

Rance 潮力発電所

La Technique Des Travaux/鹿島 達一  
プラスチック材料によるケーブルの被覆

Civil Engineering/高崎 一郎  
コンクリートのクリープによる死荷重の再分配

Автомобилиные дороги(自動車道路)/青柳 征夫  
埋設管周辺の土の挙動

Proc. of 6 th Int. Conf. on Soil  
Mech. and Foud. Eng./松井 家孝  
機能的なバラ荷埠頭計画

Proc. of A.S.C.E., WW/大隈 正登

Rance 潮力発電所

“L'usine Marémotrice de la Rance”  
Allary, R.

La Technique Des Travaux 42 Année-No. 1, 2,  
pp. 22~46, Janvier-Février (1966)

潮力を利用して、工業的規模の電力を供給する世界で最初の Rance 発電所は、フランス電力公社により第3次経済的社会的整備計画の一環として、1961年から着手された。潮汐エネルギーを利用するという考えそのものは、12世紀以来 Bretagne 地方の海岸で水車が見られたことから、非常に古いと思われる。

フランスにおける潮汐は半日周潮型で、24時間50分に満潮と干潮がそれぞれ2回あり、大潮は29.5日に2回新月と満月の2日後にあらわれる。地中海沿岸では、潮差は非常に小さいが、大西洋岸では、Gascogne 湾から Bretagne までは大きい。Manche 海では Brest から Mont-St-Michel 湾内に向かって潮差が増大し、Mont-St-Michel 湾では世界最大の部類に属し、大潮平均潮差12.50m、春秋分大潮で14.60mに達する。Rance 河口内でも潮汐は非常に強く、大潮平均潮差が10.90m、春秋分大潮潮差が13.50mである。エネルギー的見地から見て、潮力発電地点としての干潮域の具備すべき条件はつぎの2点である。

- 1) 潮差が十分に大きいこと
- 2) 多量の使用可能水量を貯えるための広い貯水池が確保できること

St-Malo と Dinard の間から Manche 海に注ぐ Rance 河口が、以上の点に関して非常に有利であることがわかった。締切りによってつくられる貯水池の最低低潮面(0)と最高高潮面(+13.50m)の間にくまられる。使用可能容量は $1.84 \times 10^6 \text{ m}^3$ になる。また貯水面積は、水位が+13.50mのとき2200haである。この河口内の Rance 河による流量は、潮汐による流量に比較して無視できる

程度である。最大の流量は春秋分大潮のときに生じ、 $18000 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。流れは比較的強い方で、潮差の大きいときには $2 \sim 2.5 \text{ m}/\text{sec}$ に達する。河幅は750m、河床高はもっとも低いところで-13m、すなわち春秋分大潮満潮潮面から26.5m下である。岩盤は片麻岩からなり、河の向きに輝緑岩の層で横切られている。図-1は本河口における潮位変化の模様を图示したもので、これによると平均潮で8.5m、小潮平均でもなお5m以上の潮差がある。

潮汐エネルギーの使用方式としては、図-2, 3に示すような片道式と往復式がある。片道式は、満潮時に貯めた水を干潮時近くで使用する、1潮汐周期に1回発電の型であるのに対して、往復式は満潮時に貯水池に入る流れを利用し、干潮時には海に出る流れを利用する、1潮汐周期2回発電の型で、両方式とも揚水を併用すればさらに有利な運転ができる。Rance 発電所に設置される発電機は、海→貯水池、貯水池→海の2つの向きに1台で、発電も揚水も可能なタイプである。これにより、潮差と1日の間のエネルギー値の時間的変化により最適な運転サイクルを選択し、揚水を併用して、潮汐の月のリズムからはなれて人間活動と合う太陽のリズムに近づけることができるであろう。

図-4は、Rance 計画における構造物の平面配置である。構造物は、最低低潮面から15mの高さに統一され

図-1 Rance 河口内の潮差

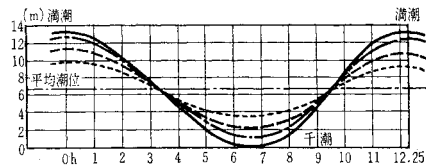


図-2 片道式運転

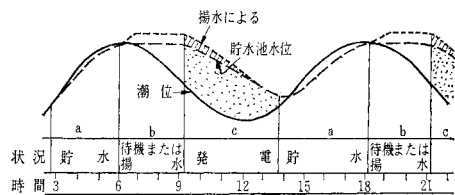
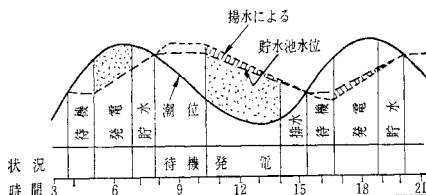


