

武佐川の河口処理 (第3報)

—十字ブロック突堤の安定に関する模型実験—

土木試験所次長 技官 古谷 浩三
 水工研究室副室長 " 鴻上 雄三
 水工研究室 " 近藤 俣郎
 " 技術員 星 藤男

I. ま え が き

武佐川は根室海峡に注ぐ特殊河川で、昭和33年試験工事として彎曲河口が切替えられ、左岸防砂突堤と右岸並杭工の施工とともに、切替前後の汀線、河口前面の砂州河川の水位変化などの調査が継続されている。^{1),2)} 左岸突堤は2,3の計画変更がなされ昭和34年9月、延長

約65mの図-1に示すような構造で竣工した。堤体は石砕工、コンクリートブロックおよびコンクリート十字ブロックからなり、天端幅2m、横断法勾配1:2で、コンクリートブロックは60×60×45cm、60×60×65cmの2種、十字ブロックは1辺40cmの6脚で、底層が5列12行並びの4段積で、上部は9列2行並びである(写真-1)。

図-1 防砂突堤縦断面図

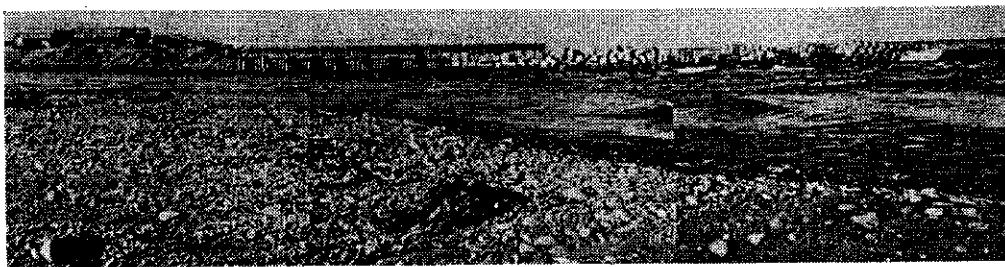
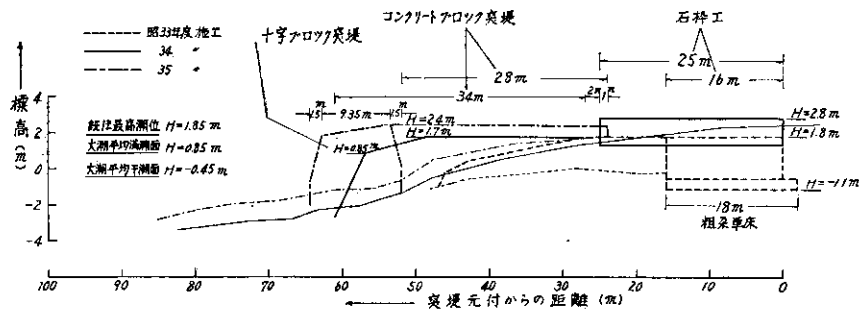


写真-1 試験工事竣工状況

その後、台風15号(9月下旬)などの時化により、十字ブロックの先端部、コンクリートブロックの1部崩壊、石砕工中詰石の沈下などの被害はあつたが全体としては安定していた。しかし、昭和35年1月16日夜半から来襲した低気圧は、根室半島東端を停滞気味に発達しながら通過し、試験工事に大きな被害を与えたので、その復旧にあたり次のような根本的対策を講ずる必要が生じた。

- 1) 設計に対象とすべき波浪諸元、最高潮位の決定
- 2) 構造設計上の検討

3) 既設構造物を再使用する場合の補強対策

この実験は、これら諸問題を解決するために昭和35年8月実施したもので、災害時の海況を構造物被災の状況記録、あるいは現地住民の観察などから推定し、模型上に再現して被災原因を調べ、とくに上記3)について検討し河口処理本工事に対する指針を得ようとしたものである。

