

衝撃波力を受けるケーソン壁の
設計法に関する研究

2006年

津田宗男



東亜建設工業株式会社

目 次

第 1 章 緒 論	1
1.1 研究の目的	1
1.2 研究の概要	3
第 2 章 防波堤の被災事例	5
2.1 概要	5
2.2 調査方法	7
2.3 防波堤の被災特性	8
2.3.1 建設された防波堤の構造形式	8
2.3.2 被災の経年変化	14
2.3.3 ケーソン式防波堤の被災	19
2.4 衝撃波力によるケーソン壁の被災特性	23
2.4.1 調査解析方法	23
2.4.2 被災事例の概要	26
2.4.3 被災の原因	27
2.4.4 被災の特徴	33
2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計	34
2.5 衝撃波力による代表的な被災事例とその原因	39
2.5.1 高マウンドにおける被災	39
2.5.2 水深の急変部における被災	44
2.5.3 消波ブロックの不完全被覆部における被災	46
2.6 消波ブロックの衝突による被災	53
2.6.1 概要	53
2.6.2 被災の特徴	53
2.7 設計上の注意点と残された課題	56
2.7.1 高マウンド	56
2.7.2 水深の急変部	57
2.7.3 消波ブロックの不完全被覆	57
2.7.4 その他のケース	58
2.8 まとめ	58

第 3 章 衝撃波力の作用を受ける RC 部材の動的応答と破壊	61
3.1 概要	61
3.2 衝撃波力の特性	62
3.2.1 衝撃波圧理論	62
3.2.2 波圧の時間波形	81
3.2.3 波圧強度と継続時間	82
3.2.4 波圧の平面分布	84
3.2.5 力積	85
3.3 RC 部材の動的応答	86
3.3.1 概要	86
3.3.2 模型実験の方法	86
3.3.3 波面の衝突	90
3.3.4 測定波形の例	93
3.3.5 衝撃波力	95
3.3.6 RC 梁の動的応答特性	97
3.4 大規模実験による RC 部材の動的応答	98
3.4.1 概要	98
3.4.2 実験方法	98
3.4.3 作用波の特性	100
3.4.4 時間波形の特徴	102
3.4.5 衝撃波圧の特徴	103
3.4.6 RC 梁の応答特性	105
3.4.7 全体の振動に対する波力の特性	106
3.5 機械載荷の衝撃力による動的応答	107
3.5.1 実験の概要	107
3.5.2 実験方法	107
3.5.3 静的載荷による梁の終局限界	108
3.5.4 動的載荷による梁の終局限界	109
3.5.5 動的載荷による梁の破壊	109
3.5.6 動的載荷による梁のたわみ	111
3.6 RC 部材の破壊	112
3.6.1 静的荷重による破壊	112
3.6.2 衝撃波力による破壊	115
3.7 まとめ	122

第 4 章 ケーソン壁の動的応答の数値シミュレーション	125
4.1 概要	125
4.2 数値シミュレーションの方法	126
4.2.1 数値シミュレーションの方法	126
4.2.2 衝撃波力のモデル化	132
4.2.3 物理定数	133
4.3 模型実験の数値シミュレーション	138
4.3.1 模型実験の概要	138
4.3.2 数値シミュレーションの概要	139
4.3.3 重複波力の作用による土圧とひずみ	140
4.3.4 衝撃砕波力の作用による土圧とひずみ	143
4.4 被災事例の検証	149
4.4.1 概要	149
4.4.2 部材の応答	149
4.4.3 ケーソン壁の曲げモーメント	150
4.5 現地スケールのケーソン壁の数値シミュレーション	151
4.5.1 概要	151
4.5.2 衝撃波圧の作用時間	151
4.5.3 ケーソン壁の形状	153
4.5.4 中詰砂の効果	154
4.5.5 捨石マウンドの効果	155
4.5.6 移動する衝撃波圧に対する応答	157
4.5.7 力積の効果	158
4.6 まとめ	158
第 5 章 衝撃波力を考慮したケーソン壁の設計法	161
5.1 概要	161
5.2 既往の設計法	162
5.2.1 設計法の変遷	162
5.2.2 波圧式の変遷	162
5.2.3 現行設計法	164
5.2.4 現行設計法の問題点	170
5.3 設計法の提案	171
5.3.1 提案する設計法の概要	171
5.3.2 衝撃波力の発生条件	173
5.3.3 衝撃波力と部材の動的応答効果	175

5.3.4	中詰材の土圧抵抗	176
5.3.5	捨石マウンドの効果	178
5.3.6	ケーソン壁の断面力算定モデル	179
5.3.7	限界状態設計法	181
5.3.8	提案する設計法のまとめ	185
5.4	提案した設計法の検証	187
5.5	提案した設計法による試設計	188
5.6	まとめ	190
第 6 章 結 論		191
参考文献		195
謝 辞		201
付 録		
A-1	衝撃碎波力による被災事例とその原因	A- 1
A-2	高マウンドによる被災事例	A- 9
A-2.1	B港の被災	A- 9
A-2.2	鵜殿港の被災	A- 17
A-2.3	小名浜港の被災	A- 23
A-2.4	十勝港の被災(1)	A- 29
A-2.5	十勝港の被災(2)	A- 33
A-3	水深の急変による被災事例	A- 41
A-3.1	南之浜港の被災	A- 41
A-3.2	増毛港の被災	A- 49
A-3.3	新宮港の被災	A- 55
A-4	消波ブロックの不完全被覆による被災事例	A- 67
A-4.1	むつ小川原港の被災	A- 67
A-4.2	小本港の被災	A- 78
A-4.3	片泊港の被災	A- 85
A-4.4	和泊港の被災	A- 97
B	3辺固定上辺単純支持版の曲げモーメント計算表	B- 1

第 1 章 緒 論

1. 1 研究の目的

我が国は国土の大半が急峻な山地で占められており、社会資本の多くは臨海地域やその背後の平野地域に集中している。そして、臨海コンビナートに産業や物流を集積させ、加工貿易でまれにみる経済発展を遂げた。社会の情報化が進み、産業構造も大きく変化を遂げつつある現在においても、この社会資本が重要な社会基盤になっていることには変わらない。

これまで、このような施設が建設されてきた内湾域は、開発可能な水域の減少や環境保全の意識の高揚、船舶の大型化などにより、新規の立地が困難になってきている。こうした理由から近年、外洋に面した大水深高波浪海域に人工島、防波堤、シーバースなどの構造物が建設される事例が増えてきている。このような構造物には強大な衝撃砕波力や衝撃的揚圧力が作用する可能性がある。

波浪条件が厳しい海域に建設される防波堤は、堤体に作用する波力を低減することによる堤体の経済的な設計や、反射波の低減による防波堤前面海域の静穏度の確保などを目的として、消波ブロック被覆堤が採用されることが多い。しかし、この形式は、消波ブロックの安定性の検討結果において、高波浪海域では所要重量が既存の最大型消波ブロックの重量を上回る事例も見られ、さらに大水深化にともないブロック数量が急増するため不経済な断面となる。

こういった観点から近年では、外海に直立消波ケーソン堤を適用する事例も見られるようになってきている。この形式の防波堤は、これまで比較的波浪の穏やかな内湾や港内の静穏度の確保を目的として建設されてきたため、衝撃砕波力が作用する前面スリット部材や衝撃的揚圧力が作用する上床版など、部材設計上の問題も多く残されている。

海底地形が急勾配であったり、消波ブロック被覆堤の被覆端部など、衝撃砕波力が発生しやすい構造の防波堤では、ケーソン壁に穴が明いたり、完全に破壊されてしまった事例も見られる。重力式の防波堤では、ケーソン壁の小さな破損であっても、それにともなう中詰め砂の流失が堤体の安定性を大きく低下させ、致命傷になる場合もある。通常のケーソン式防波堤は、中詰め砂の土圧抵抗を期待して波力に対するケーソン壁の耐力検討が省略されることが多い。検討されている場合であっても合田式によって波力を算定しているため、衝撃波力として正しく算定されていない。また、衝撃が作用した場合の中詰め砂の土圧抵抗特性も明らかではない。ケーソン壁に衝撃波力が作用する可能性がある場合には、強大な波力として設計検討することが必要となる。

栈橋式の岸壁は1960年代には多用されていたが、揚圧力による床版の持ち上がり破壊の事例(永井ら, 1966; 室田・古土井, 1966)が少なくはなく、次第に適用されなくなってきた。しかしながら、近年、巨大地震による重力式岸壁の破壊が相次ぎ、栈橋式岸壁が見直されてきている。床版に作用する衝撃的な揚圧力に対する床版の部材設計についての問題を解決する必要がある。

古くから衝撃波圧の特性については盛んに研究されてきた(Mitsuyasu, 1962; 合田・原中, 1967 など多数)。1970年代以前には、谷本ら(1975)は衝撃波力によるケーソン壁の被災事例を調査し、ケーソン壁を単純梁としてモデル化し静的解析を行っている。この頃から、衝撃砕波力による被災を港湾技術者の多くが認識するようになったため、衝撃波力が発生しやすい構造が回避されるようになった。このため、衝撃波力による構造物の被災は研究対象とはなりにくかったようである。

しかし近年、衝撃砕波力に対する認識が低下してきて、これを考慮せずに設計された防波堤の被災が見られるようになってきている。さらには、衝撃砕波の作用を回避できない海域に構造物が建設されるようになってきている。このため、衝撃砕波力の危険性に対する認識が再び高まってきており、研究が再開されてきている。

例えば、高橋ら(1995)は模型実験により衝撃砕波力に対するケーソン壁のひずみや中詰め砂の効果を調べている。また、高橋ら(1998a)は被災事例調査と数値シミュレーションによってケーソン壁の動的応答や被災について検討している。さらに、田畑・中山(1996)は、模型実験と静的 FEM 計算によって、中詰め砂を考慮したケーソン壁のひずみを検討している。筒井ら(1997)は、外洋に計画されたシーバースジャケットの設計にあたり、衝撃砕波力が作用するときの鋼管の応答を模型実験および数値シミュレーションにより検討している。しかしながら、港湾構造物の RC 部材の設計法としては、まだ確立されているとは言い難い。

衝撃波力は、ピーク値は強大であるが継続時間が短く、一波一波の波圧強度や空間的なばらつきが大きいこと、その衝撃性によって部材の応答や破壊に至るまでの耐力が通常の荷重と違うことなど、設計上の取り扱いが難しい。

本研究では、衝撃波力によるケーソン壁などの構造部材の応答を明らかにし、破壊に至るメカニズムや設計方法の検討を行っている。

1. 2 研究の概要

衝撃的な波力は、波面が構造物に衝突することによって発生するものであり、海の構造物にとって非常に危険な波力である。強大な衝撃砕波力によるケーソン壁の破壊事例も少なくはなく(高橋ら, 1998a), また, 栈橋上部工が衝撃的な揚圧力によって破壊されたこともある(伊藤ら, 1967; 堀川ら, 1967)。しかし, その衝撃性によって部材の応答や破壊に至るまでの耐力が通常の波浪荷重と異なることなど取り扱いが困難で, 設計上は考慮されないことが多い。

本研究では, 衝撃波力によるケーソン壁の被災事例調査や大規模模型実験, 数値シミュレーションを行い, 構造部材の応答を検討し破壊に至るメカニズムを明らかにしている。それらを総合して衝撃波力に対するケーソン壁の設計法を提案している。

本研究の構成は以下のとおりである。

第2章では, 被災事例調査を行った。まず, 過去 40 年間の防波堤の被災事例を調査し, 被災形態や被災原因, 被災を引き起こした気象擾乱などの傾向を検討した。この中から, 衝撃波力によるケーソン壁の破壊事例を抽出して, 詳細に被災状況の調査を行った。被災レベルや被災原因, 被災を引き起こした衝撃波力の強度, 発生原因などを解析した。衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)から算定された曲げモーメントとケーソン壁の被災レベルの関係を明らかにした。また, 消波ブロックの衝突による被災も調査し, 衝撃波力による被災との違いを検討した。

第3章では, 衝撃波力による鉄筋コンクリート(RC)部材の動的応答に関する模型実験を行い, 衝撃波力の特性, RC 部材の応答特性や破壊の進行について検討を行った。まず, 衝撃波力理論や実験, 数値シミュレーションから得られた既往の知見を調査し, 衝撃波力の特性を整理した。次に, RC 水平版に衝撃波力を作用させ, 衝撃波力の特性や RC 部材の動的応答を模型実験により検討した。衝撃波力による部材の応答実験は縮尺効果を受けるため(谷本ら, 1980), 現地スケールに近い大規模な模型実験を行った。衝撃波力に関する基礎的データを得ることを目的としており, 直立壁前面に RC 部材を水平に置き, 重複波の上下する波面の衝突による衝撃的揚圧力を作用させている。静的な機械載荷試験もを行い, 動的載荷との比較を行った。さらに, 衝撃波力によって RC 部材が実際に破壊していく過程を実験で確認し, 破壊メカニズムを検証した。

また, ほぼ現地スケールと同等の大規模実験を行ってスケール効果を排除し, RC 部材の鉄筋やコンクリートのひずみ応答特性などを検討した。最後に, 外力として衝撃波力はばらつきが大きいので, 高速アクチュエータにより衝撃波力と同等の載荷を行い, 外力のばらつきを除去した RC 部材の動的応答や疲労破壊を検討した。

第4章では、3次元動的 FEM による数値シミュレーションを行い、衝撃波力に対するケーソン壁の動的応答を検討した。ケーソン壁の動的応答に加えて捨石マウンド、中詰材によるケーソンのひずみや応力の低減効果も検討した。

まず、ケーソンの衝撃波力に対する動的応答特性や捨石マウンド、中詰砂の効果を模型実験で確認し、この実験結果の再現によって数値シミュレーションの検証を行った。次に、むつ小川原港東防波堤の衝撃波力を受けて破壊された7号ケーソンと被災しなかった8号ケーソン(塩見ら, 1994)の再現を試み、現地スケールでの数値シミュレーションを行った。

続いて、現地スケールで計算を繰り返し、パラメータの変化に対するケーソン壁の動的応答や捨石マウンドと中詰め砂の効果を検討した。ケーソン壁の設計に適用する基礎資料とした。

第5章では、以上の結果を踏まえて、衝撃波力を考慮したケーソン壁の設計法を提案した。まず、既往の設計法を調査し、波圧算定式の変遷や現行設計法の特徴や問題点を整理した。次に、本研究で得られた知見に基づいて、設計における衝撃波力の算定方法やケーソン壁のモデル化の考え方、パラメータの決定方法などを提案した。

被災したケーソンや被災しなかったケーソンを対象として、提案した設計法に従って試設計を行い、設計法の妥当性を検証した。

最後に第6章で、本研究のまとめを行い、併せて今後の検討課題を整理した。

第 2 章 防波堤の被災事例

2. 1 概要

防波堤の被災は比較的多く、特に台風や冬季風浪による被災が数多く報告されている(服部ら, 1984; 宮井ら, 1993 他). しかし, 本研究で取り上げているような, 衝撃波力によるケーソン構造自体の被災は, あまり知られていない.

被災を受けない, あるいは受けにくい構造物を築造するには, 被災が発生する条件を回避することが第一である. 建設上あるいは海気象上の制約条件からそれを回避できない場合には, それに耐えうる強度の構造物を築造することが求められる. 本研究のテーマに照らしてみれば, まず, 衝撃砕波力が発生するような条件を避けること, 衝撃砕波力に耐えうる強度の構造とすることである. いずれにしろ, 被災時に発生していた現象や被災の原因を明らかにすることが重要である.

混成堤は歴史的には傾斜堤の上部工から発展した防波堤形式で(伊藤, 1969), 19 世紀にヨーロッパで傾斜堤の天端にブロックを設置したことから派生している. ブロック重量は経験的に決定されたもので, 耐波性能は乏しく頻繁に被災していた.

波圧理論としては, 19 世紀初頭に発表された Gerstner のトロコイド波理論や Airy のポテンシャル波理論が知られている. 20 世紀に入り, Sainflou による重複波理論, 広井による砕波帯内における波圧式も発表され, これを用いて確定論的設計が行われ始めた. 部分砕波圧を考慮した Sainflou 式や Minikin 式, 広井式はごく最近まで主要な設計公式として多用されてきた. しかし, 重複波領域と砕波領域で設計公式を使い分けた結果, それらの適用境界で波圧が不連続となり, 堤体幅が急変するなど問題点も指摘されてきた. また, 計測技術の未熟さもあり, 現実に作用した波力はもとより, 入力値としての波高にさえ不確定な要素が大きいものであった.

その後, 比較的精度の高い波力の算定式が提案され(伊藤ら, 1966; 合田ら, 1973 他), 確定論的設計が主流となった. そこでは, 波力や堤体重量などの不確定要素は全て許容安全率によって包含された. また, 構造設計では, 同様に部材の応力度が許容応力度を下回るように設計する許容応力度法が多用された. これらは, 多くの実績に裏打ちされた設計法で現在も多用されている. 基本的には被災を許容しない設計法であるが, 所要の安全率は絶対的な安定性を保証しないし, 同一の安全率が同一の安定性を保証していない(高山ら, 1994).

現在では, 確率論的設計法あるいは信頼性設計法が実用に供されてきている. この設計法について, 高山ら(1994)は「被災モードとして終局限界状態および使用限界状態を考え, 不確定要素を考慮して求めた各被災モードの発生確率に基づく設計法」と定義している. この

設計法により、設計時に不確定要因を取り扱うことが可能となり、また構造物の各被災モードを被災確率を用いて定量的に評価できる、としている。

また、コンピュータ技術の発展により、精度の高い数値シミュレーションが可能となってきており、数値実験の実用化が進められている(沿岸開発技術センター, 2001 他)。数値シミュレーションが簡易に行えるようになれば、水理模型実験や設計公式によらずに波圧の算定が可能となる。

現行の設計法では、砕波力が作用する場合、水理模型実験によって検討を行うか、合田式あるいは広井式を適用して、構造物に作用する波圧を算定することが多い。また、マウンドの効果で衝撃砕波力が作用する恐れのある場合には、衝撃砕波力係数によって拡張された合田式(高橋ら, 1992a)を適用することもある。これらの式は、ケーソン全体の安定検討に適用するために考案された、平均的な波力を算定する公式である。

ケーソン壁の部材耐力の検討において、重複波や弱い砕波力の作用では、これらの波力公式によって算定された波圧の適用性は十分であると考えられる。しかし、衝撃砕波領域では、波圧は短時間に局所的に大きなピーク値をとるため、これに対する部材の応答特性は明らかではない。

衝撃砕波圧は、古くからその大きな波圧の発生が指摘されており(光易, 1962; 合田ら, 1966 他)、その波圧の発生機構や特性に関して多くの基礎研究が行われている(荒見ら, 1989; 服部ら, 1993; 安田ら, 1996 他)。

衝撃砕波力や強い波力に起因する被災を対象としたものには次のような研究例が挙げられる。1973年の酒田港における大規模な滑動災害では、それを模型実験で再現し、基礎マウンドの形状による衝撃砕波力の発生によるものと結論付けられている(谷本ら, 1981)。また、高橋ら(1993)は、衝撃砕波力がケーソンに作用した場合の動的応答効果を考慮した数値シミュレーションを行い、基礎マウンドや地盤の効果によってケーソンの滑動が低減されることを示している。

ケーソン壁の被災に関しては、谷本ら(1975)が被災事例調査を行い、砕波力によるケーソン壁の被災を分析している。被災時の波浪条件に合田式を適用して作用波圧を算定し、簡易なモデル化によってケーソン壁のコンクリートと鉄筋の応力を算定している。また、田畑ら(1996)は、実験により得られた波圧を入力として、中詰砂を考慮した数値解析を行っている。算定されたケーソン壁のひずみから、衝撃波力の作用によるケーソン壁の被災の可能性を示している。いずれも衝撃波力によるケーソン壁の動的応答効果を考慮していない静的な解析である。

衝撃砕波力によるケーソンのRC部材の被災は、ケーソンの総数に比較して発生頻度が比較的少ないこともあり、これに関する研究は多くない。また、衝撃砕波力に起因する可能性のある被災事例も、消波ブロック等の衝突による被災とされることも多く、衝撃砕波力によるケーソン壁の破壊については、いまだ十分には解明されていない。

ここでは、ケーソン式防波堤の被災事例の全体像に触れた後、衝撃波力によるケーソン壁の被災事例を整理した。まず、1948年から1991年の間に全国の港湾に発生した被災事例のうち、ケーソン式あるいはそれに類似する形式の防波堤の被災事例を抽出した。これに統計処理を行い、被災形態や被災箇所の傾向を分析した。さらに、ケーソン壁の被災事例を抽出し、被災の特徴を整理した。いくつかの代表的な被災パターンの事例については、詳細に被災状況や被災要因に関して検討を行った。

2.2 調査方法

全国の港湾施設には、一般港湾、漁港、民間の専用港湾などがある。本研究では、主に運輸省(現国土交通省)管轄の港湾を対象として被災事例を調査した。調査に使用した資料を、以下に示す。

- (1) 被災防波堤集覧(港湾技術研究所資料)
 - ・ 被災防波堤集覧(北島ら, 1968)
 - ・ 被災防波堤集覧(その2)(武山ら, 1975)
 - ・ 被災防波堤集覧(その3)(服部ら, 1984)
 - ・ 被災防波堤集覧(その4)(宮井ら, 1993)
- (2) 被災状況報告書, 災害復旧工事報告書, その他資料
 - ・ 小名浜港本港地区沖防波堤手戻調書(小名浜港工事事務所, 1981)
 - ・ 片泊港防波堤災害復旧工事断面検討結果(三島村, 1987)
 - ・ 十勝港災害報告書(北海道開発局, 1972)
 - ・ 小本港の被災について(八重樫, 1992) 他, 多数
- (3) 被災に関する論文
 - ・ 消波ブロック不連続部の波力増大による防波堤被災とその対策に関する研究(塩見ら, 1994)
 - ・ ケーソン壁に作用する波力と応力計算(谷本ら, 1975) 他, 多数

(1) 被災防波堤集覧, 同(その2~4)

港湾施設の被災調査は古くから行われており、港湾構造物の築造技術向上の基礎となってきた。被災防波堤集覧(北島ら, 1968), 同(その2~4)(武山ら, 1975; 服部ら, 1984; 宮井ら, 1993)には、比較的規模の大きな被災の概要が広く収集されている。例えば、その3, 4では復旧工事費 3,000 万円以上の被災が対象とされている。詳細な検討は行われていないものの、包括的に被災事例が取りまとめられており、被災概要や傾向、全体像を知る貴重な資料である。本研究では、こういった資料から研究対象となる被災形式を抽出した。また、簡単な統計分析を行い防波堤の被災の概要をまとめる資料とした。

(2) 被災状況報告書, 災害復旧工事報告書, その他資料

重大な災害では, 被災状況報告書, 災害復旧工事報告書などの形で詳細に記録が残されていることもある. こういった報告書の本来の目的は, 被災状況を把握し大まかな原因を推定すること, 復旧工法の検討の基礎資料, 積算, 予算請求の基礎資料とすることである. したがって, 客観的に被災状況を羅列するに留まり, 詳細な被災原因の検討, 設計方法の問題点の検討は行われていない. しかし, 水理模型実験による検証を行うなど, 貴重な技術検討を行っているものもあり, 今回の調査において有益な情報源となった. 被災港湾施設の管理者に協力をいただき, 本研究の対象となった衝撃波力による被災事例について, これらの報告書や関連資料を収集し, 再整理, 再検討を行った.

(3) 被災に関する論文

防波堤の被災について, 詳細に調査, 検討を行い学会にて論文が公表された例もある. 谷本ら(1975)は, 1970~74年に発生した8件の衝撃砕波力による被災事例を詳細に分析している. 実験や簡単なケーソン壁の構造解析を行い, 許容応力度法による設計検討方法を示している.

塩見ら(1994)は 1991年に発生したむつ小川原港の被災を調査している. これは, 先行した消波ブロックの散乱・沈下災害によって砕波が誘発され, ケーソンの大破, 滑動など大規模な被災を受けた事例である.

また, 鹿島ら(1986)は, 消波ブロック式傾斜堤や消波ブロック被覆式防波堤, 防波護岸の被災調査を, 河合ら(1997)は運輸省(現国土交通省)直轄で施工された混成堤と消波ブロック被覆式混成堤の1989~1993年までの被災調査を実施し, 統計的分析を行っている. さらに, 高橋ら(1999a)は混成堤と消波ブロック被覆堤の被災パターンを取りまとめ, 典型的な被災事例を示している.

こういった文献は, 貴重な知見であり本研究においても参考とした.

2.3 防波堤の被災特性

2.3.1 建設された防波堤の構造形式

(1) 防波堤の構造形式の概要

一般的に防波堤の構造形式は, 大きく混成堤, 直立堤, 傾斜堤および特殊形式の防波堤の4種類に分類され, さらに消波工の有無や本土工の形式(ケーソン式, ブロック式)などによって細分類される(片岡ら, 1986). 図-2.1に, これに修正を加え新形式の防波堤等を追加した分類(図中左側), また上部構造形式による分類(図中右側)を併記したものを示す.

片岡ら(1986)は, 我が国においていかなる構造形式の防波堤が建設されているかを知るため, 防波堤の構造集覧を取りまとめている. これは, 主要港湾において1965~1985年の21

年間に建設された約 1,300 の防波堤の構造様式について、簡単な統計分析を行ったものである。ここでは、このデータを再整理して簡単な統計分析を行う。

片岡ら(1986)は、我が国においていかなる構造形式の防波堤が建設されているかを知るため、防波堤の構造集覧を取りまとめている。これは、主要港湾において 1965～1985 年の 21 年間に建設された約 1,300 の防波堤の構造様式について、簡単な統計分析を行ったものである。ここでは、このデータを再整理して簡単な統計分析を行う。

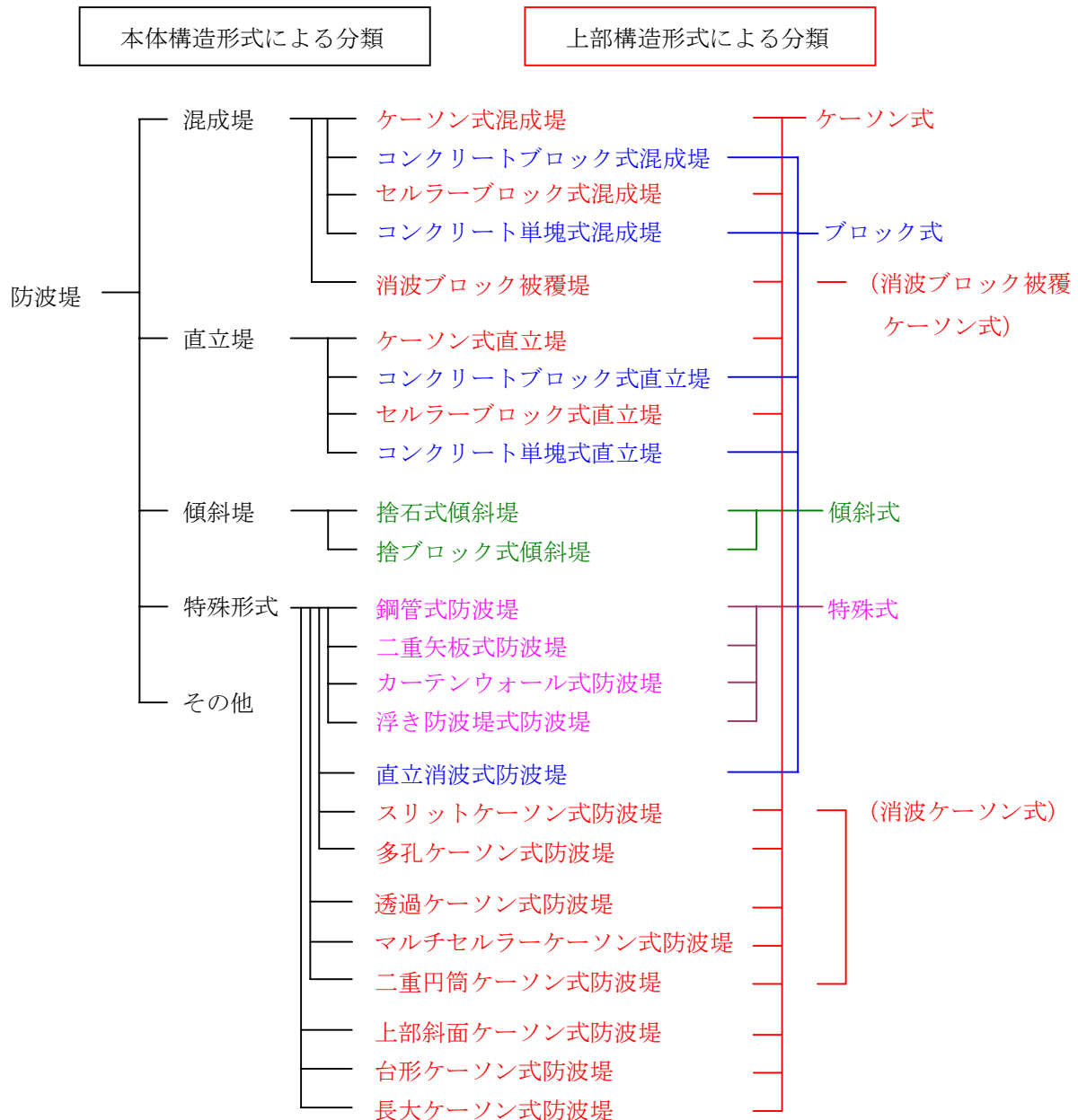


図-2.1 建設された主要防波堤の4分類

図-2.2 は、これをもとに前述の4種類に分類したものである。混成堤には捨石マウンド上に設置されたケーソン式、消波ブロック被覆ケーソン式、セルラーブロック式、コンクリートブロック式などが含まれている。また、直立堤にはケーソン式、コンクリートブロック式、セルラーブロック式が、傾斜堤には捨石式、捨ブロック式が含まれている。特殊形式には、鋼管式、カーテンウォール式、浮き防波堤式などケーソン式のような重力式とは根本的に構造が異なる防波堤形式が挙げられる。また、スリットケーソン式、多孔ケーソン式などのようにケーソン自体に消波効果を持たせた構造形式や、バットレス付ケーソン式、上部斜面ケーソン式防波堤などのようにケーソンの一部を变形したケーソン式が挙げられる。

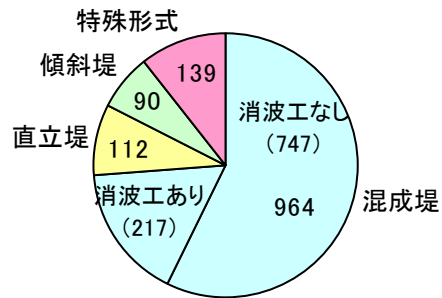


図-2.2 主要防波堤の構造分類

全 1,305 例のうち、74%の 964 例が捨石マウンドを有する混成堤で、多くの防波堤が混成堤形式で建設されていることが分かる。このうち、54%がケーソン式、消波ブロック被覆ケーソン式が 23%と、ケーソン式混成堤が多く建設されている。運輸省(現国土交通省)直轄の防波堤では、1993 年までに混成堤のケーソン約 9,000 函、消波ブロック被覆堤のケーソン約 7,000 函が供用されている(河合ら, 1997)。

全 1,305 例のうち、74%の 964 例が捨石マウンドを有する混成堤で、多くの防波堤が混成堤形式で建設されていることが分かる。このうち、54%がケーソン式、消波ブロック被覆ケーソン式が 23%と、ケーソン式混成堤が多く建設されている。運輸省(現国土交通省)直轄の防波堤では、1993 年までに混成堤のケーソン約 9,000 函、消波ブロック被覆堤のケーソン約 7,000 函が供用されている(河合ら, 1997)。

混成堤と比較して、地盤上に直接ケーソンを設置した直立堤は 112 例(9%)、傾斜堤は 90 例(7%)と事例が少ない。捨石マウンドがケーソンやブロック設置のための基礎工に適していることから、捨石マウンドを持たず直接地盤上に設置される直立堤は、一般的ではないためと考えられる。なお、直立堤は、地盤の良好な北海道で多く建設されている(片岡ら, 1986)。

また、傾斜堤は、ここで取り上げられた港湾が主要港湾であるため、小規模な港湾で築造されることが多い、簡易な傾斜堤の築造事例が少なかったものと考えられる。なお、特殊形式では、鋼管式 26 例、カーテンウォール式 23 例、直立消波式 23 例などがある。

(2) 上部構造による分類

図-2.3 は、図-2.2 の防波堤を上部構造によって再分類したものである。ここでの上部構造とは、基礎工の上にある構造体を示すもので、ケーソンやコンクリートブロックを指している。ケーソン式には消波工のないケーソン式混成堤やケーソン式直立堤、セルラーブロック式、上部斜面ケーソン式などが含まれている。消波ブロック被覆堤は、消波工のあるケーソン式混成堤を別分類としたものである。消波ケーソン式はスリットケーソン式などを示し、ブロック式はコンクリートブロック式の混成堤、直立堤、直立消波式を示している。

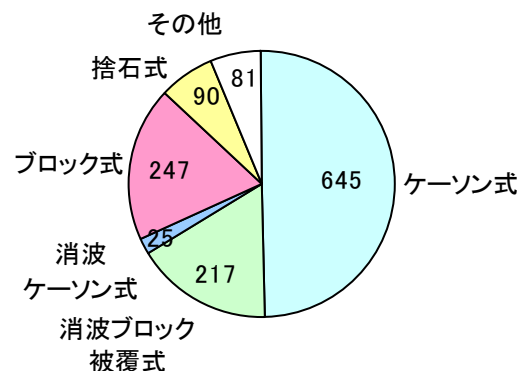


図-2.3 主要防波堤の上部構造による分類

上部構造がケーソン式の防波堤は、645 例(49%)、消波ブロック被覆式や消波ケーソン式を含めると 887 例(68%)にも上り、非常に多く築造されている。また、ブロック式は 247 例(19%)で、ケーソン式に次いで多く採用されている。

(3) 設計水深による分類

図-2.4 は、設計水深と防波堤の構造形式の関係を整理したものである。図中の数字は対応する設計水深の建設事例の総数を示している。

設計水深が、5m以下と水深の小さい海域では、ブロック式混成堤が 36%と最も多く、次いで傾斜堤(19%)、直立堤(15%)が多く建設されている。これらの構造形式の防波堤は、水深 5~10mの区分においても多く建設されているが、全体の建設件数に対する比率は半減している。また、水深 10m以上では建設事例がほとんど見られない。水深5m以下の区分では、ケーソン式はその特徴である隔室構造、中詰材による経済性、施工性による利点が活かされないため、適用例はわずか4%に留まっている。

設計水深5~10mの区分では、ケーソン式混成堤(38%)と消波ブロック被覆ケーソン式混成堤(21%)を合わせると全体の半数を超えている。水深 10~15mでは、それぞれ 60%、26%、水深 15~20mでは、それぞれ 77%、10%と消波工を備えたものを含めてケーソン式の混成堤が主流となる。傾斜堤はこのような大水深域では、堤体断面が水深の2乗に比例して増大し不経済となること、大水深では一般的に設計波高が大きくなり被覆材の安定重量が非常に大きなものとなることなどから、適用が困難となる。同様にブロック式ではブロックが巨大化するため、運搬、据付が不可能となり適用できない。それに対してケーソンは、大型ケーソンのフローティングドックによる海上製作、浮函曳航・据付が可能であり、安価な中詰材の使用と併せて経済性、施工性に優れた構造である。また、前面を消波ブロックで被覆することによって、ケーソンに作用する波力を低減しケーソン本体を経済的な断面にすることが可能である。

さらに水深の大きい水深 20m以上の区分では、大多数(75%)が消波工を持たないケーソン

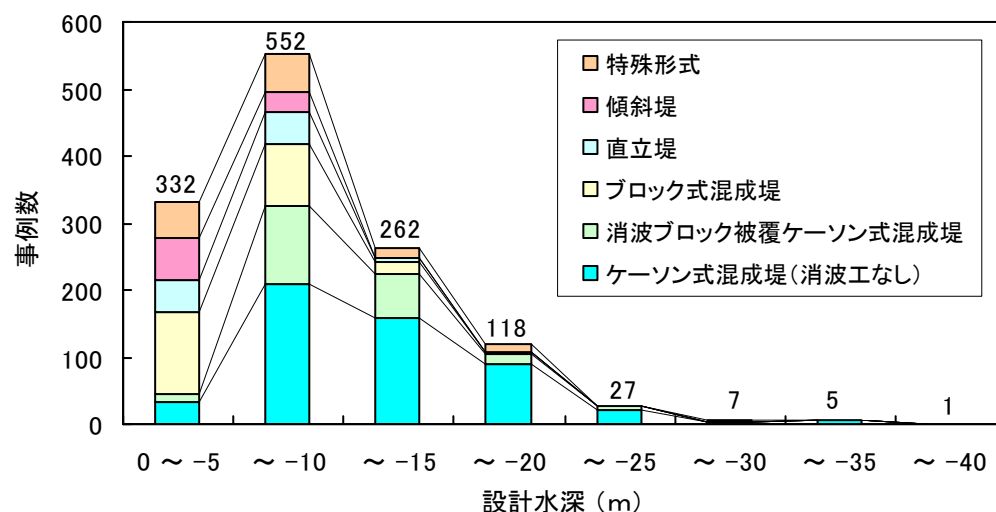


図-2.4 設計水深と防波堤の構造形式

ン式混成堤となる。このような大水深に築造される防波堤は、第一線の外郭防波堤となるため、高波浪に曝されることとなる。消波ブロックは、最大規格の重量 80t を超える超大型のものが必要となり、また大水深域では所要数量が急激に増大するため適用が困難となる。

(4) 設計波高による分類

図-2.5 は、設計波高と防波堤の構造形式の関係を整理したものである。図中の数字は対応する設計水深における建設事例の総数を示している。

設計波高が6m以下と小さい場合、傾斜堤や直立堤、ブロック式混成堤が多く建設されている。また、特殊形式の防波堤はあまり水深の大小に左右されないが、設計波高が小さい場合に採用されているのが特徴である(片岡ら, 1986)。

設計波高が非常に小さい0~2mの区域では、特殊形式(36%)、ブロック式混成堤(34%)が多く建設され、ケーソン式混成堤(15%)を大きく上回っている。

設計波高2~4mの区域では、ケーソン式混成堤(39%)が多いが、ブロック式(20%)、直立式(11%)、傾斜式(10%)も多く築造されている。また、設計波高0~2mの区域ではほとんど事例がなかった消波ブロック被覆堤(11%)も築造されている。

設計波高が4~6m、6~8mと大きくなると、ケーソン式混成堤はそれぞれ 50%、55%とほぼ半数を、消波ブロック被覆堤は 21%、28%と、これらを併せると大半を占めるようになる。なお、ブロック式はそれぞれ 12%、9%、直立式は9%、3%、傾斜式は6%、2%と築造事例が減少する。

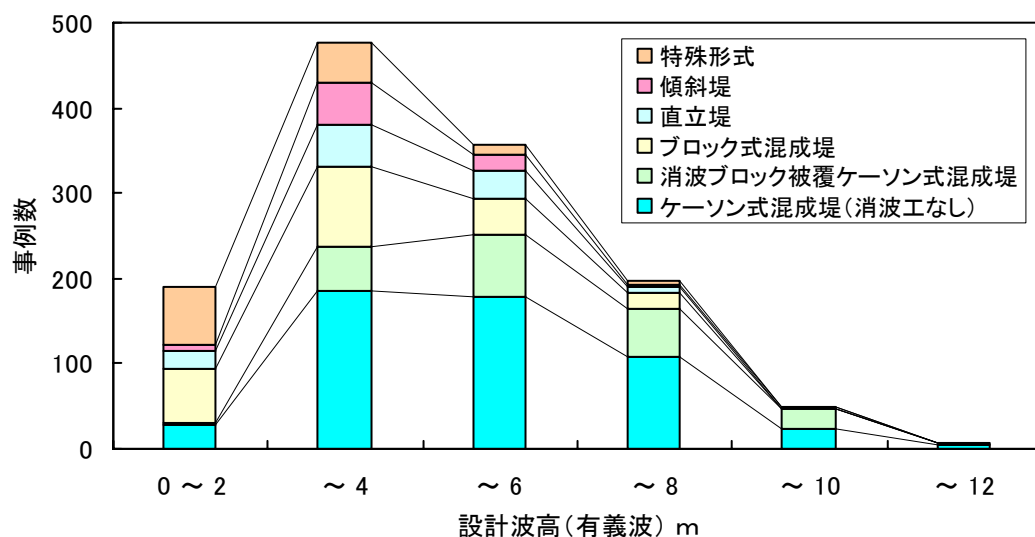


図-2.5 設計波高と防波堤の構造形式

(5) 設計年度による変化

図-2.6 は、防波堤の構造形式を設計年度で整理したものである。1975年の設計件数が少なくなっているのは、施工断面として確定したものを整理しているため、未収集のものがあるた

めである(片岡ら, 1986).

1975年以前は大多数の防波堤はケーソン式で設計されている. 1960年代後半から消波ブロック被覆式が設計され始め, その後設計事例が増加し 1970年代後半にはケーソン式を上回り, 防波堤の半数近くをこの形式が占めるようになっていく. 消波工のないケーソン式は1975年以降減少しているが, 消波ブロック被覆式と併せれば, 依然大多数がこの構造形式で設計されていることになる.

国直轄防波堤では, 1989~1993年度の5年間に混成堤が 562 函, 消波ブロック被覆堤が 469 函建設されている(河合ら, 1997). また, 1993年時点では全国に建設された混成堤は 9,023 函, 消波ブロック被覆堤は 6,991 函に上る. 消波ブロック被覆堤のケーソン函数は消波工のない混成堤よりやや少ないものの, 近年多くの防波堤に適用されていることが分かる.

堀川ら(1989)は, 片岡ら(1986)の資料をもとに, ケーソン式混成堤の構造諸元の統計分析を行っている. 港湾施設の大型化や沖合い展開にともない, 建設地点の水深や設計波高が増大する傾向にある. 1960年代には, 防波堤は平均的に設計水深 10m, 設計波高5mで設計されていたが, 1980年以降では設計水深 15m, 設計波高6mと増大している. また, 1960年代には, 最大設計水深 20m, 最大設計波高7mであったのが, 1970年以降, 最大設計水深 30m, 最大設計波高 10mを超えるものも設計されている.

このように, 防波堤の設計条件が厳しくなるのにもない, ケーソンの規模も巨大化している. 1960年代には, ケーソン1函の体積は平均的には 2,000m³以下であったものが, 1970年以降, 平均 4,000m³と大型化が進み, 最大では 10,000m³を超えるものも設計されている.

厳しい設計条件の海域では, 衝撃砕波が作用する恐れもある. 大規模なケーソン式防波堤が建設されると, 被災した場合には復旧費も莫大なものとなるため, 設計に当たっては, 衝撃波力の作用を考慮して検討を行うことが必要である.

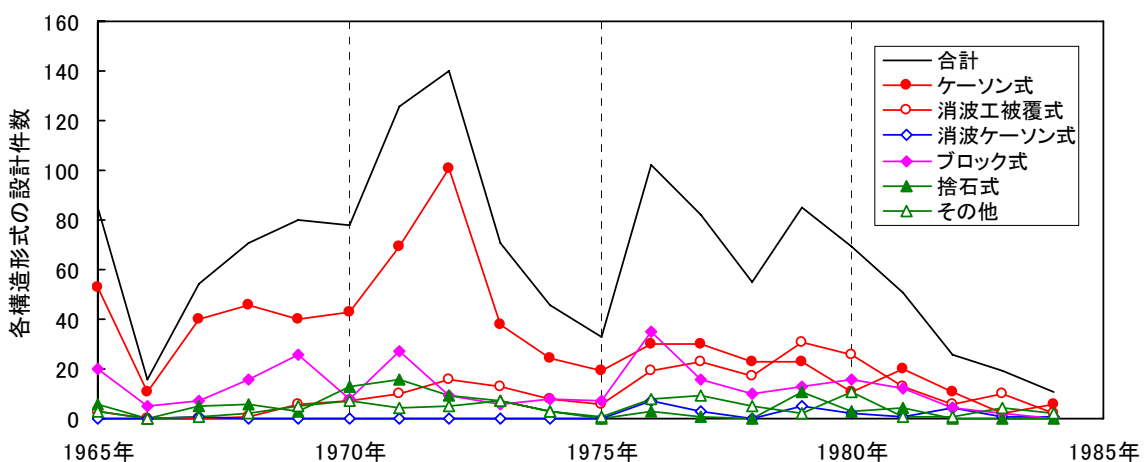


図-2.6 設計年度による防波堤構造の変化

2.3.2 被災の経年変化

(1) 経年変化の概要

防波堤の被災に関して、被災防波堤集覧および同その2～4に記載された被災事例を整理して、経年変化の傾向を調査した。これらの集覧は資料ごとに記載基準が異なるため、厳密な被災件数を捉えているわけではないが、比較的規模の大きい被災件数とみなせる。

図-2.7 に防波堤の被災件数の経年変化を示す。軽微な被災を含めた被災では、1965年、1970年、1991年の3年では200件を超える被災を、1976年、1979年も100件を超える被災件数を記録している。これは、1965年の台風6523号、1970年の台風7010号、1976年の台風7617号、1979年の台風7916号、7920号、1991年の台風9119号による被害が多数記録されていることが主な要因である。

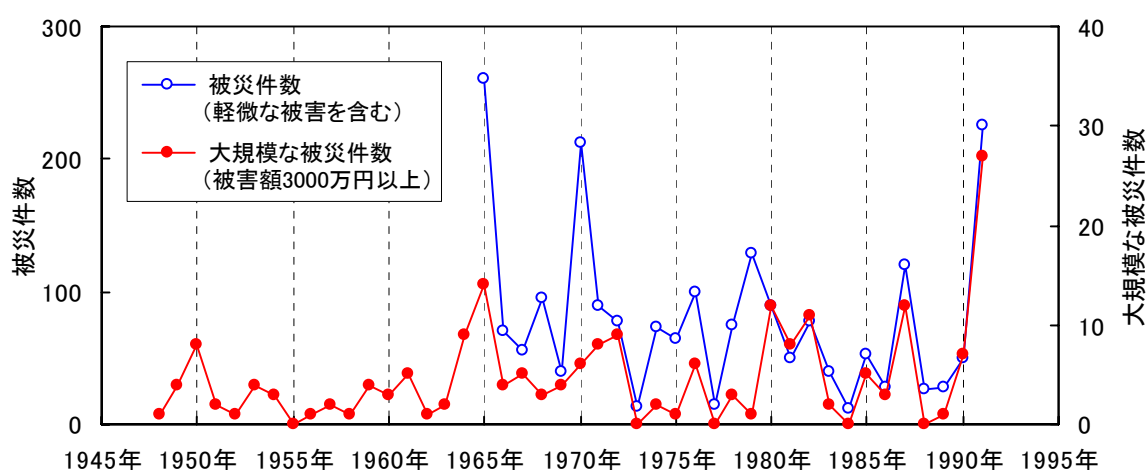


図-2.7 防波堤の被災件数の経年変化

1965年は、総数260件のうち130件が台風6523号による被災である。被災港湾は広い範囲に分布しているが、瀬戸内海東部、大阪湾周辺では特に多数の被害が集中している。

1970年は総数212件のうち105件が台風7010号による被災である。図-2.8に示すようにこの台風は、8月21日に足摺岬東方に上陸し、広島を通過、島根県から日本海に抜けた。中心最低気圧は910hPaであった。この台風により、四国から瀬戸内海、日本海では大時化となった。被災港湾は広い範囲に分布し

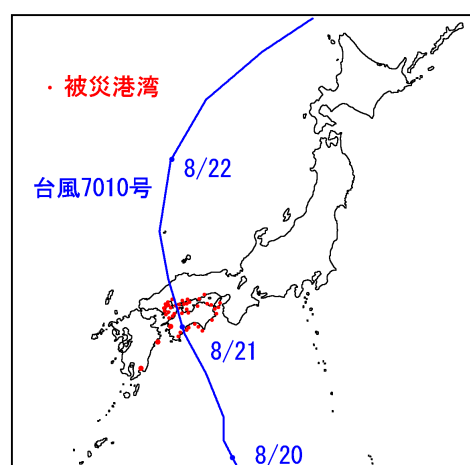


図-2.8 台風7010号の経路と被災港湾の分布

ているが、瀬戸内海、四国では特に多数の被災が集中している。

台風による暴風は通過経路の右側半円において強いことが知られている。しかし、港湾施設に関しては、台風の通過前後にもうねりによる高波浪が作用するため、右側半円に限らずに被災を受けている。どちらの台風も、被災港湾は台風通過経路から両側に半径 200km の範囲に分布している。

1991 年は総数 225 件のうち 150 件が台風 9119 号による被災である。この台風は、9月 26 日に宮古島の東を北上した後、進路を東に変えて 9 月 27 日に大型で非常に強い勢力を保ちながら佐世保市の南に上陸した(写真-2.1, 図-2.9)。上陸後は日本海上を北東に進み、9月 28 日北海道渡島半島に再上陸した。中心気圧は 940hPa, 最大風速は阿蘇山で 60.9m/s, 広島で 58.9m/s を記録した。この大型台風の接近、通過にともない、ほぼ全国沿岸に高波浪が来襲し、9月 27 日には東シナ海、日本海、太平洋沿岸で有義波高 4~10m が観測された。

大きな災害をもたらしたこれらの 3 回の台風による被災件数を除外すると、平年では年間平均 66.0 件の被災を受けている。また、比較的規模の大きい被災は年間平均 4.7 件である。

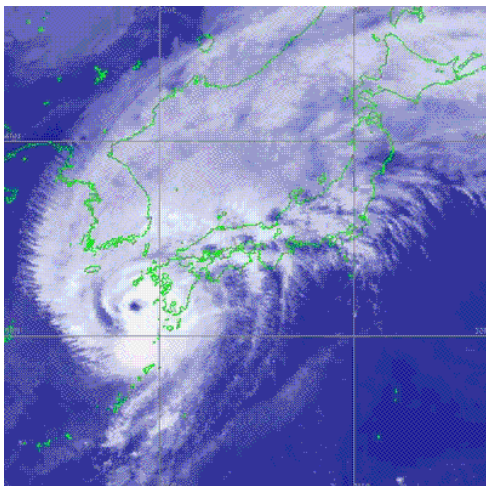


写真-2.1 台風 9119 号の画像(気象衛星)

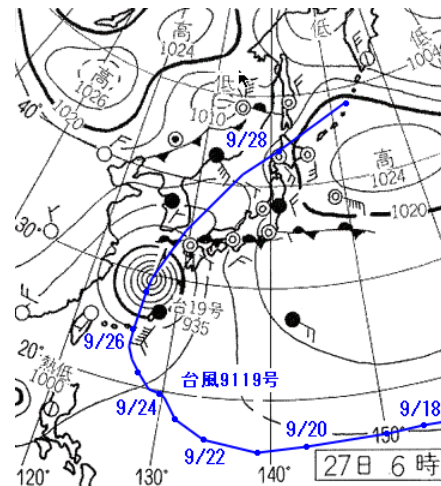


図-2.9 台風 9119 号の経路と気圧配置

(2) 気象擾乱による分類

擾乱要因によって区分された比較的規模の大きい被災件数では、図-2.10 に示すように、1 年間で被災件数が 5 件以上あった年数は、台風によるものが 9 年、低気圧によるものが 7 年である。台風による被災件数が多いのは、1950 年のジェーン台風、1964 年の 20 号、1965 年の 24 号、1981 年の 15 号、1985 年の 13 号、1987 年の 12 号、1991 年の 19 号によって多くの被災が発生しているためである。また、1965 年 9 月には台風 20, 23, 24 号が立て続けに来襲し、多くの被災が発生している。さらに、1987 年の台風 8712 号によって 8 港湾が、1991 年の台風 9119 号によって 14 港湾が被災している。

比較的規模の大きい被災について、被災の原因となった気象擾乱によって分類すると、44

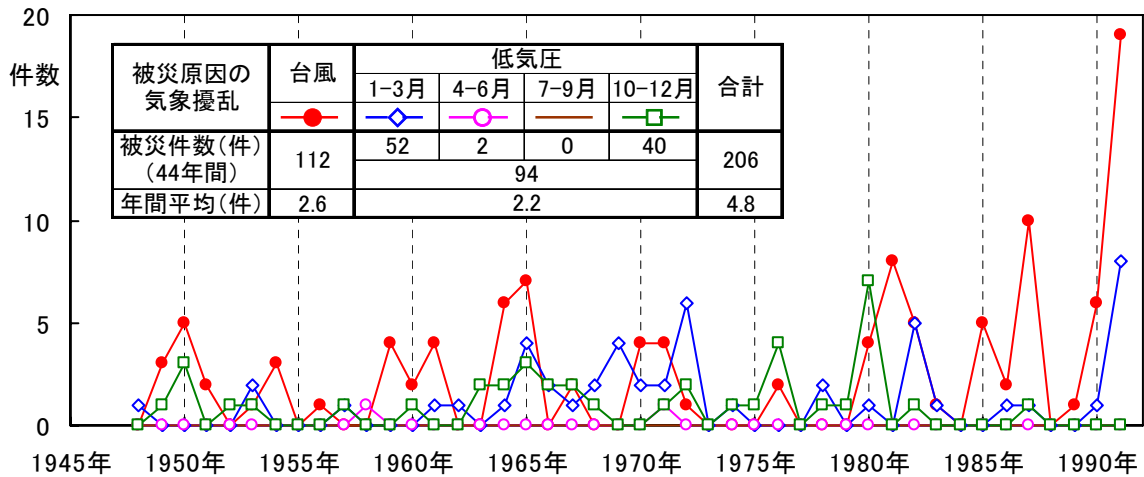


図-2.10 気象擾乱による被災件数の経年変化

年間の被災件数 206 件のうち 112 件(54%)が台風によるもの、94 件(46%)が冬期風浪を代表とする低気圧による被災である。低気圧による被災は、春夏期(4~9月)にはわずか 2 件と少なく、大多数の 92 件が秋冬期の被災である。

平年値として取り扱われる 30 年間(1961~1990 年)において、毎年 19~39 個の台風が発生し、そのうち 0~6 個が日本に上陸している。平均では、年間 27.8 個の台風が発生し、そのうち 9.9%に当たる 2.8 個が上陸していることになる。

1971~1997 年に本土に上陸した台風の上陸時の中心気圧は、図-2.11 に示すように、940~1,002hPa に分布し、平均 974hPa である。最大風速は 18~50m/s に分布し、平均 31m/s である。上陸した台風については中心気圧と最大風速にはかなり高い相関性が認められる。

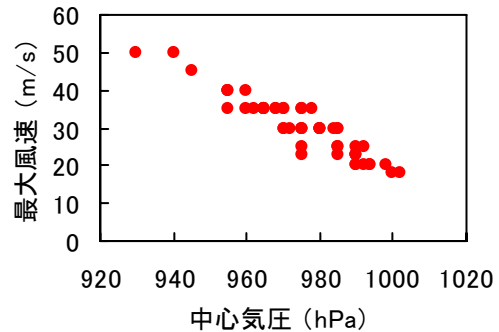


図-2.11 上陸した台風の最大風速

上陸した時点での中心気圧と比較的規模の大きい被災件数との関係を図-2.12 に示す。被災件数が 16 件を記録しているのは 1991 年に九州に上陸した台風 9119 号で、7 件を記録しているのは 1981 年に関東に上陸した台風 8115 号である。また、本土に上陸していないため、ここには計上されていないが、1987 年に沖縄を通過した台風 8712 号による被災が 8 件に上っている。

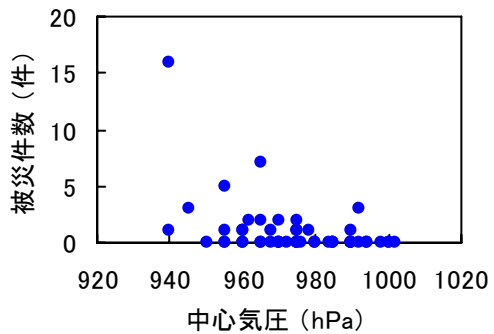


図-2.12 上陸した台風による被災件数

図-2.12 では、中心気圧と被災件数の間に高い相関性は認められない。台風による防波

堤の被災件数は、接近、通過した台風の個数によらず、多くは勢力の強い一部の台風によってもたらされている。また、単純に接近、通過した台風の勢力の大きさによるものではなく、接近経路や発達状況などの影響を受けるものと思われる。

(3) 防波堤の構造形式による分類

防波堤形式による被災件数の経年変化を図-2.13 に示す。ケーソン式防波堤は、捨石マウンド上に直立壁を設置した混成堤や地盤上に直接設置した直立壁を含んでいる。ブロック式は単塊式のブロックやブロック積み式、消波ケーソン等を含んでいる。

ケーソン式は大水深域に比較的容易に築造可能な防波堤形式で、小型のケーソン堤は1950年代から建設されていた。ブロック式防波堤より大型化が容易なため、港湾の大規模化にともないこの構造形式が広く適用されるようになった。1960～1970年代には台風や冬季低気圧による高波浪によって、多くの被災を受けている。1970年代後半以降は、合田式(合田, 1973)の適用など設計技術の向上や、高波浪海域において消波ブロック被覆堤が適用されることが多くなったことなどから被災件数は相対的に減少している。

ブロック式は比較的設置水深の浅い小規模な防波堤に適用される構造形式である。もともと建設費が小さいこと、設置水深が浅く高波浪が直接作用しないこと、また、沖側に新規の防波堤が築造されて波浪から遮蔽される事例も多く、大規模な被災は少ないようである。

消波ブロック被覆堤は、前面の消波ブロックでケーソンに作用する波力を低減し、ケーソン本体の巨大化をおさえた、経済的かつ施工が容易な防波堤形式である。船舶の大型化や港湾の大規模化に対応して、大水深の沖防波堤としてこの形式の防波堤が建設されることが多くなった。それにともない被災件数も増大し、1970年代後半以降は大規模な被災の約半数を占めるようになっている。

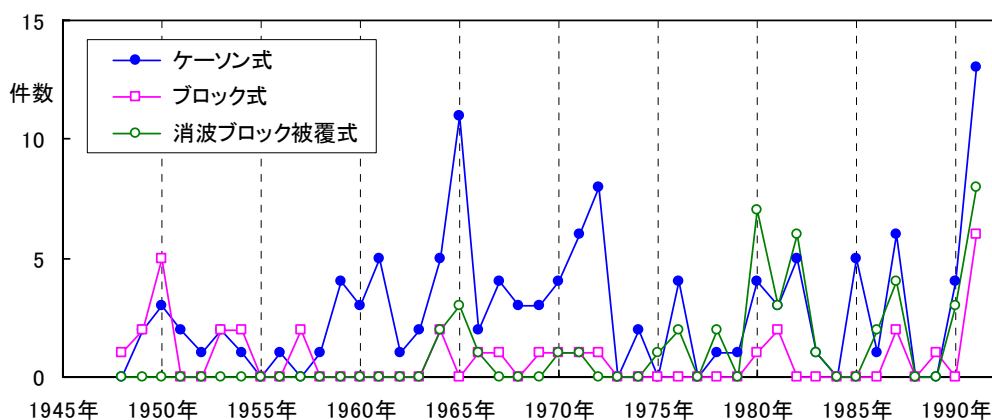


図-2.13 防波堤形式による被災件数の経年変化

図-2.14 は、防波堤形式による被災件数と、過去に建設された防波堤の施設数を示している。被災件数は、1973～1982年の被災事例(服部ら, 1984)を防波堤の上部構造形式で再分類したものである。防波堤の施設数は、1965～1985年に建設された約1,300の防波堤を、前掲の図-2.3に示したように、上部構造の形式によって分類したものである。ただし、被災データ

に合わせて 1983 年以降の被災件数を除いている。図中の被災率は、被災施設数と建設施設数の比を示している。1964 年以前に建設された防波堤施設数が含まれていないこと、建設時期と被災時期の前後関係が不明なことから厳密な数字ではないが、大まかには防波堤の構造形式ごとの被災割合と見なせる。

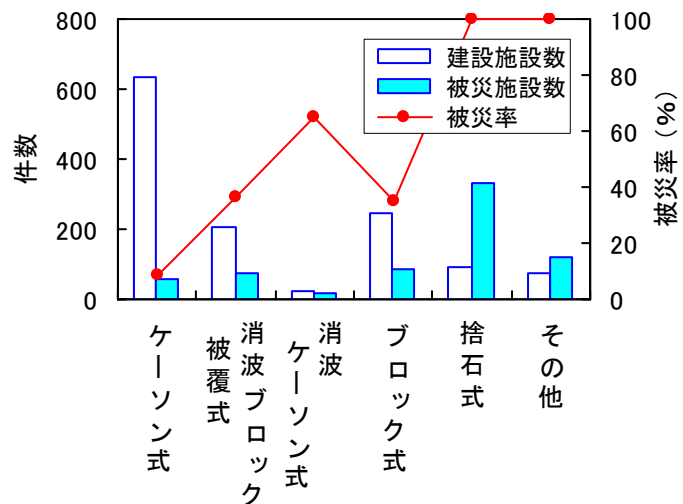


図-2.14 建設された施設数と被災件数

捨石式は、規模の小さい防波堤が施設数に加算されていないことや、同じ施設の複数の場所で

発生した小さな被災が重複計上されているため、被災施設数が建設施設数を上回っている。

直立壁を有する構造形式では、ケーソン式が建設施設数の9%の被災に留まり、消波ブロック被覆式では37%、ブロック式では35%より被災率が小さいことが分かる。消波ブロック被覆式では、被災全体の93%が消波ブロックの被災(服部ら, 1984)であり、消波ブロックがこの形式の大きな弱点となっている。ただし、消波ブロックのみ被災した場合、平均復旧工事費は比較的安価である。

図-2.15と図-2.16は、ブロック同様に1函のケーソンを1つの塊として取り扱い、式(2.1)で示される、防波堤の主たる構造体の安定数 N_s と被災率、平均復旧費の関係を示したものである。安定数は一般的に消波ブロックや被覆石等の安定検討に適用される指標であるが、ここでは、構造体の規模と被災率の関係を評価する指標としている。

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_n} = \frac{H}{(s_r - 1)(M/\rho_r)^{1/3}} \quad (2.1)$$

ここに、 H : 入射波高, D_n : 構造物の代表径($= (M/\rho_r)^{1/3}$), s_r : 構造物の水に対する比重, M : 構造物の質量, ρ_r : 構造物の密度である。

主たる構造体は構造形式を特徴付ける構造体や被災頻度の高いものとしており、ケーソン式防波堤ではケーソン、消波ブロック被覆式では消波ブロックである。安定数その構造形式の標準的な形状から算出した数値を使用している。

主構造体は、最も波力が厳しい静水面付近に位置するため、被災頻度も高い。安定数と被災率、平均復旧費には高い相関が見られる。ケーソンのように安定数 N_s が小さい、すなわち構造体の重量が波高に対して大きいと被災率は小さくなる。しかし、大規模構造物が被災を受けた場合には復旧工事費が高額なものとなるため、ケーソンの被災を低減することは重要である。

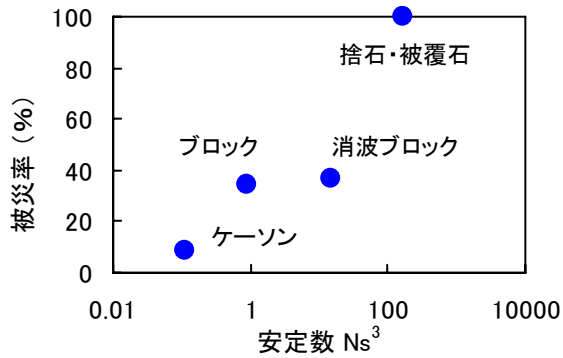


図-2.15 安定数と被災率

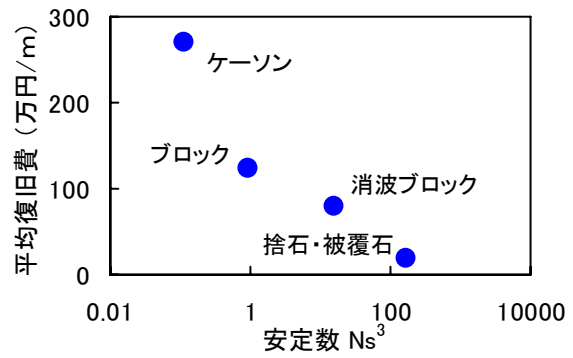


図-2.16 安定数と平均復旧費

2.3.3 ケーソン式防波堤の被災

(1) ケーソン式防波堤の被災件数

ケーソン式防波堤・護岸の被災箇所や被災形態は、消波ブロック被覆堤を含めて、図-2.17 のように分類される。図-2.18 は、被災防波堤集覧(その1~4)に記載された、1948~1991年の主要な港湾施設の比較的規模の大きい被災を防波堤形式別に整理したものである。ただし、捨石積みや消波ブロック積みの傾斜堤を除き、直立壁を有する防波堤に限定している。

この44年間では、混成堤および消波ブロック被覆堤形式の被災港湾施設数 207 件のうち、

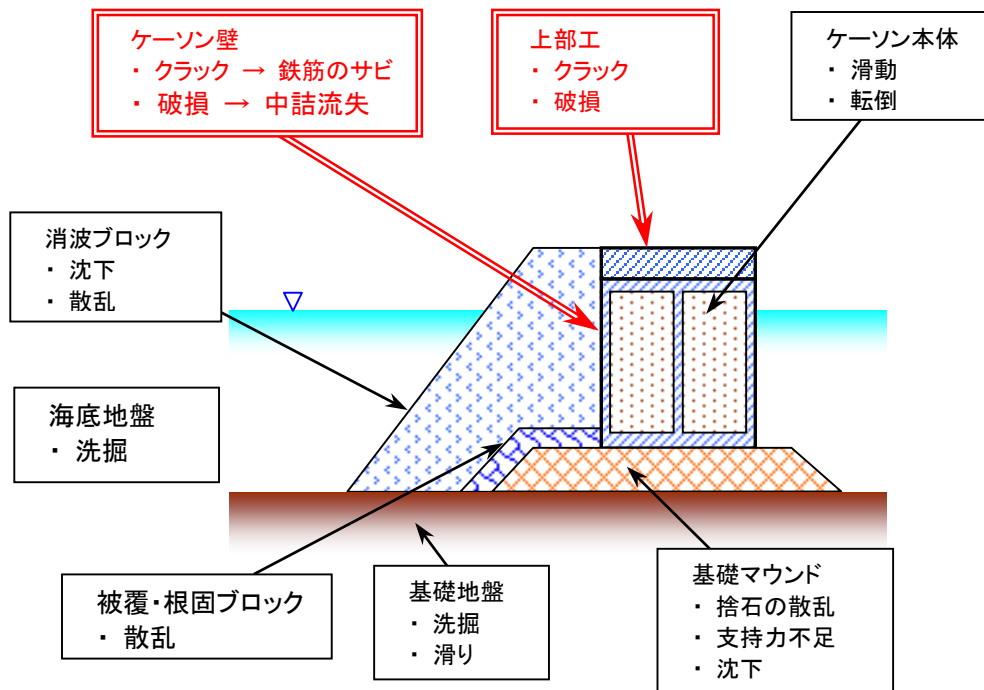


図-2.17 ケーソン式防波堤の被災部位と被災形態

直立壁が前面にあるケーソン式混成堤とブロック式防波堤の被災が 159 件(77%), 消波ブロック被覆堤の被災が 48 件(23%)である。直立壁の 159 件のうち、ケーソン式混成堤が 125 件(61%), ブロック式が 34 件(16%)を占めている。

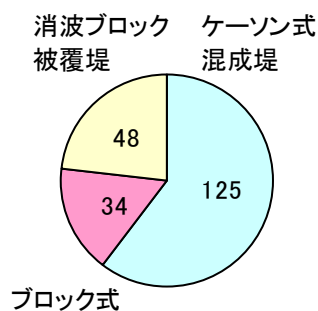


図-2.18 防波堤形式による被災件数の分類

(2) ケーソン式防波堤の被災箇所

被災防波堤集覧(その4)(宮井ら, 1993)には, 1983~1991 年の防波堤の災害復旧工事より, 資料が整っている被災事例が抽出されている。この事例調査によれば, 9年間に 581 件の被災が発生し, うち復旧工事金額 3,000 万円以上の被災が 227 件であった。図-2.19 は, この資料と被災防波堤集覧(その1~3)に記載された 1948~1982 年の主要な被災を, 被災箇所別に整理したものである。ただし, 一回の被災で重複して計上されているもある。

近年, 消波ブロック被覆堤が多く建設されていることもあり, 1983~1991 年の総被災件数 227 件の半数以上となる 120 件(53%)は消波ブロックの被災である。続いて, ケーソンの滑動・転倒が 75 件(33%), 基礎工が 59 件(26%)となっている。ケーソン壁や上部工の被災は, それぞれ7件(3%), 9件(4%)と件数は少ない。

1948~1991 年の 44 年間では, 延べ被災件数 738 件のうち, ケーソン本体の被災 158 件(21%), 消波ブロックの被災 154 件(21%), 根固・被覆工 186 件(25%), 基礎工 156 件(21%)とほぼ同等の被災件数が記録されている。ケーソン壁の被災は 42 件(6%)と件数は少ないものの, 平均すると1年間に1回は発生していることになる。これまで, ケーソン壁の損傷についての研究事例は少ないため, 衝撃波力によるケーソン壁の被災について検討を行う必要がある。

