月に入り側壁に生じたひびわれが顕著となり、3-3で述べるひびわれに対する検討を行った。検討の結果、許容不等沈下の管理目標値を30~40cmと定め、沈下作業を続行した。

ケーソンが約6 m沈下した時点で沈下が停止し、鉄筋による載荷を行ったが効果がなかった。沈下促進工法として、載荷工法、アースアンカー圧入工法、水中発破工法等を検討した結果、水中発破を行うべくケーソン内に注水を開始した。

注水中に沈下がはじまり、昭和58年1月15日に無事沈下作業を完了した(沈下がはじまった日には朝から8回の群発地震があった)。

### 3-3 沈下作業時に生じたひびわれ

#### (1) ひびわれ状況

第1ロッド沈下作業時に、ケーソン側壁および隔壁に生じたひびわれの状況は次の通りである (Fig.5 参照)。

①側壁に生じたひびわれはほぼ45度方向に傾斜しており、ケーソンの外側から見て、右下がりや左下がりの2種類がある。

② Fig.5において実線と破線で示した右下がりや左下がりのひびわれは、ケーソン沈下状況に応じて交互に発

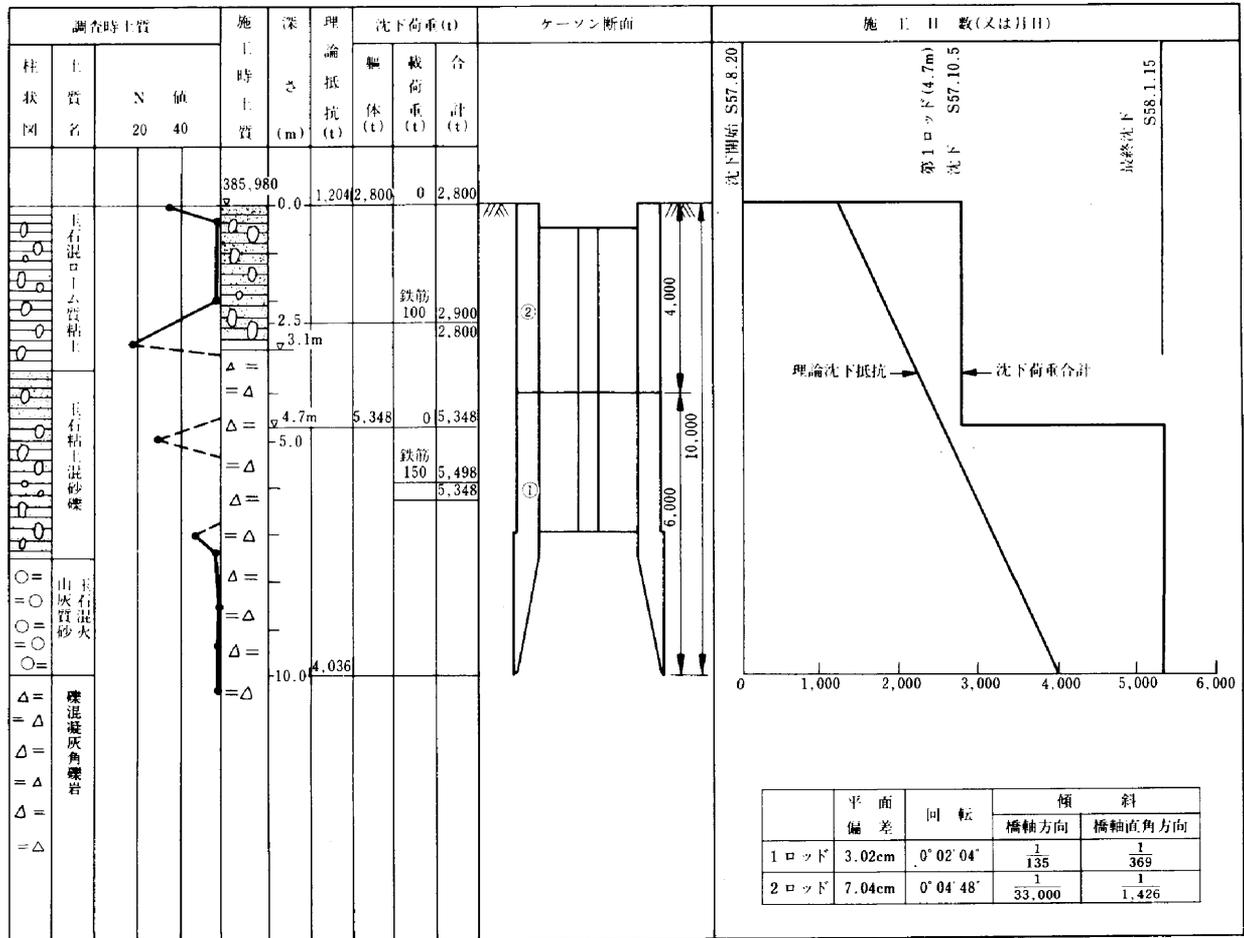