II. 被災時の概況

武佐川改修事業所の災害報告によれば、被災の状況は

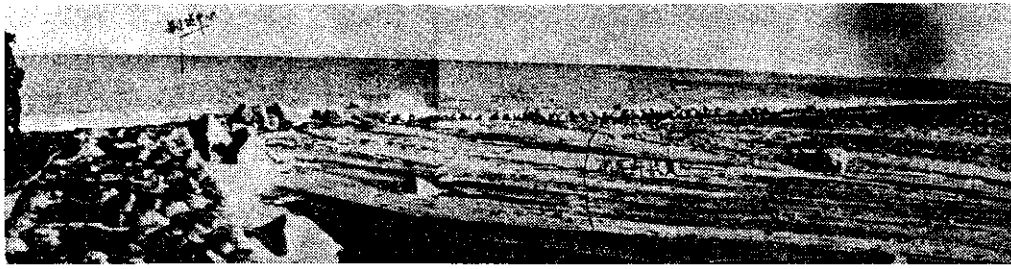


写真-2 河口閉塞および防砂突堤の崩壊流出状況

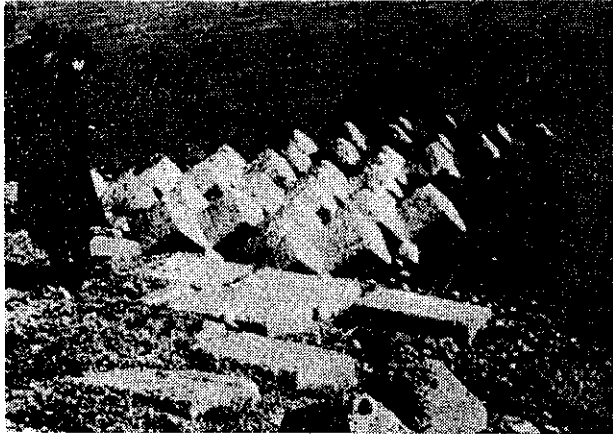


写真-3 十字ブロック最下段の残存状況

次のとおりである(写真-2, 3)。

災害の範囲…1) 導流堤(左岸突堤)崩壊流失

{ 6脚ブロック延長12m, 総計155箇
コンクリートブロック延長28m

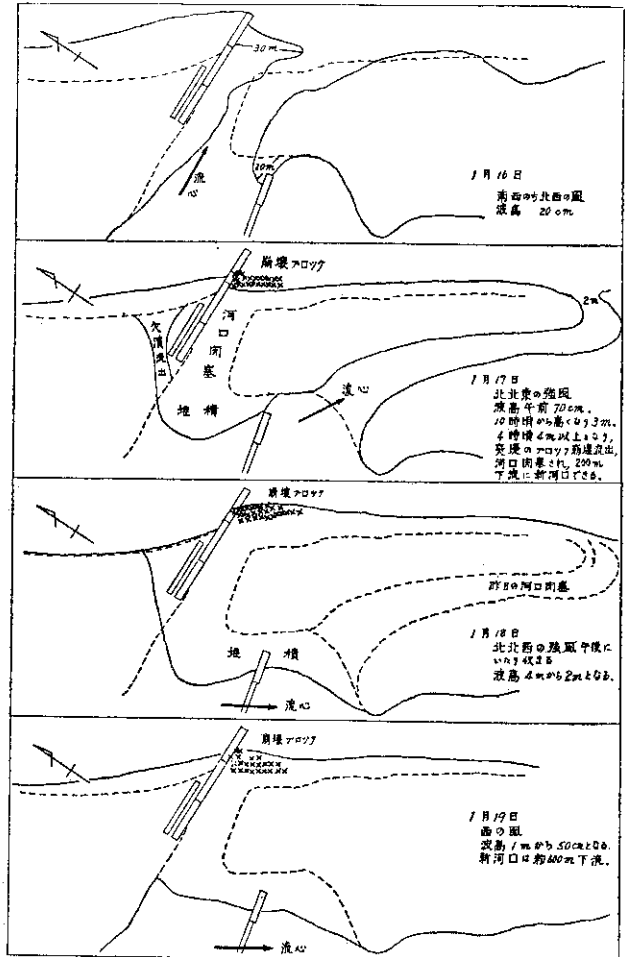
2) 昭和33年度切替河口の閉塞

災害前後の状況…1月16日夜半からNNE風次第に強まり、17日10時風速25 m/sec、波高3 mとなり、16時大潮満潮にかかり波高4 m、加えて流水接近してコンクリートブロックを崩壊散乱し、河口は次第に閉塞された。河口の閉塞に伴って旧川200m下流に新河口を生じたが18日にはさらに650m下流に幅5 m、水深1 mの河口を生じ河川流量の95%が流過した。閉塞により河川水位は上昇し標津橋で1.25m、堰上高0.8mである。閉塞箇所の堆積土砂は幅55m、中心での高さ1.3mで右岸砂州に接続し、崩壊ブロックは突堤中心より河口側45mの汀線付近に散在した。図-2は16~19日の河口付近の状況を示す。

被災現場を日撃した住民の話を総合すれば、波浪はNE方向から襲来し波頂に白波がみられたとのことから風波と考えられ、砕波高は3~4 mで沖ではこれより低く、砕波は十字ブロック先端付近で始まり、もとの海岸線付近で完全に巻波になっていた。海岸は+2.0m以下の部分の欠潰が激しく、+1.0m線まで後退した。欠潰土砂は突堤のコンクリートブロック部分を越流し、石砕工付近ではその天端まで盛上げられた。また突堤に遮ぎ

られた遡上波は、石砕工基部を15m離れたところまでV状に欠潰し河口部に流出堆積した。流水は大きいので4m²、厚さ1 m平均して50cmのものが、瞬間最大40m/secの風により左岸+3.0mの地点へ押し上げられた。また、この時化は15~20年来のもので基模は以前の方が大きかつたといわれる。

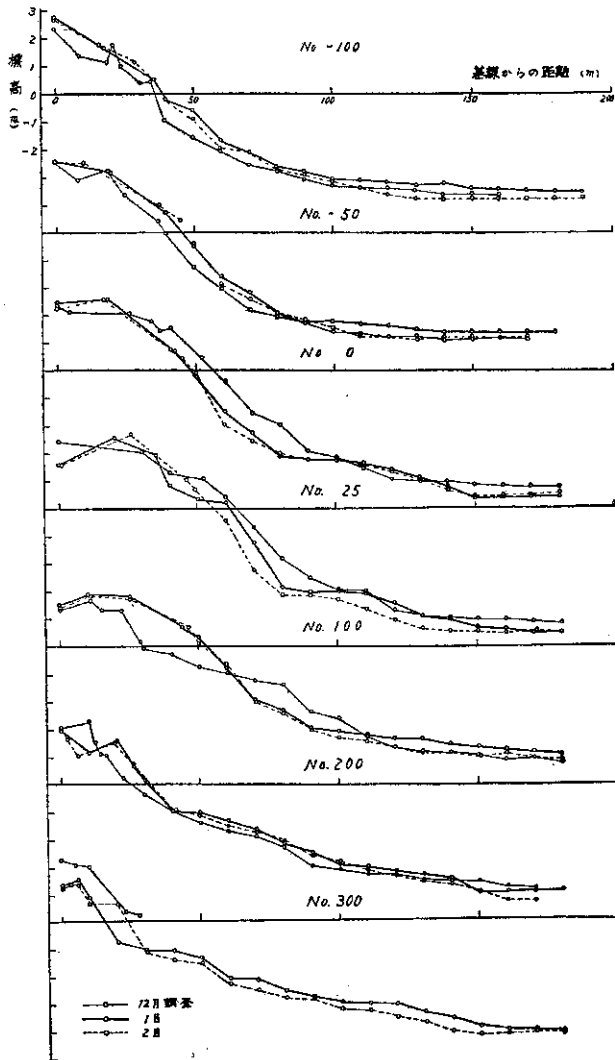
図-2 被災前後の河口状況



高波と防砂突堤の崩壊飛散により海岸の地型は大きく変化し、左岸では従来の堆積土砂の流失による欠潰を、右岸では河口付近が著しい堆積をみせている。地型変化を基線上の各測点から海側への縦断面図で示せば図-3のとおりで、No. -50, 0, 25では砕波の落下により海底地