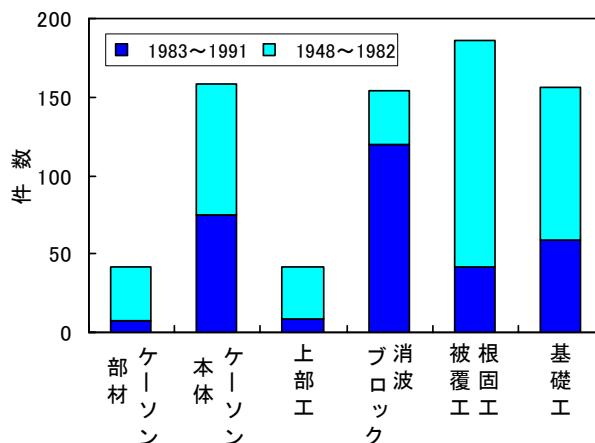


図-2.19 被災箇所による被災件数

(3) 被災件数の経年変化

図-2.20 は, 被災防波堤集覧(その1~4)に記載された 1948~1991 年の主要な被災を, 被災箇所別に整理した経年変化を示している。1970 年代以前は根固・被覆工や基礎工の捨石の被災が顕著である。また, これらの被災が多い年には, 滑動や転倒などのケーソン本体の被災も多く発生している。1980 年代以降は根固・被覆工, 基礎工の被災が相対的に減少し, 消波ブロックの被災が多く発生している。ケーソン本体の被災は各年代を通じて発生している。

本研究対象のケーソン部材の損傷については、衝撃波力によるものと考えられ、近年被災件数が増えてきている。

国直轄防波堤のうち、1993年度末の時点で全国に建設された混成堤は9,023函、消波ブロック被覆堤は6,991函に上る(河合ら、1997)。このうち混成堤2,894函(23%)、消波ブロック被覆堤1,674函(24%)は、合田の波圧式(合田ら、1973)を適用して設計されている。合田式は、ケーソンに作用する波圧を精度良く算定できる波圧式で、発表以来ケーソン式防波堤の設計に広く適用されている。

直轄のケーソン式防波堤のうち1989～1993年に被災したケーソンは、混成堤30函、消波ブロック被覆堤2函である。そのうち、混成堤19函(63%)、消波ブロック被覆堤2函(100%)が合田式あるいは拡張された合田式で設計されている。設計公式の発展によってケーソンの被災確率が減少するはずであるが、防波堤の設置条件が想定されている設計条件を超える厳しいものとなってきており、被災確率が小さくならない可能性も残している。

比較的浅い砕波領域に築造される防波堤は、設計波を上回る波浪が来襲しても砕波高が上限となるが、大水深領域では、防波堤に高い波浪が作用することとなる。合田式は精度良く波力を算定できるため、設計波を上回る波力が作用した場合には、安全率の余裕代が小さく被災しやすくなる(河合ら、1997)。

消波ブロック被覆堤では、消波ブロックの散乱・沈下によって想定外の波力がケーソンに作用するケースも報告されている。また、設計波が砕波領域であり消波ブロックの波圧低減効果が大きく設計されていたため、設計波を下回る波浪が作用した場合に非砕波領域では消波ブロックの消波効果が小さいため、ケーソンに作用する波力がかえって大きくなり被災したケースも報告されている(高橋ら、1999a)。このように、近年発表された新しい設計公式の適用によっても被災は起こりうることに注意が必要である。特に衝撃波力によるケーソン部材の損傷については、近年被災件数が増えてきており検討を行う必要がある。

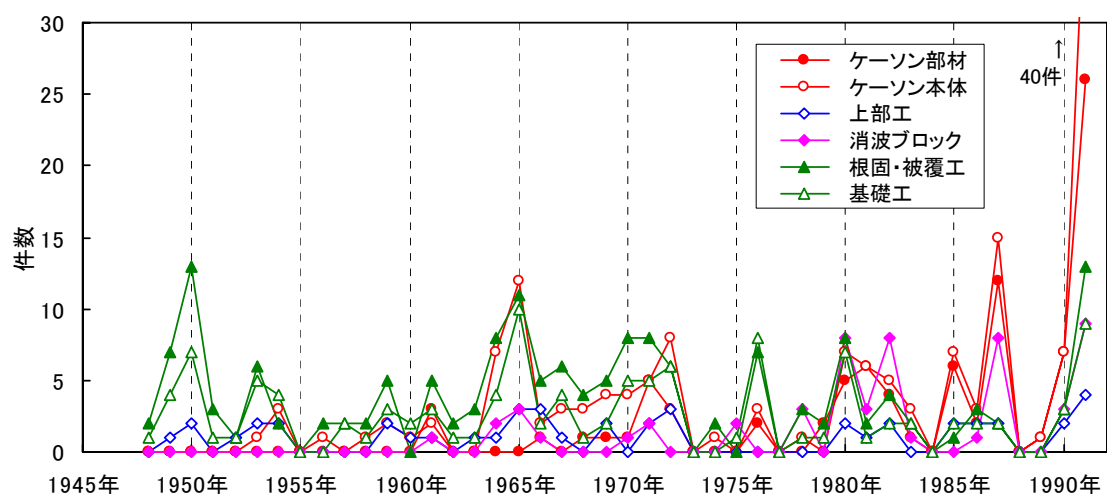


図-2.20 被災箇所別の発生件数の経年変化

(4) 被災形態

ここでは、消波ブロック被覆堤を含めてケーソン式防波堤の被災形態を検討する。ケーソン式防波堤・護岸の被災形態は、消波ブロック被覆堤を含めて、前掲の図-2.17 のように大別される。ケーソン本体では、滑動・転倒に代表される固体の移動、消波ブロックや基礎マウンド、被覆材では散乱・沈下による変形が知られている。また、ケーソン壁や上部工コンクリートでは部材の破損という被災形態も見られる。

被災防波堤集覧(その1~4)より、1948~1991年の主要な港湾施設の比較的大規模な被災事例から、直立壁を有する防波堤で被災形態の明確なものを抜粋して整理した。この44年間では、混成堤および消波ブロック被覆堤形式の被災港湾施設数207件のうち、ケーソンの滑動・転倒災害が最も多く159件(77%)である。基礎捨石や被覆材、根固材の散乱は、それぞれ77件(37%)、80件(39%)、88件(43%)である。このうち、被覆材と基礎捨石が同時に散乱したケースは53件であり、被覆材が散乱したケースの66%で基礎捨石も散乱している。同様に、根固材が散乱したケースのうち59件(67%)で基礎捨石も散乱している。被覆材と根固材が同時に散乱したケースは58件である。多くの被災ケースで基礎マウンドの広い範囲に渡って被災していることが分かる。

ケーソン部材の破損は31件(15%)、上部工の破損は32件(16%)であり、ケーソン本体の滑動・転倒やマウンドの変形など、他の被災形態と比較して発生頻度が低いものの、平均的に1年に1回は発生していることになる。次節で示すように、これらは衝撃砕波力によるものと考えられる。ケーソン壁の損傷は中詰材の流失につながり、ケーソンの滑動や転倒の安定性低下の原因ともなる。また、上部工の破損もケーソン重量の低下や越波の増大の原因となる。

防波堤の被災が発生している位置に着目すると、ケーソンの滑動災害121件のうち、堤頭函に近い場所で被災したケースは68件(56%)である。堤頭函に近い場所では回折波の影響で波高が高くなるためである。また、被覆材か根固材が被災した110件のうち、45件(41%)が堤頭部で発生している。消波ブロックの被災では、38件のうち、24件(63%)が堤頭部における被災で、高い比率で発生していることが分かる。

上部工が未施工の場合の被災では、30件中25件が滑動災害で、これは堤体重量の不足を原因としている。

波力が増大し、衝撃波力が発生する可能性も高い高マウンド状態での被災は、根固設置水深比 d/h が0.4以下の条件で発生した49件のうち、滑動災害が20件(滑動災害の17%)、被覆材か根固材が散乱したケースが26件(散乱災害の24%)である。高マウンドによる災害は、基礎マウンドでも多数発生していることが分かる。

設計波高より高い波浪が来襲したケースでは、80件のうち、ケーソンの滑動災害が61件(滑動災害の50%)、被覆材か根固材の散乱が33件(散乱災害の30%)、消波ブロックの散乱が17件(散乱災害の45%)である。設計波高を超える高波浪の来襲は、大きな災害に結びついていることが分かる。

これらの大きい波高や波圧が発生する条件では、衝撃波力が発生している可能性もあり、ケーソン部材の損傷につながる可能性が高いことに注意が必要である。

2. 4 衝撃波力によるケーソン壁の被災特性

前節において、ケーソン部材の損傷が少なからず発生しており、近年増加の傾向にあることを示した。ケーソン壁の損傷は中詰材の流失を招き、ケーソンの安定性を大きく低下させる。このケーソン壁の被災原因が衝撃砕波力によるものである可能性が高いため、ここでは、衝撃波力によるケーソン壁の被災事例を調査し、被災特性について明らかにする。

2.4.1 調査解析方法

(1) 調査対象

衝撃波力によるケーソン部材の被災事例調査は、高橋ら(1998a)や谷本ら(1975)が広範囲に行っている。ここではこれらの被災事例のうち 29 事例を対象として、ケーソン構造の特徴、被災パターンや被災原因を整理した。この中には消波ブロックの衝突による被災事例6事例も含まれている。なお、設計資料や被災調査資料などの検討資料が比較的整理されている 14 事例については、さらに詳細な検討を行い「2.5 衝撃波力による代表的な被災事例とその原因」に示している。

(2) 調査項目

防波堤の自然条件や設計条件、設計方法、防波堤の構造、ケーソンの構造、被災時の波浪条件、被災状況などに関して調査を行った。防波堤の自然条件と設計条件では、海底地形や水深、設計波高、周期などの基本的な条件を調査している。設計方法では、適用した波圧式やケーソン壁に発生する曲げモーメントの計算モデルを調査している。防波堤の構造、ケーソンの構造では、基礎マウンドやケーソンの形状などの基本的な条件に加えて、ケーソン各部の壁厚、隔室形状、配筋なども調査している。ここでケーソン各部の名称は、港湾設計基準に準じて図-2.21 のとおりとする。

被災時については、防波堤やケーソン壁の被災状況、波浪条件、復旧方法、設計条件との相違などについて調査を行った。

設計方法については詳細が不明なケースもあったため、その場合は当時の設計基準や同時期に近隣で建設された防波堤の設計方法に基づいて推定した。例えば適用した波圧式としては、合田式が提案された 1970 年代以前、入射波が砕波している条件のもとでは広井式が多く適用されているためこれを適用している。ケーソン壁に発生する曲げモーメントは、港湾設計基準(1999)に従い、標準的には3辺固定上辺自由版に波圧を等分布で載荷して算定している。ケーソン天端部に、「ハチマキ」と称する補強がある場合は、通常、4辺固定版として計算している。これは、前壁、側壁、隔壁の天端部分に高さ 50~60cm の範囲で壁厚を 20cm 程度厚くした構造である。配筋計算は、許容応力度法を適用している。

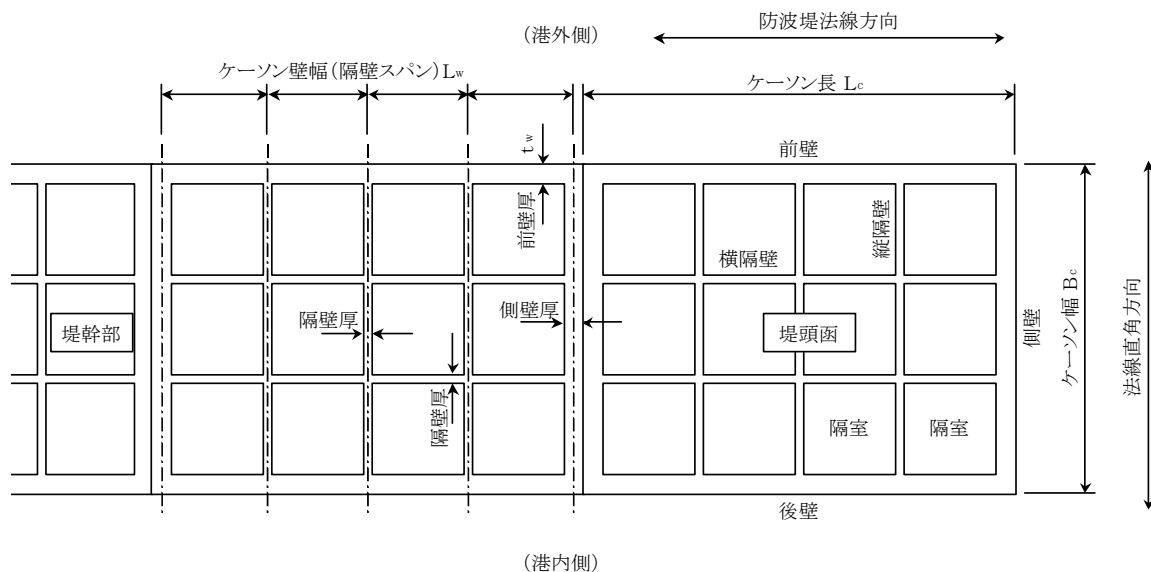


図-2.21 ケーソン各部の名称

(3) 解析方法

被災事例に対し、原設計手法の許容応力度法より精度の高い限界状態設計法の考え方を適用し、被災状況の再現を試みた。

防波堤の滑動や消波ブロックの移動、ケーソンの破壊などの限界波高を算定し、被災の進行と原因を明らかにした。なお、限界波高を対象とするため、安全率やそれに準じる係数はすべて1としている。防波堤の滑動や転倒の安定性を検討する場合の波力は、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)を適用している。消波ブロック被覆堤のケーソンに作用する波力は、波力低減係数を導入した拡張合田式(高橋ら, 1990)を適用している。また、消波ブロックの安定性は Hudson 式を適用している。

破損したりクラックが発生したりしたケーソン壁については、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)を適用して波力を算定している。また、被災の再現実験が行われているなど、信頼性の高いデータがある場合にはそれらを参考とした。

ケーソン壁に発生する曲げモーメントは、4辺固定版、3辺固定上辺自由版に加えて3辺固定上辺単純支持版として算定し、ケーソンの構造条件に応じて使い分けている。ケーソン壁の損傷は、発生する曲げモーメントに対してひび割れ耐力と終局耐力を照査して判定している。ここで、ひび割れ耐力は、鉄筋コンクリートを弾性体と見なした場合の、表面にクラックが発生する限界耐力 M_{cr} としている。

$$M_{cr} = (I_c + nI_s) \frac{2}{h_{rc}} f_{tk} \quad (2.2)$$

ここに,

I_c : コンクリートの断面2次モーメント

I_s : 鉄筋の断面2次モーメント

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比

h_{rc} : 断面高さ

f_{tk} : コンクリートの曲げ引張強度

である. コンクリート標準仕方書(2002)の参考値によれば, 設計基準強度 24N/mm^2 に対して使用限界におけるコンクリートの曲げ引張強度は 3.5N/mm^2 と示されている. ここでは, 被災の解析を目的としているため, 材料係数などによる強度の低減を考慮せず, 4.2N/mm^2 としている. 設計基準強度 21N/mm^2 のコンクリートについても同様に扱っている.

終局耐力としては, 港湾設計基準(1999)やコンクリート標準仕方書(2002)に従い, コンクリートの圧縮応力度の分布を図-2.22 に示す等価応力ブロックと仮定して, 式(2.3)~式(2.5)に示す曲げ耐力 M_u を想定している.

$$M_u = \beta x k_1 f'_{cd} \left(1 - \frac{\beta x}{2}\right) \quad (2.3)$$

$$\beta = 0.52 + 80 \varepsilon'_{cu} \quad (2.4)$$

$$k_1 = 1 - 0.003 f'_{ck} \quad (2.5)$$

ここに,

ε'_{cu} : コンクリートの終局圧縮ひずみ ($=0.0035 (f'_{ck} \leq 50\text{N/mm}^2)$)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

である. ただし, $f'_{ck} \leq 50\text{N/mm}^2$ では, $\beta=0.80$, $k_1=0.85$ としている. また, ひび割れ耐力の解

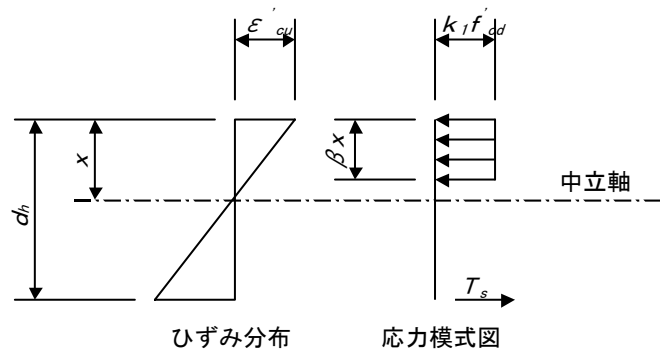


図-2.22 等価応力ブロック

析と同様に、材料係数などによる強度の低減を考慮せず、設計基準強度 $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ に対して、終局限界におけるコンクリートの圧縮強度は 30N/mm^2 としている。

2.4.2 被災事例の概要

ケーソン壁の破壊に関する調査・研究は、谷本ら(1975)が行っており、1970年から1974年までに発生した8ケースの破壊事例を示している。それによると、これらすべては消波ブロックによる被覆のない混成堤で、高いマウンドによって衝撃的な波圧が発生したことが被災原因と考えられる。

また、高橋ら(1998a)は、これ以降1977年から1997年までのほぼ20年間の主要なケーソンの破壊事例を調査している。これは、被災防波堤集覧(服部ら, 1984; 宮井ら, 1993)をもとに、各工事事務所の資料等から作成したものである。軽微な被災や漁港防波堤などは含んでいない。

表-2.1は、上記の資料から被災事例の設計条件やケーソン部材の形状等を再整理し、被災原因等の解析を行った結果の一覧表である。ここで示した1966～1997年の約30年間に全国の港湾においてケーソン壁が被災した事例は29ケースである。

表中にはケーソン壁破壊の主な原因と考えられるものを示している。全29事例のうち23事例は衝撃波力によるケーソン壁の破壊(表中太字)、他の6事例は消波ブロックの衝突による被災事例である。衝撃波力による被災事例のうち、18事例は消波ブロックで被覆されていない混成堤である。これらのケーソンには、すべて衝撃的な波圧が働いており、高いマウンドやケーソン前面の急勾配海底面に起因するものである。残りの5件は消波ブロック被覆堤で、消波ブロック端部や施工途中などの被覆が不完全な場所で被災が発生している。これは、消波ブロックが高いマウンドと同様な効果で砕波を誘発し、ケーソンに衝撃砕波力が作用するためである。このような被災は、消波ブロック被覆堤の建設件数の増加とともに被災件数も増加している。

なお、これらの被災事例は、全国の16,000函といわれているケーソンの設置数に比較すれば圧倒的に少ないが、確実に発生していることは事実である。衝撃波力は強大な波力であり、こうした衝撃砕波力の発生の可能性を考えると、破壊事例はもっと多くなるはずであるが、実際には破壊事例はこのように限られたものとなっている。これは、ケーソンの中詰め土圧や動的応答の効果によって、かなりケーソン壁に発生する部材応力が緩和されているためではないかと推測している。

この他、1999年9月に北九州空港東護岸や宇部空港護岸が衝撃波力によって被災している(高橋ら, 2000)。これらの護岸は傾斜堤であり、台風の接近・通過にともない周辺海域に高潮が発生し、パラペットに衝撃的な波力が作用した事例である。

2.4.3 被災の原因

表-2.1 に示した被災事例の調査結果より、ケーソン壁の損傷の原因は、図-2.23 に示すように大きく3つに分類できる。衝撃砕波力による被災の他、消波ブロックの衝突、ケーソン同士の衝突、蓋コンクリートの破壊に起因する中詰材の吸出しによるケーソン壁の損傷などが挙げられる(高橋ら, 1998a)。

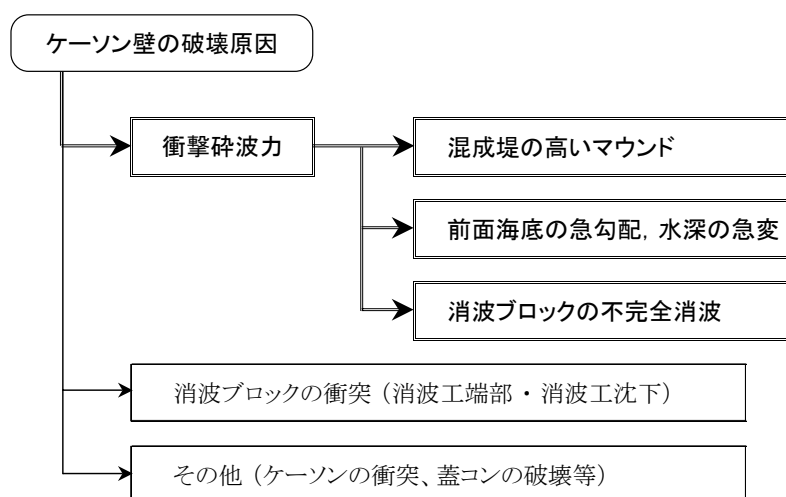


図-2.23 ケーソン壁の被災の要因

そのうち衝撃波力による被災を抽出し、衝撃波力の発生原因とその分類を詳細に検討したものを、図-2.24 に示す(津田ら, 2003)。また、それを発生原因で分類したものを図-2.25 に示す。ケーソン壁の被災原因は、高マウンド、海底の急勾配あるいは水深の急変、消波ブロックの不完全被覆の大きく3つに分類できる。図中の被災件数は、表-2.1 から算出したもので、複合的な被災については重複して計上している。

高マウンドによる被災は全体では 14 件であり、そのうち最も多い9件が大型の根固ブロックの設置によってケーソン前面の水深が浅くなり高マウンド状態となったケースである。海底地盤の変動による高マウンド化は、防波堤完成後に偶発的に発生するケースである。前面の洗掘では波高増大の危険性もある。土砂の堆積では急激な波エネルギーの集中により、ケーソンが全壊するなど激しい被災が生じている。

水深の急変による被災は全体で 10 件であり、急勾配の海底やリーフエッジ・岩礁地帯での被災がそれぞれ5件発生している。これは離島の小規模な港湾に多い設置条件である。また、前述の海底地盤の変動によって急勾配となったケースも5件発生している。

消波ブロックの不完全消波による被災は全体で6件であり、消波工端部の局所的な事例、消波工の散乱・沈下による偶発的な事例が各4件、施工中の短期的な事例が1件発生している。消波工による波力低減を考慮した設計を行っており、ケーソンが全壊するなど激しい被災

表-2.1(1) ケーソン壁の被災事例

No.	港名(施設名)	構造様式	被災年月	気象擾乱	防波堤の被災状況 (ケーソン壁の被災を除く)
1	十勝港(南防波堤)	混成堤	1972/04	低気圧	ケーソン11函の上部工破損
2	八戸港(河原木東堤Ⅰ区)	混成堤(被災時) (完成時消波工有)	1970/07	低気圧	ケーソン4函が滑動, 最大47cm (消波工施工中, 上部工未施工)
3	八戸港(河原木東堤Ⅱ区)	混成堤	1972/01	低気圧	ケーソン7函が滑動, 最大19cm
4	八戸港(八太郎北防波堤)	混成堤	1971/01	低気圧	ケーソン31函が滑動, 最大636cm
5	小名浜港(第一西防波堤)	混成堤	1971/04	低気圧	延長1,200mで根固・被覆・捨石が散乱 ケーソン29函が滑動, 最大295cm
6	柏崎港(西防波堤)	混成堤	1974/03	低気圧	—
7	酒田港(北港離岸堤)	混成堤	1973/10	低気圧	817mにわたって滑動, 最大386cm
8	新宮港(北防波堤)	混成堤	1974/08	台風 7416号	4函が滑動, 最大10cm
9	岩内港(西防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 8t型)	1966/03	低気圧	252mにわたって消波ブロック散乱 89mにわたって上部工破損
10	岩内港(西防波堤)	混成堤	1969/02	低気圧	ケーソン2函が滑動, 最大155cm
11	姫川港(西防波堤)	混成堤	1970/01	低気圧	ケーソン3函が滑動, 最大870cm 根固・被覆工・小口止消波工が散乱
12	増毛港(北防波堤)	混成堤	1977/04	低気圧	ケーソン3函が滑動, 最大263cm
13	釧路港(西港南防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 32t型)	1981/08	台風 8115号	ケーソン壁の被災のみ
14	小名浜港(沖防波堤)	混成堤	1981/08	台風 8115号	ケーソン6函が滑動, 最大95cm 根固工・基礎捨石が散乱
15	御前崎港(東防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1981/08	台風 8110号	ケーソン4函が滑動, 最大187cm 消波工天端50cm沈下, 5個破損
16	新宮港(北防波堤)	混成堤	1982/09	台風 8210号	ケーソン13函が滑動, 最大326cm
17	A港(北防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1987/02	低気圧	ケーソン55函, 内36函が400cm以上 滑動, 消波工が散乱
18	B港(防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 32t型)	1987/12	低気圧	ケーソン1函が滑動, 6ヶ月間で310cm 2函で上部工が破損
19	片泊港(防波堤)	消波ブロック被覆堤 (シェイクブロック 50t型)	1987/08	台風 8712号	ケーソン4函が滑動, 最大811cm 全延長で消波・根固ブロック散乱
20	鶴殿港(東防波堤)	混成堤	1990/11	台風 9028号	ケーソン全10函が滑動, 最大210cm
21	鹿島港(南防波堤)	混成堤	1990/11	台風 9028号	ケーソン1函の上部工が破損
22	むつ小川原港 (外港東防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1991/02	低気圧	ケーソン21函が滑動, 最大935cm 消波ブロックが散乱・沈下
23	小本港(小本浜沖防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 64t型)	1991/02	低気圧	ケーソン全9函が滑動, 最大20m 全延長で消波ブロックが散乱・流失
24	南之浜港(防波堤)	混成堤(突堤)	1991/09	台風 9119号	ケーソン壁の被災のみ
25	鹿島港(南防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1996/09	台風 9617号	延長1,250mで消波ブロックが散乱, 折損, 上部工が4函分破損
26	八戸港(中央第一防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	調査 1996	(不明)	ケーソン壁の被災のみ
27	室津港(防波堤(Ⅰ))	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 80t型)	1996/8 1997/9	台風 9612号他	延長180mで消波ブロックが沈下
28	和泊港(防波堤)	混成堤	1997/08	台風 9713号	延長24mで上部工が破損 一部で消波ブロックが散乱
29	十勝港(南防波堤)	混成堤	1990/10	台風 9023号	堤頭函の蓋コンクリートが破損

表-2.1(2) ケーソン壁の被災事例

ケーソン壁の被災状況	ケーソン壁の被災原因
2函が全壊、3函の港外側が半壊し後に全壊	衝撃波力、ケーソン前面の土砂堆積による高マウンド状態あるいは急勾配状態
滑動した2函の前面壁にクラック	衝撃波力、消波ブロック施工中で肩幅の広い高マウンド状態 上部コンクリートが未施工で前面壁が3辺固定上辺自由版状態
滑動した6函の前面壁の上辺・側壁・隔壁沿いにクラック	衝撃波力、根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動した18函の前面壁にクラック、貫通穴、中詰砂流出	衝撃波力、根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動していない7函の前面壁に貫通穴、5函にクラック	衝撃波力、高マウンド
1函が全壊、2函の前面壁に貫通穴、1函にクラック	衝撃波力、根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態
2函の前面壁に貫通穴	衝撃波力、被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動した1函の前面壁に貫通穴、4.0x1.6m 中詰砂流出、同じケーソンにクラック	衝撃波力、根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態 岩礁地帯で水深が急変
1函の港外側が半壊	消波ブロックの衝突
滑動した1函の港外側が半壊	衝撃波力、水深急変部
滑動した1函の港外側が半壊	衝撃波力、急な海底勾配
滑動した1函の前面壁に貫通穴、中詰砂流出	衝撃波力、岩礁地帯で水深が急変
1函の前面壁に直径約1mの貫通穴、中詰砂流失	消波ブロックの衝突、施工時の消波工端部でブロックが動揺
3函の前面壁にクラック、中詰砂流出 打込波により隔壁にクラック	衝撃波力、被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動した1函の前面壁に未貫通穴 1.2x1.5m、深さ0.2m	消波ブロックの衝突、消波工施工中で天端のブロックが動揺
滑動した1函の前面壁に貫通穴、4.5x3.5m 中詰砂流出、同じケーソンにクラック	衝撃波力、根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態 岩礁地帯で水深が急変
1函がほぼ全壊、中詰砂流出	衝撃波力、施工時で消波工の不完全消波、角部のケーソン
滑動した1函の前面壁に貫通穴、2.8x4.7m 中詰砂流出	衝撃波力、堤頭部の消波ブロック端部 急勾配の海底地盤、変動して1.5m水深が増大
わずかに滑動した1函がほぼ全壊 5ヶ所で直径1~4.5mの貫通穴や欠損、中詰砂流出	衝撃波力、消波工の散乱・沈下による高マウンド状態 リーフェッジで急な水深変化
滑動した1函の前面壁に貫通穴、3.5x6.9m 中詰砂流失	衝撃波力、海底地盤が変動し最大2m水深が増大し 高マウンド状態
1函が全壊	衝撃波力、ケーソン前面の土砂堆積による 高マウンド状態あるいは急勾配状態
滑動した1函が全壊、2函に貫通穴	衝撃波力、隅角部保護の消波ブロック端部 海底地盤が変動し最大3m水深が増大、異常な高波浪
滑動した3函が全壊、上部工延長42m破損	衝撃波力、消波工の散乱・流失 異常な高波浪
2函が全壊、1函が半壊	衝撃波力、急勾配の海底 施工時に暫定堤頭函の沖側棲壁に波が作用
8函の前面壁に貫通穴、中詰砂が流出	消波ブロックの衝突
11函に貫通穴、中詰流出、7函に鉄筋の露出 3函に消波ブロックの食込み	消波ブロックの衝突
3函の前面壁に貫通穴、中詰流出	消波ブロックの衝突
堤頭函全体が2つに割れ、上側部分が下側に陥没	衝撃波力、急勾配の海底、堤頭函の棲壁に波浪が作用 根固ブロックの天端が高く、高マウンド状態
堤頭函の前面壁天端にクラック、貫通穴、3.5x4.0m	衝撃波力、高マウンド 蓋コンクリートが破損し前面壁が3辺固定版へ遷移

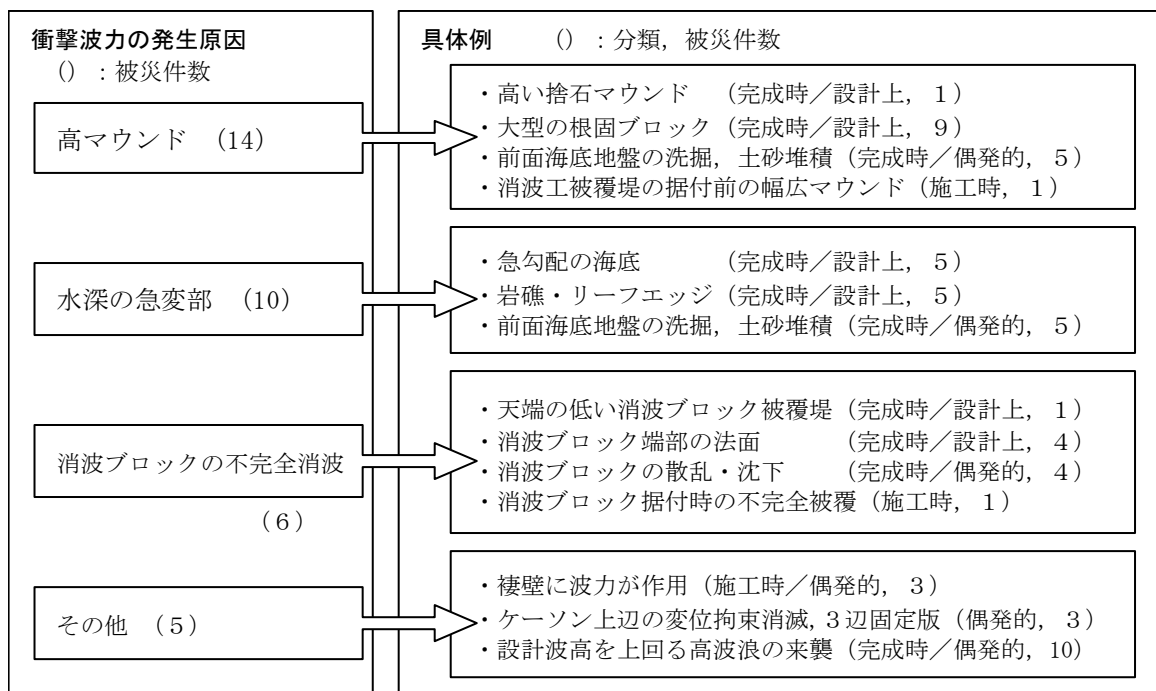


図-2.24 衝撃波力の発生原因の詳細分類

が生じている。完成断面での被覆天端の低い消波工は、危険性が認識され建設事例もほとんどなくなっている。

その他、施工中に完成後は波力が作用しない側壁に衝撃波力が作用した事例、蓋コンクリートが破損しケーソン壁上辺に過大な曲げモーメントが生じた事例など偶発的な被災が発生している。設計波高を上回る高波浪が来襲した事例も10件に上っている。

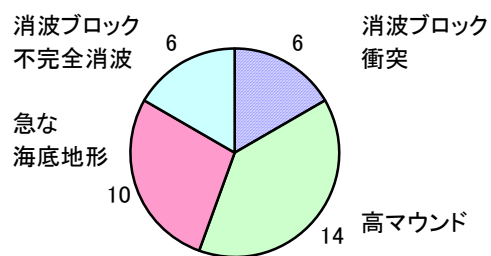


図-2.25 衝撃波力の発生原因

図-2.26は、設計時から施工時、供用後まで、被災の原因が発生した時期について図-2.24を元に整理したものである。高いマウンドや消波ブロックの不完全被覆など、衝撃波力の発生を考慮していないなど、ケーソンの設計段階で問題が発生している事例が12件ある。施工段階では、消波ブロックなどの施工中に5件、施工端部のように暫定的な構造に起因する事例が3件ある。供用後に発生した事例では、ケーソン壁本体に起因せず、消波ブロックが散乱・沈下した偶発的なものが4件ある。また、設計波を超える高波浪が来襲した事例が6件、海底地盤の洗掘や土砂の堆積による衝撃砕波の発生が10件ある。

設計値に対して被災時の波高とケーソンに作用した波圧を整理したものを、図-2.27に示す。波高比は被災時の波高 H_a と設計波高 H_d の比、最大波圧比は被災時の最大波圧の推定値 P_a と設計波圧 P_d の比を示している。

被災時の波高が設計波高より大きい事例は全体のほぼ半数である。設計波高に対して波

高が増大しても、被災レベルが高くなるような傾向は見られない。それに対して、被災した事例の波圧は設計波圧と同等かそれを上回っている。設計波高より小さい波高であっても、地形やマウンド形状によって、設計波圧式の算定値より大きい波圧が作用しているものと推定できる。

全壊した波圧比が 2.5 を超える3件は、すべて消波ブロック被覆堤である。消波効果を考慮して小さい波圧で設計されていたケーソン壁に、消波ブロックが散乱することによって巨大な衝撃波圧が直接作用した事例である。

波圧比が2.3の事例は南之浜港の暫定堤頭函における側壁の被災である。防波堤の築造が進めば沖側にケーソンが設置されるため、設計上、波の作用を想定しておらず、壁厚の小さい側壁に強い衝撃波圧が作用した事例である。また、設計上衝撃波圧を考慮して壁厚を十分確保しているむつ小川原港の事例では、波圧比 1.9 であっても被災を免れている。

衝撃波力による被災の発生した位置は、図-2.28 に示すように、隅角部8件、堤頭部 13 件である。隅角部における被災は、波力の増大に起因する事例や、その対策として設置した消波工が端部で不完全消波状態となり衝撃砕波を誘引してしまった事例である。堤頭部における被災には、堤頭函とその周辺のケーソンの被災が含まれている。施工端部の消波ブロックの不完全消波や防波堤の延伸にともなう暫定堤頭部での被災が多い。

被災したケーソン壁の形状は、図-2.29 に示すように、隔壁スパン 4.5～5.0m、ケーソン高さ 6～20m、前面壁の厚さ 40～50cm であり、特に損傷を受けやすい形状にはなっていない。

図-2.30 は、主要な港湾のケーソン壁について被災原因の大分類別の被災件数を年度ごとに示したものである。年によるばらつきが見られるが、平均的には1年に1件はケーソン壁が被災していることが分かる。被災が複数発生している年もあるが、衝撃波力による被災は1つの気象擾乱によって集中的に発生するケースは少ない。

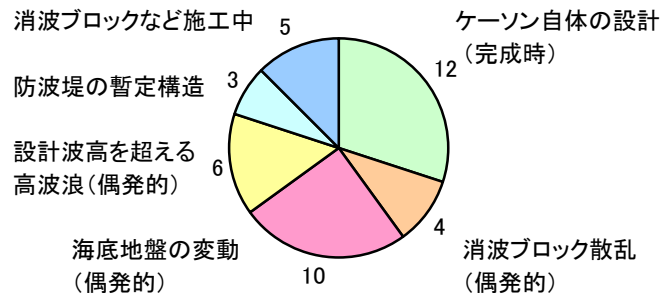


図-2.26 衝撃波力の発生時期

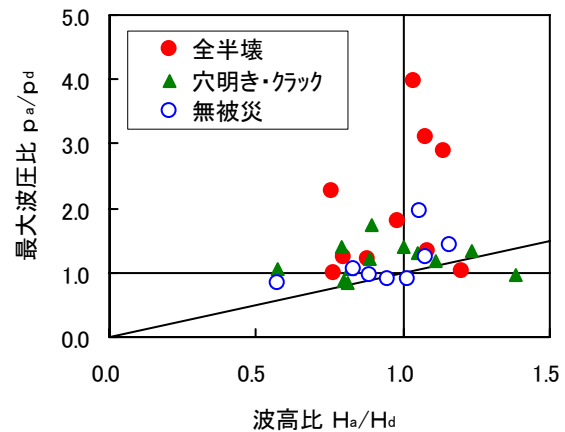


図-2.27 被災時の波高と波圧

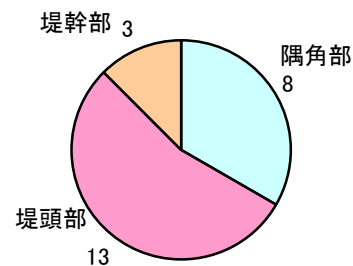


図-2.28 被災の発生位置

高マウンドによる被災は、1970年代前半に数多く発生していたが、その危険性が認識されてそれ以降では発生頻度は低くなっている。1990年の3件の被災は、地盤の変動などによる偶発的な被災である。消波ブロック被覆堤の建設事例が増大した1980年代以降、消波ブロックの不完全消波による被災が見られるようになった。図-2.31に示すように、消波ブロックの散乱による衝撃波力は、1992年以降ケーソン壁の被災の原因となっていないが、消波ブロック重量は現在でもHudson式で算定されることが多く、消波ブロックの散乱に対する改善は期待できず、継続して被災が発生する可能性が高い。

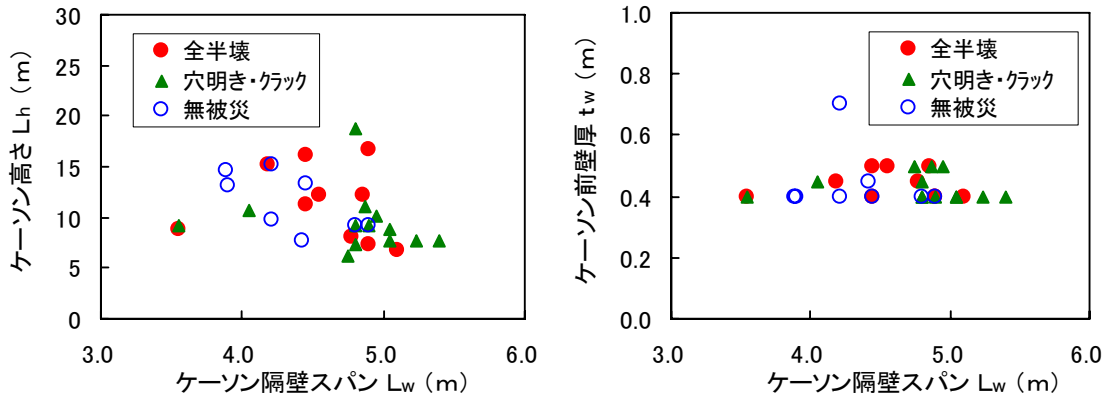


図-2.29 被災したケーソン壁の形状

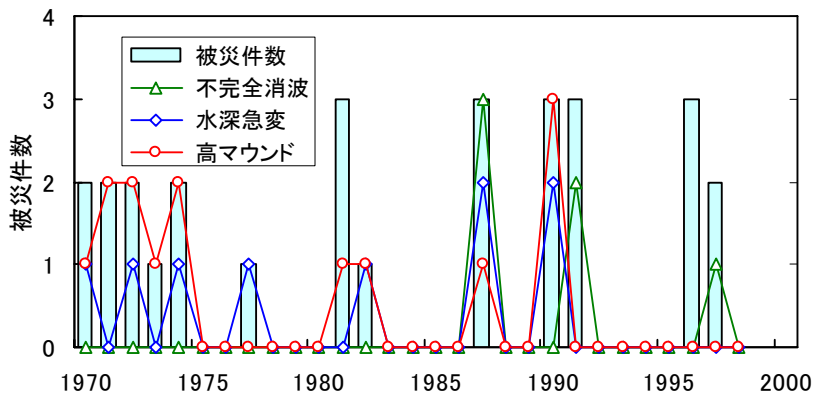


図-2.30 ケーソン壁の被災要因(防波堤の断面形状)

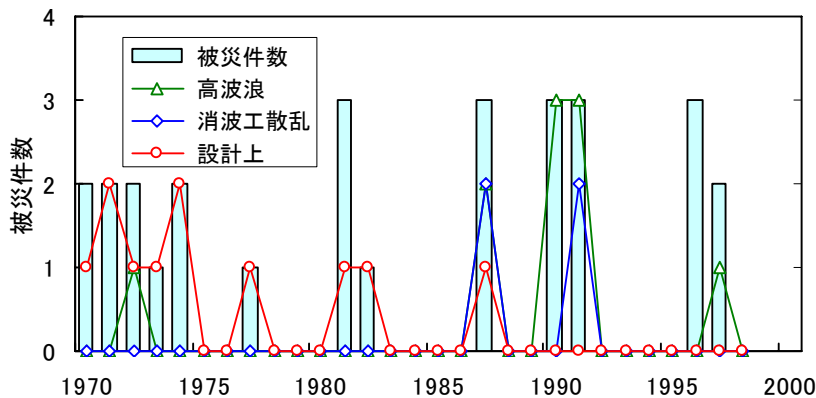


図-2.31 ケーソン壁の被災要因(異常な条件)

2.4.4 被災の特徴

衝撃波力によるケーソン壁の被災レベルを図-2.32に示す。ケーソンが全半壊した事例が11件、貫通穴が明いて中詰材が流失した事例が10件である。衝撃波力による被災は進行が速い(高橋ら, 1999b)ため、貫通穴があいた事例であっても、それ以降の高波浪によって被災が進行し、全半壊に至る可能性が高い。また、中詰材の流失によって堤体重量が軽くなっており、重力式構造物にとっては致命的な被災である。衝撃波力によるケーソン壁の被災は、事例は少ないものの被災に至れば損傷レベルは高いと言える。

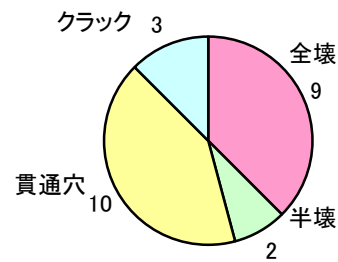


図-2.32 被災レベル

クラックが発生している軽微な事例が少ないのは、滑動や転倒災害と異なり簡易な目視調査等では発見できないこと、比較的重度の被災を受けなければ防波堤の調査が行われなかったためと思われる。

ケーソン壁が被災した23ケースのうち、滑動をとまなう事例は15ケース、滑動せずにケーソン壁が損傷した事例は8ケースである。

滑動をとまなう事例では、周囲の損傷していないケーソンと比較すると、損傷したケーソンは多くのケースで大きく滑動している。滑動せずに損傷した8ケースのうち、6ケースは滑動が起こりにくい構造であった。2ケースは背面の滑動防止の裏込工や堆積土砂によって滑動抵抗が大きい状態になっていた。残りの4ケースは、堤頭函の側壁に衝撃波力が作用した事例で、隣接ケーソンが支えとなり滑動を防止している。このような背面で滑動を拘束されているケーソンでは、6ケース中5ケースが全壊あるいは半壊している。

これらの事実から、ケーソンの滑動による衝撃波力の吸収効果によってケーソン壁の損傷を免れているとは言えないが、背面で滑動を拘束されるとケーソン壁の被災レベルが大きくなることが分かる。

ケーソン壁の損傷範囲を、図-2.33に示す。鉛直方向の損傷範囲は被災時の有義波高で、水平方向は隔壁スパン長で無次元化している。また、静水面の位置は、被災時の最高潮位あるいは設計 H.W.L.としている。

鉛直方向では、ケーソン壁の破損範囲は概ね波高程度の静水面下からケーソン天端までである。全壊のケースでは、前面の消波ブロックや堆積土の天端より上が破壊されている。底版付近は、厚い底版によって強固な構造であること、深度が大きく衝撃波力が発生し難いこと、前面のブロックによって波力が作用しないことなどから、すべてのケースでそのまま残されている。

天端付近では、蓋コンクリートによって変位が拘束されるため、クラックが入ることはあるが、全壊のケースを除くと大きな被災を受けていない。ただし、蓋コンクリートが打込波力などによって先に破壊された場合は、拘束が消滅し、3辺固定上辺自由版となって、ケーソン壁は天端付近も被災している。

水平方向では、全壊ケーソンを除くと、両端に被災していない部分が残っている。隔壁や側壁との結合部で強固な構造であるため、被災していない。また、両端は固定端となるため、大きい曲げモーメントが発生しクラックが入り、両端部の曲げモーメントが解放されてしまうためである。

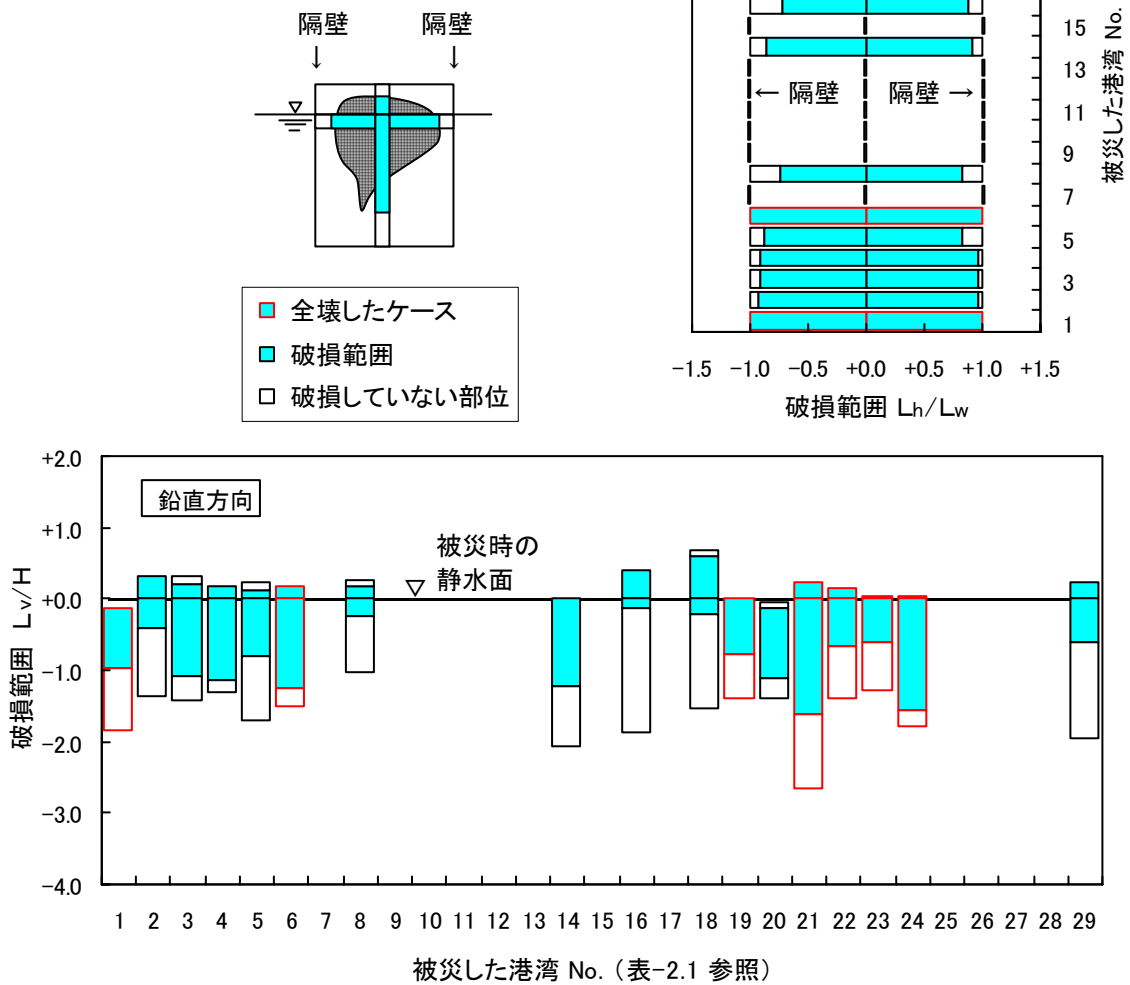


図-2.33 被災した部位

2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計

設計基準では、ケーソン壁の曲げモーメントを、周囲の支持条件を3辺固定上辺自由版あるいは天端部が補強されている場合には4辺固定版で算定するものとしている。上辺の支持条件によっては曲げモーメントの分布が変化するため、3辺固定上辺単純支持版を加えて3つの支持条件について曲げモーメントの分布を図-2.34 に示した。小名浜港のケーソンを例に、曲げモーメントは最大曲げモーメントで、位置はケーソンの寸法で無次元化したものを示して

いる。

水平方向の曲げモーメントでは、静水面付近では3つの支持条件の相違によらず、ほぼ同等の値を示している。ケーソン天端では、設計で適用される上辺自由版が正負ともに最も大きい値を示している。したがって、水平方向の曲げモーメントについては、現行設計法は安全側であり、設計波力を上回る外力が作用しない限り、部材に問題はないものと考えられる。

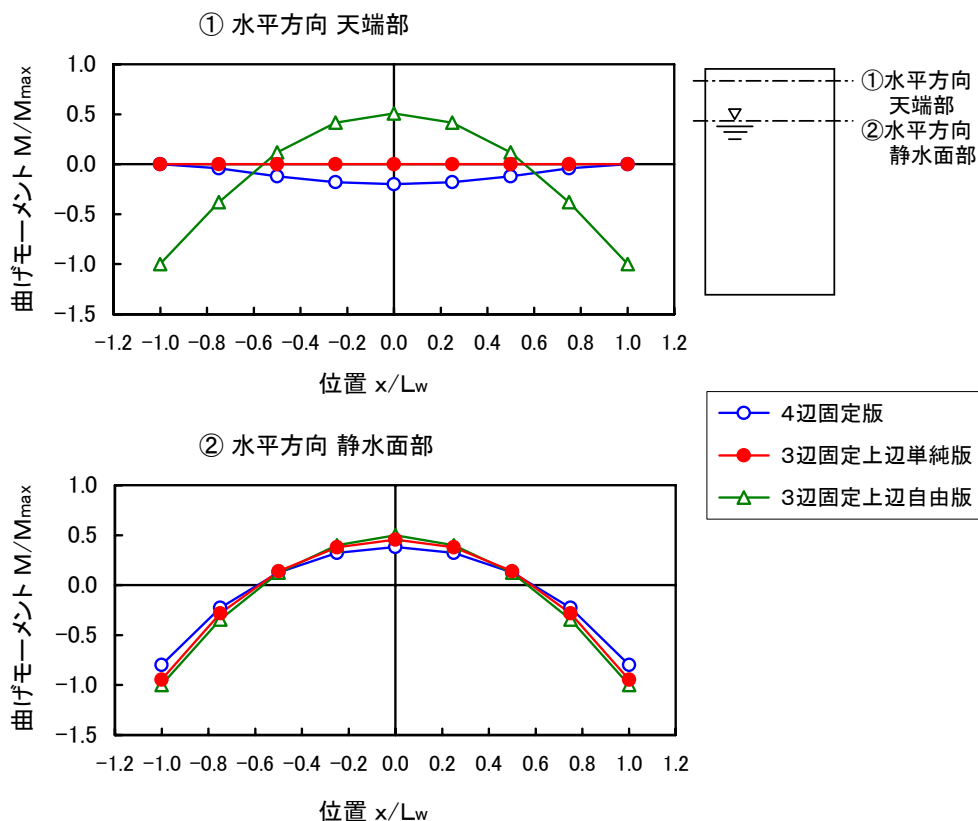


図-2.34 ケーソン壁の曲げモーメント分布(水平方向)

図-2.35 は、3つの支持条件について鉛直方向の曲げモーメントの分布であり、ケーソン下半部では3つの支持条件の相違によらず、ほぼ同等の値を示している。それに対して、ケーソン壁中央部では、上辺自由版の値より4辺固定版や上辺単純支持版の方が大きい値を示している。上辺単純支持版は、静水面付近で上辺自由版の2.1倍の曲げモーメントを示している。両端部では静水面付近で、4辺固定版に対して上辺自由版は2.5倍、上辺単純支持版は1.6倍の値を示している。

天端部は蓋コンクリートや上部コンクリートで変位が拘束されているため、上辺単純支持版でのモデル化が最も適している。したがって、静水面付近では、外力が設計波力を上回らない場合でも損傷を受ける可能性がある。また、衝撃波力が作用した場合には、最も激しく作用する静水面付近で、ケーソン壁の厚さや配筋が不十分となる。

図-2.36 は、被災時のケーソン壁に発生した曲げモーメントとケーソン壁のひび割れ耐力、終局耐力の比をそれぞれひび割れ安全率、終局安全率として整理したものである。曲げモー

メントの算定には、設計波圧として衝撃波力を考慮している。安全率が小さいと被災レベルが大きくなる傾向が読み取れる。

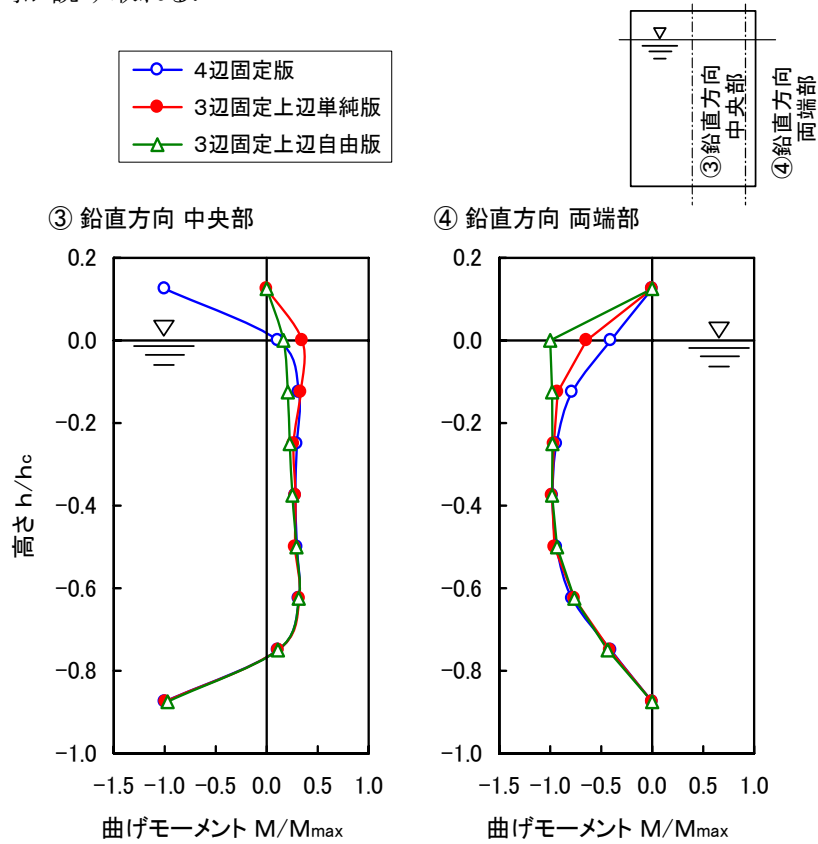


図-2.35 ケーソン壁の曲げモーメント分布(鉛直方向)

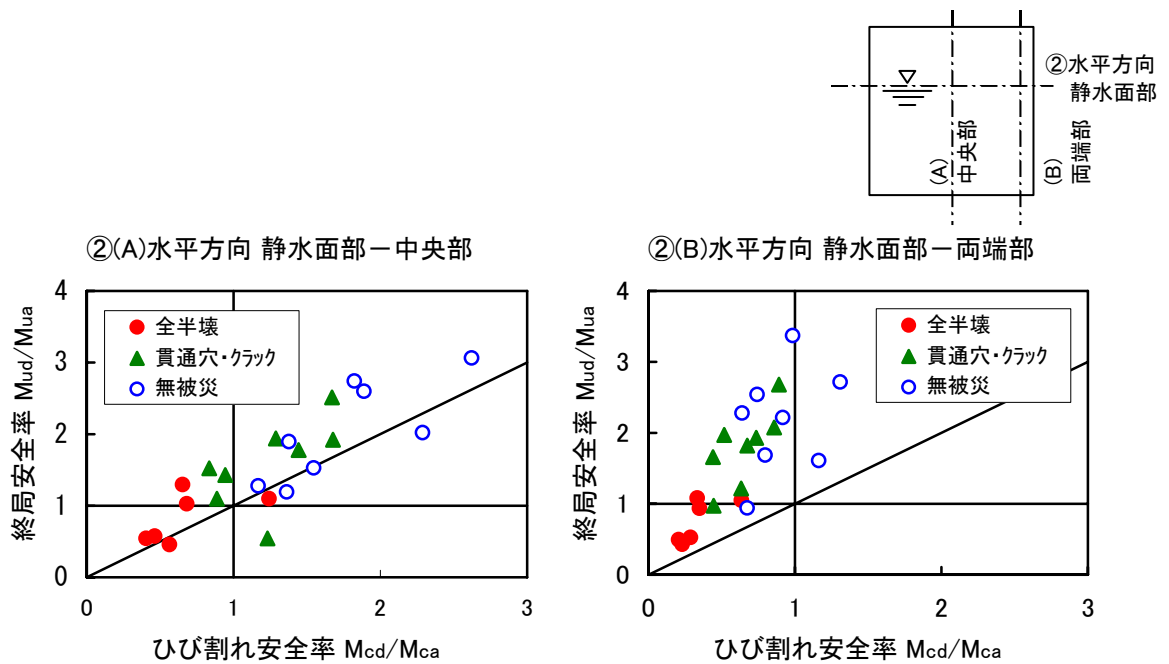


図-2.36 ケーソン壁のひび割れ安全率と終局安全率

静水面部・中央部の水平方向では、全半壊の事例ではひび割れ安全率、終局安全率とも1.3以下である。クラックや貫通穴が明いた事例では、概ねひび割れ安全率0.8～1.7、終局安全率1.0～2.5に分布している。衝撃波力による被災は進行が速いことを考慮すると、静水面付近の水平方向の部材設計では、外力分布を設計波力の2.5倍程度とする必要があることが分かる。なお、ここでは上辺単純支持版で計算しているが、4辺固定版、3辺固定版でも同等の結果となる。

中央部ではひび割れ安全率と終局安全率にほぼ1対1の相関が見られるが、両端部では終局安全率がひび割れ安全率の3倍の値を示している。これは、配筋計算において、許容応力度法によって中央部の壁厚、配筋を決定し、次に曲げモーメントが約2～3倍となる両端部に補強配筋を加え合わせるためである。曲げモーメント(応力)が許容値となるよう鉄筋量を決定するため、終局安全率は中央部、両端部ともほぼ同等となる。それに対して、中央部と両端部では壁厚が同一であるため、ひび割れ耐力はほとんど変わらず、中央部のひび割れ安全率は約1/2～1/3となる。

鉛直方向のケーソン中央部、静水面付近について、上辺単純支持版と上辺自由版の安全率を、図-2.37に示す。いずれもひび割れ安全率が終局安全率の約2倍を示している。水平方向両端部の曲げモーメントに対して、鉛直方向は約1/5～1/10と小さいため、ケーソンの壁厚に余裕があり、鉄筋量が小さくなる。このため、ひび割れ耐力が終局耐力より余裕を持っているものと考えられる。

上辺単純支持版では、全半壊の事例ではひび割れ安全率は概ね1.3以下、終局安全率は1.0以下である。クラックや貫通穴が明いた事例では、ひび割れ安全率1.7～3.4、終局安全率1.0～2.6に分布している。衝撃波力による被災は進行が速いことを考慮すると、静水面付近の鉛直方向の部材設計では、外力分布を設計波力の2.5倍程度とする必要があることが分かる。

上辺自由版では、単純支持版の曲げモーメントの約1/2しか想定されていなかったため、ひび割れ安全率、終局安全率とも、約2倍の値を示している。

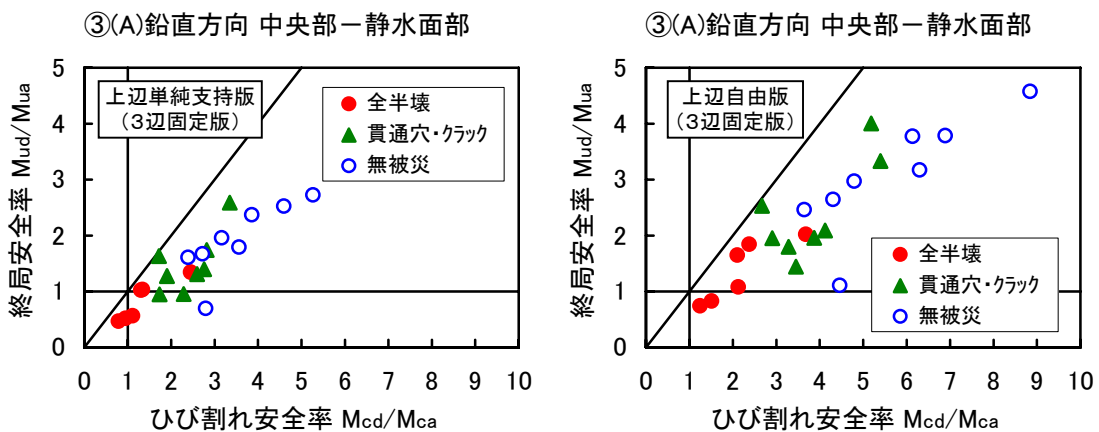
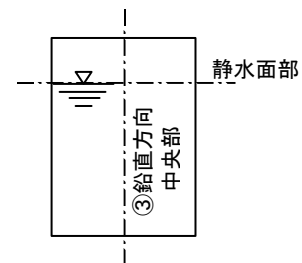


図-2.37 ケーソン壁の曲げモーメント(鉛直方向)

以上より、衝撃波力が作用する場合には、ケーソン壁を3辺固定上辺単純支持版でモデル化し、終局安全率を 1.3 とすれば、ケーソンの全半壊を免れることが分かる。ただし、それより小さい外力によってもひび割れは発生するため、衝撃波力による被災の進行の速さを考慮すると、終局安全率を 2.5 以上とすることが望ましいことが分かる。同様に、ひび割れ安全率は3以上必要である。

ここでの検討は、波力や部材に発生する断面力を静的に取り扱い、衝撃波力に対する材料特性等を全く考慮していないため、被災したか否かを分ける安全率が大きいものとなっている。これについては、第5章において検討を行うものとする。

2. 5 衝撃波力による代表的な被災事例とその原因

2.5.1 高マウンドにおける被災

(1) 衝撃砕波力

衝撃波力によるケーソンの被災の多くは、高いマウンドや水深の急変による衝撃波力の作用に起因して発生している(谷本ら, 1975; 高橋ら, 1998a). こういった高いマウンドの混成堤が多く設計されたのは、捨石マウンドを高くすることによって経済的に防波堤が築造できるためである. また、当時の施工技術の水準から、捨石マウンドは簡易に築造できるのに比べて大規模ケーソンの製作・据付けが困難であったことなどが考えられる.

滑動、転倒災害を含めてこういった高い捨石マウンド構造の防波堤の被災が相次いだ. 特に、1973 年秋期から冬期にかけての酒田港北港地区西護岸の滑動災害は、防波堤延長 820 mのほぼ全長に渡る大規模なものもあった. これを契機としてマウンド形状による波力増大に関する研究が進められた. その結果、高いマウンドが砕波を誘発し、その強大な砕波力が防波堤の被災原因であることが解明された(谷本ら, 1981).

1980 年代後半以降は、こうした高いマウンドの防波堤構造の衝撃砕波による危険性が多くの港湾技術者によって認識されるようになり、こういった構造の防波堤が築造されることは少なくなった. それに対応して、高マウンド構造に起因する被災は次第に少なくなってきた.

実際、谷本らの調査では約4年間に8事例の被災が発生しているが、今回の調査では約20 年間で実質的には4事例に留まっている. 今回の調査では9事例が示されているが、このうち5事例には、それぞれ特殊な理由がある. その1つは、1990 年に被災した鶴殿港や1987 年のB港の事例で、海底地盤の洗掘によって前面水深が大きくなり、結果的に高マウンドになったケースである. これと類似のケースが、急勾配の砂マウンド上に捨石マウンドを設置した混成堤の水理模型実験で示されている(梅沢ら, 1989). 砂マウンドの勾配だけで波力が変化するわけではなく、砂マウンドの厚さや肩幅等の形状によって、衝撃波力の強さが変化している. このように、捨石マウンド前面の水深変化も含めてマウンド形状に注意を払う必要がある. さらに、海底地盤が洗掘された場合には、波高が増大することも被害を大きくしている. また、1990 年の鹿島港の事例では、防波堤前面の堆砂によって高マウンド状態となっていた. 十勝港でも同様の事例が報告されている.