図-3 往復式運転



た4種の工事によって建設されている。それらは左岸から順に、開門、発電所、ダム、水門である。

発電所は、開門とダムの間 Rance 河の深い部分に位置し、長さ 386 m の鉄筋コンクリート トンネルの形式で、資材受けおよび組立部はそのうちの 52 m を占め直接岩盤上に建設される。発電機部は杭基礎によって支持され、334 m におよぶ、発電機に水を導く導水管は底部に設置され、長さ 53 m、樽型断面を有し、断面積は海側、貯水池側とも約 100 m<sup>2</sup> である。大きな資材は左岸の崖に接している建物から入れられ、昇降機により 22 m 下がって貨車により、開門の下を通る通路(長さ 80 m、高さ 7 m)をとおって資材受場に運ばれる。1台につき 10 000 kW の性能をもつ、可逆式発電揚水両用の「bulbe」型発電機 24 台が設置される。水車は 24 枚の案内翼をもつ Kaplan タイプであって、輪部は径 5.35 m で 4 枚の羽根をもつ。交流発電機は、この水車と直結していて、絶対気圧 2 バールに加圧されたオゾープ内で回転する。発電機全体は 13.4 m の長さで、導水管中に 12 枚の固定された前方案内翼によって固定される。電力は 80 000 kVA の変圧器 3 台によって、電圧を 3.5 kV から 220 kV に変圧されて送電される。

水門は、右岸側 115 m にわたって 6 門設置される。形式はスルースゲートで、1 門の幅は 15 m、高さは 10 m である。また海岸と貯水池側の水位差が 1 m のときの総断面積 900 m<sup>2</sup> の水門の通水能力は約 5 000 m<sup>3</sup>/sec である。通常の河川の水門は、洪水のときに何日間か操作されるだけであるが、これらの水門は、その役割が発電機運転サイクルの中で貯水池の排水と貯水を加速することにあるため、1日に何回か作動しなければならない。

ダムは、水門と発電所の間を結ぶもので、ロックフィルタイプであって、コアには無筋コンクリートを用いている。全長 160 m、底部幅は 100 m 平均である。

開門は、完工後はもちろん施工中も水運を確保するもので左岸に建設され、長さ 65 m、幅 13 m、底面高 +2 m である。

これらすべてが完成するとその上には、1車線当り 7 m の道路が 2車線通じて Rance 河両岸を結ぶことになり、St-Malo と Dinard の交通が改善される。

この工事の困難さは、潮位変動の大きいこと、およびそのために生じる両向きの流れの強いことにあった。したがって、1日に4回引き潮と満ち潮のときに流れをせき止める必要があった。Rance 河口内は工事前では、大潮平均の最大流量は 15 000 m<sup>3</sup>/sec で半潮近くに生じた。これは平均流速にすると 4 ノット、すなわち 2 m/sec のオーダーである。この条件は、これだけですでにきびしいが、河口を締切って行くにつれて流積が減るため、流速が次第に増してますますきびしくなった。そのため、施工時の状態を究明するために 1/150 の潮汐模型による実験を行なって、もっとも良い施工段階を決定した。すなわち、構造物の建設は 2 段階に分けられ、3種の止水囲障内で気中工事によって行なうことが決定され、1961年1月から開始された。第1段階では、開門と水門が両岸の止水囲障内で建設され、これらは 1963 年までに完了した。また現在実施中の第2段階では、発電所とダムが巨大な中央止水囲障内で施工されていて、これは 1966 年上半年中に終る予定である。この施工方式による利点は、

- 1) 水運を中断しないこと
- 2) 水門の完成後はより良い安全条件下で工事を継続できること

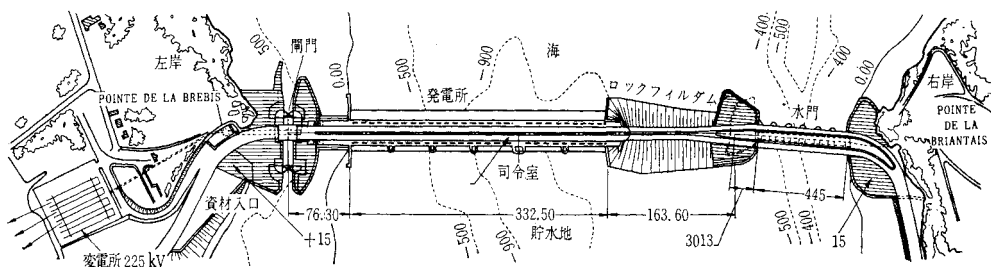
である。つぎに少しく工法を述べる。

まず、開門の止水囲障は低潮時にあらわれる河床に、左岸を囲むコンクリートの重力壁によってつくった。この工事は、1961年初めに開始され、9月に完了し、さらに 13ヵ月を要して開門が完成した。