型の急変する水深がほぼ3.0mで、No. -100, 100, 200, 300では1.0~2.0mとなつている。

図-3 被災前後の地型変化



III. 被災時の海況

被災時の海岸近くの波浪は災害記録および観察から推測されるが、沖の状況は不明でこれを求めるため天気図、風向、風速、気圧、潮位などの記録を収集解析した。

(1) 異常低気圧

1月16日から来襲した低気圧は、各地に稀有の災害をもたらしたが、その発達機構を調べれば次のとおりである。³⁾

16日3時沖繩北方300kmの海上に中心示度1,008mbの弱い低気圧があり、その後の成長が早く、21時には四国沖を通つて銚子付近に進み982mbに発達した。この

頃から急激に気圧降下を始め、進路を北に向け三陸沖を通つて17日9時には根室南方約300kmに達し、中心では964mbになつた。この頃の進行速度はやや遅くなり毎時60kmであつた。17日根室沖を通る頃から速度が鈍り、18日早朝千島北部に進んで全く止り、終日停滞した。しかし、その成長度合はますます旺盛で、中心気圧は17日15時色丹島東方で950mb、18日9時北千島で946mbとなり近代まれな(昭和29, 5, 10: 950mb)最低気圧を示し、暴風半径は1,000kmにおよんだ。

図-4, 5にそれぞれ低気圧の進行経路と等圧線、被災前後の風向、風速、気圧、潮位の記録を示す。

図-4 低気圧の進行経路と等圧線

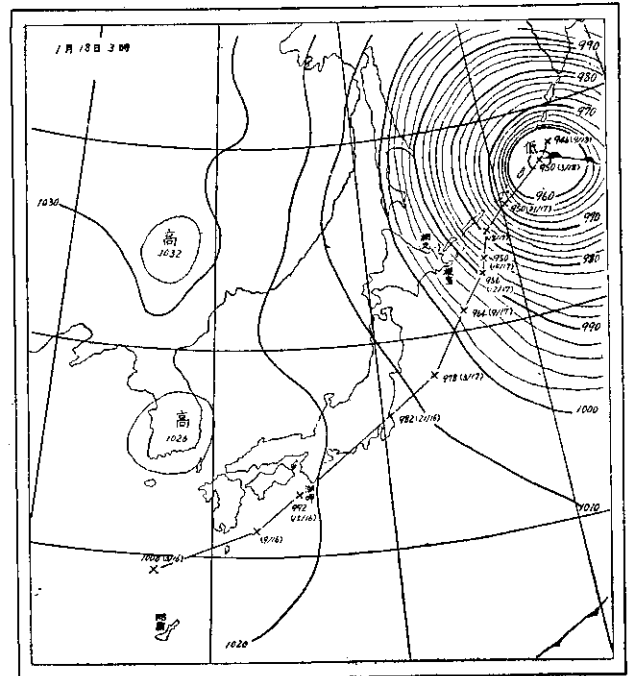
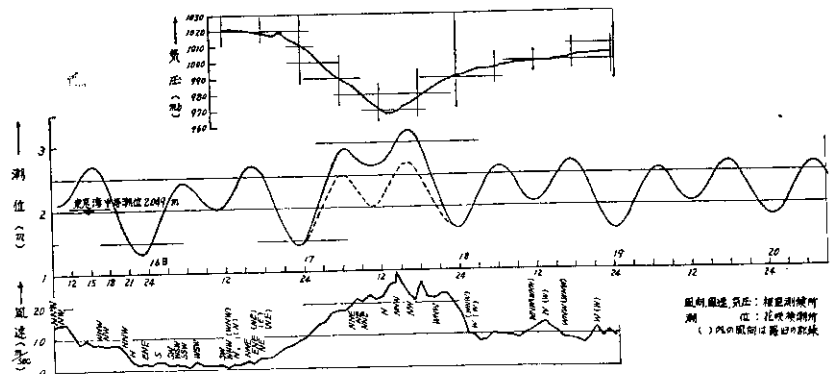


図-5 被災前後の気象、潮位



(2) 最高潮位

台風や移動性低気圧が海上を進行すれば、気圧低下による海面の吸上げや、風による海水の堆積作用がおこ

り、海面の上昇が満潮時に重なった場合には著しい異常潮位を示し、高潮の原因となる。

1) 低気圧による水位上昇

静的状態で気圧が $4p$ 減少した場合の水位上昇量 η (cm) は

$$\eta = 0.9914p$$

ここに $4p = (1010 - p)$, p : 最低気圧 (mb)

で示され、図-5 から $p = 968$ として $\eta = 42$ cm となる。

2) 風の吹寄せによる海水の堆積

Colding によればこの場合の上昇量 ζ (cm) は

$$\zeta = 4.8 \times 10^{-2} FV^2 / h \cos^2 \theta$$

ここに F : 吹送距離, θ : 風の海岸線への入射角, V : 風速, h : 水深である。

根室海峡において $F = 100$ km (後記(3)の理由による) と考えれば, $\theta = 0^\circ$ としても $\zeta = 4.8V^2/h$ となる。水深は 200~2,000 m の範囲であるが $h = 200$ m としても $V = 25$ m/sec から $\zeta = 15$ cm が最大値となり、実際にはこれ以下と考えられる。