高橋ら(1992a)は、衝撃砕波力係数 α_I を導入した拡張合田式による衝撃砕波力の算定を提案している(詳細は、「5.2.3 現行設計法」を参照). 図-2.38 は、高いマウンドに起因する衝撃波力によって被災した防波堤のマウンド形状を、係数 α_{II} の算定図にプロットしたものである. ここに、 d : 根固水深、 h : 直立壁の前面水深、 B_M : マウンド肩幅、 L : 波長である. 係数 α_{II} はマウンド形状の効果を表すもので、合田式では評価できない強い衝撃波圧を算出するのは α_{II} が 0.5 より大きいケースである. なお、参考として、消波ブロックの散乱・沈下によって衝撃砕波が作用して被災したケースも、ケーソン前面の消波ブロックをマウンド形状と見なして図示して

いる。被災した防波堤は、一部のケースを除いて係数 α_H は 0.5~0.9 に分布しており、衝撃砕波力の作用を示唆している。

d/h が 0.39, B_M/L が 0.12 で衝撃波力が作用しているが、被災を受けなかったケースは、むつ小川原港のケーソンである。衝撃砕波の作用を考慮して壁厚が大きく造られていたため、被災を免れている。また、 d/h が 0.63, B_M/L が 0.07 で係数 α_H が非常に小さいケースは、小名浜

港のケーソンである。衝撃波力係数は小さいが、波高が大きいため波圧係数は原設計の 1.35 倍と大きな値を示している。 d/h が 0.57, B_M/L が 0.07 ケースは、十勝港のケーソンで、蓋コンクリートが先行して破壊され、構造的に弱くなっていた特殊な事例である。

全体的に、 d/h は 0.3~0.6 とマウンドが高い構造で、マウンド上での砕波を誘発しやすい構造であることが分かる。これらの係数の値は、波圧係数に換算すると、1.8~2.8 に相当する。なお、急勾配斜面上に高マウンドの混成堤を築造すると、高橋ら(1992a)の波圧式より強い衝撃波力が作用する(上久保ら, 2000)ため、図よりも厳しい条件となる事例もある。

消波ブロックの端部や散乱・沈下が発生した防波堤では、消波ブロックの形状を考慮すると係数 α_H は 0.8~0.9 に分布しており、かなり強い衝撃砕波力の作用を示している。

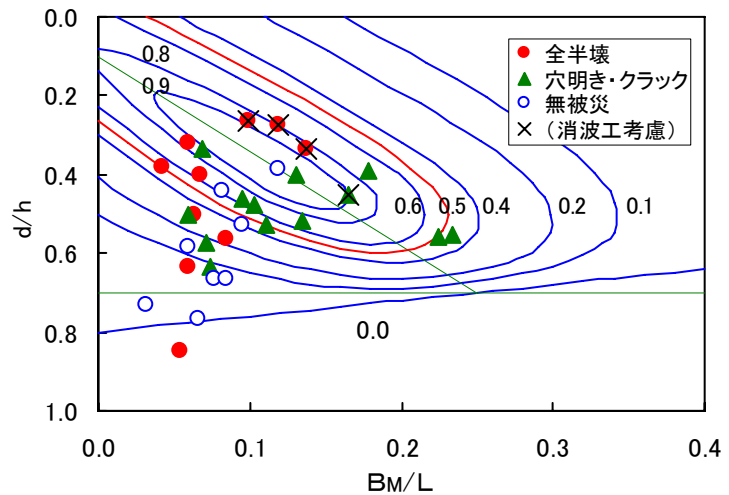


図-2.38 被災防波堤の衝撃砕波力係数 α_H

(2) B 港防波堤の被災事例

捨石マウンド前面の海底地盤の変動により、高マウンドの状態となり、衝撃砕波が誘発されてケーソン壁が損傷した事例である。前面の水深が最大 1.5m 増大しており、相対的に高マウンド状態となっていた。また、被災したケーソンが消波ブロック端部法面にかかっていたこと、前面の海底地盤が 1/30 と比較的衝撃砕波を誘発しやすい海底勾配であった。

1987 年 9 月から 1988 年 3 月にかけて、低気圧による波浪を受けて堤頭ケーソンが累計 310cm 滑動した。また、静水面付近に発生したクラックが進行し、写真-2.2 に示すように横 2.8 m, 縦 4.7m の大きな貫通穴が明き、中詰砂が流失した。

被災した防波堤は突堤状の消波ブロック被覆堤で、堤頭部の 2 函は航路確保のため消波ブロックで被覆されていない。ケーソン壁は壁厚 45cm, 隔壁スパンは 4.05m である。鉄筋コンクリートの配筋は許容応力度法によって計算されている。鉄筋の材質は SD295, コンクリートの圧縮強度は 24N/mm² である。水平方向、鉛直方向ともに静水面付近の鉄筋量が少なく、ケーソン天端付近に手厚い配筋となっている。これは、一般的にケーソン壁の配筋に見られる傾向である。

この防波堤の設計に当たっては、堤頭部のケーソンや根固ブロック等の安定性を確認するため、事前に水理模型実験が行われている。設計波と同等の波浪で衝撃性の砕波がケーソンに作用していたが、堤体の重量を30%低減しても滑動は認められなかった。この結果、重大な災害を引起す強大な衝撃砕波力は、発生しないものと判断された。

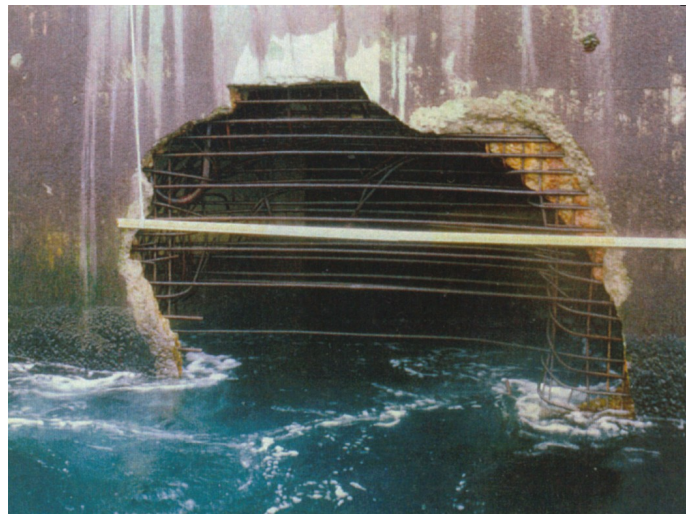


写真-2.2 ケーソン壁の被災状況

図-2.39 の防波堤断面図に示すように、原設計では高マウンドを回避するため海底地盤を床掘りし、マウンド天端を下げていた。

根固水深設置水深比 d/h は 0.58 であった。被災時は前面水深の増大により 0.46 と衝撃砕波が発生しやすい条件となっていた。衝撃波力式を適用して検討した結果、原設計で最大波圧 $1.7 \rho_w gH$ であったのに対して、被災時は $2.5 \rho_w gH$ とかなり衝撃的な波圧が発生していることが分かる。また、原設計では最大波圧 133kN/m^2 を想定していたのに対し、被災時には 232kN/m^2 もの強い波圧が作用している。このとき発生曲げモーメントは最大 333kNm で、ひび割れ耐力 150kNm 、終局耐力 329kNm を上回っている。

被災後の再現実験では、衝撃波力の作用が確認されている。波圧ピーク時の壁面のひずみは波圧腰掛部のひずみの 10 倍を超える大きい値を示している。ひずみのピークは壁面各部でほぼ同時に発生しており、その最大値は $3\sim 5 \rho_w gH$ の等分布荷重が作用した場合のひずみ分布とほぼ等しい。これは、衝撃波力式の波圧より大きい値である。

(詳細:付録 A-2.1 参照)

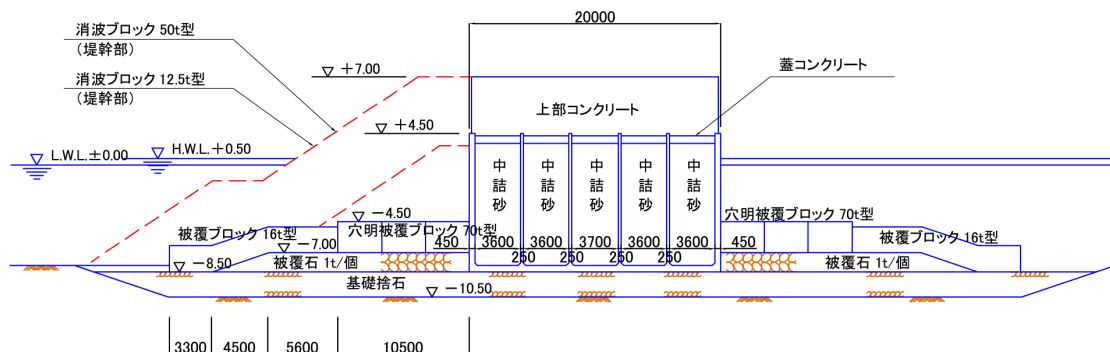


図-2.39 ケーソン断面図

(3) 鵜殿港東防波堤の被災事例

捨石マウンド前面の海底地盤の洗掘によって、高マウンドの状態となり、衝撃砕波が誘発されてケーソン壁が損傷した事例である。

この防波堤のケーソンの安定検討や前壁の構造設計は、合田の波圧式が適用されている。設計当たって、衝撃波力は考慮されていないが、**図-2.40**の防波堤断面図に示すように、捨石マウンドは標準断面で厚さ 1.7~3.5mと比較的低い形状で、特に衝撃砕波が発生する条件ではない。

被災したケーソンは 1,700t級で、前壁の厚さは 40cm、隔壁は 20cm で、損壊部の隔壁スパンは 4.9mである。設計波高は大きい前壁が薄く隔壁スパンが大きいのが特徴である。

1990 年 11 月、和歌山県に上陸した台風 9028 号の影響を受け、沖波では設計波高 10.2mを下回っていたものの、防波堤の近くでは設計波高 6.7mを超える、有義波高 7.1mの高波浪が来襲した。**写真-2.3**に示すように、堤頭部の2箇目のケーソン前面壁には、静水面付近に幅 3.5m、高さ 6.9mの大きな穴が明いており、その隔室内の中詰砂が完全に流失している。また、堤頭函ケーソンでも前壁にクラックが発生している。なお、地盤が洗掘されたマウンド法尻付近を除いて、根固ブロックや被覆ブロックは移動していない。

災害復旧計画資料によれば、マウンド前面の海底地盤が最大2m洗掘され、異常潮位が重なり水深が増大していた。もともと設計波高は砕波波高と同等であったが、水深の増加により砕波限界が高くなり、結果として設計波を上回る波高の波浪が作用した。さらに、マウンド前面の海底地盤が比較的低い波高の時点で低下したため、根固水深比 d/h が 0.63 から相対的に高いマウンド状態の $d/h=0.51$ となった。また、来襲波浪の周期は 12.5sと設計周期 18.1sより短く、波長が設計波長の約 1/2 と短かったため、相対的にマウンド肩幅が大きくなり、衝撃砕波を誘発しやすい条件となっていた。

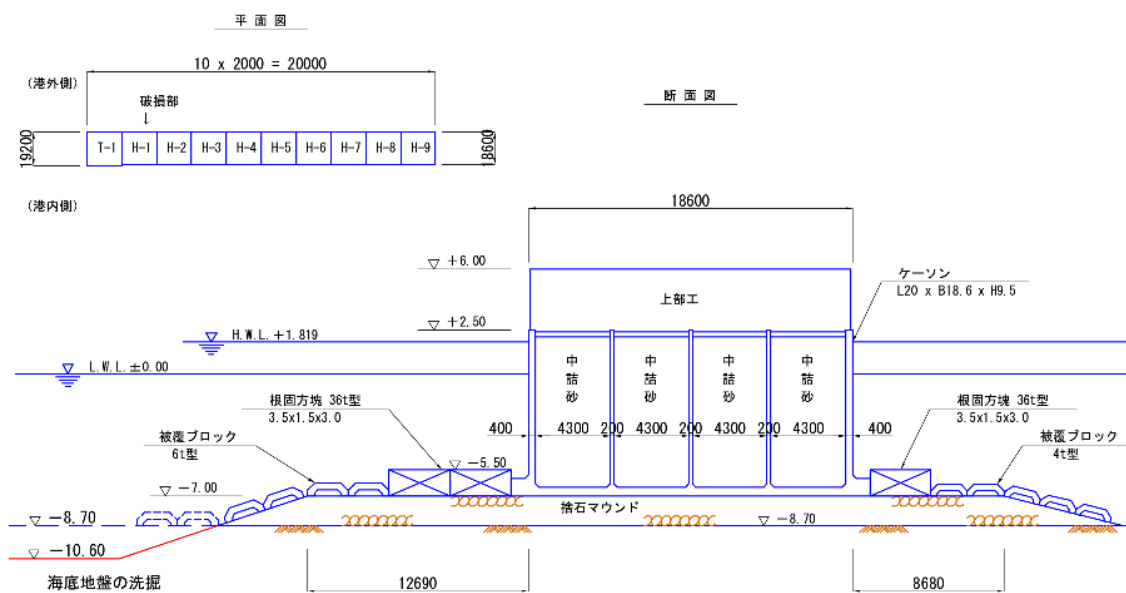


図-2.40 被災ケーソンの断面図

洗掘された海底地形を考慮して高い基礎マウンドとして、高橋ら(1992a)の拡張合田式で衝撃波力を評価すると、設計波圧 115kN/m^2 に対して、被災時の最大波圧は 177kN/m^2 , $2.13 \rho_w gH$ と推定される。

ケーソン壁に発生する曲げモーメントは、終局限界を上回ってはいないが、ケーソン壁端部でひび割れ限界を大きく上回っている。原設計にしたがい配筋を算定したため精度は若干低下するが、ケーソン壁端部で被災している状況を再現しているものと言える。

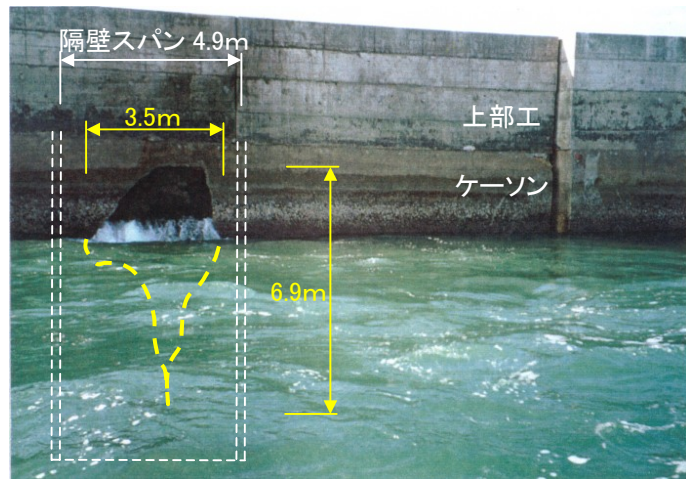


写真-2.3 ケーソンの被災状況

(詳細:付録 A-2.2 参照)

(4) 十勝港南防波堤の被災事例

捨石マウンド前面の海底地盤の変動により、衝撃砕波が誘発されてケーソン壁が損傷した。防波堤の延伸にともないケーソンの前面と背面に土砂が堆積し、図-2.41 に示すように、相対的に高マウンド状態あるいは急勾配状態となっていた。前面壁の厚さは 45cm、隔壁スパンは 4.8m である。

1972 年2月に低気圧の影響で設計波高 3.8mを上回る波高 4.8mの高波浪が来襲し、写真-2.4 に示すように、ケーソン2函が全壊、3函が半壊している。半壊した3函も大きな損傷を受けており、後続の波浪によって崩壊が進み、後の調査では全壊していた。被災区域前面には設置水深7mに対して厚さ4m以上の土砂が堆積しているが、土砂の堆積が見られない区

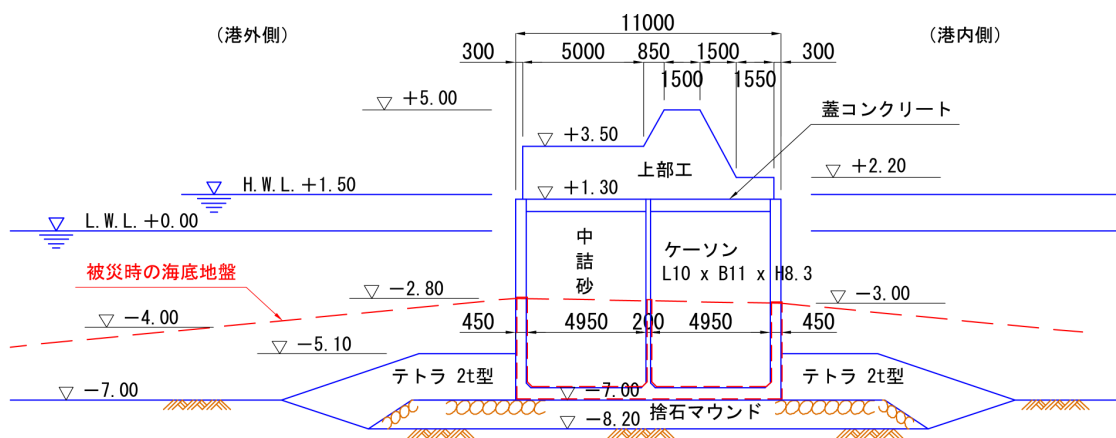


図-2.41 ケーソン断面と被災状況図

域では、ケーソンに被災が見られない。

高マウンド状態と見なして衝撃波力式を適用すると、最大波圧は $1.7 \rho_w g H$ となる。最大発生曲げモーメント 201kNm は、ひび割れ耐力 154kNm を超えているが、終局耐力 394kNm には達していない。ケーソンが激しい被災を受けていることから、堆積土砂上で波のエネルギーが集中し、さらに大きい波圧が発生していたものと思われる。



(詳細:付録 A-2.5 参照)

写真-2.4 ケーソン断面と被災状況図

2.5.2 水深の急変部における被災

(1) 衝撃碎波力

衝撃波力によるケーソンの被災は、水深の急変に起因して発生しているものも多く(谷本ら, 1975; 高橋ら, 1998a), 前掲の表-2.1 においても, 急な海底勾配や岩礁などの水深急変部で衝撃波力の作用が原因となっている事例が見られる。

古くから, 急勾配斜面上の直立壁には, 碎波をとまらう衝撃波力が作用することが指摘されている(Mitsuyasu, 1962 他)。また, 港湾構造物の設計指針では, 水理模型実験等によって確認するよう記されている(港湾協会, 1999)。現地事例でも, 北海道渡島大島の大島漁港(竹田ら, 1995)や, 複雑に海底地形のリーフエッジに位置する鹿児島県徳之島の亀徳港(喜田ら, 1979)で, 衝撃波力の発生が報告されている。急な海底勾配では, 碎波限界波高が増大する(合田, 1970)ことも被害を大きくしている。

ケーソン壁の損傷では, 岩礁の水深急変部のケーソンが被災した 1977 年の増毛港や 1974 年の新宮港の事例がある。1997 年の和泊港や 1991 年の南之浜港のように, 突堤の側壁側(防波堤法線に沿う方向)に急勾配海底による衝撃碎波力を受けたケースもある。消波ブロックの散乱が大きな原因であるが, 片泊港もリーフエッジの水深急変部で被災している。このように, 離島の小規模な港湾での被災が多い。

水深急変部の衝撃波力の強度は, 簡単な定式化はされていないが, 多くの研究事例がある(合田・原中, 1967, 森平・柿崎, 1967 他)。Mitsuyasu(1962)は, 水理模型実験により急勾配斜面上の直立壁に作用する衝撃碎波力を測定している。海底勾配が 1/15 のとき沖波の波形勾配が 0.02 より小さくなると波力が増大し, 平均波圧が $3 \sim 4 \rho_w g H$ と大きい衝撃波力が発生することを示している。また, 上久保ら(2000)は, 急勾配斜面上の混成堤について, 海底勾配 1/20~1/10 の条件で, 衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)の 1.5~3倍(2~

$3\rho_w gH$ の衝撃波圧が発生することを示している。竹田ら(1995)は、海底地盤が急な勾配で、堤前部において1/10、沖において1/2.5のとき、合田式の2~4倍の波圧合力($4.5\rho_w gH$)の衝撃波圧が発生することを示している。急勾配海底の直立壁には、2~4 $\rho_w gH$ の波圧が作用している可能性が高い。

(2) 南之浜港の被災事例

急な海底勾配に起因する衝撃波力が、完成時には波の作用を受けない暫定堤頭函の側壁に作用した。被災した防波堤は建設途上の突堤状の混成堤であり、ケーソン壁は壁厚50cm、隔壁スパンは4.85mである。写真-2.5と2.6に示すように、台風9119号にともなう高波浪の作用を受けて、ケーソン2函が全壊、1函が半壊している。ケーソンは底版を残して完全に破壊され、コンクリートや鉄筋が散乱している。図-2.42は、被災状況を調査した結果を示しており、厚さ4.9mの上部工は底版上にそのまま落下している。

堤頭函前面の海底地盤は海底勾配1/10と急な勾配であったため、 $2.5\rho_w gH$ 以上の衝撃波圧がケーソンに作用した。来襲した波浪の有義波高は6.8mであり設計波高10.7mよりかなり小さいが、作用した波圧は2倍以上を示している。ケーソン壁の最大曲げモーメントは536kNmに達し、ひび割れ耐力191kNm、終局耐力517kNmを上回っている。

原設計ではケーソン幅は29mであるが、側壁側から波力を受けるためケーソン幅が元々のケーソン長に当たる15mしか確保できず、ケーソンの滑動・転倒安定性が極端に低下する。耐波限界波高はそれぞれ2.2、3.7m、また、ひび割れ限界も2.2mとなり、被災時の波高の6.8mはこれを大きく上回っており、ケーソンの激しい破壊を引起している。

(詳細:付録A-3.1参照)



写真-2.5 被災時の波浪状況



写真-2.6 ケーソン壁の被災状況

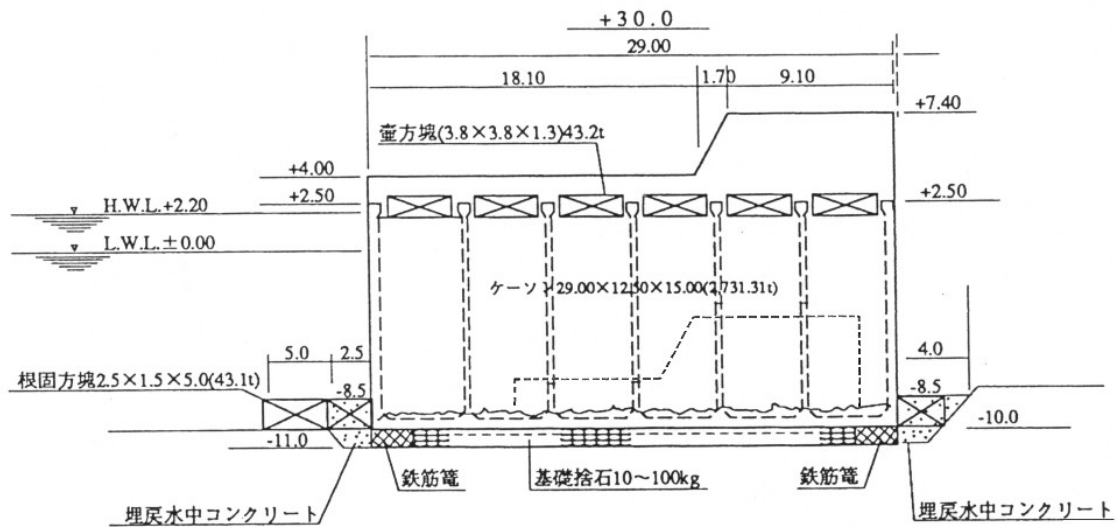


図-2.42 ケーソン壁の被災状況(南之浜港)

2.5.3 消波ブロックの不完全被覆部における被災

(1) 衝撃碎波力

衝撃碎波力によるケーソン壁の被災は、近年も発生しており、消波ブロック被覆堤の不完全消波部で多く発生している。1970年代後半から、通常の混成堤より消波ブロック被覆堤が設計されることが多くなり、それに対応して消波ブロック被覆堤の被災が増加している(高橋ら, 1999a)。

消波ブロック被覆堤は反射波を低減できるため、防波堤前面の静穏度を高められることが大きな利点である。また、ケーソンを小型化できるため、経済性や施工性も高い構造形式である。特に、波浪条件の厳しい沖合の大水深海域に防波堤が建設されるようになり、通常の混成堤ではケーソンが非常に大型のものとなり、経済性や施工性から建設に強い制約を受ける。また、完成している混成堤を消波ブロックで被覆して改良されることも多い(宮井ら, 1993)。

ケーソンや上部工の直立壁が天端まで消波ブロックで完全に被覆されていないと、消波ブロック上で碎波が発生する。この不完全消波による直立部に作用する衝撃波力は、古くから知られている(森平ら, 1967)。消波ブロックの施工中に不完全被覆状態になると、危険であることも水理模型実験によって指摘されている(鴻上ら, 1970; 三上ら, 1991)。同様に、消波工端部における消波ブロックの不連続部においても波力の増大が見られる(塩見ら, 1994)。こうした衝撃波力は、マウンドが高い場合に発生するものと同様原理で発生する。消波ブロックであってもその天端の水深によっては、マウンドのように天端上で波が碎けるためである。なお、マウンド形状による衝撃碎波力の発生については、谷本ら(1981)の研究など多くの研究があり、高橋ら(1992a)は、こうした波力を衝撃碎波力係数として算定できるようにしている。

消波ブロックが不完全被覆となってしまうのは、構造的なケース、施工途中の暫定的なケース、被災による偶発的なケースが考えられる。構造的なケースには、設計段階から不完全被覆となっているケースや、消波ブロック端部の法面で完全に消波ブロックで被覆されていない部分が挙げられる。前者は近年見られなくなったが、1997年に被災した和泊港のケーソンは、根固ブロックに大型消波ブロックを使用したために不完全被覆状態となっていた事例である。後者には1987年のB港の事例がある。これは、海底地盤の洗掘による高マウンド化によるものと併せて複合的な要因による被災である。

暫定的なケースには、本来完全に被覆される計画であっても平面的な進捗によって、施工途中で消波ブロック端部となってしまう場合が挙げられる。直接端部でケーソン壁が被災したわけではないが、1991年に被災した小本港では、このような施工端でケーソンが滑動災害を受けている。また、ブロックを積み上げていく過程で、上層のブロックの据付が完了していない状態が考えられる。このケースでは、消波ブロック据付部のマウンド肩幅が広いことが多いため、激しい砕波が発生することもある。消波ブロックを下層から1層ずつ積み上げるのではなく、消波ブロックの肩幅を小さく、法面と平行に1層ずつ積み上げることによって、こういった施工時の衝撃砕波の発生は回避できる(三上ら, 1991)。

偶発的なケースには、消波ブロックの重量不足や設計条件を上回る高波浪によって消波工端部のブロックが散乱し、本来完全被覆部であったところが消波工端部となってしまったケースがある。1991年のむつ小川原港の被災はこのケースの典型的な事例である。同様に、上層の消波ブロックが散乱し、不完全被覆となってしまったケースも多い。1991年に小本港でケーソンが破壊された事例や、1987年の片泊港の被災がこれに当てはまる。また、消波工法尻の洗掘や消波工下部の砂地盤の吸出しによって消波ブロックが沈下し、不完全被覆となるケースもある。

その他、1999年の新北九州空港や宇部空港の被災のように、高潮による海面上昇に起因する被災も報告されている(高橋ら, 2000)。これは、海面が異常上昇したため、防潮護岸前面の消波ブロック天端が海面下となり、不完全消波状態となったものである。消波ブロック上で砕波が発生し、衝撃波力によってパラペットが被災している。

消波ブロックの不完全消波状態では、消波ブロックがない場合の6倍にも達する強大な衝撃波力が発生する(三上ら, 1991)。さらに、本来ならば消波ブロックによって波圧の低減を受けるため、ケーソン壁も必要最低限の厚さとされている。このため、ケーソンがほとんど全壊するほどの激しい被災となることが多いことに注意が必要である。実際に、前掲の表-2.1で示した被災事例の5例中4例のケーソンはほぼ全壊であった。例えば、むつ小川原港の東防波堤では、隅角部に消波工があり、その端部でケーソン1函が全壊するという被災があった(塩見ら, 1994)。この場合は、設計上もともと消波工端部になることを考慮して、該当するケーソン3函の堤体幅を大きくし、かつ壁厚も45cmから70cmに大きくしていた。しかし、消波ブロックが散乱して消波工端部が移動したため、本来完全に被覆されているはずのケーソンに衝撃波力が作用し、破壊に至っている。壁厚を70cmにしたケーソンは40cm程度の滑動に留まり、前壁には損傷がなかった。

衝撃砕波力によるケーソン壁の被災が発生している場合には、その近くのケーソンのなかには前壁の損傷を受けずに滑動するものも多い。また、衝撃砕波力による滑動災害は、ケーソン壁の破損災害の3倍以上ある。すなわち、ケーソン壁が被災するのは、衝撃砕波力がかなり強大であるときか、ケーソンの壁厚が小さいケースと考えられる。また衝撃砕波力が最も激しく作用する位置が静水面付近であることが多いため、この部分がマッシブな上部コンクリートでなく、静水面上比較的高いところまでケーソン壁があるときに被災しているようである。ただし、不完全消波の場合や高マウンドでも必ず衝撃砕波力による被災が発生しているわけではなく、波高や周期、波向きなどによって変わってくることは、言うまでもない。

(2) むつ小川原港東防波堤の被災事例

設計波をはるかに上回る高波浪が来襲し、また、消波ブロックの散乱沈下によってケーソンが不完全被覆状態となり、衝撃波力が作用したことに起因する(塩見ら, 1994)代表的な被災事例である。

被災した防波堤隅角部のケーソンは、有義波高 7.1m, 最大波高 13.0m, 有義波周期 13.0s の条件で設計されている。1991 年 2 月太平洋側で発達を続けた低気圧は、大型台風並に勢力を強め、この低気圧の接近にともない、むつ小川原港では有義波高の最大値 9.94m, 最高波高の最大値 14.77m, 最大周期 12.5s を記録した。この設計波をはるかに上回る高波浪も被災の一因である。

7号函の被災状況を写真-2.7 および図-2.43 に示す。ケーソン前面(写真右側)に据付けられていた消波ブロックは散乱して前面の海中に水没している。7号函は上部工の一部が残存しているが、大部分は完全に破壊され、防波堤背面に破片が散乱している。一方、隣接する8号函は 0.4m の滑動にとどまり、ケーソン自体はほとんど損傷を受けていない。

設計段階から隅角部を防護する消波ブロックの端部は不完全消波となるため、衝撃波力によるケーソンの安定性低下が予想されていた。このため、事前に水理模型実験によりケーソンに作用する波力や滑動安定性が確認されている。

被災した7号函は、図-2.44 に示したように、消波ブロックで完全に被覆される位置にあり、模型実験で衝撃波力の低減効果が確認されているため、前壁厚は 45cm と薄い設計となっている(塩見ら, 1994)。一般的なケーソン壁の配筋に共通しているが、衝撃波力の作用が最も顕著な静水面付近で鉄筋量が少ない設計になっていた。隔壁スパンは 4.125m である。

一方、消波工端部に設置された8～10号函は、設計段階で消波ブロックの法面が砕波を誘発することが懸念されていた。衝撃波力に対する滑動安定性の確保のため、標準函より幅 4m 大型化し、さらに中詰材に比重の大きい亜鉛鉱滓を使用している。また、ケーソンの前壁も衝撃砕波力の作用を考慮して、壁厚 70cm と7号函より厚く設計されている。

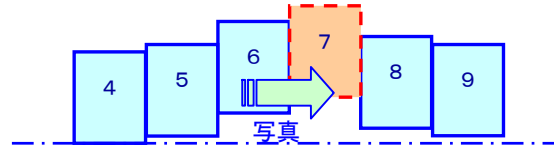
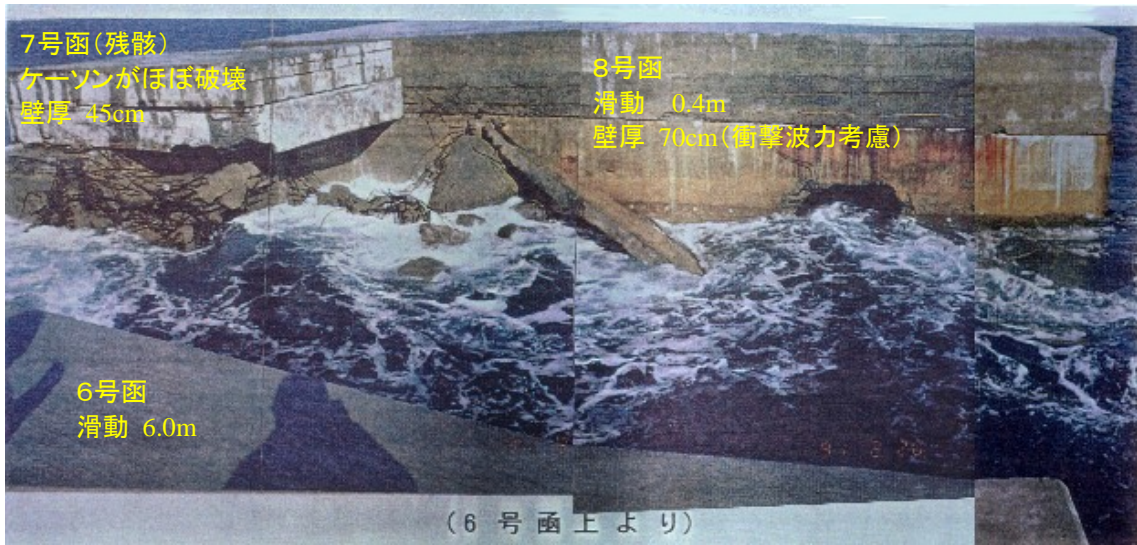


写真-2.7 ケーソンの被災状況

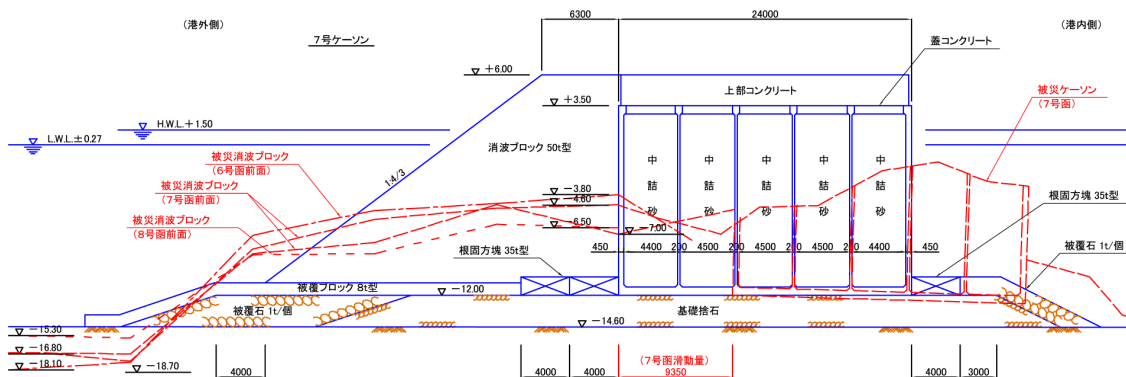


図-2.43 被災した7号ケーソンの断面図

低気圧の接近にともない有義波高が5mを超えるようになると、消波工端部で消波ブロックが移動するようになる。さらに波高が増大して7~8mに達すると、巨大な波の作用で消波ブロックの散乱が激しくなり、7号函が不完全被覆状態となる。その結果、消波ブロック上で碎波が誘発され、衝撃碎波力がケーソンに繰り返し作用することとなる。このときすでに、7号函の滑動限界やケーソン壁の破壊限界をはるかに上回っており、ケーソンは滑動を起こし、ケーソン壁は破壊される。ケーソン前面壁に穴が明いた時点で中詰め材が流失し、中詰め材の土圧抵抗力が消失してケーソン壁の破壊が加速される(三上ら, 1991)。また、消波ブロックの衝突に

よるRC壁の損傷なども、被害を大きくしているものと考えられる。

前掲の図-2.43 に示したように、6～8号函前面では消波ブロックが散乱・沈下しており、これを根固ブロックとすれば、根固水深設置水深比 d/h は、7号函で 0.41, 8号函で 0.49 とかなり高いマウンドに相当する。衝撃波圧を考慮した波圧係数(高橋ら, 1992a) $p/\rho_w g H$ では、それぞれ 2.8, 2.3 である。これは、水理模型実験で得られた、消波ブロック天端が $2/3 \sim 1/3$ に低下した場合の、波圧係数 2.7 とよく一致しており、衝撃砕波が作用したことを示している。

7, 8号函に作用する被災時の衝撃波圧はそれぞれ, 438, 359kN/m² となる。設計計算に準じて4辺固定版にこれを等分布荷重として載荷した場合, 発生曲げモーメントは静水面付近で最大 621, 508kNm となる。全壊した7号函では, ひび割れ限界 148kNm や終局破壊の限界 279kNm を超える大きな値である。同様に多くの部位で曲げモーメントがひび割れ限界や終局破壊の限界を超える大きな値を示している。それに対して, 壁厚の大きい8号函では, ほとんどの部位で曲げモーメントはひび割れ限界を下回っている。

動的応答効果や中詰砂, 捨石マウンドを考慮した数値シミュレーションを行った結果, 静水面・中央部に発生する曲げモーメントは, 7, 8号函でそれぞれ 282, 309kNm である。設計計算では同じ位置について, 312, 256kNm とほぼ同等の値を算定している。これらの値は, 破壊された7号函ではひび割れ限界と終局限界を大きく上回っている。それに対し, 8号函ではひび割れ限界を下回っており, ケーソン壁は被災しない結果となる。

(詳細:付録 A-4.1 参照)

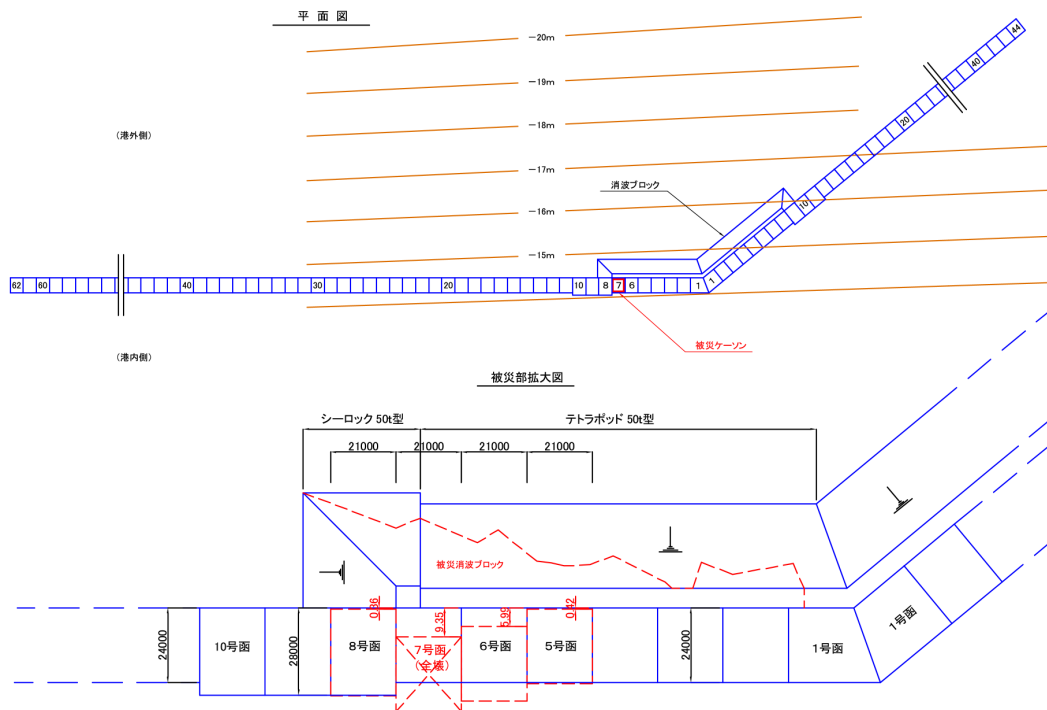


図-2.44 防波堤の平面図

(3) 片泊港の被災事例

典型的な消波ブロックの散乱による不完全消波に起因する被災である。この防波堤はリーフエッジに建設されているため、水深が急変し複雑な波浪場を形成していることも、被災の一因となっている。また、消波ブロックの衝突によっても、ケーソン本体が損傷したものと考えられる。

図-2.45に台風8712号による被災の状況を示す。防波堤前面の消波ブロックは全域で、最下層や第2層の一部を残して散乱・消失している。最も著しい被災は、写真-2.8に示すように、3号函のケーソン上半分が完全に破壊されたことである。ケーソン残骸のコンクリート塊が鉄筋から剥離して港内側に散乱している。2号函や4号函、5号函ではケーソン壁に穴が明き、中詰材が流失している。また、ケーソン4号函が最大811cm滑動している。

この被災は1987年8月末の台風8712号の接近にともなうもので、来襲した波浪は3号函位置で有義波高8.3mに達し、設計波高8.0mを上回っている。この防波堤はリーフ上に築造されており、堤頭部の5、6号函部はリーフエッジとなり水深が24mまで急激に大きくなっている。この急な水深変化も衝撃波力の発生原因の1つに挙げられる。

写真-2.9に示すように、高波浪の来襲時には、砕波水塊が防波堤に衝突して、激しくしぶきが上がっている。消波ブロックが散乱・沈下する前でブロックが水面上にあった時点では、防波堤に波浪が作用してもしぶきが上がっていなかったことから、消波ブロックの散乱にともない波力が衝撃的なものに変化していることが分かる。

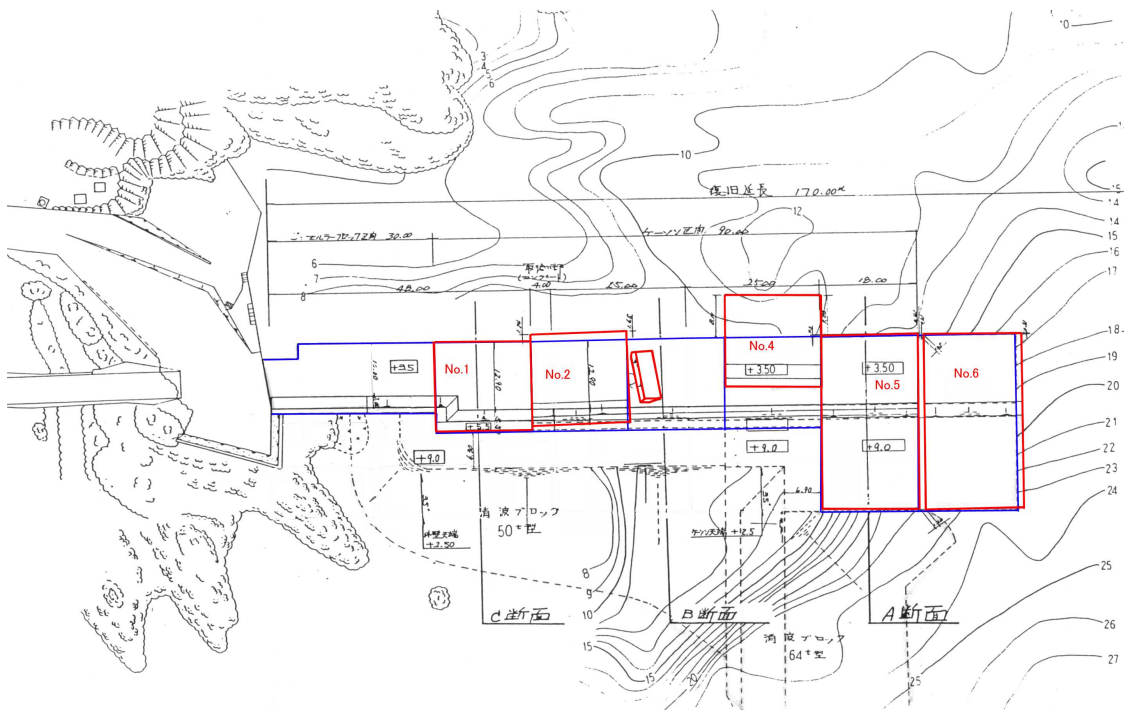


図-2.45 被災防波堤の平面図

被災した防波堤は突堤状の消波ブロック被覆堤で、ケーソン前壁の厚さは堤幹部の消波ブロック被覆部(1～4号函)で40cm、堤頭部(5, 6号函)は50cmである。また、隔壁スパンは4.45mである。全壊した3号函は、消波ブロック被覆堤として設計されていたため、ケーソン壁自体の耐波性能は低い。消波ブロック散乱後に強大な衝撃波力が直接作用する状況になり、このような激しい被災となった。また、5号函のケーソン壁の欠損は、消波工端部のブロックの散乱による不完全被覆によって誘発された衝撃波力によるものである。

消波ブロック被覆堤としての設計基準に準じて設計すると、3号函に作用する最大波圧は 93kN/m^2 で $0.7\rho_w gH$ である。被災時は消波ブロックの不完全消波によって 367kN/m^2 、 $2.7\rho_w gH$ と設計時の4倍近い波圧が作用している。ケーソン壁を4辺固定版としてモデル化すると、被災時に発生する曲げモーメントは最大 578kNm となり、ひび割れ限界 120kNm や終局破壊の限界 288kNm を超える大きな値である。

被災を受けなかった6号函は壁厚が50cmで、静水面付近の部材のひび割れ限界は 189kNm 、終局限界は 457kNm と大きい値となる。発生する曲げモーメントが 201kNm であり、わずかにひび割れ限界を上回っているが、その他の部位ではひび割れ限界にかなり余裕がある。

(詳細:付録 A-4.3 参照)

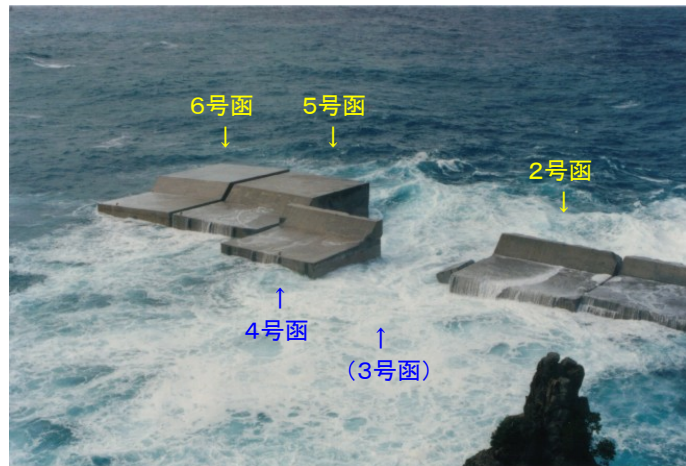


写真-2.8 ケーソンの被災状況



写真-2.9 被災時の波浪の状況

2. 6 消波ブロックの衝突による被災

2.6.1 概要

近年、消波ブロック被覆堤の普及にともなって、消波ブロックの衝突によるケーソン壁の損傷も問題となっている(高橋ら, 1998a). ただし、ケーソン壁の被災という点で類似の被災であるが、衝撃波力による被災とは被災パターンや進行、発生原因など、全く種別の異なる被災である. 本研究では消波ブロックの衝突によるケーソン壁の被災を取り扱わないが、衝撃波力による被災との相違を明らかにするため、被災事例とその特徴を示す.

前掲の表-2.1 で示したケーソン壁の被災事例調査では、消波ブロックの衝突に起因する6つの事例を示しているが、軽微なものを含めるとその数はかなり増えるようである. また、消波ブロックに隠れて確認できていないケースも多数あると思われる.

2.6.2 被災の特徴

(1) 被災の発生する条件

消波ブロック被覆堤の数は非常に多いが、こうしたブロックの衝突による被災は限られた防波堤で発生している. この形式の被災事例を整理すると、被災の条件は次の3つにまとめられる(高橋ら, 1998a).

- ①波高が大きく、消波ブロックも大きい防波堤
- ②消波ブロックの散乱・沈下が発生している防波堤
- ③消波工の端部や、消波工が沈下した場所

図-2.46に示すように、こうしたケーソンの損傷は、静水面からケーソン天端付近にかけて発生することが多い. 上部工天端から数m下となるため、ブロックに隠れて発見が遅れることが多い.

また、消波工が散乱・沈下した後に調べても、その時には発見されず、消波ブロックを追加復旧し、次の台風を経た後に発見されることもある. 鉄筋の表面のコンクリートが剥離するだけの場合もあるが、衝突したブロックの形で穴が開いている場合がほとんどであり、この

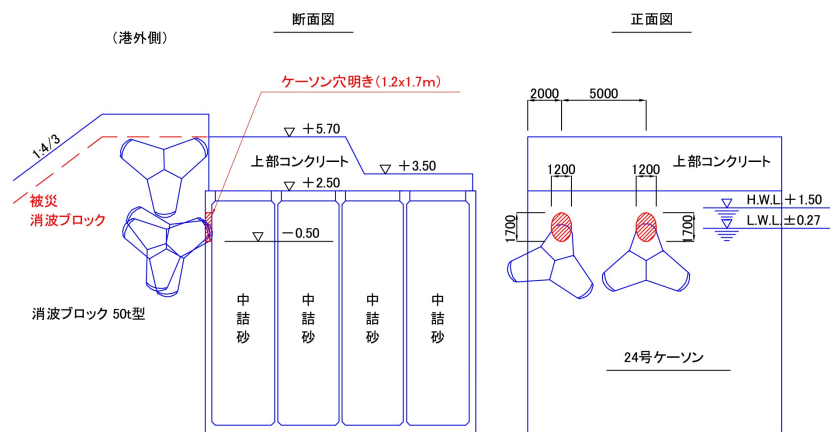


図-2.46 ケーソン壁の被災位置(八戸港)

場合は、前面(外)側より中詰砂がある後面(内)側の方で大きくコンクリートが剥離していることも多い(表-2.2)。

表-2.2 ケーソン壁の損傷(八戸港)

損傷状況	数量 (ヶ所)	損傷形状 (m)	備考
貫通穴(拡大中)	4	1.0~1.5	下方へ長円形穴に拡大
貫通穴	7	0.8~1.7	テトラ脚部と同形状の円形穴
進行中	3	-	テトラ脚部が食込み
鉄筋露出	7	0.2~1.2	表面のコンクリート剥離

(2) 被災の進行

被災事例を整理すると、消波ブロックの衝突によるケーソン壁の被災は、図-2.47 に示すように進行レベルを分類できる。

被災状況①は写真-2.10 に示すように、消波ブロックの沈下が小さい場合に最上層のブロックによって上部コンクリートが切削される段階である。消波ブロックの足が食込み、足の形状そのままに丸い欠損部ができる。被災状況②は、消波ブロックの足がケーソンに接触し、ケーソン壁を削っている段階である。消波ブロックが大幅に沈下した場合の最上層のブロックや、沈下が小さい場合の上から2層目のブロックの衝突によるものである。コンクリート表面が剥離し鉄筋が露出したり、ブロックの足がケーソン壁に食込んでいる状態である。このとき、押抜きせん断によって、ケーソン内側のコンクリートが剥離しているケースも見られる。

被災状況③は状況②が進行した段階で、写真-2.11 に示すように、ケーソン壁の穴が完全に貫通し、中詰砂が流失している。露出した鉄筋が擦り切れているケースも見られる。被災状況④は、鉄筋が広い範囲で露出したり、貫通穴が拡大したりした状態で消波ブロックの沈下が進行した場合に見られる。損傷部はブロックの足と同等の幅で縦に長い楕円形となる。

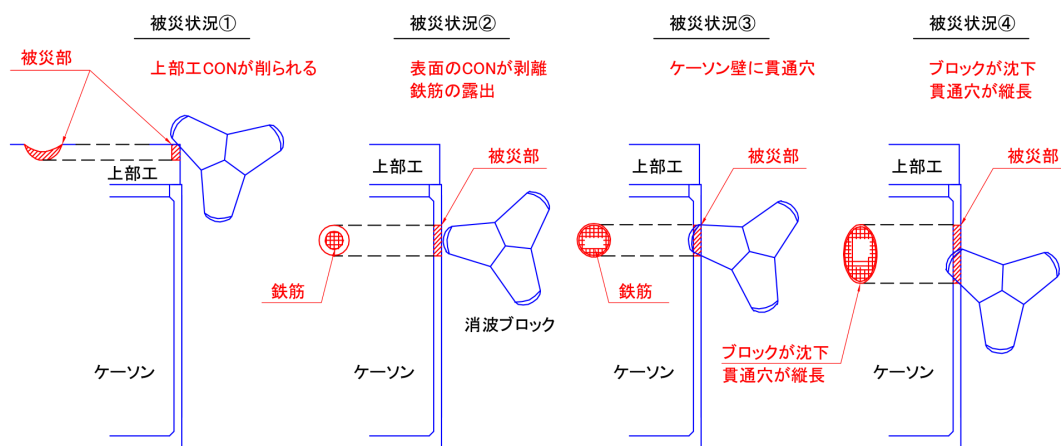


図-2.47 被災の進行状況



写真-2.10 上部工の損傷(室津港)



写真-2.11 消波ブロックによる貫通穴(八戸港)

(3) 被災の原因

通常、消波ブロックは相互の噛み合わせ効果により、容易には移動できない。特に内側や下層部のブロックは、ブロックの上載荷重と噛み合わせによりほとんど動かない。さらに、波浪の静穏な場合にはケーソン壁にブロック圧が作用するものの、高波浪が作用する場合にはケーソンの微小変位によってブロックのケーソン壁への作用圧は減少する(高橋ら,1990;田中ら, 1985)。特に砕波が作用する場合は、 $0.1 \sim 0.3 \rho_w g H$ と作用圧は小さい(廣本ら, 1983)。

消波ブロックの散乱は、消波ブロックの沖側法面の静水面付近や端部の法面部で起こりやすい。法面のブロックは沖側に転落してしまうため、繰り返しケーソンに衝突するわけではない。したがって、波の作用によって移動し、ケーソン壁に繰り返し衝突する可能性があるのは、法肩部とケーソン側の上側2層のブロックにはほぼ限定される。

通常、完成した消波ブロック被覆堤では、最上層のブロックは上部コンクリートの高さに位置する。外洋防波堤では、消波ブロックの衝突によって、上部工に相対するブロックの形状そのままの破損が観察されることが多い。一方、消波ブロックが沈下した防波堤では、最上層のブロックがケーソン壁に相対し、繰り返し衝突してケーソン壁に損傷を与える。消波ブロック端部では、法面のブロックがケーソン壁の前面に位置するため、同様のことが起こる。特に消波工端部や消波工が沈下したところでは、波力も大きくブロックも動きやすいと考えられる。また、消波ブロックの沈下によって消波ブロックの再配列が生じ、ケーソンへの荷重を増大させる(木原ら, 1988)。

こういった被災は、繰り返しの小衝突によるもので、継続的に進行する小規模な破壊形態である。高波浪による消波ブロックの激しい散乱をとまなう場合では、ブロックは防波堤前面に転落するため、繰り返しケーソンに衝突することは少なく、ケーソン壁の致命的な被災には繋がりにくい。

2.7 設計上の注意点と残された課題

衝撃砕波力によるケーソン壁の被災を回避するためには、可能な限り衝撃砕波が発生しない場所に築造すること、あるいは衝撃砕波力が作用しない構造とすることが第一である。例えば、混成堤の高マウンド化や海底勾配の急な地点での防波堤の建設を避けることなどが挙げられる。しかし、建設地点の選定や経済性などの制約から、衝撃砕波力の作用が不可避なケースもある。消波ブロック被覆堤は衝撃砕波力が効果的に低減できる構造であるが、大水深域では経済性に問題が残る。

また、防波堤の隅角部や端部の耐波性能を改善するために、消波ブロックで被覆するケースでは端部に必ず不完全被覆部ができてしまう。消波ブロックの施工途上では、暫定的ではあるが、施工端や不完全被覆部が生じてしまう。このように、砕波力対策が返って衝撃砕波を誘発してしまう可能性もあるので取り扱いに注意を要する。

2.7.1 高マウンド

調査結果の中では、高いマウンドによって誘発される衝撃波力による被災事例は最も頻度が高い。その中でも、厚さ1.5mを超える大型の根固ブロックによる被災が大半を占めている。

近年港湾技術者の間では、高マウンド混成堤の衝撃波力誘発の危険性(谷本ら, 1981)に対する認識が高まっており、強い衝撃波力が発生しない防波堤断面で設計することによって、被災を回避してきている。目安として、根固設置水深比 d/h が0.6より大きい低いマウンドとすれば良い。また、衝撃波力の算定式(高橋ら, 1992a; 他)が確立されてきており、衝撃波力の作用を考慮したケーソンの滑動・転倒安定性の検討が可能となっている。

高橋ら(1992a)の式は平均的な衝撃波力を算定する波圧式であるが、被災事例の解析では、概ねケーソン壁の被災を再現できることが分かった。しかし、滑動・転倒安定性とケーソン壁では衝撃波力に対する動的応答特性が異なるため、単純にケーソン壁の設計に適用できない。衝撃波力の特性とケーソン壁の動的応答特性を明らかにし、ケーソン壁に発生する応力を算定する方法を確立することが今後の課題である。また、既存の波圧式に補正を加えた簡便な設計検討が行えることが望まれる。

防波堤前面の海底地盤が洗掘されたり土砂が堆積した場合、偶発的に高マウンド状態となる。洗掘されて水深が大きくなるケースでは、波高も大きくなり危険性が高まる。土砂が堆積するケースでは、高マウンド状態あるいは海底地盤が急勾配状態となり、波のエネルギーがケーソンに集中する。

このような完成後の地盤変動によって発生する衝撃波力は、ケーソン単体としての設計では被災を回避できない。防波堤の平面計画策定時に海底地盤の特性の検討を行う必要がある。

2.7.2 水深の急変部

現状では、急勾配の海底地盤や岩礁、リーフエッジなどの水深急変部で発生する衝撃波力の強度の算定は困難である。一様な海底勾配であっても、砕波点と防波堤の設置点との位置関係によって、衝撃波力の特性は大きく変化する。岩礁やリーフエッジでは海底地形が複雑に変化しており、簡単なパラメータによる定式化は困難である。

被災事例調査でも、このような条件下で建設された多くの防波堤が被災している。衝撃波力によるケーソン壁の被災を回避するためには、対象とする防波堤ごとに水理模型実験を行い、ケーソンに作用する波力を明確にしておく必要がある。また、衝撃波力に対するケーソン壁の動的応答を明らかにし、ケーソン壁に生じる応力を算定する方法を確立することが今後の課題である。さらに、衝撃波力の最大値や継続時間などのパラメータによって、簡便な設計検討が行えることが望まれる。

完成後の地盤変動によって発生する衝撃波力は、ケーソン単体としての設計では被災を回避できない。防波堤の平面計画策定時に海底地盤の特性の検討を行う必要がある。

2.7.3 消波ブロックの不完全被覆

消波ブロックの不完全被覆が衝撃波力を誘発することは古くから指摘されている(森平ら, 1967 他)。このため、現状では消波工端部を除けば、完成形としての消波ブロックの不完全被覆構造は採用されていない。

消波ブロック据付時には、ケーソンが不完全被覆状態となり、被災する危険性が高まる。しかし、危険な期間が短いため、台風期を避けるなど海象状況に十分注意を払って施工すれば問題ないと思われる。また、消波ブロックを最下層から一層ごとに据付けると幅広の高マウンド状態となり、 $3\rho_w gH$ を上回る衝撃砕波が発生する。このため、ケーソン前面から順に積上げることで危険性を低減できる(三上ら, 1991)。

消波ブロックの散乱、沈下による衝撃波力がケーソンに作用した場合、ケーソンが全壊するなど大規模な被災となるため注意が必要である。近年砂地盤に築造された消波ブロックの沈下が数多く報告されている(五明ら, 1995)ことから、完成後に不完全被覆状態にならないよう対策が求められる。消波ブロック被覆堤では、消波工の砕波力低減効果を期待して、ケーソン壁を最低限の壁厚に設計している。このため、設計波力と消波ブロック散乱後の衝撃波力との強度差が極端に大きくなる。偶発的な消波ブロックの被災時に対応して、ケーソン壁を設計するのは不合理、不経済である。消波ブロックが散乱しなければケーソンの損傷を防ぐことができることから、十分に安定性の高い消波ブロックを使用することを第一の対策とする。

消波ブロック端部の法面は、防波堤の完成形として不完全被覆となる場合がある。消波工端部では消波ブロックが散乱しやすいため、不完全被覆となる区域が拡大する可能性もある。このため、消波工端部では十分に安定性の高い消波ブロックを使用しなければならない。消波工端部にかかるケーソンの滑動安定性の検討は、消波工端部の法面を適当な幅で分割し

て波力を算定し、ケーソンごとに積分する方法が提案されている(塩見ら, 1994)。このとき、波力の算定には、分割された区域内の消波ブロック天端を根固ブロックとみなし、衝撃波力を考慮した波圧式(高橋ら, 1992a)を適用している。

ケーソン壁の設計では、同様に消波ブロック天端を根固ブロックとみなし、高マウンドのケースと同じ検討方法を適用するものとする。高マウンドのケースと同様に、衝撃波力に対してケーソン壁に発生する応力を算定する方法や、既存の波圧式に補正を加えた簡便な設計法の確立が今後の課題である。

なお、衝撃波力を考慮した設計検討は、消波工端部にかかるケーソンと、法面の消波ブロックの散乱に備えて消波工で被覆されたケーソン1函に対して適用する。

防波堤の施工時には暫定的な消波工端部が発生する。台風期など長期間放置される場合は防護対策として、消波ブロック法面部のケーソンに対して衝撃波力を考慮した設計を行い、壁厚を大きくするか、堤頭函を完全に被覆して養生すべきである。

2.7.4 その他のケース

特殊な事例として、ケーソンの側壁が波力の作用を受ける場合、蓋コンクリートによるケーソン壁上辺の変位拘束が消滅し上辺に大きな応力が発生する場合、来襲した波浪が設計波浪を上回っている場合が挙げられる。

ケーソンの側壁に直角に近い角度で波浪が作用する可能性が高く、台風期など長期間放置される場合は防護対策として、衝撃波力を考慮した設計を行い壁厚を大きくする必要がある。危険性の高い期間が短い場合は、台風期を避けるなど海象状況に十分注意を払って施工すれば問題ないと思われる。

蓋コンクリートによる変位拘束効果は、蓋コンクリートの打設や蓋ブロックの間詰コンクリートが十分に充填されてあれば十分発揮されるものと思われる。直後に上部工打設を打設する場合には、蓋コンクリートは十分防護されるため、特に対応策は不要である。

想定外の異常な高波浪は設計条件の設定時の問題であるので、ケーソンの設計方法による被災回避はできない。

2.8 まとめ

本章では、防波堤の被災事例を調査し、その中で衝撃波力によるケーソンの被災についてその特性や被災原因について明らかにした。その結果は以下の通りである。

- (1) 大水深、高い設計波高の海域に大規模な防波堤が築造されるようになり、ケーソン式防波堤や消波ブロック被覆堤の建設件数が増加している。
- (2) 被災件数の経年変化を構造形式で分類すると、1960～1970年代はケーソン式の被

災が多く、その後、建設件数の増加にともない消波ブロック被覆堤の被災が増加している。

- (3) 被災の多くは、一部の勢力の強い台風によってもたらされている。
- (4) 被災率は小さいが、平均的に1年に1回は防波堤ケーソン壁の被災が発生している。被災した場合には復旧費は高額となるため、対策が必要である。
- (5) ケーソン壁の被災は 32 年間で 29 事例であり、そのうち衝撃波力による被災は 23 事例である。重複する被災原因を含めると、高マウンドによる衝撃波力の発生によるものが 14 事例、水深の急変によるものが 10 事例、消波ブロックの不完全消波によるものが 6 事例、その他の原因によるものが 5 事例である。
- (6) 衝撃波力によるケーソン壁の被災は、設計上衝撃波力を考慮されていなかった事例、設計波高を上回る波浪が来襲した事例、完成後の地形の変化による偶発的な衝撃砕波の発生による事例、施工時の消波ブロックの不完全被覆による事例などがある。
- (7) 1970 年代前半までは高マウンドによる衝撃波力の作用による被災が多かった。1980 年代後半からは消波ブロック被覆堤の不完全消波による被災が増加している。
- (8) ケーソン壁の被災は、強い衝撃波力が作用する静水面付近に集中している。
- (9) 現行設計法でケーソン壁の断面力算定モデルとして採用されている 3 辺固定上辺自由版は、蓋コンクリートによる天端辺の拘束を考慮していないため、静水面付近で鉛直方向の曲げモーメントが過小に評価されて危険である。
- (10) 作用した衝撃波力とひび割れ限界荷重、終局限界荷重を対比することによって、ケーソン壁の被災事例の被災レベルを分類できる。ひび割れ限界安全率 2.5 以下ではクラックが発生し、終局限界安全率 1.0 以下ではケーソンが全半壊している。ただし、衝撃波力に対する部材の破壊特性などを全て含めており、これは大まかな被災の指標である。
- (11) 消波ブロックの衝突によるケーソン壁の被災の特徴を示し、衝撃波力による被災とは異なることを示した。
- (12) 衝撃波力に対するケーソン壁の設計上の注意点と今後の課題を示した。

第 3 章 衝撃波力の作用を受ける RC 部材の動的応答と破壊

3. 1 概要

強大な衝撃砕波力によるケーソン壁の破壊事例は少なくない(高橋ら,1998a). また栈橋上部工が衝撃的な揚圧力によって破壊されることもある(永井ら,1966;伊藤ら,1967). 最近では,これまで内湾の防波堤として建設されていた直立消波ケーソンが大水深海域にも適用されるようになってきており,こうした鉄筋コンクリート(RC)部材の衝撃波力による破壊が新たな問題となっている.

衝撃波力は,その衝撃性によって部材の応答や破壊に至るまでの耐力が通常の荷重と違うこと,あるいは一波々々のばらつきや空間的なばらつきが大きいことなど設計上の問題が少なくない. 衝撃砕波力に対する構造物の設計方法を検討するに当たって,構造物に作用する衝撃波圧の特性,すなわち外力の特性について明らかにしておかなければならない.

衝撃波力については,多くの研究がなされている. 直立壁に作用する衝撃砕波圧(高橋ら,1983)や,水面付近の水平部材に作用する衝撃的な揚圧力(谷本ら,1978)についてはその算定モデルも提案されている. これらモデルでは,波面と部材の衝突速度 V および衝突角度 β によって衝撃波圧を評価している. β が正で波面と部材の間に空気を巻き込まない Wagner 型と, β が負で波面と部材の間に空気を巻き込む Bagnold 型に分類している. しかし,これらの研究は小型の模型実験によるもので,スケール効果の影響を受けているため,実スケールに近い大規模実験による検証が必要である.

本章では,衝撃波力の特性を把握するとともに,その作用を受ける鉄筋コンクリート部材の破壊メカニズムを検討するため,大型水路および大規模波動地盤総合水路で模型実験を実施した. 実験は実スケールに近い大縮尺模型によって,波による衝撃力の基本的なデータを得ることを目的にしており,直立壁前面に RC 部材を水平に置き,上下する重複波の波面の衝突による衝撃揚圧力を作用させている. 実験では,衝撃波力の波力特性や RC 部材の動的応答特性,さらに波力によって RC 部材が実際に破壊していく過程を検討している.

3. 2 衝撃波力の特性

3.2.1 衝撃波圧理論

(1) 概要

固体面と水面の衝突による衝撃波力は、海洋構造物や航空機・船舶の分野で多く研究されている。例えば、航空工学の分野では、飛行艇の着水によるフローターの受ける衝撃力の問題が古くから研究されている。Karman(1929)や Wagner(1932)は水面に落下・衝突する固体に作用する衝撃圧理論の基礎を導いた。アメリカの航空宇宙局(NASA)の前身である航空諮問委員会(NACA)はこれに基づき系統的な実験・検討を行い、飛行艇などの設計の基礎としている。また、宇宙船やミサイルの着水の問題も研究対象となっている。

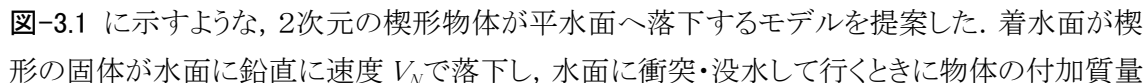
船舶の分野では、アメリカ海軍の David Taylor Model Basin や Naval Ship Research and Development Center の研究、わが国の西部船舶会、日本造船研究協会など組織的な研究が行われている。船底が海面に没入する時の衝撃、高速で航行する船舶が海面と正面から衝突する時の衝撃、船体から打ち上げられた海水が甲板や船橋に衝突する時の衝撃、船体運動のためにタンカーなどの油槽内で流体が壁面を直撃することによる衝撃など、船体の破損の原因として、重要な研究対象となっている。

海岸工学の分野では、砕波の作用による防波堤や柱状構造物の被災、下方からの波面の衝突による栈橋構造物の床版やスリットケーソンの上床版の被災などが大きな問題となっており、衝撃波力の研究が進められてきた(永井ら, 1966;伊藤ら, 1967 他)。Bagnold(1939)は壁面と衝突する砕波波面の間に巻き込まれる空気層をモデル化し、空気層の圧縮によるクッション効果を考慮した衝撃砕波圧の理論を展開している。衝撃砕波圧は古くからその大きな波圧の発生が指摘されており(光易, 1962;合田・原中, 1967 他), その波圧の発生機構や特性に関して多くの実験や基礎研究が行われている(荒見ら, 1989;安田ら, 1996 他)。

衝撃波力は、衝突する波面と壁体との間に空気層を介在するか否かによって、特性が異なることが知られている(合田, 1967b 他)。このため、理論研究においても空気層の有無によって分類されることが多い(高橋ら, 1983 他)。また、固体と水面の衝突による衝撃圧の取り扱いには以下のように分類されることもある(谷本ら, 1978)。

- ① 付加質量の時間変化を考える運動量理論
- ② 固体のまわりにおける流れのポテンシャルを用いる理論
- ③ 流体の圧縮性を考慮した理論

(2) 空気層の介在のない衝撃波力理論

Karman(1929)は、飛行艇の着水時にフローターに作用する衝撃圧を算定するため、に示すような、2次元の楔形物体が平水面へ落下するモデルを提案した。着水面が楔形の固体が水面に鉛直に速度 V_0 で落下し、水面に衝突・没水して行くときに物体の付加質量

が急激に増大する. このときの急激な運動量の変化から衝撃圧を算定するものである.

質量 M の固体が水面に衝突・着水すると, 固体の速度は V'_N となる. このとき, 楔形物体の運動とともに一部の流体も運動することとなり, これを付加質量 M' とする. 運動量保存則から

$$(M + M')V'_N - MV_N = \int_{t_0}^t F_e dt \quad (3.1)$$

が成立する. ここに, F_e は楔形物体に作用している流体以外の力であり, $F_e = 0$ とする. また, 式(3.1)を時間微分した式においても $F_e = 0$ とすると, 両式より楔形物体が流体から受ける力 P は,

$$P = M \frac{dV'_N}{dt} = \left(\frac{M}{M + M'} \right)^2 V_N \frac{dM'}{dt} = - \frac{M^3 V_N^2}{(M + M')^3} \frac{dM'}{dz} \quad (3.2)$$

となる. すなわち, 楔形物体に大きな衝撃力が発生するには, 付加質量が大きく変化しなければならぬ.

ここで, 衝撃問題では流体の加速度は重力の加速度に比較して大きいので, Karman は水面における楔形物体の幅 $2b$ に相当する平板が無限流体中を V'_N で運動するとしたときの解を適用し, 付加質量を次式のように示した. なお, 流体が楔形物体の片方にしか存在しないため, 付加質量は $1/2$ としており, 水面における楔形物体の幅 $2b$ を直径とする半円の質量を示している.

$$M' = \frac{1}{2} \rho_w \pi b^2 \quad (3.3)$$

ここに, ρ_w は流体の密度である.

楔形物体の着水面と水面のなす角度 β は, Dead Rise Angle と称されている. ここで $\beta \ll 1$ として, 式(3.2)に代入すれば,

$$P = - \frac{\pi \rho_w M^3 V_N^2}{\beta^2 (M + M')^3} z \quad (3.4)$$

が得られる. すなわち, 衝撃力は着水速度の2乗に比例して, 楔形物体が水面となす角度の2乗に反比例して増大することが分かる. なお, この理論は楔形物体の落下を仮定しているため, これを平板の落下あるいは壁面に平行な水面が衝突する場合 ($\beta = 0^\circ$) に適用すると, 衝撃力は無限大となるためこの理論は適用できない.