Fig.4 P3 オープンケーソン理論沈下図及び沈下実績

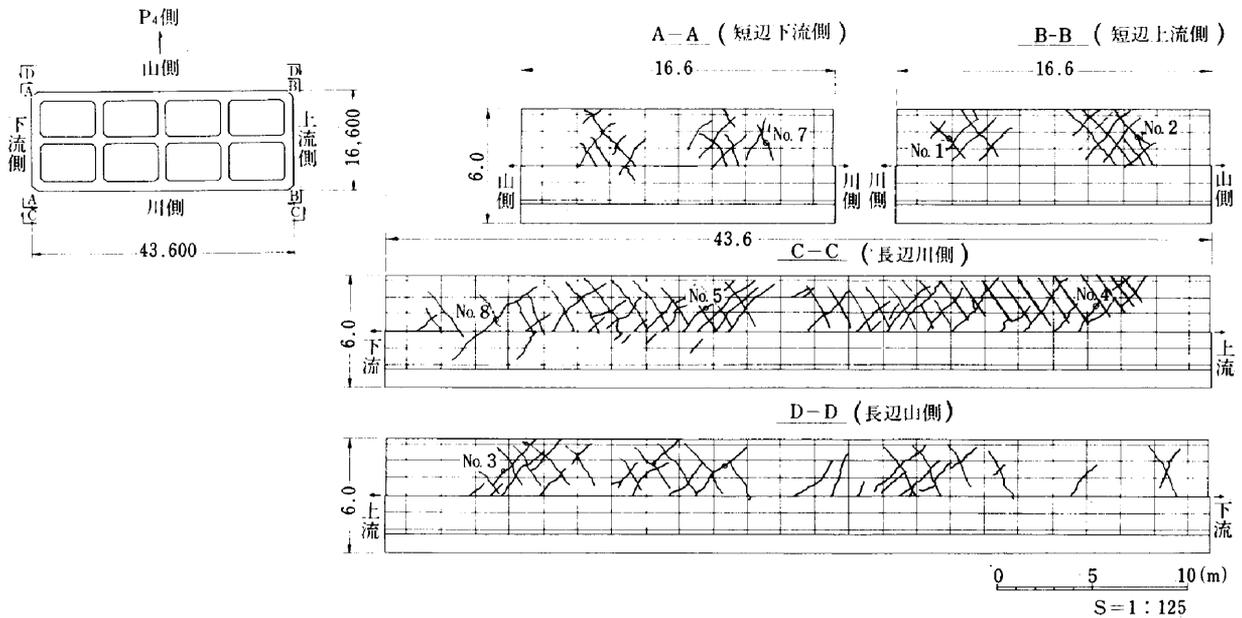


Fig.5 ひびわれ発生状況(実線と破線のひびわれはケーソンの沈下状況に応じて交互に生じた)

生じた。

③側壁に右下がりのひびわれが開口する時には、すべての側壁について右下がりのひびわれが開口する。

④隔壁の側壁付け根の上端に生じたひびわれには2mm弱のものがある。

(2) ひびわれ発生原因の推定

ひびわれはほぼ45度の方向に発生するという規則性を有しており、その発生パターンから判断して、主としてねじりによるものであることは容易に推測される。したがって、ここではねじりが発生した原因について簡単に考察を加える。

(a) 自重によるねじり

ケーソン第一ロッドを構築後、隔壁の支保を撤去すると、ケーソンの中央断面では Fig.6 のような変形を生じる。しかし、この側壁の回転角は中央部と端部とで異なり、ねじりモーメントの大きさ Fig.7 に示す12点支持の条件のもとに計算すると、 $M_{tmax}=4.6tm$  となった。