最高潮位は推定潮位に偏差を加えたものであるから、東京湾中等潮位を基準にとれば

$$(2.68 - 2.05) + 0.42 + 0.15 = 1.20 \text{ (m)}$$

と計算される。一方、実測によれば1月17日の平均高潮位、偏差は図-5からそれぞれ 1.16 m, 0.53 m となり計算値とほぼ一致する。

なお、気象庁発行昭和35年潮位表によれば、花咲観測所における1954~1956年の高極潮位は1956年2月11日に中等潮位上 1.284 m で、今回の基模はそれに次ぐものと考えれば、頻度としては3~4年に1度といえよう。

(3) 波 浪

図-5より羅臼で 10 m/sec 以上の強風が、オホーツク海に直面する NE 方向に継続するのは17日1時からである。いま吹送距離を、低気圧の中心から災害の最も激しいと考えられる16時の968 mb の等圧線の間と仮定すれば、約300 km と概算され、その時の波浪は 25.1 m/sec の風が 10.5 時間継続したことになり、S・M・Bの方法から相当吹送距離は 260 km で、波高 8.9 m, 周期 12 sec の高波が生じることになる。しかし、オホーツク海は例年1月中旬には大半が結水するが、根室海峡は国後島北端まで開口するといわれる⁴⁾ので、Fetch を 100 km とすれば波高 4 m, 周期 7~8 sec で波は定常状態となる。

一方、災害時の観察などによれば、砕波水深は(2)の水位上昇 1.2 m を考えて $h_b = 2.7$ m, 砕波高は $H_b = 3.0$ m, 周期は前報²⁾の観測結果から高波時の多出現周期が 7.0~7.5 sec であるので $T = 7.0$ sec とし、Iversen の砕波指標を表わす図表から、沖波高を逆算すれば $H_o = 2.5$ m 程度と求められる。

IV. 実験の概要

(1) 実験の装置

施設は当所港湾実験室の長さ 10 m, 幅 6 m, 深さ 0.5 m の平面水槽を用い、武佐川の切替河口部を、十字ブロックの製作都合上縮尺 1:20 に収めた。海底はモルタル固定であるが、構造物が施工延長される部分は長径 0.5 cm の小砂利を敷いた。

(2) 実験に使用した構造物

実験に使用した堤体は石砕工、コンクリートブロックのほか、表-1に示すように4種類で、積重ね方にはいろいろ考えられるが写真-4のように手前を沖側として現地で施工した方法をA、それと逆向きをBとした。

表-1

	通称重量	一辺長	重 量	縮尺相当重量	縮尺相当計算重量
十字ブロック	1 (ton)	40 (cm)	1.03 (ton)	125 (gr)	129 (gr)
	2	50	2.01	270	252
	3	60	3.48	412	435
テトラポット	1			115	

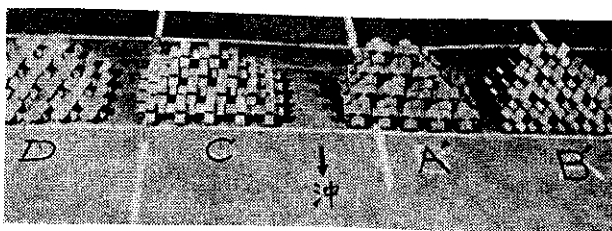


写真-4 十字ブロックの積重ね方

これらは海底に3点で接する。また、2点で接する沖向きの積み方としてC、汀線向きをDと便宜的に決めた。十字ブロックの位置は、右岸沖側を原点として沖向きを列汀線向きを行とし、積重ねは上から段と定義した。

(3) 実験方法

この実験の変化要素は構造物の法先水深、十字ブロックの重量、積重ね方および波高周期である。これらを組

合わせて、十字ブロックの安定の程度を次の基準により判定した。

- 1) まったく動かない。
- 2) 箇々のものが傾いたり沈下して全体的な配列は乱れるが安定といえる。
- 3) 不安定なものだけが振動し脱落する。
- 4) 全体的に振動し少しずつ脱落する。
- 5) 全体が同時に振動し脱落する。

なお、砕波高、砕波水深、堤脚前面波高、遡上高、突堤沿いの洗堀堆積の状況を観察測定した。

(4) 模型波

この海岸に来襲する高波の特徴は、入射角がほぼ $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ で斜入射することで、主波向は $N40^{\circ}E$ （磁方位）である。²⁾したがって実験波向はこの方向だけに限り、周期は被災時の状況再現のため1.3, 1.6, 1.8（現地6, 7, 8）secを選び、波高は5～15cmの間を変化させた。

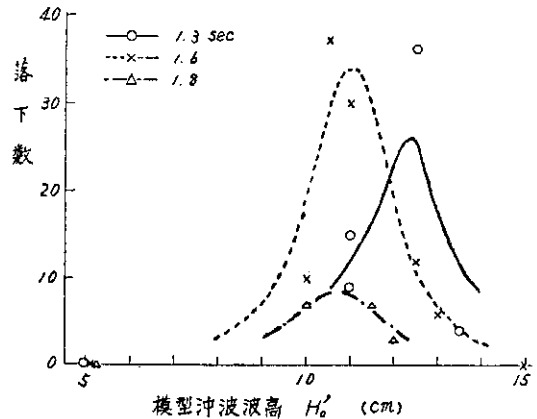
V. 実験結果

(1) 被災状況の再現

前述のように各種の観測あるいは推定によつて、被災時の海況の判断はつくが、模型的にこれらの波が災害の状況を再現するか検討する必要がある。

そこで、各周期を固定してどの程度の波高をもつ波が突堤を大きく破壊するかを調べ図-6に示した。図で横軸に模型沖波波高 H_0' をとり、縦軸には、5～20分起波して最初に積重ねた十字ブロックの配列がそれ以上乱されなくなる時までの、最初の配列から転落あるいは流出した十字ブロックの総数をとつてある。