Karman は流体の圧縮性を考慮して,

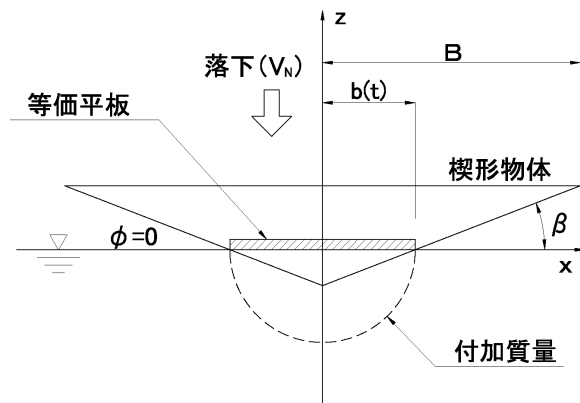


図-3.1 楔形物体の水面衝突

この Dead Rise Angle β が 0° となったときの最大圧力の上限を水中での音速 C より次のように示している。

$$p = \rho_w V_N C \quad (3.5)$$

これは、Water Hammer Shock Pressure と呼ばれるものでバルブの急激な閉鎖によって発生する衝撃力と類似のもので、水の圧縮性を考慮して衝撃力の上限を示したものである。水中での音速すなわち圧力の伝播速度は 1450m/s で、式(3.5)で算定される圧力は非常に大きなものとなる。また、Kamel(1968)は、物体の弾性定数や圧力の伝播速度を考慮した式を示しているが、いずれにしても実験値よりかなり大きな値を示している(谷本ら, 1978)。また、Verhagen(1967)は平板の落下では衝突の直前に水面に窪みが生じ、平板と水面との間に空気が巻き込まれ、衝撃圧が有限となることを示している。

図-3.2 は、Karman 理論の衝撃力の時間変化を示したものである。水面と楔形物体の角度 β を $2.5^\circ \sim 10.0^\circ$ で変化させて、 $\beta = 10^\circ$ のケースの最大衝撃力、継続時間で無次元化している。

水面との衝突の瞬間から時間に比例して衝撃力が大きくなる、前傾型の衝撃力である。角度 β が小さくなると衝撃力の最大値が急激に大きくなり、継続時間は短くなることが分かる。また、当然のことであるが、衝撃力の力積は衝突の角度によらず一定である。

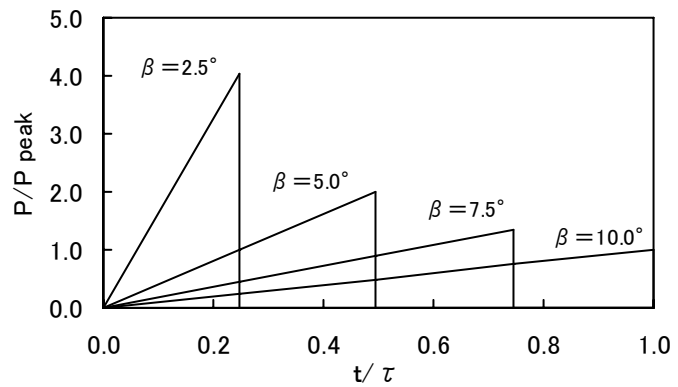


図-3.2 波力の時間変化(Karman 理論)

合田(1967a)は、Karman にならって流体の付加質量の時間変化を取り扱った運動量理論により、直柱や円柱、直立壁に砕波が作用した場合の衝撃波力の検討を行っている。

衝突する波頂高 η_c の波面のうち、波頂から $\lambda \eta_c$ の部分が直立した水壁面として波速 C_B で衝突し、衝撃波力を発生させるものとする、衝突から時間 t が経過した時点での直柱に作用する全衝撃波力 P は、

$$P = \rho_w B H_B^2 K_B \lambda \tan \beta_p \frac{t}{\tau} \quad (3.6)$$

で示される。ここに、三角柱の頂角 $2\beta_p$ 、幅 $2B$ 、衝突時の波高 H_B であり、衝撃波力係数 K_B および衝撃波力の作用時間 τ は次式で示される。

$$K_B = \frac{\pi C_B^2 \eta_c}{H_B^2} \quad (3.7)$$

$$\tau = \frac{B}{V_H \tan \beta_p} \quad (3.8)$$

である。

直立した半径 r の円柱に砕波が作用する場合には、衝突から時間 t が経過した時点における直柱に作用する全衝撃波力 P および衝撃波力の作用時間 τ は、

$$P = \rho_w B H_B^2 K_B \lambda \left(1 - \frac{t}{\tau}\right) \quad (3.9)$$

$$\tau = \frac{r}{V_H} \quad (3.10)$$

で示される。

円柱に作用する衝撃波力の最大値は、頂角 45° の三角柱と同等となる。三角柱に作用する衝撃波力は、時間と共に波力が大きくなり最後に波力が最大となる後傾形の時間波形であるのに対して、円柱では衝撃波力が波面の衝突の瞬間に最大となり、時間と共に減少する前傾型の時間波形となる。

砕波が直立壁に作用する場合には、砕波前面の形状として、高さ kH_B の部分で直線状の壁面を形成し、速度 C_B で前進しながら次第に前傾していく、**図-3.3**に示すようなモデルを考えている。この直線部の上端あるいは下端が直立壁に衝突してから時間 t が経過した時点での、直立壁の単位幅当たりの衝撃波力 p 、衝撃波力の作用時間 τ は、

$$p = \frac{1}{4} \pi \rho_w C_B^2 k H_B \frac{t}{\tau} \cot \delta \quad (3.11)$$

$$\tau = \frac{k H_B}{C_B \cot \delta} \quad (3.12)$$

となる。なお、波面が前傾して衝突する場合($\delta < 0$)は、 $\cot \delta$ は絶対値を用いる。式(3.11)は、三角柱に対する衝撃波力の時間変化と同様に、波面の直線部分が衝突し終わったときに波力波力が最大となることを示している。

Wagner (1932)はポテンシャル理論より衝撃波力を導いている。**図-3.4**に示すようなモデルで、Karman理論では考慮されていない楔形物体が水面に没するときの水面上昇による、接水

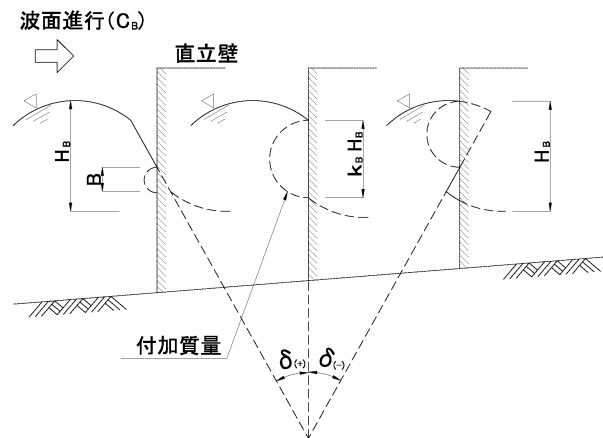


図-3.3 直立壁に衝突する砕波

長の変化を考慮した理論を示した。この理論では、定常なポテンシャルから接水幅を想定し、非定常な現象を取り扱っている。仮想平板のまわりにおける流れのポテンシャルを用いることによって、式(3.13)および(3.14)で示される圧力分布を求めている。

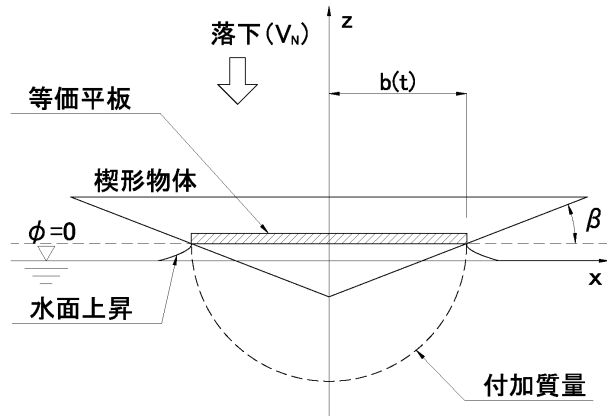


図-3.4 楔形物体の水面衝突

$$p = \frac{1}{2} \rho_w V_N^2 K(x, t) \quad (3.13)$$

$$K(x, t) = \frac{\pi}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2}} \cot \beta - \frac{\left(\frac{x}{b}\right)^2}{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2} \quad (3.14)$$

また、接水幅 $2b$ は、

$$b = \frac{\pi}{2} V_N t \cot \beta \quad (3.15)$$

で示され、接水幅が Karman 理論の $\pi/2$ 倍となることを示している。

ある時刻 t において接水幅 b_p となると、係数 K は式(3.16)で示される接水部付近の点 x_p において極大値、

$$\left(\frac{x}{b}\right)_p = \sqrt{1 - \frac{4 \tan^2 \beta}{\pi^2}} \quad (3.16)$$

$$K_p = \frac{\pi^2}{4} \cot^2 \beta + 1 \quad (3.17)$$

をとる。極大値は時間によって変化せず一定値を保って移動する。この極大値が現れる接水部付近 ($x \approx b$) ではスプラッシュが発生するため、圧力分布が式(3.13)と異なるものとなる。Wagner はこの部分に自由噴流理論を適用して、圧力の最大値を、

$$p = \frac{1}{2} \rho_w V_N^2 \frac{\pi^2 \cot^2 \beta}{4} \quad (3.18)$$

としている。これを式(3.13)および(3.17)と比較すると、 β が小さいときには両式の与える最大

値はほぼ同等である。

式(3.13)および式(3.14)を受圧面全体について積分すると、式(3.14)の第1項 K_{p1} は積分できて、衝撃圧の合力の第1項 P_1 は、

$$P_1 = \frac{\pi^3}{8} \rho_w V_N^3 t \cot^2 \beta \quad (3.19)$$

となる。第2項は $-\infty$ となってしまうが、後述するように、 $p \geq 0$ の領域において第2項は第1項に比較して小さい値となるため、大まかには合力を式(3.19)で評価できる。

Wagner 理論の波力は Karman 理論の $\pi^2/4$ 倍となっている。水面に衝突してから同一時間経過後では、水面上昇によって接水幅が $\pi/2$ 倍となることを考慮すると、接水幅が同じであれば波力は $\pi/2$ 倍となる。また、衝撃波力の継続時間が $2/\pi$ 倍となるため、力積は等しくなる。

図-3.5 は、 $\beta = 5^\circ$ のときの Wagner 理論による衝撃圧とその合力の時間変化を示したものである。楔形物体の各点で波圧が $-\infty$ から急激に立ち上がり、ピーク値をとると急激に波圧が低下する。大きい波圧の継続時間はきわめて短い。ただし、合力では物体の衝突から完全な没水まで、時間に比例して波力が立ち上がる前傾型の衝撃波力を示している。

図-3.6 は、 $\beta = 5^\circ$ 、 15° のケースで楔形の中心から $1/4$ 幅 ($x/B=0.25$) の位置における衝撃圧と式(3.14)の第1項と第2項の時間変化を示している。水面と物体の衝突角が小さい $\beta = 5^\circ$ のケースでは、衝撃圧は着水直後にピークに達するがその後急激に圧力が低下する。衝突角が大きい $\beta = 15^\circ$ のケースでは、衝撃圧がピークに達した後緩やかに圧力

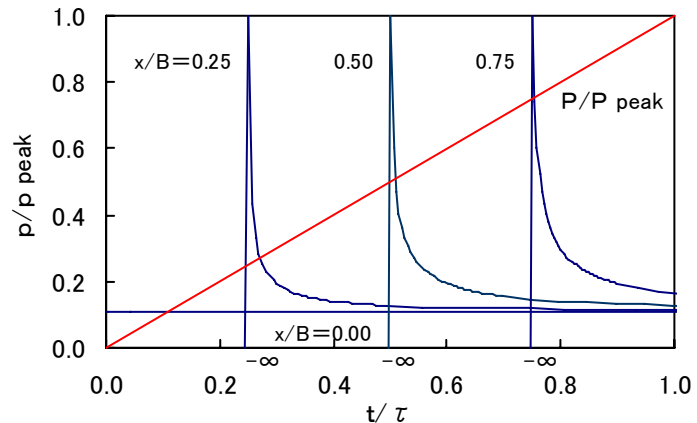


図-3.5 衝撃圧と合力の時間変化

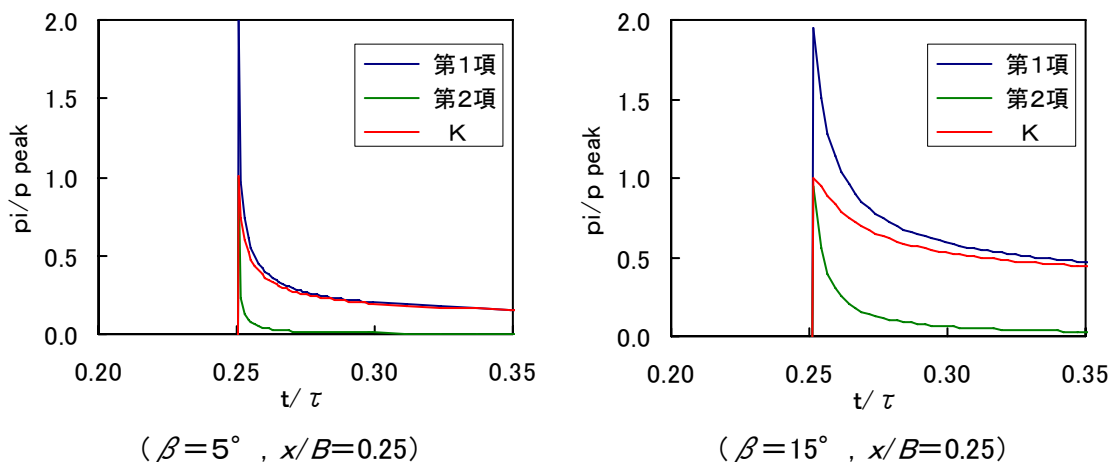


図-3.6 衝撃圧の時間変化

が低下する。

接水幅 b の拡大にともなう衝撃圧を示す第1項は、ピークに達するとその後低下するが下限値に漸近して0とはならない。それに対して、流速による圧力低下を表す第2項は、接水による水位上昇にともない急激にピークに達するが、その後低下しほぼ0となる。

ここで例えば、波高 $H_B=6\text{m}$ の砕波面が水深 $h=10\text{m}$ に設置された直立壁に $\beta=5^\circ$ と小さい角度で衝突した場合を考える。衝突速度を 9.9m/s とすると、式(3.13)と(3.17)から波圧 p が求まり波圧係数は $p/\rho_w g H_B=269$ と非常に大きなものとなる。通常設計で使用する衝撃砕波圧係数(高橋ら, 1992a)の最大値3.1と比較して大きな値を示している。

図-3.7は、 $\beta=5^\circ$ の衝撃圧の同時分布を示したものである。接水部付近で局所的に大きい波圧が発生し、没水後の部分はほぼ一定の小さい圧力となっている。図は楔形物体が完全に没水するまでの波圧分布の時間経過を示しているが、ピーク値が一定のまま受圧面が拡大していることが読み取れる。ただし、大きい圧力が作用する部分も接水部とともに移動している。

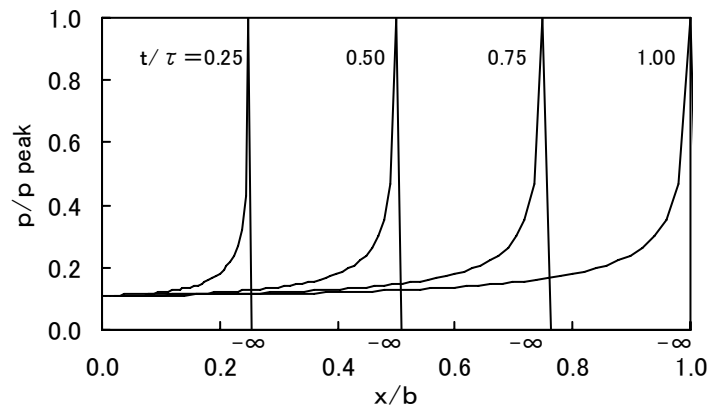


図-3.7 衝撃圧の同時分布

(3) 空気層の封入を考慮した衝撃波力理論

これまでに述べた Karman 理論や Wagner 理論では、 β が 0° になると、波圧や波力が無限大となってしまふ。Karman (1929)や Kamel (1968)は衝突水塊の圧縮性を考慮して圧力の上限を示している。また、構造物の動的応答を考慮すれば、衝撃圧によって構造物に発生する動的最大応力に相当する静的圧力として等価衝撃圧の最大値を算定できる(合田, 1967a 他)。

Bagnold (1939)は、図-3.8 に示す AEB の部分の空気が上方に逃げられる場合でも、波面の衝突速度 V_H と気中での音速 C_a に対して $\tan \beta \leq V_H/C_a$ であれば、空気が閉じ込められたのと同様な状態となり、Karman の示したような Hammer Shock は発生しないことを示している。また、Verhagen (1967)は、平板の水面への落下問題で、水面の擾乱による空気層の封入効果を考慮した衝撃圧理論を示している。平板が静水面上に落下する際に空気が押し出され、水面形状が変化する。落下している平板の両端で、盛り上がった水面が接し空気が封入される。この空気層は平板の落下にともない圧縮され、平板に作用する圧力はピーク値に達する。もとの静水面の

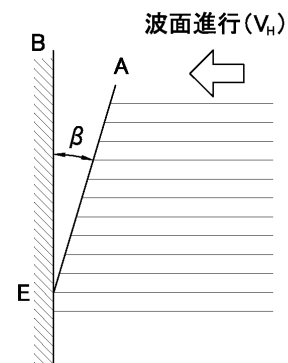


図-3.8 波面の衝突

高さまで落下した時点では、空気バネが膨張過程に入るものとしている。

Bagnold (1939) は、壁面と衝突する砕波波面の間に巻き込まれる封入空気層の断熱圧縮効果によって高い衝撃圧が発生するものとして衝撃波力理論を導いている。衝突する波面と封入空気層をモデル化し、空気層の圧縮によるクッション効果を考慮した衝撃砕波圧の理論を展開している。このモデルの妥当性は実験によって確認されており(合田・原中, 1967 他), 後にいくつかのパラメータについて検討されている(林ら, 1958 他)。

図-3.9 に示すように、壁面との間に封入された厚さ D の空気層を衝突水塊が速度 V_H で圧縮するモデルを想定する。 K は水塊の付加質量の換算長である。

衝突前の封入空気の圧力を大気圧 p_0 とすると、圧縮された空気層の圧力 p は、

$$p = p_0 \left(\frac{D}{x} \right)^\gamma \quad (3.20)$$

で示される。ここに、 x は空気層の厚さ ($= D - X$)、 X は水塊の移動量である。

衝突水塊の運動方程式は、

$$\rho_w K \frac{d^2 x}{dt^2} = p - p_0 \quad (3.21)$$

である。これに式(3.20)を代入して積分すると、初期条件は、

$$\frac{dx}{dt} = -V_0 \quad (x = D) \quad (3.22)$$

であるから、

$$V^2 = \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 = V_0^2 - \frac{2p_0 D^\gamma}{\rho_w K (\gamma - 1)} \left[\left(\frac{1}{x} \right)^{\gamma-1} - \left(\frac{1}{D} \right)^{\gamma-1} \right] + \frac{2p_0}{\rho_w K} (D - x) \quad (3.23)$$

となる。空気層の圧縮を等温圧縮と仮定すれば、 $\gamma = 1$ であり、

$$V^2 = \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 = V_0^2 - \frac{2p_0 D}{\rho_w K} \log \left(\frac{D}{x} \right) + \frac{2p_0}{\rho_w K} (D - x) \quad (3.24)$$

が得られる。

この式は、解析では積分できないが、Bagnold は数値積分を行って、近似式

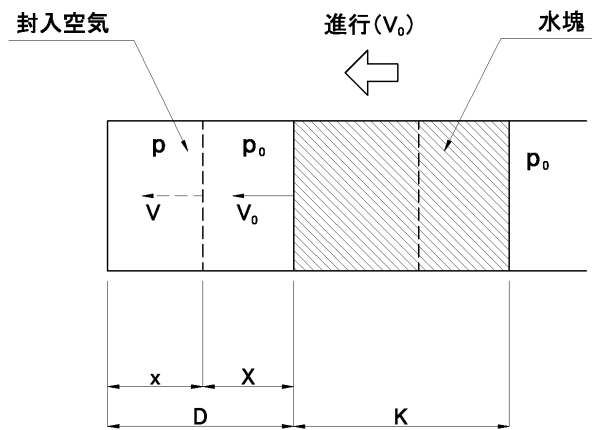


図-3.9 Bagnold の空気圧縮モデル

$$\frac{p_{maz}}{p_0} = 1 + 2.7 \left(\frac{\rho_w K V_0^2}{p_0 D} \right) \quad (3.25)$$

によって、圧力を±10%の範囲で算定できるとしている。

Mitsuyasu(1966)は、Bagnold 理論を拡張し、空気層の圧縮が小さいとき、空気層の圧縮が有限であるとき、空気の漏出があるときの3ケースについて検討を加えている。

空気層の圧縮変位が小さい($X/D \ll 1$)ものとして、式(3.23)を級数展開し、3次以上の項を無視すると、

$$p - p_0 = \rho_w K V_0 \sigma \left\{ \sin \sigma t + \frac{\alpha(\gamma + 1)}{2D} \sin^2 \sigma t \right\} \quad (3.26)$$

が得られる。ここに、

$$\alpha = \sqrt{\frac{\rho_w K V_0^2 D}{p_0 \gamma}}, \quad \sigma = \sqrt{\frac{p_0 \gamma}{\rho_w K D}} \quad (3.27)$$

である。この式(3.26)から、衝撃波圧が衝突水塊の運動量に比例し、封入空気の固有振動数が大きい、すなわち空気層厚が小さいほど衝撃波圧が大きくなることが読み取れる。

式(3.26)において、断熱圧縮($\gamma = 1.4$)を仮定すると、衝撃波圧の最大値は、

$$\frac{p_{max}}{p_0} = 1 + 1.18 \left(\frac{\rho_w K V_0^2}{p_0 D} \right)^{1/2} + 1.2 \left(\frac{\rho_w K V_0^2}{p_0 D} \right) \quad (3.28)$$

となる。

図-3.10 は、衝突水塊厚 $K=3.9\text{m}$ 、空気層厚 $D=0.2, 0.5, 1.0\text{m}$ のときの式(3.26)で計算された Mitsuyasu 理論による衝撃波圧の時間変化を、封入空気の1振動周期分を示したものである。水塊の衝突速度は、水深 10m、砕波高 10mと想定して、砕波速度 13.1m/sとしている。また、衝突水塊厚は、波高に相当する幅の平板に対する水の付加質量から平均厚さ $\pi H/8$ としている。封入空気の1次振動周期 T は、それぞれ 0.48, 0.75, 1.1s であり、衝撃波圧の作用時間はその約 1/2 となる。 $D=0.2\text{m}$ のケースで

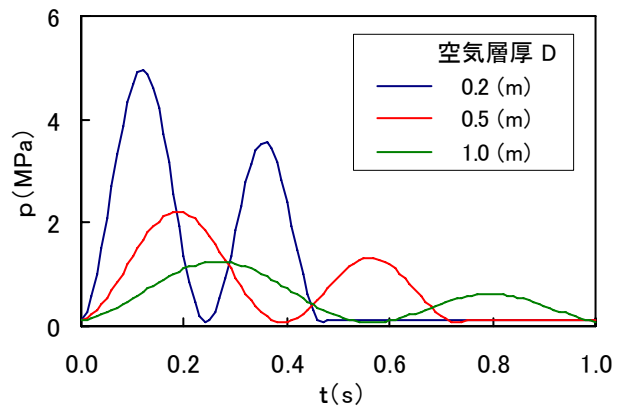


図-3.10 衝撃波圧の時間変化

は, $49 \rho_w g H$ に達する強い衝撃波圧が作用時間 0.24sという短い時間に発生していることになる。

図-3.11 は, 上記の3ケースについて, フルード則に従って 1/10~1/50 に縮小した場合の衝撃波圧の最大値を Mitsuyasu 理論で計算し, 縮尺効果を示したものである。波圧は各スケールでの計算値をフルード則に従って換算し, 現地スケール計算値で無次元化している。

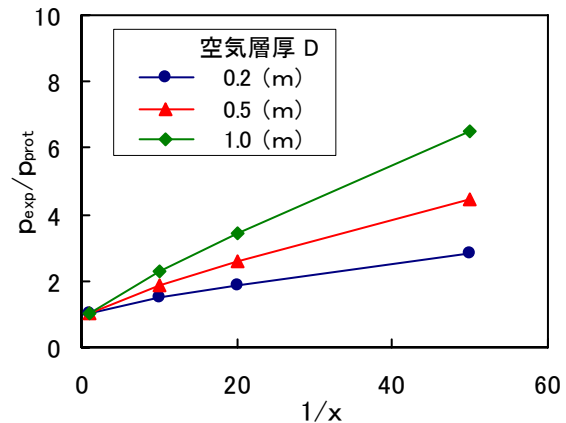


図-3.11 衝撃波圧計算値の縮尺効果

例えば, $D=0.2\text{m}$, 縮尺 1/20 では, $p_{peak} = 470\text{kPa}$ となる。これを現地スケールに換算すると 9.3Mpa となり, 現地スケールで計算した衝撃波圧の最大値 5.0Mpa の 1.9 倍もの大きな波圧を示している。このとき, $T=0.024\text{s}$, 現地スケール換算値 0.11s で, 振動周期は現地スケール計算値 0.48s の 0.2 倍と短くなっている。実験スケールでは封入空気層が相対的に薄くなり固有振動数が大きくなるため, 衝撃波圧が大きくなる。これは, 小さいスケールでの実験から波圧を算定すると, 封入空気の影響で過大な波圧を与える可能性があることを示している。

空気層の圧縮が有限であるケースでは, 式(3.23)は解析では積分できないが, 圧力の最大値については厳密解

$$\frac{\rho_w K V_0^2}{p_0 D} = 5 \left(\frac{x_{\max}}{D} \right)^{-0.4} + 2 \left(\frac{x_{\max}}{D} \right) - 7 \quad (3.29)$$

が得られる。

図-3.12 は, 厳密解である式(3.20)および式(3.29)と Bagnold 式(3.25), 空気圧縮量が小さいケースの式(3.28)による衝撃波圧の最大値を Bagnold 数 $\beta_g (= \rho_w K V_0^2 / p_0 D)$ に対して示したものである。Bagnold 式は p_{\max}/p_0 が 2~10 の範囲で厳密解と 10% 以内の精度で近似されている。また, 近似式(3.28)は 1~4 の範囲において厳密解をよく近似していることが読み取れる。

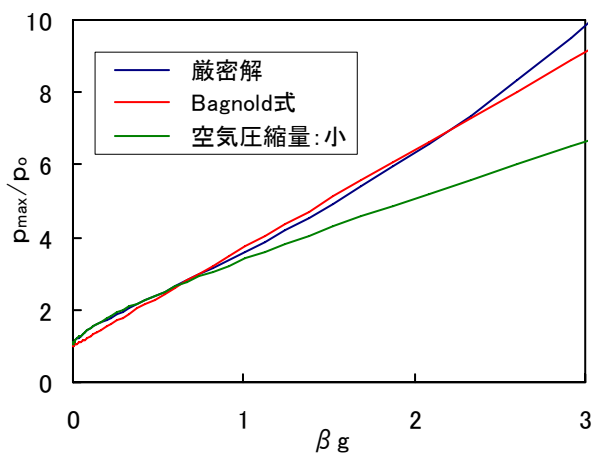


図-3.12 衝撃波圧計算値の縮尺効果

砕波水塊が鉛直壁に衝突する実験では, 衝突水塊に巻き込まれ封入された空気が, 鉛直壁面沿いあるいは衝突水塊の薄い部分から漏出する様子が観察さ

れている。また、前述の空気圧縮モデルでは封入空気の振動が減衰せず、実験で得られるような波圧の減衰振動を再現できない。

Mitsuyasu (1966) は、図-3.13 に示すように、封入空気が空隙 S_1 から流速 V_1 で漏洩するモデルによって、流出速度は内部気圧と外部気圧の差に比例するものとして、

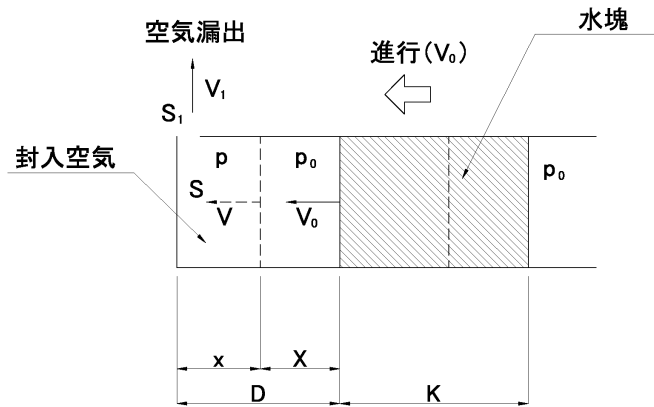


図-3.13 漏洩空気を考慮した空気圧縮モデル

$$p - p_0 = \rho_w K \frac{dV}{dt} = \frac{\rho_w K V_0}{\sqrt{|\alpha|}} \beta e^{-\omega t} \sinh \sqrt{|\alpha|} t \quad (3.30)$$

を導いている。ここに、

$$\alpha = \omega^2 - \beta \quad (3.31)$$

$$\omega = \frac{p_0 \gamma}{2D} \frac{S_1}{S} k \quad (3.32)$$

$$\beta = \frac{p_0 \gamma}{\rho_w K D} \quad (3.33)$$

である。定数 ω は空気の漏出の効果を示しており、 S は空気層の断面積である。

空気層の振動周期 T は、減衰振動となっても変化は小さく、非減衰振動 ($S_1=0$) の振動周期で近似でき、

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\rho_w K D}{p_0 \gamma}} \quad (3.34)$$

で示される。また、衝撃波圧の最大値 p_{max} は、

$$p_{max} - p_0 = \frac{\rho_w K V_0}{\sqrt{|\alpha|}} \beta e^{-\omega t_1} \sin \sqrt{|\alpha|} t_1 \quad (3.35)$$

である。

図-3.14 は、空気層の圧縮が小さいケース(図-3.10)と同等の条件(空気層厚 0.2m)で空隙の大きさを変化させた4ケースの衝撃波圧の時間変化を示している。空隙の大きさは、空気

層の断面積 S と空隙面積 S_l の比で示し、波圧は空気の漏洩がない場合($S_l/S=0$)の最大波圧で無次元化している。 $S_l/S=0.19$ は臨界減衰に近い条件での時間波形を示している。

これらのケースでは、5%の空隙比で波圧振動が大きく減衰している。なお、ここでは級数展開において2次以上の項を無視したが、3次以上の項を無視した式(3.26)より最大波圧が小さい値となる。

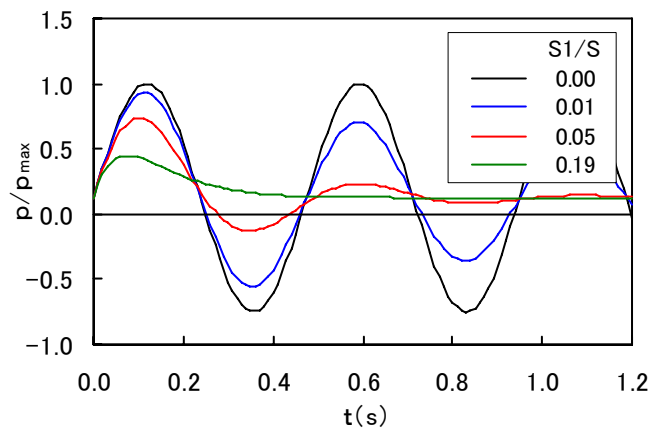


図-3.14 漏洩空気を考慮した衝撃波圧の時間変化

高橋ら(1983)は、直立壁に衝突する波面形状を、波面が空気を巻き込まないで衝突する領域から空気を巻き込んで衝突する領域まで衝突する波面形状を3分類し、衝撃波圧を連続的に示すモデルを提案している。

壁面に衝突する波面を簡略化して直線で表現し、空気を巻き込まない衝突($\beta > 0$)はWagner理論(1932)を、空気を巻き込む衝突($\beta < 0$)はBagnold(1939)-Mitsuyasu理論(1966)を適用している。その遷移過程は連続しているものと思われるが、2つの理論の境界付近($\beta = 0$)では両理論とも波圧は無限大となってしまふ。遷移領域においては衝突する波面が進行すると波面はやや凹状となり、空気層が介在することを考慮して、この波面を円弧でモデル化し、波頭部における円弧の接線と弦とのなす角を δ と定義する。図-3.15に示すように、この δ と β によって、 $\beta \geq \delta$ 、 $\delta > \beta > 0$ 、 $\beta \leq 0$ の3つの領域に分類したモデルを考えている。

$\beta \geq \delta$ の領域では、空気が巻き込まれることがなく水塊が直接壁面に衝突するものとし、Wagner理論の $x \geq 0$ の領域のみを適用する。図-3.16に示すように、楔形物体の幅を波面の作用高さ $\kappa_b H$ 、落下速度 V_N を波面の衝突速度 C_B に置き換え、衝突水塊の付加質量を質量

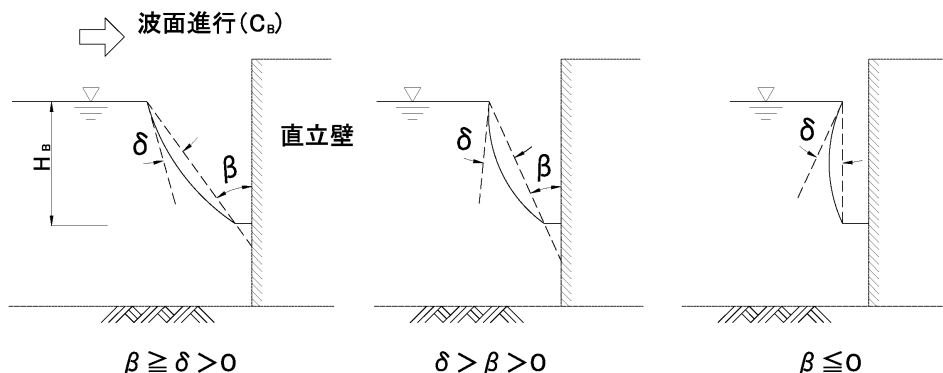


図-3.15 波面の形状と壁面とのなす角度

補正係数 κ_m^2 で補正すると、式(3.13)および(3.14)はそれぞれ次のように表される。

$$p = \frac{1}{2} \rho_w C_B^2 K(x, t) \quad (3.36)$$

$$K(x, t) = \kappa_m^2 \left\{ \frac{\pi}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2}} \cot \beta - \frac{\left(\frac{x}{b}\right)^2}{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2} \right\} \quad (3.37)$$

ここに、

$$b = \frac{\pi}{2} C_B t \cot \beta \quad (3.38)$$

である。このとき、波圧の極大値 p_p は、

$$p_p = \frac{1}{2} \rho_w C_B^2 \kappa_m^2 \left(\frac{\pi^2}{4} \cot^2 \beta + 1 \right) \quad (3.39)$$

また、式(3.19)より、合力の極大値 P_p 、合力の作用時間 τ は、

$$P_p = \frac{1}{2} \rho_w C_B^2 \kappa_b H \kappa_m^2 \frac{\pi^2}{2} \cot^2 \beta \quad (3.40)$$

$$\tau = \kappa_b H / \frac{\pi}{2} C_B \cot \beta \quad (3.41)$$

となる。

$\beta \leq 0$ の領域では、波頂部が先に直立壁に衝突するため空気が巻き込みながら水塊が壁面に衝突する。また、 $\beta = 0$ であっても、衝突する波面が凹状であるため空気を巻き込み衝突する。したがって、この領域では Bagnold-Mitsuyasu 理論を適用している。

ここで、衝突水塊厚 K は、衝突水塊の運動量が $\beta \geq \delta$ のケース(図-3.16)と同等となるように作用高さ B で平均して、

$$K = \frac{\pi}{4} \kappa_m^2 \kappa_b H \quad (3.42)$$

としている。空気層厚 D も同様に、作用高さ B に対する平均的な厚さを用いる。空気量定数 κ_a

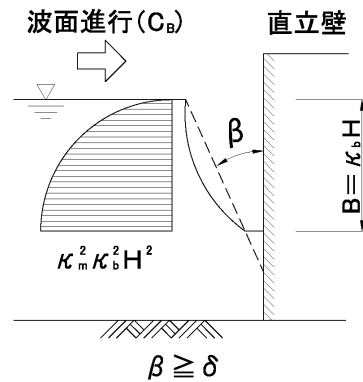


図-3.16 波面の形状と壁面のなす角度

を導入して,

$$D = \kappa_a B \quad (3.43)$$

と表している.

これらのパラメータによって, Bagnold の近似式による最大波力は,

$$\frac{P_{maz}}{p_0} = 2.7 \left(\frac{\pi \kappa_m^2 \rho_w V_0^2}{4 \kappa_a p_0} \right) \quad (3.44)$$

で示される. また, 衝撃波圧の作用時間 τ は, 式(3.27)より,

$$\tau = \pi \sqrt{\frac{\pi \kappa_m^2 \kappa_b^2 \kappa_a \rho_w H^2}{4 \gamma p_0}} \quad (3.45)$$

としている.

$\delta > \beta > 0$ のとき, Wagner 理論と Bagnold 理論の中間的な領域となる. 高橋ら(1983)は, Wagner 型の波圧が発生するものとし, 空気層の介在によって波圧のピーク値が低下し, 継続時間が長くなるものとしている. $\beta = 0^\circ$ での Bagnold 型の波圧のピーク値 p_p (式(3.44)) を Wagner 型の平均波力 P_p (式(3.40)) に代入して等価な β を算定し, これを β_0 とすると,

$$\beta_0 = \cot^{-1} \left\{ \frac{2}{\pi^2 \kappa_m^2} \left[\frac{2 p_p}{\rho_w C_B^2} \right]_{\beta=0} \right\} \quad (3.46)$$

となる. 次式より β^* を求め, これを $\beta \geq \delta$ の領域の各式に適用するものとしている.

$$\beta^* = \beta_0 + \frac{\delta - \beta_0}{\delta} \beta \quad (3.47)$$

(4) 壁面の弾性変位を考慮した波圧理論

これまでに示した理論は, 水面が衝突する鉛直壁あるいは平板を剛体として取り扱ったものである. しかし, ケーソン等の海洋構造物には, 水面の衝突にともない壁面には弾性変形が生じている. 高橋ら(1999b)は, この壁面の弾性変位によって水塊の衝突による衝撃が緩和され, 衝撃波圧が低減していることを示している. また, 津田・高山(2006b)は, Bagnold 理論を拡張し, 封入空気層と壁面の弾性変位を考慮したモデルで衝撃波圧式を導いている.

図-3.17 に示すように, 壁面との間に封入された厚さ D の空気層を衝突水塊が速度 V_H で圧縮するモデルを想定する. K は水塊の付加質量の換算長である. 簡単のため, 受圧壁面は一様な分布バネに支承された剛体とする.

衝突前の封入空気の圧力を大気圧 p_0 とすると, 圧縮された空気層の圧力 p は,

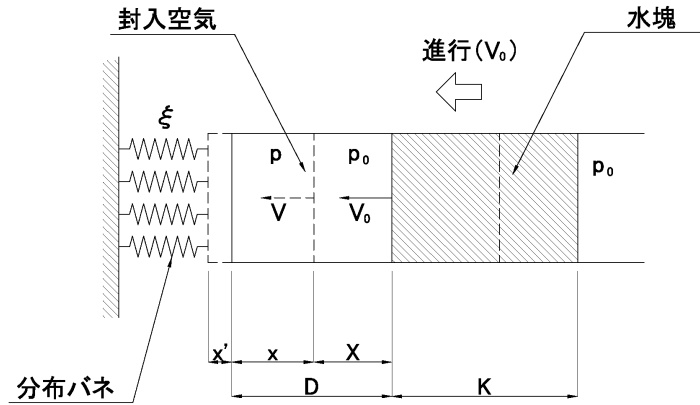


図-3.17 空気圧縮と壁面の弾性変位を考慮したモデル

$$p = p_0 \left(\frac{D}{x - x'} \right)^\gamma \quad (3.48)$$

で示される。ここに、 x は空気層の厚さ($= D - X$)、 X は水塊の移動量、 x' は受圧壁面の移動量である。

衝突水塊の運動方程式は、

$$\rho_w K \frac{d^2 x}{dt^2} = p - p_0 \quad (3.49)$$

である。また、分布バネの弾性係数 ξ とすると、受圧壁面の運動方程式は、

$$-\xi x' = p - p_0 \quad (3.50)$$

で示される。これに、式(3.48)を代入して整理すると、

$$x = D^{\gamma+1} \left(\frac{1}{D} - \frac{\xi}{p_0} \frac{x'}{D} \right)^\gamma + x' \quad (3.51)$$

となる。受圧壁面の弾性変位が小さい($x'/D \ll 1$)ものとして、式(3.51)を級数展開して整理すると、

$$x' = \frac{x - D}{\zeta} \quad (3.52)$$

$$\zeta = 1 - \frac{D\gamma\xi}{p_0} \quad (3.53)$$

となる。

式(3.49)に式(3.48)および(3.52)を代入して積分すると、

$$\rho_w K \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 + \frac{2p_0 \kappa^\gamma D^\gamma}{\gamma - 1} \left(x + \frac{D}{\zeta - 1} \right)^{1-\gamma} + 2p_0 x = \text{const.} \quad (3.54)$$

$$\kappa = \frac{\zeta}{\zeta - 1} \quad (3.55)$$

となる。初期条件は、

$$\frac{dx}{dt} = -V_0 \quad (x = D) \quad (3.56)$$

であるから、式(3.54)および $x = D - X$ より、

$$V^2 = \left(-\frac{dX}{dt} \right)^2 = V_0^2 - \frac{2p_0}{\rho_w K} \left[\frac{\kappa^\gamma D}{(\gamma - 1)} \left\{ \left(\kappa - \frac{X}{D} \right)^{1-\gamma} - \kappa^{1-\gamma} \right\} - X \right] \quad (3.57)$$

が得られる。

ここで、空気層の圧縮変位が小さい($X/D \ll 1$)ものとして、式(3.57)の右辺を級数展開し、3次以上の項を無視すると、

$$\begin{aligned} \frac{dX}{dt} &= \pm V_0 \left\{ 1 - \frac{2p_0}{\rho_w K V_0^2} \left[\frac{\kappa^\gamma D}{\gamma - 1} \left\{ \kappa^{1-\gamma} - \kappa^{-\gamma} (1 - \gamma) \frac{X}{D} + \kappa^{-\gamma-1} \frac{(1-\gamma)(-\gamma)}{2} \left(\frac{X}{D} \right)^2 - \kappa^{1-\gamma} \right\} - X \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \\ &= \pm V_0 \left\{ 1 - \frac{2p_0 \gamma}{\kappa \rho_w K D V_0^2} X^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (3.58)$$

となる。初期条件 $t=0$, $x=0$ で積分すると、

$$X = \alpha' \sin \sigma' t \quad (3.59)$$

ここに、

$$\alpha' = \sqrt{\frac{\kappa \rho_w K V_0^2 D}{p_0 \gamma}}, \quad \sigma' = \sqrt{\frac{p_0 \gamma}{\kappa \rho_w K D}} \quad (3.60)$$

である。

式(3.48)および式(3.52), $x = D - X$ より、

$$p = \kappa^\gamma p_0 \left(\kappa - \frac{X}{D} \right)^{-\gamma} \quad (3.61)$$

が得られる. 空気層の圧縮変位が小さい($X/D \ll 1$)ものとして, 式(3.61)を級数展開すると,

$$p = p_0 + \frac{p_0 \gamma}{\kappa} \frac{X}{D} + p_0 \frac{\gamma(\gamma+1)}{2\kappa^2} \left(\frac{X}{D}\right)^2 \quad (3.62)$$

となる. これに式(3.59)を代入すると,

$$p - p_0 = \rho_w K V_0 \sigma' \left\{ \sin \sigma' t + \frac{\alpha'(\gamma+1)}{2\kappa D} \sin^2 \sigma' t \right\} \quad (3.63)$$

が得られる.

式(3.60)と受圧壁面が剛体として展開した式(3.27)より,

$$\alpha' = \sqrt{\kappa} \alpha, \quad \sigma' = \frac{1}{\sqrt{\kappa}} \sigma \quad (3.64)$$

が示される. 式(3.63)と式(3.26)を比較すると, 受圧壁面の弾性変位を考慮した波圧の時間波形は, 受圧壁面が剛体としたケースの振幅と周期がそれぞれ $\kappa^{-1/2}$ 倍となっている.

式(3.63)において, 衝撃波圧が最大となるとき,

$$\frac{dp}{dt} = \cos \sigma' t \left(1 + \frac{1+\gamma}{\kappa D} \alpha' \sin \sigma' t \right) = 0 \quad (3.65)$$

であるから, $\cos \sigma' t = 0$, $\sin \sigma' t = 1$, 断熱圧縮 ($\gamma = 1.4$)として整理すると, 最大波圧

$$\frac{p_{\max}}{p_0} = 1 + 1.18 \left(\frac{\rho_w K V_0^2}{\kappa p_0 D} \right)^{1/2} + 1.2 \left(\frac{\rho_w K V_0^2}{\kappa p_0 D} \right) \quad (3.66)$$

が得られる.

図-3.18 は, 衝突水塊厚 $K=3.9\text{m}$, 空気層厚 $D=0.2\text{m}$ としたときの式(3.63)で示した衝撃波圧の時間変化を, 弾性係数 $\xi = \infty$ (剛体), $166, 2, 1\text{MN/m}^2$ の各ケースについて示したものである. ここで弾性定数は, 等分布荷重の波圧を両端固定梁に載荷した場合の, 波圧と梁中央に発生するたわみすなわち弾性変位の比としている. $\xi = 166\text{MN/m}^2$ は, 壁厚 0.5m , 隔壁スパン 5m の標準的な RC ケーソン壁を想定したものである. その他の条件は前掲の

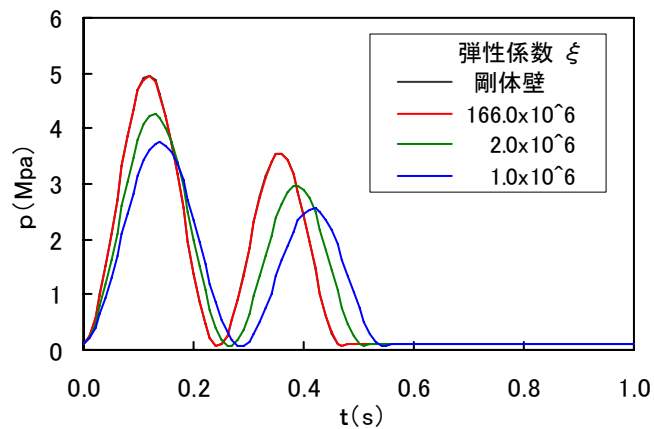


図-3.18 衝撃波圧の時間変化

図-3.10 と同等である。

$\xi = 166\text{MN/m}^2$ のケースでは、剛体のケースに対して最大波圧で 0.2% の低下に留まっている。図には示していないがケーソン壁厚 0.3 m ($\xi = 36\text{MN/m}^2$) のケースでも最大波圧の低下はほとんど生じていない。

図-3.19 は、衝突水塊厚 $K=3.9\text{m}$ 、空気層厚を 1.0~0.1m としたときのたわみ弾性係数と衝撃波圧の最大値との関係を示している。波圧の最大値は、空気層厚ごとに弾性係数 $\xi = \infty$ (剛体) のケースの最大波圧で無次元化している。

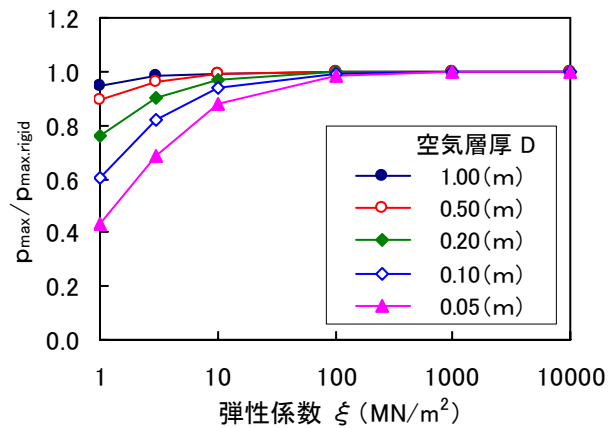


図-3.19 弾性係数と衝撃波圧の最大値

空気層厚によらず、壁面の弾性係数が小さいほど波圧の最大値が小さくなる傾向を示している。また、封入空気の層厚が小さくなると波圧の低下が顕著となる。これは、空気層が薄くなると壁面のたわみ弾性に対して相対的に硬くなり、空気層のクッション効果が小さくなるためである。

表-3.1 は、参考のためいくつかのケーソン壁の形状に対する弾性係数と波圧 100kN/m^2 を載荷した場合のたわみを示している。通常のケーソン壁の形状では、弾性係数が $100 \sim 1000\text{MN/m}^2$ の範囲にあり、弾性変位は 1mm より小さい。図-3.19 から受圧壁面の弾性変位による衝撃波圧の低減効果はほとんどないものと見なせる。

表-3.1 ケーソン形状と弾性係数

梁モデル	単位	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	備考
スパン長	(m)	6.00	5.00	4.50	4.00	ケーソン隔壁スパン
厚さ	(m)	0.40	0.50	0.80	1.00	ケーソン壁厚
幅	(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	単位幅
断面2次モーメント	(m^4)	5.33E-03	1.04E-02	4.27E-02	8.33E-02	
最大たわみ	(mm)	2.39	0.59	0.09	0.03	100kN/m^2 載荷時の弾性変位
たわみ弾性係数	(MN/m^2)	41.04	166.21	1037.63	3246.25	

(5) 栈橋・水平版

栈橋の床版に作用する揚圧力は、衝撃性の力であることが明らかにされている(永井ら, 1966; 伊藤ら, 1967 他)。この衝撃的揚圧力は、前述の鉛直壁に作用する衝撃波力と同様に、衝突水塊の運動量の急変による力として取り扱うことができる。合田(1967a)は図-3.20 に示すような、水平版に作用する揚圧力を以下のように導いている。

微小振幅の完全重複波を想定し、水平版の幅 D が波長 L に比べて十分小さい ($kD \ll 1$) ものとする、水面の接触幅 b は、

$$b = \sqrt{\frac{2\sigma_1 \cot \sigma_0}{k}} \quad (3.67)$$

で与えられる。ここに、

k : 入射波の波数

σ : 入射波の振動数

t_l : 衝突後の時間

t_0 : 水面が水平版下面に衝突した時刻

である。

衝突によって運動量を失う水塊部分は半径 b の $1/4$ 円であり、補正率 ζ を導入すると、単位幅当たりの付加質量 M' は、

$$M' = \zeta \frac{\pi}{4} \rho_w b^2 = \zeta \frac{\pi}{2} \frac{\rho_w}{k^2} \sigma_1 \cot \sigma_0 \quad (3.68)$$

である。したがって、延長 b の水平版に作用する衝撃的揚圧力 P は、

$$P = \zeta \frac{\pi}{2} \rho_w \frac{\sigma^2}{k^2} H b \cos \sigma_0 \cot \sigma_0 = \zeta \frac{\rho_w g}{4} H L b \tanh kh \left(\frac{H}{R} - \frac{R}{H} \right) \quad (3.69)$$

となる。

この衝撃波力は、衝突の瞬間から波面が水平版全体に衝突する ($b = D$) までの間、ほぼ一定強度の矩形パルス型の力で、その作用時間 τ は、

$$\tau = \frac{\pi T D^2}{L^2} \frac{R}{\sqrt{H^2 - R^2}} \quad (3.70)$$

である。水平版下面が波高の中分面に等しい場合 ($R = 0$) は、揚圧力が無限大となるが、作用時間は 0 となり、力積 I は、

$$I = P \tau = \zeta \frac{\pi^2 \rho_w D^2 b_b}{2T} \sqrt{H^2 - R^2} \quad (3.71)$$

で示される有限な値となる。

谷本ら(1978)は、進行波や重複波による水面付近の部材に作用する揚圧力について実験を行い、Bagnold 理論と Wagner 理論を拡張して衝撃波力のモデルを構築している。衝撃波力は、波面の衝突速度 V とその角度 β によってきまり、 β が正であれば、空気を閉じこめない Wagner 型の衝撃力が発生し、負であれば空気を閉じこめる Bagnold 型の衝撃力が発生するものとしている。ただし、 β が

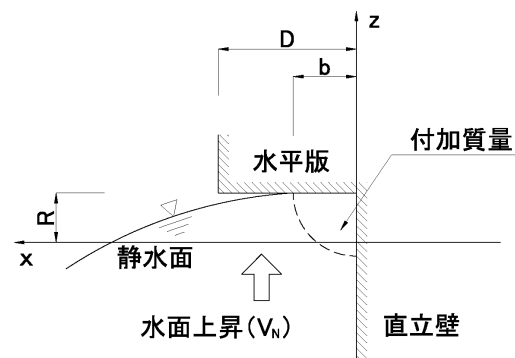


図-3.20 水平版に衝突する波面

なり小さいときには薄い空気層がトラップされて Bagnold 型の衝撃力となるものとしている。

3.2.2 波圧の時間波形

合田(1967b)は実験により、衝撃砕波圧の発生時には壁前面に空気層が存在することを検証し、Bagnold が唱えたように衝撃砕波圧は空気圧縮をともなうことを明らかにした。衝撃波力は水塊が壁面に衝突する際の急激な運動量の変化によるもので、**図-3.21**に示すように、衝撃波力の時間波形は封入空气の有無によって大きく2つに分類される。波圧波形が直線的に立ち上がる単発型衝撃波圧と、立ち上がりが正弦波的な傾向を示し減衰振動をともなう減衰振動型衝撃波圧である(合田・原中, 1967; 荒見・服部, 1989 他)。

単発型は、封入空気層が薄く堤体への衝突の瞬間には離脱しているため、衝突水塊がスプラッシュとなって上方に打ち上げられる瞬間には衝撃波圧はすでに消滅している(荒見・服部, 1989)。減衰振動型は、波面の頂部が厚い空気層を巻き込み衝突し、衝撃波圧の時間波形は直線的から正弦波的な波形に傾向が強まり、減衰振動を示す。

その他に、ふた山型(合田・原中, 1967)、ふたつ山型(荒見・服部, 1989 他)などの複合型衝撃波圧がある。減衰振動型の衝撃波圧が発生する場合に、波頂部が堤体に直接衝突する部分の周辺では、単発型と同様に瞬間的に波圧が立ち上がり、それに続いて減衰振動が発生している。

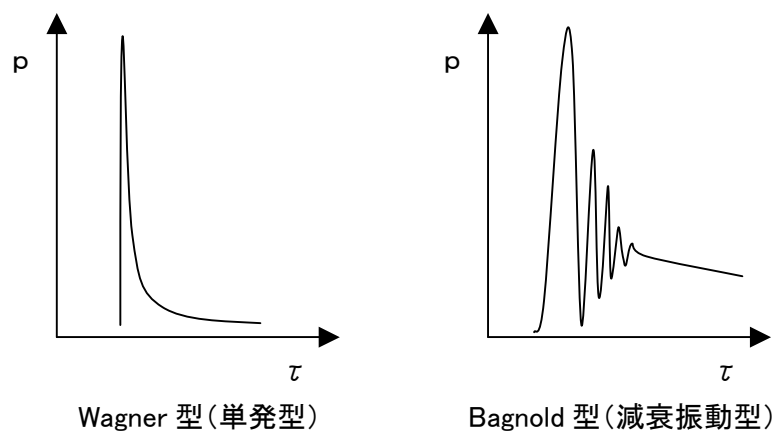


図-3.21 衝撃波圧の時間波形

高橋ら(1983)は、波面が空気を巻き込まずに衝突するとき生じる Wagner 型、波面が空気を閉じ込めこれを圧縮した場合に生じる Bagnold 型とその混在型に区分している。前者は、角度が小さいほど波圧の時間波形の立ち上がりが急となりピーク値が大きくなる。後者は、空気の巻き込み量が多いほどピーク値が小さくなり衝撃波圧の継続時間が長くなる。また、Rundgren(1958)は波圧波形をその発生機構から分類して、Wagner 型に相当するものを Ventilated shock, Bagnold 型に相当するものを Compression shock, 混在型の Wagner 型に相当するものを Hammer shock と称している。重複波圧からの移行段階での空気塊を連行しない

ケースを Flip-through (Cooker ら, 1990) と称することもある。

安田ら(1993)は、砕波形式と衝撃砕波圧の関係を検討している。砕波点前においては、波頂部では崩れ波型でのみ鋭いピークが見られ、静水面では崩れ波型、巻波型いずれも重複波圧的な波形である。砕波点においては、波頂部で砕波形式に関わらず Wagner 型の衝撃波圧が発生し、静水面下では崩れ波型で重複波圧的な波形、巻波型では減衰振動型の波形が現れている。砕波点後においては、波頂部では崩れ波型では巻波型より鋭いピークが残り、静水面下では崩れ波型で重複波圧的な波形、巻波型で減衰振動型の波形が見られる。Wagner 型の衝撃波圧は砕波水塊が衝突する限られた範囲でしか発生していない。また、安田ら(1996)は、複合型砕波による衝撃波圧が、巻波砕波や崩れ波砕波による衝撃波圧より危険であることを示している。

3.2.3 波圧強度と継続時間

表-3.2は、砕波水塊が直立壁に衝突した際に発生した衝撃波圧や水平版に作用した揚圧力のピーク値と継続時間を整理したものである。表中の*印は光易(1965)が、#は Blackmore and Hewson(1984)が整理したものである。古くから多くの研究者によって強大な衝撃波圧が認識されていたことが分かる。Blackmore and Hewson(1984)は、その他に1937年より古い現地観測事例を多数示しているが、計測機器の精度に問題がある。また、文献中のデータから読み取ったものは、波圧計の応答特性や受圧面積など不明なデータも含まれている。

模型実験により得られた衝撃波圧の波圧係数 $p/\rho_w gH$ の多くは5~40に分布し、最大では200を超えるデータ(合田・原中, 1967)も報告されている。衝撃波圧の継続時間は1~20msと非常に短い。現地観測により得られた衝撃波圧の波圧係数は、模型実験データより小さい傾向を示している。また、継続時間は50~800msで、模型実験データより1オーダー以上長い。図-3.22の現地観測事例は、50Hzのサンプリングであるため詳細は不明であるが、静水面上で衝撃的な波圧波形が記録されている。波圧係数は2.0、継続時間は0.5~1.0sである。

模型実験、特に孤立波を使用した実験では、乱れない波面が作用した時のいわば理想的な波面の衝突による波圧データが記録されている。それに対して、現地の波は沖波であっても波面は乱れており、さらに砕波による波峰部や前面の泡立ち、先行して直立壁に衝突した水塊のしぶきの影響など、衝突する波面の乱れが多い。また、巻き込み空気による縮尺効果(Bagnold, 1939)や現地観測の波圧計は受圧面積が大きく衝撃波圧が平均化される(谷本ら, 1983)ことなどによって、現地観測データは模型実験データと比較してピークの鋭い波圧波形が発生し難いものと思われる。

なお、水平版に作用する揚圧力は静水面からのクリアランスの影響を強く受けること、ここで示した実験の縮尺が比較的大きいことなどから、直立壁より小さい値を示している。

表-3.2 衝撃波圧のピーク波圧と継続時間

測定者	測定方法	壁体形式	縮尺 波高(cm)	波の種類	波圧係数 $p_{peak}/\rho_w gH$	継続時間 τ (ms)
* Bagnold(1939)	模型実験	直立壁	H=25	孤立波	20 ~ 224	1 ~ 5
* Denny(1951)	模型実験	直立壁	-	孤立波	10 ~ 110	1 ~ 10
* Ross(1955)	模型実験	直立壁	-	規則波	10 ~ 120	1 ~ 10
* 林(1956)	模型実験	直立壁	-	孤立波	5 ~ 40	7 ~ 20
* 永井(1958)	模型実験	直立壁	-	規則波	3 ~ 14	-
* Rundgren(1958)	模型実験	直立壁	-	規則波	5 ~ 19	2 ~ 7
* 光易(1965)	模型実験	直立壁	-	規則波	5 ~ 20	10 ~ 50
合田・原中(1967)	模型実験	直立壁	H=7.9~9.3	規則波	10 ~ 144	1.2 ~ 20
谷本ら(1983)	模型実験	直立壁	H=35.1	規則波	45 ~ 300	5 ~ 60
荒見・服部 (1989, 1990)	模型実験	直立壁	H=7~9	規則波	~ 42	0.5 ~ 13
安田ら(1993)	模型実験	直立壁	H=3.3~8.7	規則波	2 ~ 14	20 程度
由井・服部(1993)	模型実験	直立壁	H=3~6	規則波	~ 43.7	0.9 ~
田畑・中山(1996)	模型実験	直立壁	1 / 30	規則波	~ 6	~ 10
広井(1908)	現地観測 (小樽港)	直立壁	1 / 1	不規則波	~ 490kN	-
# Rouville et al. (1938)	現地観測 (Dieppe 港)	直立壁	1 / 1	不規則波	1 ~ 38	50 ~ 100
# Kuribayashi et al.(1958)	現地観測 (Haboro 港)	直立壁	Hb=450	不規則波	~ 2.5	-
# Millar et al. (1974)	現地観測 (Cape Cod)	直立壁	Hb=90	不規則波	~ 4.6	-
# Blackmore and Hewson(1984)	現地観測 (Ilfracombe)	Beach 直立壁	Hb=80~130	不規則波	1.1 ~ 2.4	300~800
谷本ら(1978)	模型実験	水平版	H=10~24	規則波	1 ~ 11	-
谷本ら(1980)	模型実験	水平版	1 / 16	規則波	1 ~ 9	-
高橋ら(1984)	現地観測 (新垂水)	スリットケーン 遊水部	1 / 1	不規則波	0.6~1.5 (平均値)	500~900
小松原ら(1994)	模型実験	水平版	1 / 25	規則波	2 ~ 10	-
永井ら(1966)	模型実験	水平版	1/10, 1/20	規則波	1 ~ 9	-
高橋ら(1999b)	模型実験	水平版	H=10~60	規則波	1 ~ 23	1 ~ 35
下迫ら(2001)	模型実験	水平版	H=50~225	規則波	1 ~ 6	30 ~ 150

辻岡・服部(1996)は実験により得られた衝撃碎波圧のピーク値は、3母数対数正規分布によって記述できることを示している。また、単発型と減衰振動型では母数が大きく異なり、これは撃波圧の発生機構の違いによるものとしている。衝撃波圧のピーク値やその最大値は単発型の方が減衰振動型より大きい、波力については同等か減衰振動型の方が上回ることもある。これは、単発型の波圧は立ち上がり時間が短く時間差があるため波力への寄与が小さいのに対して、減衰振動型は封入空気によって波圧分布が一様でほぼ同時刻に発生しているためである。

剛性の低い壁面が衝撃波圧を受けて変形すると、波圧はその影響を受けて変動する。壁面の変形によって碎波の衝突エネルギーが吸収され、最大衝撃波圧は剛な壁面と比較して低下している(由井・服部, 1992)。ただし、衝撃波圧の継続時間が長くなり、力積はほぼ一定となる。



図-3.22 衝撃波圧の現地観測事例

衝撃波圧のピーク値の発生確率は対数正規分布に従い、ピーク値の発生範囲、平均値、標準偏差が壁厚の減少につれて小さくなっていることから、衝撃波圧のピーク値に対する壁面変形効果が確認されている(由井・服部, 1993). 衝撃波圧におよぼす壁体剛性の効果は、継続時間 τ が短い単発型衝撃圧ではほとんど認められず、減衰振動型では壁体の変形によって τ が増大する傾向が見られる. すなわち、力積が壁体の変形によって変動している.

ケーソンを3次元でとらえた場合、前面壁の波圧が増大すると、隣接ケーソンとの隙間に位置する側壁の波圧は指数関数的に減少する(田畑・中山, 1996). ひずみのピークは衝撃波圧のピークより遅れて発生する. ケーソン壁の水平ひずみは波圧と同様に減衰振動波形を示し、水張りより中詰め砂のケースの方が減衰が大きい.

3.2.4 波圧の平面分布

衝撃波圧の平面分布は空気の封入量によって異なる特性を示す. 単発型衝撃波圧の鉛直分布はわずかに封入された位置を最大とし、波圧が急激に減衰する三角形分布、減衰振動型は砕波波頂の衝突位置で最大値をとり封入空気塊の存在範囲ではほぼ一定の波圧分布となる(荒見・服部, 1990; 安田ら, 1996 他). スリットケーソン遊水室では、上床版から離れるほど小さくなるものの、上床版のみならず遊水室内や下床版にも減衰振動型の波圧が観測されている(高橋ら, 1984).