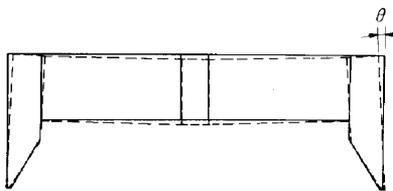


Fig.6 隔壁の自重による変形

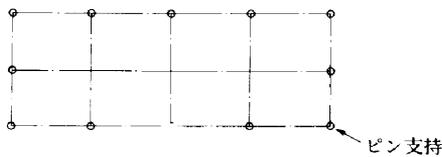


Fig.7 壁側の支持条件

(b) 不等沈下によるねじり

沈下作業において、転石が散在していたため、刃口部を部分的に先掘りして、刃口部の抵抗を減らすことにより沈下させた。このため、沈下直後のケーソンは水平ではなく、全体にねじれた形となり、その後、修正を行って水平近くにするという作業順序を採用せざるをえず、不等沈下を避けることはできなかった。実測データを見ると、各測点の沈下量の差は最大50.4cmが計測されている (Table2)。

Table2 実測沈下量

測定月日	沈下量 (mm)				不等沈下量 $\delta$	$\theta$
	A点	B点	C点	D点		
9/1	460 ( 0)	486 ( 26)	548 ( 88)	518 ( 58)	4	0.0153
9/4	1,316 ( 504)	1,171 ( 359)	812 ( 0)	839 ( 27)	118	0.451
9/7	1,373 ( 198)	1,175 ( 0)	1,289 ( 114)	1,283 ( 108)	204	0.779
9/9	1,951 ( 102)	1,849 ( 0)	2,223 ( 374)	2,353 ( 504)	- 28	-0.107

注1) 測定位置はFig.8の通りである。  
 注2) 沈下量は高さ 385,980を基準面とした時の沈下量を示しており、( )内の数値は最低点との差を表したものである。  
 注3)  $\theta$ は右回りを正とする。

断面 AD および BC は各々四角形を保持していると考えれば、断面 AD と断面 BC 間には  $\theta$  の角変形が生ずる (Table 2 参照)。これは、ケーソン自体がねじられていることを示し、それによりねじりモーメントが発生する。この時、せん断力および曲げモーメントも同時に発生する。

ここで、不等沈下量を次のように定義する。いま Fig.8 に示す4隅点 (A, B, C, D) がそれぞれ沈下した状態 (A', B', C', D') を考える。沈下後の A', B', C' の3点を含む平面は一義的に決まる (平面 II)。もし、平面 II 上に D' があれば当初の平面 (平面 I) が単に回転移動したことになり、部材に断面力は生じない。したがって、D' が平面 II 上にない場合に部材にねじりモーメント、せん断力等が発生することになる。

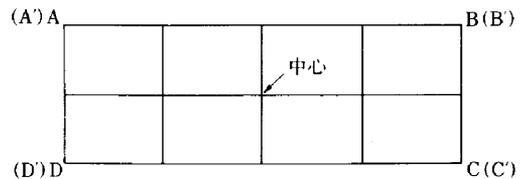


Fig.8 沈下前後の4隅点の平面位置 (沈下前 (A, B, C, D), 沈下後 (A', B', C', D'))

このことから、不等沈下のパターンは D' が平面 II からはずれるという一つの型で取り扱い可能であり、そのずれ量を不等沈下量と定義すると、次の式で表すことができる。

$$\delta = (\delta_a + \delta_b) - (\delta_c + \delta_d)$$

ここに、 $\delta_a, \delta_b, \delta_c, \delta_d$  は4隅点 A, B, C, D の沈下量を示す。

この不等沈下量を Table 2 に併記する。

(c) ひびわれ発生についての検討

ひびわれ発生前の部材の全断面が有効とした剛性を考え、自重と強制変位 (実測の沈下量) を与え、部材のねじりモーメント、せん断力および曲げモーメントを求めて、ひびわれの発生について検討した。その結果は弾性理論によるひびわれ発生時のねじりモーメントを大幅に超過しており、ひびわれの実態を説明づけることができた。

3-4 ひびわれ発生時のケーソンの安全性の検討

(1) 安全性の確認方法

安全性の確認を、ひびわれの数、大きさ、幅等から行うことは不可能である。また、現行の許容応力度法では直接的に安全度を表しにくい。さらにケーソンは高次の不静定構造物であり、一部の断面における鉄筋の降伏は、

