

I. まえがき

宮城県仙台市にある配水池内において、水位調整弁用として取り付けられたホームポンプが、水位調整弁の急閉塞により水撃圧が発生し、ポンプが破損するという事故が起きた。全国水道研究発表会において水撃圧発生の実地調査について、土木学会東北支部の講演会においてこの現象をMODEL化した理論解析について述べた。今回は小型の実験装置を作った水撃圧実験について述べることにします。

II. 水撃圧実験

1. 実験装置

図-1のように上の水槽(1.7m×3.2m×1.2m)より下の水槽(1m×1m×1m)に鋼管(内径52.35mm, 管厚4.23mm, 長さ約20m)をつなぎ、下の水槽より3.5m上流部にQuick closing valve(手動globe valve)を取り付け、その手前30cmに圧力変換器を取り付ける。下の水槽に落ちた水はポンプにより上の水槽へあげられ、上の水槽の水位をほぼ一定に保つことが出来る。

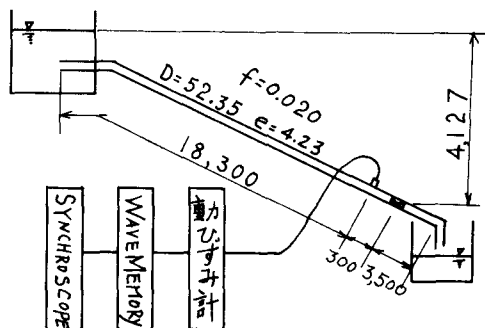


図-1 実験装置

2. 実験方法

落差4.13mを利用して水撃圧の発生した現場と同じ0.57m/secの流速を作り出し、valveにて急閉塞することにより水撃圧を発生させた。発生した水撃圧は圧力変換器より動ひずみ計を通り、Wave memoryにて波形を記憶させ、その後、Synchroscopeに拡大して波形を写し出しカメラにて撮影した。前もって計測したある圧力と電圧の関係グラフによつて、この波形(電圧)が何気圧であるか判り出せるようになる。図-2 水撃圧の波形

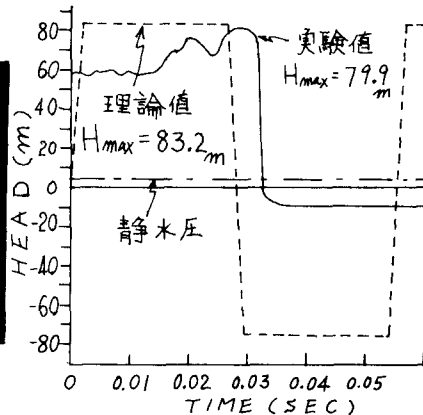
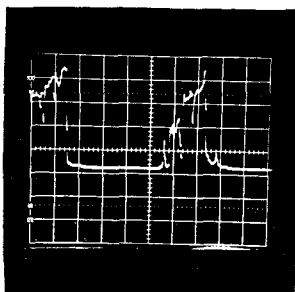


図-3 理論値と実験値

3. 実験結果

図-2は実験結果として撮影された水撃圧の波形であり、そのpeakの最大値を理論値と重ね合わせたものが図-3である。この結果より、圧力波が管路を伝播した時刻は0.03sec($t = \frac{L}{a}$)でWave Speedは平均、1236m/secとなり、最大圧力上昇は79.9m(7.99kg/cm²)であった。

III. 水撃圧の理論

1. WAVE SPEED (a) の理論値

Wave Speed a は $a = \left[\frac{K}{\rho} \right]^{1/2} / \left[1 + \left(\frac{K}{E} \right) \left(\frac{D}{e} \right) C \right]^{1/2}$ で表され、 C は管の固定条件によって異なる。ここでは管の上流端のみ固定されているので $C = 1 - \frac{1}{2}$ であると仮定した。使用されている鋼管($D=52.35$ mm, $e=4.23$ mm)のPoisson's Ratio $\mu=0.03$, 弾性係数 $E=3 \times 10^7$ psi $= 20.68 \times 10^{10}$ Pa, 又、水の体積弾性係数 $K=3 \times 10^5$ psi $= 2.07 \times 10^9$ Pa, 水の密度 $\rho=1.94$ slug/ft³ $= 999.8$ kg/m³ を代入するとWave

