



土木研究所資料 第618号

第 9 回

土木研究所研究発表会資料

昭和 45 年 10 月 20 日

建設省土木研究所

第 9 回

土木研究所研究発表会プログラム



日 時 昭和45年10月20日(火)
10:00~15:40

場 所 東京文化会館小ホール
台東区上野公園1-2
TEL. (828) 2111

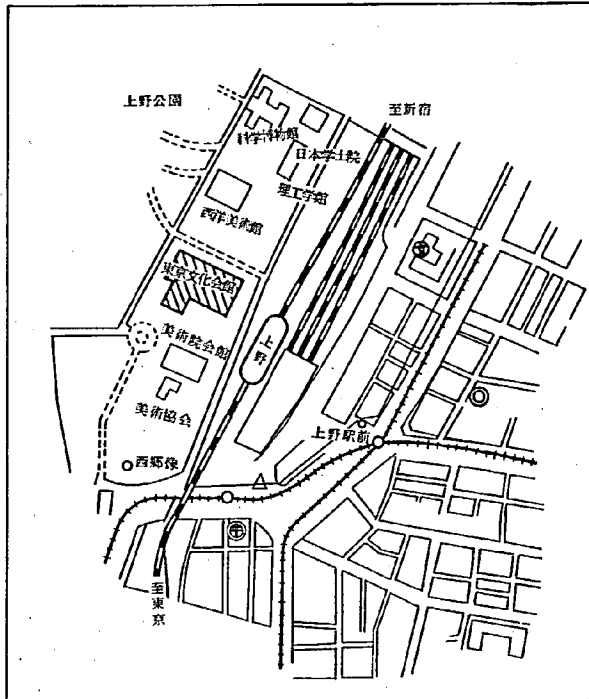
主 催 建設省土木研究所
東京都文京区本駒込2丁目28番32号
TEL. (942) 2141

第9回 土木研究所研究発表会プログラム

10:00~10:10	挨拶	土木研究所長 伊吹山 四郎
10:10~10:40	河道内に入射した波の変形に関する波浪実験	鹿島試験所 松村 圭二
10:40~11:10	跳水の水面変動に関する研究	篠崎試験所 田村 正秀
11:10~11:40	化学的方法による水の追跡調査例 —利根川中流域、酒巻—栗橋間に於ける浅層地下水の水理化学的考察—	化学研究室 荒木 美民
11:40~12:10	アーチダム応力の計算値と実験値との比較	ダム構造研究室 斉藤 孝三
12:10~13:00	休憩	

13:00~13:30	衝撃荷重をうけるコンクリートはりのせん断力の応答とせん断強さ	コンクリート研究室 丹 泰 美
13:30~14:00	道路構造と交通騒音について	交通安全研究室 金 泉 昭
14:00~14:30	鋼格子床版に関する研究	橋 梁 研 究 室 太 田 実
14:30~15:00	地中地震観測装置	振 動 研 究 室 若 林 進
15:00~15:10	休 憩	
15:00~15:30	土の切削抵抗と押土量	機 械 研 究 室 磯 部 金 治
15:30~15:40	閉 会 挨 拶	企 画 部 長 川 越 達 雄

案 内 図



運 営 委 員

委員長 伊勢田 哲也 (施工研究室)

委員 小池 長春 (システム課)

〃 菅 原 捷 (地質研究室)

〃 橋 本 宏 (海岸研究室)

委員 朝 倉 肇 (ダム構造研究室)

〃 飯 島 尚 (舗装研究室)

〃 小山田 欣裕 (振動研究室)

河道内に入射した波の変形に関する波浪実験

鹿島試験所 松 村 圭 二

ま え が き

昭和34年の伊勢湾台風を契機として、海岸堤防の整備及び東京湾、大阪湾などの河川河口部の高潮対策が積極的に推進され、荒川、多摩川、江戸川、淀川など河道内への高潮のそ上および波の侵入が調査されてきた。そして、その結果にもとづいて河口部の堤防高、構造等が決定された。これらの調査は、主として、仮想伊勢湾台風を調査対象河川に対して最も最悪のコースで通過させた場合について行なっている。調査方法は、高潮のそ上および波浪については解析的な取り扱いがほとんど確立され、高潮のそ上については、アナログおよびデジタル計算機を用いて行ない、湾内に発生する波浪についてはWilson法によって計算されてきた。しかし、計算によって得られた湾内の波浪が、河道内へ侵入した場合の河道内の波高変化、堤防への打ちあげ高等については現象が非常に複雑なるため、解析的にこれらについて予想する事は困難となり、模型実験によって調査されてきた。そして、これらの調査実験は主として鹿島試験所にて行なわれた。今後も、この種の調査は、模型実験を最良の調査方法として進めて行くが、同時に河道内の波の変形、堤防への打ちあげ高および打ちあげ高の減衰工法等に対する解析的な取り扱いを可能ならしめる方向に歩を進めたいと思っている。模型実験における河道内の波の変形は、波の屈折、回折、反射、底面による摩擦損失、砕波等の現象が複雑に合成されているので、実験結果よりこれらの性質を一般化させるのは容易ではないが、一歩でも目的に近づける意味で今迄に得られた実験結果を整理して、波の変形、打ちあげ高および消波工の効果等について、その概略の性質を紹介したいと思う。また、あわせて本調査の問題点についてもものべてみたいと思う。

1 河口部波浪実験の概要

鹿島試験所にて行なわれた波浪実験の河口部模型は、 $1/30 \sim 1/60$ 程度の縮尺で模型の境界条件については充分考慮の上それぞれ製作された。代表的な製作例として淀川、江戸川、鶴見川等の模型平面図および波の入射方向、波高、打ちあげ高の測定位置等を図-1、2、3、4に示す。また実験条件を表-1に示す。淀川実験は、河口部および河道内の打ちあげ高を減衰させるために、堤防にどのような消波工法を施せばよいかについて調査検討したものである。図-2の江戸川実験は、江戸川河口部の高潮堤防高を決定するために行なわれたものである。また、図-3の江戸川実験は上にのべた実験によって江戸川高潮堤防高が決定された後、現在千葉県によって計画されつつある埋め立ておよび港湾計画に伴う河道延長および河床の大幅掘削の結果、当然考えられる波浪および打ちあげ高の増大に対処する方法の調査検討実験である。図-4の鶴見川実験は、鶴見川河口部の高潮堤防高を決定するために行なわれたものである。

縮尺 模型
0 10 20 30 40 50m
0 300 600 900 1200 1500m
現地

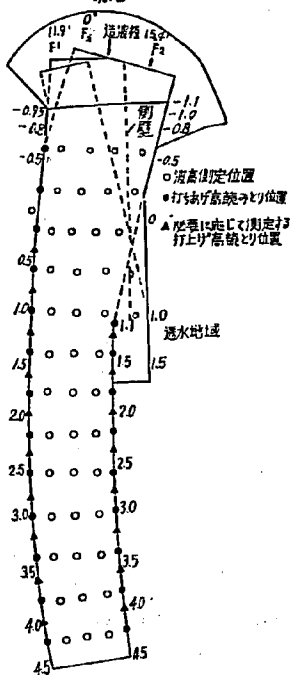


図-1 澁川模型平面図

縮尺 0 5 10m
0 250 500m
現地



図-2 江戸川模型平面図

縮尺 模型 0 5 10m
現地 0 225 450m

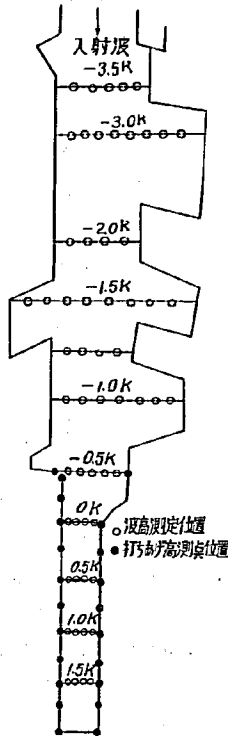


図-3 江戸川防波堤実験模型平面図

表-1 実験条件

河川名	縮尺	計画潮位	入射波		
			F_1	F_2	F_3
淀川 実験	1/30	O.P. 5.2m	H=3.7m T=7.7sec	H=3.5m T=7.6sec	H=3.1m T=7.0sec
			H=2.5m T=13.5sec		
江戸川 実験	1/45	Y.P. 4.8m	H=2.8m T=5.6sec	H=2.37m T=4.8sec	H=2.2m T=5.0sec
		Y.P. 5.5m	H=2.9m T=6.0sec	H=2.60m T=5.2sec	
江戸川 防波堤 実験	1/45	Y.P. 4.8m	H=3.2m T=6.5sec		
		Y.P. 5.5m			
鶴見川 実験	1/45	T.P. 2.37m	H=3.1m T=6.3sec		

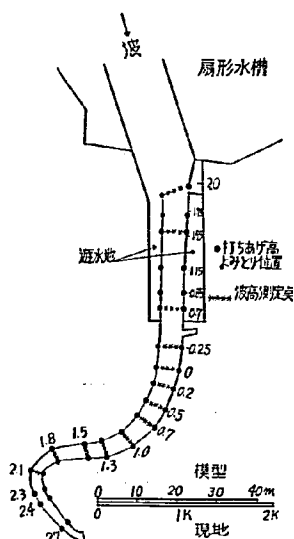


図-4 鶴見川模型平面図

実験に用いられた潮位、入射波等は、さきにのべた方法により計算されたものであり、波の入射方向は考えられる代表的な方向を採用してある。実験時には、河川からの流量はすべて0とし、水位は計画潮位をとり、一定として計画波を入射させ河道内の波高、打ちあげ高を調査している。これらの実験上、最も大きな問題点は河床摩擦が現地と模型で一致しないと考えられるため、摩擦による波高減衰が相似性を保ち得ないことである。模型における摩擦は数多くの実験によりほぼその値を掴み得ているのであるが、現地における摩擦については、各河川の観測資料が皆無のため現在は止むを得ずBretschneiderがSMB法において用いた摩擦係数 0.01 を用いている。この結果、河床摩擦による波高減衰は、現地に比較して模型が相当大きくなり、したがって、実験結果を現地に適用する場合には風等をも考慮して補正している。その方法については後述する。

2 河道内における波の変形

2-1 波高および打ちあげ高の時間的変動

実験時に河道内に入射した波は、回折、屈折、反射等が合成され複雑なる波高分布を示す。これらの分布は、時間的にも相当大きな変動状態を示している。一例を図-5に示す。打ちあげ高についても同様な傾向を有している。一般に、波高および打ちあげ高の時間的変動は、波の発生点付近では小さいが、河道内では大きい。これは、主として反射波によるものと考えられる。即ち、反射波は河口部付近より河道内の方が発生し易く、しかも、反射波は常に一定ではなく入射波に対してある巾をもって変動している事等が考えられる。実験結果は平均値を採用しているので、実験時における測定時間の決定は、模型の境界条件を充分考慮してきめる必要がある。

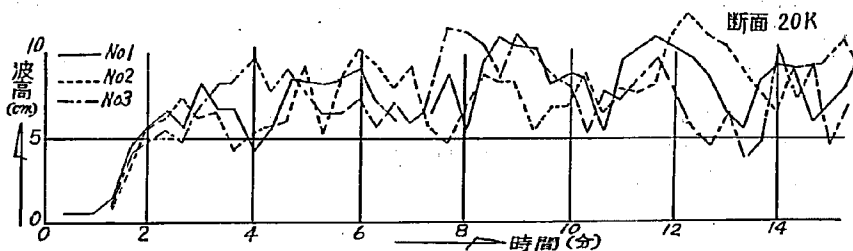


図-5 河道内波高の時間的変動 (淀川の場合)

2-2 波の回折

波の回折現象は、河口部に近い所では、実験時にもはっきりした傾向を示し計算値とはほぼ同程度の分布となる事が認められる。回折による波高分布の例を図-6、7に示す。図は横断波高分布で、実測値と回折による計算値の比較である。淀川の場合についてみると、 $-0.8k$ の地点は淀川河道に入る前の場所であるため実験値と計算値はほぼ一致しているが、河道内に進むにつれて両者はやや異なってくる。これは、河道内の屈折や反射等の影響が大きくなっていくためと思われる。江戸川防波堤実験の場合には計画河床のため、計算値と実測値はほぼ一致している。図-8は上にのべた江戸川実験の場合、河口部の防波堤の有無による河道内の横断波高分布の比較図である。図からみると防波堤を設置した場合の河道内の波高は、設置しない場合の約65%程度の値を示しているが、図-3の $-3.5k$ における計算回折波高の横断平均波高は、防波堤がない場合の平均波高の約70%程度に減衰しており両者はほぼ一致している。以上からみてもわかるが、波の回折については実測値は計算値とほぼ一致する事が認められ、境界条件が簡単であれば、充分計算値を使用し得ると思われる。

2-3 波の屈折

複雑なる断面を有する河道内に波が入射すると屈折現象をおこす。河道内では屈折現象が顕著な場合は比較的その傾向をとらえる事は可能であるが、現象が顕著でない場合には河道内の反

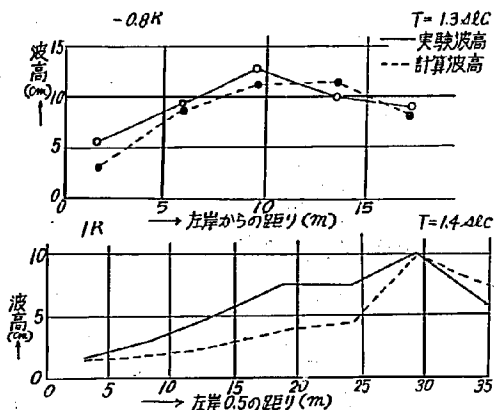


図-6 実測波高と回折を考慮した計算波高

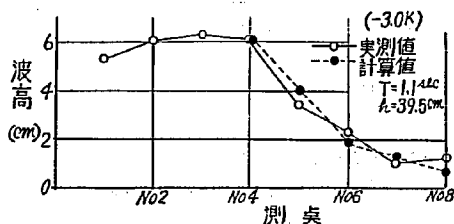


図-7 江戸川河口部の回折による波高分布

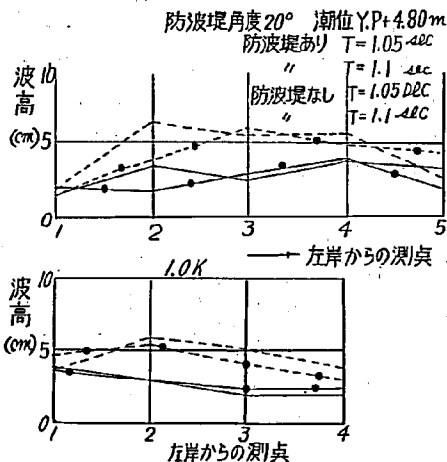


図-8 防波堤による波高減衰(江戸川)

射波等と合成され、複雑なる波高分布を示し、その傾向はとらえにくくなってくる。屈折現象の顕著な一例として、淀川の場合の河道内の屈折図と実験横断波高分布を図-9、10に示す。図によれば、波が河道に侵入するにつれて中央部の波高が小さくなり両側の波高が大きくなっている。これは波の進行状況が屈折図と同様の傾向である事を示しているが、定量的にはやや差が生じているようである。一般に河道内の屈折には反射の現象が伴うため両者についての考察が必要となってくる。現時点では、反射波に関して未知の事柄が多いので、実験結果から屈折についての定量的な取り扱いはやゝ困難であろう。

2-4 波の反射とそれに伴う打ち上げ高

河道内に侵入した波は種々の角度で堤防に当って反射する。この現象は、殆どの場合堤防全区間において生じているので、河道内は入射波と反射波が合成され複雑な波高分布を示すようになる。一定の入射波に対して発生する反射波は、完全なる定常状態でその他の部分からの反射や回折等がなければ一定であるが、境界条件によって他の部分からの回折、反射等が入ってくると比較的大きく変動するようである。河道内では殆ど常にこの様な影響を受けるので、反射波は一定とはいえずある巾をもって変動している様である。このため、入射波と反射波の合成された河道内の波高分布は、さきの

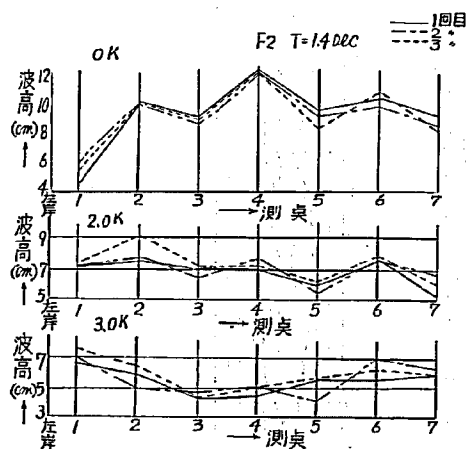


図-10 河道内の横断波高分布

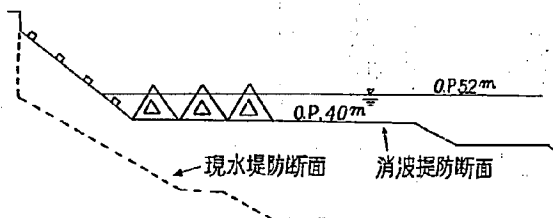


図-11 現状堤防と消波堤防

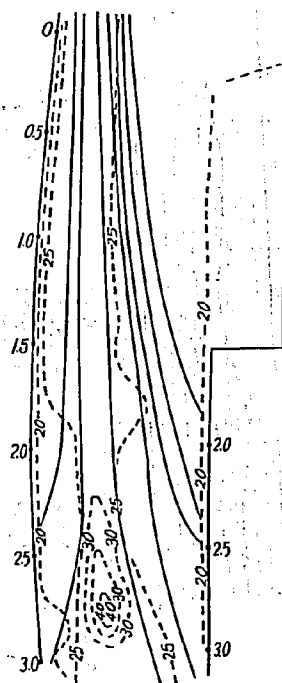


図-9 淀川河口部における河口屈折図 (F_2)

べた様に常に時間的に変動しているであろう。反射の例として、淀川消波工の実験結果をあげてみよう。図-11は、現状堤防と消波堤防の形状である。図-12は消波工の有無による波高、打ちあげ高分布の比較図である。打ちあげ高についてみると消波堤の部分では当然の事ながら大きく減衰しているが、消波工の施していない右岸についてもかなり低くなっている。これは、あきらかに反射波の大巾な減少を示しているものであろう。横断波高分布についてみると、0k、1kの波高は同程度であるが反射波が混在すると思われる2kより上流では消波堤を設置した場合は小さく、特に中央部分の波高が低くなっている。これは、あきらかに反射波の減少を示すものであり、波高分布から判断すると河道内の屈折状況はさきにあげた屈折図により近づいているように思われる。次に、反射が打ちあげ高分布に大きな影響を与える例として、江戸川防波堤実験の場合についてのべる。地形概略を図-13に示す。実験は0k付近の右岸について現状の場合と埋め立てた場合(点線)について行なった。打ちあげ高縦断分布の比較を図-14に示す。両者は全く逆の傾向を示している。これは右岸0k付近の反射の影響と思われる。即ち、現状の場合は右岸0k付近にて反射した波が左岸に入射して打ちあげ高が高くなると思われる。埋め立てた場合には、その影響がなくなり、波は右岸に沿って進行するものと思われる。以上の如く、反射波は、波高および打ちあげ高に相当大きな影響力を有する事がわかる。この反射波の影響力について量的に検討するためには、基礎的な実験が是非必要であろう。このため筆者等は、斜め入射による反射波形と反射した波の打ちあげ高に関する基礎実験を一部行っているが、実験ケースがまだ少ないため数量的に取り扱えるまでには至っていない。今後、機会をみて実験を行ない定量的な検討を行なえるようにしたいと思っている。

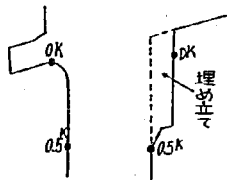


図-13 0k付近の埋め立て形状

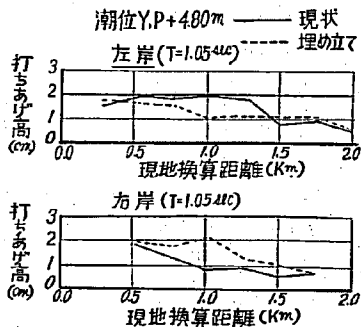


図-14 河道内における打ちあげ高分布

3 現地打ちあげ高の推定

3-1 現地換算方法の概略

河道内の波高変化は複雑である。個々の現象についての検討は今後も進めていくが、現時点ではこれら波の変形を合成した形でとらえざるを得ない。また現地と模型では河床摩擦について相似が成立しないので、現地への適用方法が問題となってくる。そこで、筆者等が行なっている現地適用法の概略についてのべてみよう。実験結果は波の屈折、回折、反射、河床摩擦による波高減衰等の現象が含

まれる。これ等の中、屈折、回折、反射等については相似が成立するので、実験結果より摩擦による波高減衰分を取り除けば現地へ適用できるであろう。そこで、基礎実験にて得られている模型摩擦の係数を用いて模型内の波高減衰を計算し、この結果と実験結果を比較し、それらの波高比をとれば、これは地形による波の変形度を示すもので現地へ適用できるであろう。これを k_r と称している。つぎに打ちあげ高についても、実験による断面平均波高と打ちあげ高の比 R/H_0 は河床摩擦が変わっても変わらないと考えられるのでこれを求め、現地へ適用している。

現地波高、打ちあげ高は次のようにして求められる。現地における河床摩擦、風等を考慮して河道内の波浪計算を行ない、計算波高を H_0' とする。現地波高、打ちあげ高を H_p 、 R_p とすれば、

$$H_p = H_0' \times k_r$$

$$R_p = H_p \times \frac{R}{H_0}$$

H_0' : 現地沖波高 (H_0 より求められる)

3-2 k_r 、 R/H_0 について

k_r は地形による波高の増大減少の程度を示すもので、波の屈折、反射、回折等の合成結果であり、これはまた、波の入射方向と河道状況の合成結果ともいえる。従来からの実験結果の例を図-15に示す。一般に、波の投入方向が河道とほぼ並行している時は、 k_r はほぼ 0.75 ~ 1.25 程度である。河道内に消波堤、規模の大きい高水敷があるとやや小さくなるようである。これは堤防付近に発生している小規模反射波の減衰結果であろう。斜めから波が入射する場合、反射波の発生する部分において波の集中がみられ k_r が大きくなる場合もあるが、一般には真直ぐに入射する場合と同様である。しかし、斜め入射の場合の上流部分や、河道の曲がりが多い場合には k_r は急激に小さくなり、