構造物全体の安全性を支配することはない。したがって、文献〔1〕を参考に、式(1)により求まる  $\gamma$  (断面耐力の作用断面力に対する比) により安全度を評価することを基本とした。その際、このオープンケーソンは土留構造物であり、本体基礎はその内部空間に直接基礎として設計されていたので、断面破壊の終局限界状態に対する安全性を確保することを条件とした。

$$\gamma = R_d / S_d \dots\dots(1)$$

ここに、 $R_d$  : 断面耐力の設計用値

$S_d$  : 断面力の設計用値

(2) 断面耐力の計算における問題点とその取扱い

① 交番するねじりモーメントを受ける場合の耐力については、ほとんど研究されていないのが現状であり、本検討においても、交番载荷の影響は考えていない。

② 一般には、ねじりに対する鉄筋の補強は閉合スターラップと軸方向鉄筋の組合せによるが、側壁のスターラップは Fig.9 に示すように完全に閉合していない。したがって、補強効果が低下すると考えられる。この問題については実験が進められており、U字型スターラップの場合、ねじりモーメントが卓越する範囲 ( $M_{td} / M_{tud} \geq 0.3$ ) では 2~3 割その補強効果が低下するとの報告があるので、本検討においてはその低下量を 2 割とした。

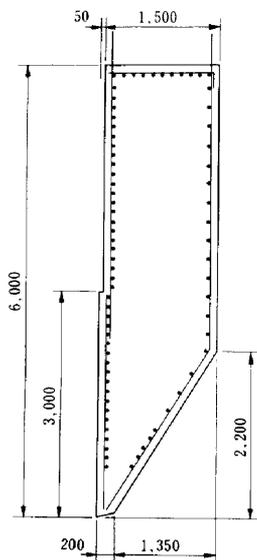


Fig.9 側壁のスターラップ

(3) 断面力の計算における問題点とその取扱い

① 構造解析モデルは、原設計において考えられている平面格子構造と考えた。

② ねじりひびわれ発生前と発生後とでは、断面のねじり剛性は大きく変化する。ねじりひびわれ発生後のコンクリート部材のねじりモーメントによる変形量は、コンク

リート全断面を有効と仮定して弾性理論により求めた値の 10~30 倍になることが実験的に確かめられている。このことより、本検討においては、ねじりひびわれ発生後はねじり剛性を 1/10 にすることとした。

(4) 組合せ応力下における安全度

ひびわれ発生時の断面力は、主として自重によるものであり、側壁および隔壁の各部材には面内曲げ、面内せん断、ねじりモーメントが作用する。本検討においては、ねじりとせん断、ねじりと曲げの相互関係について式(2)、(3) (文献〔2〕参照) に従って、個々に安全度を求めることとした。

$$M_{td} / M_{tud} + V_d / V_{ud} \leq 1.1 \dots\dots(2)$$

ただし、 $M_{td} / M_{tud} \leq 1.0$

$$V_d / V_{ud} \leq 1.0$$

$$M_{td} / M_{tud} + M_d / M_{ud} \leq 1.1 \dots\dots(3)$$

ただし、 $M_{td} / M_{tud} \leq 1.0$

$$M_d / M_{ud} \leq 1.0$$

ここに、

$M_{td}$  : ねじりモーメントの設計用値

$M_{tud}$  : ねじり耐力の設計用値

$V_d$  : せん断力の設計用値

$V_{ud}$  : せん断耐力の設計用値

$M_d$  : 曲げモーメントの設計用値

$M_{ud}$  : 曲げ耐力の設計用値

(5) 安全度の計算

ひびわれ発生後のねじり剛性を全断面有効の場合の 1/10 として、自重と強制変位 (実測の沈下量) を与えて各断面力を求め、安全性の検討を行った結果、断面破壊の終局限界状態に対して、最小の安全度は、隔壁で、ねじりと曲げの組合せに対して、9月7日の時点で与えられ、その値は約 1.2 程度であることが分かった。

3-5 沈下作業における安全管理方法

ひびわれ発生後の沈下作業における安全管理上、断面の破壊に対する安全性を確保しながら工事を進めるための管理指標を設定した。その際、側壁は、ケーソンの沈下とともに土圧を受けるため、曲げモーメントと面外せん断力が大きくなる。したがって、断面は曲げモーメント、面内および面外せん断力、ねじりモーメントの組合せ応力状態となり、現在の研究レベルでは正確な安全度の計算が無理であるので、とりあえず面内せん断とねじりモーメントの組合せと面内曲げとねじりモーメントの組合せにおける断面破壊に対する安全度を計算した。