また、水門の止水囲障は、高さは最高潮位より少し高い +14 m で、岸に接続する部分と海中のコンクリート壁体の 2部からなる。右岸への取付から徐々に進んでつくられた部分は、40 cm 幅、10 mm 厚のシートパイル製の砂詰め円形セルの間をさらに同じパイルの円弧によって結んだ形式であった。セルの直径は 19 m、高さは 15~20 m であった。

中央部止水囲障は、海岸の北囲障と南囲障に分けて施工された。Rance 河を締切り、河口と海を分けたのは、長さ 600 m のこの北止水囲障で、高さは +14 m であった。まず水門の場合と同じ形式の円形セル 10 個を両側

図-4 平面配置



からつくり、模型上の検証にもとづき、間隔が 360 m になったところからはつぎの施工順序による。

1) 砂詰めした鉄筋 コンクリート ケーソンによる支点の建設。ケーソンの個数は 19 で、中心間隔は深さにより 18~21 m、高さは 20~26 m。

2) ケーソンの間隔を一つおきにシートパイルの円弧で結んで締切り、砂詰めして大きなセルにする。写真-1 は 1963 年春のこの段階を示している。

3) 上記のセルの間げきを、同じようにシートパイルのセルで埋める。

この工事が進んで流れが激しくなる頃には水門が完成し、流れを軽減できた。Rance 河の締切りは、1963 年 7 月であった。止水工に 18 ヶ月を要した。海岸と河口内との水位差は 5 月末で 2.1 m、6 月末には 3 m にも達し、締切りに近い時期には洗掘が懸念された。締切り以後、河口内の水位は水運を確保して +8.50 m に保たれ、南止水圍障は静穏な状態で施工された。形式は同じくシートパイルによる砂詰めセルで、高さは +9 m に低められた。これは 1963 年 10 月に完了した。止水圍障内が排水されると同時に発電所およびダム工事が開始され、現在発電所の土木工事は 95% 終り、9 基の発電機の組立が進んでいる。これらの構造物が水中に入るのは 1966 年上半期中と予定されており、全体の完工は 1967 年秋の予定である。写真-2 は 1965 年 12 月現在の工事場の全景である。

工事量を数量的に示すと、土工 400 000 m<sup>3</sup>、コンクリ

写真-1

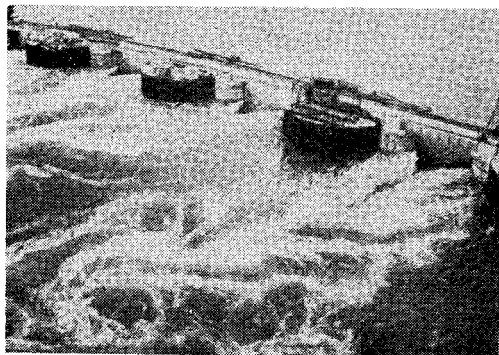
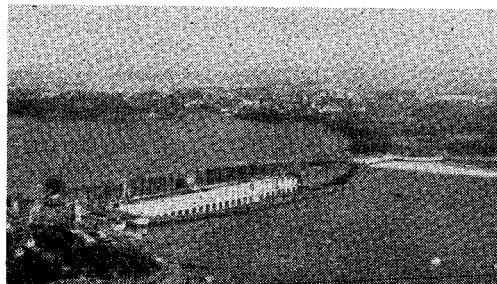


写真-2



ート 390 000 m<sup>3</sup>、鉄筋量 15 000 t、中詰砂 460 000 m<sup>3</sup>、パイル 13 000 t、止水圍障によりしゃ断した面積 90 000 m<sup>2</sup> である。

なお、完成した後の電力供給量は、年間正味 544 GWh で、その内訳はつぎのとおりである。

貯水池→海向きの発電	537 GWh
海→貯水池向きの発電	71.5 GWh
計	608.5 GWh
揚水に要する電力量	(-) 64.5 GWh
正味生産電力量	544 GWh

(鹿島 達一)