単発型衝撃波圧は立ち上がり時間が短く、位置によって発生時刻にわずかな時間差が生じるため、大きいピーク波圧であっても波力への寄与が小さい。それに対して、減衰振動型は封入空気塊によって波圧強度分布が広範囲に一様化されるだけでなく、発生時刻にほとんど差がない。このため、最大波圧では単発型が減衰振動型より大きくとも、最大波力では減衰振動型の方が大きく、ばらつきに関してはほとんど差が見られない(辻岡・服部, 1996)。

3.2.5 力積

入射波の運動量に対して衝撃波圧の力積がほぼ一定となることは多くの研究者より指摘されている(Bagnold, 1939; 光易, 1959 他多数)。例えば、衝撃砕波圧のピーク値が $60 \sim 1,340 \text{gf/cm}^2$ ($5.9 \sim 131 \text{kPa}$)、作用時間が $1.2 \sim 20 \text{ms}$ とばらつきが大きいのにに対して、力積は $0.66 \sim 3.12 \text{gfs/cm}^2$ ($64.7 \sim 306 \text{Pa}\cdot\text{s}$) の範囲に収まっている(合田・原中, 1967)。

服部・由井(1993)は衝撃波圧の最大値 p_{max} と作用時間 τ の実験データの包絡線を $p_{max} = k\tau^a$ とすると、係数 a は力積一定となる -1 より大きく単発型で $-2/3$ 、減衰振動型では振動周波数によって区分し、 $-1/2$ 、 $-1/3$ を得ている。また、封入空気厚が大きいと波圧の最大値も小さくなるが、力積は大きくなることを示している。

安田ら(1993)は、砕波形式と力積の関係を検討している。鋭いピークの衝撃波圧の継続時間 0.02s における力積では、波頂点では砕波形式による力積の変動が見られるが、静水面以下ではほとんど違いが見られない。波圧がほぼ一定値となるまでの継続時間 0.5s に対する力積では、砕波形式や直立壁の位置によってほとんど影響を受けない。

3.3 RC 部材の動的応答

3.3.1 概要

衝撃波力の特徴を把握するとともに衝撃波力の作用を受ける RC 部材の応答を検討するため、大型水路で模型実験を実施した。写真-3.1 は、大型水路での実験の様子を示すもので、幅 40cm 有効スパン 2.4m の実規模に近いスケールの RC 部材に衝撃的な揚圧力が作用し、沖側に飛沫が大きく上がっている様子を示している。

実験は大縮尺模型によって、波による衝撃力の基本的なデータを得ることを目的としており、直立壁前面に RC 部材を水平に置き、上下する重複波の波面の衝突による衝撃揚圧力を作用させている。衝撃波力の波力特性や RC 部材の動的応答特性を検討している。実験模型は栈橋や直立消波ケーソンなど複雑な形状のものではなく、単純な梁を対象としている。



写真-3.1 実験状況

3.3.2 模型実験の方法

(1) 実験装置

実験は、図-3.23 に示すような全長 105m、幅 3m、深さ 2.2m の大型造波水路で行った。海底勾配は 1/100 とし、造波機から 42m、水深 130cm の地点に反射壁と模型の RC 部材を設置した。

反射壁は鋼製ケーソンを使用し、滑動を防止するため背後にモルタルを打設して水路に強固に固定した。RC 部材模型は、鋼材で作成した固定架台、ケミカルアンカーで水路の RC 壁に固定した。

(2) 模型の諸元

使用した実験模型は、有効スパン長 240cm、幅 40cm、厚さ 10~30cm の RC 梁である(写真-3.2、表-3.3)。部材のスパン方向が水路の横断方向と平行になるように設置し、下から重複波が作用するようにしている。両端は模型の支承部で、剛性を大きくして固定端としている。

配筋は、厚さ 10cm の部材は単鉄筋、厚さ 20, 30cm の部材は被り 5cm の複鉄筋とした。

ケーソン壁や栈橋の床版などの実構造部材と同様に、両端部には補強筋を配置して部位による耐力を調整した。模型を両端固定梁とした場合の固有振動周期は、水の付加質量を考慮して厚さ 10, 20, 30cm で 26, 11, 7ms である。

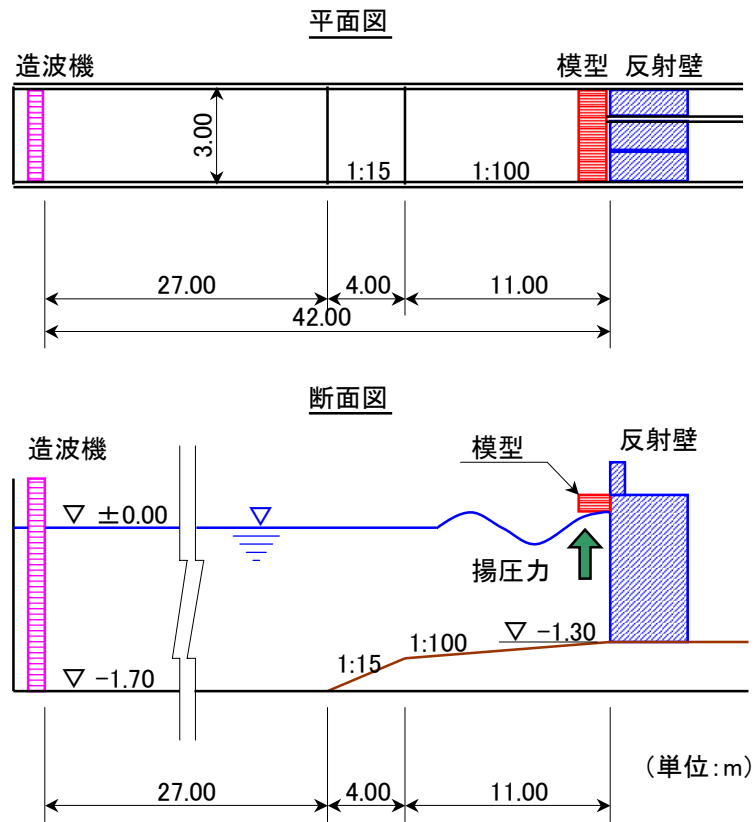


図-3.23 実験水路

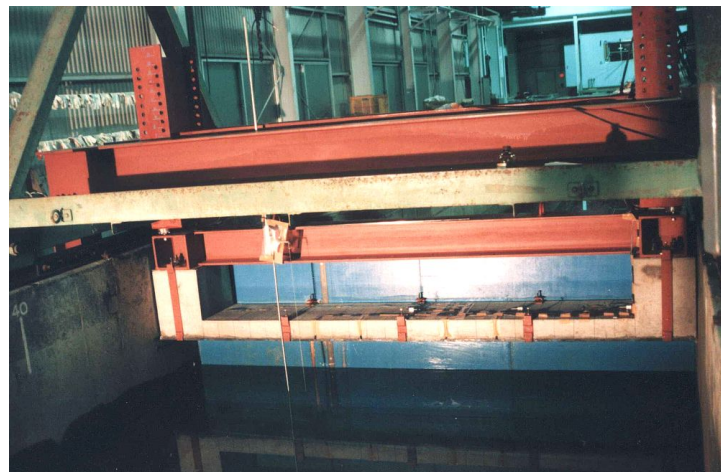


写真-3.2 RC 梁模型

表-3.3 RC 梁模型の形状

模 型	B10	B20	B30
厚 さ (cm)	10	20	30
標準配筋	D6 - 4 本	D10 - 4 本	D10 - 4 本
端部補強筋	D10 - 3 本	D10 - 3 本	D13 - 3 本
被 り (cm)	5.0	5.0	5.0
鉄筋比 (%)	0.87	1.4	1.2

(3) 材料試験

実際の RC 部材の材料特性を考慮した解析を行うために、コンクリートと鉄筋の材料試験を行った。コンクリートは、模型作成時に材料試験の供試体を作成し、JIS 規定の試験法に従い圧縮試験、曲げ試験、引張(割裂)試験を実施した。鉄筋は引張試験を実施した。得られたコンクリートの材料特性値は、圧縮強度 34.6N/mm^2 、ヤング係数 30.3kN/mm^2 、ポアソン比 0.20、引張強度 2.7N/mm^2 、曲げ強度 4.9N/mm^2 である。鉄筋は、D6、D10、D13 について、それぞれ降伏強度 357、337、349 N/mm^2 、引張強度 505、456、505 N/mm^2 、ヤング率 1.8×10^5 、 1.6×10^5 、 $1.8 \times 10^5\text{N/mm}^2$ であった。

(4) 実験ケース

衝撃波力は Bagnold 型と Wagner 型に大きく分類されるため、両方のケースが作用するよう入射波、模型設置高さを設定した。模型厚さ 10~30cm に対して、入射波高 10~60cm、周期 2~4s を作用させた。模型位置での波長は 5.6~13.3m である。模型設置高さは、静水面上 0 および 30cm とした。

このうち、模型設置高さが静水面上 30cm で入射波周期 2s のケースが Wagner 型衝撃波力を想定した実験、その他のケースは Bagnold 型衝撃波力を想定した実験である。なお、基礎データの取得を目的としているため、実験は規則波で行った。

(5) 計測項目および計測装置

計測器の設置を図-3.24 に示す。水面変位(波高)は RC 梁の反射壁側と沖側に設置した容量式波高計で、局所的な揚圧力(波圧)は模型の下面に貼り付けた 20 個の波圧計で、揚圧力の合力は防水処理を施した引張圧縮両用の荷重計により計測した。波圧計は、波面の衝突面に凹凸が生じないように、厚さ 1cm のアクリル版に埋め込み、アクリル版を RC 梁の表面に貼り付け固定した。水面の RC 梁への衝突速度や衝突時の水面傾斜角は水面変位から算定した。揚圧力の合力は、波圧データを分担面積で重み付けし、合算したものからも算定している。

部材の応答は、部材の加速度は加速度計で、鉄筋ひずみ、コンクリート表面のひずみはひずみゲージで計測した。計測位置は、それぞれ梁の両端部と中央部である。

各計測器の固有振動周波数は、それぞれ波圧計5kHz、荷重計 10kHz、加速度計 70Hz、ひずみゲージ 20 kHz である。ただし、荷重計は質量1tの模型を載荷した状態では 200Hz となる。加速度計の応答周波数は 42Hz であり、計測精度に問題が残るため、参考程度に留めるものとする。

計測データは、図-3.25 に示すように、動ひずみアンプ等で増幅し、リアルタイムでAD変換して、デジタルデータとしてパソコンに収録した。収録時間は入射波が定常状態となる 30~90 sとした。衝撃波圧の継続時間の最小値が数 ms であることから、サンプリング周波数は1~5 kHzとした。

RC 梁を設置する前に、作用する重複波の水面変位を計測し、その特性を検討している。また、衝撃波力は水面の衝突速度や空気の巻き込みの影響を強く受けるため、水槽のガラス面部に別途、簡易模型を設置して波面の衝突の様子を高速ビデオで記録した。これを用いて上昇中の水面の擾乱や衝突速度について検討を行った。

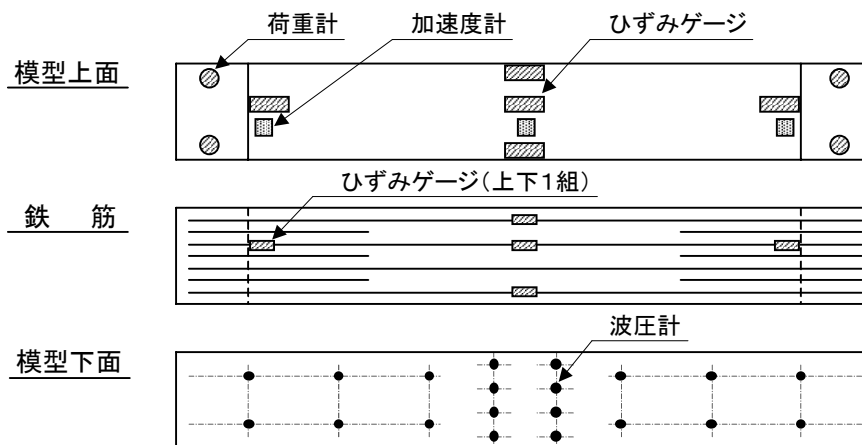


図-3.24 計測器の設置位置

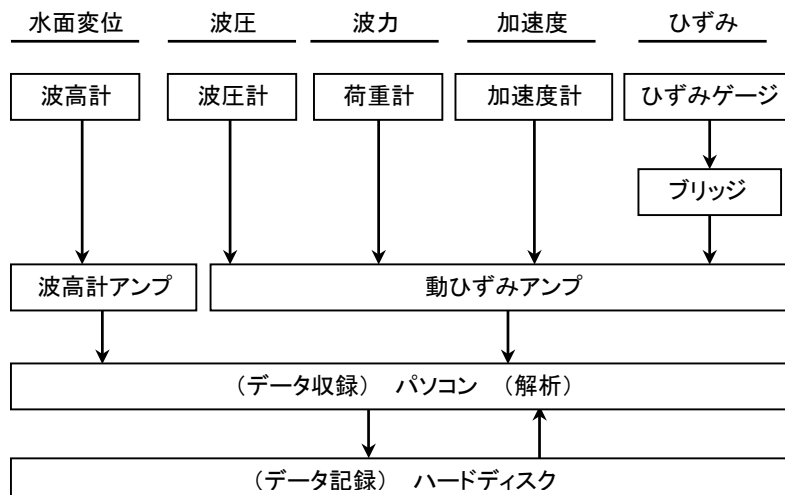


図-3.25 計測装置の系統図

3.3.3 波面の衝突

(1) 波面の衝突状況

鉄筋コンクリート(RC)模型の実験に先立ち、大型水路のガラス面部に簡易模型を設置して、水平版に対する波面の衝突状況を確認した。

水平版に衝突する波面の形状は、入射波の波高、周期、水平版の設置高さなどによって、**図-3.26** のように変化する。(a)波面移動型:反射壁側で波面が先に衝突($\beta > 0$)し沖側へ空気を押し出しながら衝突点が移動する、(b)波面移動型(返しあり):(a)と同様であるが水平版の下面に沿って沖向きに水塊が流れる、(c)空気巻込型(薄層):沖側で波面が先に衝突($\beta < 0$)し空気を封入する、(d)空気巻込型(空気塊):(c)と同様であるが、波の波形勾配が大きく封入空気が厚い、(e)同時型:波面が水平($\beta = 0$)で反射壁側から沖側にかけてほぼ同時に衝突する、に大きく分類できる。

図には、静水面上0および30cmに設置した幅40cmの水平版に入射波高10~60cm、周期2~4sの波を作用させたときの衝突波面の分類結果も示している。水平版の設置高が低い場合は空気巻込型が発生し、波形勾配が小さいほど封入空気層が薄くなる。水平版の設置高が高くなると、波面移動型、設置高が波高の1/2前後で波形勾配が小さい場合は同時型が発生している。

波面移動型ではWagner型衝撃波力、その他の形式ではBagnold型衝撃波力の発生が想定される。

図-3.27 は、波面が最も低下した時刻から波面が水平版に衝突するまでの水面形状の時間変化を高速ビデオから読み取ったものである。静水面上に設置した幅 $B=40\text{cm}$ の水平版に入射波高 $H=60\text{cm}$ 、周期 $T=4\text{s}$ の波を作用させたケースで、水面の乱れがなければ薄層の空気巻込型となる。

3次ストークス理論では反射壁前面で波面が $-26\sim-44\text{cm}$ の間で上下し、衝突0.1s前に急激に上昇して水平版に衝突している。滑らかな波面が沖側から先に衝突($\beta < 0$)し、封入空気の最大厚さは5cmである。実験では水平版によって波面が乱され、複雑に変動しながら上下動している。ただし、衝突の直前には水平版と波面の間の空気層によって乱れが低減されるようである。波面が衝突して空気を封入する前の段階から、水平版とガラス面の隙間から空気が噴出していることから、衝突前に空気の圧縮が始まっているものと思われる。

(2) 波面上昇速度

図-3.28 は、RC模型の沖側端で計測した水面変位から計算した、周期2sの重複波の波面上昇速度 V を示したものである。反射壁前面($x=0$)でのストークスの3次近似理論値と実測値、そして梁がある場合の実測値を示している。例えば、入射波高が30cm、静水面で $x=0$ での理論値は、90cm/sで実測値とほぼ同じであるが、梁があるとやや低下している。ただし、梁がある場合の実測値は測定上精度に問題がある。このとき反射壁から $x=40\text{cm}$ では理論値が $x=0$ の90%程度で、平均の傾斜角 β は負となり、空気を巻き込むBagnold型衝撃力となる。

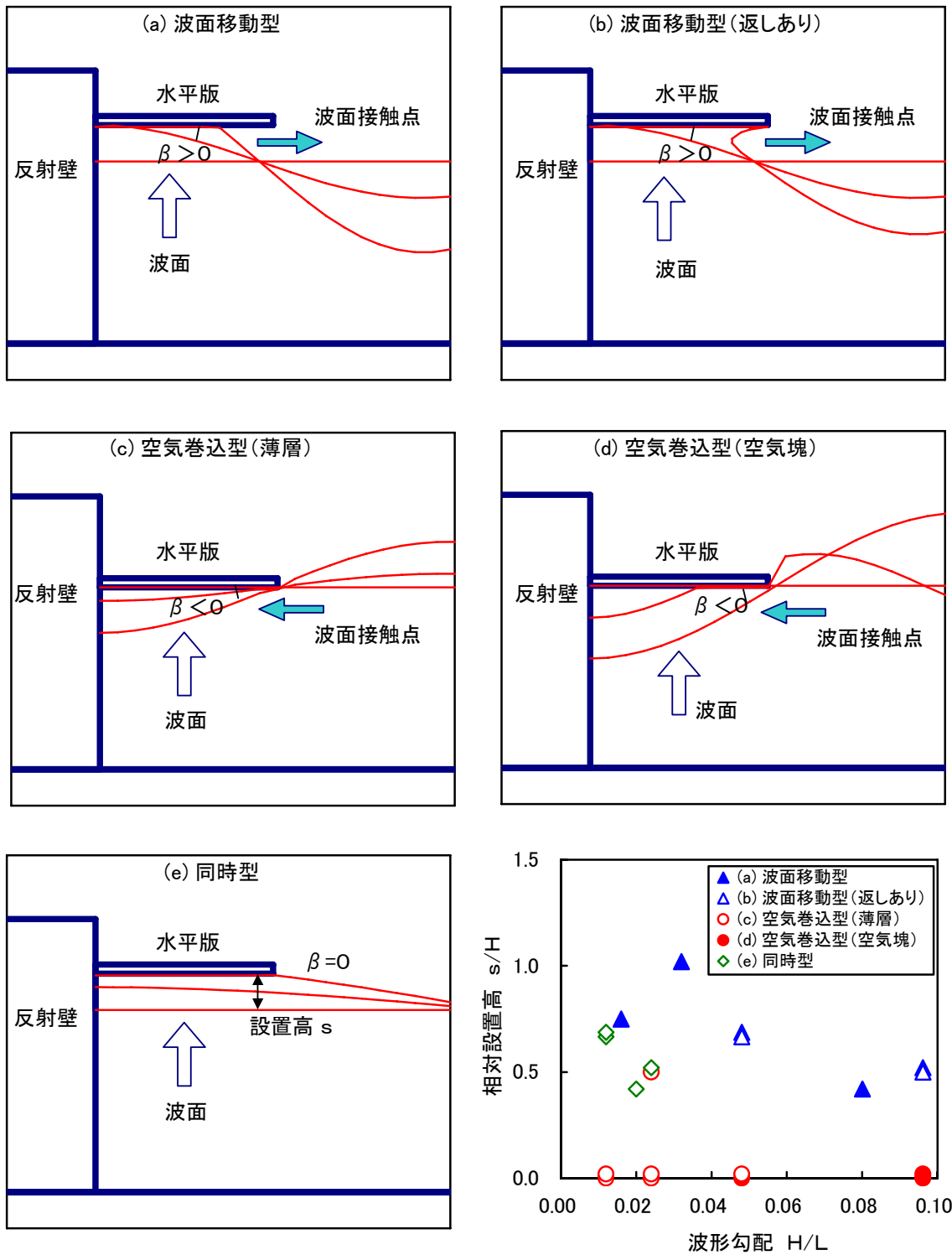


図-3.26 波面の衝突パターン

$H=40\text{cm}, s=30\text{cm}$ では, V の理論値は $x=0$ では, 130cm/s で, $x=40\text{cm}$ では 80cm/s となり, β は正で 6.5° 程度となる. この場合は, 反射壁付近では Bagnold 型であるが $x=40\text{cm}$ 近くでは Wagner 型が予想される. 他の周期についても計算しているが, 周期が長いほど V は小さくなるが β も小さくなり, ほとんどの場合, Bagnold 型が予想される. 明らかに Wagner 型が予想される平均の角度 β が 5° 以上となるのは, この周期 2s で $s=30\text{cm}$ 以上の時である. 一方, 幅が 100cm と広い場合には平均角度 β はかなり大きくなる. ただし, 平均角度が大きくなっても, 反射壁付近の角度はかなり 0° に近い.

(3) 波面の衝突角度

図-3.29 は, 幅 40cm の水平梁に対する波面の衝突角度 β のストークス3次近似理論値と実測値を示している.

水平梁に波面が最初に衝突した瞬間の平均的な波面の傾斜である. 波面の乱れによって実験値のばらつきが大きいものの, 実験値と理論値の傾向が一致していることが分かる.

空気巻込型 ($\beta < 0$) では巻き込まれた空気が波面を平滑化するため, 実験値は理論値より小さくなっている. 波面移動型 ($\beta > 0$) では空気が沖側に逃げるため, 波

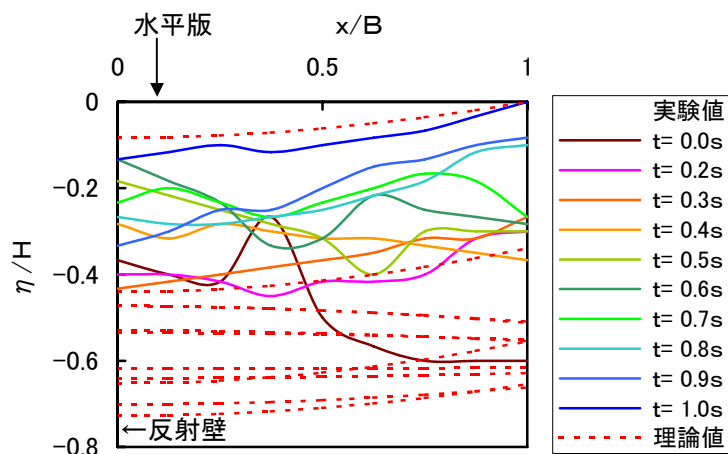


図-3.27 衝突波面の変動状況

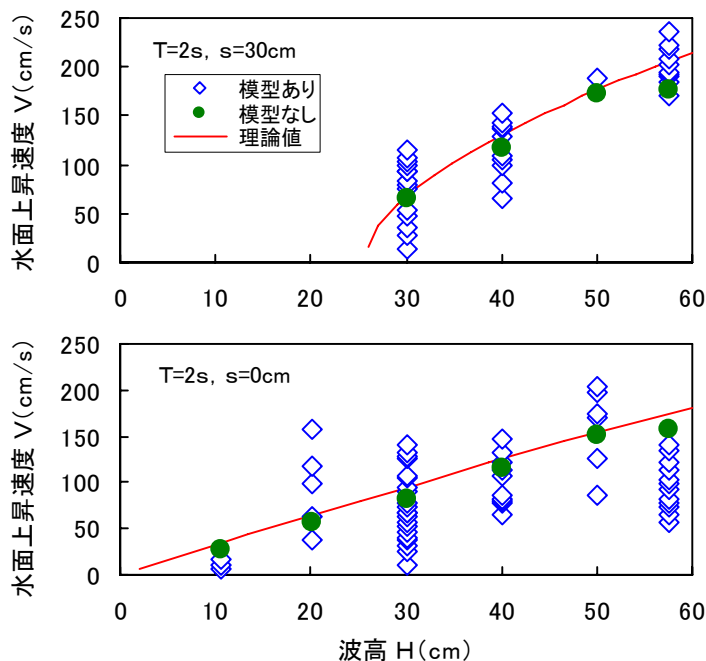


図-3.28 波面上昇速度

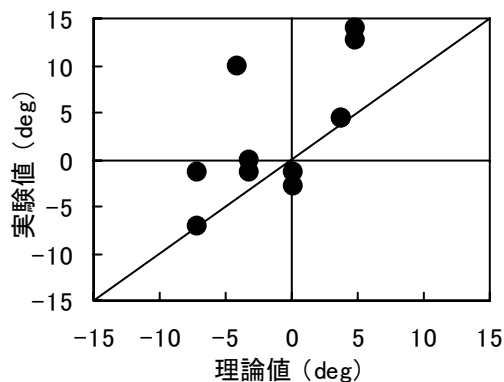


図-3.29 波面の衝突角度

面の乱れが低減されず実験値は大きい値を示している。同時型 ($\beta \approx 0$) では空気が沖側へ逃げられず、空気を巻き込み $\beta < 0$ となっている。

3.3.4 測定波形の例

(1) 測定波形の例

図-3.30(a), (b)は、幅 40cm 厚さ 10cm の RC 梁に作用する波圧波形である。(a)は周期 $T=2s$, 波高 $H=30cm$ 静水面からの梁の設置高 $s=0cm$, (b)は $T=2s$, $H=40cm$, $s=30cm$ の例である。

(a)は波面が空気を閉じこめて Bagnold 型の衝撃波圧が発生している。時間波形を正弦波として波圧がピーク値の 1/2 以上となる継続時間の 1.5 倍と定義すると、その作用時間は 34ms である。波圧は反射壁近くで最も大きく $26kPa (8.8 \rho_w g H)$ で他の測点では $19kPa$ 程度の値となっている。波圧のピーク値に大きいばらつきは見られず、ピークとなる時刻はほぼ同時である。

この図には RC 梁に設置した 20 点の波圧計の合力と荷重計による合力も示している。両者は比較的良好に一致しており、波力 $15.7kN$ (平均 $13.2kPa$, $4.5 \rho_w g H$) となっている。波圧の時間波形に場所的なばらつきが小さいため、合力の作用時間も波圧のものと同様である。

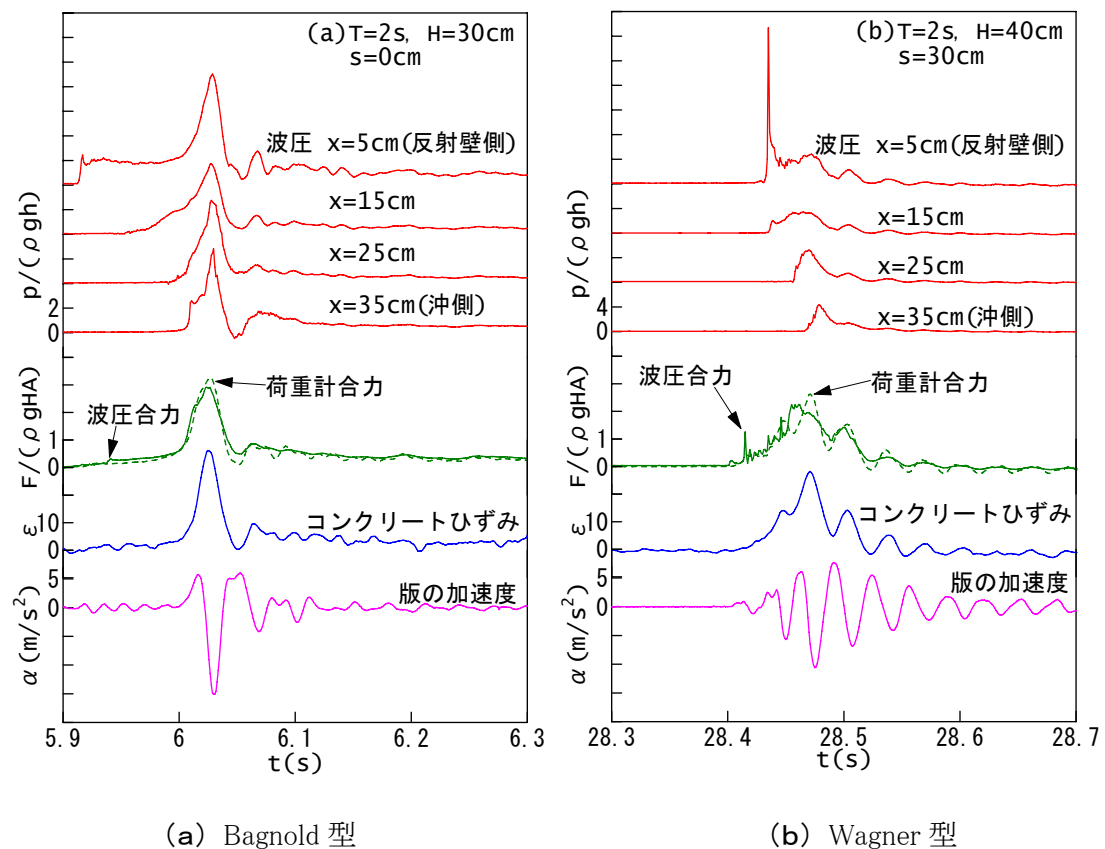


図-3.30 測定波形

波面上昇速度を理論値の 0.93m/s とすると、式(3.13)で示される波圧と運動エネルギーの比 $K_{p0} = p/0.5 \rho_w V^2$ は 30 となる。図-3.30 には、加速度も示しているが、1.5g にも達する大きな加速度が得られており、その周期は 25ms 程度となっている。

一方、(b) は模型の反射壁側から衝突し、空気を巻き込まずに衝突点が造波機側へ移動するケースで Wagner 型衝撃波圧を示している。波圧が反射壁から沖側に伝わる Wagner 型衝撃波圧が認められ、反射壁近くではその局所的なピーク値は 97kPa にも達している。衝撃波圧の継続時間は 3ms とごく短く、こうした大きな値はこの場所に局所的に表れているだけである。大きいピーク値も合力(平均波圧)に対する寄与は小さく、合力のピーク値は 9.9kPa とやや小さい。海面が反射壁側から順に時間差をもって梁に衝突するため、合力としての作用時間は 75ms と Bagnold 型よりやや長い。

4つの波圧計位置を波面の衝突点が移動する時間は 32ms であり、波面の水平方向速度は 9m/s 程度である。なお、波面上昇速度 $V=1.28\text{m/s}$ とすると、 $K_{p0} = p/0.5 \rho_w V^2$ は 12 となる。図には加速度も示しており、(a) とほぼ同じ周期でその値は 1g を越えている。

(2) 理論との比較

Bagnold 型の場合、波圧の作用時間 τ は、式(3.34)で示した空気振動周期 T の 1/2 で表される。幅 b_w の部材に衝突する水塊の付加質量の平均厚さ $K=31.4\text{cm} (= \pi b_w/4)$ 、大気圧 $p_0=101.3\text{kPa}$ として計算すると、 $\tau=34\text{ms}$ では平均空気層厚 $D=5\text{cm}$ が必要となる。空気圧縮力を定義する Bagnold 数 β_g は $\rho_w k V^2 / p_0 D$ であり、 $V=0.93\text{m/s}$ では 0.056 となり、計算では 32kPa 程度の空気圧となる。実際には、波圧計で大きいところでも 26kPa であり、平均はその半分である。計算値は空気漏れや受圧面の変位を想定していないものであり、これらを想定すれば、この程度の値となるものと考えられる。

Wagner 型の波圧では、水平方向の速度 $V_N=0.5 \pi V \cot \beta$ で $K_{p0} = 0.5 \pi^2 \cot \beta$ であり、計算値は $\beta=6.5^\circ$ 、 $V=1.28\text{m/s}$ で $V_N=17.64\text{m/s}$ 、 $K_{p0}=21$ と大きい。ただし、Wagner 型では水面上昇の効果で、それぞれの値が $\pi/2$ だけ大きくなるとしているが、その効果を見なければ、 $V_N=1.23\text{m/s}$ 、 $K_{p0}=10.5$ と近い値となる。

(3) コンクリートのひずみ

図-3.30(a)、(b)には、厚さ 10cm の RC 梁の合力とコンクリートのひずみの時間変化も示している。(a) の Bagnold 型の場合、ひずみ波形は合力とよく対応している。(b) の Wagner 型の場合も同様に合力とよく対応しており、各点の波圧波形とはかなり違ったものとなっている。(a) と (b) のどちらの場合にも、そのピーク値は同等の静的荷重によるひずみの 70% に低減している。

3.3.5 衝撃波力

(1) 波圧と合力のピーク値とそのばらつき

図-3.31 は、波高と衝撃波圧 $p/\rho_w gH$ および波圧合力 (平均波圧) $P/\rho_w gH$ のピーク値の関係を示している。周期 $T=2s$, RC 梁の静水面上の設置高さ $s=0, 30cm$ のものを示している。

$s=0cm$ では、波圧のピーク値 p は $3\sim 23 \rho_w gH$ とばらついており、変動係数は $0.3\sim 0.4$ 程度である。合力の平均値 P は $3\sim 7 \rho_w gH$ と波圧より小さく、変動係数も小さくなっている。一方 $s=30cm$ は、Wagner 型の波圧であるが、ピーク値は全体に $s=0cm$ よりやや小さく、変動係数も $0.3\sim 0.4$ と同程度である。合力の平均値は $s=0cm$ よりやや小さく $1\sim 4 \rho_w gH$ で、変動係数は $0.1\sim 0.2$ とばらつきは小さい。

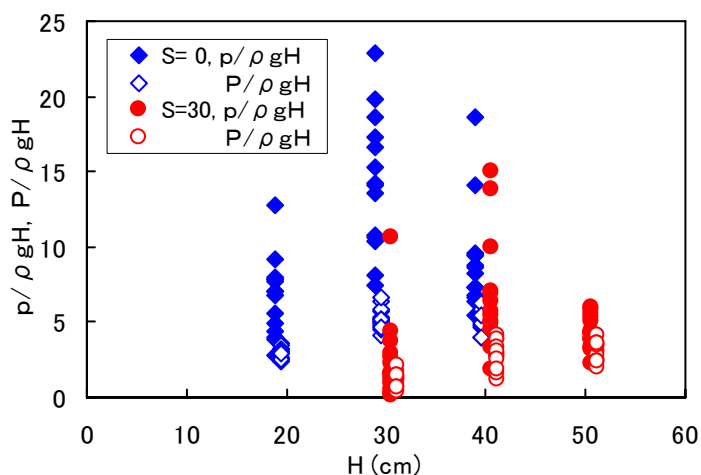


図-3.31 波圧と合力のピーク値

(2) 波圧の作用時間

図-3.32 は、波圧と合力の作用時間 (それぞれ τ_p, τ_P) をプロットしたものである。これは、波圧のピーク値の $1/2$ 以上となっている時間幅を示したもので、理論値に対応する作用時間は正弦的な変化を仮定してこの 1.5 倍で定義できる。 $s=30cm$ のケースは Wagner 型を想定しているが、衝撃波圧は局所的に発生しており、多くの波圧は鋭いピークを生じていないため作用時間が大きくなっている。 $s=0cm$ のケースは封入空気層の効果で波圧波形の場所的な変化が少なく、ばらつきが小さい。

両ケースとも、波圧の時間的、場所的ばらつきの影響で、合力の作用時間のばらつきは大きい値を示している。

作用時間は波高、周期あるいは Bagnold 型、Wagner 型に関わらず平均的に $35ms$ 程度となる。この作用時間から、逆算される平均空気層厚 D は $5cm$ ($I_w/D=0.125$) である。図には示していないが、幅 I_w が $100cm$ の版の場合

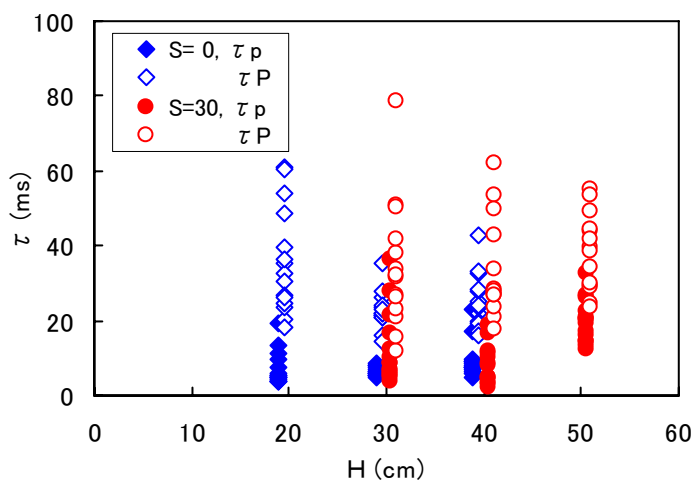


図-3.32 作用時間

には作用時間が 75ms 程度であり, D は 10.3cm ($I_w/D=0.103$)である.

(3) 理論値との比較

Bagnold 型の波圧については, その平均波圧 p を以下の簡単な式で表すことを考える. 式 (3.20) および (3.29) に, 空気漏れによる低減効果と場所的な平均をとることによる波圧の低減を表す補正係数 λ_1 を導入して,

$$\beta_g = 5 \left(\frac{p}{\lambda_1 p_0} \right)^{2/7} + 2 \left(\frac{p}{\lambda_1 p_0} \right)^{-5/7} - 7 \quad (3.72)$$

ここに, $\beta_g (= \rho_w k V^2 / p_0 D)$ は Bagnold 数である. この式から, 求められる空気圧縮圧力 p (高橋ら, 1978)と大気圧 p_0 の比は β_g の関数で表すことができる.

図-3.33 に, $T=2s$ と $4s$, $s=0cm$ と $30cm$ の場合における波圧合力の平均値を波高で無次元化したものを示す. 図には式 (3.72) から求められる計算値も示している. ただし, 平均空気層厚 $D=5cm$, 衝突する水塊の付加質量の平均厚さ $K=31.4cm$, 衝突速度 V は理論値を用い, 補正係数 $\lambda_1=0.5$ (空気漏れの効果 0.7, 平均の効果 0.7 程度)とした. 計算値は実験値の傾向と一致し, その値もかなり近い.

ただし, $T=2s$ で $s=30cm$ の場合は衝突角が大きく Wagner 型の波圧が働いている. したがって, Wagner 型の波圧に水面上昇の効果を除いた以下の式(高橋ら, 1999b)を用いる. 計算値は図中の実線で示す値となり, 実験値とよく一致している.

$$p = \frac{1}{2} K_{p_0} \rho_w V^2 \quad (3.73)$$

$$K_{p_0} = \pi \cot \beta \quad (3.74)$$

いずれにしても, こうした比較的簡単な式で衝撃波力が表せることは実用上有利となると思われるが, データが少なくさらに検討が必要である. 特に, 空気圧縮波圧は, 相似則が成り立たないため, さらに大きなスケールの実験が必要である. ただし, 式 (3.72) の Bagnold 波圧はそうした影響も含んだ式である.

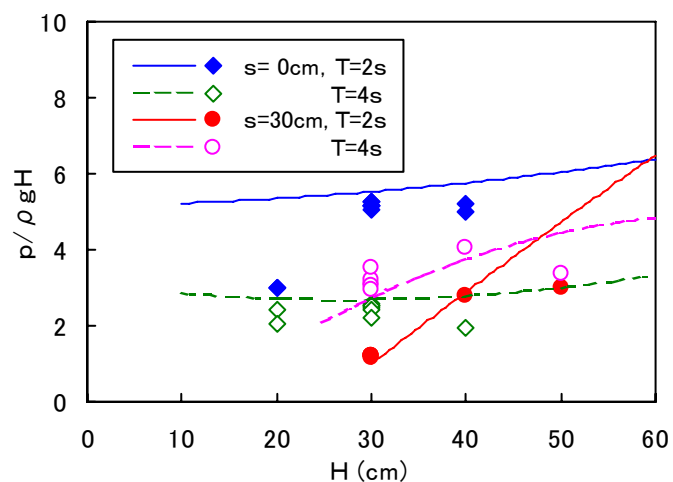


図-3.33 無次元波力強度の実験値と理論値

3.3.6 RC 梁の動的応答特性

(1) 梁の剛性と波圧合力

RC 梁の固有振動数は固定端として計算すると、空中で 59~176Hz であり、回転端として 26~78Hz, さらに水中では 20~70Hz となる. しかしながら, 加速度信号に固有振動数によらず 30Hz 程度のものが見られた. これは, 岸沖方向に波圧分布が均一でないケースに見られており, 荷重計に軸力以外の力が作用したため, その固有振動数の影響が表れているものと思われる.

同一の実験条件で RC 梁の剛性 (部材厚 $d=10, 20, 30\text{cm}$) が波圧合力におよぼす影響をみると, 図-3.34 に示すように, 梁の剛性が高いほど波圧合力が大きくなっている. 図中の線は, Bagnold 理論を版の剛性を考慮して拡張した式 (3.66) (津田・高山, 2006b) で, 空気層厚 $D=2\text{cm}$ とした場合の波圧を示している. 版のたわみによる慣性力を求めて波圧を補正すると, $d=10\text{cm}$ や 20cm の波圧合力の値も剛性の高い $d=30\text{cm}$ の値に近くなること分かる.

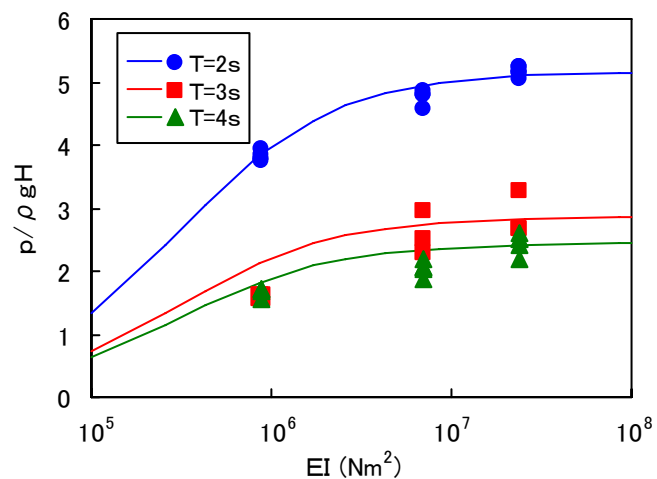


図-3.34 梁の剛性と波圧合力

(2) コンクリートのひずみ

図-3.35 は, コンクリートのひずみと波圧合力の関係であり, RC 梁の厚さ $d=10, 20, 30\text{cm}$ の3つのケースについてデータを示している. 直線で示した静的载荷試験の結果より 25~35%ひずみが小さくなる傾向にある. すなわち, 衝撃波力の作用によって, 弾性定数が増大している.

なお, ひずみのばらつきは波力のばらつきとほとんど同じであり, 変動係数は 0.2 程度である.

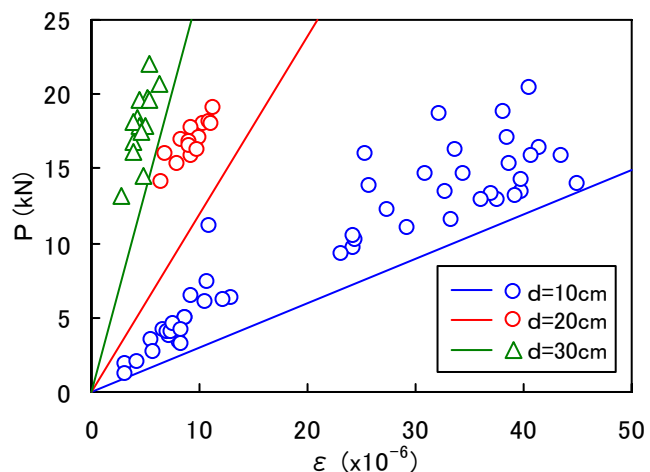


図-3.35 ひずみと波圧合力

3.4 大規模実験による RC 部材の動的応答

3.4.1 概要

高橋ら(1999b)は、水理模型実験により鉄筋コンクリート(RC)部材に作用する衝撃波力の特性や、衝撃波力が作用した場合の RC 部材の動的応答特性、さらに衝撃波力による RC 部材の破壊について検討している。この中では、比較的簡易な衝撃波力の算定式も示されている。しかし、Bagnold 型の封入空気の圧縮をともなう波圧については相似則が成立しないため、現地と同等のさらに大きなスケールの実験が必要であるとしている。

これを受けて同様の模型実験が、さらに大きいスケールで行われている(下迫ら, 2001)。直立壁前面に設置した RC 部材に揚圧力を作用させる実験で、部材の寸法および波高をさらに大きな規模に拡大したものである。これによって、衝撃波力の作用特性や RC 部材の応答特性についてスケール効果の小さい検討を行うことができる。

3.4.2 実験方法

(1) 実験水路

実験は、大規模波動地盤総合水路を使用して行った(写真-3.3)。この水路は鉄筋コンクリート製で長さ184m、幅3.5m、深さ12mであり、水路全長のうち模型設置位置側の67mは水路底から深さ8mまで厚さ4mの砂地盤槽となっている。

特に、水深5m、周期6～8sの範囲では、最大波高3.5mを造波することが可能であり、ほぼ現地スケールで波と地盤に関する実験を行うことができる。図-3.36は、この実験水路と模型設置状況の概略を示したものである。造波機から約130mの位置に鋼製の反射壁を設けて重複波を発生させ、その前面に RC 梁を設置して揚圧力を作用させている(写真-3.4)。



写真-3.3 実験水路

(2) RC 梁模型

実験に用いた RC 梁は、図-3.37 に示すような形状で、幅 $b=40\text{cm}$ 、スパン長 $l=280\text{cm}$ (固定部を含め 342cm)、厚さは $d=20, 30\text{cm}$ の2種類である。コンクリートの設計基準強度は $f_{ck} =$

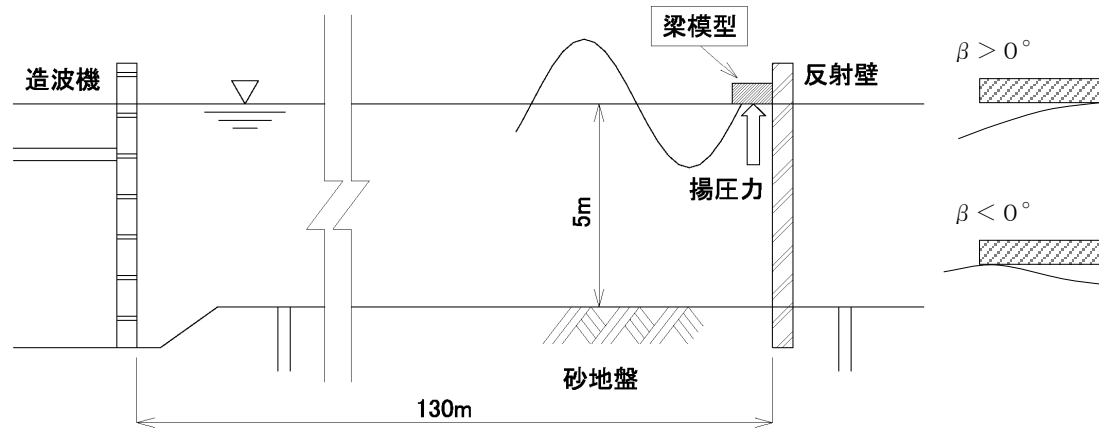


図-3.36 実験状況の概略図

24N/mm²，鉄筋の材質は SD295 である。2種類の梁ともに鉄筋D10を10cm間隔で上下2段に，さらに固定端部には補強筋としてD13を配筋している。

RC 梁の固定端の剛性を確保するため，H鋼製の補剛部材でRC 梁の両端を固定している。これを固定部材とアンカーで水路壁に固定した。

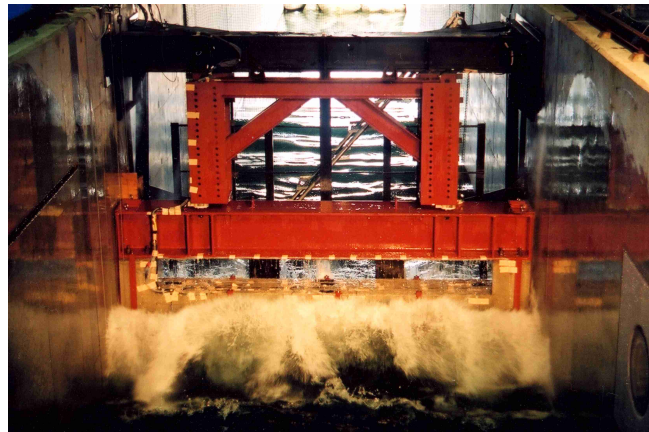


写真-3.4 RC 梁模型に作用する波浪

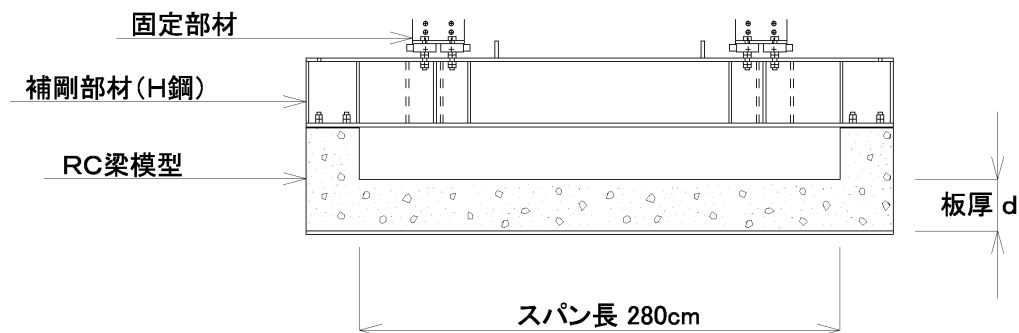


図-3.37 RC 梁模型の概略図

(3) 実験ケース

実験波は，周期 $T=3, 6s$ の2種類の規則波とした。入射波高は， $T=3s$ のケースでは $H=50\sim 120cm$ ， $T=6s$ のケースでは $H=50\sim 225cm$ とし，それぞれ 25cm 間隔で変化させた。ただし，実験の進行とともに砂地盤が変形し，模型位置での波高がケースごとに異なるものと

なった。このため、実験結果の解析では、実験初期における砂地盤変形前の RC 梁模型の前面波高を基準として、各ケースで波高を換算している。また RC 梁の設置高さを、静水面上(クリアランス) $s=0, 30\text{cm}$ の2種類に変化させている。なお、水深は5mで一定としている。

(4) 計測項目

図-3.38 は、計測機器の設置位置を示している。RC 梁には、底面に波圧計を 20 箇所、上面にひずみゲージを5箇所、加速度計を3箇所、上下2段に配置された鉄筋の上下両面にひずみゲージを20箇所取り付けしている。RC 梁の補剛部材と固定部材の接続部には荷重計を取り付け、RC 梁の前後には波高計を設置して水面変位を計測している。

各計測器の応答周波数は、それぞれ波圧計5kHz、荷重計 11kHz(模型 1.4t 載荷時: 193Hz)、ひずみゲージ 20 kHz で、これらすべての計測装置に対して、サンプリング間隔1ms(1kHz)でデータを収録した。

これらの計測結果から、重複波面上昇速度、RC 梁底面に作用する波圧や波力、鉄筋やコンクリート表面に生じるひずみなどの時間的・場所的な変化や作用時間、ピーク値の特性についての検討を行った。また、RC 梁や補剛部材、固定部材を含めた RC 梁全体系の剛性の違いによる波力の作用特性についても検討している。

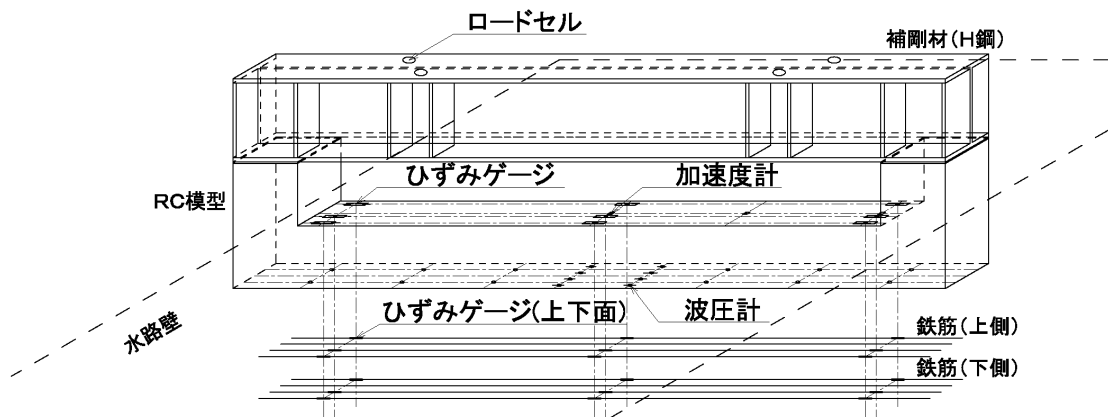


図-3.38 RC 梁模型と計測機器の設置位置

3.4.3 作用波の特性

図-3.39 は、RC 梁に作用する重複波面上昇速度 V の実測値を示したものである。また、RC 梁がないケースの自由水面の実測値およびストークスの3次近似理論値も併せて示している。実験値の波面上昇速度は、RC 梁背後(反射壁直前)の波高計データを用いて算出しており、RC 梁がある場合には、衝撃波圧が作用し始めてからピーク値となるまでの平均速度、RC 梁がない場合には、RC 梁の底面に相当する位置を波面が通過する際の実測速度として定義している。

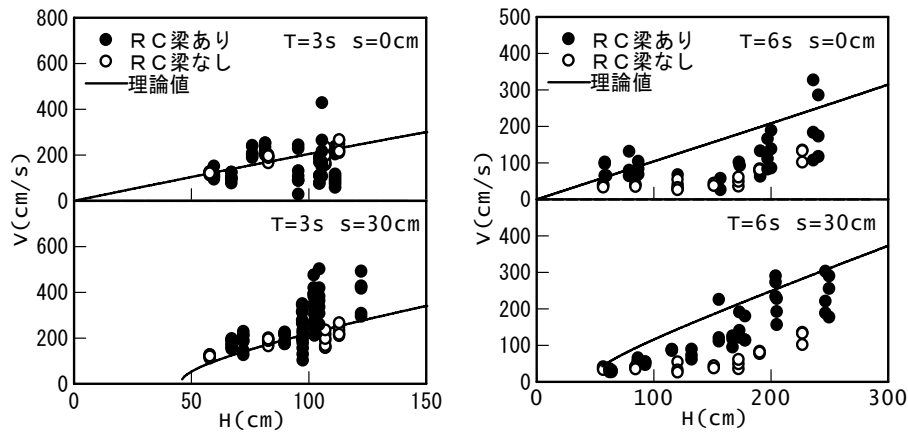


図-3.39 波面の上昇速度

$T=3s$ の場合には、クリアランス $s=0, 30\text{cm}$ のいずれの場合にも RC 梁がない場合と理論値がよく一致しており、ほぼ理論どおりの重複波が RC 梁に作用していたと思われる。それに対して、 $T=6s$ の場合には、RC 梁がない場合の値が理論値よりかなり小さくなった。これは、砂地盤の変位による影響だと考えられ、理論とは異なる重複波が作用していたと思われる。

RC 梁がある場合とない場合を比較すると、ばらつきが大きいものの、平均的にはほとんどのケースで RC 梁のある方が波面の上昇速度が速い、あるいは同程度という結果となった。これは RC 梁があることで波面が乱され、乱れによる波面の上下動と波面の上昇が重なったためだと考えられる。ただし、 $T=3s, s=0\text{cm}$ で波高が大きいケースでは、特に波面の乱れが大きくなって反射壁側の波高が正しく計測されていない。

図-3.40 は、3次ストークス波理論による衝突波面の水面形状である。クリアランス $s=0, 30\text{cm}$ で設置された RC 梁に波面が衝突する $0.5s$ 前の水面形を示している。 $s=0\text{cm}$ では、全てのケースで梁の沖側で先に波面が衝突 ($\beta < 0^\circ$) し、空気を巻き込みやすい。それに対して $s=30\text{cm}, T=3s$ のケースでは、

波面は反射壁側から衝突を始める ($\beta > 0^\circ$) ため空気が逃げやすくなる。 $T=6s, H=200\text{cm}$ のケースは梁のクリアランスによらず、 $\beta < 0^\circ$ となる。ただし、いずれのケースも波長に対して梁の幅が小さいため、梁の近傍に限れば $\beta = 0^\circ$ に近い波面となる。

図-3.41 は、3次ストークス波理論による衝突波面と、クリアランス $s=0, 30\text{cm}$ で設置された RC 梁との角度 β を示している。

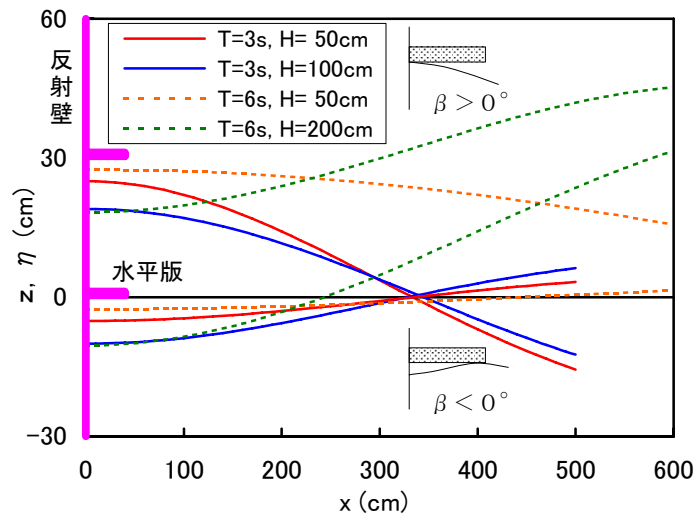


図-3.40 3次ストークス波理論による衝突波面の形状

衝突波面は、波面が RC 梁と衝突した瞬間の梁の両端での水面を直線で結んだものとしている。また、図-3.42 は RC 梁と波面の衝突角度 β の実測値を示したものである。ここでの衝突角度 β は、RC 梁前後の波高計データを用いて算出している。波面が RC 梁の沖側あるいは反射壁側いずれかの底面を先に横切った瞬間の、RC 梁前後端での波面2点を結んだ線を水面とし、RC 梁底面とのなす角度として定義している。

理論値では、梁幅が波長に比べて小さいことから β は非常に小さい値となっている。実験値では、衝突角度 β も波面上昇速度 V と同様、波面の乱れの影響を強く受けてばらつきが大きい。 $T=6s$ では $s=0, 30cm$ とともに、 β が小さく理論値と実験値は一致している。 $T=3s$ では実験値は大きな衝突か角度を示しており、これは相対的に波長が短く、梁によって乱されやすいためと考えられる。多くのケースで衝突波面が空気を巻き込む $\beta < 0^\circ$ となっており、理論上空気が逃げやすい $\beta > 0^\circ$ となる場合にも、波面の乱れによってその値はいずれも 0° に近い値といえる。よって、多くのケースで波面が衝突する際に空気を巻き込む Bagnold 型波圧が作用していたと考えられる。

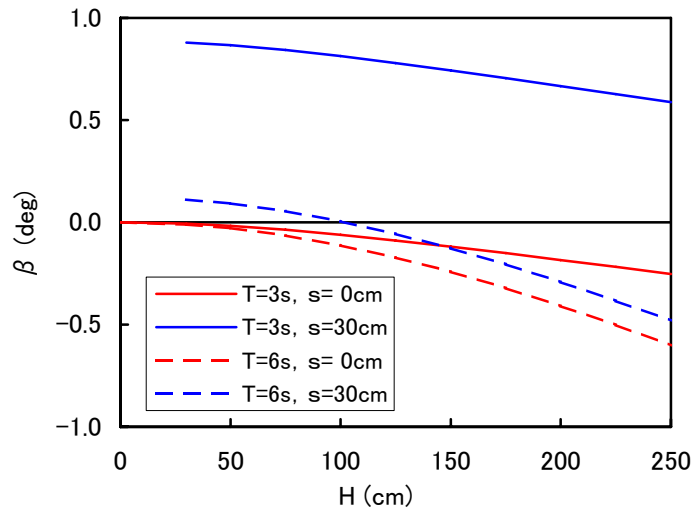


図-3.41 3次ストークス波理論による衝突波面の角度

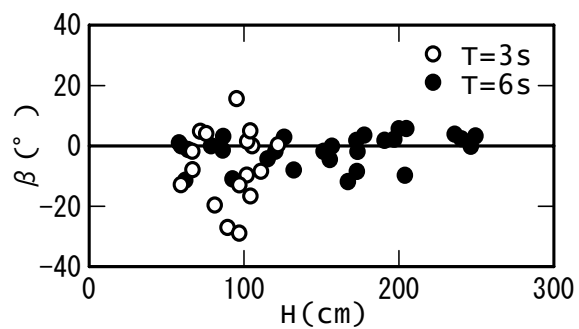


図-3.42 波面の衝突角度

3.4.4 時間波形の特徴

図-3.43 は、クリアランス $s=0cm$ に設置した厚さ $d=30cm$ の RC 梁に、入射波周期 $T=3s$ 、入射波高 $H=75cm$ の重複波が作用した場合の、RC 梁底面に作用する波圧、波圧合力、ロードセル合力、コンクリート上面中央のひずみ、中央上側鉄筋のひずみ、および加速度の時間波形を示したものである。波圧は沖側から反射壁側へ $10cm$ ピッチの4点で計測している。波圧波形を見ると、ピークの立ち上がりが緩やかで、かつ水路延長方向の4点でほぼ同時に波圧ピークが現れている。これは、波面が RC 梁に衝突する際に空気を巻き込んで、平面的にはほぼ同時に空気圧縮圧力が作用する Bagnold 型波圧の特徴である。

波圧が同時に作用するため、波圧合力（底面積で除した平均波圧で表示）でもピーク値は各測点の波圧とほとんど変わらず、 $2.7 \rho_w g H$ 程度の平均波圧となっている。荷重計による波力は、衝撃波力のピーク値以降に若干振動が見られるが、波圧合力とほぼ同等の時間変化を示している。

コンクリート表面のひずみ波形を見ると、波力が緩やかに作用しRC梁が波圧に追従してたわむため、波圧合力がピークをとった時点でひずみもピークをとり、その値は約 21×10^{-6} となっている。また、鉄筋のひずみも同形状を示しており、そのピーク値は 12×10^{-6} 程度である。Bagnold型波圧が作用した場合には、巻き込んだ空気によって波圧は低減されるものの、各点のピーク波圧が同時に作用するため、RC梁のたわみに対しては波圧の位相差による低減効果は少ないといえる。

なお、本実験では典型的なWagner型の衝撃波圧はほとんど観測されなかった。これは、縮尺の大きい実験であるため封入空気の効果が強く現れたこと、波面の乱れの影響を受けたことなどによるものである。また、大型の波圧計を使用したため、波圧が平均化されていることも考えられる(谷本ら, 1978)。

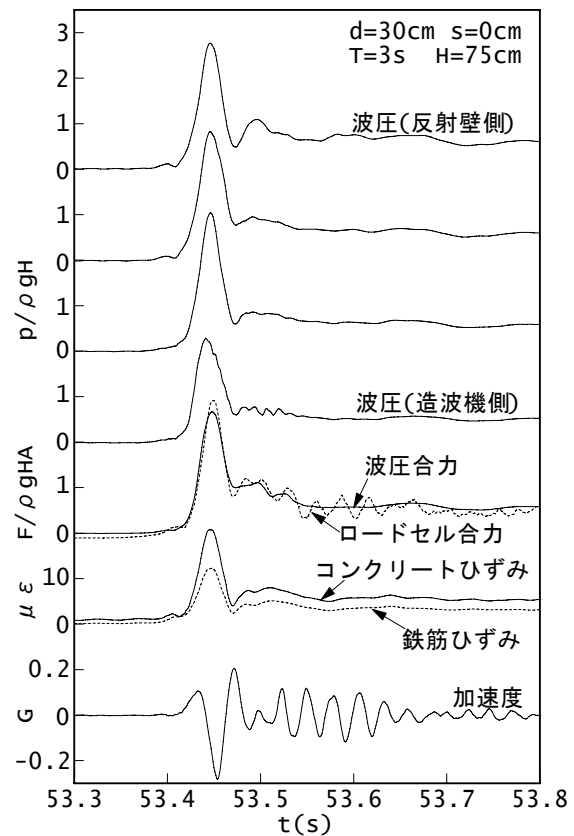


図-3.43 計測波形の一例

3.4.5 衝撃波圧の特徴

(1) 波圧と作用時間

Bagnold型の衝撃波圧 p は、式(3.72)で示したように、Bagnold数 β_g から算定できる。また、衝撃波圧の作用時間 τ は、式(3.34)で求められる減衰振動の周期 T の1/2周期として算定できる。

図-3.44 は、波圧合力の作用時間について実験値と計算値を示したものである。図中の線

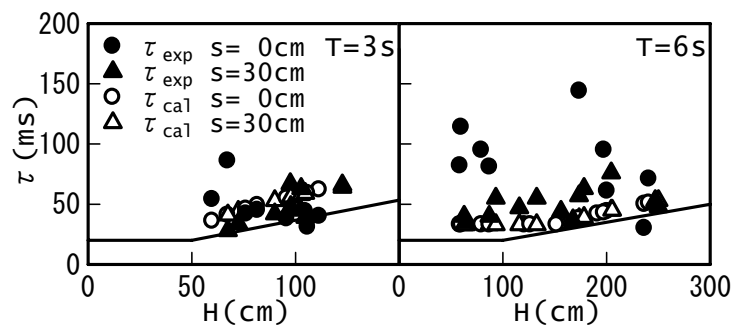


図-3.44 波圧の作用時間

は後述する。実験値の作用時間 τ は、波圧の時間変化を正弦波と仮定して、波圧ピークの前
 後でピーク値の 1/2 の値をとる点の時間幅の 1.5 倍として定義している。この図より、特に $T=6$
 s の場合に波面の乱れの影響からばらつきが大きいものの、作用時間 τ は 30ms~70ms 程度
 に分布しており、また、波高が大きくなるのにしたがって作用時間がやや長くなる傾向がみら
 れる。

(2) 巻き込まれた空気層の厚さ

図-3.45 は、横軸に波形勾配 H/L をとり、縦軸に波面と RC 梁底面の間に巻き込まれた空気層の厚さ D を示したものである。ここで空気層の厚さ D は、波力が作用し始める時点での波高計の水位を読み取って、その時点での梁底面から水面までの距離として求めている。

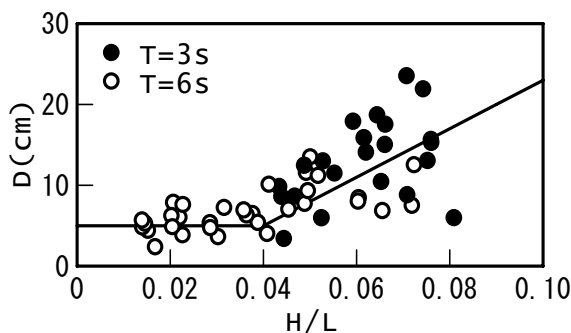


図-3.45 波形勾配と巻き込まれた空気層厚

巻き込まれた空気層の厚さ D は、
 実線で示しているように、 H/L が 0.04 より小さい場合には $D=5\text{cm} (b/8)$ の一定値、 H/L が
 0.04 より大きい場合にはある勾配を持った直線上の周りに分布する傾向にある。そこで、空気
 層の厚さ D を H/L をパラメータとした、式(3.75)により表すこととする。なお、 H/L が小さく波面
 が梁底面にはほぼ水平に衝突する場合にも、梁の幅 b の 1/8 程度の空気を巻き込むものとして
 いる。

$$D = \begin{cases} b/8 & (0 \leq H/L < 0.04) \\ 300(H/L) + b/8 - 12 & (0.04 \leq H/L) \end{cases} \quad (3.75)$$

先に示した図-3.44 には、波圧作用時間の実験値とともに、式(3.75)で得られた空気層厚
 D を式(3.34)に代入して得られた計算値も併せて示している。波圧の作用時間の実験値と計
 算値は比較的良好に一致しており、式(3.75)で得られる空気層厚 D を用いても、波圧の算定値に
 大きな誤差が生じることは少ないと思われる。

(3) 衝撃波圧の特徴および波圧算定式の適用性

図-3.46 は、厚さ $d=30\text{cm}$ の RC 梁に作用する波圧合力について、実験値および前述した
 Bagnold 型波圧式により算出された計算値を示したものである。波圧合力については、水の単
 位体積重量 $\rho_w g$ と波高 H で無次元化している。計算では、巻き込まれた空気層の厚さ D は式
 (3.75)により得られたものを用い、波面の上昇速度 V については、実験値の各ケースの平均
 値を用いている。そして補正係数は $\lambda_j = 0.28$ (空気漏れの効果 0.40, 場所的な平均の効果
 0.70)としている。

実験値は、 $T=6\text{s}$ では波高が大きくなるにつれて波圧合力も大きくなる傾向で、その値は

0.2~0.8 $\rho_w g H$ 程度と衝撃的な成分は小さい。一方 $T=3s$ でも、波高が大きくなるにつれて波圧合力も大きくなる傾向にあり、その値は 1.2~3.8 $\rho_w g H$ と、 $T=6s$ の場合に比べてかなり大きい。しかし、 $s=30cm$ の場合に一度ピーク値が大きく低下するなど、その傾向は不安定である。これらの特徴は、図に示していない $d=20cm$ の場合にも同様である。

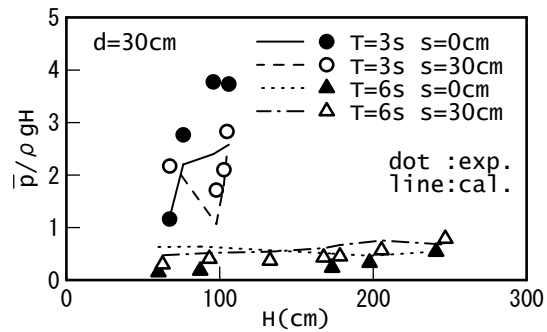


図-3.46 波圧のピーク値の計測値と理論値

次に、線で示した計算値をみると、その値は実験値に近く、 $T=3s$ の場合の不安定な傾向もよく再現している。ただし、 $T=3s$ 、 $s=0cm$ で波高が大きい場合には、波面の乱れのため RC 梁背後(反射壁直前)の波高が正しく記録されておらず、上昇速度が正しく評価されないため、実験値と計算値が異なっている。また、 $T=6s$ 、 $s=30cm$ で波高が小さい場合には、波圧の衝撃成分が小さいため、その波形を適切に評価できていないものと考えられる。谷本ら(1980)の Bagnold 型波圧の算定式は、空気圧縮波圧のスケールの違いによる影響を考慮したものであり、今回新たに提案した波形勾配と空気層厚の関係を適用することで、規模や波高が大きくなっても十分適用可能であるといえる。

3.4.6 RC 梁の応答特性

(1) RC 梁の剛性と波圧の関係

図-3.47 は、 $T=3s$ 、 $s=0cm$ の場合の RC 梁スパン中央部 8 点の波圧について、版厚 $d=20cm$ および $30cm$ のケースを比較したものである。データの大部分で $d=20cm$ のケースより $d=30cm$ の波圧の方が大きく出ている。 $d=20cm$ の RC 梁は剛性が小さく、 $d=30cm$ の場合よりたわみやすいため、その慣性力によって波圧を低減していると考えられる。

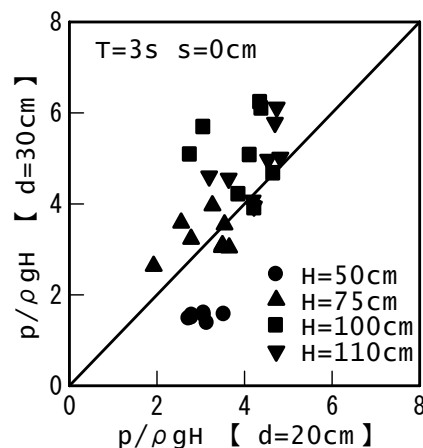


図-3.47 RC 梁の厚さと波圧ピーク値

両端固定梁に等分布荷重 p が作用した場合の梁中央のたわみ δ に対する弾性定数 $k=p/\delta$ は、版厚 $d=20, 30cm$ でそれぞれ 108, 365 MN/m^2 となる。式(3.66)で示した封入空気と

受圧壁面の弾性を考慮した拡張 Bagnold 理論(津田・高山, 2006b)によれば、両端に若干の回転を考慮して、有効空気層厚が 2cm、波面の衝突速度 3m/s のとき、 $d=30cm$ の壁面に発生する波圧は $d=20cm$ より 6% 大きくなる。その差は小さいが、実験値と傾向が一致している。

(2) RC 梁のひずみと波力の関係

図-3.48 は、 $T=3s$ の場合の、RC 梁スパン中央部3点のコンクリート表面ひずみの平均値と波力の関係を示したものである。図中の実線および破線は計算値であり、両端固定梁に等分布荷重を静的に作用させた場合のひずみと荷重の関係を示している。梁にはひび割れが発生していないため、RC 梁全断面を有効とみなしている。

$d=20\text{cm}$ および 30cm ともに、波力が小さい場合には計算値より実験値のひずみ

が小さいが、波力が大きくなると両者が一致する。これは、荷重の作用時間の影響によるものと考えられる。一般に、作用時間が短い衝撃波力によるひずみは、静的載荷によるひずみより小さくなる。高橋ら(1999b)は、実験により衝撃波力が作用した場合のひずみは静的載荷時より 30%程度小さいことを示している。前掲の図-3.44 で示したように、波高が小さく波力が小さいと作用時間が短くなる傾向にあるため、RC 梁に生じるひずみの実験値が計算値と比較して小さくなったものと考えられる。

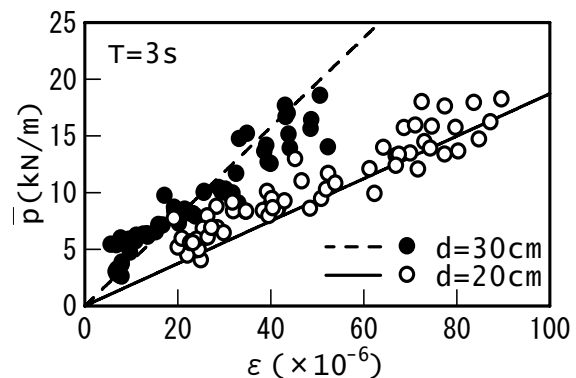


図-3.48 ひずみと波力

3.4.7 全体の振動に対する波力の特性

図-3.49 は、模型を水路壁に設置する固定部材に補剛材を追加して、全体系の振動を低減した場合に、RC 梁に作用する波圧がどのように変化するかを比較したものである。入射波高とそれに対応する全波力について示したもので、補剛材がない場合と補剛材がある場合のものである。補剛材がない場合には、波の作用時に模型を設置した固定部材全体に 10Hz 前後の振動が見られる。補剛材を取り付けた方が波力は大きい傾向にあり、図-3.47 で示した RC 梁の剛性と波圧の関係と同様、剛性が低下することによって波力が低減していると考えられる。現地においても、例えばケーソンが捨石マウンドおよび地盤と一体となって動揺すると、ケーソン壁に作用する波力を低減させることになるものと考えられる。