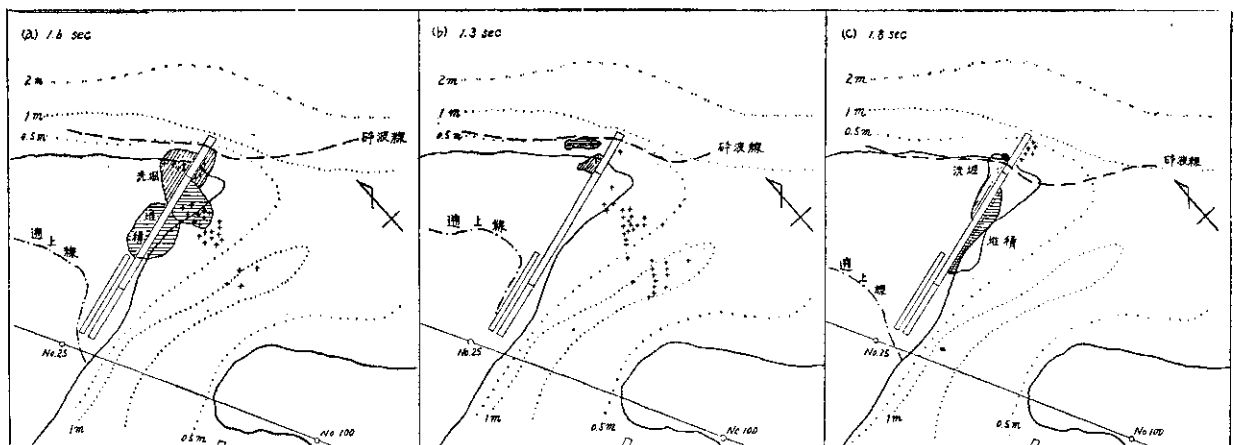
図-6



この図によれば、1.3 sec の場合もかなりの脱落をみせているが、安定状態の分類によれば1.3, 1.8 sec の場合が3), 1.6 sec が4) となつているので、1.6 sec, 11.0cm の場合が被災時の海況に近いものと考えられる。また、十字ブロックが最初に1箇落下する時間は、その積重ね方によつて当然異なるといえるが、7～10回の測定の間平均をとれば1.3, 1.6, 1.8 sec でそれぞれ40, 30, 15 sec というように周期によつて異なる傾向が認められ、これも十字ブロックの安定状態を現わす指数となることがわかる。

なおこの図で、落下数の最大を示す模型沖波波高を求めて波の energy を計算すれば、各周期ともほぼ同一の値を示す。これがある定間隔を離れた突堤上において異なり、その結果落下数を異にすることは、砕波点の位置に原因することが考えられ、各周期について十字ブロックの移動状況を示す図-7によつてもうかがえる。

図-7 突堤付近の周期別崩壊流出の状況



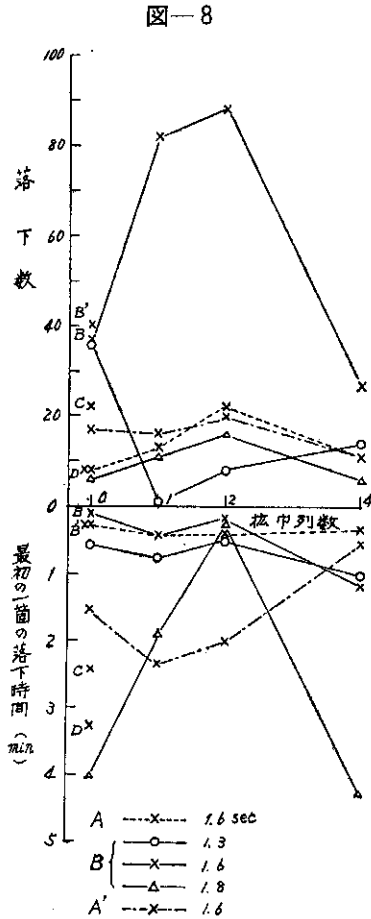
(2) 十字ブロックの積重ね方および幅員に対する実験

上記のように最初の1箇の落下時間とか落下数によつて、堤体安定の状態を定性的に示すことができるので、

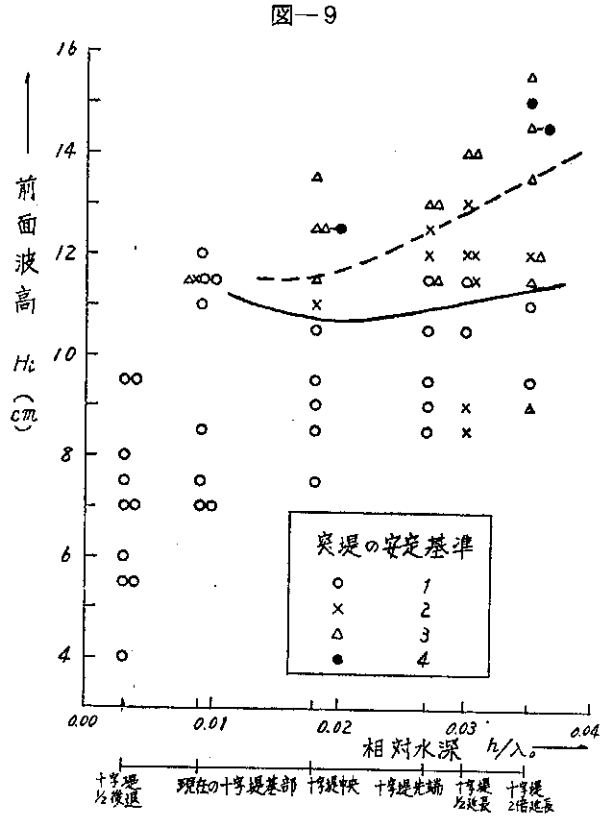
これによつて十字ブロックの積重ね方あるいは幅員を1, 2, 4列増加したときの効果について検討する。積重ね方はIV.(2)のように分類したもの（ただし、A', B' は

A, B の上段を半列だけ右岸側へ移動した正調なもの) を検討し、幅員については下から5, 4, 3, 2列の4段積みの場合である。

図-8 において拡幅数0はこの状態を現わし、B, B'