## プラスチック材料による ケーブルの被覆

“Plastic Cable Covering Introduced on  
California Suspension Bridge”  
J. Durkee, J.L. & Shaw, G.B.  
Civil Engineering, Vol. 36, No. 2  
pp. 63~67, February (1966)

多数の心線を空中で紡ぎ、1本のケーブルに仕上げる方法が発明されたのは、1820年代であり、その防錆処理として、ロープの周囲に細い鉄線を密に巻き付け、外側に塗装を行なう技術が開発されたのが1841年である。その技術によって架設された第1号の吊橋は、ピッツバーグの水路橋であり、スパン 50 m 余り、1845年のことである。

以来一世紀以上にわたって架設された吊橋のケーブルのほとんどが例外なく、また使用材料等細部に多少の変化はあるにせよ、現在でもこの方法が大小吊橋のケーブル処理の基本となっている。

その構造物の性質上、劣化の程度を詳細に調べるのはきわめて困難であるが、いくつかの報告によれば、上記によって処理されたケーブルの耐久性はかなりまちまちで、十数年にして補修工事を必要とするものもあれば、数十年を経過し橋本体が使用に耐えなくなって後もきわめて良好な状態にあった例もある。しかし、現在アメリカ国内に存する吊橋のケーブルには数多くの欠陥が発見されているのは事実であり、特にアンカー部分の劣化が顕著である。

ここに報告するのは、Bethlehem Steel と E.I. du Pont 社によって開発され、昨年完成されたカルフォルニアの吊橋 Bidwell Bar 橋 (中央径間 342 m) に採用されたまったく新しいケーブル処理方法であり、すべて高分子化合物を材料に用いているのが特色である。その構造の大略は 図-1 に示すとおりであり、ケーブルに全死荷重が作用した後、始めて処理作業を開始するのは

図-1

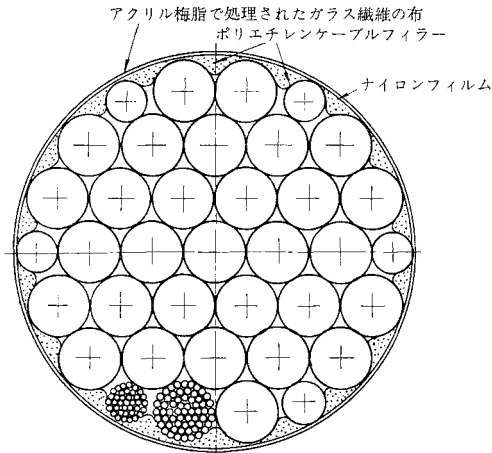
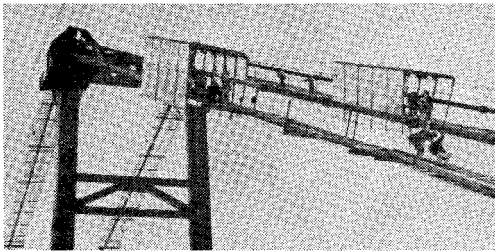


図-2



従来どおりである。ファイラーはアルミニウムに代ってゴム状のポリエチレンを用い、その上にナイロンフィルムが巻かれる。この二つは野天作業であるが、以後の作業は材料の性質上、風雨や直射日光を避けるための覆いの下で行なわれる(図-2)。ナイロンフィルムの上にはガラス繊維の布を巻き、アクリル系樹脂で固める。さらに二層のガラステープ層をアクリル樹脂で処理した後表層を仕上げる。表層は二層より成り、外側は完成後点検作業の足場とすべく砂をふくむ樹脂で処理し表面を粗く仕上げる。

一連の作業は、2本のハンガーケーブルの間を一単位として行なわれ、最後に十分可撓性のある樹脂でハンガー取付部分を包むことによってケーブルの防水は完全になるのである。樹脂は混合されてから約20分間で作業性を失ってしまうので、作業の迅速性は重要な問題であり、事前に疑似ケーブルによって十分作業員の訓練を行ない、さらに樹脂の最終的混合を足場ケーブルの上で行なった結果、従来のケーブル処理を行なったと仮定した場合の約2/3の時間で全作業を終了することができた。

さて、この新しいケーブル処理方法の特色として、

1) 吊橋ケーブルの処理方法としてきわめて単純であり、作業性高く、かつ経済的である、2) ケーブルの全長にわたってきわめて均質で、厚さも2~3mmに過ぎ

ない、3) きわめて優秀な耐候性を期待できる、4) 自由に着色でき、しかも退変色しない、5) 点検時の足場として優れている、6) 材料そのものが可撓性を有し、ケーブルの変形にきわめて良く追従する、7) 温度変化による硬化、軟化等がない、8) 仮に部分的に破損しても補修がきわめて簡単にできる、9) 保守作業がほとんど不用である(塗装作業不用)、等があげられよう。吊橋ケーブルの被覆として要求される厳密な規格を満たすことはもちろんであり、各種の試験にも良好な結果が得られている。

(委員 高崎 一郎)

## コンクリートのクリープによる 死荷重の再分配

“Перераспределение усилий от постоянной нагрузки вследствие ползучести Бетона”

ДЕЛОС, К.П.