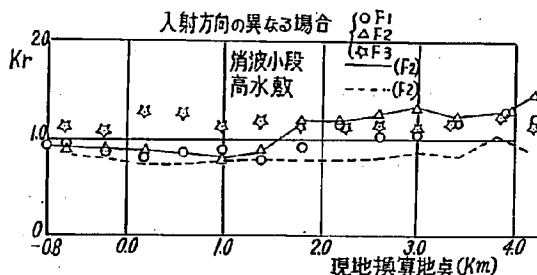


図-15-1 淀川における k_r の値

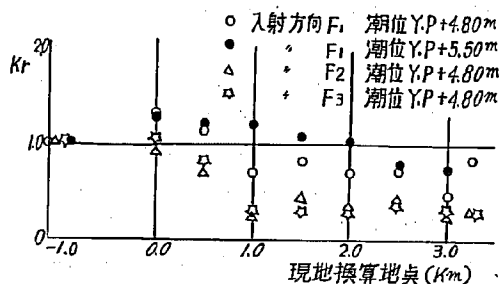


図-15-2 江戸川高潮における k_r の値

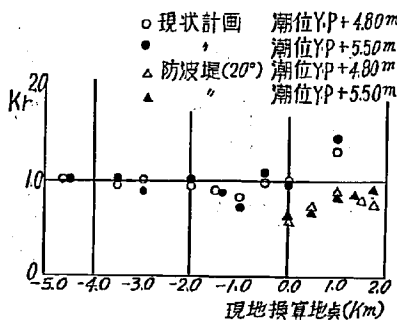


図-15-3 江戸川消波工における k_r の値

一般に0.5以下となるようである。これは、反射を繰返す中に波高は大幅に減衰する事を示すのであろう。次に R/H_0 の例を図-16に示す。波が河道に並行して侵入する場合は R/H_0 は一般に1.0前後である。高水敷等を設置した場合には、 R/H_0 はほとんど同じで、むしろやや高めである。これは高水敷によって波が屈折し、波高は減衰するが波向きが堤防に直角に近づくためと思われる。消波堤防の場合はあらかじめ R/H_0 は減衰し、ほぼ0.5前後である。斜め入射および河道の曲がりが多い時には R/H_0 は一般に1.0~2.0程度である。しかし、波の集中と斜め入射が合成されたような場合は R/H_0 が著しく大きくなることがある。以上の如く、 kr 、 R/H_0 の概略値についてはある程度数値的にも掴めているので、河道内の波高、打ち上げ高等の概略計算ならば可能であろう。

むすび

河道内における波の変形および打ち上げ高調査に関して、実験条件、河道内の波の変形および

実験結果の現地適用法についてのべてきた。しかし、この種の調査に関してはなお問題点が残されている。問題点を列举すると、実験条件としては計画潮位、計画波の決定法であり、現地適用法としては現地河道内の摩擦係数の値と河道内の風による波の発達計算法である。計画潮位、計画波の決定法については従来からの方法の他に、数多くの現地資料がある場合には、これらを統計的に処理して行なった方が適当な場合もあると思われる。又、現地河床摩擦、河道内の波の計算法の検討には是非現地観測が必要である。実験時の波の変形状況は複雑であるが、現時点では特に波の反射形態につ

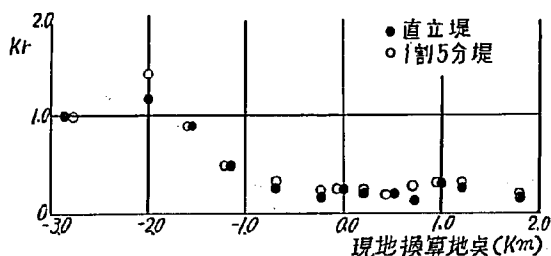


図-15-4 鶴見川における kr の値

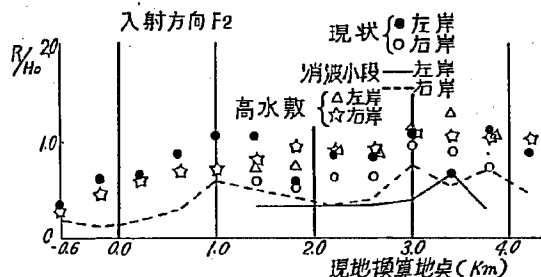


図-16-1 淀川における R/H_0 の値

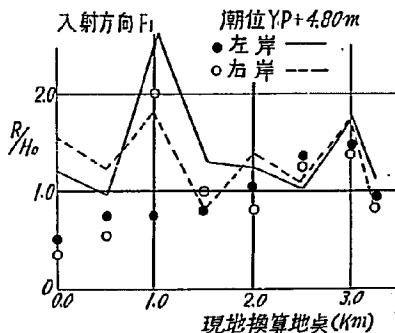


図-16-2 江戸川における R/H_0 の値

いて未知の事例が多いのでこれらについては充分基礎的な実験を行なって検討を進める必要があると思われる。以上各項目の問題点についてのべたが、今後はそれぞれの分野において研究を進め調査結果の精度を高めると同時に波の変形に関する概略計算の精度も高めるようにしたいと思っている。

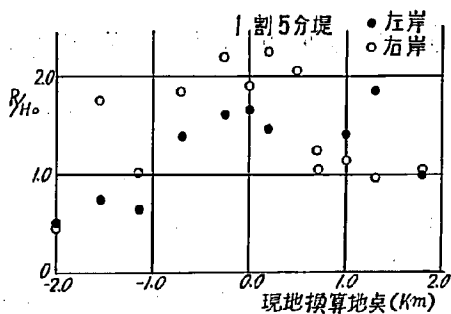


図-15-3 鶴見川における R/H_0 の値

参考文献 (1) 松村, 山田: 河道内に入射した波の変形に関する波浪実験, 土木技術資料 45. 8

(2) 建設省土木研究所: 鶴見川高潮対策模型実験報告書, 土木研究所資料 No. 136.

41年3月

跳水の水面変動に関する研究

鎌崎試験所 田 村 正 秀

はじめに

水門によって水位が規制された流れや、ダムから放流された流れは、一般に射流である。射流が下流の常流と出合うところで流れは、跳水によって急激に射流から常流へせん移する。そして、跳水において、流れが持つエネルギーは、大きく減殺される。ダムなどにおいては、このことを利用して放流水のエネルギーを跳水で減勢して、下流河道の安全をはかっている。

通常、跳水は、図-1のようにして考えられている。断面1において水深 h_1 、流速 v_1 をもった射流は、区間長 L の跳水の後には、水深 h_2 、流速 v_2 の常流となる。この間において運動量の損失はないが、エネルギーは ΔH 、だけうしなわれる。 h_1 と h_2 との関係は、断面1のフルード数を F_1 とすれば、運動量と連続の式から

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1+8F_1^2}-1}{2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

と表わされる。

また、跳水のようすは、 F_1 の値によってさまざまであって、図-2のように分類される。²⁾ 1) 波状跳水：水面が波状を呈する。2) 弱跳水：跳水の表面に一連の小さな水平軸をもつローラーが生じるが、下流水面は平滑である。3) 動揺跳水：ジェットがジャンプの上層部に突込んだり下層部に突っ込んだり時間的に変動する。そのため大きな波動が下流に伝播する。4) 定常跳水：跳水は充分平衡している。5) 強跳水：跳水断面全部にわたる猛烈な渦動のため、下流域に波動が伝はんする。

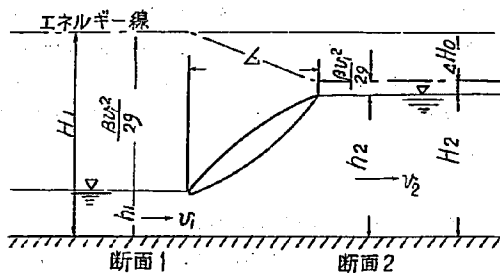


図 - 1

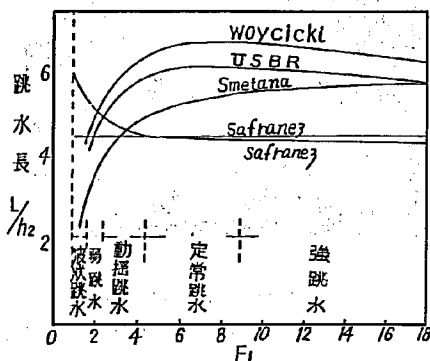


図 - 2

研究の目的

跳水を利用した構造物の設計において、構造物の寸法を定めるためには、下流水深 h_s を的確に予測しなければならない。また、跳水が安定に生じるかどうかは、模型実験をおこなって水面形および流況から判断している。従来の実験手法では、水面形は、ポイントゲージによって測定し平均値および最高値をもとめ、流況は、目視または写真等によって定性的に認識されてきた。しかしながら、従来の水面形測定法は、非常に精度が悪く、最高値の測定ではとくに測定者の主観によって測定値のばらつきが多い。また流況については、なおさらであった。そこで筆者は、水面形を的確に知り、また、流況を定量的に測定するため、水位を電氣的に連続して測定し、その結果をデータ処理する方法をおこなった。この方法によれば、模型実験に主観の介入することがなくなり、結果の評価法さえ確立すれば、現状とくらべて、はるかに合理的に構造物の設計がおこなわれるようになる。

模型のもっとも簡単なものとして、長方形水路における跳水が考えられる。この種の跳水については古くから多くの人々によって研究されている。しかしながら、下流水深(図-1の h_s)は、現実には、非常に大きく変動するにもかかわらず、従来は、平均値としてただひとつの値として認識されている。 h_s は、 F_1 および h_1 によって変動のようすが異なると考えられる。模型実験の意味を検討するためには、実物スケールにおける h_s の変動を知らなければならない。本稿においては、実験のはんいの h_s の変動のようすを知ることとまわっている。

ダム減勢池模型における水面変動³⁾

模型実験における水面変動を知るため、写真-1に見られる。ダムの水理模型について電氣的測定

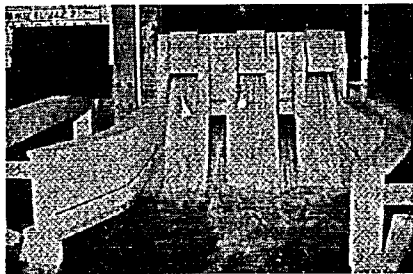


写真-1. あるダムの水理模型

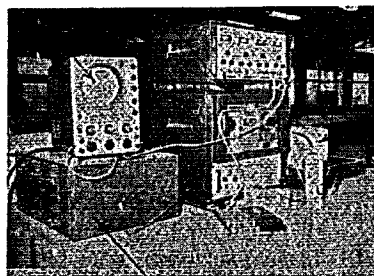


写真-2. 流況(17.91/8)

法をおこなった。この測定および解析は、電気抵抗式水位計、ストレンメーター、データレコーダ、A-D変換器および電子計算機によってなされた。写真-2は、測定対象の流況であって、図-3は、その解析結果である。図-3によれば、この条件のもとでの水位および変動が、一見して知ることができる。なお、図-3における変動係数は、 $CV = \sigma / \bar{h}$ 、 $\bar{h}$: 平均水深、 σ : 標準偏差、で定義されている。この解析は、300秒の連続したデータを、0.1秒のサンプリングタイムでサンプルした結果についておこなわれた。図-4は、同じ条件のときの、水位ヒストグラムである。水位ヒストグラムは、3000個えられたサンプルを2mmきざみでクラスわけしてえられたものである。このヒス

トグラムにおいて、水面のせん移は、下方の峯から上方の峯へのうつりかわりとしてえられている。

跳水の水面変動

さきのべたところにより、模型における水面変動の実態を知ることができた。つぎの段階として、跳水の水面変動にえいきょうする要因についてしらべることにした。要因としては、跳水のスケールとフルード数を考えることにする。そのためのモデルとして、応用が便利でなるべく単純なモデルとして、図-5のような実験装置を製作した。一般の水理学では、流入射流が水平な跳水がもっとも単

純ではあるが、通常ダム放流施設においては、1:2程度のこり配で流入することが多い。そして、実験装置の各部の寸法

は、通常のダム

における設計方法によって定めた。つまり、

$$L = 4.5 h_2 \dots\dots\dots (2)^4)$$

$$\frac{W}{h_1} = \frac{(1 + 2 F_1^2) \sqrt{1 + 8 F_1^2} - (1 + 5 F_1^2)}{1 + 4 F_1^2 - \sqrt{1 + 8 F_1^2}} - \frac{3}{2} F_1^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (3)^5)$$

という式である。このうち、 h_1 および F_1 を境界条件として与えれば、図-6の諸量は、(1)、(2)および(3)式によって、 a 、 v_2 を除いて、すべて定まる。また、 a および v_2 は、 h_1 および v_1 から

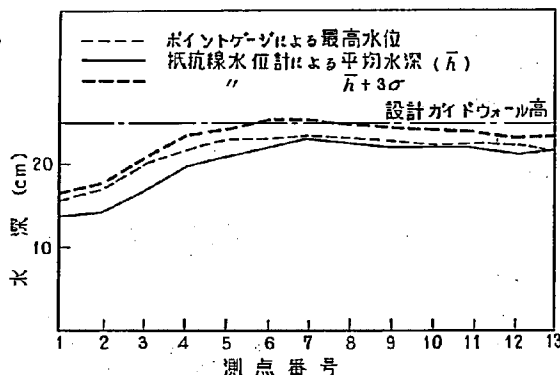
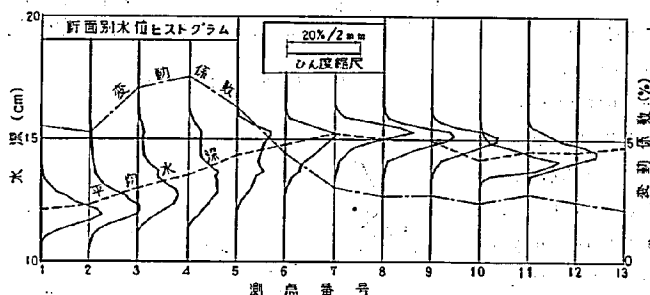


図-3. 写真-2の測定解析結果

破線：零水深線 (cm)、実線：等変動係数線 (%)



突形がはっきりとわかる。(模型流量 17.9 l/s)

逆算して求められる。なお、水路の幅は 0.5 m であった。実験範囲は、 $F_1 = 6.4 \sim 43.1$; $h_1 = 0.3 \sim 6.2$ cm であった。なお、これらの条件の組み合わせについて実験がおこなわれる予定になっているが現在完了していない。

測点は、図

6において、 L を10等分した点であり、測定時間は200秒、サンプリング間隔は、原則として、0.1秒とした。

1) 水面形：跳水の水面形は、図-7に示されている。これは、Rajavainam⁶⁾の例とくらべると大きくちがっている。

また、統一した傾向はないように見える。

2) 変動係数：図-8は、 $CV \sim h_1$ の関係を示したものである。 h_1 の増加につれて、 CV は増大することがわかる。このことは、模型が大縮尺であるほど水面の乱れがたがはげしくなることを示している。

3) 標準偏差：図-9において、 σ は、 $x/L = 0.5 \sim 0.9$ (h_1 を代表すると思われる点)における標準偏差の平均を示している。この図から、 σ/h_1 は F_1 の増加につれて増大している。

4) 最高水深： $\bar{h} + 3\sigma$ を最高水深とすることは、参考文献2)で提案されているのであるが、図-10からは、計算された $\bar{h}$ の1.1~1.2倍程度とすべきであることがわかる。

5) ヒストグラム図-11(a)~(d)は、図-4と同様にしてえられたヒストグラムである。これら

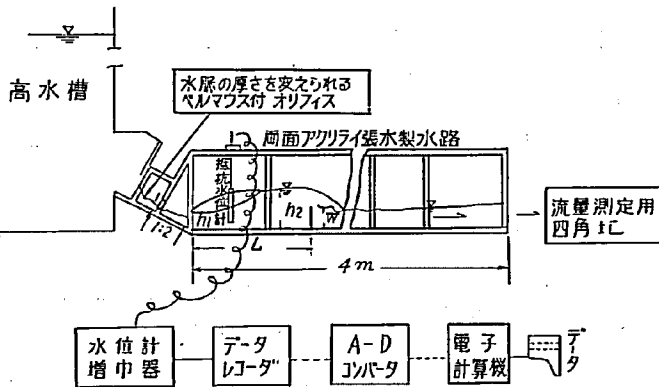


図-5. 実験装置

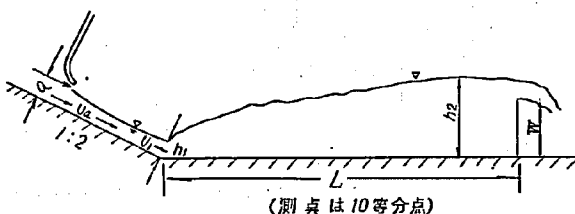


図-6

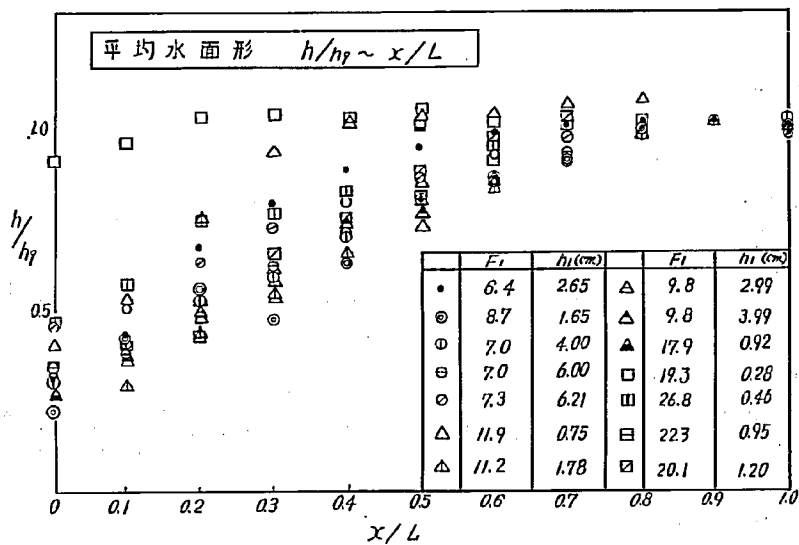


图 - 7.

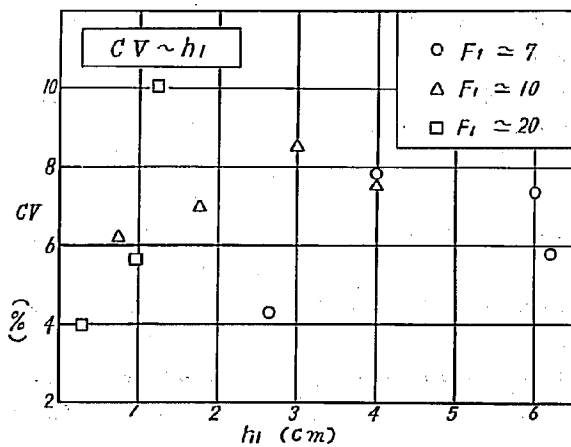


图 - 8.

のヒストグラムは、データ処理の方法（水深とビットの対応）が適切でなかったため、非常に凸凹している。しかし、図-4に見られた、案の移りかわりは、あまり明確ではない。

結 論

① ダム減勢池模型のように、跳水をともなうはげしく変動する対象を的確に測定し、定量的にはあくすることができた。

② 跳水の水面形は、この実験に関するかぎり、Rajaratnam の例のように一定したものとはならない。

③ 水面相対的変動幅 (σ or σ/h_1) は、スケールの大きいほど、また、フルード数の大きいほど大きくなる。つまり、縮尺模型における変動より実物における変動が大きくなることが予想される。端的に言えば、模型での最高水深より実物での最高水深の方が大きくなることが期待される。

④ 図-4と図-11の相異は、2次元の拡がりの効果が否かは、さらに検討の余地がある。

参 考 文 献

- 1) 岩佐義明：水理学（朝倉土木工学講座-3）p. 135 朝倉書店（S. 428）
- 2) 水理公式集（昭和38年増補改訂版）p. 218 土木学会（S. 396）
- 3) 田村正秀：模型実験におけるダム減勢池水面変動 土木技術資料12-9 p. 43~46 土木研究会（S. 459）
- 4) 川村幸司：ダム余水吐の設計計算法 p. 25 建設省土木研究所（S. 438）
- 5) 岩崎敏夫：余水吐の減勢装置について P. 62 技術者のための最近の水工学 土木学会東北支部（S. 36）
- 6) Rajaratnam, N and Subramanya, K: Profile of the Hydraulic Jump Proc. ASCE HY3 (S. 435)

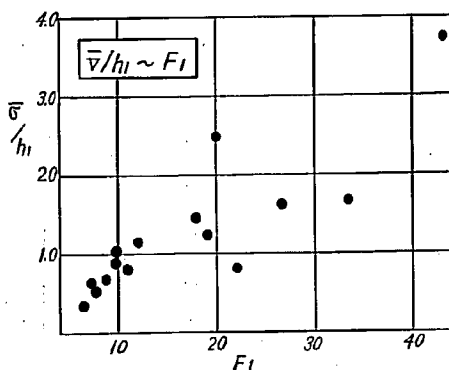


図 - 9.

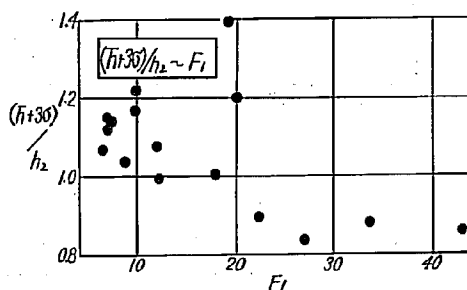


図 - 10.