は 1.6 sec の場合非常に落下数が多く、また最初の一箇の落下時間も少ないので不安定な積重ね方といえる。拡幅の場合についてもこの傾向は認められる。



拡幅については、すべての場合が2列まで増加しても効果が現われず、現在の2倍の4列増加して始めて落下数が減少し落下時間も長くなっていく。これは突堤に対して波が斜入射するために、多少の拡幅では波力に抵抗しきれないことを示す。

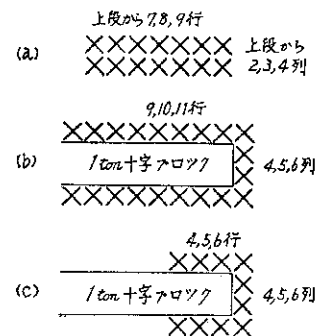
(3) 十字ブロックの延長に対する実験

十字ブロックの消波作用を利用して無堤時の砕波点あるいは落下点の位置を変え、波力を沖の方から徐々に減殺する効果を考えれば、突堤の延長によつて被害を減少できることになる。この関係を図-9のとおり、十字ブロックの位置(堤脚部における相対水深)と前面波高とで表わし十字ブロックの安定基準で示した。

この図によれば、前面波高で11.0cmまでは十字ブロックが全く動かず安定であるといえるが、相対水深0.02近傍でやや下る部分があるように、堤脚部の位置によつて安定の状況が異なっており、前面波高だけに支配されるとはいい切れない。

現在施工した先端部では $h/\lambda_0=0.027$ で、これを2倍に延長すれば $h/\lambda_0=0.035$ であるから、多少の延長によつてさらに安定が保たれるとは考えられず、必然的に現在の大きさのブロックだけでは安定を保ち得ないことを示す。

図-10 補強用 2 ton 十字ブロックの天端面の積み方



(4) 補強に関する実験

以上のように現在の1 ton ブロックでは、どのように積んでも崩壊の度合いが大きいので、1 ton のテトラポット、2, 3.5 ton の十字ブロックに積み変えて検討した。現在と同じ敷幅、延長、高さに積みめば、2 ton ブロックでは2列3段積み74箇を要する。この実験での2 ton ブロックの積み方を天端面について表わせれば図-10のとおりである。

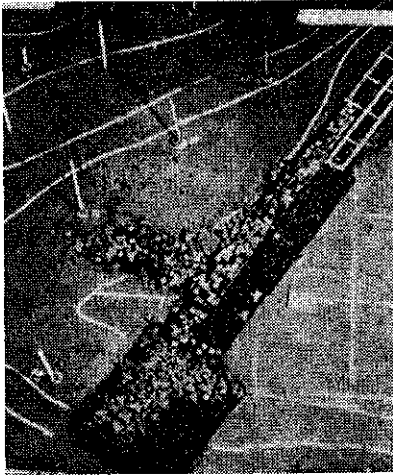


写真-5 1 ton テトラポットの崩壊状況

1) テトラポット

重量は1 ton で、この場合の崩壊状況を写真-5に示す。すなわち、テトラポットは正立の4段積みであるが、上段は全部、上から2段目は先端から $\frac{2}{3}$ の長さまで、3段目は碎波の落下点に相当する部分が数箇流出した。最初の1箇の落下時間は10 sec、落下箇所は6行目で、安定の状況もきわめて悪く分類5)に属する。

2) 2 ton ブロックによる積み替え

写真-6に示すとおり、十字ブロックは全く移動せず、コンクリートブロックだけの移動転落が認められる。したがって、3.5 ton には積み替えなかつたが安定であることがいえる。

3) 1 ton ブロック外側全面の補強

現在の1 ton ブロックの外側面を、2 ton ブロックで補強(2列1行3段積み69箇)した場合は写真-7のとおりで、2 ton ブロック2段1行1列のもの1箇が転落移動した。

4) 1 ton ブロック外側1部の補強

2 ton ブロックの補強数を3)の半分、図-10(c)のように減少した場合は、写真-8に示すとおり2 ton ブロック(2・1,1)が最初に転落し、右岸側のものが3段目3箇を残して6箇流出した。