Автомобильные дороги (自動車道路)

pp. 23~25, 4月(1960)

架設時に上下に組み合わせを行なうPCあるいはRC部材は、通常、コンクリートの配合、材令などが異なる。このため、上下の部材間の死荷重の分配率は、長期間を経過した後に架設時とかなり異なったものとなる。現在、合成橋梁の設計においてコンクリートのクリープによる死荷重の部材間の再分配は、多くの場合考慮されないのが普通である。本論文は、この問題を解決しようと試みたものであり、部材間の死荷重の分配率を決定する簡単な計算式を示している。

下側の部材1は、死荷重  $P_{01}$  によって初期たわみをもっていると仮定する。後に部材1は上側の部材2と結合され、クリープの進行にともなって、上下の部材は共同して働くことになる。一般性をもたせ、部材1に作用する荷重様式と部材2に伝達される力を種々に考え、上下の部材の剛性が異なり、部材のクリープ変形の法則および載荷時間の差をも考えるとき、途中の計算をはぶけば、つぎの微分方程式が成立する。

$$\frac{dP_{t2}}{dt} + \frac{P_{t2}[\varphi_{t1}' + (A-1)\varphi_{t2}']}{A} - \frac{P_{01}\varphi_{t1}'}{A} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $P_{t2}$ —時間  $t$  において部材2に作用する荷重

$$A = \left( \frac{r_2 E_1 I_1}{r_1 E_2 I_2} + 1 \right)$$

$r_1, r_2$ : 荷重の様式により異なる係数

$\varphi_{t1}, \varphi_{t2}$ : 部材のクリープ変形係数であって、

$$\varphi_{t1} = \varphi_{k1}(1 - e^{-B_1 t}), \quad \varphi_{t2} = \varphi_{k2}(1 - e^{-B_2 t})$$

とする。ただし、 $\varphi_{k1}, \varphi_{k2}$  は最終クリープ変形係数である。

式(1)を解けば、部材2に任意の時期に作用する荷重

値は次式で与えられる。すなわち、

$$P_{k2} = P_{01} Q(t) (1 - e^{-D-R(t)}) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$$Q(t) = \frac{\varphi_{k1}}{\varphi_{k1} + (A-1) \varphi_{k2} \frac{B_2}{B_1} e^{-(B_2-B_1)t} + B_2 t_0} \dots\dots\dots (3)$$

$$D = \frac{1}{A} \varphi_{k1} (1 - e^{-B_1 t_0}) \dots\dots\dots (4)$$

$$R(t) = \frac{1}{A} [\varphi_{t1} + (A-1) \varphi_{t2}] \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $t_0$ ：両方の部材の載荷時間の差である。

$t = \infty$  においては、

$$P_{k2} = P_{01} Q_k (1 - e^{-D-R_k}) \dots\dots\dots (6)$$

$$Q_k = \frac{\varphi_{k1}}{\varphi_{k1} + (A-1) \varphi_{k2} \frac{B_2}{B_1} e^{B_2 t_0}} \dots\dots\dots (7)$$

$$R_k = \frac{1}{A} [\varphi_{k1} + (A-1) \varphi_{k2}] \dots\dots\dots (8)$$

部材1に作用する荷重はつぎのようになる。

$$P_{k1} = P_{01} - P_{k2} = P_{01} [1 - Q_k (1 - e^{-D-R_k})] \dots\dots (9)$$

これらの理論式を実験結果と比較するため、断面 6×10 cm、長さ 170 cm の PC ばり 6 本を製作し、試験を行なった結果、理論値と実験値は数パーセント以内の差でよく一致していた。

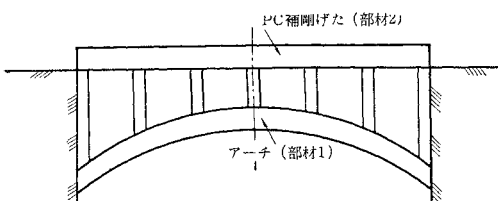
つぎに実際のアーチ・補剛桁合成橋におけるコンクリートのクリープによる死荷重の再分配を調べてみよう(図-1 参照)。