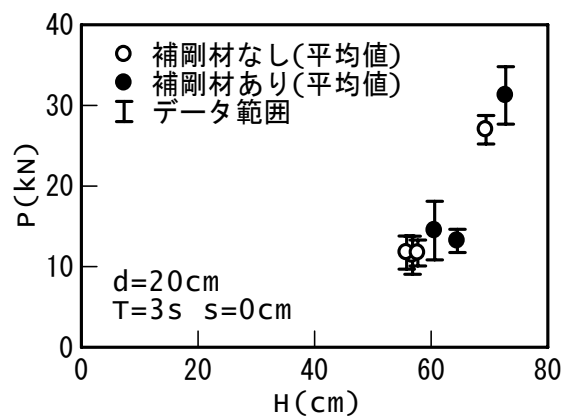


図-3.49 固定の程度と波力

3. 5 機械載荷の衝撃力による動的応答

3.5.1 実験の概要

衝撃荷重に対するRC部材の挙動を明らかにするために、多くの実験的、理論的研究が行われている。しかし、その多くは落石、自動車、船舶などの硬い衝突物体による衝撃力を対象としている(高橋ら, 1991b; 柏井ら, 2000 他)。これらの衝撃力と衝撃砕波による衝撃力との特性の違いは、衝撃力の作用回数と継続時間である。衝撃波力は繰返し構造物に作用し、継続時間は数10～数100msである(高橋ら, 1999b)。また、衝突物体の変形の有無によって分類できる(土木学会, 1994)。硬い物体の衝突による破壊は衝突された物体内部に発生するの応力波に支配される。それに対して、砕波水塊のような変形をとまなう物体の衝突では、応力波の影響は小さく、静的な破壊に近いものとなる。

衝撃砕波力による部材の応答はこれまでも研究されている(高橋ら, 1995 他)が、外力のばらつきが大きく、部材の応答測定値はこの影響を強く受けている。このばらつきの影響を最小限に抑えて、衝撃力によるRC部材の動的応答特性を明らかにするため、機械載荷による実験を行った(Yokota et al, 2002)。小さいRC梁の模型を対象としてアクチュエータにより衝撃力を繰返し載荷して、RC部材の動的強度、載荷周波数の影響や低サイクル疲労破壊について明らかにする。

3.5.2 実験方法

同形状で鉄筋量の異なるType-A, Type-Bの2種類のRC梁を対象に実験を行った。RC梁の形状は100×100×400mmであり、長さ360mmの異形鉄筋が圧縮縁から75mmの位置に設置されている。コンクリートの粗骨材最大寸法は20mmであり、コンクリートの圧縮強度45.8MPaである。模型は脱型後約9ヶ月気中養生している。

Type-AはD10, Type-BはD13の鉄筋を使用しており、鉄筋比はそれぞれ0.95, 1.69%である。また、鉄筋の強度試験結果は表-3.4に示すとおりである。

表-3.4 鉄筋の諸元

	鉄筋	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
Type-A	D10	395	560
Type-B	D13	354	520

動的繰返し載荷の衝撃力は、サーボ式載荷装置による100mmスパンの4点載荷とし、水理模型実験(高橋ら, 1999b)で得られた波形に準じて、載荷周波数と振幅を制御している。梁中

中央での変位制御を行い、表-3.5 に示すように静的載荷試験の最大荷重に対応する梁中央のたわみに対して、最大 70~100%のたわみを与えている。載荷波形は正弦波の半振幅分とし、継続時間は 25ms(20Hz)~500ms(1Hz)である。また、載荷の繰返し間隔は 15sとし、海洋の波浪とほぼ同等に設定している。各ケース2回実験を行い、各タイプ 32 ケースの実験を行っている。

計測項目は、載荷重、梁中央のたわみ、梁中央のコンクリートひずみ、鉄筋ひずみである。各タイプ3体の静的載荷試験を行い、模型の静的強度、挙動も確認している。

表-3.5 動的繰返し載荷試験ケース

実験ケース	
載荷変位	静的載荷試験のたわみの 70, 80, 90, 100%
載荷振動数	1, 5, 10, 20Hz (継続時間 : 500, 100, 50, 25ms)

3.5.3 静的載荷による梁の終局限界

Type-A 模型に静的載荷した場合の載荷重 P_s と梁中央のたわみ δ_s の関係を、図-3.50 に示す。このケースでは載荷重 19kN において梁中央付近にクラックが、49kN で斜め引張クラックが発生し、破壊に至っている。最大荷重の3ケースの平均値は Type-A で 48.1kN, Type-B で 48.6kN であった。最大荷重時の梁中央におけるたわみの平均値は両 Type とも 1.06mm である。

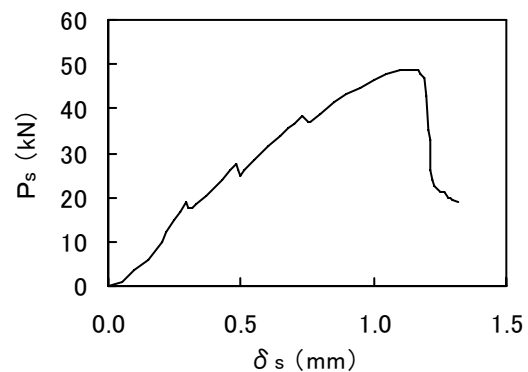


図-3.50 載荷重と梁中央のたわみ

コンクリートや鉄筋の強度試験結果から RC 梁の曲げモーメント耐力を算定すると、初期ひび割れが発生する載荷重は 22kN である。また、限界状態設計法において部材安全係数 1.0 とすると、終局限界に対応する載荷重は 40kN である。なお、許容応力度法による耐力は載荷重 16kN であった。

ここで、終局限界状態は載荷重が最大荷重の 80%に減少した状態と定義すると、梁中央のたわみは終局限界状態において、Type-A で 1.30mm, Type-B では 1.28mm である。このとき、鉄筋の最大ひずみは降伏点を超えているか降伏点の近くに達しているが、圧縮側のコンクリートは弾性領域内に留まっている。

3.5.4 動的載荷による梁の終局限界

衝撃力の繰返し載荷による載荷重 P_d と梁中央のたわみ δ_d の関係の1例を図-3.51に示す。Type-A 模型に静的載荷時の最大たわみの80%に相当する変位を、衝撃力の継続時間50ms(振動周波数10Hz)で載荷している。最大荷重は3サイクル目に発生し、載荷重がその80%以下に低下したのは7サイクル目である。静的載荷のケースと比較して、最大荷重を超えた後にもたわみの増大に対して荷重の低下が緩やかである。

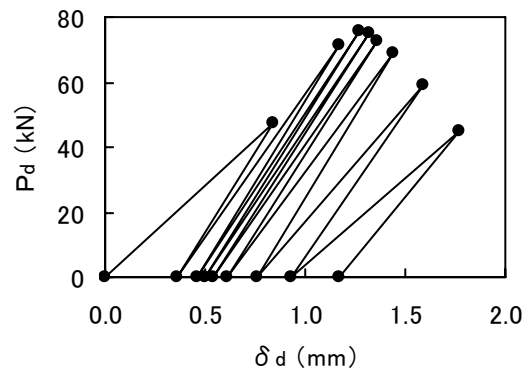


図-3.51 載荷重と梁中央のたわみ

ここで、終局限界状態を最大荷重の80%以下となったサイクルの直前のサイクルと定義すると、終局限界は6サイクル目となる。また、平均荷重は、1サイクル目から終局限界となったサイクルまでの各サイクルの最大荷重の平均値とすれば68.6kNである。終局限界における梁中央のたわみを終局限界変形量とすれば1.44mmである。

3.5.5 動的載荷による梁の破壊

衝撃力の載荷振動数 F (作用時間 τ)動的強度比 P_{dmax}/P_{smax} の関係を、図-3.52に示す。ここに、動的強度比は衝撃力の繰返し載荷と静的載荷の最大荷重の比である。

動的強度比の平均値は、Type-A では1.28~1.85(平均1.57)、Type-B では1.53~2.14(平均1.78)である。静的載荷の最大荷重より動的載荷の最大荷重が大きく、コンクリートや鉄筋の強度は、動的載荷時の方が静的載荷時のものより大きい。

Type-A では、載荷振動数が大きくなるにつれて動的強度比はやや増加する傾向を示して

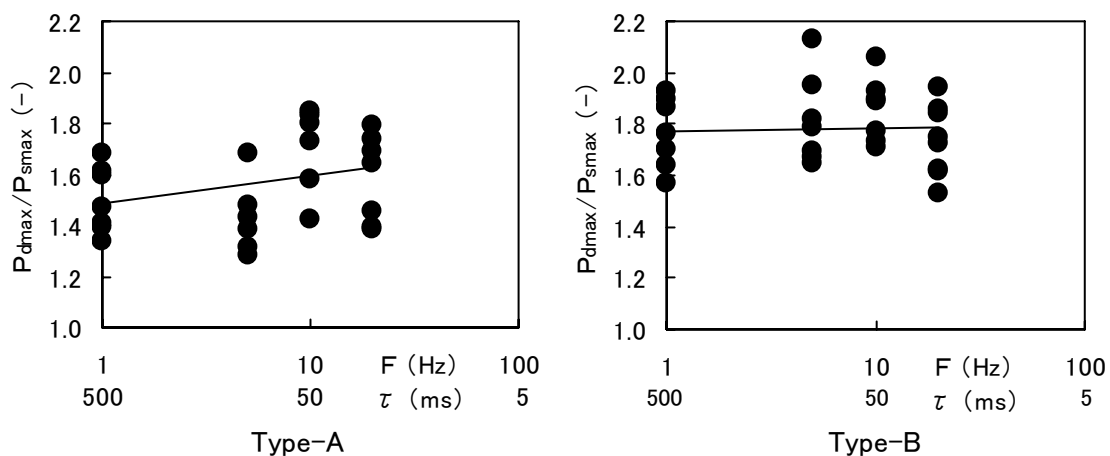


図-3.52 載荷振動周波数と動的強度比

いるが、Type-B ではほぼ一定である。 載荷振動数の動的強度比に及ぼす影響は明確には現れていない。

一般的に、コンクリートや鉄筋の強度はひずみ速度の対数に比例して増大する。 高橋ら(1991b)は高速載荷試験により、ひずみ速度(載荷速度) $\dot{\epsilon}$ と鉄筋の降伏強度を示す式(3.76)、コンクリートの圧縮強度を示す式(3.77)の関係式を示している。

$$f_{yd}/f_{ys} = 1.24 + 0.06 \log \dot{\epsilon} \quad (3.76)$$

$$f_{cd}/f_{cs} = 1.49 + 0.27 \log \dot{\epsilon} + 0.04 (\log \dot{\epsilon})^2 \quad (3.77)$$

ここに、

f_{yd} : 動的載荷に対する鉄筋の降伏強度

f_{ys} : 静的載荷に対する鉄筋の降伏強度

f_{cd} : 動的載荷に対するコンクリートの圧縮強度

f_{cs} : 静的載荷に対するコンクリートの圧縮強度

である。

この式から、ひずみ速度が 0.1/s を超えるとひずみ速度による鉄筋降伏強度やコンクリート圧縮強度の増大効果が顕著に現れることが分かる。 本実験では、ひずみ速度は 0.01~0.1/s と比較的低速である。 このため、鉄筋の降伏強度におよぼすひずみ速度すなわち載荷振動数の影響は小さく、動的強度におよぼす影響も小さい。 また、模型の固有振動数が 1,660Hz と載荷振動数よりオーダーが大きく、模型の共振現象による強度の変動も見られない。

以上より、本実験においては検討対象となる範囲で載荷振動数が動的強度にほとんど影響をおよぼさないものとし、以後の検討では考慮しないものとする。

動的載荷重比と終局限界に達する繰返し回数の関係 ($S-N$) を、**図-3.53** に示す。ここに、 S は動的載荷時の平均荷重と静的載荷時の最大荷重の比、 N は終局限界に達する繰返し回数である。 Type-A、Type-B とともに同様の傾向を示し、繰返し載荷回数が増大すれば終局

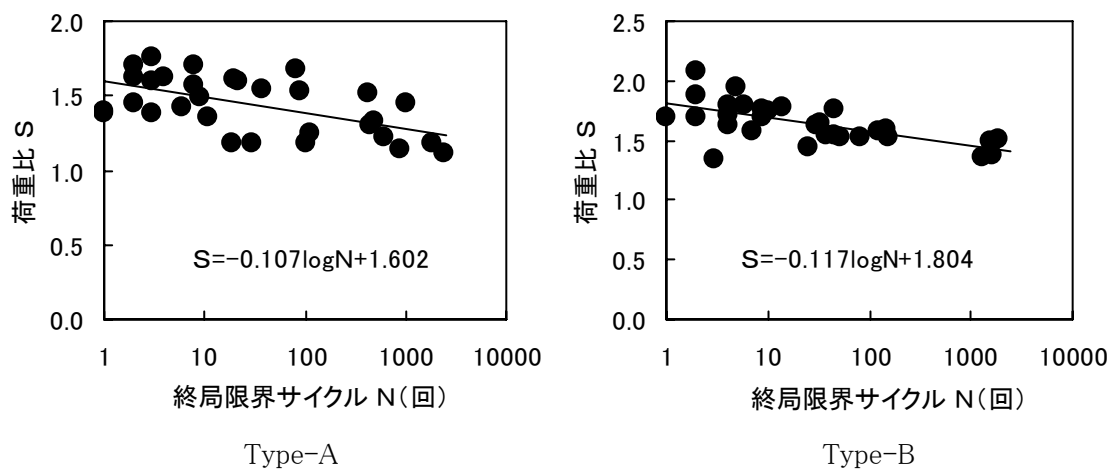


図-3.53 動的載荷重比と終局限界に達する繰返し回数 ($S-N$)

限界に達する載荷重は減少する。SとNの対数はほぼ線形関係にあり，図中に示した式は最小2乗法で求めたものである。

3.5.6 動的載荷による梁のたわみ

動的載荷と静的載荷による終局変位の比を動的変位比 δ_{du}/δ_{su} と定義する。図-3.54 に動的な載荷強度がおよぼす動的変位比の影響を示す。本実験に限れば，載荷変位の強度によって動的変位比がほとんど影響を受けていない。載荷振動数の効果は示されなかったが，繰返し衝撃荷重に対する構造部材の安全性を確認する方向性を示唆している。

波浪による衝撃砕波力は載荷振動数や振幅が一定ではない。しかし，部材の変位が静的載荷による終局変位を上回ったときに部材が破壊すると仮定すれば，衝撃砕波力による終局破壊の検証が可能であると考えられる。

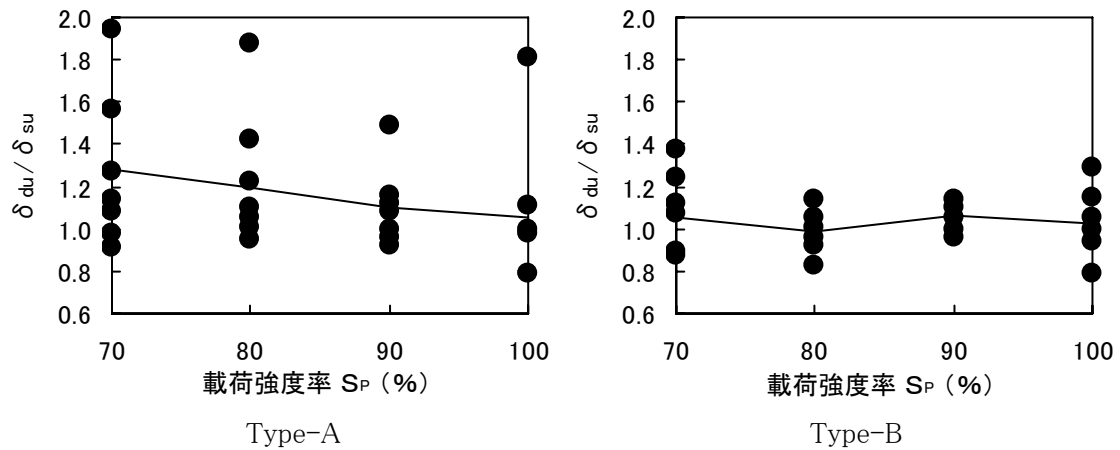


図-3.54 載荷重比と動的たわみ比

3.6 RC 部材の破壊

衝撃波力を考慮した設計法に関する研究の一つとして、部材の破壊の進行について模型実験により検討するものである。ただし、栈橋や直立消波ケーソンなど複雑な形状のものではなく、単純な両端固定版を対象としている。反射壁前面に RC 版を水平に置き、重複波の波面の衝突による衝撃揚圧力を作用させている。また、静的な機械载荷を行い、動的な衝撃波圧による破壊過程を比較し、その特性を明らかにするものである。

3.6.1 静的荷重による破壊

(1) 実験方法

図-3.55 に示すように、鋼製の門型フレームを反力床上に設置し、スパン長 2.4m、厚さ5cm、幅1mの RC 版に油圧ジャッキ 980kN で载荷し、基礎強度を計測した。荷重を模型の幅方向に均等に分散させるために、スパン中央に幅方向に H 鋼 (H-200) を設置し、これを介して载荷している。荷重を漸増させて静的な荷重に対するひずみを収録している。

模型は衝撃波圧実験による破壊実験に適用したものと同等のもので、幅 100cm、厚さ5cm の RC 版である。コンクリート打設後、1ヶ月間養生を行っており、実験時のコンクリートの圧縮強度は $30.3\sim 38.9\text{N/mm}^2$ であった。RC 版には鉄筋は D6 鉄筋を 100mm ピッチで 10 本配筋し、端部には D10 鉄筋を 9 本補強筋として使用している。鉄筋の降伏強度は $337\sim 357\text{N/mm}^2$ であった。

計測項目は、载荷重、部材のひずみ、部材中央部の変位およびクラック形状である。模型の両端部と中央部には上下の表面にそれぞれ3ヶ所ずつひずみゲージを貼付した。鉄筋についても同じ位置に上下両面にひずみゲージを取り付けた。载荷中は、RC 版の中央の変位と载荷重を計測した。また、クラックの発生状況を目視観察し、随時クラックスケールでクラック幅を計測した。

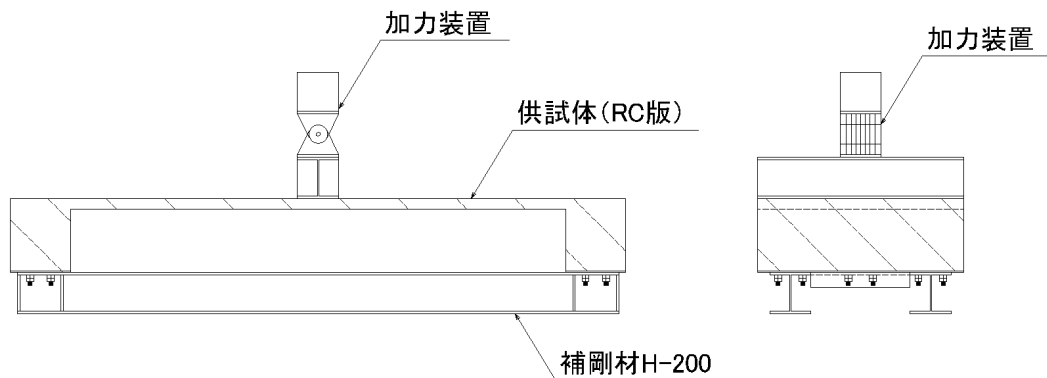


図-3.55 実験方法

(2) 載荷重とひずみ

図-3.56 に RC 版に載荷した荷重と変位, 図-3.57 に荷重とコンクリート, 鉄筋の平均ひずみを示す. 変位 2.2mm, 荷重 6.2kN に達したとき, 荷重と変位の関係の傾きが変化した. これ以降, 鉄筋とコンクリートのひずみが急増している. このとき, 鉄筋の平均ひずみは端部で 58μ , 中央部で 63μ , コンクリートの平均ひずみは端部で 110μ , 中央部で 130μ であった. ただし, 端部では部分的には, コンクリートの引張強度試験によるクラック発生ひずみ 149μ より大きい 196μ のひずみが計測されている. このとき, 両端部の上面に幅 0.10mm , スパン中央の下面に 0.04mm のクラックが各1本発生していた.

荷重 8kN では, コンクリートのひずみが端部の上側や中央部の下側で 600μ を超え, クラックの発達を示している. また, 端部の下側や中央部の上側では 300μ を超え, コンクリートの圧潰が始まっている. 荷重 11kN では両端部に各3本, スパン中央部に6本のひび割れが約 8cm 間隔で見られた. 幅は端部で 0.15mm , スパン中央で 0.08mm であった. 荷重 15kN では, ひび割れ本数は両端部で各4本, スパン中央部で9本に増加した. スパン中央でのひび割れ間隔は約 6cm であった. 幅は端部で 0.20mm , スパン中央で 0.15mm であった.

荷重が 17kN に増大すると, 荷重-変位関係の傾きが小さくなり, スパン中央部の鉄筋が降伏した. 端部では鉄筋の平均ひずみは 1087μ であるが, スパン中央部では 2062μ と材料試験での降伏ひずみ (1983μ) を超えている. コンクリートのひずみは, スパン中央で 800μ , 端部で 1000μ , クラックは端部で4本, 中央部で9本生じ, クラック幅は 0.2mm であった. 荷重 22kN で荷重-変位曲線はほぼ横這いとなり, 端部の鉄筋が降伏した. コンクリート

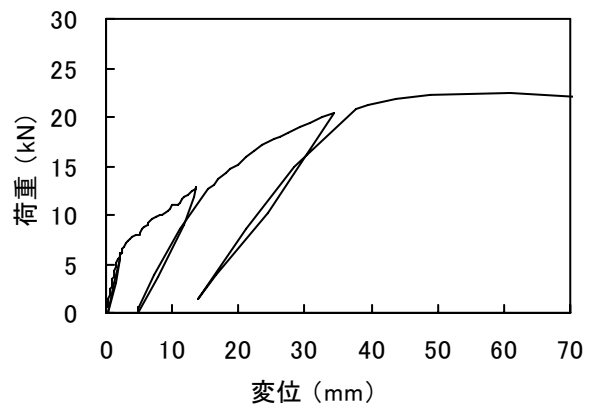


図-3.56 変位と荷重

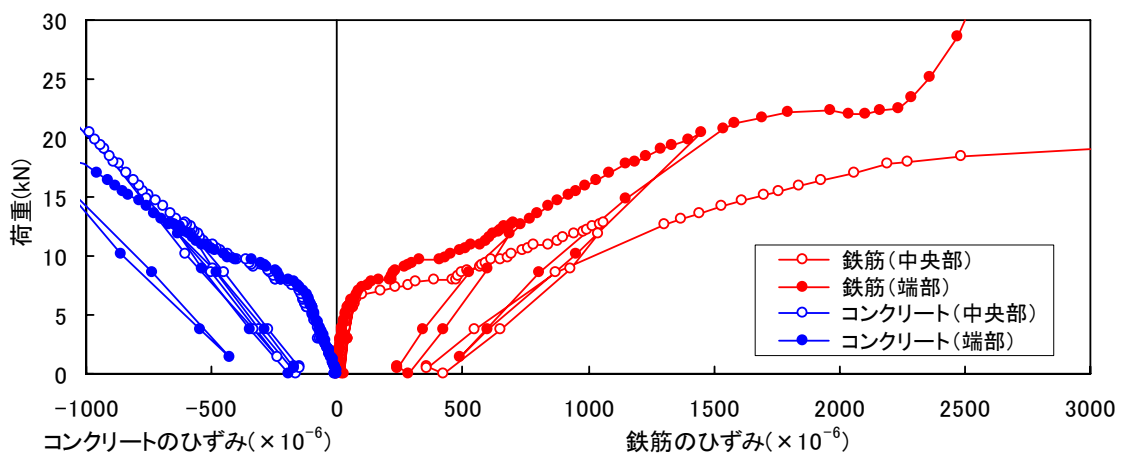


図-3.57 部材の平均ひずみと荷重

のひずみは、中央で 1200μ 、端部で 1800μ であった。

さらに載荷を続け、変位が 100mm を超えると、荷重が再び増加に転じ、荷重 42kN に達した時点で端部下面のコンクリートが圧潰により一部剥落した。荷重 79kN で変位が 235mm に達した時点で載荷を終了した。このときにも中央上面のコンクリートは剥落していない。

(3) 破壊状況

衝撃波圧の作用による破壊では、縦横にクラックが発生し、コンクリート塊の剥落も多く見られたが、静的載荷ではクラックはスパン直角方向にのみ発生している(写真-3.5)。これは、載荷板としてH形鋼を用い、模型の幅方向(水路方向)に等分布の線荷重になるように載荷したためである。

載荷重の増大とともに、クラックの本数やクラック幅が次第に広がり、中央の変位 200mm 、荷重 40kN を超えると圧縮側コンクリートが圧壊した。ただし、静的載荷では鉄筋の破断は生じておらず、コンクリートの剥離、脱落はわずかであった。大きい変位が生じて粘り強く変形している(写真-3.6)。

梁の曲げ理論による模型の断面耐力は、ひび割れ限界で 4.9kN 、終局限界で 6.5kN である。なお、終局限界は鉄筋降伏荷重 6.5kN 、コンクリート圧潰荷重 6.8kN の小さい方の値としている。計算に用いた材料特性値は材料試験結果より、ヤング係数 30.3kN/mm^2 、ポアソン比 0.20 、引張強度 2.7N/mm^2 、曲げ強度 4.9N/mm^2 である。

それに対して実験における断面耐力は、ひび割れ限界で 6.2kN 、終局限界で 17kN と、計算値より大きい。特に鉄筋降伏荷重はかなり大きい値を示している。荷重 6.2kN でクラックが発生した時点で、荷重-変位曲線と同様に荷重-ひずみ曲線も屈曲していることから、この時点で鉄筋が降伏しているものと思われる。

なお、波圧実験を想定して等分布荷重で断面耐力を換算すると、版の自重を考慮して、ひび割れ限界は、端部において波圧 6.2kPa 、合力 18kN 、中央部において 9.5kPa 、 28kN となる。終局限界は、端部において波

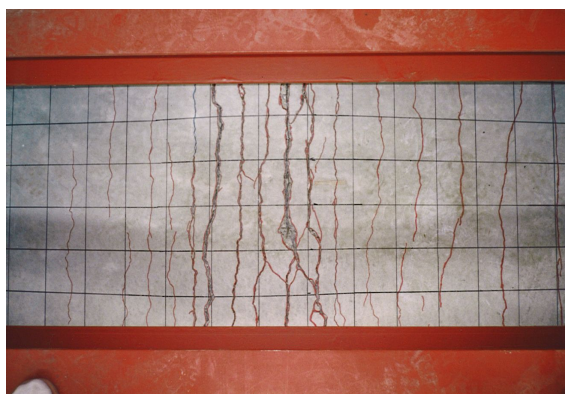


写真-3.5 下面のクラック発生状況



写真-3.6 載荷完了後の模型

圧 13kPa, 合力 38kN, 中央部において 28kPa, 82kN となる。ただし, 端部のコンクリートが圧潰し塑性ヒンジが形成されれば, 中央部の曲げモーメントが増大するため中央部も即座に終局限界に達する。

3.6.2 衝撃波力による破壊

(1) 概要

鉄筋コンクリート(RC)版模型に衝撃的揚圧力を繰返し作用させて, 初期破壊, 終局破壊, コンクリート剥離等の破壊の進行状況を調べた。波力やコンクリート, 鉄筋のひずみの時間変化を計測し, 外力と部材の応答, 破壊状況を関連付けて調査している。また, 同等な RC 版で行った静的破壊実験との比較から衝撃波力による破壊の特性を検討している。

(2) 実験方法

衝撃波力による RC 梁の動的応答実験と同様に, 大型造波水路の造波機から 42m, 水深 130cm の地点に反射壁と破壊実験用の模型を設置し, 揚圧力による衝撃波力を作用させた。

使用した実験模型は, 有効スパン長 240cm, 幅 100cm, 厚さ5および8cm の RC 版である(写真-3.7)。コンクリート打設後, 実験開始までに1ヶ月間養生を行っている。配筋は単鉄筋とし, D6 鉄筋を 10cm 間隔で 10 本としている。ケーソン壁や栈橋の床版などの実構造部材と同様に, 両端部には補強筋として D10 鉄筋を9本配置して部位による耐力を調整している。鉄筋比はそれぞれ 2.0, 1.2% である。コンクリートや鉄筋の材料特性値は梁の動的実験において行ったものと同様である。模型を両端固定梁とした場合の固有振動周期は, 水の付加質量を考慮して厚さ5, 8cm でそれぞれ 93, 48ms である。

厚さ5cm の RC 版は静水面上高さ 30cm, 厚さ8cm の RC 版は静水面上に設置した。衝撃波力は Bagnold 型と Wagner 型に大きく分類されるが, 厚さ5cm の版には両方のケースが作用するように入射波, 模型設置高さを設定した。入射波周期2sのケースが Wagner 型衝撃波力を想定した実験, その他のケースは Bagnold 型衝撃波力を想定した実験である。厚さ8cm の版は模型設置高さの影響により, 多くのケースで Bagnold 型衝撃波力の作用を想定している。また, 周期の長いケースでは, RC 版の全面で一様な波圧分布となることが予想されるが, 周期の短いケースでは, RC 版沖側縁が重複波の節部となるため, 波圧分布が一様でなくなることに注意が必要である。

基礎データの取得を目的としているため, 実験は規則波で行った。図-3.58 に示すように, 入射波高 10~60cm, 周期2~4sの波を波圧が小さい波高, 周期から順次 15~30



写真-3.7 破壊実験の RC 版模型

波ずつ作用させ、RC版が完全に破壊されるまで波を作用させた。模型位置での波長は5.6～13.3mである。

計測項目は、水面変位、波力、部材の加速度およびひずみである。水面変位(波高)はRC版の反射壁側と沖側に設置した容量式波高計により計測した。水面のRC版への衝突速度や水面傾斜角は水面変位から算定した。衝撃波力によるRC版のひび割れやコンクリートの剥離、脱落など破壊状況を観察することを目的としているため、波圧計は設置せず、荷重計によって波力を計測している。部材の応答は、部材の加速度は加速度計で、鉄筋ひずみ、コンクリート表面のひずみはひずみゲージで計測した。計測位置は、それぞれ版の両端部と中央部である。実験中は随時、クラックやコンクリートの剥離、脱落状況を目視観察した。破壊の進行が顕著に現れた場合には、クラックスケールでクラック幅、クラック長を計測した。

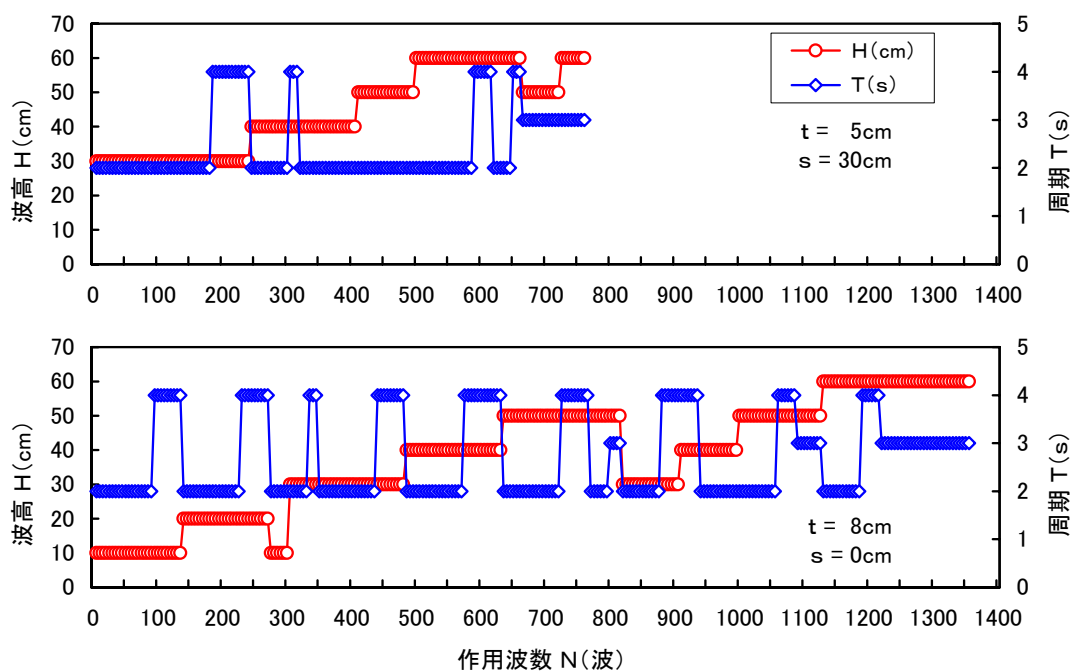


図-3.58 破壊実験の実験ケース

(2) 載荷重とひずみ

厚さ8cmのRC版を静水面上($s=0\text{cm}$)に設置して波を作用させた場合の、揚圧力の合力と鉄筋、コンクリートのひずみを図-3.59に示す。計測した各ケース15～30波の個別の波について全1,355波のピーク値を、作用させた順にRC版が破壊に至るまで並べたものである。計測終了後に衝突した波を考慮すると、約2,050波を作用させている。図中のひび割れ限界と終局限界の値は、等分布荷重に対する両端固定梁の曲げ理論によって算定したもので、それぞれ27kN、46kNである。

周期2s、波高30cmとした時点でひずみと荷重の関係の傾きが、コンクリート端部の一部の計測点で変化した(図中A)。しかし、この時点ではクラックは観察されなかった。その後、ひび

割れ限界を 50% 上回る波力が連続して作用したが、クラックは見られなかった。この間、コンクリートのひずみは引張強度試験によるひび割れ限界ひずみ 149μ よりかなり小さい値であった。周期 2s、波高 40cm とした時点(図中B)で最初に固定端部に1本クラックが発生した。このとき、コンクリートの平均ひずみは端部で 57μ 、中央部で 61μ であり、ひび割れ限界ひずみ 149μ よりかなり小さい値である。鉄筋の平均ひずみは 27μ 、 42μ であった。

次いで、周期 3s、波高 50cm(図中C)では、もう片方の固定端とスパン中央部に3本のクラックが発生した。クラック幅は最大 0.45mm に発達している、(写真-3.8(1))。さらに波を作用させると両端部、中央部でクラックが多数発生するようになり、クラックは RC 版の全周に貫通している(図中D)。コンクリートの平均ひずみは中央部 220μ 、両端部で 71μ であった。周期 4s、波高 60cm(図中E)のとき、両端部でコンクリートが圧潰し終局破壊状態となった。両端部は鉄筋だけのヒンジが形成され、中央部には多数のクラックが発生し、RC 版は屈曲した(写真-3.8(2))。さらに波を作用させると、波の衝突によって両面でコンクリートの剥離、脱落が見られた(図中F)。コンクリートの剥離が進行し、鉄筋にコンクリートがぶら下がった状態となった(写真-3.8(3))。

その後、水路横断方向にもクラックが発生し、RC 版の表面は原形をとどめない程破壊され、鉄筋のメッシュと同等の大きさのコンクリート塊が脱落して RC 版に穴が明いた(図中G:写真-3.8(4))。両端部が先に破壊されたが最終的には中央部で鉄筋が全て破断し、RC 版は完全に切断された(図中H, 写真-3.8(5))。

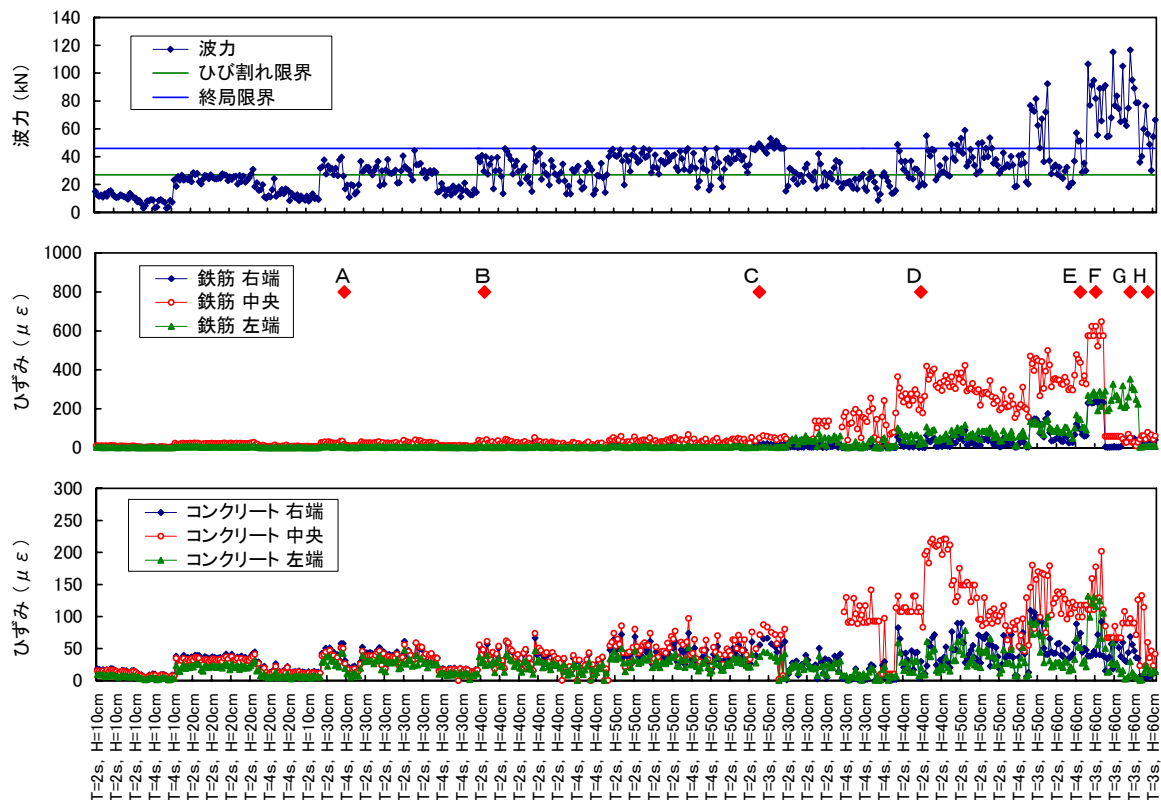


図-3.59 波力とひずみ(RC版:厚さ8cm)

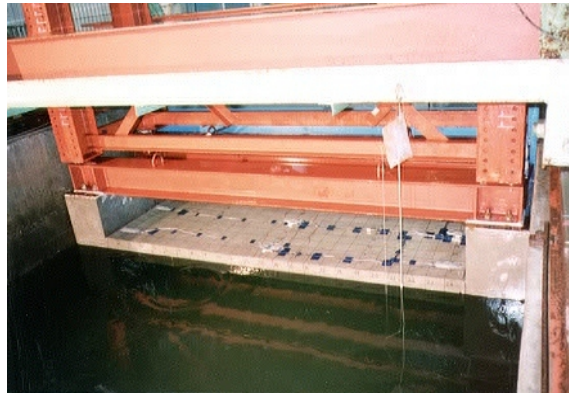


写真-3.8(1) クラック発生(C)

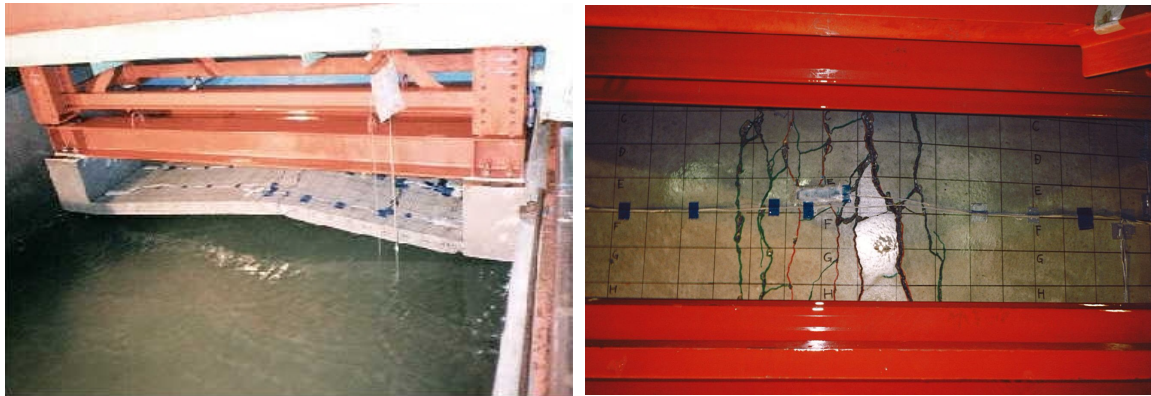


写真-3.8(2) RC版の折れ曲がり(E)



写真-3.8(3) コンクリートの剥離(F)



写真-3.8(4) コンクリートの脱落(左:上面, 右:下面) (G)



写真-3.8(5) RC 版の破断(H)

厚さ5cmのRC版を静水面上30cmの高さに設置して波を作用させた場合の、揚圧力の合力と鉄筋、コンクリートのひずみを図-3.60に示す。計測した各ケース15～30波の個別の波について全760波のピーク値を、作用させた順にRC版が破壊に至るまで並べたものである。波高が低く波面が衝突しなかったケースや計測終了後に衝突した波を考慮すると、約900波を作用させている。図中のひび割れ限界と終局限界の値は、静的載荷試験結果によるもので、それぞれ18kN、38kNである。

周期4s、波高40cmとした時点で63kNと終局限界をはるかに上回る大きい波力が作用したため、両端部各1本と中央部で2本クラックが貫通した(図中A)。コンクリート両端部はひずみが大きくひずみゲージが損傷している。

これ以前のケースでは、ひび割れ限界を最大37%上回る波力が作用しているが、クラックは観察されなかった。ひずみ・荷重の関係も変化は見られなかった。

続けて約400波ひび割れ限界前後の波力となる波を作用させた。再度波力が終局限界を超えた周期2s、波高60cm(図中B)の時点で、RC版が上方に湾曲した。鉄筋の平均ひずみは650 μ である。コンクリート中央部においてクラック幅が拡大し、両端部ではコンクリートが圧

潰し、1cm 程度の小片が剥離している。

周期4s、波高 60cm とした時点(図中C)では、両端部でヒンジが形成され、コンクリート中央部には多数のクラックが発生している(写真-3.9(1))。さらに波を作用させると、両端部でコンクリートが完全に圧潰(図中D)し、RC 版各部で幅の広いクラックが発生している。周期3s、波高 50cm のケース(図中E)ではクラックが水路横断方向にも発生し、網目状となっている。

続けて波を作用させたところ、数 cm クラスの大きいコンクリート片の剥離、脱落が発生し、一部鉄筋が破断している(写真-3.9(2))。最後は RC 版中央部で鉄筋が全て破断し、模型が切断した(図中F)

厚さ5cm の模型は設置高さを静水面上 30cm としたため、周期2s のケースでは重複波の節が反射壁から 1.4m に位置し、反射壁側により強い波力が作用する。その結果、斜め方向にもクラックが走り、反射壁側が大きく捲れあがり被災の度合いも大きかった。静水面上に設置した厚さ8cm の模型は全面にほぼ等分布の波圧が作用したためこのような現象は見られなかった。

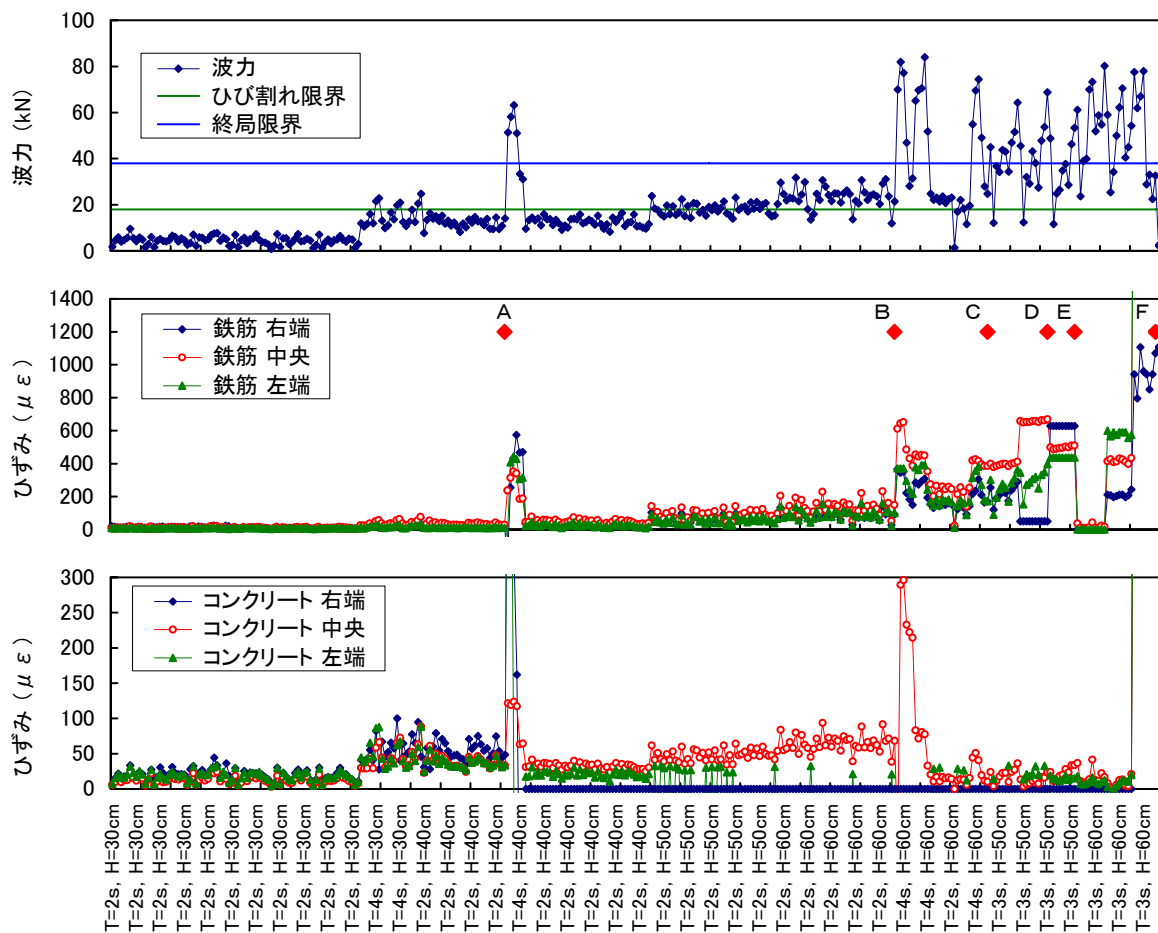


図-3.60 波力とひずみ(RC 版:厚さ5cm)

図-3.61 は、衝撃波力の作用時間とその力積の関係を示したものである。作用時間は RC 版の固有振動周期で無次元化している。波力によって RC 版が破壊される前後(前掲の図-3.60, 図中A)とコンクリートの圧潰後(前掲の図-3.60, 図中B~F)の計測値を、作用させた順序で分けて示している。

破壊前と破壊後A~A'は作用波高が30~40cmでほぼ同等であるが、破壊後の方が力積は大きい。RC版にクラックが発生し剛性が低下したことにより、波力が同等であっても作用時間が長くなるため力積が大きくなるものと考えられる。また、破壊前は力積がほぼ一定であるが、クラックが発生したAからRC版に大きい変形が発生したBまでは、作用時間が長くなると力積は増大している。大きい変形の後には、力積に大きいばらつきが発生している。

図-3.62 は、端部におけるコンクリートや鉄筋の荷重とひずみの関係を示したものである。波力によるRC版の破壊(前掲の図-3.60, 図中A)前後における計測値と静的破壊のデータを併せて示している。コンクリートのひずみは破壊前後で明らかに勾配が異なっている。静的破壊と比較すると同等の荷重に対して、波の作用ではひずみが50%小さくなっている。また、ひび割れ限界のひずみ149 μ より小さい88 μ から一気に600 μ に達し、ひび割れが発生している。

それに対して鉄筋は、破壊前ではコンクリートと同様に、静的荷重のケースより小さいひずみを示しているが、破壊後は静的破壊と同等の変化を示している。部材の変形が大きくなり版の曲げによる鉄筋の引張りではなく、鉄筋に純引張りが発生したためと考えられる。鉄筋もひずみが590 μ から一気に2400 μ まで増大し、切断に至っている。

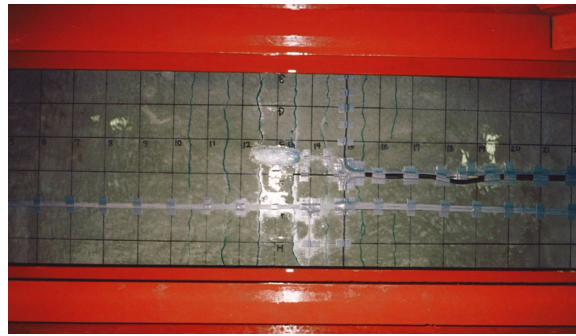


写真-3.9(1) RC版のクラック(C)



写真-3.9(2) コンクリートの剥離, 脱落(F)

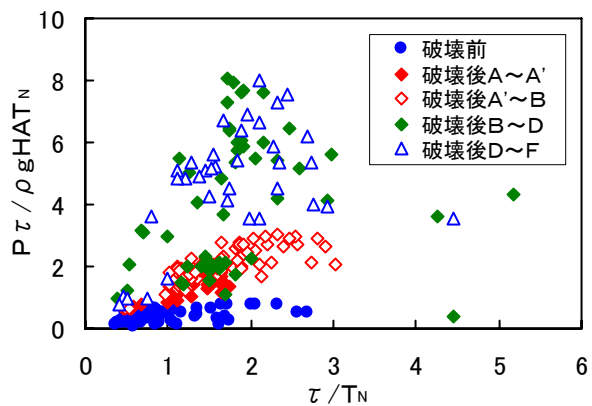


図-3.61 作用時間と力積

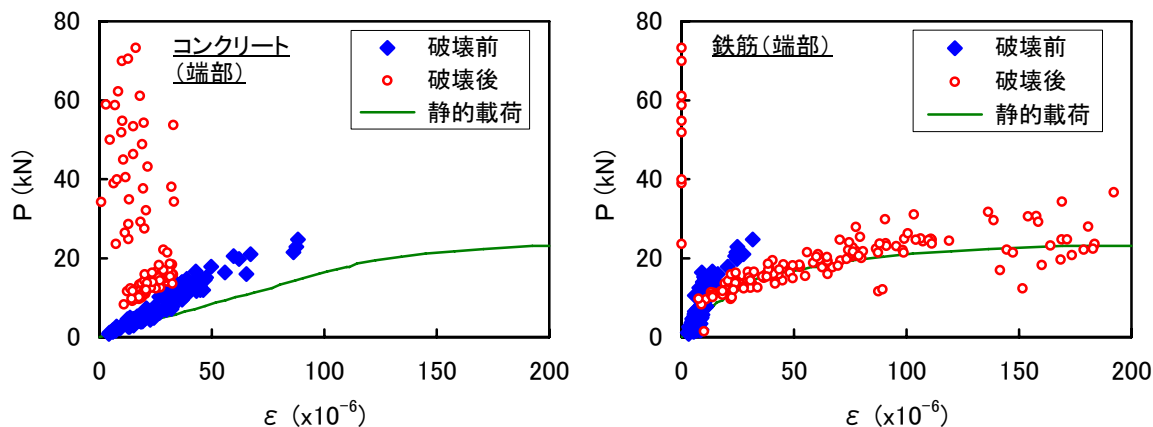


図-3.62 波力とひずみ

(3) 破壊状況の特徴

コンクリートの引張側にクラックが発生するまでは、大きな衝撃波力に対しても部材内のひずみは小さかった。しかし、一度クラックが発生するとひずみは急激に増大し、急速に破壊が進行する。さらに、破壊の進行とともに作用波力や力積も大きくなり、相乗効果で急激に破壊が進行する。厚さ5cm, 8cmのどちらのRC版も、900~2,050波と継続時間が数時間の1ストーム程度の波数でRC版は完全に破壊された。これは低サイクル疲労破壊とみられる。なお、松井(1987)は水張り疲労試験によって水中では疲労破壊の進行が速いことを示しており、水の影響も無視できない。クラック内に浸入した水に衝撃波圧が伝播し、クラックが押し広げられているものと思われる。

静的载荷試験においてはクラック幅が次第に広がり、圧縮側に圧潰が発生したが、波力の作用では同時に引張側、圧縮側に全周クラックが入った。また、静的破壊では中央の変位が200mmを超えても、コンクリートの剥離はわずかで鉄筋は破断しなかった。波力による破壊では、初期のクラック発生状況は類似であるが、変位が小さい状況でも繰り返しの変形により、コンクリートが大規模に剥落し、鉄筋が破断する。クラック面が相互に叩かれ、擦り合わされ、コンクリートの結合が緩み、剥落している。また、水路横断方向にもクラックが発生し、鉄筋網の間のコンクリートが大きい塊のまま抜け出す現象が見られた。

静的载荷による破壊では鉄筋降伏後もかなりの大変形を生じるため、RC部材は靱性が高いように見える。しかし、衝撃波力が繰り返し作用した場合には容易に破壊されることから、衝撃波力に対してコンクリートはもろい部材であることを示している。

3.7 まとめ

本章では、模型実験により衝撃波力に対するRC部材の動的応答や破壊の進行について明らかにした。その結果は以下の通りである。

- (1) 衝撃波力理論は、①衝突波面と RC 部材の間の封入空気を考慮するもの、②封入空気を考慮しないものに分類できる。①は Bagnold 理論を代表とするもので、封入空気の漏出や RC 部材の弾性変形を考慮して拡張されている。②は Wagner 理論を代表とするもので、(a)付加質量の時間変化を考える運動量理論、(b)固体周りの流れのポテンシャルを用いる理論、(3)流体の圧縮性を考慮した理論がある。
- (2) 既往の多くの実験によっても、衝撃波力が①、②に分類されることやそれぞれの波力の特性が明らかにされている。衝撃波力の力積 $p \tau^a$ は一定であることが見出されている。
- (3) RC 部材に衝突する波面は乱れが大きく、衝撃波圧もばらつきが大きい。ただし、衝撃波圧の合力(衝撃波力)は比較的ばらつきが小さい。
- (4) 中規模実験によって RC 部材に作用する揚圧力では、Bagnold 型と Wagner 型の衝撃波力が発生していることが確認された。これらの波力のピーク値は理論式と比較的よく一致している。
- (5) 衝撃波力によって RC 梁に発生するひずみは、版厚によらず静的荷重によるひずみより 25~35%小さい。
- (6) 大規模実験によって、実スケールの RC 梁に最大波高 2.25mの波を作用させた。波面の乱れによる封入空気の影響が強く現れたこと、波圧計が大型であったことなどにより、Wagner 型の衝撃波力は観測されなかった。
- (7) 衝撃波圧の作用時間やピーク値、RC 梁のひずみは Bagnold 型波圧の理論値とよく一致している。RC 梁の剛性の違いによる衝撃波圧のピーク値も理論値の示す傾向をよく再現している。
- (8) 機械荷重による衝撃荷重を作用させた結果、RC 部材の破壊荷重は静的荷重によるものより大きいことが明らかになった。衝撃荷重の作用時間によって破壊荷重の変化は見られなかった。
- (9) 繰り返し荷重の回数が増加すると破壊荷重は減少している。少ない繰り返し回数で破壊しており、低サイクル疲労の特徴を示している。
- (10) 静的荷重による破壊では、RC 版にクラック幅が徐々に広がり、圧縮側のコンクリートが圧潰する。RC 版は粘り強く変形し、大変形してもコンクリートの剥離は少なく、鉄筋は破断しなかった。衝撃波力の作用では、ほぼ同時に引張側と圧縮側の全周にクラックが発生し、コンクリート片の剥離が激しく版に穴が明き、鉄筋は破断した。
- (11) 衝撃波力による破壊では、一度クラックが発生すると破壊が急激に進行し、1ストーム程度の波数の作用で完全に破壊された。
- (12) 衝撃波力による荷重では、ひび割れ限界の 50%を超える波力が作用してもクラックは見られない。ただし、静的荷重のひび割れ限界より小さいひずみでクラックが発生している。

第 4 章 ケーソン壁の動的応答の数値シミュレーション

4.1 概要

衝撃砕波が防波堤に作用する場合の、ケーソン壁の動的応答特性を数値シミュレーションによって明らかにするとともに、中詰材の抵抗力や捨石マウンドによる衝撃吸収効果についても検討する。また、強大な衝撃砕波力が作用しケーソン壁が被災した事例を数値シミュレーションによって再現することを試みる。

高波浪が砕波しながらケーソン堤に衝突する場合、波力のピーク値は強大であるが、作用時間の小さい衝撃波力がケーソン壁に作用する。このとき、ケーソン本体は捨石マウンドや海底地盤と一体となった振動系を形成して衝撃波力に抵抗する。さらに、ケーソン壁の RC 部材には、中詰材の慣性力や弾性力が衝撃波力に対する抵抗力として作用する。したがって、ケーソン壁に発生するひずみが衝撃波力の時間波形に対して静的に追従するものとは考え難い。

こういった現象の検討には、模型実験や数値シミュレーションの適用が考えられる。このうち、模型実験は縮尺効果を受けるため、小さいスケールの模型実験によってケーソン壁の動的応答を再現することは困難である。また、縮尺の大きい実験は大規模な施設や模型が必要となり、現実的ではなくなる。これは、衝撃砕波圧自体のばらつきが大きいこと、衝突時に砕波水塊が空気を巻き込むことによって波圧波形がフルード相似則に従わないこと、部材と波浪現象の相似則が異なるため、衝撃波圧とケーソン部材の振動特性を一致させることが困難なことに起因する。ここでは、こういったスケール効果の影響を受けない数値シミュレーションによって、ケーソン壁の動的応答特性を検討する。

衝撃砕波に対するケーソン堤の応答は、基礎マウンドや海底地盤を含めたケーソン全体の応答と、今回の研究の主題であるケーソンの RC 壁の応答に大分される。また、衝撃波力の時間変化を考慮に入れた動的応答解析と、作用時間を考慮しない静的解析にも分類できる。

ケーソンに波力が作用する場合のケーソン壁の静的解析は、計算が簡便であることから、ケーソンの設計を始め、被災事例の再現などに適用されている(谷本ら, 1975; 他)。そこではケーソン壁の構造は、単位幅の 1 スパンあるいは複スパンの梁として、側壁や隔壁を固定端や回転端として取り扱われることが多い。外力は合田波圧の最大値を等分布圧として作用させていることが多い。

近年では、数値解析技術の発展によって、有限要素法(FEM)による解析も適用が容易なものとなってきている。例えば、ケーソンの前壁、側壁、隔壁を平面シェルとして3次的にモデル化し、作用波力に対する応力分布を算定することができる。田畑ら(1996)は、ケーソン前壁と側壁を連続版と仮定し、多孔質弾性理論(石原, 1990; 他)から近似的に得られる中詰砂

の土圧を考慮した壁面のひずみについて検討を加えている。実験値と静的数値計算値との比較から、ケーソン壁のひずみが静的弾性理論によっても推定できるものとしている。ただし、衝撃波力の作用時間とケーソン壁の固有振動周期については検討していない。

高橋ら(1993)は、衝撃砕波に対するケーソン堤全体の動的応答を、基礎マウンドや海底地盤を含めた振動系として、数値計算によって検討している。強大な衝撃波力がケーソン堤に作用しても、ケーソンを滑動させる力、すなわちケーソン底面と捨石マウンドの間に作用する有効せん断力は、最大でも腰掛け部波圧の3倍程度である、との結論を得ている。ただし、ケーソン壁の部材に発生する断面力の動的応答については検討を行っていない。また、それ以外の既往の研究においても、ケーソン壁に衝撃砕波が作用した場合の、RC部材の動的応答を数値シミュレーションによって検討した事例は見当たらない。

本章では、数値シミュレーションによって、ケーソン壁の動的応答特性を検討する。ケーソン壁に3次元有限要素モデルを適用して、衝撃波力の時間波形を簡易な関数としてモデル化する。ケーソンの隔室内には中詰材を充填し、中詰材の抵抗効果を考慮する。また、ケーソンの底版下には捨石マウンドを配置し、捨石マウンドによる衝撃吸収効果の検討を行う。

まず、模型実験と同等な条件のもとで数値シミュレーションを行い、実験値と数値計算値の比較対照を行った。この結果、物理定数を適切に設定すれば、数値シミュレーションで模型実験における中詰砂の土圧やケーソン壁のひずみの応答特性を再現できることが明らかになった。

次に、現地スケールでの数値シミュレーションを行い、むつ小川原港の被災事例の再現を試みた。この結果、衝撃砕波力によってケーソン壁が破壊される可能性があることが分かった。さらに、現地スケールで数値シミュレーションを繰り返し、ケーソン壁の形状や中詰材、捨石マウンドの物理定数による動的応答特性の変化を検討した。

4.2 数値シミュレーションの方法

4.2.1 数値シミュレーションの方法

(1) 運動方程式と計算方法

ケーソン式防波堤を対象とした3次元の動的数値シミュレーションを行った。ケーソン壁は4節点の長方形平面シェル要素として、また、中詰材と捨石マウンドは8節点の直方体ソリッド要素として、捨石マウンドを含むケーソン式防波堤を、3次元の有限要素法でモデル化した。直接積分法によって運動方程式を計算し、ケーソン壁の応力、ひずみなどの時間変化を算定している。中詰材や捨石マウンドを考慮しているが、海底地盤をモデル化していないため、基礎マウンドはやや固い状態を対象にしていることになる。計算では、ケーソン壁のひずみや応力だけでなく、速度や加速度、あるいは中詰材の土圧の時間変化等を求めている。

粘性減衰力を考慮した振動系全体の運動方程式は、式(4.1)のように示される。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p \quad (4.1)$$

ここに、

m : 質量マトリクス

c : 減衰マトリクス

k : 剛性マトリクス

u, \dot{u}, \ddot{u} : 節点変位ベクトル, その時間微分ベクトル, 2階の時間微分ベクトル

p : 外力ベクトル

である。第1項は慣性力, 第2項は粘性減衰力, 第3項は弾性力を示している。振動系における減衰力の要因は主として, 下記の3つが挙げられる(土木学会, 1997b)。

①物質の粘性抵抗に起因する粘性減衰

②物質の材料非線形性に起因する履歴減衰

③振動源から伝播する逸散波に起因する逸散減衰

本研究の検討対象である, 鉄筋コンクリートや中詰材, 捨石マウンドの減衰力は, 非線形な応力-ひずみ関係によるものである。この効果は剛性マトリクスによって示されるもので, 一般的には等価線形化法等によって減衰定数が決定され解析が進められる。ここでは, 解析ソフトがこの収束計算に対応していないこと, 物理的に明確でない多くの要因から総合評価すれば, 粘性減衰によっても現実の挙動をある程度適切に表現できる(日本鋼構造協会, 1986)ことから, 粘性減衰を適用する。粘性抵抗は速度に比例する。

減衰マトリクスは経験的に, 式(4.2)に示すレイリー減衰すなわち質量マトリクスと剛性マトリクスの線形結合で評価されることが多い。

$$c = \alpha_r m + \beta_r k \quad (4.2)$$

構造物の事例調査によれば, 解析対象の振動数が3Hz を越える場合には, α_r を0として第1項を無視しても良いものと報告されている(土岐, 1981)。本研究の対象となるケーソン壁の第1次固有振動数は, 隔壁スパン 5.0m, 壁厚 0.4mの単位幅の単純梁と仮定して, 20Hz である。この固有振動数の例は付加質量を考慮していること, ケーソン壁の3辺の固定条件が回転端より固定端に近いこと, 隔壁スパンや壁厚の条件などから, 現地ケーソンの固有振動数の下限値を示しているものと考えられる。よって, 式(4.2)の第1項を無視すると, 運動方程式(4.1)は, 式(4.3)のように示される。

$$m\ddot{u} + k(\beta_r \dot{u} + u) = p \quad (4.3)$$

動的応答計算は, 直接時間積分法によって逐次計算を行った。陰解法のNewmarkの β 法を適用し, 計算パラメータを $\gamma=1/2$, $\beta=1/4$ とし, 時間ステップに対して無条件安定となるよう計算している。この数値計算法は, 線形方程式に対しては, 少なくとも2次の精度が保たれることが知られている(土木学会, 1997b)。

時間ステップは, 入力した衝撃波力の作用時間 τ とケーソン壁の固有振動周期 T_N から決

定した. 事前に時間ステップを変化させて比較検討した結果, 概ね τ と T_N のうちの短い時間の 1/10 以下とすれば良いことが確かめられた.

(2) 要素分割

図-4.1, 図-4.2 にそれぞれ解析対象となるケーソン式防波堤の構造概要と, 解析を行った要素分割の例を示す.

ケーソン壁は, 隔壁によって縦横にそれぞれ分割された箱型の隔室からなる3次元構造をしている. 小型の隔壁がない1ブロック構造のケーソンから, 縦横数ブロックに分割された大型のケーソンまで様々である. 設計検討では, ケーソン壁を1枚の平板としてモデル化し, 隔壁や側壁との接続部, 上部工を固定端として4辺固定版, あるいは上辺を自由端とする3辺固定版として解析を行う(港湾設計基準, 1999). しかし, ケーソン壁は隔壁や側壁によって3辺を支承されているものの, 検討対象の前壁は通常, 隔壁や側壁より版厚が大きく剛性が高い. 4辺固定版としての解析は端部の曲げモーメントが安全側を示すものの, ケーソン壁に発生する応力を正確に再現しているとは言えない.

また, ケーソン壁の動的応答は, 捨石マウンドを含めたケーソン全体の振動系の挙動を無視できない. ケーソン全体の振動はケーソンの前後方向の揺動と防波堤法線を軸とする回転が卓越する. いずれにしても, 衝撃波力の受圧面であり解析対象である前壁と直交方向の運動で, ケーソンの奥行きを考慮する必要がある.

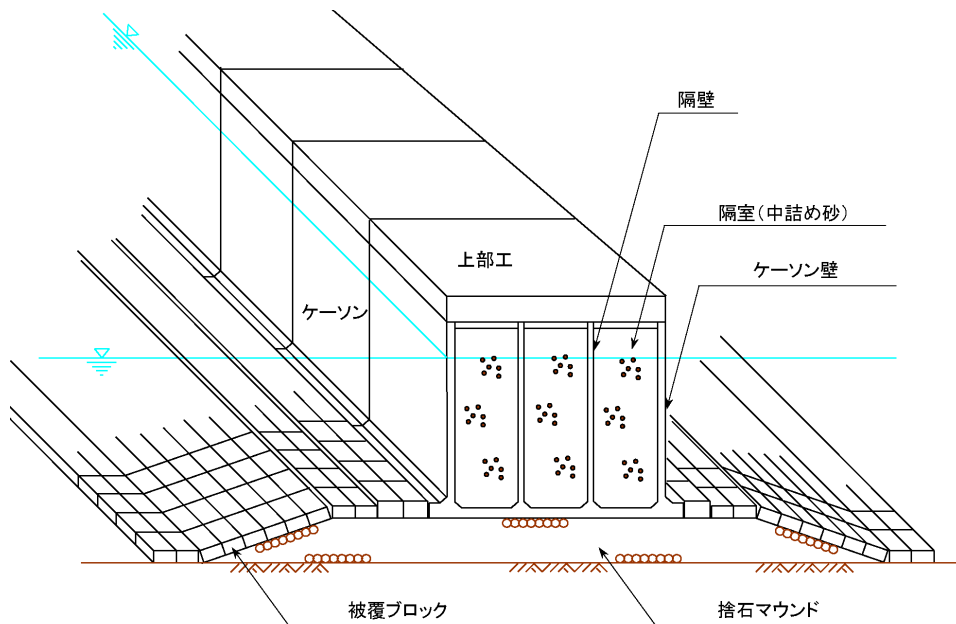


図-4.1 ケーソン式防波堤の概要

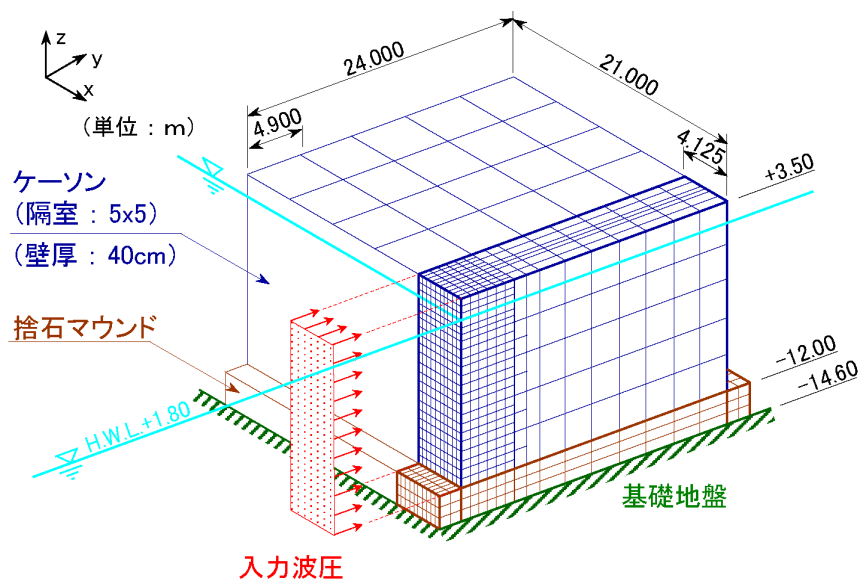


図-4.2 要素分割の1例

以上より、ケーソン壁を3次元の箱型構造としてモデル化することとした。ケーソン壁は経験的に、隔壁によって区切られた RC 版1ブロックについて、5要素程度に分割するのが最適であるとされているため、前壁を5要素に分割した。ただし、ケーソン全体としてみれば非常に剛性が高く、前壁に比較して2列目以降の隔壁や側壁、後壁に発生する断面力は小さいことから、2列目以降の壁面は粗いメッシュを採用している。

上部工とケーソン壁の間には鉄筋がなく、剛結合とは見なされず、一般的にケーソン壁の設計検討では、上部工によるケーソン壁の拘束は考慮されない(港湾設計基準, 1999)。すなわち、ケーソン壁は上辺自由端の3辺固定版、あるいはケーソン壁の上辺が「はちまき」と称される補強された構造となっている場合は4辺固定版として設計される。しかし実際のケーソンでは、上部工はケーソン壁と剛結されていないが、蓋コンクリートと一体となり、押し波による前壁の変位を拘束しているものと考えられる。よって、上部工を1枚のケーソン壁として取り扱い、ケーソン壁の上辺と上部工はピン結合とし、回転に対して拘束しないが変位に対して相互に拘束する構造とした。

(3) 各部材の支配方程式と剛性マトリクス

a) ケーソン壁

運動方程式(4.4)を、ケーソン壁、上部工、中詰材、捨石マウンドの各構成部分で区分すると、ケーソン壁の運動方程式は、式(4.4)のように示される。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{su} & m_{sb} & m_{sf} \\ m_{us} & m_{uu} & 0 & m_{uf} \\ m_{bs} & 0 & m_{bb} & m_{bf} \\ m_{fs} & m_{fu} & m_{fb} & m_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_u \\ \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{su} & k_{sb} & k_{sf} \\ k_{us} & k_{uu} & 0 & k_{uf} \\ k_{bs} & 0 & k_{bb} & k_{bf} \\ k_{fs} & k_{fu} & k_{fb} & k_{ff} \end{bmatrix} \left\{ \beta_r \begin{Bmatrix} \dot{x}_s \\ \dot{x}_u \\ \dot{x}_b \\ \dot{x}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_s \\ x_u \\ x_b \\ x_f \end{Bmatrix} \right\} = \begin{Bmatrix} p_s \\ 0 \\ p_b \\ p_f \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

ここに,

m_{ij} : 質量部分マトリクス

k_{ij} : 剛性部分マトリクス

$x_i, \dot{x}_i, \ddot{x}_i$: 節点変位部分ベクトル, その時間微分, 2階の時間微分

p_i : 外力部分ベクトル

である. 添字はそれぞれ, s はケーソン側壁および後壁の節点, u は上部工の節点, b は底版の節点, f は前壁の節点を示している. 外力は, ケーソン前壁に作用する波力が p_s , その他の外力 p_s, p_b は, 中詰材や捨石マウンドとの反力に相当する.