(1) 不等沈下量と安全度

不等沈下量  $\delta$  を適当に仮定し、断面の破壊に対する安全度  $\gamma$  を計算した結果を Fig.10 に示す。

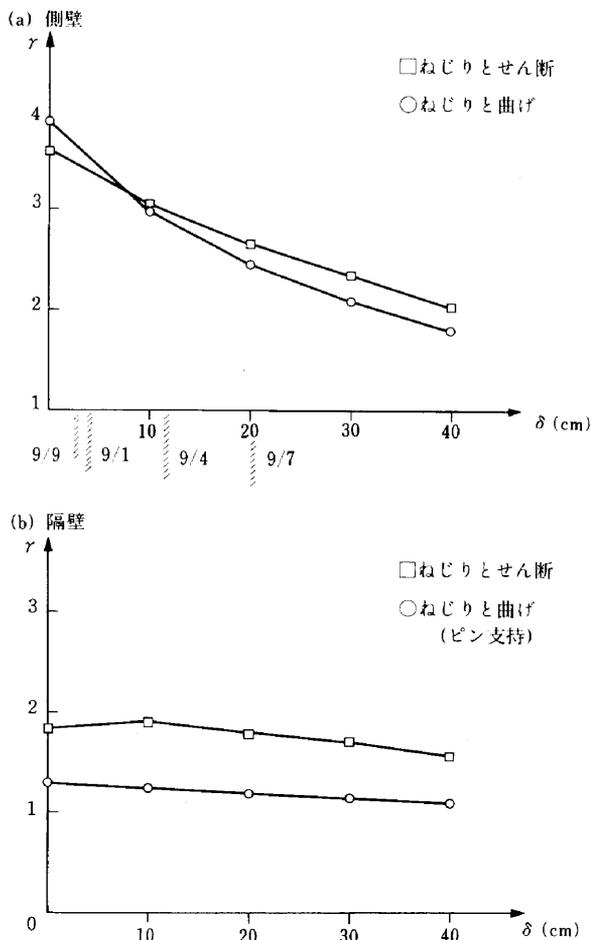


Fig.10 不等沈下量 δ と断面破壊に対する安全度 γ の関係

(2) 許容不等沈下量

Fig.10 の δ-γ 関係より、次のことが言える。

- ①側壁より隔壁の方が安全度が小さい。
- ②不等沈下による安全度の低下は側壁の方が大きく、隔壁は小さい。
- ③側壁、隔壁ともに、最小安全度はねじりとせん断の組合せではなく、ねじりと曲げの組合せにおいて与えられる。
- ④隔壁の曲げに対する安全度が小さい。

以上のことから、曲げに対する安全度を確保すれば、すなわち、Fig.7 に示した12支持の場合に与えられる曲げモーメントと同程度の曲げモーメント以下に制限すれば、不等沈下量をケーソンの安全度の指標と考えることができることがわかる。この時の許容不等沈下量としては、30～40cm程度の値以下を目標値となるように考えた。

(3) 側壁の支持条件

(2)において、不等沈下量をケーソンの安全度の指標と考えられるのは、曲げに対する安全性が確保される場合であることを示した。ここでは、曲げに対する安全性を確認するための指標について検討する。

荷重の内、自重は変えようがないので、ケーソンの支持条件を管理できれば、過大な曲げの発生が避けられる。

(4) 管理方法

今回のひびわれの発生に関して、断面破壊に対する安全性について検討を行ってきたが、その中でいくつかの仮定を立てざるを得なかった。これは、現状の技術レベルを考えるとやむを得ない。

以上の検討の結果、大胆ではあるがつぎのような管理方法を設定した。

- ①ねじりひびわれの発生は、やむを得ないものであり、不等沈下量 δ=30～40cm 程度までは許し得る。
- ②不等沈下よりも、側壁の支持条件が安全度に大きな影響を与え(側壁に関し)、側壁は Fig.7 に示す12点で支持することが必要である。

以上のとりあえずの指標値には問題があるため、現場においては各沈下ステップ毎に、ひびわれの発生の有無とひびわれ幅の変化について観測を行うこととした。そして、許容沈下量の2/3の値を超える場合には工事を中断し、ひびわれの詳細な測定結果からひびわれの急激な変化が認められた場合には、ケーソン側壁の内側を鉄筋コンクリート壁及び追加のストラットにより補強することとし、工事を再開した。