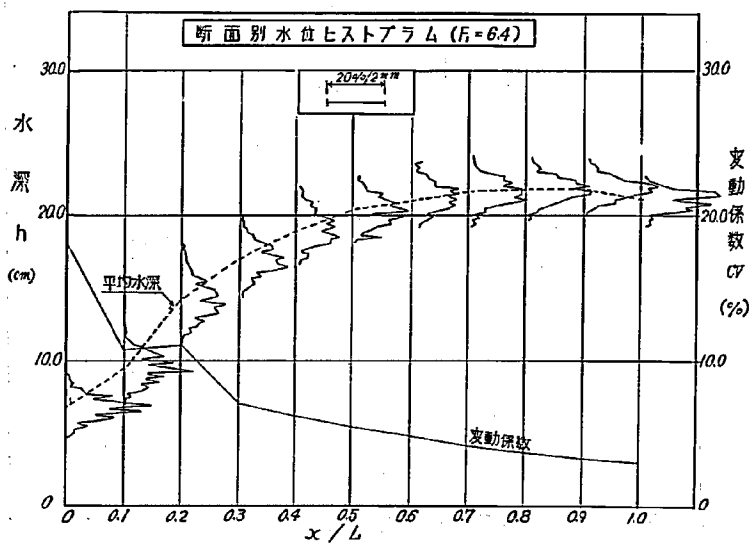


図 - 11 (a)

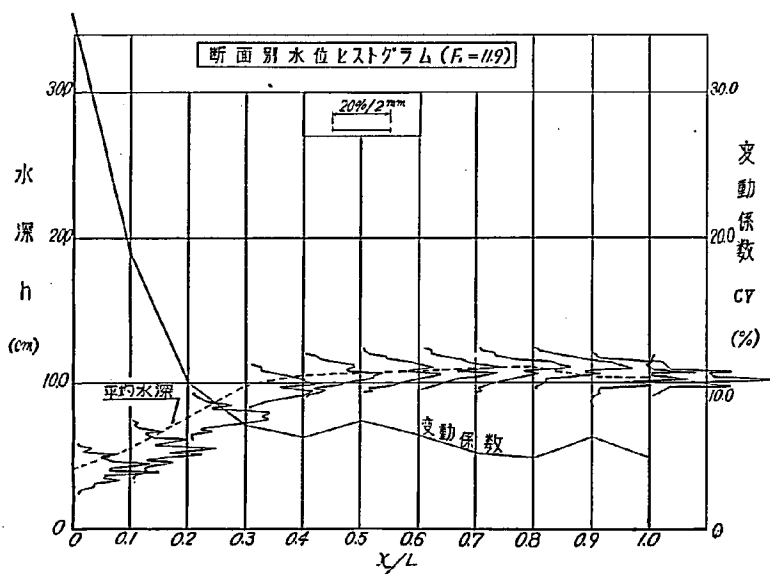


図 - 11 (b)

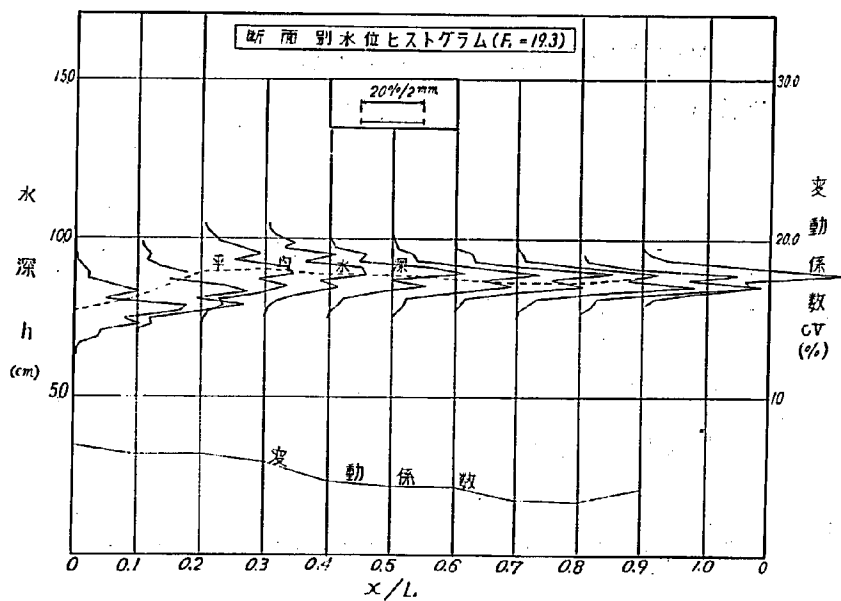


図 - 1.1. (c)

化学的方法による水の追跡調査例

——利根川中流域、酒巻一栗橋間に於ける浅層地下水の水理化学的考察——

化学研究室 荒 木 美 民

1 ま え が き

化学研究室で42年度より実施した地下水水質による地下水調査法の研究の一環として、利根川工事々務所に於ける同時流量観測の結果、約 $20\text{ m}^3/\text{sec}$ の流夫が見とめられる利根川中流部川俣一栗橋間周辺の浅層地下水について、一定期間継続的に地下水水質の調査をおこない、水理化学的性格を検討した結果、定性的ながら河川水の流夫個所等水理機構について2、3の知見を得たので報告する。

2 調査地域概要

調査地域は利根川中流部、酒巻一栗橋間、渡良瀬川古河一栗橋間の延長約25 km、左岸1.8 km、右岸5.0 km巾で調査流域面積約 170 km^2 であり、同地域は埼玉、群馬、茨城の3県境に位置し、一部台地が存在するが、平坦な水田地帯が多く、堤防沿いに民家が点在する。調査地域の地質概要図を図-1に示す。低湿地を形成する沖積粘性土は最も多く見られる地質で現在水田として利用され、台地を形成する洪積ロームは渡良瀬左岸及び羽生市と加須市の中間に、又比較的透水性が高い沖積砂質土は主に右岸136~144 kmの旧河道沿い及び148~150 kmの羽生市附近に分布する。

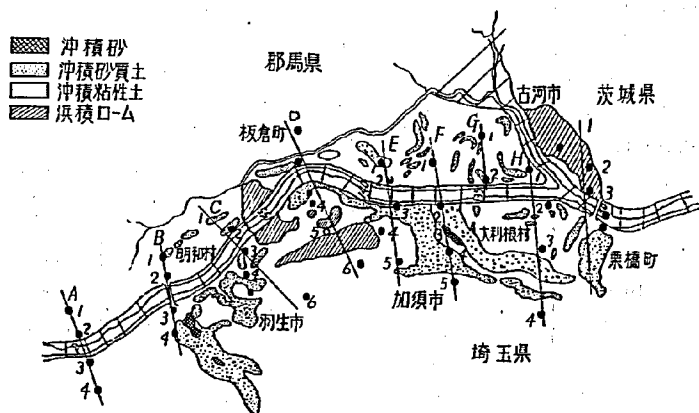


図-1 地質概要図

利根川中流部の河川水質は合流する3支川片品川、吾妻川及び烏川を反映するが、中でも浅間、白根の火山地帯を源とする SO_4 に富む無機酸性河川吾妻川及び秩父山地に露れし石灰岩を反映する神流川を合流する烏川の影響を受けNoncarbonate hardnessの水質組成を示す。又思川を合流する渡良瀬川古河の水質は足尾銅山を反映し、利根川中流部と類似した水質組成を示す。

3 調査方法

上記調査流域に於いて、利根川を横断し、点在する民家の浅井戸の中から左岸群馬県側14箇所、左岸茨城県側3箇所、右岸埼玉県側24箇所及び本川中から川俣、栗橋の2箇所計43箇所を水質観測井戸として選定し、上流からA、B……Iの9測線を、又同一測線上の左岸から右岸へ1、2……、河川水は上流からR1、R2と名示した。調査はA1～A4、C1～C4、E1～E4、F2、F3、H1、I2、I4、I5、R1、R2の20測点について43年1月から毎月25日に採水し12月まで継続、又43年7月、11月、44年3月の計3回全測点について採水、分析を実施した。なお、試水の水質分析はpHの他、ナトリウム、カリウム、カルシウム、マグネシウム、塩素、硫酸の各イオン及び全アルカリ度の計8項目について主として工業用水試法JISK0101に従って実施した。

4 調査結果及び検討

表-1 地下水分析値

調査地域を利根川を中心に4地区に区分し、各地区の地下水分析平均値を表-1に表示し、分析結果より明らかとなる浅層地下水の水質特性並びに主要成分等水質組成について検討、考察した結果を以下記述する。

4.1 各地区の水質特性

利根川、上流支川の水質を反映し、 SO_4 に富み、全陰イオンに対する当量比は0.43と SO_4 により特徴づけられる。一般の河川水に比較すると(Ca+Mg)はほぼ妥当な値を与えるが、 HCO_3 0.55me/l、 HCO_3 /全陰イオン0.32と小となる。

分析項目	地下水分析平均値			
	利根川	左岸(群馬)	左岸(茨城)	右岸(埼玉)
pH	6.82	6.89	6.56	6.98
Na^+ me/l	0.45	2.15	4.00	1.93
Na^+ mg/l	10.4	49.4	92.0	44.4
K^+ me/l	0.06	0.48	0.72	0.39
K^+ mg/l	2.3	18.8	28.1	15.2
Ca^{2+} me/l	0.97	1.83	0.75	1.82
Ca^{2+} mg/l	19.8	37.4	15.3	37.1
Mg^{2+} me/l	0.38	1.19	1.05	0.61
Mg^{2+} mg/l	4.6	14.5	12.8	7.4
Cl^- me/l	0.51	2.04	4.14	1.65
Cl^- mg/l	17.9	72.3	146.8	58.5
SO_4^{2-} me/l	0.68	1.19	0.59	0.87
SO_4^{2-} mg/l	32.7	57.2	28.4	41.8
* 43-ALKA me/l	0.55	1.83	0.48	2.46
mg/l	27.5	91.6	24.0	123.1

左岸(群馬県側) 利根川と

* 1me=50.05 CaCO₃mgとして計算

比較するとClが増加し、Cl/ SO_4 も大となるが、一部Clで汚染された測点を除外するとCl/ SO_4 も河川水とほぼ一致し、他2地区よりも SO_4 は大となる。又陽イオンではClに対応しNaが増加し、溶存全イオン量も平均値で利根川の3.07倍を示している。

左岸(茨城県側) 全測点 I 1, I 2, I 3とも洪積ローム地に位置し、最も特異な水質を示す。特にClが146.8mg/l(4.14me/l)で、Cl/全陰イオン0.70と大で、Naも増加し、Ca/Mgも減少し多分に塩化の傾向を示す。又pH6.56と全地区中最低値を与え微酸性を示すが、Clの増加に伴うHCO₃の減少によるものと考える。溶存全イオン量も利根川の3.76倍と最大値を示す。

右岸(埼玉側) Ca/Mgは若干異なるが陽イオンは左岸(群馬)に似て類似する。又陰イオンではClが他地区より減少し、SO₄も低い値を与えるが、HCO₃が増加し最大値を示す。溶存全イオン量も利根川の2.74倍と他の地区より低い値を与える。

全地区にわたりClの溶存量が大で、特に浅良瀬左岸で顕著であり、Ca/Mgも減少し、他地区との関連性は予測しがたく孤立するものと考える。又河川水に特徴づけられるSO₄は左岸に反映され、河川水の混入を示すのに比べ右岸はHCO₃が増加し河川水とは質的に異なっている。

4.2 溶存全イオン量

溶存全イオン量の変化を調査年月日順にme/l単位で図-2に示す。地下水水位は4月から9月に至る灌漑期に非灌漑期よりも約1m程度高く、8月前後に最高水位を有する緩慢な変動をたどるが、溶存量は調査時、位置によりまちまちに変動し地下水位及び季節との関連性は見あたらない。又特に変動が大のE1, D5は、E1ではNa, Cl, D5では全イオンが同傾向で変動する。測点間の変動は左岸で大で上流からC測線へと上昇しD測線で減少再び上昇しH1で減少する。右岸はD, E, H, I測線の一部で低値を与える。又溶存全イオン量12.5me/l前後で等値を示す測点を有するが右岸A, Bを除きClの混成を受けた測点である。

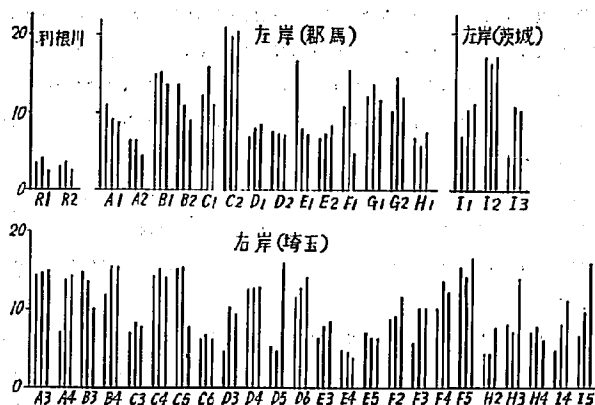


図-2 溶存全イオン量の変化

溶存量は地下水の流動に伴い地層との接触時間が長いほど増加する方向に進む、従って左岸では上流から下流への流動を予測させると共に上記溶存量の低下する測点に於いて河川水の流入による稀釈の可能性を示している。

4.3 各種溶存イオン

アルカリ金属 Naは平均で2.08me/lで陽イオン中最大で、各測点間では44年3月最大I2 6.32me/l、最小E4 0.28me/lと変動は大であるが地区性を有する。調査時の変動はまちまちで季節性を持たないが変動は比較的大で、特にD5, F1, H2, H3, I3は顕著である。又NaはClの増加に従い、Clとほぼ比例関係にある。

Kは平均0.43me/l、最大11月B1 1.29me/l、最小3月H4で0.04me/l、Na/K 1.23~2.07と位置及び調査時の変動はNaより大で各測点間の関連性は見いだせない。

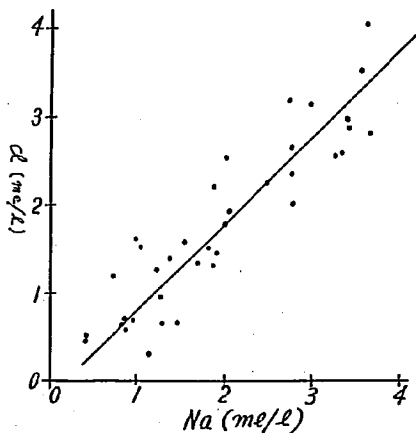


図-3 Cl - Na 線

アルカリ土類金属 Caは平均1.71me/l、最大11月C2 3.74me/l、最小7月I3 0.27me/l、Mgは平均1.10me/l、最大11月F4 2.84me/l、最小7月G2 0.33me/lを与える。CaはC2及びI1~I3, MgはF4, G2を除き位置的な変動は比較的少ない。調査時による変動は絶対量が小であるI1~I3, 河川水の混入が予測されるD3で大となる。

塩素及び硫酸イオン Clは平均1.90me/l、最大3月I2で6.90me/l、最小D4 0.25me/lとなり、各測点間、調査時の変動はNaに類似し、同様に地区性を有する。図-4にCl濃度分布図を示すと図から明らかなように渡良瀬左岸、B~D測線の左右岸に高溶存量の地区が、右岸の一部に低溶存量の測点が位置する。又河川水の流入の予測されるD, E, F測線に等値を有する測点が位置する。なお一般に地中に供給源が無いClは比較的安定し含有量も僅かであるが、本調査域ではCl溶存量が大でClによる汚染を予測するのに十分な値を示している。

SO₄は河川水を特徴づけるもので、平均0.95me/l、最大11月F4 2.52me/l、最小7月G6 0.04me/lを与える。調査時の変動も大で、位置的にもかなり変動するが左岸に比較的高い値が見られ、Cl/SO₄が河川水とほぼ一致する値を与える左岸C2, E2, F1, G2を除く測点及び右岸D3, E4, F4が存在する。

全アルカリ度 平均で2.03me/l、最大3月D4で6.23me/l、最小7月D2で0.32me/lを与え、地区的な差異が明らかで左岸はHCO₃/全陰イオンで河川に近似し、右岸は増加する。調査時の変動はSO₄で若干の例外はあるが、全イオン同傾向を持ち変動するのに比べ全アルカリ度は半数強の測点で逆の傾向で変動する。又pHは全アルカリ度により左右される傾向を示している。

溶存イオンによる水理化学的考察を試みると、左岸はClの混成を受ける測点の一部が存在するが、全般的にSO₄に富み、Cl/SO₄, HCO₃/全陰イオンに於いて河川水に類似する。従って地下水は河川水により涵養されるものと考えられる。又左岸に於ける河川水の流入が予測される測点としてA2, D2, H1があるが、D2の溶存イオン変化がD1と一致することからむしろ谷田川の影響と考えられ

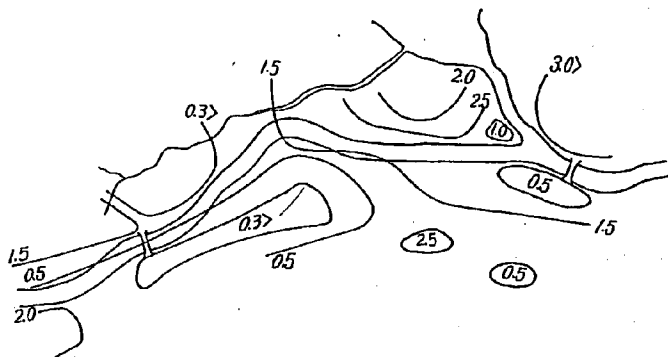


図-4 Cl濃度分布図(単位me/l)

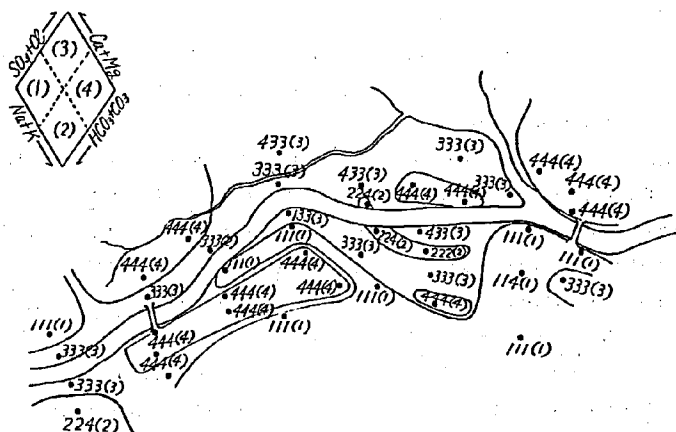


図-5 Key diagramによる分類

る。右岸は HCO_3 の増加と質的に異なるが、Cl等値線及びCl/ SO_4 等河川水と類似するB4, F4等は河川水の流入を受けるものと考える。

4.4 Key diagramによる分類

溶存する陽、陰イオン間に化学平衡が成立すると仮定し、Key diagram上にプロットすると図-5の左上に示すように地下水水质を4種に分類することができる。又図-5は43年7月、11月、44年3月及び()内に平均値の順に分類の位置を示したものである。

(1) 型の水 右岸沖積粘性土中に見られる(1)型を示す水は純陸水性の水で、河川水等地表水の混成を受けないものと考えられる。従って河道に接するC3, I2, I4の測点において河川水の流夫

は考えられない。

(2) 型の水 A 2 及び旧河道中央部の左右岸に見られるもので、(1)型より被圧されたものと考えられるが、3月において(4)型を示すことから G1 の混成を受けた(1)型の水であると考える。

(3) 型の水 河川水と同型を示すもので、主に左岸に分布し、右岸では A 3 及び 136~144 km の旧河道沖積砂質土沿いの測点 D 3, E 4, F 2, F 4 に分布する。

(4) 型の水 一般に海水の混入を示す水で、全地区にわたり分布し G1 濃度分布図の 2.5 me/l 以上の地区と一致する。海水の潮上が見られない本調査域では化石塩水又は人為的な汚染が考えられる。浅良瀬左岸は特に高濃度の G1 を示し、Ca/Mg も 0.71 と低く化石塩水の可能性を示すが、その他の地区は左岸明和村、北川辺村、右岸羽生市に隣接する民家の浅井戸であることから人為的な汚染と考えられる。

Key diagram による分類でも右岸は明らかに河川水の影響下にあるが右岸は旧河道沿いに点在する D 3, E 4, F 2, F 4 を除き質的に異なり、若干被圧された純陸水性の水質を示す。

地下水が流動し、被圧されるに伴い (NaHCO_3) が増加する水理化学的定向性を右岸(1)及び(4)型の水に当てはめると図-6 が得られる。図の (Cl/HCO_3) は G1 による汚染の度合を示したものである。測線間の位置関係は正確でないが、(1)型は下流方向に NaHCO_3 の増加、 Cl/HCO_3 の減少を示し、(4)型は(1)型と逆の方向を示すが、G1 の汚染は流下に伴い増加するものと考えられるから(1)型同様上流から下流へ河道に平行に地下水は流動するものと考えられる。又流失する河川水は旧河道に沿った堤内に流入する。従って旧河道の前後において地下水は成層をなすことが予測できる。

5 結 論

上記の考察の通り、利根川中部(酒巻~栗橋間)兩岸の浅層地下水の水質特性及びこれと河川水質との相関性により、河川水の流失箇所等浅層地下水の流動機構に関し、次の結論を得た。

- 1) 河川水は右岸 136~144 km の旧河道沿いの D 3, E 4, F 2, F 4 を通り堤内に流失するが、本来 Carbonate hardness の水質組成を示す右岸の浅層地下水はほぼ河道に平行に上流から下流へ流動する。
- 2) 調査区間の本川水の左岸への流失は谷田川等の影響が考えられ明確ではないが、左岸の浅層地下水は河川水による混成又は涵養を受けることは明らかであり、河道に平行して下流へ流動する

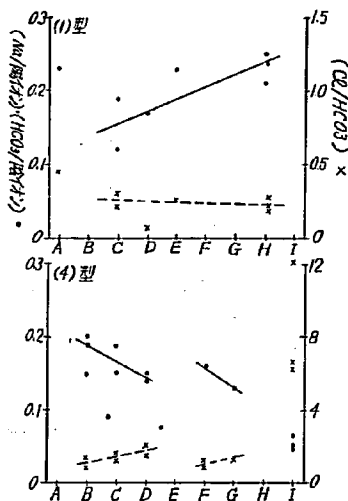


図-6

可能性を示す。

3) 浅良瀬左岸は高Cl濃度、Ca/Mg比等より明らかに、他地区との関連性はなく孤立する。

なお、河川水等地表水の影響下にある本調査域での地質との関連及び調査時の水質変動の季節性、地下水位等の関連は明らかではないが、地下水水質は、その地下水の履歴及び現在の環境を示すことは事実であり、地下水の流動機構解明の一つの有力な手段として十分利用できることは、本調査結果からも明らかである。

調査おこなうにあたり御協力いただいた利根川上流工事々務所利水調査課の方々に感謝する。

アーチダム応力の計算値と実験値との比較

ダム構造研究室 齊 藤 孝 三

1. まえがき

アーチダムは高次の不静定構造物でその応力解析法は非常に複雑である。現在、最も一般に行なわれている荷重分割法は、ダムをいくつかのアーチ要素と、片持梁要素を組合せた不静定構造物とし、それぞれの要素のたわみが等しくなるように荷重を分割し、それらの分割荷重による各要素の応力を算出している。その計算過程においてはいくつかの省略と仮定を含むため、局部的に実際と異なる結果を生ずる。そして、その不完全を補うため、実際の谷形状に合わせた模型による構造実験を併行し応力の検証を行うのが通常の応力解析の手段となっている。

実際の構造設計では、最良の応力状態となるよう形状の修正を行わなければならないが、アーチダムのように複雑な応力解析を行なうものでは、その形状修正は容易なことではない。さいわい、近年の電子計算機の発達により、応力計算は極めて短時間に行なえるようになったので、ダム形状をかなり自由に選んで応力を求めることが出来るようになった。一方、構造模型実験は、多大の労力と時間を要するので、これをいくつものダム形状について実施することは実際上不可能である。したがって、計算による応力値の修正手段としての模型実験の結果を予測できれば、極めて容易に、より合理的なアーチダムの形状を設計することが出来ることになる。そこで、ここでは荷重分割法の問題点について若干触れ、いくつかの模型実験値をもとに計算結果との比較検討を行い、さらに両者の間の定性的な関係について報告する。