最初に下側のアーチ 1 を施工し、つぎにこの上に補剛桁 2 をとりつける。最初は、全死荷重がアーチだけに作用するが、後にコンクリートのクリープによってアーチから補剛桁に荷重が再分配される。

アーチおよび補剛桁のスパンを  $l = 50$  m、アーチのライズを  $f = 8$  m、 $f/l = 1/6.5$  とし、 $E_1, E_2$  をそれぞれアーチおよび補剛桁のコンクリートの弾性係数、 $F_1, I_2$  をそれぞれアーチの断面積および補剛桁の断面二次モーメントとする。

アーチの軸線が二次放物線で等分布荷重が作用するとすれば、拱頂のたわみは構造力学でよく知られた公式を数値積分することにより簡単に求めることができる。

図-1



等分布荷重によるアーチの拱頂および補剛桁のスパン中央における弾性たわみは、それぞれ、 $\Delta_1 = \frac{2700q}{E_1 F_1}$  および  $\Delta_2 = \frac{82000q}{E_2 I_2}$  である。したがって剛性係数  $A$  はつぎのようになる。

$$A = \frac{82000 E_1 F_1}{2700 E_2 I_2} + 1$$

$$F_1 = 1 \text{ m}^2, I_2 = 5.0 \text{ m}^4, E_2 = 1.4 E_1$$

とすれば  $A = 4.3$  となる。

最終クリープ係数を  $\varphi_{k1} = 3.0$  および  $\varphi_{k2} = 1.5$  とし、載荷時期を同じ、すなわち、 $t_0 = 0$  と仮定する。このことからクリープが終了した後に補剛桁に作用する荷重は、式(6)において  $D = 0$  であることを考慮して求めることができる。すなわち、

$$q_{k2} = q_{01} Q_k (1 - e^{-R_k})$$

ここに、

$$Q_k = \frac{\varphi_{k1}}{\varphi_{k1} + (A-1) \varphi_{k2}} = \frac{3.0}{3.0 + 3.3 \times 1.5} = 0.38$$

$$R_k = \frac{1}{A} [\varphi_{k1} + (A-1) \varphi_{k2}] = \frac{1}{4.3} (3.0 + 3.3 \times 1.5) = 1.88$$

ゆえに

$$q_{k2} = q_{01} Q_k (1 - e^{-R_k}) = q_{01} \times 0.38 (1 - e^{-1.88}) = 0.32 q_{01}$$

両方の部材に短期荷重が作用する場合、部材 2 へ弾性的に分配される荷重はつぎのようである。

$$q_2 = q_{01} \frac{1}{A} = q_{01} \frac{1}{4.3} = q_{01} \times 0.23$$

上述のように、合成構造部材では、コンクリートのクリープによる死荷重の再分配を考慮することが必要であるといえる。(委員 青柳 征夫)

## 埋設管周辺の土の挙動

“The Action of Soil around Buried Tubes”  
Luscher, U. and Höeg, K.

Proc. of 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. II, Div. 5, pp.396~400(1965)

本論文は、埋設管が地中で大きな応力をうけるとき、周囲の土の拘束の影響で管の耐荷力が無拘束の場合に比して、大きくなる機構について一般的に論じたものである。

埋設管が地中で大きな力を受けるのは、アースダムの自重・道路や飛行場における交通荷重・原爆からの動的な圧力波などが作用する場合であって、管の耐荷力に対して意味のある解析を行なうには、この問題を管と周囲の土との相互作用として把握すべきことを強調し、この相互作用をつぎの3種に大別している。

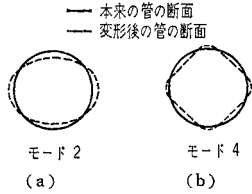
- 1) 管への土圧の再分配

2) 管の変形に対する周囲の土の拘束

3) 土のアーチング作用

著者らは、これらの相互作用を調べるため、乾燥砂中可撓性の管を水平に埋設し、高い盛土の自重または土表面からの静荷重を加えて実験を行なっている。以下に各相互作用についての研究成果を要約する。