Speed $a = 1368.08 \text{ m/sec}$ となる。

2. 水撃圧の理論と理論値

管内における水撃理論は一般に一次元非定常流として取り扱う, Euler の運動方程式は $\frac{dV}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{dP}{ds} + g \frac{dz}{ds} + \frac{1}{\rho} |V| V = 0$ となる, 又, 連続方程式より $\rho \frac{dV}{ds} + \frac{1}{V} \frac{dP}{dt} = 0$ が与えられる。 $P = \gamma(H - z)$ を置換すれば, 特性曲線法によ, H と V について解かれるのであるが, ① $\frac{dP}{ds} = \sin \theta = 0, \frac{dP}{dt} = \frac{dP}{ds} \frac{ds}{dt}, \frac{dV}{dt} = \frac{dV}{ds} \frac{ds}{dt}$ とおく approximate method と ② $\frac{dP}{ds} = \sin \theta \neq 0, \frac{dP}{dt} = \frac{dP}{ds} V + \frac{dP}{dt}, \frac{dV}{dt} = \frac{dV}{ds} V + \frac{dV}{dt}$ とおく Complete method の2方法がある。 ①の方法は管の傾斜が含まれていないが良い結果が得られる, 又, 解も安定している。 ②の方法は傾斜並びに完全微分も含まれているので精密であるが, 解の不安定をもたらす場合があるので注意を要する。 実験装置の上流端は水槽なので Upstream Boundary Condition は $H =$ 静水圧となり, V はこの式を使用する。 Downstream Boundary Condition は quick closing valve と globe valve の流量特性を持つ, とはいえるが, ここでは瞬時的に急減速をするので, 弁は直線的に閉塞するものと仮定して解析を行なう。 理論値は図-3のように圧力波が管路を往復した時間 ($t = \frac{2L}{a}$) は 0.028 sec , 圧力上昇は 83.21 m (8.321 kg/cm^2) となり, 理論値と実験値は非常に良い一致を示した。 但し, 負圧において, 実験値は圧力が大気圧 (1気圧) より下がった時より liquid foil, liquid vapor, gas, cavitation 等 蒸気化が始まり絶対の気圧に近づくことが以下にはならない, 又, Column Separation によりオニ波の立ち上がりが遅れる。 しかし, 理論値は Column Separation に対する修正をしていないので, 実験値とは一致していない。 この奥については私の今後の研究課題の一つである。

IV. 結論

本市における送水システムは図-4の下配管のように一度海底-8.1mに流下してから海拔43.7mまで上がるのであるが, MODEL IIにおいては浄水場と配水池を直線と結んでおくと仮定して理論解析している。 現地調査では水位調整弁の上流側に自記録の流量計と圧力計を設置して同時観測を行なった, その時の最大圧力は 6.2 kg/cm^2 で, 最大流量は 100 TPD ($0.027 \text{ m}^3/\text{sec}$) であり, 流速は 0.566 m/sec であった。 又, 静水圧は 3.5 kg/cm^2 であり, 管路長を 20 m と仮定してのコンピュータ解析結果 (MODEL I) は 10.55 kg/cm^2 の圧力上昇となった。 算, これまで発表した結果と今回の結果とをまとめたものが次の表である。

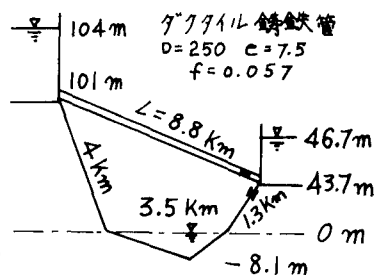


図-4 送水システムとMODEL II

表-1 実測値, 実験値, 並びに理論値のまとめ (流速 0.57 m/sec)

	Wave Speed a m/sec	流量 m^3/sec	最大圧力 kg/cm^2	初1 peakの 継続時間 sec	現地 $L=8.8 \text{ km}$ の継続時間	備 考
① 実測値	1222.9	0.027	6.2	—	—	ベンチマーク計測での水撃圧の正確な計測は不適当であり, 又, 時間について考慮はできない。 但し, 水撃圧の起る衝撃並びに, 大抵の水撃圧の把握には使用方法も簡単であり, 現場では非常に便利である。
② MODEL I	1222.9	0.027	10.55	0.0327	—	最大圧力 K 項として現地の水撃圧 K の最も近い値を示しているものと仮定した。 流量・静水圧の実測値を利用して MODEL I に解析している。
③ MODEL II	1222.9	0.027	12.41	—	14.4	全2が完全なる理論で導き出された。ピーク波の継続時間が3.5kmに達する。水撃圧は実際よりも高い値を示している。
④ 実験値	1240.	0.00123	7.99	0.0325	14.2	現地におけるダクタイル鋼鉄管 ($D=250$, $e=7.5$, $f=0.057$) であるが実験においては鋼管 ($D=52.35$, $e=4.23$, $f=0.020$) を使用しており, 又, 流速は 0.57 m/sec と同じであるが流量は異なる。 したがって水撃圧の値に影響を与えている。 波の立ち上がりは絶対の気圧に近づくことにより Column Separation を起こし, 2 peak の立ち上がりが遅れている。 理論値 K においては圧力並びに減速の問題が残っている。
⑤ 理論値	1368.08	0.00123	8.32	0.028	12.9	

最後にこの実験において, 協立特殊工事の大友氏, 本市の水道部, 東北学院大電気工学科の小野先生, 及び, 高橋君, 阿部君の両卒業生, など, 各位のご協力により感謝する次第です。