2. アーチダム応力解析による荷重分割法の問題点

荷重分割法によるアーチダムの応力解析法には次のような問題がある。

- 1) アーチダムを格子構造として解析すること。
- 2) 梁理論の適用限界
- 3) ねじれた片持梁が及ぼす影響
- 4) 基礎岩盤の変形計算の仮定

これらについて簡単に説明すると

- 1) のアーチダムを格子構造として解析する荷重分割法の理論的問題については、土木研究所資料第609号で論及され、局部応力の発生する所以外では問題ないとされている。
- 2) については、今迄多くの研究がなされているが、一般のアーチダムに用いられるアーチ及び片持梁程度では問題ないとされている。
- 3) のねじれた片持梁の影響であるが、図2・1のように、一般のアーチダムでは、その上部標高と下部標高では半径方向が異なるため「ねじれた片持梁」となっていて荷重分割法で取扱っている一般的な片持梁ではない。この調整については省略されており、特にダムの谷形状がV字形のも

のはねじれが大きいので、かなりの影響があると推定される。

- 4) の基礎岩盤の変形量の計算は、基礎面の形状とは無関係であるとする Vogt の導いた長方形基礎面が荷重を受けた場合の平均変形に関する方程式から求められているが、三次元的な複雑な形状をしている実際の基礎面を面積が等しく縦横の比率が等しい矩形と仮定するわけで、当然、実際より河床下部アバットメントの岩盤変位を小さく、上部標高アバットメントのそれを大きく評価している。したがって計算値は実際と比較して

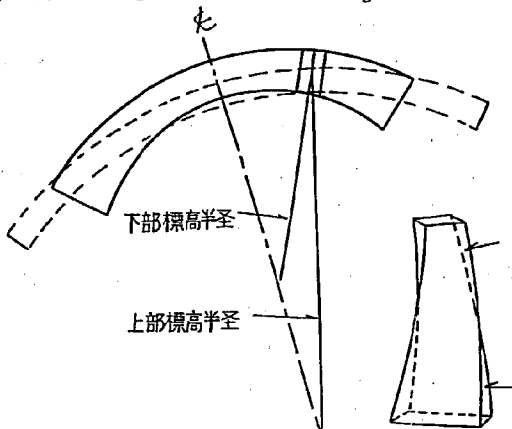


図2-1 ねじれた片持梁

- I 片持梁ベース付近で曲げモーメントが大きくなる
 - II 下部標高アーチでは、アバットメントで曲げモーメントが大きく、クラウンでは小さい値を示す。
 - III 上部標高アーチでは、アバットメントで曲げモーメントが小さく、クラウンでは大きな値を示す。
- などとなるが、上部標高アーチは一般に薄肉でアーチスパンも長いのでたわみが大きく、この変位の影響は小さいので計算値と実際との差は少ない。

3. 計算による応力値と実験による応力値の比較

非常に精巧な応力計算法である荷重分割法にも解析過程において前章に述べた通りいくつかの省略と仮定を行っているため、得られた応力値は実際と主として下部標高付近で差異が生じ、模型実験は、その検証修正に対し重要な役割を演じている。しかし、模型実験は高精度を要する以上、材料、幾何載荷、測定等に最良の条件を満足させなければならず、多大の人員と費用、かつ長期間を要し、ダム設計上の工程に大きな影響を及ぼしている。したがって、現在までに構造設計を行った数多くのアーチダムの計算による応力と実験による応力を比較し、この関連性を求めて、その結果が予測出来ればダムの構造設計上、極めて効果的であり、実験結果を待たずしてその値の推定もある程度可能である。

実際の構造設計では、計算が簡単な半径方向調整計算による応力をよく用いるので、これとの比較を主とし、主応力については完全調整計算によるものとして、過去にダム構造研究室で設計に関係した数多くのアーチダムについての計算値と実験値を種々比較を行った結果、次のような定性的な関連があることが解った。

- 1) 上流面水平応力については、実験値と半径方向調整計算値の比較では差異が少ない。
- 2) 下流面水平応力は、下部標高アーチクラウンで実験値が半径方向調整計算値に比して引張側に

10~30 Kg/cm²移行する。

3) 上流面鉛直応力は、クラウン付近ベースで実験値が半径方向調整計算値に比して圧縮側に20~40 Kg/cm²移行する。

4) 下流面鉛直応力は、側方片持梁ベースで実験値が半径方向調整計算値に比して引張側に10~20 Kg/cm²移行する。

次にアーチダムの形状の違いによる実験値と計算値の比較に検討を加えてみると、まず形状を谷形から分類し、表3・1より谷形状が比較的にU字形をしている鳴子ダム、川俣ダムを選び、またV字形に近い横北ダム、青蓮寺ダム、矢作ダム等を選び、U字形のダムとV字形のダムについて実験値と半径方向調整計算値のうちアーチ曲げモーメントについて比較してみた結果、U字形のダムでは両者が概ね一致しているのに対し、V字形のダムでは特に下部標高で実験値が大きく出ている傾向にあった。このことは、半径方向調整計算値がその計算の中でねじれ調整を行っていないために生ずるものとみられる。すなわち、U字形のダムは、アバットメントの傾斜が急なため側方片持梁における鉛直軸まわりのねじれの影響が小さいが、V字形のダムでは、アバットメントの傾斜が緩く、ねじれの影響が大きいためこれを省略することによって実験値と半径方向調整計算値との差が大きくなっていくものと推察される。このことは、このねじれ調整を考慮している完全調整計算値が実験値に近づいていることから裏付けられる。

最近の土研の設計では、フラットな放物線アーチが採用されているが、以前はほとんどが円弧アーチであった。そこでアーチ形状の違いによる比較を行なってみると、放物線アーチダムは、基礎岩盤がダム荷重をより安全に支持するようにアーチスラストを出来るだけ山側に向けたものであり、その中心角は円弧アーチのそれが約120度前後あるのに対し約75度前後の非常にフラットな平面状態となっているのが特徴である。すなわち、曲げ引張応力が問題となるアーチクラウンで曲率半径を小さくすることにより曲げモーメントを減少させ、しかも中心角を小さくしてアーチスラスト

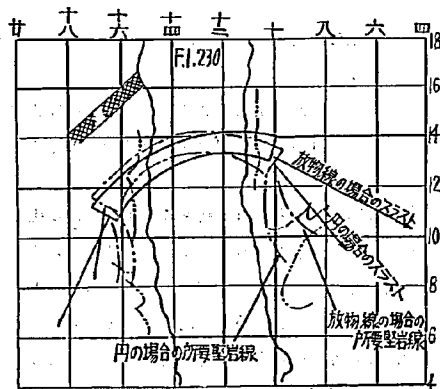
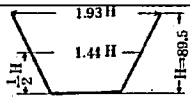
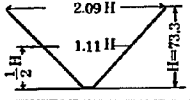
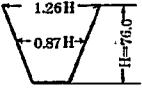
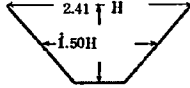
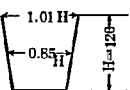
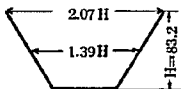
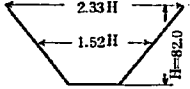
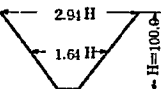
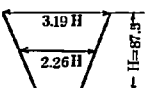


図-3-1 放物線アーチと円弧アーチの比較

を山側に向けることを目的として数学的に取扱いやすい放物線アーチが採用されたのである。この放物線アーチと円弧アーチの実験値と半径方向調整計算値の比較では、実験値の下流面クラウンにおける水平応力の引張側への移行が放物線アーチの方が大きい。このことは、下部標高アバットメントの基礎変形量は計算より大きいいためクラウン部の曲げモーメントが大きくなり示されるため、両者の差が円弧アーチより大きくなるものと考えられる。

表 3-1 比較を行なった主なダムの一覧表

ダム名	形 状	施 工	設 計	模 型 実 験	備 考
鳴子ダム		東北地建 土	東北地建 研	土 研	模型材料；ゴム圧縮空 気により載荷 円弧アーチ
綾北ダム		宮崎県 土	宮崎県 研	土 研	模型材料；石膏 ゴムチューブ載荷 円弧アーチ
室牧ダム		富山県	富山県	建設技術研究所	模型材料；石膏 ジャッキ載荷 円弧アーチ
二瀬ダム		関東地建 土	関東地建 研	土 研	模型材料；石膏 ゴムチューブ載荷 円弧アーチ
川俣ダム		関東地建 土	関東地建 研	土 研	模型材料；石膏 ゴムチューブ載荷 円弧アーチ
稲花ダム		長野県 土	長野県 研	建設技術研究所	模型材料；石膏 水銀載荷 放物線アーチ
青蓮寺ダム		水資源開発公団 土	水資源開発公団 研	水資源開発公団	模型材料；石膏 ジャッキ載荷 放物線アーチ
矢作ダム		中部地建 土	中部地建 研	土 研	模型材料；石膏 ゴムチューブ載荷 放物線アーチ
豊平峡ダム		北海道開発局 土	北海道開発局 研	土 研	模型材料；石膏 ゴムチューブ載荷 放物線アーチ

4. 実験値に示された引張応力の検討

アーチダムの設計では、どのような形状を採用しても局部的に引張応力が発生する。したがって、その性状を検討し十分な対策が立てられなければならないが、先に述べた実験値と計算値の比較の中で引張応力への移行として注目されるのは、いずれも下流面で、下部標高アーチクラウンの水平応力側方片持梁ベースの鉛直応力である。前者については -20 Kg/cm 程度まではブロックジョイントが有効に働き、これまで大きな問題を起こしていない。後者は、実験値に示されている値は、比較的小さいので、ほとんど問題はない。

5. 結 論

以上をまとめると次のようになる。

- 1) ダムの谷形状がU字形に近いほど実験値と半径方向調整計算値は一致し、V字形に近くなるほど、下部標高で両者は異なる傾向を示す。
- 2) 実験値は、計算値に比し次のような定性的傾向を示す。
 - I 下流面アーチクラウン下部標高で水平応力が半径方向調整計算値に比し $10 \sim 30 \text{ Kg/cm}$ 引張側に移行する。なお、放物線アーチでは、この移行が円弧アーチに比し、やや大きい。
 - II 上流面クラウン付近ベースの鉛直応力が半径方向調整計算値に比し $20 \sim 40 \text{ Kg/cm}$ 圧縮側に移行する。
 - III 下流面側方片持梁ベースの鉛直応力が半径方向調整計算値に比し、 $10 \sim 20 \text{ Kg/cm}$ 引張側に移行する。

参考文献

- (1) 坂田、柴田、斎藤、増元：アーチダム構造設計と模型実験の関連
土木技術資料第609号
- (2) アメリカ国務省開拓局編：アーチダム
- (3) 土木研究所：各ダム構造模型実験報告書（鳴子、綾北、川俣、矢作、豊平峡）
- (4) 水資源開発公団：青蓮寺ダム構造模型実験報告書

衝撃荷重をうけるコンクリートはりのせん断力の応答とせん断強さ

コンクリート研究室 丹 泰 美

はじめに

衝撃的な動荷重をうけて、コンクリート部材が破損することが多い。とくに、地震によって部材の破損にかぎらず構造物全体の崩壊に至ることがある。

昭和43年の十勝沖地震のさいには、予期しなかった鉄筋コンクリート建築物の構造破壊が生じた。小さなひびわれを含めると損傷を生じた鉄筋コンクリート建築物は全数の10%に及んだといわれている。小ひびわれていどの損傷は設計上予期していることであり、あまり問題ではないが、柱の鉄筋が露出屈したり、柱が圧壊し建物が再使用不可能となったり、人命に危険を感じさせる被害がかなりあったのである。そして、それらの被害において特徴的なことは、せん断力によって生じたと思われる柱の破壊である。

建築物の柱の破壊の原因について、諸方面で検討されているが、いづれにしても、せん断耐力の設計について一層、強力を研究を推し進める必要がある。

一方、衝撃的な動荷重をうけるコンクリートはりの既往の実験結果を検討してみると、静的荷重に対しては曲げ破壊となるはりが動的荷重をうけるとせん断破壊となる場合や、動的荷重をうけると、静的荷重をうける場合よりもせん断ひびわれが多く発生する場合がある。

せん断破壊が生ずるのは、その断面に生ずる断面力としてのせん断力とその断面のせん断耐力をこえるからである。ここでは、衝撃的な動荷重をうけるはりに生ずるせん断力がどのくらいになるのか、また、動的せん断力をうけるはりのせん断耐力がどのくらいについて述べ、コンクリート柱状構造物の地震時のせん断抵抗能力について考察してみる。

なお、衝撃荷重をうけるはりのせん断力の応答については土木技術資料9月号に述べたものである。⁽²⁾

1. 落錐衝撃をうけるはりのせん断力の応答

1.1 落錐をうけるコンクリートはりの破損

単鉄筋長方形はり(単純はり)のスパン中央に落錐衝撃を加えた青柳氏⁽³⁾の実験によれば、静的載荷では曲げ破壊となったはりが衝撃載荷ではせん断破壊となった場合があり、衝撃載荷では支点付近から約45°方向の直線的な斜めひびわれが発生し、ただちに破壊に至った。また、I断面のプレストレスト・コンクリートはりについて同様な落錐衝撃を加えた小池氏らの実験では、衝撃によって最低に発見されたひびわれは支点付近のはり腹部の斜めひびわれであったと報告されている。⁽⁴⁾

これらから、スパン中央に衝撃をうけると支点付近にかなり大きいせん断力が生ずると思われる。青柳氏の報文では支点反力の測定値が示されており、その値はあまり大きくないとされているが測定方法に問題があり、正しく反力が測定されていないと思われる。

1.2 鋼ばりにおけるせん断力応答の実験

長さ2.2m, スパン2mの鋼ばり(断面寸法, 図-1)について, 図-2のような装置でスパン中央に落錘により衝撃を加えて, 衝撃加力, 支点反力, 数点の緑ひずみを測った。

鋼ばりについての実験結果の代表的なものは図-3のようになる。図-3(上)の実線は衝撃加力と反力の実測値である。この場合の衝撃加力の最大値は390kg, 反力の最大値は270kgであり, 反力(=支点のせん断力)の応答倍率は270/(390×0.5) = 1.38である。スパン中央の緑ひずみの測定値は図-4-bのようになり, この最大値から求めた曲げモーメントの応答倍率(スパン中央に390kgの集中荷重が静的に作用した時の曲げひずみに対する比)は1.03にすぎない。

図-3(上)の衝撃加力実測値を強制力として, 次項で述べる弾性域の曲げ振動の理論によって計算した反力およびスパン中央の緑ひずみの値は図-3の破線のようになった(ただし, 減衰定数 $h = 0.05$ とし, $n = 9$ 次まで計算したもの)。これによれば計算値は実測値によく合い, 過渡振動の状況をよく示しており, また, 計算値からも支点反力(=支点せん断力)の応答倍率が曲げモーメントのそれより大きくなっており, 実測値から求めた最大応答倍率ではせん断力のそれは曲げモーメントのその1.35倍になっている。

1.3 ばりの応答計算式

単純ばりのスパン中央に図-4のような局部分布衝撃荷重をうける場合, 妹沢氏⁽⁵⁾によりはりの波衰振動の式は

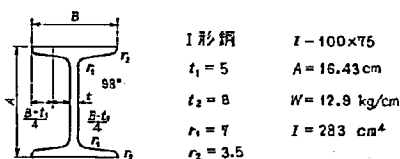


図 - 1.

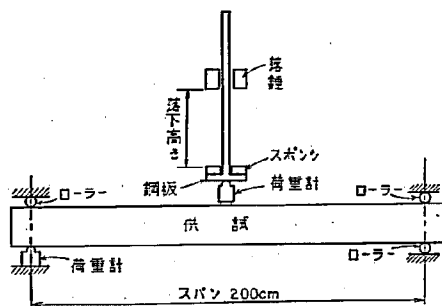


図 - 2.

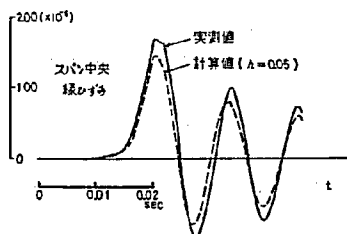
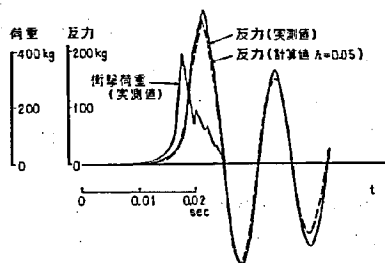


図 - 3.

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + EI \frac{\eta}{\omega} \frac{\partial^3 y}{\partial x^2 \partial t} + \mu \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = F(x, t) \quad (1)$$

ここに、 EI は曲げ剛性、 η は構造減衰係数、 ω は円振動数、 μ ははりの単位長さ当りの質量、 $F(x, t)$ は強制力（荷重）。任意の位置、時刻の変位を y として

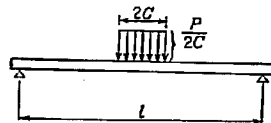


図 4.

$$y = \sum_{n=1}^{\infty} W_n(x) \cdot q_n(t) \quad (2)$$

とおくと

$$W_n(x) = \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (3)$$

$$m_n \frac{d^2 q_n(t)}{dt^2} + \frac{\eta K_n}{\omega_n} \frac{dq_n(t)}{dt} + K_n q_n(t) = Q_n(t) \quad (4)$$

となる。

ただし、 l はスパンで、

$$\left. \begin{aligned} m_n &= \int_0^l \mu W_n^2(x) dx = \frac{\mu l}{2} \\ K_n &= EI \int_0^l \frac{d^4 W_n(x)}{dx^4} \cdot W_n(x) dx \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (\text{無減衰のはりの固有円振動数}) \quad (6)$$

$$Q_n(t) = \int_0^l W_n(x) \cdot F(x, t) dx \quad (7)$$

ここで、 $F(x, t)$ は

$$\left. \begin{aligned} 0 < x < l/2 - c & \text{で } F(x, \tau) = 0 \\ l/2 - c < x < l/2 + c & \text{で } F(x, \tau) = P(\tau)/2c \\ l/2 + c < x < l & \text{で } F(x, \tau) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ゆえに

$$Q_n(\tau) = \frac{P(\tau)}{2c} \int_{\frac{l}{2}-c}^{\frac{l}{2}+c} \sin \frac{n\pi x}{l} dx \quad (7')$$

また、

$$\left. \begin{aligned} P &= W_n = \frac{K_n}{m_n} \\ P_1 &= P\sqrt{1-h^2} \\ \Lambda &= \frac{\eta}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

とおき、(4)式の解を Duhamel 積分で求めると、

$$\begin{aligned} q_n(t) &= \frac{2}{\mu \ell P_1} \int_0^t Q_n(\tau) e^{-hP(t-\tau)} \sin P_1(t-\tau) d\tau \\ &= \frac{n\pi}{\mu P_1 \ell^2} \left\{ \cos \frac{n\pi}{\ell} \left(\frac{\ell}{2} - c \right) - \cos \frac{n\pi}{\ell} \left(\frac{\ell}{2} + c \right) \right\} \int_0^t p(\tau) e^{-hP(t-\tau)} \sin P_1(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

(9)式中の数値積分は、図-5のように、任意波形の荷重の微小時間間隔における値を $\alpha\tau + \beta$ の直線で表せば次式により容易に計算できる。

$$\begin{aligned} \int_{t_1}^{t_2} p(\tau) e^{-hP(t-\tau)} \sin P_1(t-\tau) d\tau &= \int_{t_1}^{t_2} (\alpha\tau + \beta) e^{-hP(t-\tau)} \sin P_1(t-\tau) d\tau \\ &= \frac{1}{P^2} \left(e^{-hP(t-\tau)} \left\{ ((\alpha\tau + \beta) h P + (1-2h^2)\alpha) \right. \right. \end{aligned}$$

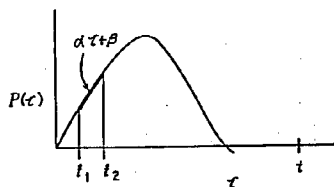


図 - 5.

$$\sin P_1(t-\tau) + ((\alpha\tau + \beta) P_1 - 2h\sqrt{1-h^2}\alpha) \cos P_1(t-\tau) \Big]_{t_1}^{t_2} \dots\dots\dots (10)$$

以上の(2), (9)式を用いて、任意点のたわみ y_x 、曲げモーメント M_x 、せん断力 S_x は

$$y_x = \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} W_n(x) \cdot q_n(t) = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \sin \frac{n\pi x}{\ell} \cdot q_n(t) \dots\dots\dots (11)$$

$$M_x = -EI \frac{\partial^2 y_x}{\partial x^2} = -EI \left(\frac{\pi}{\ell} \right)^2 \sum_{n=1,3,5}^{\infty} n^2 \sin \frac{n\pi x}{\ell} \cdot q_n(t) \dots\dots\dots (12)$$

$$S_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} = -EI \left(\frac{\pi}{\ell} \right)^2 \sum_{n=1,3,5}^{\infty} n^2 \cos \frac{n\pi x}{\ell} \cdot q_n(t) \dots\dots\dots (13)$$

なお、応答倍率は、荷重 p の最大値が静的に作用したさいの静力学による各点のたわみ、曲げモーメント、せん断力に対する動的計算値(11), 12, 13式による値の最大値)の比になる。

1.4 対称三角波形衝撃に対する応答

落錐をうけた場合の衝撃力の波形は図-3のようで、対称に近い三角波形ないしは正弦波形になる。

各種の波形の衝撃に対する一質点系の応答は合田氏⁽⁷⁾の詳しい計算によれば、最大応答倍率は無減衰の場合、対称三角波単衝撃では1.50、正弦波では1.77、矩形波では2.0となる。

ここでは、対称三角波衝撃に対する無減衰のはりのたわみ、曲げモーメント、せん断力の応答倍率の計算を1.3で述べた式で行い、その結果を図-6に示す。最大応答は衝撃持続時間 λ がはりの1次の固有周期 T_0 の0.8~1.0で生じ、スパン中央のたわみ δ_s の最大応答倍率は1.5となり一質点系の応答とほとんど変わらないが、曲げモーメント M の最大応答倍率は1.32、支点のせん断力(=反力) S のそれは1.82となる。したがって、せん断力の最大応答倍率は曲げモーメントのその1.38倍になっている。

なお、支点以外でのせん断力の応答倍率はスパン中央に近づくにつれ1に近づき、また、曲げモーメントのそれは、支点に近づくほど大きくなり、図-7のようになる。このように、スパン中央に衝撃的集中荷重をうける場合の曲げモーメントおよびせん断力の分布は静力学の場合の分布と著しく異り、支点付近の方が静力学の場合の値より大きくなる。

1.5. コンクリートはりの実験

コンクリートはりではコンクリートの脆性的影響があること、ひびわれが入りやすいことのために、鋼はりの場合のように明確な実験結果が得にくい。

図-8に示す断面寸法の鉄筋コンクリートはりについて、鋼はりと同様(ただし、反力は測っていない)に実験した結果の一例として繰りすみの実験値と計算値を図-9に示す。コンクリートはりには曲げひびわれは生じておらず、いわゆる全断面有効の状態であるが、引張側(下側)ひずみの方が圧縮側ひずみより大きくなっている。

このはりと同時に作った円柱供試体による静弾性係数 E_s は330,000 Kg/cm²で、動弾性係数 E_D は357,000 Kg/cm²であった。全断面有効、 $E=E_s$ とした曲げ剛性 EI によって計算した固有振動周期は実験値よりかなり小さくなるので、実験値と合うように EI を選んで1.3で述べた方法によ

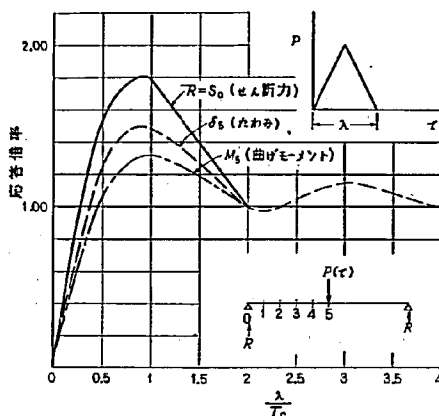


図 - 6.