1) 管への土圧の再分配 はじめ真円形であった管断面が上載荷重によって 図-1 (a) に示すようなだ円形に変形する場合、側方から 図-1 管の変形のモードの例



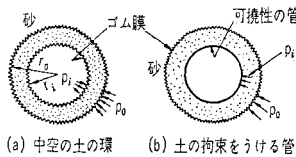
側方から 図-1 管の変形のモードの例  
 — 本来の管の断面  
 - - 変形後の管の断面  
 モード 2 (a)      モード 4 (b)  
 側方から 図-1 管の変形のモードの例  
 — 本来の管の断面  
 - - 変形後の管の断面  
 モード 2 (a)      モード 4 (b)  
 側方から 図-1 管の変形のモードの例  
 — 本来の管の断面  
 - - 変形後の管の断面  
 モード 2 (a)      モード 4 (b)

2) 管の変形に対する周囲の土の拘束 周囲が拘束されていない場合に生ずる座屈のモードよりも、拘束があるために生ずる 図-1 (b) のような高次のモードでの座屈に対して、周囲の土の拘束が座屈に対する抵抗力を増大させるように作用する。管が周囲の土によって弾性的に支持されている場合、その座屈応力は次式で与えられる。

$$p^* = 2\sqrt{(k_s EI)/r^3} \dots\dots\dots (1)$$

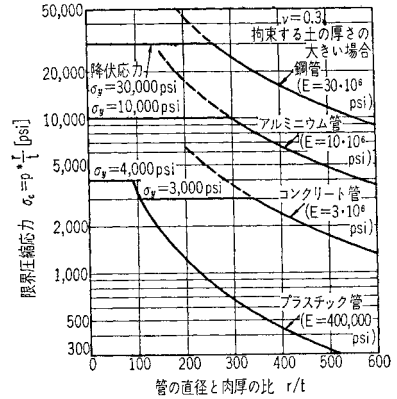
- ただし  $p^*$ : 一様な直径方向の座屈応力
- $EI$ : 管のたわみ剛性
- $r$ : 管の半径
- $k_s$ : 土の反力係数

この  $k_s$  は一定の値をもっているものではなく、例えば可撓性の管の周囲にうすい砂の環を考えると(図-2)、実験データから逆算さ



れる  $k_s$  は、砂の環の内部から一様な外向きの土圧が作用したときの砂の環の抵抗に等しく、環の大きさ、砂の弾性的な性質、砂の環の中でのアーチング作用などに支配されるものである。図-3 は式 (1) を適用して種々の材料の管周辺が同一の拘束条件の場合、なめらかな管が破壊する限界応力を管径と肉厚の比に対して表わしたもので、種々の材料の管が圧縮による破壊から座屈による破壊へと移行する様子

図-3 土の拘束をうける管の強度



がわかる。値と理論値との対比を行ない、土圧の再分配、アーチング作用を考慮すれば、式 (1) で示される理論値が十分満足のいく解としてきつつかえないことを示している。

3) 土のアーチング作用

上載荷重が管に伝達される場合、土中に形成されるアーチ(三次元的にはドーム)により管に働らく土圧はいちじるしく小さくなる。この場合、管は純圧縮をうけるか剛体として考えている。従来土のアーチング作用に対するもっとも簡単な理論は、土中の落込板の両端から立ち上る仮定の鉛直すべり面の間の土重量とすべり面に作用する鉛直方向の力の平衡から導かれた。しかし仮定の鉛直すべり面に作用する水平方向の圧力を確定できず、経験的に静止土圧係数や主動土圧係数から求めていた。著者らは管周辺の砂の環(図-2)に対して環状推力作用を考えている。実験の結果によれば、外部から放射状にかかる圧力に対する破の環の耐荷力は、

$$p_o = p_i (r_o/r_i)^{(2 \sin \phi / (1 - \sin \phi))} \dots\dots\dots (2)$$

ただし  $\phi$ : 砂のせん断抵抗角

で表わされ、周囲の砂に拘束された管の圧縮性が大きくなると、管にかかる圧力  $p_i$  と加えられた圧力  $p_o$  との比は、1/5 まで低下することが認められた。すべり面に作用する水平力を見出すことが困難な鉛直すべり面解析と対比してみると、この方法では、静止土圧係数や主動土圧係数を用いる代りにアーチの水平分力を考えればよいことになり、鉛直すべり面解析よりも経済的な設計が可能であるとしている。

(委員 松井 家孝)

## 機能的なバラ荷埠頭計画

“Functional Planning of Bulk Material Ports”  
Oberman, L.S.