以上の実験結果からも認められるとおり、本突堤のように波が斜入射する場合には、突堤と汀線との間で水面

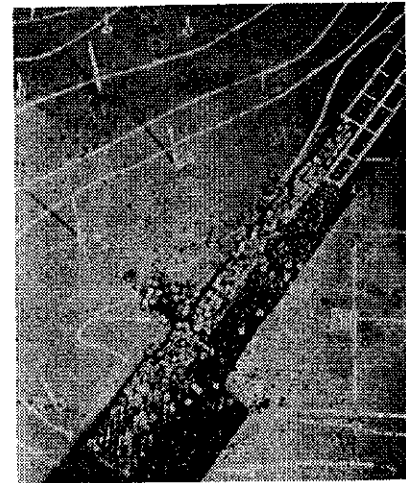


写真-6 2 ton 十字ブロックによる積み替え

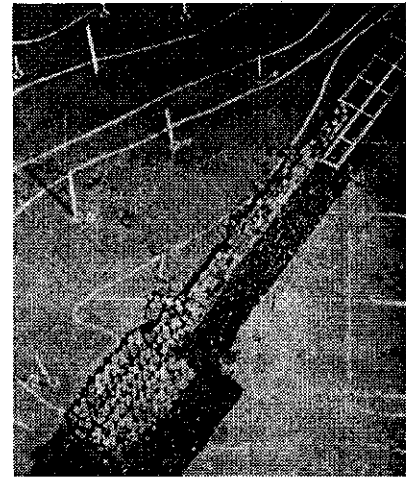


写真-7 1 ton 十字ブロック外側全面の補強

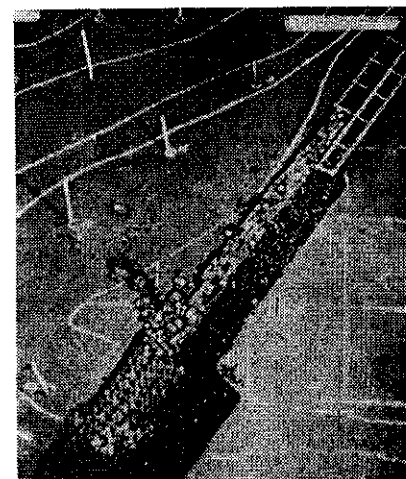


写真-8 1 ton 十字ブロック外側1部の補強

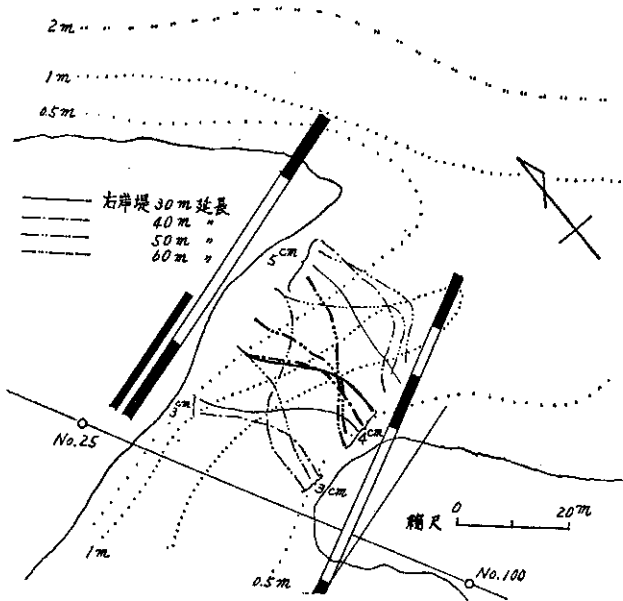
の著しい上昇を生じ、ために遡上高も大となり突堤上を越流し、河口側へ落下する。この落下流による河口側の突堤の崩壊が著しいので、補強にはとくに留意することが必要である。

(5) 右岸突堤の影響について

河口付近の深浅は、深堀れ部分が左岸突堤基部から右岸寄りへ彎曲右折しているため、右岸堤の延長によつてこの向きを左岸突堤先端部へ変えてやれば、河流は河口部の堆積疎止に利用される。この場合、右岸堤が長過ぎれば、堤沿いの反射波によつて河口部が攪乱され、ひいては所期の目的を妨げることになる。

したがつて、右岸堤を現在の法線から内側に 10° の方向で、右岸州先端部まで30m延長した場合と、さらに10mずつ30m延長した場合の4通りについて、港口部の波高分布と反射波による流れについて観測した(図-11)。この図によれば、右岸堤が延びるにしたがつて堤沿いの反射波がみられるが、右岸側の水深が浅いので沿い波はそれほど河口内奥部へ侵入せず減少するので、60m程度の延長による影響は認められない。

図-11 右岸堤の延長と河口部の静穏度



VI. 今後の対策とむすび

以上の実験結果から突堤被災原因の考察を行ない、今後の対策にあつての指針としたい。

1) 被害を大きくした最大の原因は、低気圧の停滞による強風の連吹と、気圧勾配の急激な降下による海面の上昇によつて、碎波の落下点が十字ブロック突堤上に重なつたためと考えられる。この実験では、波の遡上や突堤の崩壊流出の状況が、できるだけ実際に近くなるような模型波を選んだが、水位は潮位変化を与えることなく最高潮面だけをとつたので、波の碎波水深は一定となるため、突堤上の碎波の落下点にあたる部分の崩壊は実際のように著しいが、それ以外の部分では比較的波力が

弱く、起波後定時間を過ぎれば十字ブロックの崩落はみられずある状態に安定している。

しかし実際には、潮位変動、吹寄せによる海面の上下波の洗掘堆積作用による水深の変化、あるいは大小の波浪が間断なく繰返されるので、碎波点は定点に固定することなく突堤上を前後し、被害を大きくしたと考えられる。

2) 図-7, 8, 9に示されるとおり、遡上波は突堤沿いに水量を増し基部付近をV状に河口へ流出する。実験ではこの部分が固定床であるため、流出による洗掘は生じないが、移動床であれば実際のようにこの部分から土砂が流出して、河口を閉塞させるであろう。また突堤先端部20mほどの地盤は、碎波の落下による洗掘をうけ、1部はそのまま突堤を越えるが、1部は堤沿いの流れで押し上げられコンクリートブロック堤中央部で、初めはその天端まで堆積され後にはやはり越流して堆積される。突堤地盤の洗掘も崩壊の原因となるが、突堤を越える落下流はその河口側の崩落を著しくするので、被害をうけなかつた石砕工部のように、コンクリート堤部分は両側を木枠で囲み補強する必要がある。

3) 現在の1ton十字ブロックは、前面波高として2.2m程度の波に対しては全く動かず安定であるといえるが、この海岸に襲撃する波浪を考えれば軽量すぎる。また十字ブロック堤の多少の延長、拡幅あるいは積み重ね方の違いによつて安定を増すことは期待できず、必然的に重量の大きいものに積み替えるか補強をするかの対策が必要である。

4) 十字ブロックはテトラポットに比べ、1箇について比較すれば、重心も高く回転モーメントも大きく波力に対しては非常に不安定であり、滑動に対しても抵抗力が小さい。しかし、何層にもがもちりと組合わされればこれらの欠点が除かれ、テトラポットより安定であるといわれる。

しかし天端が低い場合には、どのように積み重ねても上段の角隅部にあるものは、1箇が水中にあるのと同じような作用をうけ、寄せ波、引き波の繰返しによつて揺動され、遂には落下し、その隣りの部分を弱くして全体が散乱することになる。この実験で十字ブロックの最初に1箇落下する箇所を調べれば、総数40回のうち、角隅部の1列1行にあるものが34を示し、このうち上段から順に16, 15, 2, 1となつており、上記のことを表わしている。その他の落下箇所としては、碎波の落下点にあたる部分の両外側列の上段あるいは2段目となつている。したがつて堤頭部の補強にも充分考慮する必要がある。