対称三角波衝撃に対する応答

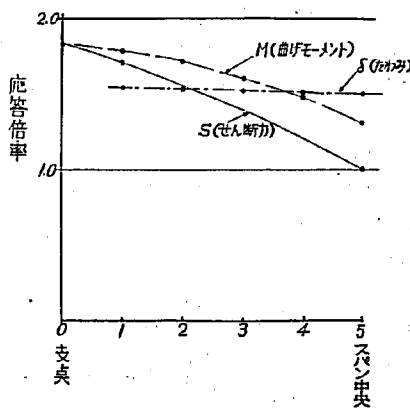


図 - 7.

つてはりのびびりの応答を計算した。
図-9の中の計算値はこの値で、減衰定数を $\lambda = 0, 0.05, 0.1$ の場合を示す。図-9において実験値と計算値を比較してみると、 $\lambda = 0.05 \sim 0.1$ の間で比較的良好。

コンクリートはりについて実験はまだほとんど行っておらず、さらに、曲げひびわれが発生していない場合の応答、ひびわれ発生後、また、動的せん断破壊の現われ方を明らかにすべく実施中であるので、現在の段階では、鋼はりの実験に比較して明らかにできることは少ない。当然のことではあるが、全断面有効の状態において、1.3に述べた曲げ振動理論により応答を表わしうようである。

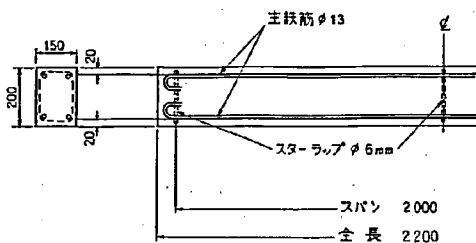
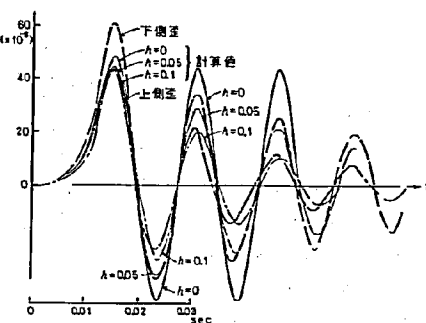


図 - 8



2. 鉄筋コンクリートはりの動的せん断強さ

2.1. 現行設計基準とその基礎

鉄筋コンクリートはりのせん断力に対する設計基準の考え方は次のようになっている。すなわち、せん断補強を必要とする限界（許容せん断応力度 τ_{a1} ）は、常時荷重に対しては斜め引張ひびわれ発生時応力を基準とし、地震のような非常時荷重に対しては無復筋はりのせん断破壊時応力を基準としている。

ところで、斜め引張ひびわれ発生時のせん断応力度（ τ_c ）及びせん断破壊時のみかけせん断応力度（ τ_u ）は主としてコンクリートと強度、せん断スパン比（ a/d ）、引張鉄筋量によって変るが、斜め引張ひびわれの発生やせん断破壊の計算方法は、その破壊機構と結びつけた理論式が確立されていない現状である。したがって、日本の土木学会、建築学会では許容せん断応力度をコンクリートの強度との関係のみで規定している。

今、斜め引張ひびわれ発生時のせん断応力度とコンクリートの圧縮強度との関係を図示すると実験値は図-10の⁽⁷⁾様に非常にちらばりの大きい結果になっている。この結果から、常時に対する τ_{a1} は、実験値の下限の値をとり $\tau_{a1} = 0.03 \sigma_{ck}$ としている。

せん断破壊時のみかけせん断応力度の下限値は静的実験では $0.05 \sim 0.06 \sigma_{ck}$ といっており、建築学会では $0.06 \sigma_{ck}$ 、土木学会では約 $0.045 \sigma_{ck}$ としてきた。

荒川氏⁽⁸⁾が国内外の静的実験値を整理した結果によれば、 τ_c および τ_u についてコンクリートの強

底のみでなく、せん断スパン比 (a/d)、引張鉄筋比 (P_t) の要素を考慮した結果、図-11, 12 のようになる。

そして、荒川氏は建築学会の現行規準と比較して表-1のように、規準の危険性を指摘した。

建築学会は本年春、許容せん断応力底を下げたので非常時に対する τ_c も土木学会のそれとほぼ同様になっている。

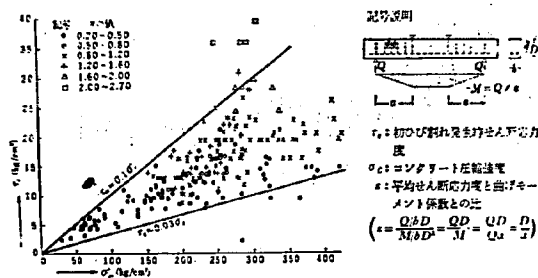


図-10 $\tau_c - \sigma_c$

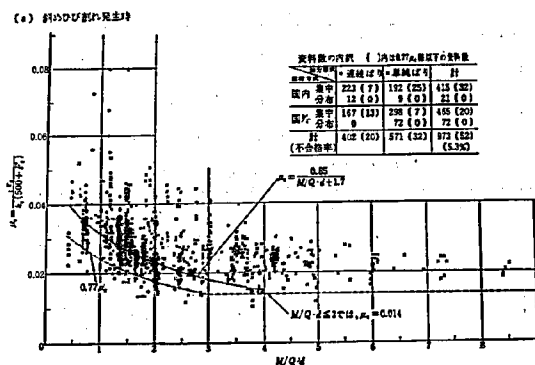


図-11 (荒川氏による) 計算値と実験値との比較 (普通コンクリート)

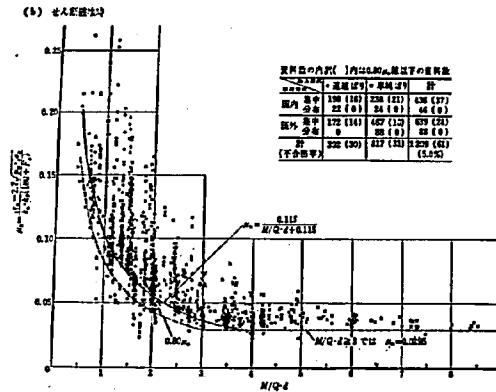


図-12 (荒川氏による)

表-1. 常時荷重に対する τ_{a1} と τ_{amin} (荒川氏による)

σ_{ek} (kg/cm ²)		180	240	300	
τ_{a1}	土木学会	6	7	8	
	建築学会 ($\sigma_c/30$)	6	8	(10)	
τ_{amin}	$a/d = 1$	11.8	12.9	13.9	
	2	8.6	9.4	10.2	
	3	6.8	7.4	8.0	

地震荷重に対する τ_{a1} と τ_{amin} (荒川氏による)

σ_{ek} (kg/cm ²)		180	240	300	
τ_{a1}	土木学会	9	10.5	12	
	建築学会 (旧)	12	16	(20)	
τ_{amin}	$a/d = 1$	21.0	23.7	26.5	腹鉄筋 $p_s=0.1\%$ を含む。
	2	13.0	14.5	16.1	
	3	10.2	11.1	12.2	
$1.5\tau_{amin}$ ($a/d=3$)		10.2	10.7	12.0	

2.2 動的荷重に対するせん断強さ

動的荷重に対するせん断強さの研究は、その基礎となる静的なせん断破壊機構が明らかになっていないことと、動的載荷実験が困難なことからあまり行われていない。しかし、くりかえし荷重に対して強さが低下するという一般的な傾向からいって、地震時のような動的な繰返し荷重に対しては

せん断強さも低下する危険性は予想されるものである。

すでに発表された、動的強さに関する研究としては、Chang & Kesler の実験⁽⁹⁾（単鉄筋無腹筋ばりについての片振り疲労試験、 a/d は一定）、加賀美氏の実験⁽¹⁰⁾（単鉄筋有腹筋ばりの片振り疲労試験、米海軍土木研究所の実験（爆圧をうけるはり）などの実験がある。

2.2.1 動的・サイクル荷重に対する強さ

一般に、荷重速度が大なるほど強度や降伏点は上昇する。コンクリートの強度や鉄筋の降伏点も同様である。しかし、複合構造となっている鉄筋コンクリートはりでせん断強さが荷重速度とともに増加するかどうかは疑問があったので、筆者は荷重時間約1秒でいどとなる一行程高速載荷実験を行った。供試ばりの断面寸法は図-13のもので、実験結果は表-2のようになった。

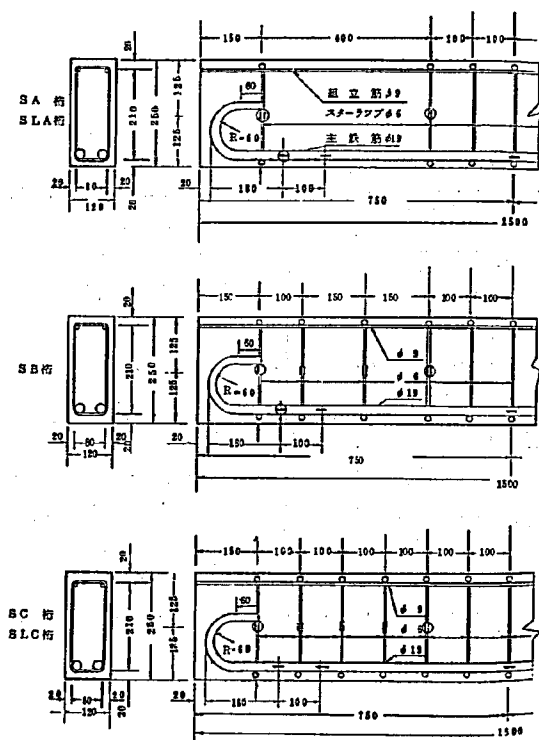


図-13 配筋図及びゲージ貼布位置図

表-2. 1サイクル急速荷重に対するせん断破壊強さ

桁 名	鉄 筋 量 (cm^2)	有効 高さ (cm)	コン クリ ートの 圧縮 強度 (kgf/cm^2)	引の 降伏 鉄筋 点 (kgf/cm^2)	載の 荷 速 度 類	破 壊 荷 重 (t)	破の 壊平 均 重 (t)	動的荷重 静的荷重	
S 5	主鉄筋 567	2 209	351	3 176	静 的	8 500	9.425	1.659	
		2 189	361	3 284		10 350			
		2 208	381	3 261	動 的	16 700	15.633		
		2 197	942	3 264		17 900			
A 3		2 213	356	3 249		12 300			
S 5	主鉄筋 567	2 197	365	3 472	静 的	16 800	18.600		1.111
		2 199	358	3 463		20 400			
		2 201	362	3 512	動 的	21 800	20.667		
		腹鉄筋 0.56	2 187	343		3 365		18 900	
B 3		2 197	367	3 330		21 300			
S 5	主鉄筋 567	2 218	328	3 315	静 的	20 200	20.450	1.063	
		2 198	337	3 385		20 700			
		2 198	330	3 506	動 的	22 500	21.733		
		腹鉄筋 0.84	2 194	330		3 577			21 300
C 3		2 214	317	3 424		21 400			
S 5	主鉄筋 567	2 205	379	3 483	静 的	17 600	14.100		1.274
		2 194	408	3 489		10 600			
		2 190	383	3 558	動 的	21 100	17.967		
		腹鉄筋 0.84	2 201	383		3 511		20 700	
A 3		2 198	386	3 530		12 100			
S 5	主鉄筋 567	2 209	416	3 519	静 的	21 100	21.050	1.040	
		2 190	410	3 191		21 000			
		2 204	426	3 492	動 的	21 800	21.900		
		腹鉄筋 0.84	2 195	426		3 689			22 500
C 3		2 193	428	3 281		21 400			

この実験の結果によれば、 r_u は腹鉄筋の有無にほとんど関係なく、動的時の r_u は静的値の約 1.4 倍となり、無腹鉄筋の r_u の動的値は静時値の約 1.2 ~ 1.6 倍となった。 r_u の増加率は供試体数が少く精度は悪いが、動的時の r_u は増加することは確実である。

2.2.2 動的くりかえし荷重に対する強さ

440 サイクル/分 (7.3 c/s) の片振り繰返し荷重に対する Chang 氏らの実験における、斜め

ひびわれ荷重の低下
の状況、せん断破壊
荷重の低下の状況は
図-14, 15のよう
になる。筆者らが
現在実施中の複鉄筋
ばりの疲労試験(
100~200c/min)の
結果の一部と Chang
氏らの結果と比較し
たのが図-16であ
る。Chang 氏らの
実験結果は筆者らの
結果に比して、繰返
し回数が少ない所で

10%程度低下ま
わっている。この差は
圧縮鉄筋の有無とせ
ん断スパン比の差に
よるものと思われる。

以上の片振り繰返
し載荷試験結果から、
地震時のような荷重
に対する強度を推定
してみるとつぎのよ
うになる。地震時の
荷重に相当する繰返

し回数を想定することは難しいが、いま、繰返し数 1,000
回、および1万回の平均的な強度低下率を Chang 氏らの実
験結果から求めると表-3のようになる。繰返し荷重による
強度低下を考慮した r_c 、および r_n の下限値を求めるには静
的実験結果の下限値(荒川氏らのような値)に表-3の低下
率を乗じては小さ目になりすぎるので、静的実験における実
験値のパラッキのていどを考慮した統計的处理が必要であり、
追って検討したい。いずれにせよ、繰返し荷重を考慮した
 r_{cmin} r_{nmin} は静的実験結果の r_{cmin} r_{nmin} より下回る

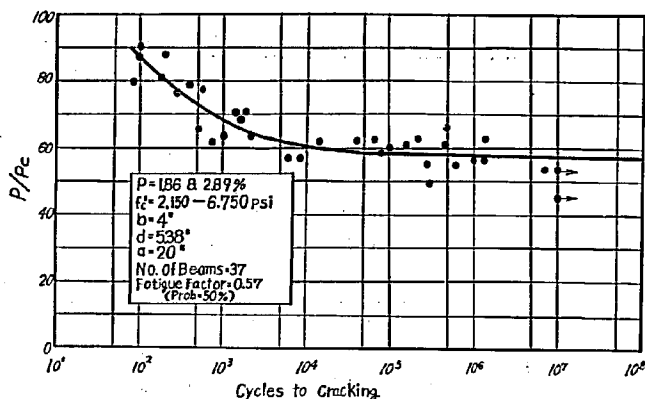


図-14 Statistical study of the fatigue strength of beams against diagonal cracking

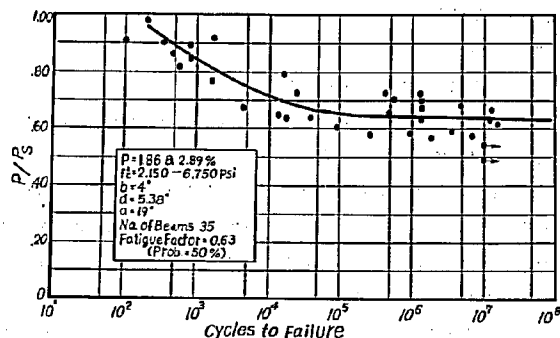


図-15 Statistical study of the fatigue strength of beams against failure

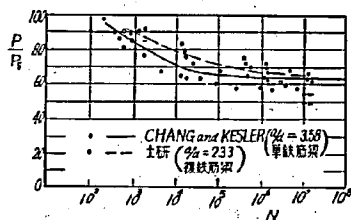


図 - 16

ものといえよう。

表-3. 繰返し荷重を考えた r_{emin} , r_{amin}

			N =1000 に対して	N =10000 に対して
r_{emin}	Chang 氏らによる低下率		0.67	0.61
	荒川氏による r_{emin}^* 以上の 低下率を乗じ た値	σ_{ek}	180	4.55
			240	4.95
			300	5.36
r_{amin}	Chang 氏らによる低下率		0.84	0.72
	荒川氏による r_{amin}^* 以上の 低下率を乗じ た値	σ_{ek}	180	8.57
			240	9.32
			300	10.22

* $a/d=3$ に対しての値である。

3. 結論および考察

3.1 結 論

以上、1, 2の項を通じての主な結論は

- ① せん断補強をしてないはりのせん断力に対する現行設計基準(許容せん断応力度)は動的繰返し荷重に対して十分な安全率を備えている訳ではないこと
- ② スパン中央に衝撃的集中荷重をうける単純梁の支点付近のせん断力の応答倍率はスパン中央部の曲げモーメントのそれより大きく、対称三角波衝撃に対する支点せん断力の応答倍率は無減衰の場合1.82倍にもなり、スパン中央曲げモーメントのそれより1.4倍になる。

3.2 高架橋橋脚の耐震強度についての考察

まえがきに述べた様に、地震時の鉄筋コンクリート構造物のせん断強さを明らかにすることは極めて重要である。土木構造物においてまず検討しておくべき構造物は最近大都市を中心に増えつつある高架橋の橋脚である。

3.2.1 柱のせん断強さ

2に述べた動的せん断強さは鉄筋コンクリートはりについてである。柱のせん断強さについての研究は動的実験によって十分とはいえないがいくつか行われている。⁽¹⁾

一般に、軸力をともなうはりのせん断強さは軸力のない場合よりも大きくなる。しかしながら、その破壊の様相は軸力が大となるにしたがい、脆性が強くなり、爆発的な破壊となるといわれ、かつ、斜め引張りびわれと破壊が同時に生ずるようになるといわれる。

軸力をともなう場合の動的せん断破壊についての研究は全く行われていない状態であるので、せん断強さが軸力のないはりの場合より大となると思われるが、現段階では一応はりのせん断強さを基準に設計を行わざるをえないであろう。

3.2.2 橋脚の地震時のせん断力の応答

1に述べたはりの場合のようにせん断力の応答倍率が曲げモーメントのそれより大きくなることは橋脚の場合に常に生ずる訳ではないであろう。しかし、はりに近い構造系ではそのようになるであろう。橋脚の頂部の変形が拘束される場合にはせん断力の応答率が大きくなりそうなのは振動研究室の論文⁹³からもうかがわれる。

また、地震荷重の決定のための計算において、曲げモーメントの応答を中心に計算され、せん断力について軽視されることもあるようだが、許容せん断応力度が十分な安全率を備えている訳でもないのであるから、せん断力の応答については十分検討される必要があろう。

さらに、小川氏⁹⁴の鉄筋コンクリート・ラーメンの振動実験によれば、静的実験と異ったせん断破壊に近い破壊が生じたと報告されており、せん断力の応答を軽視できないと考える。

3.2.3 せん断破壊に対する安全率

現行設計基準が十分な安全率を備えていないと先に述べたが、これはせん断補強をしていない場合であって、せん断補強鉄筋を入れることによって十分な強さは確保出来るのであるから、 r_s を控え目にとればよい。

なお、補強限度せん断応力度 r_{sd} についても、建築学会では改訂して従来の値より小さくした。

また、極限設計の考え方が広がるにつれ、構造の塑性を考察した振動解析も行われるようになっていく。その場合、曲げ破壊が靱性破壊であるのに比べてせん断破壊が脆性破壊となることを考えるならば、不確定な荷重に対しては荷重係数を大きくとるだけでなく靱性破壊となるせん断破壊に対しては曲げ破壊より大きな安全率を確保すべきである。

参 考 文 献

- (1) 鉄筋コンクリート構造物の耐震対策—1968年十勝沖地震による被害にかんがみて—, 建築雑誌, 昭和44年1月号
- (2) 丹, 古賀: 衝撃力をうけるコンクリートはりのせん断力の応答, 土木技術資料 Vol12, 68, 昭和45年8月
- (3) 青柳: 衝撃荷重をうける鉄筋コンクリートはりの基礎的研究, セメント技術年報, 昭和40年
- (4) 小池, 橘田, 宮坂: 軽量PC曲げ部材の衝撃破壊について, プレストレストコンクリート, Vol8, 64, 1966年1月
- (5) 妹沢軽構造の理論と応用(上) pp460, 1966年, JUSE出版社, 東京
- (6) 合田: 衝撃荷重の測定について—減衰振動系の衝撃応答特性—, 港務技研資料633, 1967年11月
- (7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準, 同解説, 1962年改訂版, p159
- (8) 荒川: 鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について—実験結果による再検討—, コンクリートジャーナルVol8, 67, 1970年, 7月
- (9) T.S. Chang, O.E. Kesler; Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement, Journal of A.C.I., Vol 29, 612, June 1958.