Proc. of A.S.C.E., WW Vol. 91 No. 2, pp. 17~25

輸送手段に対する技術的進歩に基づき、港湾埠頭の改善、進歩が要請されることになった。低コストの荷役による大量貨物の輸送を目指して、埠頭の計画は本質的に改められることになった。

“マスプロ技術の大量輸送への応用”は、現在の輸送手法の革新を如実に示している。ベルトコンベヤーによる自動化、“ユニット貨物”の応用は輸送コストを大幅に下げることになった。大きい“ユニット”の貨物は、荷役コストのダウンの重要なポイントであり、トラック、貨物車両、輸送船は段々と大型化してきた。

特に最近の輸送船の大型化はいちじるしく、半面これらの大型船舶に対して十分な水深の埠頭は世界においてもあまり多くはない。これに対処する方法としては、しゅんせつかまたは別の施設を建設するということが考えられる。しゅんせつコストが他とのつり合上駄目な場合、“埠頭を船舷まで延長する”方法が進められなければならない。この場合、陸から船までの輸送線としてコンベヤーシステムの利用が考えられることになる。

陸上における輸送は、まだまだ鉄道にたよる部分が大きく、その最近の進歩により“ユニットトレーン”という考え方ができた。“ユニットトレーン”はターミナルにおける“非流通”“非生産”的な時間を短縮させ、ユニット荷役によるコストダウンという意味で大型輸送船と良い対称をなすといえる。

沖、陸における輸送の技術的進歩にともない、埠頭計画者は“バラ荷の遅滞なき流通”と“輸送コストのダウン”の問題に正面から立向わなければならないようになった。

1) コンベヤーシステムによる石炭積出し シドニー（オーストラリア）の南方にあるコールクリフにおける対日石炭、コークス輸出（約100万t）のために計画された石炭積出埠頭は、コンベヤーシステムの利用によるものである。以前は遠方の適当な港まで鉄道輸送を行ない、そこから船舶により輸送していた。コールクリフから直接船舶により輸送するために、適当な埠頭形式について研究、検討がなされた結果、ベルトコンベヤー形式が取られることになった。

ここの地形は急な崖、段丘で、海もあまり静穏とはいえず、一般的な形式の岸壁では実用的でなく、沖側へ2000ftの地点に荷役基地を設け、その間はずり橋によ

りベルトコンベヤーをとおす案が考えられた。先端の荷役基地は深い水深の箇所（-45ft）に予定されており、重力式の構造物により安定を保つ必要がある。またドルフィン、防舷材が用いられ、荷役基地施設に対する船舶の衝撃エネルギーを弱めるようにされている。荷役基地施設は、鋼矢板による円形セル構造で、底部はトレミーコンクリートによりシールされている。また、中詰は、岩石が用いられ、上部は鉄筋コンクリートによりコーピングされている。

2) コンベヤーシステムによる原鉱石積出し “埠頭を船舷に近付ける”という考え方は、原鉱石の積出し施設において実用化されている。以前は軽荷役による原鉱石の積出しが多かったのであるが、不便さ、時間、コストの点で問題があった。

コンベヤーシステムによる場合、施設としては、トラックホッパー、陸における供給施設、ベルトコンベヤー荷積施設が必要である。

3) ユニットトレーン ユニットトレーンは、最近大きく注意されてきたもので、バラ荷埠頭の計画において考えるべき重要な要素となってきた。大量、高速輸送、ユニットの大量バラ荷輸送の考え方は非常に一般化し、実用化されてきた。ユニットトレーンは鉄道機能を最大限に利用するものである。ユニットトレーンは大容積車両よりなり、いろいろな貨物に対して操作できる荷役装置を持っている場合がある。

最近の例によれば、20秒の間に100tもの石炭を荷おろしできるホッパーを備えた4000ft<sup>3</sup>の容積の車両がある。ユニットトレーンは編成として扱い、修理のときのみ、その編成を解く。コストダウンのキーポイントは、貨物の種分け、中継地における時間の無駄がないこと、チャーターされたものとして使われることである。

ユニットトレーンによる場合、埠頭に貨物の仮置をしないために、倉庫の必要性が非常に少なくなる。高速のベルトコンベヤーが陸上輸送施設と船舶とを結び、棧橋構造は非常に簡便なものでよく、それに要するコストは他に比べて非常に低くなる。

以上述べたように、貨物輸送技術の進歩にともない埠頭計画者はその従来の考え方を変えなければならないようになってきた。重要な点は、埠頭を輸送の流れ（鎖）の中の“つなぎ目”として考えるべきことである。埠頭の計画（設計）におけるポイントは、構造的なことより、その機能、方法等である。

機能面より考えることにより、埠頭の建設コスト、埠頭の維持運営コストを下げるができる。

（大隈 正登）