ケーソン壁は平面シェル要素を適用して計算を行った. この要素は, 隣接する要素間で変位 x および辺の法線方向の勾配 $\partial x / \partial n$ が連続となることが要求され, 板の曲げが表現できる. 要素形状が平面であるため, 面内力と面外力が独立であり, 平面応力要素と平板曲げ要素の剛性方程式を合成することによって, 平面シェル要素の剛性方程式が導かれる.

b) 中詰材

ケーソン壁と同様に運動方程式(4.3)を各構成部分で区分すると, 中詰材の運動方程式は, 式(4.5)のように示される.

$$\begin{bmatrix} m_{tt} & m_{tg} & m_{tc} & m_{th} \\ m_{gt} & m_{gg} & m_{gc} & m_{gh} \\ m_{ct} & m_{cg} & m_{cc} & m_{ch} \\ m_{ht} & m_{hg} & m_{hc} & m_{hh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_t \\ \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_c \\ \ddot{x}_h \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{tt} & k_{tg} & k_{tc} & k_{th} \\ k_{gt} & k_{gg} & k_{gc} & k_{gh} \\ k_{ct} & k_{cg} & k_{cc} & k_{ch} \\ k_{ht} & k_{hg} & k_{hc} & k_{hh} \end{bmatrix} \left\{ \beta_r \begin{Bmatrix} \dot{x}_t \\ \dot{x}_g \\ \dot{x}_c \\ \dot{x}_h \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_t \\ x_g \\ x_c \\ x_h \end{Bmatrix} \right\} = \begin{Bmatrix} p_t \\ 0 \\ p_c \\ p_h \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

ここで, 添字はそれぞれ, t はケーソン側壁および後壁との境界節点, c は底版との境界節点, h は前壁との境界節点を, g は中詰材の節点を示している.

c) 捨石マウンド

ケーソン壁と同様に運動方程式(4.4)を各構成部分で区分すると, 捨石マウンドの運動方程式は, 式(4.6)のように示される.

$$\begin{bmatrix} m_{dd} & m_{dm} & 0 \\ m_{md} & m_{mm} & m_{mz} \\ 0 & m_{zm} & m_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_d \\ \ddot{x}_m \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{dd} & k_{dm} & 0 \\ k_{md} & k_{mm} & k_{mz} \\ 0 & k_{zm} & k_{zz} \end{bmatrix} \left\{ \beta_r \begin{Bmatrix} \dot{x}_d \\ \dot{x}_m \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_d \\ x_m \\ 0 \end{Bmatrix} \right\} = \begin{Bmatrix} p_d \\ 0 \\ p_z \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

ここで、添字はそれぞれ、 d はケーソン底版との境界節点、 m は捨石マウンドの節点、 z は海底地盤との境界節点を示している。なお、海底地盤との境界接点は固定点としている。外力 p_z は海底地盤の反力に相当する。

d) 全体系

ケーソン壁、上部工、中詰材および捨石マウンドの境界の連続性を考慮すれば、式(4.4)、式(4.5)、式(4.6)を重ね合わせて、全体系の運動方程式は、式(4.7)のように示される。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} + m_{tt} & m_{su} & m_{sb} + m_{tc} & m_{sf} + m_{th} & m_{tg} & 0 & 0 \\ m_{us} & m_{uu} & 0 & m_{uf} & 0 & 0 & 0 \\ m_{bs} + m_{ct} & 0 & m_{bb} + m_{cc} + m_{dd} & m_{bf} + m_{ch} & m_{cg} & m_{dm} & 0 \\ m_{fs} + m_{ht} & m_{fu} & m_{fb} + m_{hc} & m_{ff} + m_{hh} & m_{hg} & 0 & 0 \\ m_{gt} & 0 & m_{gc} & m_{gh} & m_{gg} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{md} & 0 & 0 & m_{mm} & m_{mz} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{zm} & m_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_u \\ \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_f \\ \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_m \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} k_{ss} + k_{tt} & k_{su} & k_{sb} + k_{tc} & k_{sf} + k_{th} & k_{tg} & 0 & 0 \\ k_{us} & k_{uu} & 0 & k_{uf} & 0 & 0 & 0 \\ k_{bs} + k_{ct} & 0 & k_{bb} + k_{cc} + k_{dd} & k_{bf} + k_{ch} & k_{cg} & k_{dm} & 0 \\ k_{fs} + k_{ht} & k_{fu} & k_{fb} + k_{hc} & k_{ff} + k_{hh} & k_{hg} & 0 & 0 \\ k_{gt} & 0 & k_{gc} & k_{gh} & k_{gg} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{md} & 0 & 0 & k_{mm} & k_{mz} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{zm} & k_{zz} \end{bmatrix} \left\{ \beta_r \begin{Bmatrix} \dot{x}_s \\ \dot{x}_u \\ \dot{x}_b \\ \dot{x}_f \\ \dot{x}_g \\ \dot{x}_m \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_s \\ x_u \\ x_b \\ x_f \\ x_g \\ x_m \\ 0 \end{Bmatrix} \right\}$$

$$= \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ p_f \\ 0 \\ 0 \\ p_z \end{Bmatrix} \tag{4.7}$$

4.2.2 衝撃波力のモデル化

合田(1967b)は、衝撃荷重に対する1質点1バネ振動系の動的応答を理論式から検討している。このなかで、代表的な衝撃波力の時系列モデルとして、図-4.3に示すような前傾型三角波形、後傾型三角波形、対称型三角波形を示している。

図-4.4 は、衝撃波力の作用時間 τ と各波力波形に対する変位のピーク値 X_{max} を静的荷重による変位 X_{st} で無次元化したものである(合田, 1967b)。 h_n は減衰定数を示している。いずれの波形につ

いても、衝撃波力の作用時間 τ が振動系の固有振動周期 T_n の1/2 より短い領域では、静的荷重による変位 X_{st} より衝撃波力による変位のピーク値が小さい。しかし、作用時間がそれより長くなると、共振効果によって対称型では静的荷重による変位の最大1.5倍、後傾型では1.3倍を示している。作用時間が固有振動周期の2倍以上の領域では、ほぼ静的荷重と同等の変位となり、準静的な領域であることを示している。

ただし、前傾型の波力が作用した場合では、作用時間が長い領域であっても大きな変位を示していることに注意が必要である。

図-4.5 に示す現地スケールの数値シミュレーションでは、1質点1バネ振動系の減衰定数 $h_n = 0.3$ のケースに近い傾向を示している。ここでは後述のように

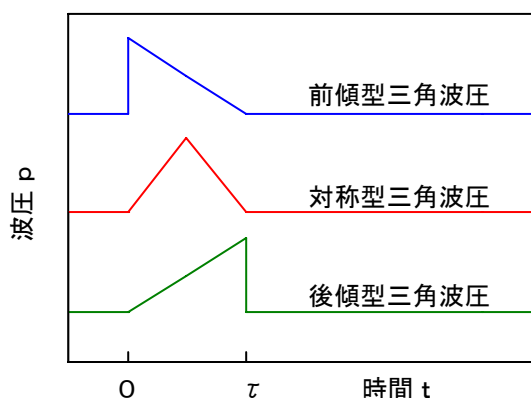


図-4.3 衝撃波力の時間波形と質点の変位

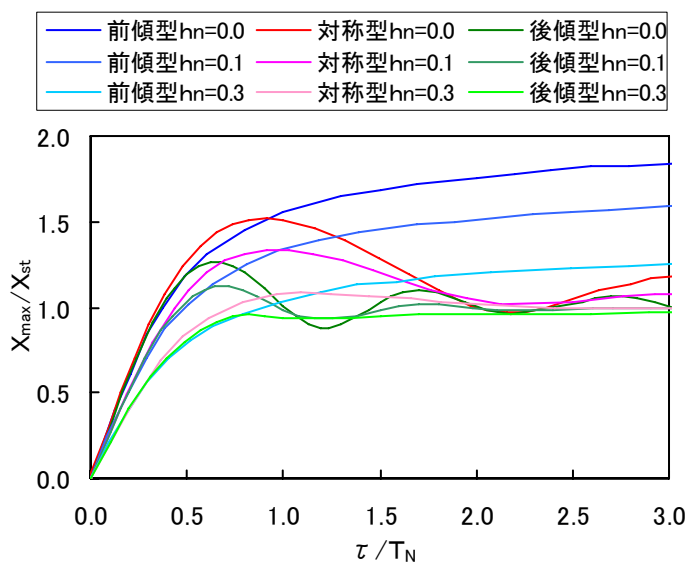


図-4.4 衝撃波力の作用時間と変位のピーク値

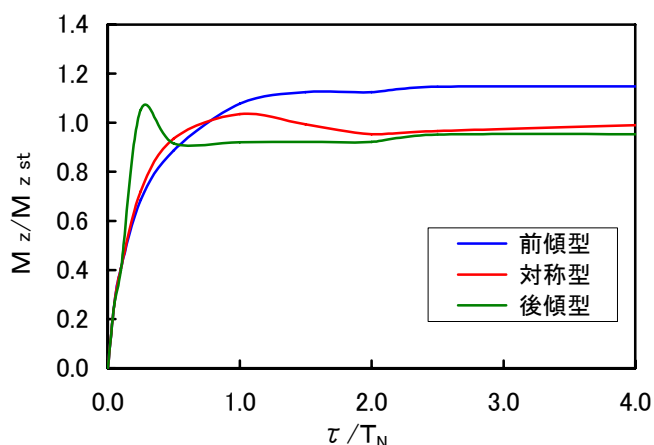


図-4.5 衝撃波力の作用時間と変位のピーク値

減衰定数 $h_n=0.02$ としているが、ケーソン壁や中詰砂、捨石マウンドの全体系の減衰によって大きな減衰効果を示しているものと考えられる。

衝撃波力は、局所的で時間変化が急激な Wagner 型と、比較的広範囲に作用して時間変化がやや滑らかな Bagnold 型に大きく分類される(「3.2 衝撃砕波力の特性」参照)。Wagner 型衝撃波力は、急激な波圧の立ち上がりが特徴で、波圧の時間波形は前傾型三角波形に近い時間変化を示す。しかし、この波形はある意味で理想的な状態で波面がケーソン壁に衝突した場合にしか発生しない。また、波圧がピーク値をとる位置、時間が変化するため、波圧合力としては Wagner 理論では後傾型の時間波形を示す。実験値では衝突波面の乱れから対称型に近い時間波形を示す。「3.3.4 測定波形の例」で示したように、ケーソン壁のひずみは局所的な波圧の時間波形より平均的な波圧合力に追従することから、前傾型としてではなく、後傾型あるいは対称型としてモデル化の方が適しているものと考えられる。

Bagnold 型は空気を巻き込んで波面がケーソン壁に衝突するため、空気のクッション効果によって、波圧の変化は比較的滑らかである。波圧の立ち上がり時間と減少期間が Wagner 型よりやや長く、対称型の時間波形に近い。

以上より、本研究では、衝撃砕波圧を図-4.6 に示すような対称型時系列モデルとする。波圧の時系列は、衝撃波圧部($0 \leq t < \tau$)とそれに続く腰掛け波圧部($\tau \leq t$)で構成される。腰掛け波圧部は押し波作用時の緩やかな重複波圧に相当する。腰掛け波圧の作用時間は、入射波の半周期程度と考えられ、衝撃砕波力の作用時間に比べて十分長く、変動も小さい。よって、腰掛け波圧は計算時間内で一定値とする。腰掛け波圧 p_s は $1 \rho_w g H$ 、衝撃波圧のピーク波圧 p_i は $5 \rho_w g H$ を想定している。

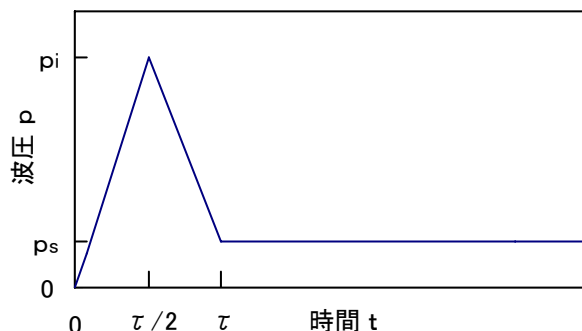


図-4.6 衝撃砕波圧の時系列モデルとパラメータ

4.2.3 物理定数

(1) 鉄筋コンクリート(RC)部材

数値シミュレーションに適用する鉄筋コンクリート部材の物理定数を、表-4.1 に示す。港湾設計基準(港湾協会, 1999)やコンクリート標準示方書(土木学会, 1996)に準じて決定した。減衰力はレイリー減衰を適用する。

表-4.1 鉄筋コンクリート部材の物理定数

項目	計算条件
設計基準強度	24.0 N/mm ²
単位体積重量	24.0 kN/m ³
弾性定数	2.5 × 10 ¹⁰ N/m ²
ポアソン比	0.2
減衰定数	0.02

(2) 中詰材

a) 弾性定数の算定方法

表-4.2 中詰材の物理定数

ケーソンの中詰材をケーソンに作用する波圧に対する抵抗力として考慮する場合, ①土圧理論による静的抵抗力とし, 波圧から土圧を差し引いて外力とする方法,

項目	計算条件	備考
単位体積重量	20.0 kN/m ³	
弾性定数	1.9×10 ⁸ N/m ²	拘束圧により変化
ポアソン比	0.3	
減衰定数	0.02	

②中詰材を弾性体などに見なし, ケーソン壁と弾性抵抗力で波圧に抵抗させる方法で取り扱われることが多い. 本研究では, 中詰材を弾性体とし, 物理定数や計算条件は表-4.2 に示すとおりである

中詰材の挙動は, ひずみが 10⁻⁵ 以下であれば弾性体, 10⁻⁵~10⁻³ ではせん断弾性定数と減衰比で表現できる(石原, 1990). ここで, ケーソン壁を1辺 5.0m, 厚さ 0.4mの4辺固定版としたとき, 非常に大きい波圧 100kN/m² に対して最大たわみが 1.2mm である. このとき中詰材のひずみは 2×10⁻⁴ であることから, 中詰材はせん断弾性定数と減衰比で表現できるものと見なせる. ケーソン壁のたわみは非常に小さいことから, ここでは中詰材を粘弾性体として取り扱う.

せん断弾性定数は, Richart ら(1970)の実験式(4.8), (4.9)から算定する. 丸い粒子からなる砂に対して,

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0')^{1/2} \quad (4.8)$$

角張った粒子からなる砂に対して,

$$G = 330 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0')^{1/2} \quad (4.9)$$

である. ここに,

- G : せん断弾性定数
- e : 間隙比
- σ_0' : 平均拘束圧

である.

中詰材の材料は防波堤によって異なるが, 砂に対しては式(4.8)の適用性が高い(石原, 1990)こと, 適用砂の間隙比が 0.6~0.8 であることが多いため, ここでは間隙比 0.7 として式(4.8)を適用した. 水平方向と鉛直方向の平均拘束圧は土被り圧から算定した.

なお, ここでの数値シミュレーションは弾性定数により計算を行っているため, 式(4.10)によって弾性定数 E に換算する.

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (4.10)$$

表-4.2 に示したポアソン比 ν は埋立投入土砂等のモデルで適用されている値(例えば, 村ら, 1996)である。

b) 現地調査による中詰材の特性

現地調査の結果から中詰材の特性について検証を行う。高知港では長大ケーソンの設計法の確立に向けて、波浪観測やケーソン壁に作用する波圧、中詰砂の土圧、ケーソン部材のひずみの現地観測、中詰砂のボーリング調査を実施している(運輸省第三港湾建設局ほか, 1994)。ここではその中から、1993年9月に高知県西方を通過した大型で非常に強い台風13号による高波浪時の観測結果を再整理し、検討を行う。

図-4.7 に解析に使用した計測機器設置位置およびケーソンの中詰砂のボーリングデータを示す。波圧計および土圧計は、D.L.-9.5mの捨石マウンド上に設置された高さ13.5mのケーソン前壁の表裏に取り付けられている。波圧計5台、土圧計4台のうち、ケーソン中央部(D.L.-2.5m)と底版に近いケーソン下端部(D.L.-7.5m)に設置された波圧計と土圧計のデータを解析する。

中詰砂のボーリングは、土圧計の設置されたケーソン隔室内(Bor.1)と同一ケーソンの約20m離れた隔室(Bor.2)で行われている。ボーリングは1994年3月に行われ、1992年3月のケーソン設置後、2度の台風シーズンを経過しており、中詰砂はケーソンの振動による締め固め効果を十分受けているものと考えられる。

ケーソンの中詰砂のN値は蓋コンクリートの直下では6~7であり、下方の砂と比較すれば、やや締め固まった様相を示しているが、それでも緩い砂である。中央部から底版部にかけては、ほとんど締め固め効果が見られず、2~4とほぼ一定で非常に緩い砂の様相を示している。よって、弾性定数は中詰砂の深度によらず一定とみなしても良いものと考えられる。

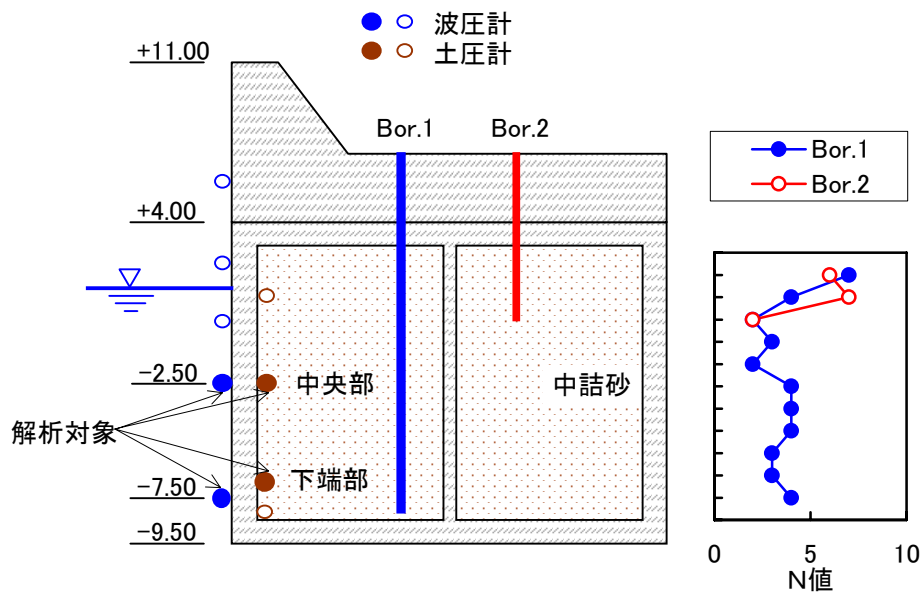


図-4.7 計測機器の設置位置と中詰砂のN値

図-4.8 は、ケーソン壁に作用する波圧と中詰砂の土圧の現地観測データ(運輸省第三港湾建設局ほか, 1994)を再整理したものである。台風 13 号によってもたらされた波浪は、Case-1 (9月3日 23:40～00:00)の観測では、有義波高 3.6 m, 有義波周期 8.8s, 最大波高 5.3 m, 続く Case-2 (9月4日 00:10～00:30)の観測では、有義波高 3.7 m, 有義波周期 9.3s, 最大波高 6.4 mに達した。

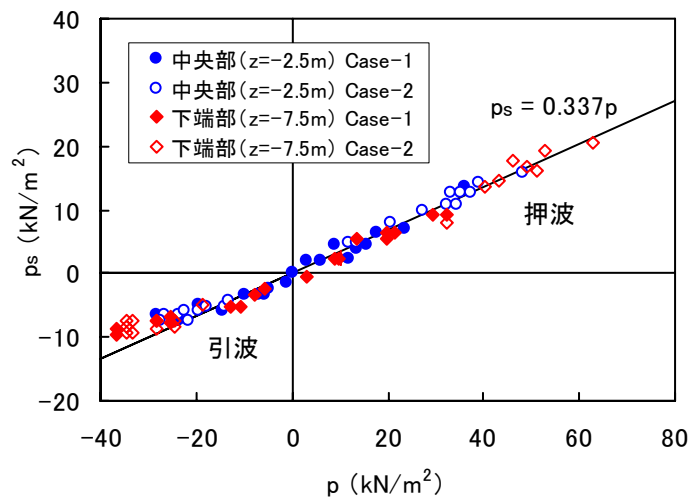


図-4.8 波圧とケーソン中詰砂の土圧

図中のデータは、Case-1, 2の

各 20 分間のケーソン壁に作用する波圧の時系列データを波別解析したもので、個々の波の波圧ピーク値 p と同時刻の中詰土圧 p_s をプロットしたものである。なお、波圧と土圧の時系列データでは波圧と土圧の位相差は見られず、波圧のピーク時と土圧のピーク時はほぼ一致しているため、波圧のピーク値と対応する土圧のピーク値と同等である。

図中の実線は、押波時の波圧データと対応する土圧データについて回帰分析を行った結果を示している。回帰分析の結果、押波のデータについては、波圧 p と土圧 p_s は相関係数 0.98と非常に高い相関関係を示している。比例定数 p_s/p は 0.337である。すなわち、中詰砂の土圧によってケーソン壁に作用する外力は、66%に低減されている。観測された波圧の時間波形やピーク波圧から判断して、衝撃碎波の作用は見られないため、この中詰砂の抵抗力は主に弾性力によるもので、慣性力による低減効果は小さいものと思われる。

引波時の波圧は、負の波圧が 15kN/m^2 より小さい範囲(絶対値)では、押波のデータと同様の比例関係を示している。負の波圧が 15kN/m^2 より大きい範囲では、負の波圧は増大しているが負の土圧は増大傾向を弱め、一定値に漸近する傾向を示している。引波によってケーソン壁が前方に変位することにより、中詰砂が弾性状態から塑性主働状態に遷移しているものと考えられる。

以上より、引波時の負の波圧が 15kN/m^2 より小さい範囲から押波時の範囲にかけて、中詰砂は弾性体としての挙動を示し、ケーソン壁に作用する波圧に比例して中詰砂が抵抗土圧を發揮することが分かる。ケーソン壁を隔壁により両端を拘束された単位幅の水平梁として、中詰砂による等分布の弾性体に支承された両端固定梁と仮定して、波圧と土圧の観測値から逆算すると、中詰砂の弾性定数は $5 \times 10^7 \text{N/m}^2$ となる。このとき、 100kN/m^2 の波圧に対して壁面の変位は 0.75mm となる。

N値とせん断弾性定数 G の関係は式(4.11)で示され、多くの研究で定数 a , b が報告されている(原ら, 1974; 今井・吉村, 1970 他)。

$$G = aN^b \quad (4.11)$$

ここで、提案されているいくつか係数の中で平均的な値を算定する、 $a=158$ 、 $b=0.668$ (原ら, 1974)を適用し平均N値4とすれば、せん断弾性係数は $4.0 \times 10^7 \text{N/m}^2$ 、また、弾性係数は $1.1 \times 10^8 \text{N/m}^2$ である。これは、数値シミュレーションに適用した Richart ら(1970)の実験式とおおむね一致している。

(3) 捨石マウンド

マウンド捨石は、一般に最大 100～200kg/個程度の捨石が使用される。本研究で適用したマウンド捨石の物理定数や計算条件を、表-4.3 に示す。

表-4.3 マウンド捨石の物理定数

項目	計算条件	備考
単位体積重量	20.0 kN/m ³	
弾性定数	$1.9 \times 10^8 \text{ N/m}^2$	拘束圧により変化
ポアソン比	0.3	
減衰定数	0.02	

せん断弾性定数は、衝撃砕波力が作用するケーソンの滑動に関する数値シミュレーションを行った高橋ら(1993)に
ならい、上部・長田(1990)の実験式(4.12)より算定する。また、式(4.10)より、弾性定数に換
算する。

$$G = 500 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_c)^{0.66} \quad (4.12)$$

ここに、

- G : せん断弾性定数
- e : 間隙比
- σ_c : 有効拘束圧

である。

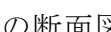
4.3 模型実験の数値シミュレーション

数値シミュレーションの妥当性を確認するために、小型模型実験で得られた、衝撃砕波力の作用に対するケーソン壁のひずみや中詰砂の土圧などの動的応答を再現した。なお、本実験は、衝撃波力によるケーソン壁の土圧とひずみに関する基礎的な特性を検討することを目的として行われたものである(Takahashi et al., 1998;高橋ら, 1995)。

4.3.1 模型実験の概要

(1) 実験水路および水理模型

実験水路は、延長 105m、幅3m、深さ 2.5mの造波水路を使用した。造波装置から 45mの地点から模型後方の消波装置までの区間は分水壁が設置されており、実験水路は幅 0.8mと 2.0mに分けられている。そのうち幅 0.8mの水路は、模型設置位置周辺の側面が観察用にガラス窓となっており、こちら側の水路に水理模型を設置した。

実験模型の断面図および計測装置の配置を、-4.9 に示す。ケーソン模型は、高さ 86.8cm、幅 78cm、水路法線方向長さ 60cmの亚克力樹脂製で、前壁は厚さ 10mmと 15mmの2種類のものを作製している。この模型は隔壁のない1ブロック式であるため、現地ケーソンと比較してケーソン前壁の両端固定部間のスパンが相対的に長い構造である。亚克力版の弾性定数は $2.9 \times 10^9 \text{N/m}^2$ で、RC版の $2.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$ より1オーダー小さいことと併せて、ひずみが大きく出やすい構造である。

造波装置から 75mの位置の水路上に、厚さ 56cm の捨石マウンドを造成し、この模型を設置している。模型の背面にはケーソンの滑動を防止するために、鉛を入れた重石を設置している。前面の海底勾配は 1/100 である。砕波を誘発するため高マウンド型の混成堤を想定し、ケーソン前面には厚さ 24cm の被覆ブロックを設置している。被覆ブロック天端の水深 d は 40cm で、マウンド水深堤脚水深比 d/h は 0.33 である。

(2) 計測項目

前壁に波圧計を設置して衝撃砕波圧の計測を行っている。中詰材による衝撃波力に対する土圧抵抗力を計測するために、前壁の内側には波圧計と同じ高さに土圧計を設置している。また、ケーソン壁のひずみや変位、加速度、慣性力を計測するために、前壁の内側にはひずみゲージと加速度計を設置している。計測データは、リアルタイムで A/D 変換を行いパソコンにデジタルデータで収録している。

(3) 実験ケース

実験は規則波で行い、主として周期 2.08, 2.72sについて、重複波から衝撃砕波までが作用するよう、波高を 19.2~56.9cm の範囲で変化させている。

ケーソン壁の剛性によるひずみの変化を検査するため、アクリル板の厚さを 10mm と 15mm として実験を行っている。また、中詰材の効果を検査するために、中詰砂を充填した場合とケーソン内を水で満たした場合の実験を行っている。中詰砂は投入時に締め固めを行わず、波浪の作用によるケーソンの振動によって、自然に締め固められた状態にしている。

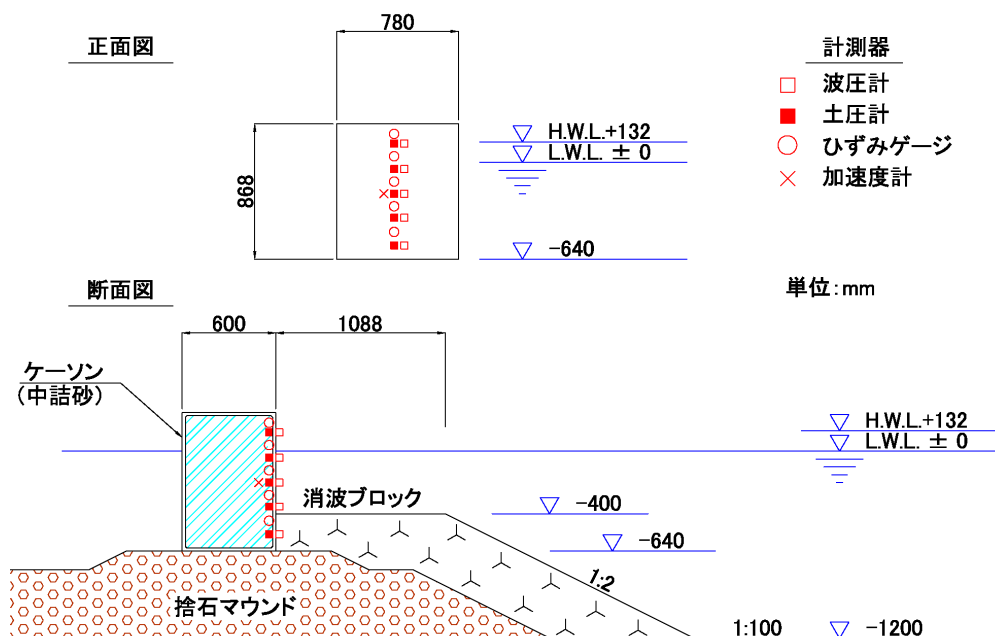


図-4.9 実験模型の断面図および計測装置の配置

4.3.2 数値シミュレーションの概要

(1) 計算方法

ケーソン堤を対象とした3次元の動的解析を行い、ケーソン壁のひずみや応力だけでなく、速度や加速度、あるいは中詰砂の土圧の時間変化等を求めている。

数値シミュレーションに使用した主な物理定数を、表-4.4 に示す。アクリル樹脂の特性はカタログ値を、中詰砂や捨石マウンドの特性は、「4.2.3 物理定数」に準じて決定している。ケーソンを水で満たした水張りのケースでは、中詰材の弾性定数を低いオーダーに落として数ケース試行し、ひずみや内部水圧が実験値に近い値をとるように弾性定数を決定している。内部水を単純に弾性体とすると、水の弾性定数は $1.96 \times 10^9 \text{N/m}^2$ で、アクリル樹脂の弾性定数と同オーダーの高い値を示す。しかし、水張りの実験ケースでは、模型の構造上、内部水が密閉されておらず、ケーソン天端の隙間からの水の出入りや自由水面の存在が観察されている。このため、水張りのケースの正確なシミュレーションとは言えないが、中詰砂の有無による影響を評価する意味で、参考として弾性定数の小さい弾性体として検討を行った。

入力した波圧の時間波形は、実験で得られた5測点の波圧時系列データを、計測時間ステップごとに平均したものを使用した。この平均波圧を前壁全体に等分布荷重として载荷した。

表-4.4 数値シミュレーションの物理定数

部材	項目	定数	備考
ケーソン (アクリル樹脂)	弾性定数	$2.94 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	短期弾性定数
	ポアソン比	0.35	
	単位体積重量	11.7 kN/m^3	
中詰砂	弾性定数	$1.46 \times 10^7 \text{ N/m}^2$	
	ポアソン比	0.30	
	単位体積重量	19.6 kN/m^3	
捨石マウンド	弾性定数	$2.70 \times 10^7 \text{ N/m}^2$	
	ポアソン比	0.38	
	単位体積重量	19.6 kN/m^3	

4.3.3 重複波力の作用による土圧とひずみ

(1) 中詰砂ケースの時間波形

図-4.10 に、実験データと数値シミュレーションによる、中詰砂を充填したケーソンに重複波圧 p が作用したケースの土圧 q_s 、ケーソン壁のひずみ ε の時間変化の波形を示す。波圧、土圧、ひずみは、それぞれ5測点の平均値である。数値シミュレーションの入力波圧 p は、実験データの波圧の時間波形をそのまま適用している。実験における入射波は、周期 2.08 s、波高 19.2cm である。

実験データの波圧の時間波形から、重複波的な波圧の作用が読み取れる。土圧、ケーソン壁のひずみは波圧とほぼ同位相で滑らかに変化している。波圧のピーク値は、1.8kPa で $0.95 \rho_w g H$ である。

実験データでは、土圧のピーク値は 1.1kPa と波圧のピーク値の 63%を示している。数値シミュ

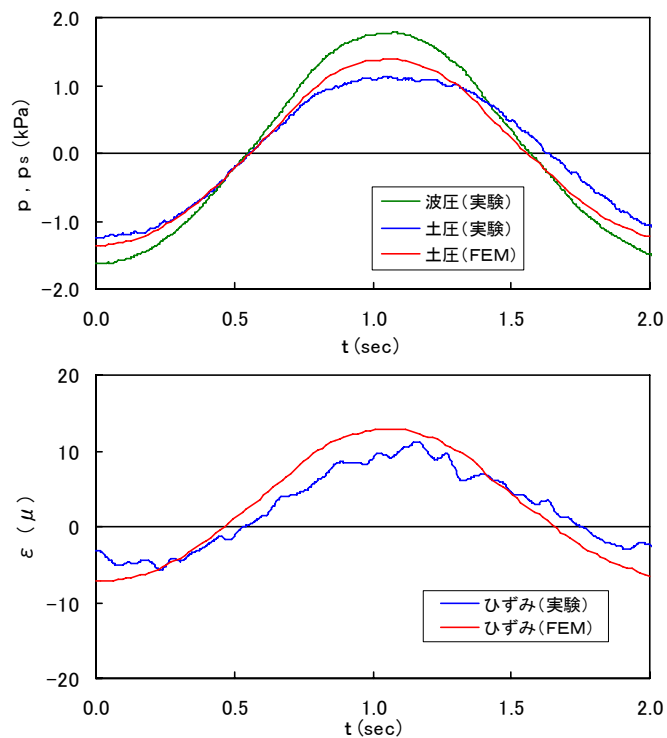


図-4.10 重複波が作用したケースの時系列(中詰砂)

レーションでは、土圧のピーク値は 1.4kPa と波圧のピーク値の 80%を示している。すなわち、土圧の抵抗力によって波圧の大部分が打ち消され、ケーソン壁に作用する外力は、実験データで波圧の 37%、数値シミュレーションで 20%に低減されている。

数値シミュレーションは、実験値と比較してピーク値でやや大きい値を示しているが、実験データの時間変化をほぼ再現しているものと言える。

(2) 水張りケースの時間波形

図-4.11 に、水で満たしたケーソンに重複波圧が作用した実験ケースの波圧 p 、内部水圧 q_w 、ケーソン壁のひずみ ε の時間変化の波形を示す。入射波は、中詰砂のケースと同じ周期 2.08s、波高 19.2cm である。

水で満たした実験ケースでは、波圧が中詰砂のケースとほぼ同等のピーク値、時間変化を示しているが、ひずみが 20 倍と大きい値を示している。中詰砂の抵抗土圧によって、ケーソン壁のひずみが大きく低減されていることが分かる。ケーソンの内部水圧は、波圧よりピークの位相が 0.2s 早く出ている。これは、ケーソン模型の天端の隙間や計測装置の配線口から空気や水が出入りしており、また、ケーソン内に自由水面が存在するため内部水圧が消散しているためと考えられる。

(3) 波圧と土圧, ひずみ

図-4.12 は、中詰砂、水張りのケースについて、波圧の全振幅 p_t と土圧の全振幅 q_{st} 、内部水圧の全振幅 q_{wt} の関係を示している。それぞれ、ケーソン壁の亚克力版厚 t_w が 10mm と 15mm のケース

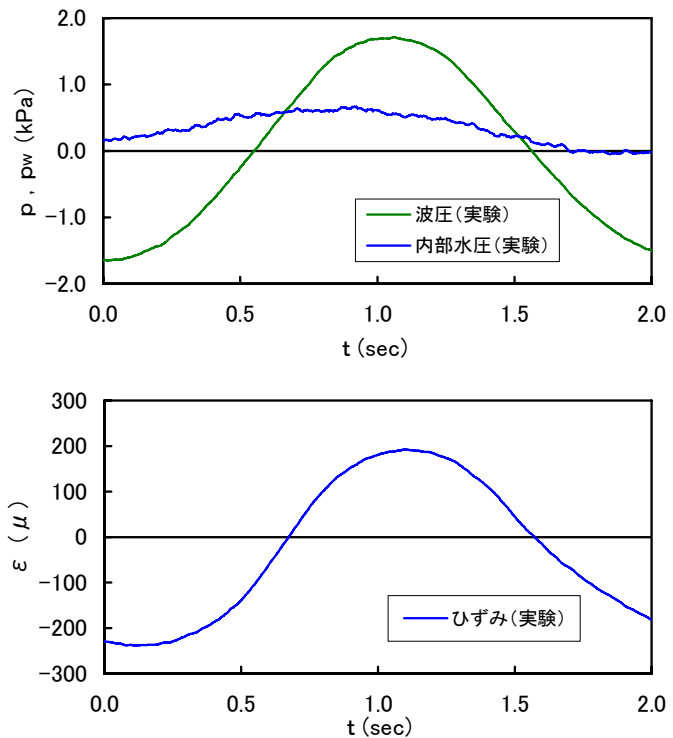


図-4.11 重複波が作用したケースの時系列(水張り)

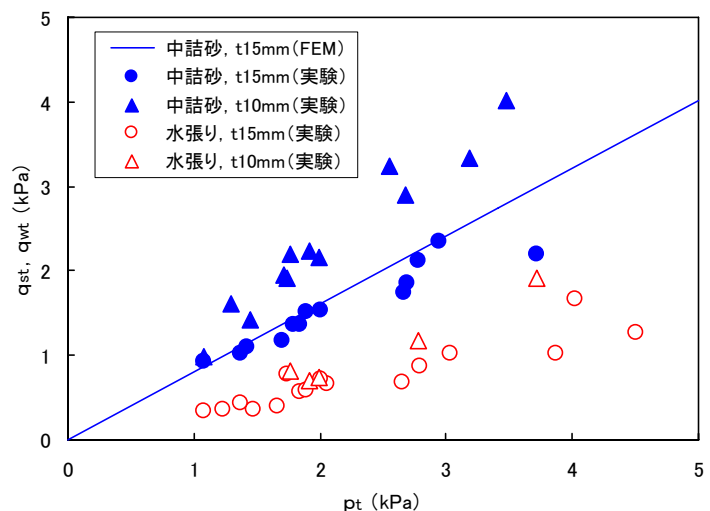


図-4.12 波圧と土圧, 内部水圧(重複波)

を示している。ここでは、計測ステップごとに5測点の平均値をとって作成した時系列データの、正のピーク値と負のピーク値の差を全振幅値としている。また、図中の実線は、中詰砂・版厚15mmの数值シミュレーション結果である。

中詰砂・版厚15mmの実験ケースでは、土圧は波圧に比例して70%の値を示している。数值シミュレーションでは80%で、実験値とほぼ同等の結果を示している。ただし、土圧の計測位置は、ケーソン壁のたわみが最も大きい中央部である。側壁の拘束を受ける両端部では、ケーソン壁のたわみが小さく抵抗土圧も小さい。すなわち、平均的には土圧抵抗力はこれより小さくなる。

中詰砂・版厚10mmの実験ケースでは、ケーソン壁の剛性が小さいこと、計測位置が版の中央部で土圧が大きく現れることから、土圧が波圧とほぼ同等の、かなり大きな値を示している。

水張りのケースでは、内部水圧は波圧の40%を示しており、中詰砂のケースより小さいことが読み取れる。

図-4.13は、中詰砂、水張りのケースについて、波圧の全振幅 p_t とケーソン壁のひずみの全振幅 ϵ_{st} 、 ϵ_{wt} との関係を示している。中詰砂の抵抗土圧によって、水張りのケースのひずみ ϵ_{wt} と比較して中詰砂のケースではケーソン壁のひずみ ϵ_{st} は10%以下に低減している。

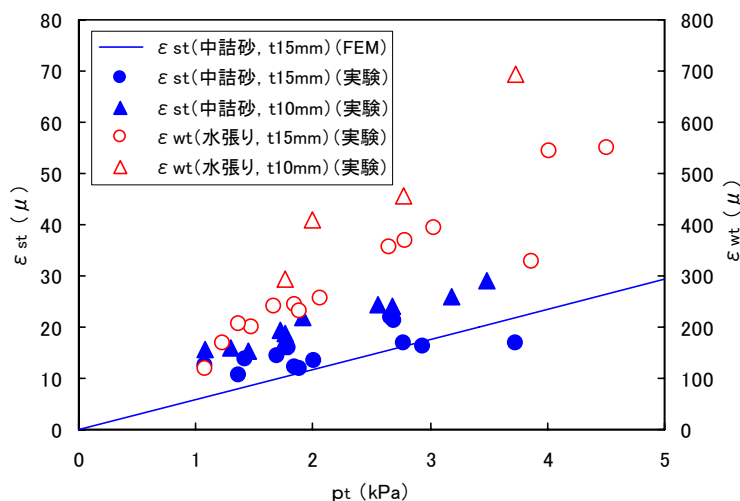


図-4.13 波圧とひずみ(重複波)

図-4.14は、ひずみの全振幅 p_t と土圧の全振幅 q_{st} の関係を示している。ここでは、計測ステップごとに5測点の平均値をとって作成した時系列データの、正のピーク値と負のピーク値の差を全振幅値としている。また、図中の実線は、中詰砂・15mmの数值シミュレーション結果である。

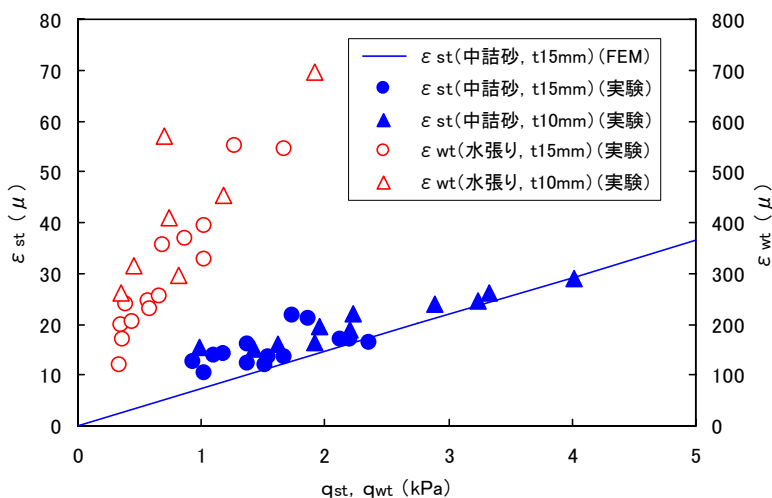


図-4.14 ひずみと土圧(重複波)

中詰砂の土圧は壁厚によらずケーソン壁のひずみに比例している。ケーソン

壁のたわみがひずみに比例すると仮定すれば、中詰砂の土圧はケーソン壁のたわみに比例し、中詰砂が弾性体として抵抗力を発揮していることが分かる。数値シミュレーションでは、土圧の全振幅が5kPa のとき、ケーソン壁のたわみの全振幅は 1.2mm で、このとき中詰砂の弾性定数は $10.8\text{MN}/\text{m}^3$ である。また、実験データでは、ケーソン壁を単位幅の両端固定梁と仮定してたわみから換算すると、中詰砂の弾性定数は $12.7\text{MN}/\text{m}^3$ である。ケーソン壁の中央部のたわみに対する弾性定数は、壁厚 10mm, 15mm について、それぞれ $0.4\text{MN}/\text{m}^3$, $1.3\text{MN}/\text{m}^3$ である。ケーソン壁と中詰砂が並列のバネとして波圧に抵抗することから、本実験ケースでは中詰砂が大きい抵抗力を示していることが分かる。

水張りケースの内部水圧の実験データは、中詰砂と比較するとばらつきが大きいものの、弾性体に近い挙動を示している。弾性定数を想定すると、実験値で $0.5\text{MN}/\text{m}^3$ で、中詰砂のケースより1オーダー以上小さい。波圧に対して内部水とケーソン壁がほぼ同等の抵抗力を示していることが分かる。

4.3.4 衝撃波力の作用による土圧とひずみ

(1) 中詰砂のケースの時系列波形

図-4.15 に、実験データと数値シミュレーションによる、中詰砂を充填したケーソンに衝撃砕波圧が作用したケースで、波圧 p 、土圧 q_s 、ケーソン壁のひずみ ε 、ケーソン壁の加速度 α の時間変化を示す。波圧から土圧を差し引いた、ケーソン壁に作用している有効外力 $p-q_s$ も併せて示している。波圧は、静水面下 20cm に設置された波圧計 p_3 、その他のデータはこの波圧計に最も近いセンサーのデータを示している。入

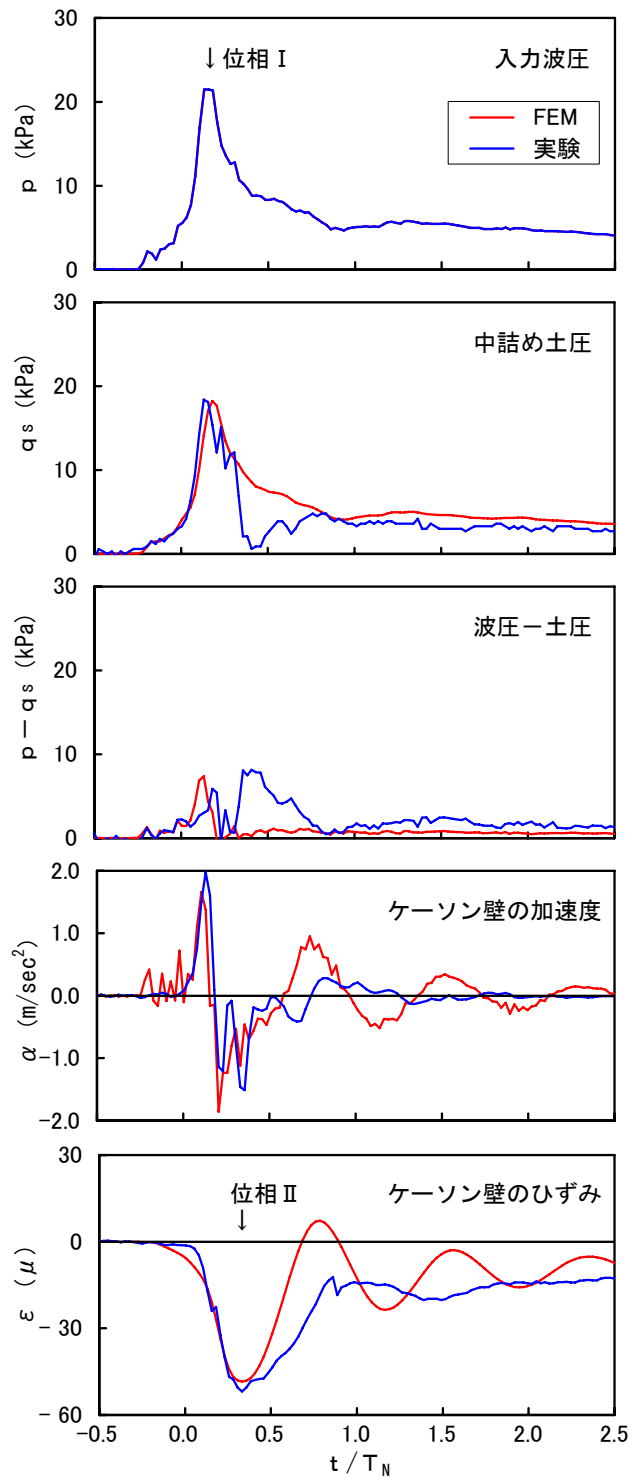


図-4.15 衝撃砕波の作用(中詰砂)

射波は、周期 2.72s、波高 56.9cm である。

実験データの波圧の時間波形から、衝撃的な波圧の作用が読み取れる。衝撃波圧の立ち上がり時間が 50ms と、比較的緩やかな波圧の上昇を示し、水塊が空気を巻き込みながらケーソン壁に衝突しているものと推定できる。衝撃砕波圧のピーク値は、22kPa ($3.9 \rho_w gH$) の強い波圧を示している。波圧がピーク波圧の 1/2 以上を示している時間の 1.4 倍を作用時間と定義すれば、作用時間は 54ms である。また、腰掛け波圧は 5kPa ($0.9 \rho_w gH$) である。

中詰砂の土圧は、波圧の時間変化にほぼ追従し、同時刻にピークを示している。土圧のピーク値は 18kPa で波圧のピーク値の 82% に達している。加速度は正のピーク値が 2.0m/s^2 、負のピーク値が 1.5m/s^2 と激しい振動を示している。

数値シミュレーションは、衝撃砕波力の作用時間内では実験値の時系列を概ね再現している。中詰土圧、加速度、ケーソン壁の歪みは比較的よく一致しており、実験で見られたケーソン壁の動的応答や中詰砂の抵抗力によるケーソン壁のたわみの低減効果が認められた。

ケーソン壁のひずみは、衝撃波力のピーク(位相 I)ではなく、少し遅れてピークとなる。これは、ケーソン壁の加速度による慣性力(中詰砂や水の付加質量力)の効果であり、動的応答効果である。

ひずみのピーク時(位相 II)には、波力はピーク時よりかなり小さくなっているが、壁の加速度がほぼ負のピークであり、この負の慣性力がその時の波力に加わってひずみを発生させる。ただし、この合力は通常、ピーク時の波力よりは小さい。

ケーソン内の中詰土圧には、中詰砂の弾性による力と加速度による慣性力とがある。位相 I では、慣性力が卓越し、それによって歪みを小さくしている。位相 II では、負の慣性力が歪みを大きくする方に働くが、そのときの弾性による力で、ほぼ相殺されている。

腰掛け波圧の作用時間内については、実験では中詰砂の振動吸収効果でケーソン壁の加速度、ひずみの振動の減衰が大きく、振動がほとんど見られない。それに対して、数値シミュレーションでは周期 0.12s の中詰砂を含むケーソン壁の固有振動が強く残っている。中詰砂の非粘性系の減衰特性を粘性減衰でモデル化したため振動の減衰を再現できなかったものと考えられる。

(2) 外力とひずみの発生

ケーソン壁に作用する動的な外力には、

- ①波力
- ②ケーソン壁の慣性力、中詰材の慣性力、ケーソン内部・外部の水の付加質量力
- ③ケーソン壁の弾性力、中詰材の弾性力

がある。これに、ケーソン壁や中詰材の減衰力を加えてケーソン壁に関する運動系が成立している。ケーソン壁や中詰材の慣性力、水の付加質量力は、ケーソン壁の加速度に比例する力である。ケーソン壁や中詰材の弾性力はケーソン壁の変位に比例する力である。

図-4.15 に示した衝撃砕波力が作用したケースの時系列データでは、図中の位相 I、II のように、こういった力がピークとなる位相が明確に認められる。図-4.16 に、位相 I、II と腰掛け部

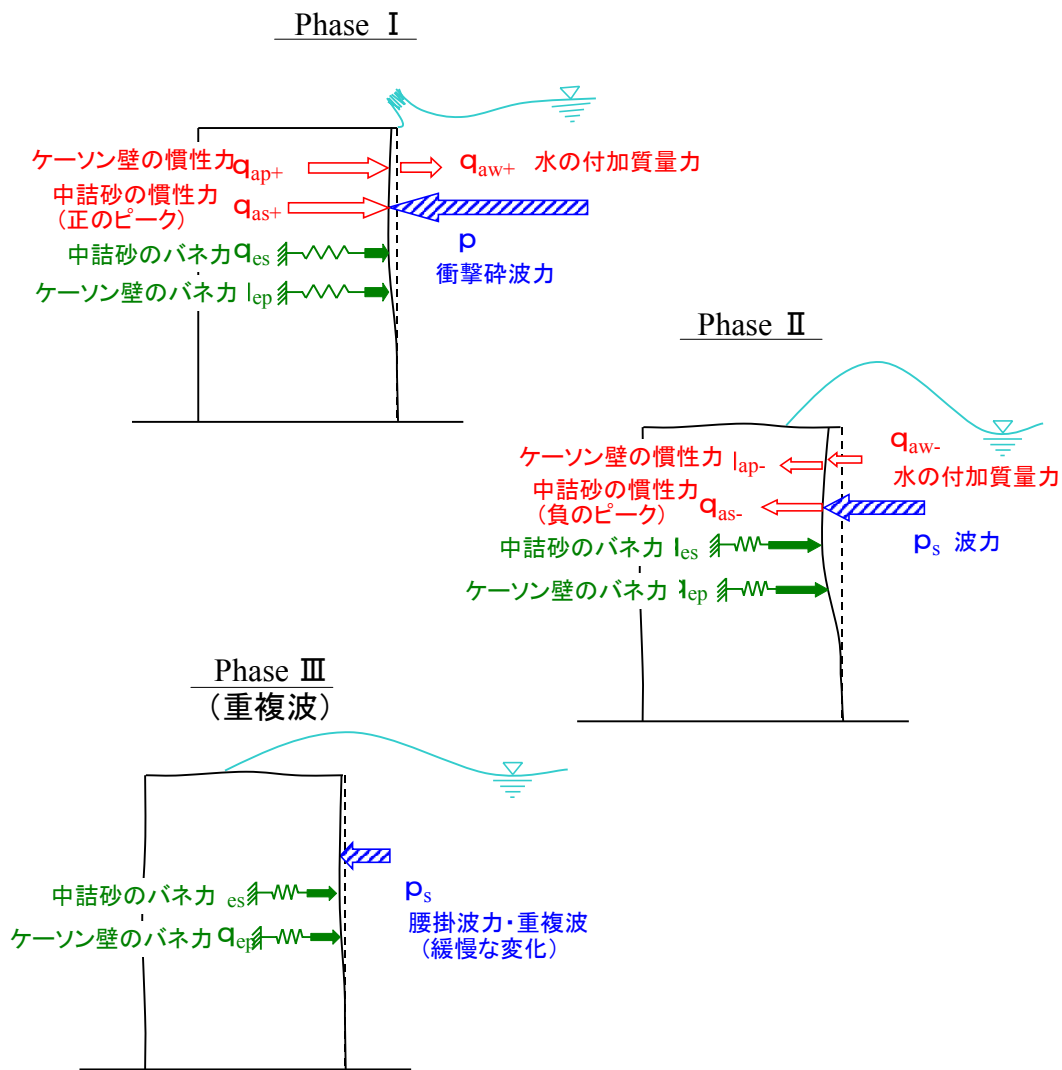


図-4.16 位相 I ~ III における力のつり合いとケーソン壁の変形

波圧や重複波の作用に対応する位相 III における力のつり合いとケーソン壁の変形を模式的に示している。

a) 位相 I

位相 I は、波圧、中詰材の土圧あるいは内部水圧、加速度がほぼ同時にピーク値をとる位相と定義付けられる。

水塊がケーソン壁に衝突し、衝撃砕波力が作用すると、ケーソン壁が強く加速される。このとき、ケーソン壁前後にある中詰材や内部水・外部水がケーソン壁と一緒に加速され、慣性力や付加質量力を受ける。このとき、ケーソン壁のたわみは小さく、中詰材やケーソン壁の弾性力はほとんど発現していない。この位相において、ケーソン壁の加速度が大きく、衝撃砕波力に対する抵抗力は、中詰材やケーソン壁の慣性力や付加質量力の効果が卓越している。

なお、測定された波圧には、ケーソン外部の水の付加質量力が含まれていることに注意が

必要である。

b) 位相Ⅱ

位相Ⅱは、位相Ⅰに遅れて、ひずみ、たわみがピーク値を、加速度が負のピーク値をとる位相と定義付けられる。

衝撃砕波力のピークが過ぎ、ケーソン壁のたわみがピークとなる。このとき、中詰材やケーソン壁の弾性力がピーク値をとる。ケーソン壁の変位の向きが反転する位相で、負の加速度が大きくなり、ケーソン壁や中詰材の負の慣性力や負の付加質量力が発現する。この慣性力や付加質量力は波圧と同じ向きで、抵抗力とはならない。負の慣性力と弾性力の向きが反対方向となり、これらが相殺されるため、計測される中詰材の土圧は小さい。土圧による抵抗力が期待できないため、ケーソン壁に実質的に作用する有効外力、すなわち波圧と土圧の差はピーク値をとる。

この位相において、ケーソン壁のたわみが大きく、波力に対する抵抗力は、ケーソン壁の弾性力の効果が卓越している。

c) 位相Ⅲ

位相Ⅲは、腰掛け波圧が作用している時間あるいは重複波圧の作用を示すもので、波圧、中詰材の土圧あるいは内部水圧は準静的に作用している位相と定義付けられる。

波圧の変化は緩やかで、ケーソン壁の加速度は小さく、ケーソン壁の弾性力と中詰材の弾性力が波圧とつり合っている。ケーソン壁の自由振動は、中詰材やケーソン壁の振動吸収効果によって減衰している。

(3) 水張りのケースの時系列波形

図-4.17 に、実験データと数値シミュレーションによる、水を満たしたケーソンに衝撃砕波圧が作用したケースで、波圧 p 、内部水圧 q_w 、ケーソン壁のひずみ ε 、ケーソン壁の加速度 α の時間波形を示す。波圧と内部水圧を加えた外力 $p+q_w$ も併せて示している。波圧は、静水面下 20cm に設置された波圧計 p_3 、その他のデータはこの波圧計に最も近いセンサーのデータを示している。入射波は、周期 2.72s、波高 56.9cm である。

実験データの波圧の時間波形から、衝撃的な波圧の作用が読み取れる。しかし、中詰砂のケースと比較すると、位相Ⅰに相当する時刻周辺で波圧が振動し、明確なピークを示していない。これは、ケーソン内に中詰砂がないためケーソン壁がたわみやすく、水塊の衝突時にケーソン壁の外部水の付加質量力が、衝撃波力と反対方向に作用し、衝撃砕波圧を低減することによるものである。中詰砂のケースでも同様の現象が発生しているが、中詰砂の慣性力が大きいいため、相対的に小さいものとなっている。

内部水と外部水の付加質量力は同等であるため、観測された波圧と内部水圧を加えた外力 $p+q_w$ は、剛なケーソン壁に作用する衝撃砕波力を示すものとなる。この換算波圧のピークが位相Ⅰにほぼ一致する。衝撃波圧のピーク値は 28kPa ($4.9 \rho_w gH$) となる。内部水圧のピーク

ク値は 10kPa で、衝撃砕波圧のピーク値の 36%と中詰砂のケースと比較して抵抗力が小さいことが分かる。

位相Ⅱでは、ケーソン壁のたわみが最大となり、付加質量力は全て波圧と同じ向きとなり、抵抗力は内部水とケーソン壁の弾性力となる。実験では内部水が完全に密閉されていないため、ケーソン壁の弾性力のみが抵抗力となっている。

数値シミュレーションは、内部水の出入り等を考慮せず、ケーソン壁のひずみが実験データと一致するよう、弾性定数を調整したものである。したがって、物理的に有義なものではないが、中詰砂がない状態を模式するため、参考としてシミュレーションを行った。

(3) 波圧と土圧、ひずみ

図-4.18 は、中詰砂と水張りのケースについて、衝撃砕波圧がピークとなる位相Ⅰでの波圧の p_p と土圧 q_{sp} 、内部水圧 q_{wp} の関係を示している。それぞれ、2ケースの入射波(①周期 2.08s, 波高 48.8cm, ②周期 2.72s, 波高 56.9cm)について示している。

波圧が8kPa ($1.3 \rho_w g H$)より小さい領域では、土圧や内部水圧にばらつきが小さく、中詰砂のケースでは土圧が波圧の 75%、水張りのケースでは内部水圧が波圧の 50%の値を示している。中詰砂の土圧は内部水圧より 50%大きい。この領域では、砕波が作用しているものの、顕著な衝撃砕波圧は発生しておらず、中詰材の弾性抵抗によって土圧が働いているためと思われる。

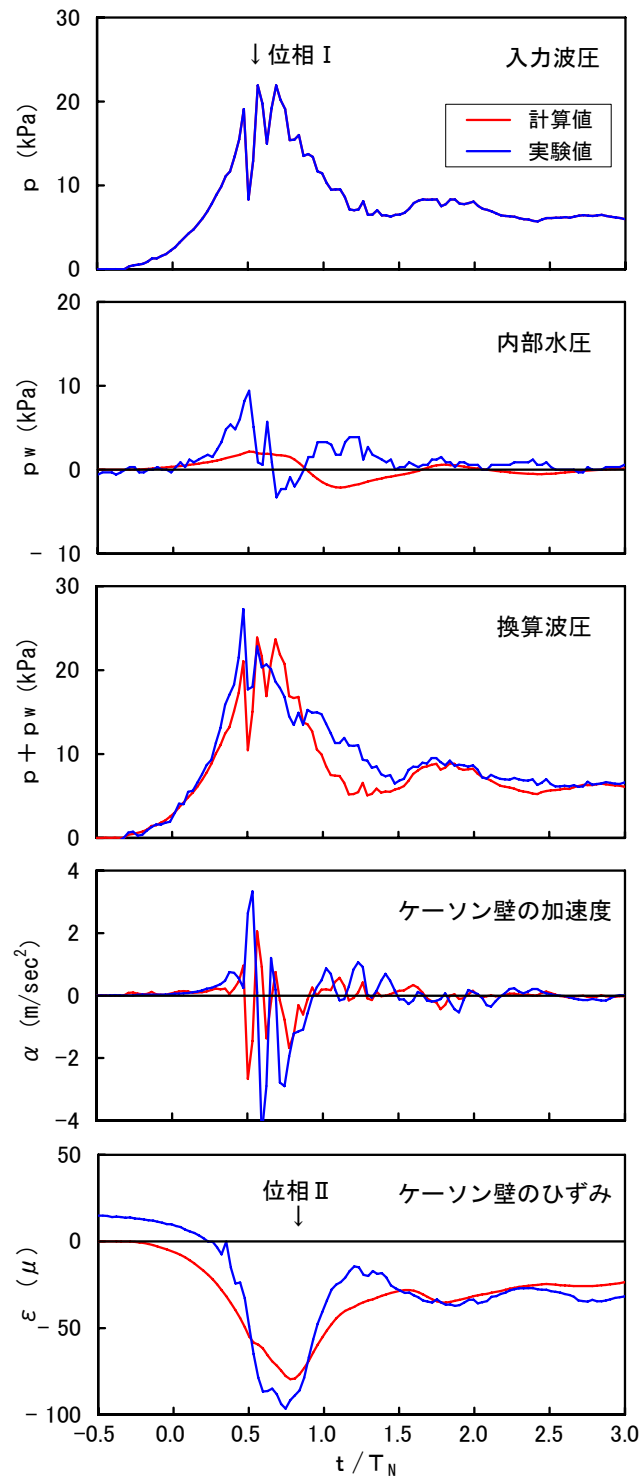


図-4.17 衝撃砕波の作用(水張り)

波圧が8kPa ($1.3 \rho_w g H$)より大きい領域では、土圧や内部水圧にばらつきが大きく、中詰砂のケースでは土圧が波圧の75~90%、水張りのケースでは内部水圧が波圧の50~80%の値を示している。この領域では、衝撃砕波圧が発生し中詰材の慣性抵抗が卓越するため、土圧や内部水圧が大きくなっている。ただし、衝撃砕波圧はばらつきが大きく、また波の衝突状況によっては小さい値をとるため、弾性抵抗による土圧しか現れていないデータもある。

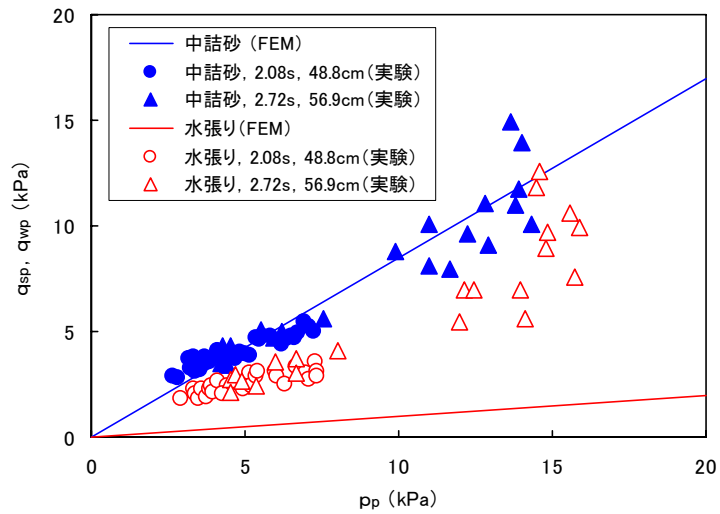


図-4.18 波圧と土圧, 内部水圧 (衝撃砕波)

実線で示された数値シミュレーション結果は、中詰砂のケースでは実験結果をよく再現している。なお、今回のシミュレーションにおいて水張りのケースは、水を弾性体と見なしたため自由水面の取り扱いなど、模型実験を再現できなかったため、実験値と大きく異なっている。

図-4.19 は、ひずみの全振幅 ϵ_t と波圧の全振幅 p_t の関係を示している。ケーソン壁のひずみは、波圧が10kPaより小さい領域では、中詰砂の土圧によって水張りのケースの25%まで低減されている。また、それより大きい領域では、35~60%に低減されている。

重複波の数値シミュレーションのケースで算定した中詰砂の弾性定数は 12.7 MN/m^3 であるから、ケーソン壁の中央部のたわみに対する弾性定数は、壁厚 10mm, 15mm について、それぞれ 0.4 MN/m^3 , 1.3 MN/m^3 である。ケーソン壁と中詰砂が並列のバネとして波圧に抵抗することから、本実験ケースでは中詰砂が大きい抵抗力を示していることが分かる。

水張りケースの内部水圧の実験データは、中詰砂と比較するとばらつきが大きいものの、弾性体に近い挙動を示している。弾性定数を想定すると、実験値で 0.5 MN/m^3 で、中詰砂のケースより1オーダー以上小さい。波圧に対して内部水とケーソン壁がほぼ同等の抵抗力を示していることが分かる。

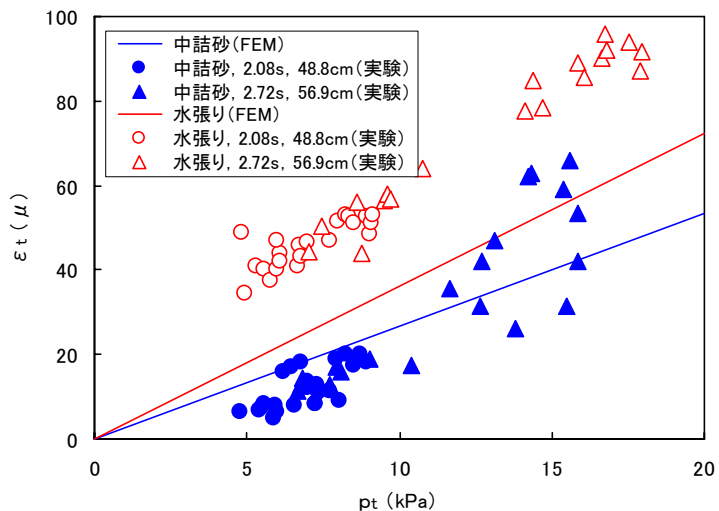


図-4.19 波圧とひずみ (衝撃砕波)

4. 4 被災事例の検証

4.4.1 概要

むつ小川原港の被災した東防波堤の7号ケーソンを対象に現地スケールの数値シミュレーションを行った。水深 14.6m, マウンド厚 2.6m, ケーソン幅 24.0m, ケーソンの法線方向の幅 4.9m, 高さ 15.5m を標準ケースとしている。ケーソン壁の厚さは 45cm である。