- 00 加賀三, 三浦, 平野, 有富: 鉄筋コンクリートばりのせん断疲労に関する研究, コンクリート
ジャーナル, Vol. 7, No. 6, June 1969.
- 01 尾崎氏の括め: R/C部材のせん断実験について, 建築雑誌, 昭和44年7月
- 02 山田: 1968年十勝沖地震における鉄筋コンクリート柱の剪断爆裂に関する考察, 日本建築
学会論文報告集第170号, 昭和45年4月
- 03 栗林: 橋梁の耐震設計に関する研究Ⅲ, 土木研究所報告136号, 昭和44年12月, p. 21
のよ, についての計算

道路構造と交通騒音について

交通安全研究室 金 泉 昭

概 要

およそ騒音対策には2種の進め方があり、その1つは騒音発生の源を極力小さくすることであり、いま1つは発生した騒音を吸収あるいは分散させて、居住域に進入させないようにすることである。通常はこの両方について、技術的および経済的な比較を行ない、適当なかねあいを探ぐって方策を進めることが常識となっている。道路およびその周辺の騒音についても当然この2者について併行して対策を構ずる必要がある。つまり自動車自身の騒音のパワーレベルを小さくすること、道路の形状、材料その他によって減衰を大きくして、居住域に騒音が到達しにくくすることである。

本文では先ず自動車音のパワーレベルと音圧レベルに関する理論的事項を述べ、次にパワーレベルと関係深い構造因子2種について述べる。構造因子の1つである縦断勾配については、一般にいわれている程の影響はなく、ほとんど無視できる程度であるが、いま1つの路面性状についてはかなりの影響力をもっており、今後さらに研究を要する因子であると考えられる。

1 騒音伝搬の基本形態

(1) 1台の自動車の場合

地面が音の完全反射体であり、車両を無指向性点音源と考えるならば、そのパワーレベルから次式によって音圧レベルを計算することができる。

$$L = \text{PWL} - 8 - 20 \log_{10} \ell \quad \text{..... (dB)} \quad \text{..... (1)}$$

ただし、 L ；音圧レベル、 PWL ；パワーレベル
 $= 10 \log_{10} W/W_0$ 、 $W_0 = 10^{-12}$ ワット、 ℓ ；音源と
 測点間の距離、

図-1において直線AB上を自動車Pが走行するものとし、受音点CからABに下した垂線の交点をOとし、 $\overline{OC}$ を ℓ とする。いま原点をOにとり、自動車の

速度を V (m/sec) とすれば、図において $\overline{OP} = Vt$ であるから $\overline{PC} = \sqrt{\ell^2 + (Vt)^2}$ である。これよりC点における音圧レベルは(1)式によって

$$L = \text{PWL} - 8 - 20 \log_{10} \ell - 10 \log_{10} \left\{ 1 + \left(\frac{Vt}{\ell} \right)^2 \right\} \quad \text{..... (dB)} \quad \text{..... (2)}$$

で表わすことができる。

(2) 1列等間隔の場合

図-2のごとく自動車の間隔を d とし、O点の右側へ $p_0, p_1, p_2, \dots$ 、左側へ $p_{-1}, p_{-2}, \dots$ と番号をつけ、このサフィックスを n とすれば、 p_n に位置する自動車からC点へ達する音の音圧レベルは

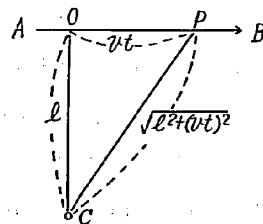


図-1

の音圧レベルは

$$L(p_s) = \text{PWL} - 8 + 10 \log_{10} \frac{1}{L^2 + (Vt + nd)^2} \quad \dots\dots\dots(3)$$

であるから無限個の自動車からの音圧レベルは

$$L = \text{PWL} - 8 + 10 \log_{10} \sum_{n=-\infty}^{\infty} \frac{1}{L^2 + (Vt + nd)^2} \quad \dots\dots\dots(4)$$

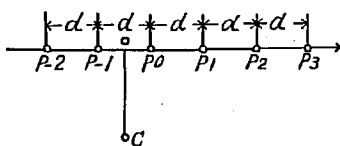


図-2

$$= \text{PWL} - 8 - 20 \log_{10} L + 10 \log_{10} \pi \left(\frac{L}{d} \right) \frac{\sinh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right)}{\cosh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right) - \cos 2\pi \left(\frac{Vt}{d} \right)} \quad \dots\dots\dots(5)$$

また最大値、最小値および中央値は、それぞれ Vt/d に 0, 0.5, 0.25 を代入すれば得られる。

$$L_{\max} = L_{\max} + 10 \log_{10} \pi \frac{L}{d} \frac{\sinh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right)}{\cosh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right) - 1} \quad \dots\dots (\text{dB}) \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$L_{\min} = L_{\max} + 10 \log_{10} \pi \frac{L}{d} \frac{\sinh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right)}{\cosh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right) + 1} \quad \dots\dots (\text{dB}) \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$L_M = L_{\max} + 10 \log_{10} \pi \frac{L}{d} \tanh 2\pi \left(\frac{L}{d} \right) \quad \dots\dots (\text{dB}) \quad \dots\dots\dots(8)$$

さらに $L/d \gg 1$ では、 $\cosh 2\pi (L/d) \gg 1$, $\{\sinh 2\pi (L/d)\} / \{\cosh 2\pi (L/d)\} = \tanh 2\pi \cdot (L/d) \rightarrow 1$ であるから

$$L_{\max} = L_{\min} = L_M = L_{\max} + 10 \log_{10} \pi \frac{L}{d} = \text{PWL} - 3 + 10 \log_{10} \frac{1}{dL} \quad \dots\dots\dots(9)$$

次に $L/d \ll 1$ では、 $\cosh 2\pi (L/d) \rightarrow 1 + \frac{1}{2} (2\pi L/d)^2 = 1 + 2\pi^2 (L/d)^2$, $\sinh 2\pi (L/d) \rightarrow 2\pi (L/d)$, $\tanh 2\pi (L/d) \rightarrow 2\pi (L/d)$ であるから

$$L_{\max} \approx L_{\max} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$L_{\min} \approx L_{\max} + 10 \log_{10} \left(\pi \frac{L}{d} \right)^2 \approx \text{PWL} + 2 - 20 \log_{10} d \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$L_M \approx L_{\max} + 10 \log_{10} 2 \left(\pi \frac{L}{d} \right)^2 \approx \text{PWL} + 5 - 20 \log_{10} d \approx L_{\min} + 3 \quad \dots\dots\dots(12)$$

また 1 列で走行する自動車の平均間隔が d (m)、走行速度が V (km/h) であれば交通量 N (台/時) は $N = 1000 V/d$ 、故に $1/dL = N/L \cdot 1/1000 V$ 、これを(9)式に代入して(9)式を得る。

$$L_M = \text{PWL} - 33 + 10 \log_{10} \frac{N}{L} - 10 \log V \quad \dots\dots\dots(13)$$

2 定常走行時のパワーレベル

走行中の自動車の音響放射エネルギー（パワーレベル）は走行速度によって異ってくることは容易に理解できる。本節では速度とパワーレベルの間にどのような関係があるかを述べる。

従来の資料によればパワーレベルは速度の4乗に比例するとしている。すなわち $L = 40 \log_{10} V + C$ であるという訳である。ところが種々の実測値を集計してみると $L = A \cdot V + B$ といった1次式の方がより正確に表現できることが明らかとなった。よって本文では1次式による表現型式をとることとする。

(1) モデル車による実験結果

表-1 モデル車のパワーレベル

大型車、小型車、および乗用車による試験
走路での測定結果は表-1のごとくである。
これらのモデル車の場合は、実験式による計算値と実測値との差は±1 dB 以内であって非常によく一致している。また実験式の勾配は $40 \sim 80 \text{ km/h}$ では、 $40 \log V$ と同等である。

車 種 (車 名)	荷 重	PWL (dBA)
乗 用 車 (クラウン 8)	1 人	$0.31V + 81$
小型トラック (トヨエース)	空 車	$0.28V + 86$
同 上	2 ton	$0.30V + 85$
大型トラック (いすゞ搬水車)	空 車	$0.24V + 91$
同 上	4.5 ton	$0.20V + 97$
大 型 バス (三菱高速バス)	—	$0.21V + 98$

(2) 一般車の実測結果

ただし V ; 走行速度 $20 \sim 80 \text{ km/h}$

国道16号線における一般車の実測結果は、車種および勾配によって係数、定数共に異なるがおよそその値は次式により求めることができる。この場合の偏差は±5 dB 程度となる。

$$PWL = 0.2V + C \dots\dots\dots \text{dB (A)} \dots\dots\dots 00$$

ただし、 C ; 大型車 94, 小型車 87, 乗用車 84

ここで V の係数が前述のモデル車の値を下まわっている点については、色々な理由が考えられるが結果からみれば、騒音の大きな車両は低速度で走行し、騒音の小さな車両は比較的高速度で走行しているということである。

3 特殊走行時のパワーレベル

前節で述べたパワーレベルは定常走行時つまり、変速機のギヤ位置はトップの状態と速度が一定になるような走行方法でのものであったが、今後はアクセルペダルをいばいに踏み込んだ加速走行時およびギヤ位置をニュートラルとした惰性走行時のパワーレベルについて調べる。

(1) 加速走行時

前出のモデル車による実験結果の例を図-3に示す。各車種ともに 40 km/h を境としてそれ以上では定常走行時の1 dB 増、それ以下では逆に上昇して 20 km/h では 60 km/h 走行時と同程度となっている、これは同ポイントでギヤチェンジを行なっているためである。

これらのことからギヤチェンジをしない範囲では定常走行と大差ないことが判り、従って次節で述べる上り勾配部でも、ギヤチェンジを必要としない程度の勾配部では平坦部とほとんど違いないこと、また 20 km/h 以下になると大半の車両はギヤチェンジを行ない、その場合は 60 km/h 以下になると大半の車両はギヤチェンジを行ない、その場合は 60 km/h 走行と同程度のレベル

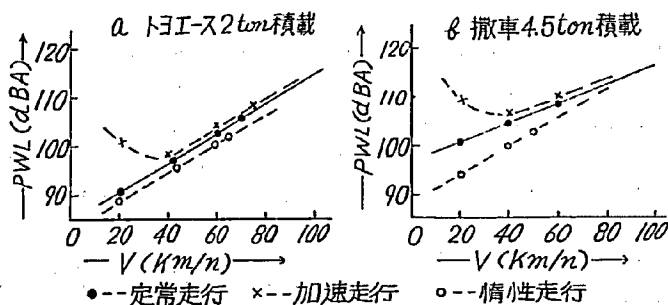


図-3 走行別 V-L カーク

となることが分る。

(2) 惰行走行時

同図-3 で見られるごとく、定常走行時の1~5 dB減である。このことから下り勾配部でもせいぜい5 dB 位しかレベル低下の可能性がなく、ギヤチェンジしてエンジンブレーキを使用するような急勾配部では逆にレベル上昇が生ずることになる。また現在の内燃機関の代りに無音の動力を使用しても、これ以上のレベル低下は望めないということも明らかである。

4 勾配部走行時のパワーレベル

平坦部走行時のパワーレベルを基準とした車種別のレベル差を図-4 に示す。図は国道16号線で0, 2.4, 4.8 %の勾配区間を選び、単独に走行している一般車の速度と騒音レベルを測定し、前出の1次式を車種別、勾配別に求めそれから算出した40, 50, 80, 100 km/hの平均値である。図で下り2.4 %で⊕となっているものがある点については、先(次にくる勾配)が上り勾配となっていることから、早めに加速を始めるためであると考えられる。勾配によるパワーレベルの増減 Δ PWL は、トップギヤで走行できる範囲の勾配(±5 %)においては下の式で表わすことができる。

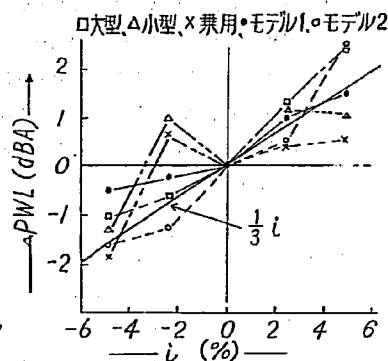


図-4 勾配と補正值

$$\Delta \text{PWL} = \frac{1}{3} i \text{ (dBA)} \quad \text{---(9)}$$

ただし i ; 上りを正とした縦断勾配(%)

5 路面性状とパワーレベル

自動車騒音は自動車の原動機音とタイヤ音を主成分としている、そして低速走行時には前者が優り、高速走行時には後者が優勢となることはすでに述べた。

タイヤ音は走行中のタイヤ自身およびタイヤと路面間の相互作用によって生ずる音であるから、路面性状によって大きく左右されるはずである。従って自動車騒音もまた路面性状の影響を受けるであろうことは当然予想される。ここで路面性状を表わす指数として砂拡大法による表面粗さの指数を採用した。図-5は80km/h走行における関係を車種別に示したものである。図では大型車および中型車で指数0.2~0.3で最低レベルとなり、乗用車では0.1位でほど一定となっている。図-6は乗用車2の速度別カーブである。速度の増加と共に粗さの影響が大となることが分る。以上から路面の粗さによって3~10dB(車種平均6dB)の差が生じることは明白である。この数値は距離にして4倍、速度差にして30km/h、日本式家屋の障子戸1枚分に相当する。

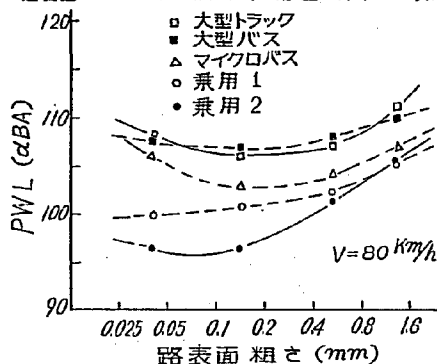


図-5 車種別路面粗さとパワーレベル

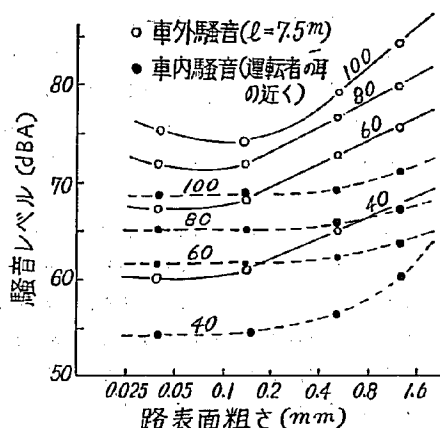


図-6 乗用車2の速度別騒音レベル

鋼格子床版に関する研究

橋梁研究室 太 田 実

1. は じ め に

道路橋の床版としては現場打ち鉄筋コンクリート床版がもっとも多く用いられているが、最近、床版の軽量化と施工の省力化をめざした各種の新しい床版工法についての研究がさかに行なわれており、あるものはすでに実用の段階に入っている。ここに報告する鋼格子床版もその一つで、橋梁研究室では昭和40年度から調査・研究をすすめてきた結果、現在までにその設計・施工法について一応の成案を得るにいたった。この床版に用いる特殊断面の圧延形鋼もすでに国内数社で生産されており、これらを用いた床版も実橋に用いられるようになった。

鋼格子床版は軽量であるうえ、施工も容易かつ迅速に行なうるので、とくに長大橋梁用の床版として有力な一工法と考えられるが、その他一般の橋梁に対しても便利に用いる場合があると考えられる。たとえば、耐荷力のとほしい老朽橋の床版をとりかえる際に、床の死荷重をできるだけ軽くし、かつ迅速に施工できる点で、この形式の床版の採用も一考するに値するものと思われる。

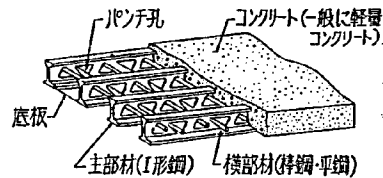


図-1 床版の構造

2. 鋼格子床版の概要

ここで「鋼格子床版」とよんでいるのは、特殊断面の圧延小型I形鋼を15～20cm間隔に並べ、それらを棒鋼や平鋼などの横部材で連結して形成される鋼の格子状骨組にコンクリートを充てんして造られる床版(図-1)のことで、正しくはコンクリート充てん鋼格子床版ともいうべきものをここでは鋼格子床版と略称している。鋼格子床版は、適切な大きさにして工場製作された鋼格子のパネルをけたの上に架設し、パネル相互の継手材をセットしたのちコンクリートを充てんして完成される。コンクリートは鋼格子の上面から2～3cmの厚さに上置きしてその上に摩耗層を設けるか、または上置層を5～6cm厚に打ってそれをそのまま摩耗層とする。床版軽量化の目的からも、コンクリートは軽量コンクリートを用いるのが普通である。

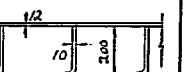
従来の現場打ち鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版という)とくらべて、鋼格子床版にはつぎのような利点がある。

1) 軽いこと：鋼格子床版の重量をRC床版および鋼床版の場合と比較した一例を表-1に示す。

この表から明らかなように、鋼格子床版は普通コンクリートを用いたRC床版とくらべてはもちろん、軽量コンクリートを用いたRC床版とくらべてもかなり軽量になる。床が軽くなれば橋梁の主構造さらには下部構造の断面減少をもたらすことになる。

- 2) 施工が容易かつ迅速であること：RC床版の場合におけるような型枠作業や配筋作業を現地でなす必要がなく、また、鋼格子のパネルはコンクリート充てん前でももけたに載せ終った分ちから直ちに施工足場として使用することもできるので、作業は容易かつ迅速にすすめることができる。

表-1. 床版重量の比較

設計対象	主鉄筋方向(主方向)が車両進行方向に直角な一方単支持版 支間: 4.0 m		
床版形式	A. 現場打ち鉄筋コンクリート床版	B. コンクリート充てん鋼格子床版	C. 鋼床版
使用材料の許容応力度	$\sigma_{cc} = 70 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ f}$	$\sigma_{cc} = 80 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ f}$	$\sigma_{sa} = 1,900 \text{ Kg/cm}^2$
断面	 主鉄筋: D19 15cmピッチ 配力鉄筋: D16 15cmピッチ	 I形鋼: 130mm 20cmピッチ 横部材: D19 10cmピッチ	 鋼材: SM50
単位面積当り重量	500 Kg/m ² (625 Kg/m ²) 注4)	335 Kg/m ²	180 Kg/m ²
	○軽量コンクリート使用 コンクリート単重 1,900 Kg/m ³ と仮定 注5)	○軽量コンクリート充てん コンクリート単重 1,900 Kg/m ³ と仮定 注5)	○主けたのフランジとしての作用は考慮せず、床版としての作用のみを考慮。
形式Aを1.0としたときの重量比	1.00 (1.00) 注4)	0.67 (0.54) 注4)	0.36

注1) .鋼道橋床版の設計に関する暫定基準による。

注2) .本文3.1の設計法による。

注3) .積装重量はふくまない。

注4) . ()内は形式Aのコンクリートを普通コンクリートとした場合。

注5) . 粗骨材のみ軽量骨材を用いた場合。

- 3) 強度の信頼性が高いこと：あらかじめ良好な精度をもって工場製作された鋼格子を主体とするので、RC床版で起りがちな配筋誤差やコンクリート施工のむらによる強度の不均一をさけることができ、それだけ信頼性の高いものができる。

3. 設計法の一例

橋梁研究室が実施してきた鋼格子床版に関する一連の調査・研究結果をもとに、この床版の一設計法をのべる。

3.1 設計計算法

床版は厚さが薄いほど輪荷重の分布範囲がせまく荷重は集中的に作用して作用曲げモーメントが大きくなる²⁾。したがって厚さの薄い鋼格子床版に対して、それよりもかなり厚い現場打ちRC床版を対象とした鋼道路橋設計示方書の曲げモーメント算式³⁾を用いるのは適切でない。そこで、この算式の根拠となっている等方性版の理論式にさかのぼって、版厚が薄いことを考慮したうえで、この床版に対する設計モーメントを求めることにした⁴⁾。

つぎに断面の算定は、道路橋の床版としてはもっとも一般的でありまた経済的でもある連続版を対象に、同じ大きさの正、負モーメントに対してI形鋼の上・下フランジができるだけ全強をもって作用することを条件に、経済的な断面を求める方法を定めた⁴⁾。表-1中に示す鋼格子床版の断面の一例は、1等橋の設計荷重T-20に対し、このような方法によって求めたものである。断面計算にあたっては、通常の鉄筋コンクリート部材の計算と同様、鋼材と圧縮側コンクリート断面を有効と考えた。

なお横部材については、等方性版としての横方向の曲げモーメント M_y の大きさに応じて所要量を配するものとする。

3.2 検証実験⁵⁾

3.1でのべた設計法を検証するために、供試体による静的載荷実験を行なった(写真-1)。一例として、横部材に平鋼と棒鋼とを併用した2径間連続版の供試体概要とおもな実験結果を図-2に示す。同図にもみられるとおり、この実験によって3.1の方法で設計された断面は各部が効率よく作用する経済的な断面であること、各部のひずみやたわみは版理論による計算値とよく一致し、また、設計輪荷重($P=11t$ 、衝撃の影響をふくむ)の少なくとも2倍程度までの荷重に対しては十分弾性的に挙動することなどがたしかめられた。この供試体の場合、載荷重 $P=62t$ において載荷板直下のコンクリートにわずかな降段が生じたがほかに異状はなく、骨組の鋼材が破断して最終的な破壊状態を呈したのは $P=120t$ においてであった(写真-2)。

なお、この供試体に用いたような横部材としての平鋼(I形鋼にはめ込んで固定させるために切欠きを設けてある)は、その後の実験で疲労強度に難点のあることが明らかとなったので、横部材には棒鋼を用いるのを標準とすることにした。

3.3 その他の実験結果

- (1) 床版本体の疲労強度：軽量コンクリートを充てんした幅0.5m、支間 $2 \times 2.0 = 4.0m$ の2径間連続带状版について疲労実験を行なった。I形鋼引張縁およびコンクリート圧縮縁の応力振幅がそれぞれ $300 \sim 1500 \text{ Kg/cm}^2$ (許容応力度： 1400 Kg/cm^2)および $17 \sim 70 \text{ Kg/cm}^2$ (許容応力度： 60 Kg/cm^2)の繰返し載荷のもとで、200万回以上の繰返しに耐えた。この供試体に用いた横部材は棒鋼である。

- (2) 継手の疲労強度：主部材(I形鋼)の継手方法として、図-3(1)に示すような2種について実

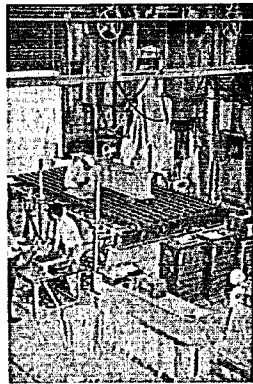


写真 1

験した。a) の溶接継手は鋼材の許容応力度 (1.400 Kg/cm^2) を上限応力とする片振り曲げ载荷により繰返し数 10 万回前後で溶接部が疲労破壊したのに対し、b) の鉄筋による継手は鉄筋の許容応力度の 1.5 倍の応力を上限とする片振り繰返し曲げにおいて、約 200 万回の繰返しに耐えた。

横部材 (棒鋼) の継手としては、図-3 (2) に示すような 3 種について実験した。a), b), c) のように溶接によるものは一般に疲労強度が低く、強度のばらつきも大きいが、c) のように鉄筋をラップさせただけのものは、鉄筋の許容応力度の 1.1 倍の応力を上限とする 200 ~ 400 万回の繰返し応力のもとで破壊は生じなかった。