§ 4 . 大型オープンケーソンの今後の課題

永井橋橋梁の P 3 基礎の施工を通じて、大型オープンケーソンについての今後の課題がある程度浮き彫りにされたので、以下にこれについて述べる。

4-1 沈下作業時の施工条件の設定

オープンケーソン基礎に関する現行の技術基準には、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」や日本鉄道施設協会「建造物設計標準解説・基礎構造物および抗土圧構造物」がある。これらの技術基準の中で、側壁および隔壁の設計において、鉛直方向の施工時の検討を基準化しているのは前者である。すなわち、ケーソンが沈下作業に入った直後の状態で、①部分的に支持がなくなった単純支持状態あるいは、②底面の一部で支えられる片持支持状態について検討する方法を示しており、支持力の働かない区間、kl として、①の場合は k=1/4～1/5、②の場合は k=1/4 と考えてよいとしている (図-11参照)。

しかし、これらの施工時におけるケーソンの支持状況は、一般的な規模のケーソンに対する値であり、ケーソンが大型化した場合は不十分な場合があることが、永井橋の実績で明らかになった。

ケーソンが大型化した場合には、一般規模のケーソン

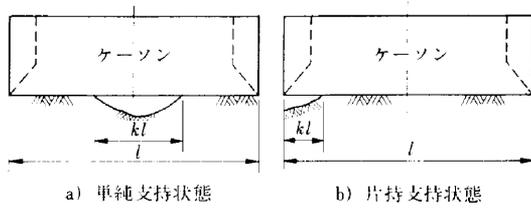


Fig.11 現行規準におけるケーソン沈下作業中の支持状態の設定

の場合に比べて、施工時に大きな断面力を生じやすく、設計時点でこれらを考慮する必要がある。しかし、設計段階において、どのように施工時の条件を設定するかはケーソンの規模、形状、土質等により異なると思われる、これらの施工条件の設定については今後の課題であろう。

4-2 沈下量の管理

大型オープンケーソンの沈下作業においては、一般規模のケーソンに比べて沈下管理を慎重に行わなければ、前述のように沈下作業時において断面力が生ずる可能性がある。このことから、沈下作業時における沈下量をいかにコントロールするかは重要な課題である。永井橋P3基礎工事においては許容沈下量を設定したが、この許容値以下に沈下量を抑える確実な施工法は存在しなかった。ケーソン躯体のレベルを常に測定し、許容量を越えていない場合は沈下作業を続行し、万一、許容量を越えた場合には沈下作業を中止し、善後策を考えるといった非常に消極的な管理の方法であった。

沈下させる地盤が軟弱な場合は、日活国際会館等の建築基礎で採用されたような棚付きの刃口構造により、沈下量をコントロールした実績がある (Fig.12 参照)。一方、地盤が固くて、ケーソンが沈下しにくい場合には、

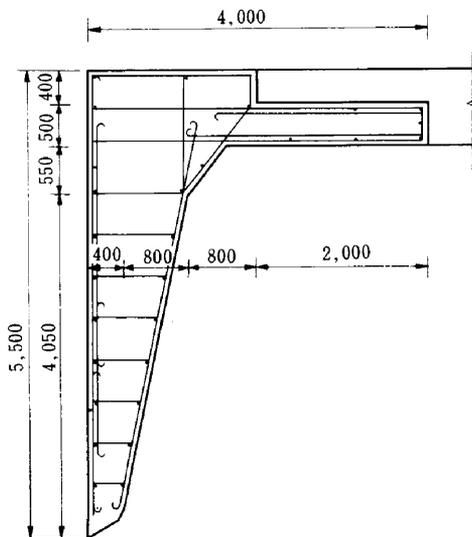


Fig.12 軟弱地盤用刃口例

沈下促進工法 (アースアンカー工法、載荷工法、振動工法等) を採用する必要がある。

しかし、ケーソンの沈下を十分にコントロールすることは非常にむづかしいのが現状である。

参考文献

- [1] 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法試案，コンクリート・ライブラリー第48号，昭和56年4月
- [2] 土木学会限界状態設計法小委員会：「せん断グループ討議資料」，昭和58年
- [3] 白石俊多：ケーソン工法の進化と現状，基礎工，Vol.8, No.7