以上を総合すれば、根本的原因としては波浪に対して十字ブロックの重量の不足が第1として上げられ、被災時のような潮位現象あるいは海況は数年に1度は予想されるので、対策としては2 ton ブロックに積み替えるか、既設の1 ton ブロックを利用するならば、その外側全面を2 ton ブロックで囲み突堤崩落の原因を除き、あわせてコンクリートブロック堤両側も木枠で囲み遡上波の越流による崩落を防ぐなどの方法が考えられる。

(昭和35年10月)

参 考 文 献

- 1) 岸, 森田, 谷口, 古谷, 星野: 武佐川の河口処理 (第1報). 第6回海岸工学講演会講演集 (1959).
- 2) 古谷, 星野, 鴻上: 武佐川の河口処理 (第2報). 土木試験所月報, 第80号, 昭和35年3月.
- 3) 北海道の気象: 第4巻第2号, 昭和35年2月.
- 4) 沢田照夫: オホーツク海における流水初期の水限および氷厚の推移について, 昭和35年度日本雪氷学会研究発表大会講演概要, 昭和35年10月.

昭和35年度における主なる試験舗装について

道路研究室 三 浦 貞 一

道路研究室では、夏は安定度が高く、冬はタイヤチェンによる損傷の少ない表層用アスファルト合材を作るための配合設計方法を確立しようとして実験を進めて来た。その結果、シートアスファルトについては骨材(砂)を突き固めたときの空隙を良質のファイラーピッチューメンで適当に埋めるといった考え方で配合を決めるのが便利であることが判った。

この実験によつて得られた配合決定方法を実際の道路に適用することを一つの目的とて、昭和33年度に上長都に試験道路を築造して調査研究を続けているが、現在までのところファイラーが70%も入っている硬いファイラーピッチューメンが砂の空隙量をほぼ満たしているようなシートアスファルトは、安定性およびスリヘリ抵抗性が大きく、良好な成績をあげている。

そこで昭和35年度には、上記の配合決定方法を骨材事情や気象、交通条件などの異なるほかの地区に適用して上長都試験道路で得られた成果を確認すると同時に、この配合決定方法をトベカにも応用してみる目的で、各開発建設部に試験舗装を依頼し、必要な試験調査を実施した。また局部で実施した試験舗装にも協力し、現場における試験調査を行なった。以下それらの概略についてのべる。

1. 1級国道12号線シートアスファルト試験舗装

現場から搬入した混合砂(銭函産5.5:勇払産4.5)一湿潤容積比について、アスファルトとファイラーの比(F/A)6種を選定し、おのおの砂の空隙に対するファイラーピッチューメンの量を変えて、マーシャル安定度試験と低温ラベリング試験を行なつて、安定度、スリヘリ抵抗性とともに満足する配合3種を次のとおり決定した。

配合①	As 10.5%	石粉 24.4%	骨材 65.1%
" ② "	" 11 % "	" 22 % "	" 67 % "
" ③ "	" 12 % "	" 18 % "	" 70 % "

試験舗装区間は江部乙深川間で、深川に向つて左片側配合①、②を50mづつ、③を25m施工した。

従来のシートアスファルト配合に比べてアスファルト量が少なく石粉が多くなつてはいるが、実際の施工に当つては大した困難はなかつた。特に注意したところは、石粉が多いため混合時間を40秒~60秒とつて十分まじるようにしたことである。合材の現場到着温度は140°C~150°C、しきならし温度110°C~130°C、初転圧温度70°C~

85°Cであつた。

2. 1級国道5号線シートアスファルト試験舗装

砂、石粉、アスファルトを現場から試験所に搬入し、規格試験を行なつたのち、安定性とスリヘリ抵抗性試験を行なつて適正な配合(2種)を見出し、現場に試験舗装を行なった。

配合①	As 11%	石粉 17.5%	砂 71.5%
" ② "	" 11% "	" 22.0% "	" 67.0% "

試験舗装区間は、余市から小樽寄り1 km位のところで小樽に向つて右片側、配合①、②とも10mづつである。配合①は施工中降雨に見舞われ悪条件であつた。

3. 2級国道札幌虻田線 迂り止め試験舗装

札幌開発建設部篠舞道路改良事業所では、約10種におよぶ迂り止め試験舗装を施工したが、道路研究室はその試験調査に協力した。なお、ここでは迂り止め工法とは別に骨材の空隙量とファイラーピッチューメンの質と量の関係からシートアスファルトの配合を決める方法をトベカに応用した試験舗装も実施した。その配合は、アスファルト9.5%、石粉13%、骨材77.5%である。

4. 1級国道12号線 トベカ試験舗装

タイヤチェンに対して抵抗力の強い舗装を見出そうということが、北海道における舗装技術者の一つの大きな目標になつてはいる。最近、ゴム混入アスファルトを用いたアスファルト合材がタイヤチェンに対して強いということがさかんにいわれている折から、札幌岡山道路改良事業所においてゴム混入アスファルトを用いたトベカを試験的に舗装することになり、道路研究室でもこれに協力して、材料試験、現場における合材管理試験などを行ないデータを収録した。

ゴム混入アスファルトは普通のアスファルトに比べて粘性が大きく、施工に際して困難な問題が生ずると考えられたので、応用理化学研究室とも協力して、施工に際しての温度管理について検討し、初転圧温度120°C、転圧終了温度80°Cとしたところ、実際の施工には大した困難を生じなかつた。

以上各試験舗装について概略をのべたが、今後、実験室において補足実験を行なうとともに、現地の路面状態を観察し、いかなる変化が生ずるか調査をつづける予定である。