(3) 支持けたへの床版の取付け部：図-3 (3) のような各種の取付け方法について実験した。a) のように溶接でけたに取付けると溶接部が疲労破壊する危険があり、b) の金具による方法は繰返し载荷によって床版とけたとの間にすべりが生じ、取付け金具にせん断が集中して金具が破壊することがある。c) および d) は疲労強度において他の方法にまさるうえ、床版と支持けたとの取り合い関係によっては d) 図のように床版にハンチをつけて調整することも可能であるなどその施工性もすぐれており、もっとも実用的と考えられる。ただし c) のようにスタッドジベルを用いる場合は、スタッド自体およびそれが溶植されたけたの疲労強度に不安があってはならない。

3.4 実橋における試験 (6)

3.1 の設計法で設計した床版を試用した実橋において、実際のトラック荷重による版の挙動を調査した。床版は、高さ 130 mm の I 形鋼を用い、軽量コンクリートを充てんした総厚 15 cm の主方向が車両進行方向に平行な支間約 2 m の 3 区間連続版で、これにトラックを静的载荷および走行载荷させて、版各部のひずみとたわみを調査した。静的载荷試験の結果、版の各部の応力は十分満足すべき状態にあり、図-3 (1), b) の形式の継手についても鉄筋のひずみを実測したところ継手として十分有効に働いていることがたしかめられた。また、トラックを走行させた場合の調査から、衝撃による付

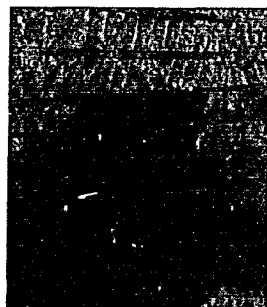
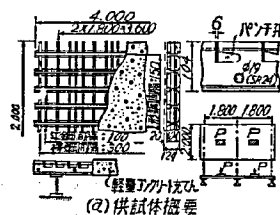
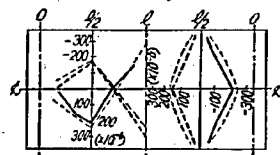


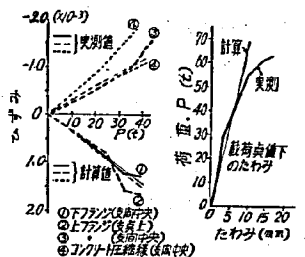
写真 2



(a) 供試体概要



(b) I 形鋼のひずみ



(c) 荷重-ひずみ関係 (d) 荷重-たわみ関係

図-2 検証実験概要

加応力の大きさは設計において考慮する衝撃係数によって十分カバーされる範囲にあることがわかった。

3.5 総 括

3.1～3.4にのべた一連の調査・研究結果から、現時点においてももっとも妥当と思われる鋼格子床版の設計法をまとめると、つぎのようである。

- 1) 部材構成：鋼格子は15～20cm間隔に並列したI形鋼と棒鋼による横部材とから形成し、これにコンクリートを充てんする。鋼格子面上には2～3cm厚の上置コンクリート層を設ける。
- 2) 断面算定：等方性板理論による主方向曲げモーメント M_x および横方向曲げモーメント M_y に応じてI形鋼および横部材(棒鋼)の所要量を定める。断面計算は、通常の鉄筋コンクリート部材の計算法(鋼材と圧縮側コンクリート断面を有効と考える)による。

- 3) 継手：主部材(I形鋼)の継手は鉄筋コンクリート構造(図-3(1), b))として設計する。横部材(棒鋼)の継手は同径の棒鋼を用いたかさね継手(図-3(2), c))とする。溶接の使用はさける。
- 4) 支持けたへの取付け：スラブ止め鉄筋またはスタッドジベルによる(図-3(3), c), d)。ただし、スタッドを用いる場合は、スタッド自体およびそれが溶着されたけたの疲労強度に注意を要する。

4. 今後の課題

鋼格子床版を合成けたの床版として使用するにあたっては、主けた作用による床版応力について検討する必要があるほか、ずれ止めの設計とくに注意を払わなければならない。鋼格子床版は並列するI形鋼によってコンクリートが仕切られる形になり、縦横にコンクリートが連続的な通常のRC床版とは状態を異にするので、かりにずれ止めとしてスタッドを用いる場合、その適正な間隔等について十分に検討する必要があるろうし、またスタッド背面のコンクリートの支圧についても、その挙動をたしかめておく必要があるろう。

施工の省力化をもう一步おしすすめるうえからは、充てんコンクリートをプレキャストする方式も研究の対象となろう。しかし、コンクリートをすべてプレキャストとして施工する完全乾式工法では、過去におけるプレキャストRC床版の使用経験などから推して、パネルの継手部と支持けたへの取付け部に難点があり、その点では継手部と支持けた上だけを現場打ちとする準乾式工法が施工も容易で強度的にも確実であろうと考えられる。橋梁研究室ではちかくこの準乾式工法による鋼格子床版の試

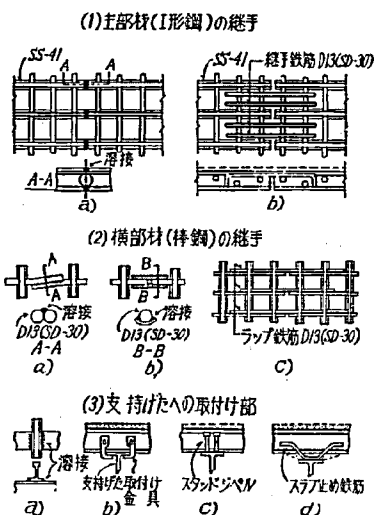


図-3. 継手および取付け部の細目

用を行なり計画である。

ほかに、鋼格子床版は鋼材が主体をなすものであるだけに鋼材の腐食等による影響が大きいことから、床版を常に水密に保つための安価で効果的な防水工法の確立ものぞまれるところである。

5. お わ り に

鋼格子床版の実橋への使用例がまだそう多くないことと、現在までの使用例では橋の規模や条件が一定していないために、RC床版との厳密なコストの比較は行ない難い。床版工費だけをみれば、明らかに鋼格子床版はRC床版より割高となるが、橋の規模がある程度大きくなればこの床版形式のもつ利点が全体工費の低減をもたらすことになる。この工法が一般に普及して形鋼の需要が増せば、そのコストもしだいに低下するものと期待される。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会・橋梁委員会, “鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準案および施工に関する注意事項”, 「道路」, 1968年10月号, P.51
- 2) 太田 実, “厚さの薄い道路橋床版の設計活荷重曲げモーメントについて”, 「土木技術資料」, Vol.9, 第2, 昭和42年2月, 土木研究会, P.9
- 3) “鋼道路橋設計示方書”, 昭和39年6月, 日本道路協会, P.38
- 4) “I形鋼格子床版設計資料〔I〕”, 土木研究所資料第178号, 昭和41年4月, 建設省土木研究所
- 5) “I形鋼格子床版設計資料〔II〕”, 土木研究所資料第308号, 昭和42年4月, 建設省土木研究所
- 6) “鋼格子床版に関する調査報告書”, 土木研究所資料第560号, 昭和45年2月, 建設省土木研究所

地中地震観測装置

振動研究室 若 林 進

まえがき

地中地震動の観測は、種々の目的により建設省をはじめとし各行政機関、大学および民間にわたる各所で実施されている。

今回建設省では東京湾環状道路耐震調査の一環として、土木構造物の耐震解析に必要な地震波形、特に地中各層における記録を得るために図-1に示す東京湾沿岸の2地点に地中地震観測装置を設置し、観測を開始した。設置点は千葉県君津郡富津町の富津岬と神奈川県川崎市浮島町の浮島公園内、埋設した地中地震計で最も深いものは、地表面下127mに達している。

この報告は、土木技術資料第12巻7号(昭和45年7月)に報告した地中地震観測装置と題する紹介の要約で、その後設置した川崎市浮島公園内の観測装置の紹介を付け加えたものである。



図-1. 地中地震観測装置の設置位置

1. 地中地震観測装置の構成

富津岬に設置した地中地震観測装置の構成を図示すると図-2となる。地中地震計は、地表面下110mと70mの深さに埋設し、地上の換振器3成分とともに検出信号を増幅して2台の記録器に記録させるようになっている。

浮島公園に設置した装置の構成は、地中地震計が1台多く、127m、67m、27mの深さに3台埋設され、記録器も1台多くなっている。また停電時にも観測ができるように無停電

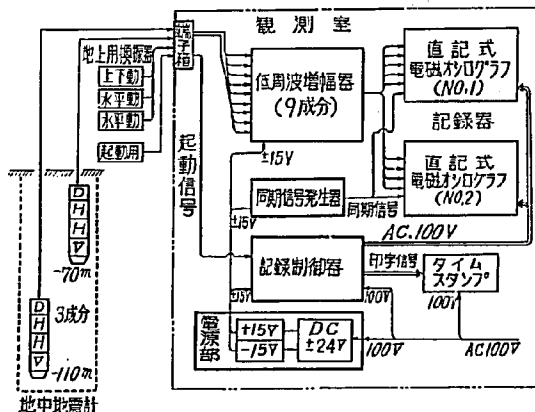


図-2. 地中地震観測装置の構成 (富津岬)

電源を備えている。

2. 地中地震計の構造および特性

地中地震計の構造は、図-3に示すように全長2230mm、最大外径130mmの円筒型で、重量は約110kgである。内部の配置は、上部よりケーブル固定部、方位検出器、水平動換振器2成分および上下動換振器となっている。各部の性能、諸元を示すと表-1のとおりである。以下、各部の構造と特性について説明する。

(1) ケーブルおよびケーブル固定部

地中地震計と地上の観測装置の間を結ぶ信号ケーブルは、仕上外径30mmの12対市内対ケーブルを使い、機械的外力から心線を保護するため地中地震計の自重を支持するために鉄線外装を施している。

ケーブル固定部は、ケーブル内の鉄線を地中地震計に固定する個所であり、鉄線を内部で折り曲げて樹脂により固定し、ネジ止めしてある。またケーブル固定部は、ケーブル引出し口の耐圧処理部でもあり、ゴムパッキンおよび樹脂により2重に耐圧処理を行なっている。耐圧は約30kg/cm²で予定埋設深度の2倍以上の水圧に耐えるように製作した。

(2) 方位検出器

方位検出器は、2成分の水平動換振器のうち一方の成分方向が真北から何度偏っているかを測定する装置で、真北を検出する部分は、図-4に示すようにランプとフォトランジスタの光学系の間に磁気コンパスを配置した構造で、この磁気コンパスには真北に相当する位置にスリットをあけてあり、光学系を回転させたときのフォトランジスタの電流変化で真北を検出する。そしてこの光学系の回転に可変抵抗器を連動させて、水平動換振器の成分方向と真北の間の角度を抵抗値出力として測定する。角度の検出精度は、光学系および磁気コンパスの特性などにより±5°以内となっている。

(3) 加速度換振器

換振器は可動線輪型の速度振子型加速度換振器で、水平動2成分、上下動1成分の3成分の換振器を組み込んでいる。換振器の特性は、振子の固有振動数4Hz・減衰定数 $h=1.0$ で、検出振動数範囲は0.5~3.0Hzである。感度は7mV/gal以上あり非常に高感度となっている。またこの換振器は検出コイルのほかに振子を強制振動させてコイルの出力を校正するための検定用コイルも一緒に巻いてあり、発振器により特性の検定をすることができる。

(4) 地中地震計の埋設条件

地中地震計を埋設する場合には、換振器振子の許容振幅を確保するために、換振器の傾斜を3°以内にしなければならないので、ボーリング孔の斜角(俗にいう穴曲り)は、3°以内にしなければならない。また方位検出器から1mの範囲内に鉄などの磁性体があると磁気コンパスは磁北をささなくなる。したがって1本のボーリング孔に2台以上の地中地震計を埋設するとケーブル内の鉄線の影響を受けることになるので、1本のボーリング孔には1台の地中地震計しか埋設することができない。

3. 地上設置用観測機種の特性

図-2に示す構成のうち、地中地震計以外は地上の観測室などに設置する機器で、これらの機器の特性をまとめると表-2となる。

従来の地震観測装置に比べて特性の変わっている点は、増幅器を使っていることと記録器が直記式電磁オシログラフであることの2点で、記録紙は現像することなく記録波形を見ることができるので、非常に取扱い易くなっている。また浮島公園の観測機器では、このほか電源部が無停電電源となっているので、停電時でも蓄電池により2時間以上観測をすることができる。

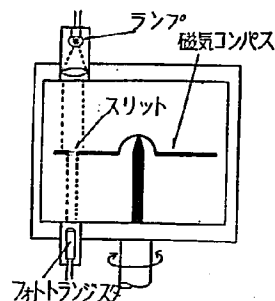
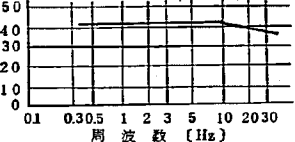


図-4. 光学系と磁気コンパスの構造

表-1. 地中地震計の性能・諸元

品 名		地 中 地 震 計	
製作台数		2 台	
寸法・重量	全 長	2230mm	
	最大外径φ	130mm	
	方位検出器	790mm	
	水平動換振器	370mm	
	上下動	390mm	
	全 重 量	約110Kg	
ケーブル	12対市内対ケーブル		
	公称心線断面積	0.3mm ²	
	外 装	亜鉛メッキ鉄線	
	絶 縁 材	ポリエチレン系樹脂	
	仕 上 外 径	30mm	
換振器	型 式	電磁式速度低子型加速度変換器	
	成 分 数	3成分(水平動用2(鉛直低子型) 上下動用1(グレイ型))	
	固有振動数	4±0.2Hz	
	検出振動数範囲	0.5～30Hz	
	減衰定数	h≒10	
	最大加速度	±400gal	
	感 度	7mV/gal 以上	
	コイル抵抗	4.5KΩ	
	外部制動抵抗	5KΩ	
検定コイル	コイル抵抗 2KΩ		
発振器により換振器の低子を強制振動させることができる。			
方位検出器	原 理	磁気コンパスおよびフォトランジスタにより北位を検出し、水平動換振器の低子の方位を抵抗値出力として取り出す。	
	検 出 精 度	±5° 以内	
耐 圧	ケーブル引出口および各接続部	30Kg/cm ² (ゴムパッキン、オリング)	
外 装 体	材 料	非磁性材料(クロームメッキ)	
	防 蝕	ゴム系樹脂塗布による防蝕処理	
埋設条件	深 度	海面下約100m	
	ボーリング孔傾斜許容度	1本のボーリング孔には1台の地中地震計 3° 以内	

表-2. 地上設置用観測機器の性能・諸元 (富津岬)

地上用換振器	水平動換振器	2台	性能は地中地震計の換振器と同じ
	上下動	1台	
起動用換振器	固有振動数	3 Hz, 無制動振子	
	出力	無電圧接点出力	
低周波増幅器	検出感度	賞度1以上	
	最 大 利 得	40 dB (100倍) 以上	
	利 得 調 整	10 dB連続可変	
	記録感度調整	入力信号を減衰させて記録上1, 3, 10, 20, 50, 100 gal/cmの6段階に切換可能 (G-100 Gガルバー)	
	電 圧 出 力	0.5 V/cm (記録感度との関係)	
	雑 音	100 μ V 以下 (入力換算)	
	入 力 抵 抗	5 k Ω 平衡	
周波数特性	周波数特性 (dB)		
	直記式電磁オシログラス, 2台		
記録器	記録成分数	6	
	光学系の長さ	10 cm	
	光源ランプ	白熱灯 (タングステン) ランプ	
	感光紙送り速度	1, 5, 10, 50 cm/sec 4段切換	
	ガルバノメーター	G-100 c (感度 166 mm/mA)	
記録制御器	記録紙	9 2.1 mm x 30.5 m, 直記式電磁オシロペーパー	
	適合換振器	無電圧接点出力を有するもの	
	記録駆動出力	AC 100 V, 0.5 A	
	タイムスタンプ駆動出力	無電圧接点, 電流容量 10 A	
周期信号発生器	記録駆動時間	約 1'0秒~7分 (任意の時間に設定)	
	周 期	5秒 (2秒間 ON)	
タイムスタンプ	最大出力電圧	0.5 V	
	動作条件	印字駆動端子を短絡する	
電 源 部	印 字 項 目	年, 月, 日, 時, 分	
	定電圧安定装置	入力電圧 AC 100 V, 出力電圧 DC 24 V	
筐 体	直流定電圧装置	入力電圧 DC 24 V, 出力電圧 DC +15 V	
	構造寸法	密閉 780 x 570 x 1530 (高) mm	

設置後から現在までの観測結果から、これらの観測機器の特性上で改良を必要とする点は、富津岬ではしばしば停電するため無停電電源とすることと、両観測点とも記録感度を自動的に切り換える自動感度調整器を取り付けることである。

4. 地中地震観測装置の設置

富津岬の地中地震観測装置の設置は、昭和45年1月末日から2月中旬にかけて行なった。埋設深度は、110 mと70 mの2ヶ所で地層は前者が貝殻混じりの中砂、後者がシルト質細砂である。

浮島公園内の設置は、昭和45年3月中旬~下旬にかけて行なわれ、埋設深度は、127 m, 67 mおよび27 mで、地質はそれぞれ中砂、砂質シルト、シルト質粘土となっている。

地中地震計をボーリング孔に下る作業は、ケーブルをロープで試験機に固定し、ケーブルの送り出しとロープの固定部をゆるめて人力による降下を交互に繰返して行なった。設置後の地中地震計の固定は、特に行なわず地中地震計の下部が孔底に接しないように吊っており、周囲の地盤が押し出されるのを待った。

5. 地中地震動の記録波形

設置後から現在に至る観測期間中に得られた記録波形は、富津岬における4回の記録だけである。

浮島公園内の観測点ではまだ一度も記録が得られていないが、この原因は起動感度を1 galと高く設定したため付近を通る車輛などの振動による起動回数が多くなり、記録紙が全部巻取られてしまったためである。富津岬で得られた記録波形の一例を図-5に示す。

あ と が き

東京湾沿岸2ヶ所に設置した地中地震観測装置について、地中地震計を中心に構造および特性を紹介したが、地上の観測機器には、無停電電源および自動感度切換装置の増設などの2、3改良を必要とする個所がある。今年度三浦半島の観音崎付近に設置を予定している地中地震観測装置は、上記の改良を含めたもので既に準備が始まっているが、これらの3地点において多くの有効な記録波形が得られることを期待したい。

最後に、これらの設置に当っては関東地震、特に東京湾海岸道路調査事務所(旧首都道路調査出張所)の積極的な努力と深い理解のもとに進められたことを付記しておく。

なお、紙面の都合で省略した図表と記録された波形の分析結果については発表当日スライドで紹介する。

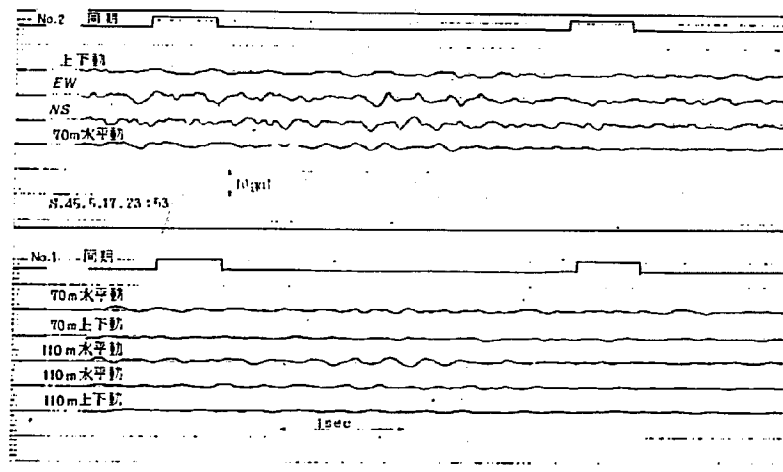


図-5. 地中地震動の記録波形

参考文献

若 林 「地中地震観測装置」 土木技術資料 第12巻 第7号 1970。

藤原俊郎 「海底地震計」 鉄道技術研究所報告 第572 Jan. 1967。

栗林栄一 「講座・耐震工学入門(2)」 橋梁と基礎 3月号 1969。

η : けん引効率

ϕ : 土のせん断抵抗角

(度)

土の上で作業を行なう建設車輛は各作業条件で上式の(1), (2)式で示される力により推進されることは今までの実験で証明されている。しかし実際のブルドーザの推力の評価は車輛の最大推力より走行抵抗等を除いた平均的な値として車輛重量にある係数をかけた最大けん引力で示し、その時の係数は多くの実験や性能試験で調べられており、一般に良好な土道では履帯式で0.76~0.84、タイヤ式で0.50~0.60である。一般の履帯式ブルドーザの重量と出力の関係を調べると、一次式で近似でき、その勾配を $Ne \text{ ps/l}$ とするとけん引力は機関出力によっても示される。

$$P = \mu W \dots\dots\dots(3)$$

$$P = \mu / Ne \cdot PS \dots\dots\dots(4)$$

ここに P : けん引力 (kg) Ne : 車輛の単位重量当り出力 (ps/l)
(国産のブルドーザでは約8.1 ps/lでもある。)
 μ : 粘着係数
 W : 車輛重量 (kg)

上式より機関出力又は重量がわかればブルドーザのけん引力が推定できる。しかしこれは一般に良好な土の上を走行する場合で軟弱地とか、高含水粘性土上では一般に(2)式でわかるように(3), (4)式で導かれるように充分なけん引力は出ない。今まで検討してきたことはブルドーザの平坦地での良好な路面の走行状態であるが、ブルドーザは良好な平坦地ばかりでなく勾配路面、悪路走行も行なう。一方、前方の排土板で土を掘削押土を行なう。従ってブルドーザが発生している推力はこれ等の仕事に費いやされる。走行抵抗 R_c は履帯又はタイヤが土の上をころがる時のころがり抵抗と土の締固めによる運動抵抗である。かたい路面では問題とならないが軟弱な路面では、沈下仕事の問題となりくわしい室内実験によると、矩形フーチングによって支持される安全荷重を決める式と土の締固めエネルギーの計算式を応用した式で示されている。

$$R_c = \left[\frac{2(Kc + bK\phi)^{-1/n}}{n+1} \right] \left[\frac{W}{2L} \right]^{(n+1)/n} \dots\dots\dots(5)$$

ここに R_c : 土の締固めによる運動抵抗 (kg) W : 車輛の安全荷重 (kg)
 Kc : 変形の粘着係数 b : 車輛の接地幅 (cm)
(載荷面の作用下の土の荷重-沈下特性により決まる係数) L : 車輛の接地長さ (cm)
 $K\phi$: 変形の摩擦係数
()
 n : 土の性質に関する係数
()

実際には走行車輛重量1 t当りの走行抵抗力をけん引係数と称し路面状況、足廻り形式等によって実験値が与えられている。履帯式では55~180 kg/lである。勾配抵抗 (R_s) は運行する車輛が勾配を登るための仕事であり計算で求められる。この他に車輛の運行には貫性抵抗、風抵抗がある。貫性抵抗は車輛を減加速するために生ずるものであり、風抵抗は高速車輛の場合は問題となるが、ブルドーザではこの値は問題とならない。これ等の抵抗をまとめて R_i とする。作業抵抗 P_w は切削抵抗のところで検討するが、ブレードで土を掘削押土する時にブレードにかかる抵抗であり、これは掘削量

とか、土のかたさに影響される。以上の各抵抗と推力の関係を式で書くと次のようになる。

$$H \geq P_w + R_r + R_c + R_s \dots\dots\dots (6)$$

従って走行車輛はこれ等の式で満足される範囲で走行及び掘削押土作業を行なう。最も効果的な条件は上式の極限状態で等号が成立する時である。今回の検討は平坦良好な土の路面の掘削作業に於ける掘削抵抗とブレード容量を、ブレード試験の結果を使って推定したものである。今までの式(2), (3), (5)の関係がくわしく調べられればすべての条件を考慮した建設機械の運行・作業方程式が(6)式より理論的に導き出せると思われる。

1.2 切削抵抗

土の切削抵抗のメカニズムは土が弾性体でない事と、均質な条件が実験室内に於いてさえも作りにくいので解析が困難である。更に破壊の様子が静的状態で行なわれていないので実験値も大きなばらつきがある。今ブレードで土を切削破壊する時の状態をランキンの塑性平衡状態と考えると、土圧係数は等号が成り立つ時最大の応力状態となる。その時の条件を式で示すと(7)式となる。式(7)より土の破壊される上面は水平線と $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ の面をなす。ブレードで土を破壊する時は土の一部が塑性平衡状態となる。壁が滑らかな鉛直壁に接触する粘性土の受動土圧は(8)式で示されている。一般の受動土圧を考える時、壁の裏面が粗であると共に受動土圧は増大し、すべり面の下部はわん曲となり図-1に示すような力が作用する。

$$p_h/p_v = N_\phi \leq \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots (7)$$

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot N_\phi + H(2C\sqrt{N_\phi} + q \cdot N_\phi) \dots\dots\dots (8)$$

ここに p_v : 鉛直主応力

C : 粘着力

p_h : 水平主応力

ϕ : セン断抵抗角

P_w : 全受動土圧

q : 等分布荷重(押土の量)

r : 土の単位体積重量

H : 壁の高さ(掘削深さ)

N_ϕ : 流れ値 (flow value)

上式より切削抵抗は切削深さ、土の粘着力、せん断抵抗角、押土の量、土の単位体積重量に影響される。これ等の理論式と実験値との関係は別の報告書で検討中である。一般に実車の場合には単位面積当りの切削押土抵抗係数を考え次式で検討した。

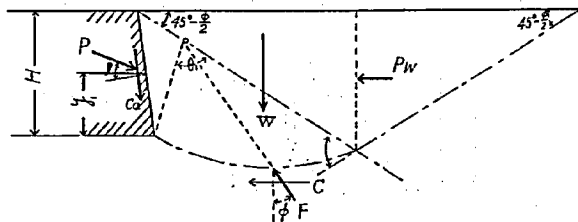


図-1 受動土圧を求める対数螺旋曲線の方法

$$P_w = d_c \cdot L \cdot l \dots\dots\dots (9)$$

ここに P_w : 作業抵抗

(kg)

L : ブレードの横長さ

(cm)

d_c : 単位面積当りの掘削作業抵抗 (kg/cm²)

l : 切削深さ

(cm)

(土の C , ϕ により変化する)

1.3 押土容量

ブレードの押土容量は各種の条件で変化する。今回の掘削押土実験によるとブレードの押土容量に大きく影響されるものは掘削深さ、ブレードの幅、高さであり土質・含水量・土のかたさ・すくい角・掘削スピードに対しての影響はみとめられなかった。掘削深さはブレードの押土の補給量に影響を与える。実車の場合には、この掘削深さが土のかたさによる作業抵抗となり(6)式より有効けん引力の量に影響される。従って押土量は有効けん引力と作業抵抗の大小、すなわちブルドーザの重量・ブレードの大きさ・土質等に関係する。又作業方式では掘削作業と運搬作業は一般に分離されており、掘削作業に於いてできるだけ多くの土を掘削する事が押土距離による運搬土量の低減率を考えると最終の押土容量を多くする事になる。ブレードの幅、高さはブレードの押土の形状に関係するもので当然大きな要因である。しかし高さ、幅の比 H/L は押土の安息角などのブレードの実験値を入れて計算すると 0.35 付近で押土量が最大となる。国産のブルドーザの仕様値は概々 0.25 である。実測値では 0.25 となっているが一定値以上になると押土量が少なくなる現象が起きている。以上の事を加味した土の押土容量の式はブレードの前面へたまる押土の形を図-2 に示すように E_1 , E_2 , E_3 , W_2 , h を掘削深さに比例するものとし、中央上部は台形、側部は錐体の一部として計算すると(10)式で示される。最大押土の状態では深さ h で掘削した時、膨張した土の量と側部へ逃げる土の量は等しいと考えて式を導いてある。今まで述べてきたようにブレードの押土容量は各種の条件が考えられる。今実車の場合について考えると掘削が最も深く行なわれた状態、すなわち余裕けん引力を最大に利用した状態を考えると、この時ブレードの前面は最大の押土状態となる。従ってこの式に距離の低減率 d をかけることにより任意距離の押土容量が各種の要因を考えた形で計算できる。もし今まで述べてきた理論と実験が完全に合致すれば式(6), (10)を利用してブルドーザの作業方程式が導かれる。しかし現実には、土は均質でないで理論通りにはいかない。今回は性能試験等でわかっている一般式と今回のブレード試験の結果得られた式(3), (9), (10)を使ってブレードの押土容量の式(12)を導いた。この式に(7), (9)式で導かれるけん引力に見合う作業スピード、掘削深さの値がわかれば任意運搬距離の時間当り作業量が推定できる。道路土工指針では押土容量は(12)式で示されている。

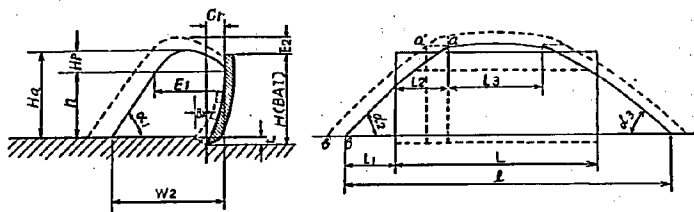


図-2 掘削押土形状

$$q = \frac{d_r + d_w}{2} \cdot d_b \cdot t \left\{ L - 2 \sqrt{\frac{L \cdot t \cdot L_c}{\tan \varphi_2}} - \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{d_b \cdot t}{\tan \varphi_2} \right) \right\} \dots (10)$$

$$Q_1 = \frac{P}{2L^2} \cdot \frac{(d_r + d_w) d_b}{d_c^2} \cdot \left\{ L + 2 \sqrt{\frac{P \cdot L_c}{d_c \cdot \tan \varphi_1}} - \frac{3}{4} \cdot \frac{d_b \cdot P}{d_c \cdot L \cdot \tan \varphi_2} \right\} \dots (11)$$

$$Q_2 = LH^2 \left\{ \frac{1}{2 \tan(\varphi_2 + d)} + \epsilon \right\} \mu d \quad \dots\dots\dots 02$$

- ここに q : 1 回のブレード押土量 (m³) H : ブレード高さ (m)
 Q_1 : " (m³) L : ブレード幅 (m)
 Q_2 : " (m³) P : けん引力 ($P = \mu W$) (kg)
 d_1 : h が l に関係する定数 d : 搬路の勾配 (度)
 d_2 : W_2 が l に関係する定数 (たゞし下り作業では負号をとる)
 d_3 : h が l に関係する定数 φ_1 : 材料により決まる角度 (度)
 l : 掘削深さ (m) φ_2 : 材料により決まる角度 (度)
 L_c : 土量の変化率 ϵ : 材料により決まる係数
 d_c : ブレードの掘削面の単位当り μ : "
 切削抵抗 (kg/m²) d : 押土距離による運搬土量の低減率

2 試 験 方 法

土木研究所にある試験ビットにあらかじめ 2000μ 及び 4000μ ふるいに通した表-1 に示す 5 種の土をそれぞれ含水状態、締固め度等土の実験条件を定め、表-2 に示す各種ブレードを用いて掘削実験をくり返した。土の条件を一定に保つのが難かしいのでなるべく含水条件、締固め条件は実験計画に従った値に近づけたが、実験前に土の資料を採取し、せん断試験、含水量、単位体積重量測定を行なった。試験の分類は表-3 に一括してある。試験用ビットの深さは約 3m、幅はレーンビッチ 9m である。そのビットの下部に砂を敷きつめ実験用の土を幅 10~20m、深さ 20~25cm に入れた。規定の締固め、整形を行なった後写真-1 に示すブレード試験機により図-4 に示す応力測定機を用いて測定した。この測定機は水平、垂直、モーメントが同時に測定できるものである。

表-1 試 験 分 類

区	分類号	分類名	方 法	測定項目	測定目的
1	DO DL	掘削試験	締め固められた路面(DO)又はルーズ路面を一定の深さで掘削押土する試験。	掘削抵抗 押土量 押土形状	掘削及び押土抵抗と押土量の測定
2	DOO DOL	切削押土試験	締め固められた路面(DOO)又は、ルーズ路面(DOL)を掘削押土しながら、前方へおいたルーズ土の山の押土も行い試験	掘削押土抵抗 押土量 押土形状	ブレード試験機の構造上、移動距離が短かいので、スタート付近でブレード容量をいっぱいにして掘削押土の平衡状態を調べる。
5	HO	手動切削試験	手動にてモータを廻して規定の深さの土を微速にて切削を行なう試験	切削抵抗 破壊面形状	土の切削破壊の様子と破壊面の形状、せん断試験値との比較を行う

ブレード試験機は実車と違いサイクロ減速機とバイエル変速機を組込んだウインチを用いて動力伝達を行なっているので充分なけん引力が出せる機構になっており、一定の掘削深さに於いてスピード

の変化はなかった。掘削移動距離は約3.8mである。ブレードは表-2に示すように回転可能なものもあり掘削深さ、すくい角を任意に変化できる。

表-2 ブレード実験用土の物理特性

土質記号	混合比	土質分類		比重	最大乾燥密度 (g/cm^3)	最適含水比 (%)	コンシステンシー試験			
		三角座標分類 (名称及記号)	統一分類				液性限界 LL(%)	塑性限界 PL(%)	塑性指数 PI(%)	流動指数 LI
S ₀ I ₁	砂質ローム	砂質ローム(h)	粘土質砂 SG	2.795	1.057	56.0	65.0	51.0	13.4	11.2
S ₀ I ₂	砂:ローム 1:1	砂(g)	砂 SM	2.601	1.171	27.7	-	-	-	-
S ₀ I ₃	砂	砂 g	砂 SW	2.526	1.652	5.0	-	-	-	-
S ₀ I ₄	砂質ローム	砂質ローム h	粘土質砂 SG	2.346	1.071	50.3	48.5	35.95	12.55	9.3
S ₀ I ₅	関東ローム	シルト質ローム J	火山灰質粘性土 VII	2.832	1.396	103.7	149.0	90.4	58.6	53.0

表-3 実験用ブレード要目

※標準とりつけの場合

3 結 果

3.1 作業条件と押土量

図-5に示すようにブレードの押土量は掘削深さに比例して増大している。掘削深さが深い事は補給量が胴部へ逃げていく量より充分多いのでブレード前面へたまる土が多い事で図-2に示す W_2 , H_2 の値等が大きくなっている。図-6はそれ等の関係を示してある。ブレードの縦、横比は図-7に示すように0.25付近で極値が存在する。

項目	巾	高さ	弦の長さ	弧の高さ	上端間隙	円弧の半径	すくい角	にげ角
記号 ブレード単位 BNO	mm	※mm	mm	mm	※mm	mm	※度	※度
1	561	135	141.0	26.0	21.0	88	39	20
2	913	212	218.0	36.5	48.0	200	35	20
3	1027	259	265.0	45.5	67.0	187	37	20
4	913	178	182.0	21.0	27.0	200	40	25
5	913	227	234.0	52.0	50.5	150	62	15
6	913	227	234.0	41.0	66.5	170	45	15
7	913	272	272.0	45.0	1.0	200	35	25
8	561	88	90.0	13.0	11.0	85	30.6	15
9	562	140.6	141.0	20.0	12.0	132	32.3	10
10	561	188.9	189.0	28.0	9.0	173	33.8	10
11	561	239	240.0	37.0	10.0	213	30.8	13
12	561	290.5	291.0	43.0	9.5	281	31.6	23

図-2より押土の形と土の動きを検討すればうなずける。しかし H の大きいところで減少している原因はつかめていない。掘削スピード・すくい角・土質・含水比の変化と押土量の変化は特にみとめられなかった。図-8に一部その結果を示しておく。

3.2 作業条件と掘削押土抵抗

土の掘削抵抗は式(8)で検討できる。図-9には掘削深さとその時の掘削抵抗が示してある。掘削抵抗は掘削深さに比例している。式(8)によると掘削深さの二乗がきいてくると思われたが、(8)式の適用

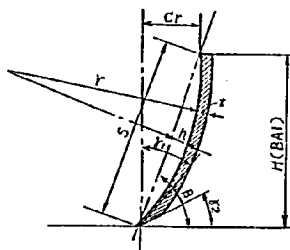


図-3 ブレード寸法説明図 (表-2参照)

が無理なのかかわからないが、今回の検討段階では上記結果となっている。手動掘削の結果を図-10に示してあるが同じように掘削深さに比例している。しかし深いところではむしろ減少している。

図-11はブレードの掘削すくい角が 40° を越えると急激に掘削抵抗が減少している。従ってその時の垂直力が充分とればすくい角が 40° 以上が能率的な掘削と言える。

掘削スピードの変化と掘削抵抗はほとんど変化がみとめられなかった。

3.3 掘削押土容量と時間当り作業量

図-6に示す押土容量の係数と今回実験した試験用土(SO15)の場合の物理特性を考慮し、押土の安息角 38° 、ブレードの単位垂直掘削面積当り抵抗 3.0 kg/cm^2 、土量変化率を L_c を1.68とすれば式(2)、(3)、(4)により押土量が計算できる。図-12は国産のすべてのブルドーザの押土量をこの方法で計算した結果である。今までの性能試験値も同時に比較してある。湿地ブルドーザは高粘性土上で作業を行なうと仮定して式(2)へ土の粘着力を 0.2 kg/cm^2 を代入して計算してある。両者ともけん引力は普通ブルドーザの計算値と性能試験値を比較し、計算値に修正係数0.63をかけた時のけん引力を基に計算している。ある一定区間の作業に於ける時間当り作業量はこの値に距離による低減率と平衡状態になるまでの掘削距離及び運搬距離と(6)式が成立する。掘削スピード、運搬スピードを代入すれば理論的に計算できる。

4 ま と め

ブレード試験の結果を使って押土量、作業量を計算する方法を説明した。ブレードの押土量は掘削

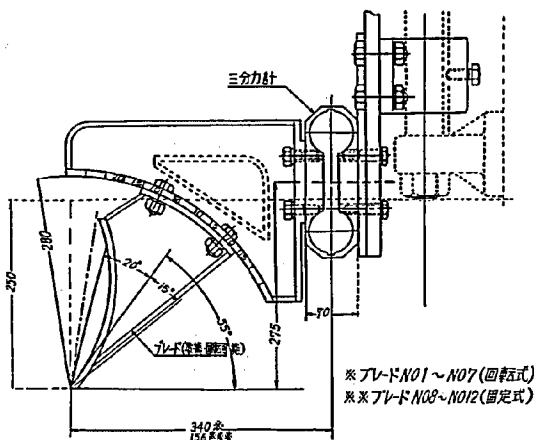
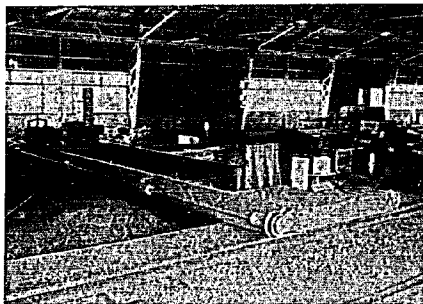


図-4 三力計取り付け図



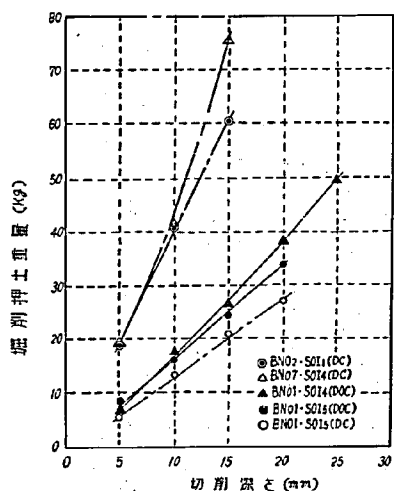


図-5 切削深さの変化と掘削押土量

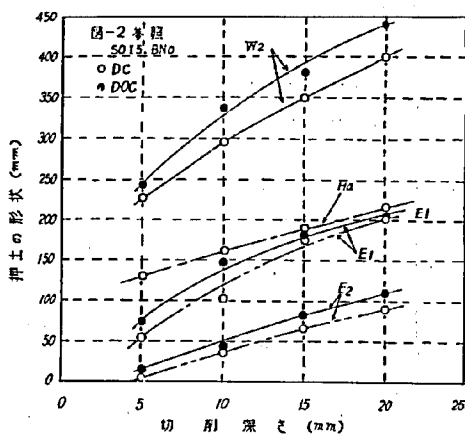


図-6 切削深さの変化と押

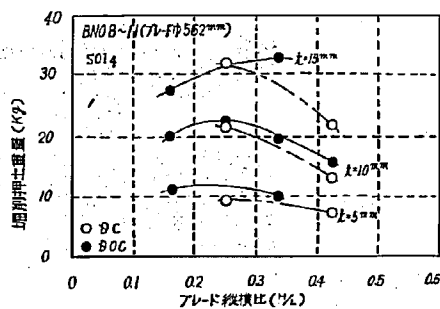


図-7 ブレード高さによる押土量の変化

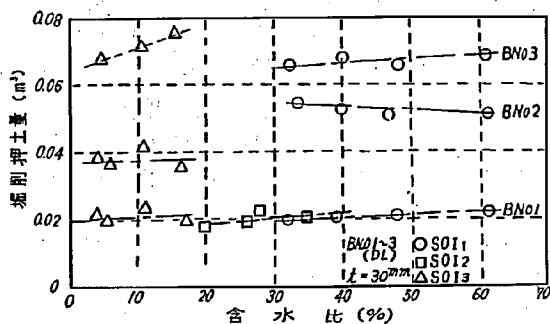


図-8 土質・含水比の変化と押土容積

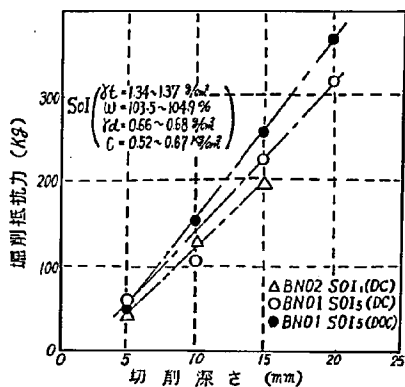


図-9 切削深さの変化と掘削抵抗

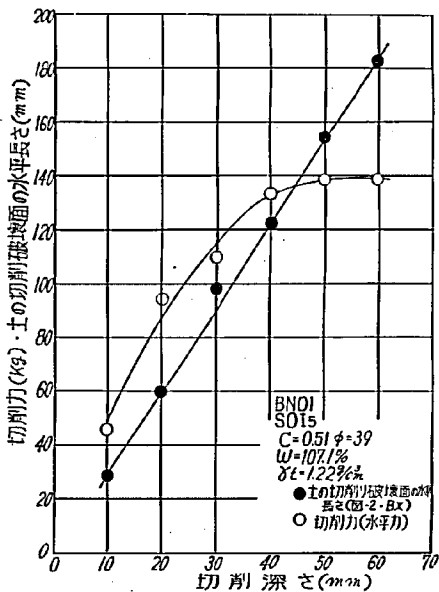


図-10 手動切削試験における切削抵抗と土の破壊長さ

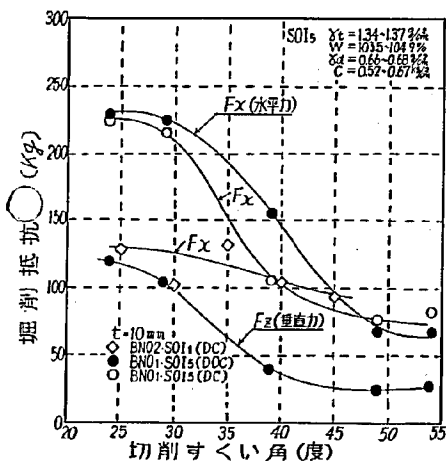


図-11 切削すくい角の変化と掘削抵抗

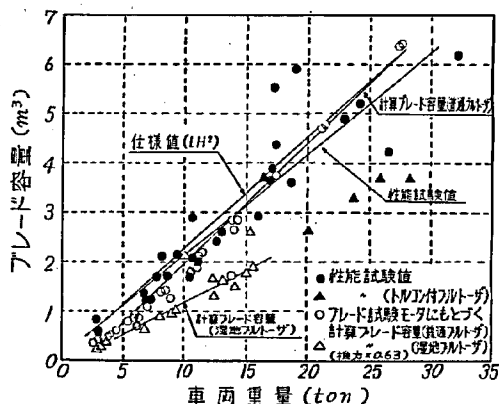


図-12 車両重量とブレード容量

深さ、ブレード寸法に影響される。ブレードの縦、横比はある一定値で最も押土量が多くなる場所がある。押土量は掘削深さを同じに保つと土質、含水比、スピード等の作業条件には影響されない。

実車の場合は更に土質、機種等によるけん引力の量が有限であるので掘削深さが、それ等により決

まり押土量もその方から制限される。この外距離による低減とか、作業路面勾配に影響される。

掘削抵抗は掘削深さに比例する。すくい角はある角度を越えると水平力が急激に減少する。以上の関係を使ってブレードの押土量及びブルドーザの時間当たり作業量が式(1)を使って計算できる。