入力した波圧の時系列波形は、衝撃波圧のピーク値 500kN(観測最大波高 14.77m の $3 \rho_w g H$) , 作用時間 60ms の対称型としている。

4.4.2 部材の応答

図-4.20 は数値シミュレーション結果を示すもので、ケーソン壁の静水面中央における変位, 土圧, 壁のたわみ(すなわち歪み)と加速度を、それぞれ同等の静的荷重による値で無次元化して示している。

中詰土圧やたわみのピークは波圧とほぼ同時刻に発生している。また、中詰土圧は波圧の 34% の抵抗力となっているが、静的荷重に対する土圧と同等であることから、準静的な弾性力によるものと考えられる。ケーソン本体の変位は、ケーソンと捨石マウンド全体系の動的応答効果によって、大きく遅れてピークとなり、ピーク値は静的荷重より 10% 小さくなっている。

これは、波圧の作用時間 60ms がケーソン壁の固有振動周期 40ms に比

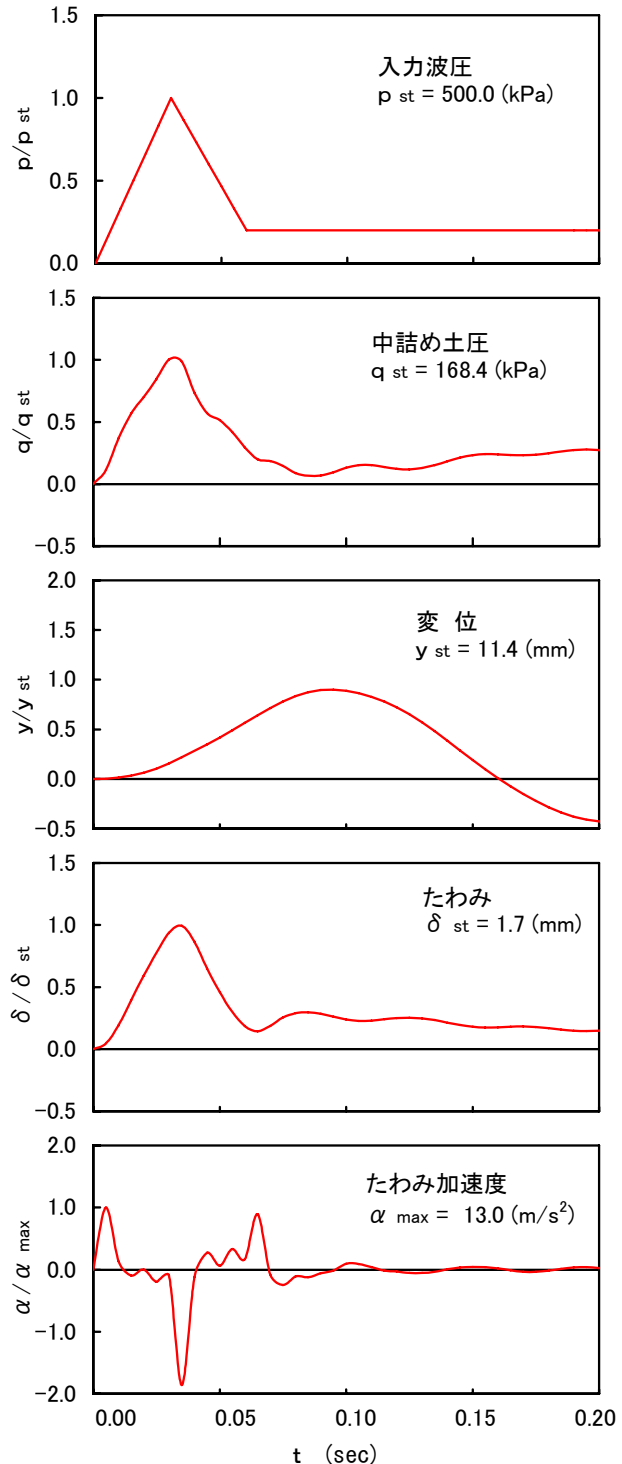


図-4.20 むつ小川原港東防波堤
第7ケーソンの時系列データ

較して長いためケーソン壁は準静的応答を示しているが、ケーソンと捨石マウンド全体系の固有振動周期 200ms より短いため動的応答を示しているものと考えられる。

4.4.3 ケーソン壁の曲げモーメント

図-4.21 は、たわみがピークとなった時のケーソン壁の曲げモーメントを示しており、水平成分については静水面、鉛直成分については壁の中央での分布を示している。赤線は作用時間がケーソン壁の固有振動周期より長い 60ms で中詰砂がある場合、破線は中詰砂のない場合、青線は現行の簡便設計法(港湾設計基準, 1999)に準じた3辺固定版を想定した静的設計計算である。

現行設計法との比較では、水平曲げモーメントは両端固定の影響を受け曲げモーメントの増大が顕著に現れ、両端部では安全側に設計されている。中央部では上辺が自由辺であるため同様に安全側の設計となる。

また、中詰砂を考慮した場合は、その弾性抵抗によって中詰砂がない場合に比べ、曲げモーメントは 70%に低減されている。

それに対し、鉛直方向では全体的に現行設計法による曲げモーメントが 25%前後小さく、特に衝撃波力が最も強く作用する静水面付近ではかなり過小に算定されている。これは、現行設計法は3辺固定上辺自由版としてモデル化しており上端が自由端であるため、鉛直方向曲げモーメントが小さく算定されてしまうためである。

被災を受けたむつ小川原港のケーソン壁について、許容応力度法を適用して被災状況の再現を試みる。衝撃波力は拡張合田式(高橋ら, 1992a)を適用して、衝撃碎波力係数 $\alpha_I = 1.9$ 、衝撃碎波圧 $2.8 \rho_w g H$ である。

被災した7号函(壁厚 45cm)では、衝撃碎波圧によって発生する曲げモーメントは数値シミュレーションから 315kNm であり、ケーソン

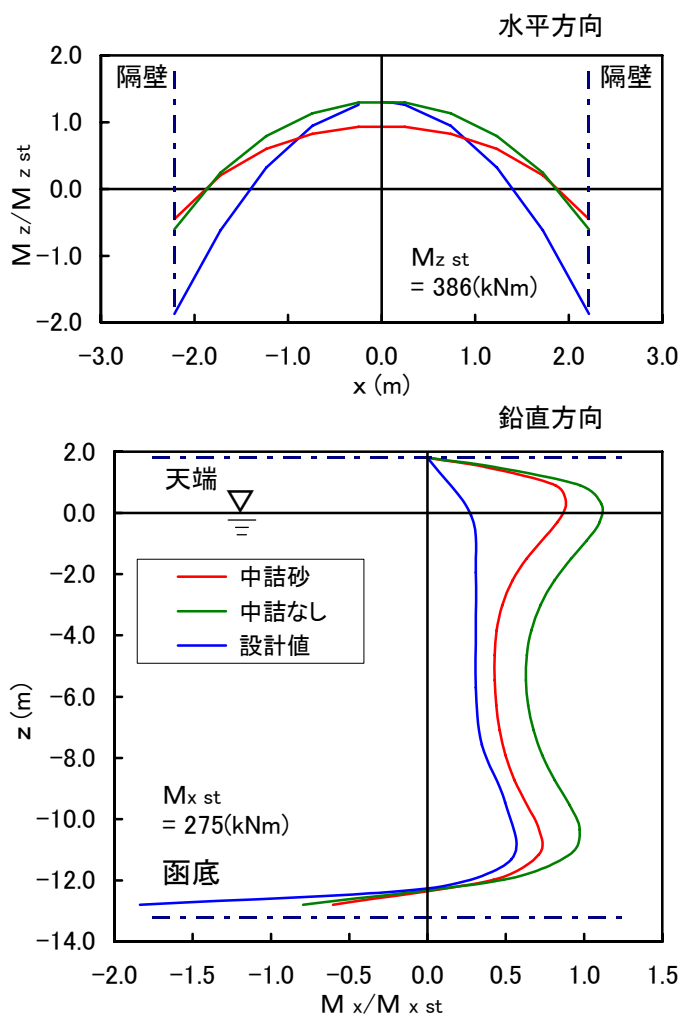


図-4.21 曲げモーメント分布

壁の許容曲げモーメント240kNmを上回り、計算上被災することが分かる。それに対して、隣接する被災を受けなかった8号函(壁厚 70cm)では、衝撃砕波圧によって発生する曲げモーメントは 421kNm であり、ケーソン壁の許容曲げモーメント 540kNm を下回っている。ケーソン壁の被災はケーソン壁を厚くすることによって回避できたことが説明できる。

4. 5 現地スケールのケーソン壁の数値シミュレーション

4.5.1 概要

むつ小川原港東防波堤7号ケーソンをモデルとして、衝撃波力の作用時間やケーソン壁の形状などのパラメータを変化させて現地スケールの数値シミュレーションを行い、ケーソン壁に発生する応力に及ぼす影響を検討する。標準ケースは、水深 14.6m, マウンド厚 2.6m, ケーソン幅 24.0m, ケーソンの法線方向の幅 4.9m, 高さ 15.5mをとっている。ケーソン壁の厚さは0.45 mである。

4.5.2 衝撃波圧の作用時間

図-4.22 は、7号ケーソンの数値シミュレーション結果を示すもので、ケーソン壁の静水面中央における変位、土圧、壁のたわみ(すなわちひずみ)と加速度を示している。図には、①衝撃砕波力の作用時間が $\tau=0.06s$ のケース、②作用時間が短い $\tau=0.01s$ のケースを示している。各データは、衝撃波圧のピーク値が静的に作用した場合の値で無次元化している。ただし、静的なたわみは中詰土の弾性による低減効果を含んでいる。

$\tau=0.06s$ のケース(壁の固有振動周期より長い場合)は、図中の青線で示すように、ケーソンのたわみのピークは衝撃波圧のピークで出現しており、しかもその値は静的な場合とほぼ同じである。すなわち、慣性力の効果はほとんど無く、動的効果が認められない。これは、ケーソン壁の固有振動周期が 0.04s であり、衝撃波圧の作用時間より長く準静的に作用しているものと考えられる。

赤線で示す作用時間が短い $\tau=0.01s$ の場合は、ケーソン壁の加速度が最大 6.6gにも達している。模型実験の場合とほぼ同じように、たわみは位相Ⅱでピークとなっており、慣性力の効果で静的な場合の 70%に低減されている。中詰土圧は静的土圧の 23%増大しており、これは中詰砂の慣性力によるものである。ケーソン全体の変位も 42%まで低減している。

現地ケーソンに作用する衝撃砕波力の作用時間についてはまだ明確な算定法はなく、現地での計測事例も十分ではないが、通常は 0.06s より長いと考えられる(高橋ら, 1998a)。ただし、非常に衝撃的でピークが立つ場合には、これより短いものも当然考えられる。

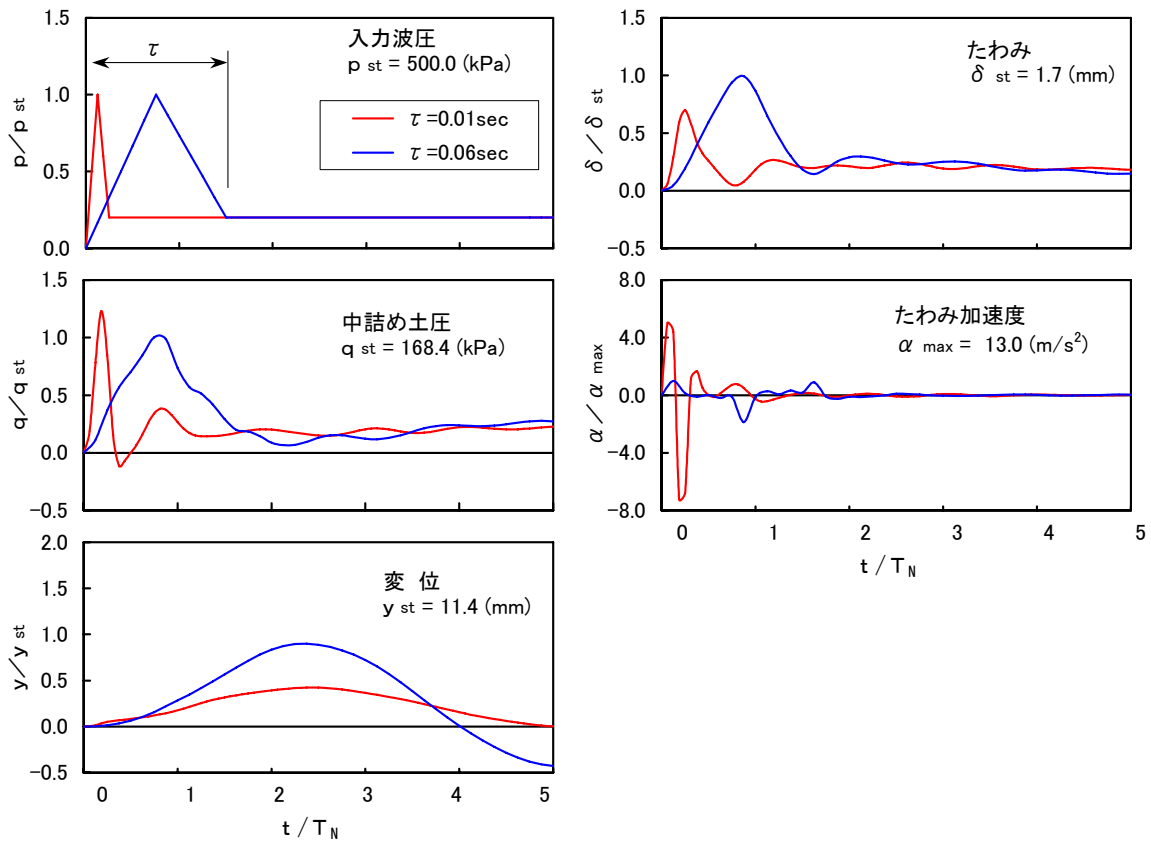


図-4.22 衝撃波圧によるケーソン壁の応答波形

図-4.23 は、衝撃波圧の作用時間とたわみや中詰土圧、そしてケーソンの変位を示したものである。やはり、たわみは衝撃波圧の作用時間がケーソン壁の固有振動周期 0.04s 以上では静的な場合とほぼ同じであり、動的応答による低減効果が期待できるのはそれより短い場合である。

中詰土圧は、作用時間が 0.04s 以下では慣性力の影響で静的な場合より大きくなっているが、非常に作用時間が短いときにはその慣性力も小さくなっている。

ケーソン全体の変位は、ケーソン全体系の固有振動周期 0.2s あたりでピークとなるような傾向を示し、たわみとはかなり異なっている。作用時間が 0.08s 以下では動的応答効果による変位の低減が見られる。

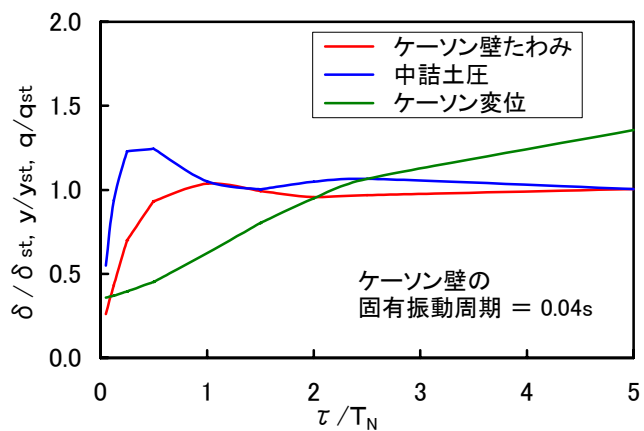


図-4.23 衝撃波圧の作用時間と動的応答効果

4.5.3 ケーソン壁の形状

図-4.24 は、ケーソンの隔壁スパン L_s や壁厚 t を変化させた場合の、ケーソン壁に発生する水平方向と鉛直方向の曲げ圧縮応力を比較したものである。動的载荷による応力をそれぞれ同じ条件のケーソンの静的载荷による応力で無次元化したものである。ここで適用した衝撃砕波力の作用時間が0.06sと、ケーソン壁の固有振動周期より長い為、動的応答による応力低減効果はほとんど見られない。

図-4.25 は、曲げ圧縮応力を基準ケース(隔壁スパン 5.5m, 壁厚 0.60m)の静的载荷による水平方向の曲げ圧縮応力で無次元化したものである。動的応答による低減効果より断面性能の影響を強く受けており、スパン長を短くするあるいは壁厚を大きくすることによって応力が低減できることが分かる。

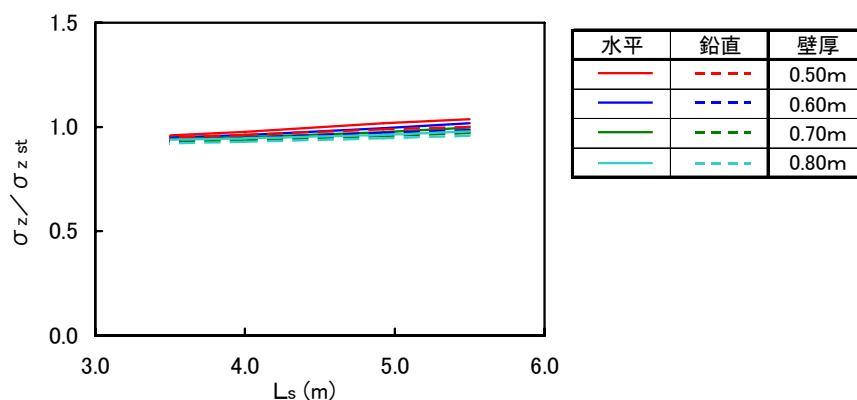


図-4.24 ケーソン壁の形状と曲げ圧縮応力(静的载荷で無次元化)

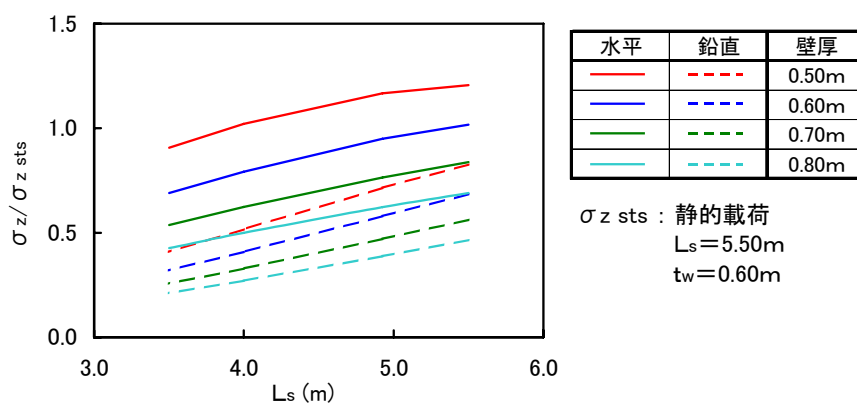


図-4.25 ケーソン壁の形状と曲げ圧縮応力(基準ケースで無次元化)

4.5.4 中詰砂の効果

(1) ケーソン壁のたわみ

図-4.26 は、中詰材の弾性定数を変化させた場合のケーソン壁の変形を示している。図中の太線はケーソン壁を示し、変位量は最大変位量で無次元化している。剛性比は、ケーソン壁の単位幅当たりのたわみ剛性 L_x^4/IE_c と中詰材の弾性変形 L_y/E_s の比であり、剛性比が小さいほど中詰材が軟らかいことを示している。

中詰材が硬い場合には、ケーソンに波圧が作用し前壁が後方に押されれば、中詰材を通じて後壁が押され、後壁は後方にたわむ。しかし、中詰材が軟らかい場合には、ケーソン壁の剛性が勝り、後壁が前方にたわむことが

分かる。一般的なケーソン壁の形状で、壁厚 0.3~0.5m、隔壁スパン 4.0~5.0mであれば、剛性比は 10^2 程度となるため、中詰材は比較的硬い領域にあることが分かる。

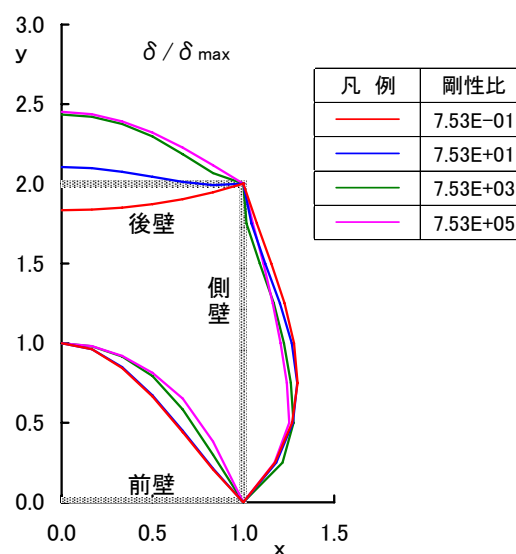


図-4.26 ケーソン壁のたわみ

(2) 加速度分布

図-4.27 は中詰砂の加速度分布の時間変化を示している。衝撃砕波力の作用直後の 0.005sには、ケーソン壁周辺の狭い領域で 10m/s^2 を超える大きい加速度が現れている。加速度の大きい領域は後方へ伝播しながら減衰し、衝撃波力のピーク時刻 0.03sには消散している。

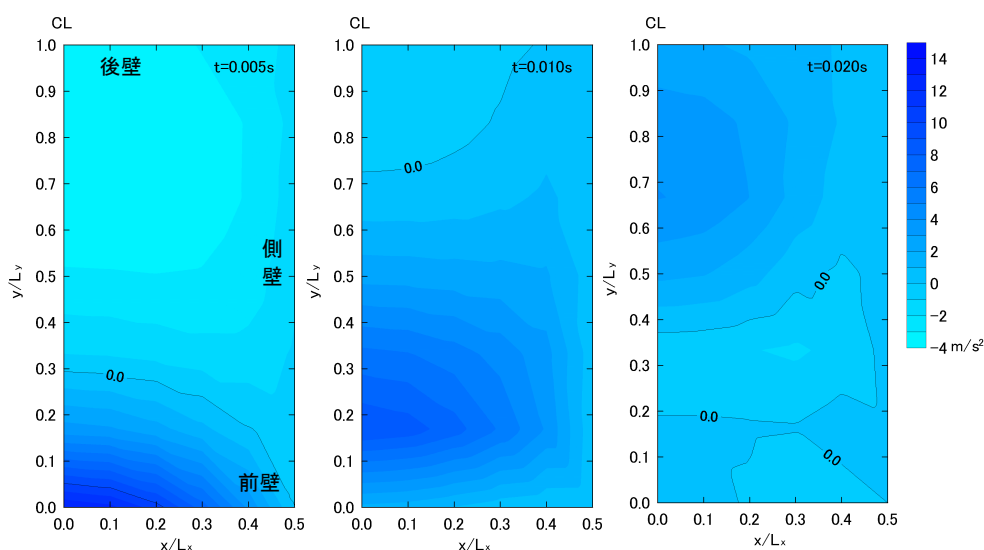


図-4.27 中詰材の加速度分布

(3) 曲げモーメントの低減効果

実施工では中詰材の弾性定数を制御することは困難であるため、中詰材の有無による曲げモーメントの低減効果を検討した。図-4.28は、動的载荷による曲げモーメントをそれぞれ同じ条件のケーソンの静的载荷による曲げモーメントで無次元化したものである。衝撃碎波力の作用時間を0.06sとしたため、衝撃碎波力が作用しても静的载荷による曲げモーメントとほぼ同等で動的応答による低減効果は見られない。

図-4.29は、中詰砂あり、隔壁スパン5.5mの静的载荷のケースで無次元化した曲げモーメントを示している。中詰材の弾性抵抗による曲げモーメントの低減効果は20~50%である。隔壁スパンが大きいほど中詰材の弾性抵抗の効果が大きくなる。

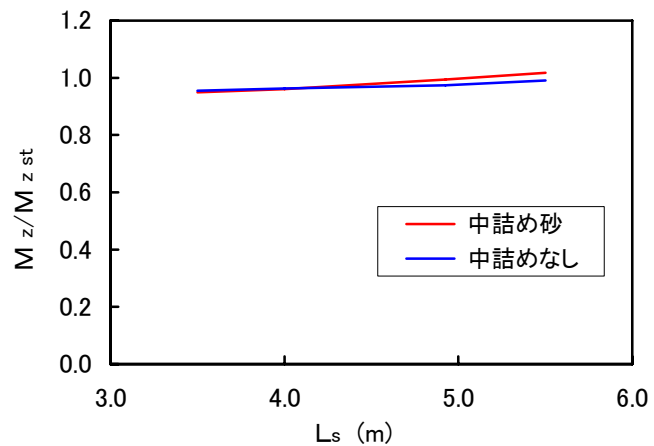


図-4.28 中詰砂の動的低減効果

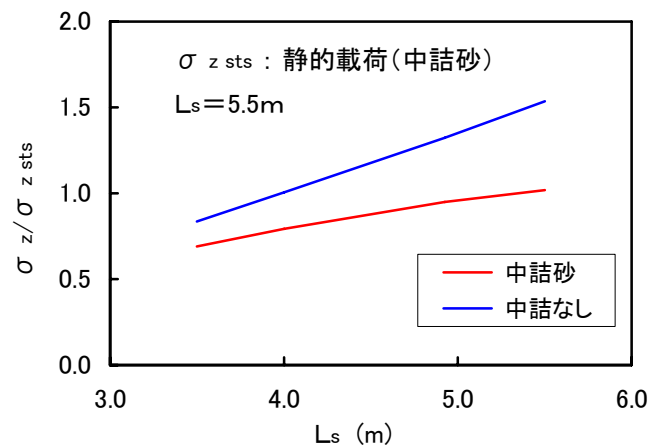


図-4.29 中詰砂の弾性抵抗効果

4.5.5 捨石マウンドの効果

図-4.30は、捨石マウンドの弾性定数を1/10と柔らかくした場合の中詰土圧やケーソンの変位、たわみ、たわみの加速度の時間変化を示したものである。ケーソン全体系の変位は大きく異なる時間変化を示すが、ケーソン壁の加速度やたわみは捨石マウンドの弾性定数によらずほとんど相違が見られない。

捨石マウンドが固いケースであっても、マウンドのバネによるケーソン全体系の固有振動周期は0.23sであり、衝撃波圧の作用時間に比べてかなり長い。したがって、ケーソン壁の動きとケーソン全体の動きとは明確に区別できる。ケーソン壁が衝撃波圧を受けてたわみがピークとなる時間には、ケーソン全体の動きは慣性力の影響が強くケーソン壁のたわみにあまり影響していないようである。

捨石マウンドのバネを1/10に柔らかくした場合はケーソン全体系の固有振動周期は0.73sとなる。衝撃波圧の作用時間に比べてかなり長く、硬い捨石マウンドと同様に衝撃力の作用時間内では、たわみだけでなく土圧や変位・加速度についてもほとんど両者の差がないことがわかる。

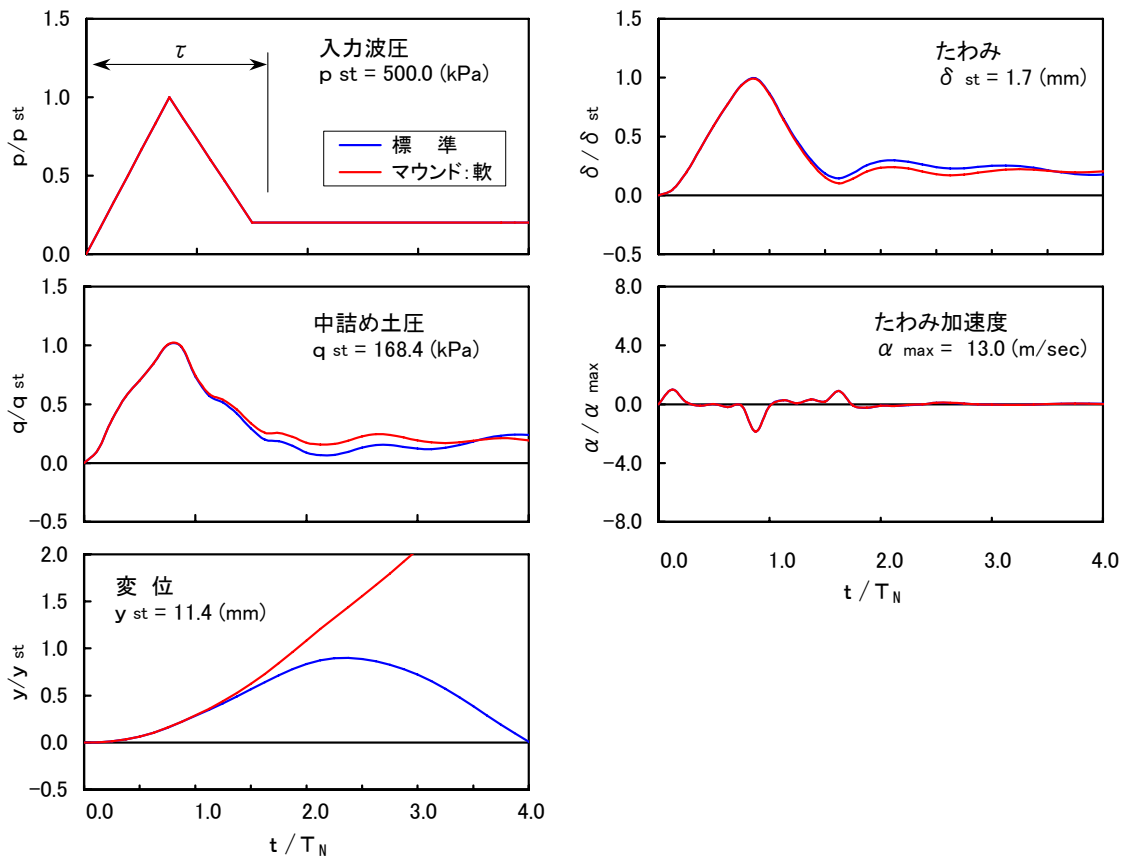


図-4.30 捨石マウンドの効果

図-4.31 は、衝撃碎波力が作用した場合の捨石マウンドの軟らかさがケーソン壁の曲げモーメントに及ぼす影響を示したものである。捨石マウンドの軟らかさは、ケーソン全体系の固有振動周期をむつ小川原港のケーソンを標準として無次元化したものである。

捨石マウンドの弾性定数が小さく固有振動周期が長くなっても、ほとんど曲げモーメントに変化は見られない。また、弾性定数が 10 倍の固い捨石マウンドであっても曲げモーメントの増大は 2%，捨石マウンドがないケース(図中の四角)でも増大は 3%に過ぎない。

以上より、捨石マウンドが軟らかくてもケーソン壁のたわみや曲げモーメントの低減効果がないことが分かる

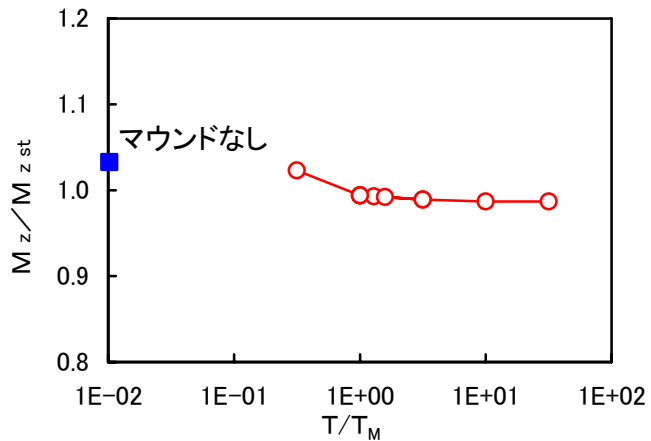


図-4.31 捨石マウンドの効果

4.5.6 移動する衝撃波圧に対する応答

図-4.32 は、入力波圧波形に作用時間が短く局所的な Wagner 型の移動荷重に対する、ケーソン壁静水面部の水平方向曲げモーメントの時間変化を示している。作用させる衝撃碎波圧は、ケーソン壁のある一定の位置を見たとき作用時間が 0.02, 0.01s となり、作用位置がケーソン壁の底版部から天端へ向かって上向きに移動する荷重を想定している。ケーソン壁全体に作用する波圧合力では、標準ケースと同等のピーク値で作用時間が 0.06s となるように、各位置での波圧のピーク値を設定し、重ね合わせている。なお、標準ケース ($\tau = 0.06\text{s}$) は静水面付近に移動させずに作用させている。

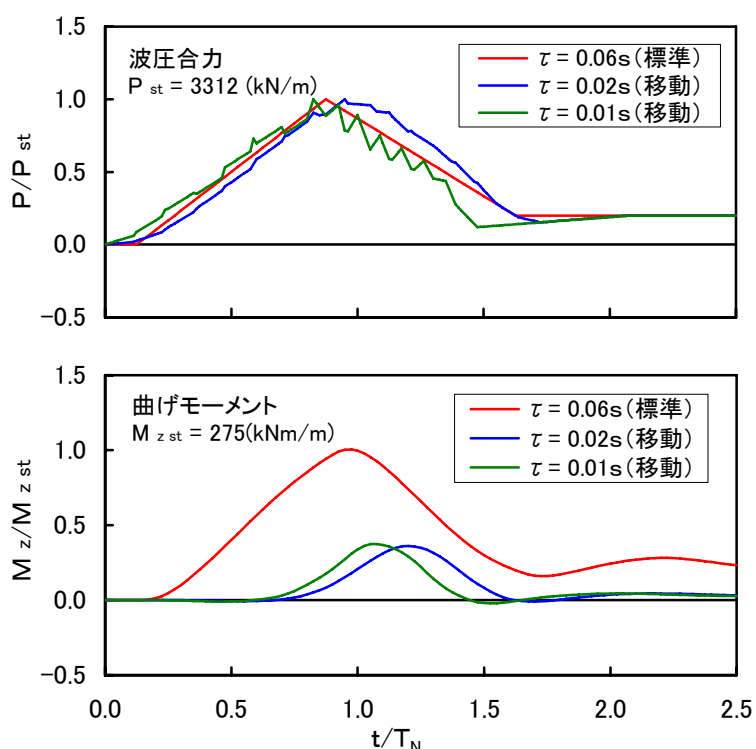


図-4.32 移動する衝撃波圧の効果

なお、標準ケース ($\tau = 0.06\text{s}$) は静水面付近に移動させずに作用させている。

波圧合力としては、ほぼ同等な時間波形であっても、衝撃波圧の作用時間の短さや作用面の移動によって、最大曲げモーメントが大きく低減している。特に $\tau = 0.01\text{s}$ のケースでは、局所的に波圧のピーク値が 0.06s のケースの 1.5 倍であるが、曲げモーメントは 40% に低減している。「4.5.2 衝撃波圧の作用時間」で示したように、移動しない荷重のケースでは、0.01s では 0.06s のケースの 70% に低減していることから、波圧作用面の移動によってさらに大きく曲げモーメントが低減されていることが分かる。

曲げモーメントが波圧の時間変化に大きく遅れて発生するのは、ここで計算対象としたケーソン壁が幅 4.9m、高さ 15.5m と縦に長い形状であるためである。移動する衝撃波圧がケーソン壁の下方に作用している場合には、静水面部分の曲げモーメントはほとんど影響を受けない。

水塊の衝突面とともに移動する、ピーク値は大きい作用時間が短く局所的な Wagner 型衝撃波圧より、巻込み空気によって比較的広い範囲に長時間作用する Bagnold 型衝撃波圧の方が危険であることが分かる。

4.5.7 力積の効果

衝撃波力は非常に大きいピーク値と短い作用時間が特徴で、静的な設計方法の適用を難しいものになっている。図-4.33 は、力積パラメータ $p_{max} \tau^\alpha$ (p_{max} :波力のピーク値, τ :作用時間, α :定数) が一定としたときの、衝撃波力の作用時間に対する動的応答を考慮した曲げモーメント M と静的荷重による曲げモーメント M_{st} の比を示している。

力積一定 ($\alpha = 1$) であれば、作用時間が短く波圧のピーク値が大きくなると曲げモーメントは増大している。しかし、 $\gamma = 1/2 \sim 2/3$ であれば波圧のピーク値が大きくなってもケーソン壁に発生する曲げモーメントには上限が生じている。衝撃波力のピーク値が非常に大きい値であっても、静的荷重による曲げモーメントの 2.5 倍を超えない。なお、ケーソン壁のたわみや封入空気の効果によって力積は減少し、 α は $1/3 \sim 2/3$ (服部・由井, 1993) となることが知られており、ピーク値の大きい衝撃波圧の作用によっても曲げモーメントには上限があることが分かる。

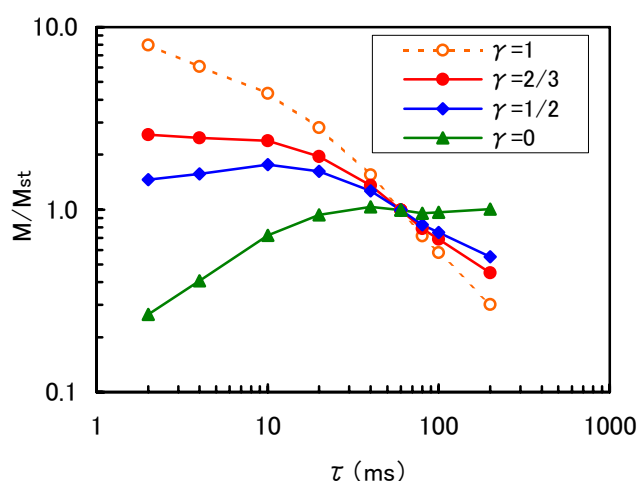


図-4.33 移動する衝撃波圧の効果

4.6 まとめ

本章では、数値シミュレーションにより、衝撃波力の作用によってケーソン壁に発生するひずみや断面力の特性を明らかにした。その結果は以下の通りである。

- (1) 衝撃波圧の時間変化は、前傾型、対称型、後傾型の3種類にモデル化できる。衝撃波力の作用時間が部材の固有振動周期の $1/2$ より小さい範囲では、部材のひずみや曲げモーメントは静的載荷より小さくなる。
- (2) 中詰砂は、現行設計法では静止土圧として取り扱っているが、押波に対しては弾性体としての挙動を示している。
- (3) 中詰砂を弾性体として考慮した数値シミュレーションにより、模型実験で得られた中詰砂の土圧やケーソン壁のひずみなどの時間変化を再現できることが示された。
- (4) 現地スケールで数値シミュレーションを行った結果、中詰砂の効果によってケーソン

壁に発生する曲げモーメントは 30%低減されることが示された。現行設計法によって算定される断面力と数値シミュレーション結果を比較すると、現行設計法では鉛直方向の曲げモーメントが過小評価され、危険であることが示された。

- (5) むつ小川原港の隣接する7号函と8号函に発生する断面力を数値シミュレーションで再現し、許容応力度法で算定した許容断面力と比較した。その結果、7号函の被災と8号函の無被災が再現できた。
- (6) 衝撃波力の作用時間がケーソン壁の固有振動周期の 1/2 より小さい場合、中詰砂に発生する反力が大きくなり、ケーソン壁のたわみやひずみは静的載荷より小さくなる。作用時間がそれより長い場合は準静的載荷の状態となり、静的載荷とほとんど同等の値となる。
- (7) 一般的なケーソン壁の固有振動周期は、衝撃波力の作用時間とほぼ同等であるため、ケーソン壁に発生するひずみや曲げモーメントの低減効果はほとんど見られない。中詰砂による低減効果もほとんど見られない。
- (8) 捨石マウンドが厚くあるいは軟らかく、弾性変形が容易であっても、ケーソン壁のひずみや曲げモーメントの低減効果はほとんど見られない。衝撃波力がケーソン壁に作用している時間帯において、ケーソンを質点、マウンドをバネとする全体振動系は慣性力が卓越しており、衝撃低減効果は得られない。
- (9) 力積 $p \tau^a$ が一定であるため、ピークの大きい衝撃波力が作用しても、ケーソン壁に発生する曲げモーメントには上限値が存在する。

第 5 章 衝撃波力を考慮したケーソン壁の設計法

5.1 概要

防波堤の計画および設計において、要求される機能を満足する平面配置や構造形式、その施設を設置することによって生じる影響の評価、経済性、施工性など、多くの項目について検討が加えられる。図-5.1 のフロー図に示すように、施設概要が基本計画において策定された後、構造の基本設計、詳細設計が行われ具体的な構造が決定される。設計検討では、設計条件の確定、外力の算定が行われ、それを元に防波堤全体の安定性やケーソン部材の構造が検討される。このとき、衝撃波力を受けるケースでは、ケーソン部材の設計法は明確に示されていない。一般的に、衝撃波力の特性やそれに対する部材の応答特性を考慮せずに部材設計が進められている。

本章では、前章までに得られた知見や津田ら(2003)、津田・高山(2006a)の研究をもとに、衝撃波力の作用を受けるケーソンの RC 部材の設計法について検討を行う。まず、波力の算定法や構造設計法などの設計法の変遷を整理し、現行設計法の問題点を明らかにする。特に衝撃波力の取り扱いについて重点的に検討を行う。

次に、本研究で得られた研究成果や既往の知見に基づいて、衝撃波力の作用を受けるケーソン壁の部材設計法を提案する。これはフロー図における詳細設計に対応するもので、ここでは滑動や転倒などのケーソン全体の安定性に関する基本設計に相当する設計については検討対象としない。

過去の被災事例に提案した設計法を適用し、得られたケーソン壁の安全性と実際の被災レベルとの比較によって、提案設計法の適用性を検証する。

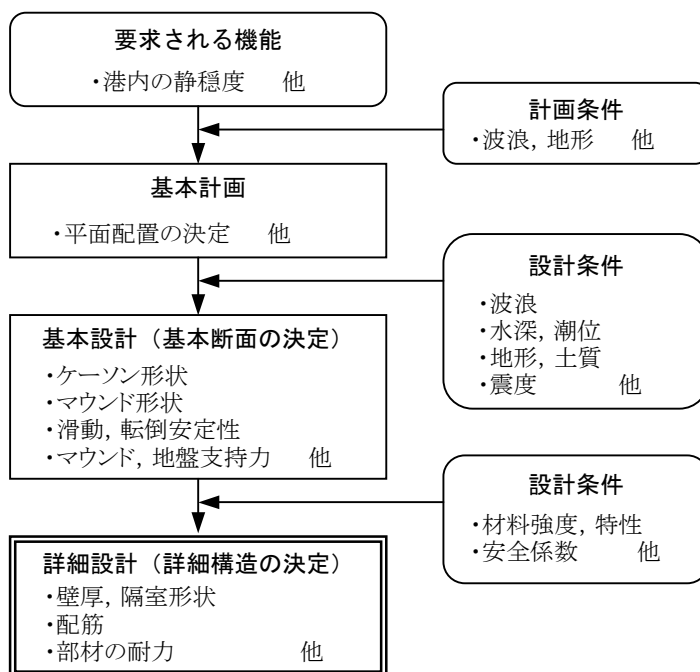


図-5.1 設計検討フロー図

5.2 既往の設計法

5.2.1 設計法の変遷

混成堤は歴史的には傾斜堤の上部工から発展した形式である。19世紀にヨーロッパで傾斜堤の天端にブロックを設置したことに起る。ブロック重量は経験的に決定されたもので、耐波性能は乏しく頻繁に被災していた(伊藤, 1969)。わが国では、20世紀初頭に神戸港を始め、留萌港、小樽港などでケーソン式の混成堤が導入された。

その後、比較的精度の高い波力の算定式が提案され(伊藤ら, 1966; 合田ら, 1973 他)、確定論的設計が主流となる。安定性を表す指標として、防波堤の抵抗力と作用する外力の比(安全率)を導入し、これが許容安全率を上回るように設計するものである。このとき、波力や底面摩擦係数などの不確定要素は全て許容安全率に内包される。また、構造設計では同様に部材の応力度が許容応力度を下回るように設計する許容応力度法が多用されている。これらは、多くの実績に裏打ちされた設計法で、現在に至っても頻用されている。基本的には被災を許容しない設計法であるが、所要の安全率は絶対的な安定性を保証しないし、同一の安全率が同一の安定性を保証しているものではない(高山ら, 1994)。

現在では、防波堤の要求機能を満足する範囲内での被災を許容するという考え方、被災時の補修費用を考慮した上でのライフサイクル・コストを最小とする評価法が実用に供されてきている。こういった考え方は確率論的設計法あるいは信頼性設計法と称され、高山ら(1994)は「被災モードとして終局限界状態および使用限界状態を考え、不確定要素を考慮して求めた各被災モードの発生確率に基づく設計法」と定義している。この設計法により、設計時に不確定要因を取り扱うことが可能となり、また構造物の各被災モードを、被災確率を用いて定量的に評価できる、としている。

5.2.2 波圧式の変遷

波圧理論として、古くは19世紀初頭に発表された Gerstner のトロコイド波理論や Airy のポテンシャル波理論が知られている。20世紀に入り、Sainflou による重複波理論、広井による砕波帯内における波圧式が発表された。部分砕波圧を考慮した Sainflou 式や Minikin 式、広井式はごく最近まで主要な設計式として多用されてきた。しかし、重複波領域と砕波領域で設計式を使い分けた結果、それらの適用境界で波圧が不連続となり、堤体幅が急変するなど問題点も指摘されていた。また、波圧式に適用する波高が、有義波高、最大波高あるいは 1/10 最大波高等、明確に規定されていなかったことも混乱を招いていた。

伊藤ら(1966)は、重複波領域から砕波領域まで連続した波圧算定式を提案した。これは、不規則波群中の波高の出現確率を考慮して滑動量の期待値を求める式で、期待滑動量式と称されている。さらに、合田ら(1973)は重複波領域から砕波、砕波後の領域まで連続して適

用可能な波力算定式を提案した(「5.2.3 現行設計法」参照)。これは、重複波領域は有限振幅波理論の簡略化、砕波領域では実験値から導かれた波力算定式で合田式と称されている。

合田式は、上記の利点に加え、最大波高を適用することが明確に示されていること、浮力と揚圧力の取り扱いが明確であること(Takahashi, 1996)、実用的には十分な精度であることから、現在も広く使用されている。

さらに、谷本ら(1976)によって波浪の入射角が波圧に及ぼす効果が導入されたのを始め、消波ブロック被覆型(高橋ら, 1990 他)、上部斜面型(細山田ら, 1994 他)、台形型(谷本ら, 1985)、スリット型(高橋ら, 1991a 他)、低天端型(藤原ら, 1996)など多くの構造形式に対する補正係数が導入された。

例えば、高橋ら(1990)は、消波ブロック被覆堤に作用する波圧に関して、重複波圧の項(α_1 の項, 式(5.2)参照)と砕波圧の項(α_2 の項, 式(5.2)参照)に区分して補正係数 λ_1 、 λ_2 を導入している。重複波に対しては消波効果が小さいものとして重複波圧項の補正係数 λ_1 を1.0としている。砕波圧項については、波高水深比に応じて補正係数 λ_2 が0.8~1.0と変化するものとし、砕波の作用が想定される波高水深比が0.6以上のとき、 λ_2 は0.8と最大の消波効果を示すとしている。揚圧力に関する補正係数 λ_3 は、 λ_2 と同等としている。

細山田ら(1994)や森平ら(1979)は、上部斜面式防波堤に作用する波圧について検討している。細山田ら(1994)は、上部斜面式防波堤に作用する波圧に対して、合田式で算定された波圧分布を上部斜面部と下部鉛直部に区分して、それぞれ補正係数を定めている。さらに、上部斜面部は、壁面に衝突する水塊をジェット流と仮定し、斜面に作用する水平波圧の水平分力および鉛直分力を算定している(Takahashi et al., 1994)。ここでは、重複波項と砕波項の区分はしていない。

藤原ら(1996)は、低天端型ケーソン堤に作用する波圧が、合田波圧より低減される効果を示す補正係数を示している。谷本ら(1985)は台形ケーソン堤の斜面部には斜面に垂直に合田波圧が作用するものとし、揚圧力には斜面の傾斜角と水深、波長をパラメータとする補正係数を示している。また、高橋ら(1991a)は、直立消波ケーソン堤に作用する波圧について、作用する波の位相ごとに直立消波ケーソン各部に対応する補正係数を導入している。それぞれ重複波項と砕波項、揚圧力項に区分して補正係数を示している。

衝撃砕波圧は、古くからその大きな波圧の発生が指摘されており(光易, 1962; 合田ら, 1967a 他)、その波圧の発生機構や特性に関して多くの基礎研究が行われている(荒見ら, 1989; 服部ら, 1993; 安田ら, 1996 他)。例えば、巻波砕波の発生しやすい急勾配の海底地盤に設置された構造物に対して、非常に大きな波圧である衝撃砕波圧が作用することが指摘されていた(Mitsuyasu, 196; 本間ら, 1962 他)。しかし、海底地形や構造物の設置位置、波形勾配、砕波形式、砕波帯の位置など複雑な要因で波圧が大きく変動するため、検討ケースごとに水理実験によって検討を行っているのが現状である。

捨石マウンドの形状や消波ブロックの不完全被覆によっても、マウンドや消波ブロック上で

砕波が誘発され、直立壁に衝撃砕波圧が発生することが明らかにされている(永井, 1959; 鴻上ら, 1970 他). マウンド高さや肩幅による波圧の変化から、波圧の算定式も提案されていた(永井・大坪, 1968).

また、1973 年度冬期に酒田港で発生した大規模なケーソンの滑動災害では、模型実験によって基礎マウンドの形状に起因する衝撃砕波力の発生によるものと結論付けられている(谷本ら, 1981). これを契機に系統的な衝撃砕波力の研究が進められ、ケーソンの滑動安定性に対する衝撃砕波力の特性が明らかにされている. しかし、波圧のピーク値にばらつきが大きいこと、強い波圧が局所的で継続時間が短いことから、衝撃砕波圧の特性と構造物の被災レベルの関係は明らかにはなっていない. また、高橋ら(1993)は、衝撃砕波力がケーソンに作用した場合の動的応答効果を考慮した数値シミュレーションを行い、基礎マウンドや地盤の効果によってケーソンの滑動が低減されることを示している. このとき提案された衝撃砕波圧の算定式は、衝撃砕波に対する構造物の動的応答効果等を考慮してはいるものの、波圧を平面的に積分した波力を平均化したものとして取り扱うに留まっている.

現在では、コンピューター技術の発展により、精度の高い数値シミュレーションが可能となっており、数値実験が実用化されている(沿岸開発技術研究センター, 2001). パソコン等の簡易なハードウェアによって、精度の高い数値シミュレーションが短時間に行えるようになってきている. これによって、経済性や時間的制約が問題となる水理模型実験や、簡易な形状を対象とした適用範囲に制限を受ける設計公式によらずに、今後波圧の算定が可能となるものと思われる.

5.2.3 現行設計法

(1) 設計指針の概要

現在、港湾施設の設計の多くは、港湾の施設の技術上の基準・同解説(日本港湾協会, 1999)(以後、「港湾設計基準」と略す)や海岸保全施設築造基準解説(海岸保全施設築造基準連絡協議会, 1987)、漁港の技術指針(全国漁港協会, 1999)などの設計指針に準じて行われている. また、部材の構造検討では、コンクリート標準示方書(土木学会, 1996)、鋼構造物設計指針(土木学会, 1997)などの材料関係の設計指針が適用されることが多い. このうち、港湾設計基準は、港湾構造物の設計に関して広範囲かつ詳細な指針や解説が示されており、現行設計法の代表的な存在である.

ここでは、港湾設計基準を中心に、現行のケーソン RC 部材の設計法を示し、その問題点を検討する.

(2) 標準的な波力算定式

港湾設計基準では、ケーソン式防波堤に作用する波力は、合田式を適用して算定することを標準としている. 合田式は重複波圧を示す項と砕波圧を示す項からなり、重複波領域から

碎波領域まで広い範囲に適用できる波圧算定式である。後に多くの研究者によって拡張が試みられ、矩形以外のケーソン式防波堤にも適用が可能となっている(「5.2.2 波圧式の変遷」参照)。ただし、波高が小さい場合には、微小振幅波理論や有限振幅波理論が適用されることもある。

式(5.1)～式(5.7)に、補正係数 λ_i を導入して拡張された合田式(合田ら, 1973)を示す。波圧分布および記号を図-5.2 に示す。なお、矩形ケーソンに対して補正係数 λ_i は1である。

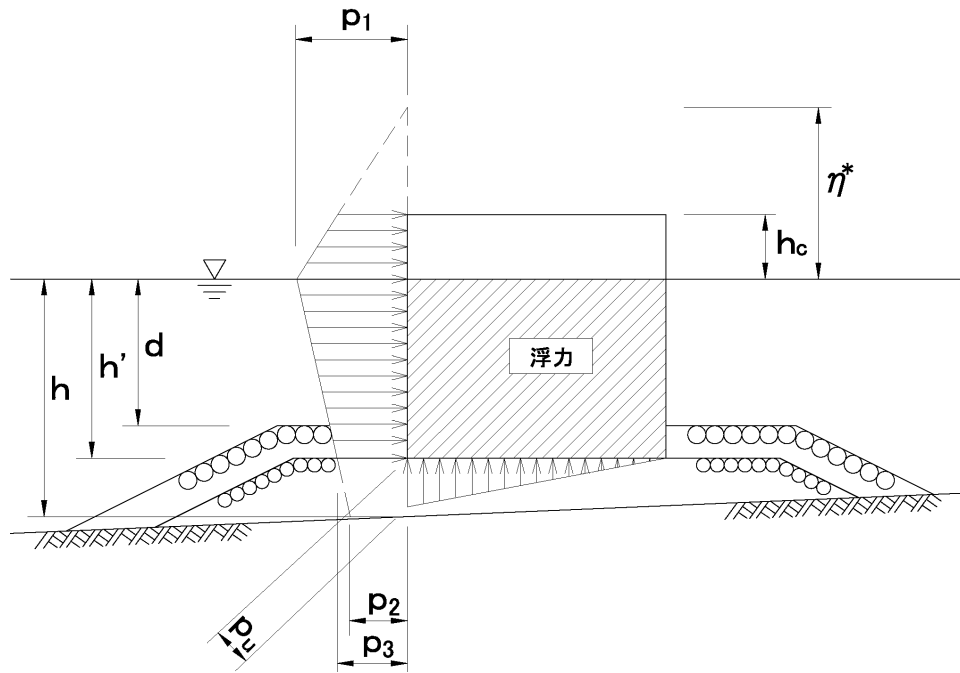


図-5.2 合田式の波圧分布

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (5.1)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_w g H_D \quad (5.2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (5.3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5.4)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \quad (5.5)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d \left(\frac{H_D}{d} \right)^2}{3h_b}, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (5.6)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \quad (5.7)$$

ここに,

η^* : 静水面上で波圧強度が0となる高さ(m)

p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)

p_2 : 海底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 直立壁の底面における波圧強度 (kN/m²)

p_u : 直立壁の底面に作用する揚圧力 (kN/m²)

ρ_w : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

β_1 : 波の主方向から±15° の範囲内で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線が成す角度(°)

λ_1 および λ_2 : 波圧の補正係数

λ_3 : 揚圧力の補正係数

h : 直立壁の前面における水深(m)

h_b : 直立壁の前面から沖側へ有義波高の5倍の距離の地点における水深(m)

d : マウンドの根固工または被覆工天端のうち、いずれか浅い水深(m)

h' : 直立壁の底面の水深(m)

L : 水深hにおける有義波周期に対応する波長(m)

H_D : 水深hにおける進行波としての最高波高(m)

である。

合田式は式(5.2)に示すように、 α_1 と α_2 によって特性が決定される2項から構成されている。 α_1 は式(5.5)に示すように、相対水深(h/L)をパラメータとする重複波圧の効果を示す係数で、有限振幅波理論と実験値から導かれたものである。 α_2 は式(5.6)に示すように、2項から構成される、碎波や碎波後の波が作用する場合の波圧を示す係数で、実験値から導かれたものである。そのうち第1項は、捨石マウンドによる波圧増大の効果や水深をパラメータとする碎波の効果を示す係数である。マウンド形状を示す d や、防波堤より少し沖側で碎波する場合に最大の碎波圧が発生することを考慮して、有義波高の5倍の距離だけ沖側の地点における水深 h_b をパラメータとしている。第2項は碎波後の波の波圧を示すもので、防波堤の前面水深の碎波高を上回る高波浪が沖側で碎波、減衰した後に作用する効果を示している。

α_1 は浅海波で静水面における波圧 p_1 は最大値 1.1、 α_2 は碎波直後の波が作用した場合に最大値 1.1 となる。すなわち、合田式では碎波直後の波が防波堤に入射角±15° ($\beta =$

0°)で作用した場合に、波圧 p_1 は最大値 $2.2 \rho_w g H$ をとる。

合田式は、最大10~20%の誤差を含むとされているが、実用的には十分な精度であり、重複波領域から砕波、砕波後の領域まで連続して適用可能であることから、世界的にも高く評価されている。

(3) 衝撃砕波力の算定方法

港湾設計基準によれば、衝撃砕波力の発生条件には様々な因子が関与し一般的に規定することは困難であるが、防波堤の設置地点の海底が急勾配である場合や高いマウンドを持つ混成堤で発生しやすいものとしている。原則的には水理模型実験による検討を行うものとしているが、参考として以下に示すような、いくつかの算定図や算定式を示している。

a) 急勾配海底面上の直立壁に作用する衝撃砕波力

光易(1962)は、規則波によって海底勾配1/50, 1/25, 1/15の一樣斜面上に設置された直立壁に作用する砕波力に関する実験を行っている。広範な実験を行い、設置水深による全波力の変化を検討し、衝撃砕波力が最も顕著となる堤脚水深 h_M の算定式を得ている。港湾設計基準では、深海波長に対して書き直した式(5.8)を示している。

$$\frac{h_M}{H_0} = C_M \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-1/4} \quad (5.8)$$

$$C_M = 0.59 - 3.2 \tan \theta \quad (5.9)$$

ここに、

H_0 : 深海波高 (m)

L_0 : 深海波長 (m)

$\tan \theta$: 一樣斜面の勾配

である。

また、一般的に衝撃波力は砕波点と直立壁の設置点の関係によって大きく変化するため、概略の傾向を示すに留まるが、港湾設計基準では衝撃砕波力が最も厳しくなる場合の鉛直面で平均した全波力の例を図-5.3のように示している。これは、光易の実験結果に基づいて、波力の作用範囲が海底面から静水面上砕波限界波高 H_b の0.75

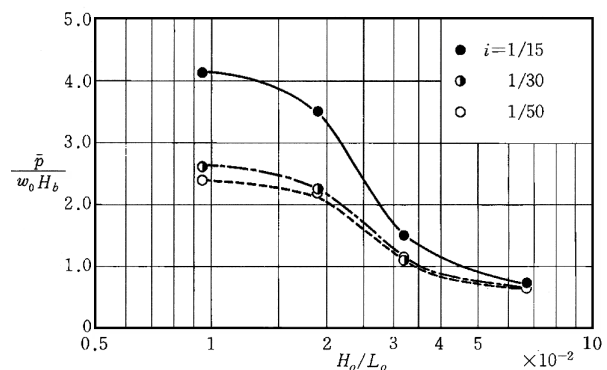


図-5.3 急勾配斜面上の直立壁に作用する衝撃砕波力

倍の高さまでとして、最大波力を作用範囲で平面的に平均して波圧を算定し、 $\rho_w g H_b$ で無次元化したものである。

この図から、沖波の波形勾配が小さいほど、無次元化された衝撃砕波力が強くなっていることが分かる。沖波波形勾配が小さいと砕波限界水深が小さくなり、砕波が遅くなり、波のエネルギーが集中するためである。特に沖波波形勾配が 0.03 より小さくなると急激に波力が大きくなり、0.01～0.02 では $2\rho_w g H_b$ を上回る強大な波力が発生している。

なお、沖波波形勾配 0.01 は、周期 8s で波高 1m、周期 16s で波高 4m に相当する。式 (5.8) で最大波力となる堤脚水深 h_M を算定すると、周期 8～16s に対して海底勾配 1/15 のとき 1.2～4.8m、海底勾配 1/50 のとき 1.6～6.7m となる。この海域に防波堤を築造するとすれば、捨石マウンドや上部工の厚さを考慮して、直立壁は高さが最大 4m 程度となる。よって、沖波波形勾配が 0.01 より小さい領域は特殊なケースと考えられるため、ここでは特に検討は行わない。

また、図より海底勾配が大きいほど波力が大きくなることが分かる。これは、水深が急激に小さくなることによってエネルギーが集中し、波力が強くなる現象を示している。特に海底勾配 1/15 と急勾配では非常に強い衝撃砕波力が発生し、沖波波形勾配 0.01 のとき $4\rho_w g H_b$ を上回る波力が発生している。1/30 より緩い勾配では海底勾配の変化に対する波力の変化は小さく、ほぼ沖波波形勾配によって波力係数が決定される。

b) 高マウンドの混成堤に作用する衝撃砕波力

酒田港北港地区西護岸において、延長 820m のケーソン式離岸堤が、1973 年秋期から冬期にかけて高波浪を受け、ほぼ全長に渡って最大 380cm の滑動を生じた。谷本ら(1981)は、この大規模な滑動災害を模型実験で再現し、その原因を検討している。このとき、マウンド形状による波圧の増大や衝撃砕波力の発生、その対策等に関して系統的な実験を行っている。その結果、基礎マウンドが高い場合には、マウンド上で砕波が誘発され、ケーソンに衝撃砕波力が作用することが示されている。また、酒田港の被災防波堤は、マウンドの根固天端水深と設置水深の比 d/h が 0.41 であり、最も衝撃砕波力の発生しやすいマウンド形状であることが示されている。これ以降、マウンド形状による衝撃砕波力の発生が、港湾技術者に広く認識されるようになった。

マウンドが高いために衝撃砕波力が作用する場合について、港湾設計基準では、衝撃砕波力係数(高橋ら, 1992a)を導入した拡張合田式が示されている。この式の静水面上の波圧 p_1 を式 (5.10)～(5.18) に示す。なお、その他の波圧 p_2 , p_3 は、衝撃砕波力を考慮して算定された p_1 を合田式(式 (5.3), (5.4)) に代入して算定するものとしている。

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha^* \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_w g H_D \quad (5.10)$$

$$\alpha^* = \max(\alpha_2, \alpha_I) \quad (5.11)$$

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \quad (5.12)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H/d & (H/d \leq 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \quad (5.13)$$

$$\alpha_{I1} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & (\delta_2 \leq 0) \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cosh^{1/2} \delta_2} & (\delta_2 > 0) \end{cases} \quad (5.14)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (5.15)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (5.16)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & (\delta_{11} \leq 0) \\ 15\delta_{11} & (\delta_{11} > 0) \end{cases} \quad (5.17)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & (\delta_{22} \leq 0) \\ 3.0\delta_{22} & (\delta_{22} > 0) \end{cases} \quad (5.18)$$

ここで式(5.10)は、合田式の静水面上の波圧 p_I を算定する式(5.2)の、 α_2 を α^* に置き換えたものである。 α^* は式(5.11)に示すように、砕波の効果を示す合田式の係数 α_2 と衝撃砕波力係数 α_I の大きい方の値である。衝撃砕波力係数 α_I は、合田式では表現できない衝撃砕波の効果を評価するために導入されたもので、滑動実験の結果から導かれた係数である。これは、混成堤の捨石マウンドの弾性やケーソンの慣性による防波堤の動的応答効果が考慮されている。

合田式では砕波圧の効果を式(5.6)で示される係数 α_2 で評価している。この係数 α_2 と重複波圧を示す係数 α_I とを合わせて、静水面上の波圧 p_I は最大値 $2.2 \rho_w g H$ となる。すなわち、マウンド形状によっては、衝撃砕波圧が $2 \sim 3 \rho_w g H$ に達する(谷本ら, 1981)ことから、合田式では衝撃砕波力を過小評価する可能性がある。

衝撃砕波力係数 α_I は、根固水深に対する波高 H/d と設置水深に対する根固水深 d/h 、波長に対する捨石マウンド肩幅 B_M/L から算定される。 d/h が0.4、 B_M/L が0.12のとき、式(5.14)の α_{I1} の最大値は1.0、 $H/d > 2$ の場合、 α_I は最大値2.0となる。このとき α_I は α_2 の最大値1.1を上回るため、 α^* は2.0となる。重複波圧を示す係数 α_I は浅海において最大値1.1となるため、 α^* と合わせて、衝撃砕波力を考慮した合田式の静水面上の波圧 p_I は最大値 $3.1 \rho_w g H$ となる。合田式では過小評価している高いマウンドに発生する衝撃砕波力を、 α_I によって評価を可能にしている。

前掲の図-2.38 に、高いマウンドによって衝撃砕波が作用した被災事例の、被災時の防波堤断面と来襲波浪の条件を、衝撃砕波力係数 α_I を構成する係数 α_{II} 算定図にプロットしている。被災した防波堤は、一部のケースを除いて根固水深設置水深比 d/h は 0.3~0.6 とマウンドが高い構造で、係数 α_{II} は 0.5~0.9 に分布している。衝撃砕波力係数 α_I は 0.9~1.8、静水面上の波圧 p_I では $1.8\sim 2.8 \rho_w gH$ と大きな値を示している。これらのケースに対応する合田式の α_2 は 0.4~0.8 と小さく、静水面上の波圧 p_I では $1.3\sim 1.8 \rho_w gH$ である。合田式で設計した場合には、衝撃砕波力が過小に評価されていたことが推測できる。

c) その他の砕波力算定式

旧港湾設計基準では、防波堤を砕波帯内に設置する場合の波力算定式として、式(5.19)に示す広井式を示していた。

$$p = 1.5 \rho_w gH \quad (5.19)$$

ここに、

p : 波圧強度 (kN/m²)

ρ_w : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

H : 設計波高 (m)

である。広井式は、砕波圧をケーソン底面から天端までの等分布荷重とした簡便な式であるため、砕波が作用する構造物に対する波圧公式として広く使用されている。しかし、衝撃砕波力が $2 \rho_w gH$ を大きく上回ることが実験により示されており(光易, 1962; 高橋ら, 1992a; 服部ら, 1993 他)、衝撃砕波力を評価するには過小な値を示しているものと考えられる。

5.2.4 現行設計法の問題点

ここで示した、合田式や衝撃波力係数を考慮した拡張合田式、広井式は、ケーソン全体の安定検討に適用するために考案されたもので、局所的な衝撃砕波圧を平面的に平均した波力を算定する公式である。衝撃波力係数は、捨石マウンドの弾性やケーソンの慣性による動的な衝撃低減効果、衝撃波力の短い継続時間、局所的な分布を考慮しているが、滑動実験から導かれたもので、これらの効果を個別に評価しているものではない。

ケーソン壁の部材耐力の検討において、重複波領域では、波圧は緩慢な時間変化で空間的にも平滑な波圧分布をとるため、これらの波力公式によって算定された波圧の適用性は十分であると考えられる。それに対して砕波領域では、衝撃波圧は短い継続時間で局所的に大きなピーク値をとるため、こういった特性の外力に対する部材の応答は明らかではない。

衝撃砕波力係数はケーソンの動的応答を考慮しているが、その対象はケーソン全体と捨石マウンドから構成される振動系である。この振動系の固有振動周期は一般的に数 100ms~数 s である。ケーソン壁の振動は、ケーソン全体と捨石マウンドから構成される振動系とケーソン壁

自体の振動系の2連振動系である。また、ケーソン壁の固有振動周期は、数ms～数10msで、ケーソン・捨石マウンドの振動系の固有振動周期と大きく異なっている。このため、衝撃砕波力係数がケーソン部材の動的応答を評価できるものか明らかではない。

以上のように、ケーソン全体の安定検討のための波力算定式を、部材に作用する波圧分布にそのまま適用することの可否は検討されていない。また、水理模型実験についても、作用する波力や部材の振動特性、巻き込み空気の圧縮など、対応する相似則が異なるため、できるだけ大きな縮尺での実験が望ましい。

その他、ケーソン部材の設計において、中詰め材を静止土圧で評価していることやRC版を3辺固定上辺自由版あるいは4辺固定版としてモデル化していることの是非、破壊の進行状況を考慮せず許容応力度法で部材を設計していることなど、問題点が残されている。

5.3 設計法の提案

5.3.1 提案する設計法の概要

本研究で得られた研究成果や既往の知見に基づいて、衝撃波力の作用を受けるケーソン壁の部材設計法を提案する。図-5.4に設計のフローと設計法の提案にあたっての検討項目を示す。

ここで提案する設計法は、ケーソンのRC部材が破壊されないことを要求性能として、限界状態設計法を適用するもので、ひび割れ限界状態と終局限界状態について照査を行うものである。衝撃波力の作用によってケーソン壁が限界状態に至らないことを確認することで照査を行う。ただし、ひび割れ限界状態は使用限界状態に対応するものではなく、ひび割れの発生にとまらぬRC部材の断面破壊に対する照査を行うものである。

衝撃波力は、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)や3章で示した波力算定式、模型実験、数値シミュレーションなどによって決定する。また、RC部材の剛性や中詰め材、捨石マウンドによる衝撃波力や断面力の低減効果に関する設計上の取り扱いも示している。

一般にケーソン壁のような平面形状に対して部材厚が小さい平板構造物では、部材に生じる曲げモーメントについて照査が行われている(港湾設計基準)。ここでも、曲げモーメントあるいはそれにとまらぬ部材断面に生じる曲げ応力について照査を行う。部材断面力はケーソン壁を3辺固定上辺単純支持版でモデル化して算定する。限界状態設計法の安全係数は、本研究で得られた知見と港湾設計基準やコンクリート標準示方書を元に設定する。

設計断面耐力は、材料の強度や特性値などの設計条件から材料の設計強度を算定し、これを設定した解析モデルに適用して算定する。ここでは安全係数として、材料係数や部材係数を考慮する。材料係数は、材料強度の危険側への変動や材料特性が限界状態におよぼす影響などを考慮するものであるが、衝撃波力に対するコンクリートのひずみ特性や破壊特性、

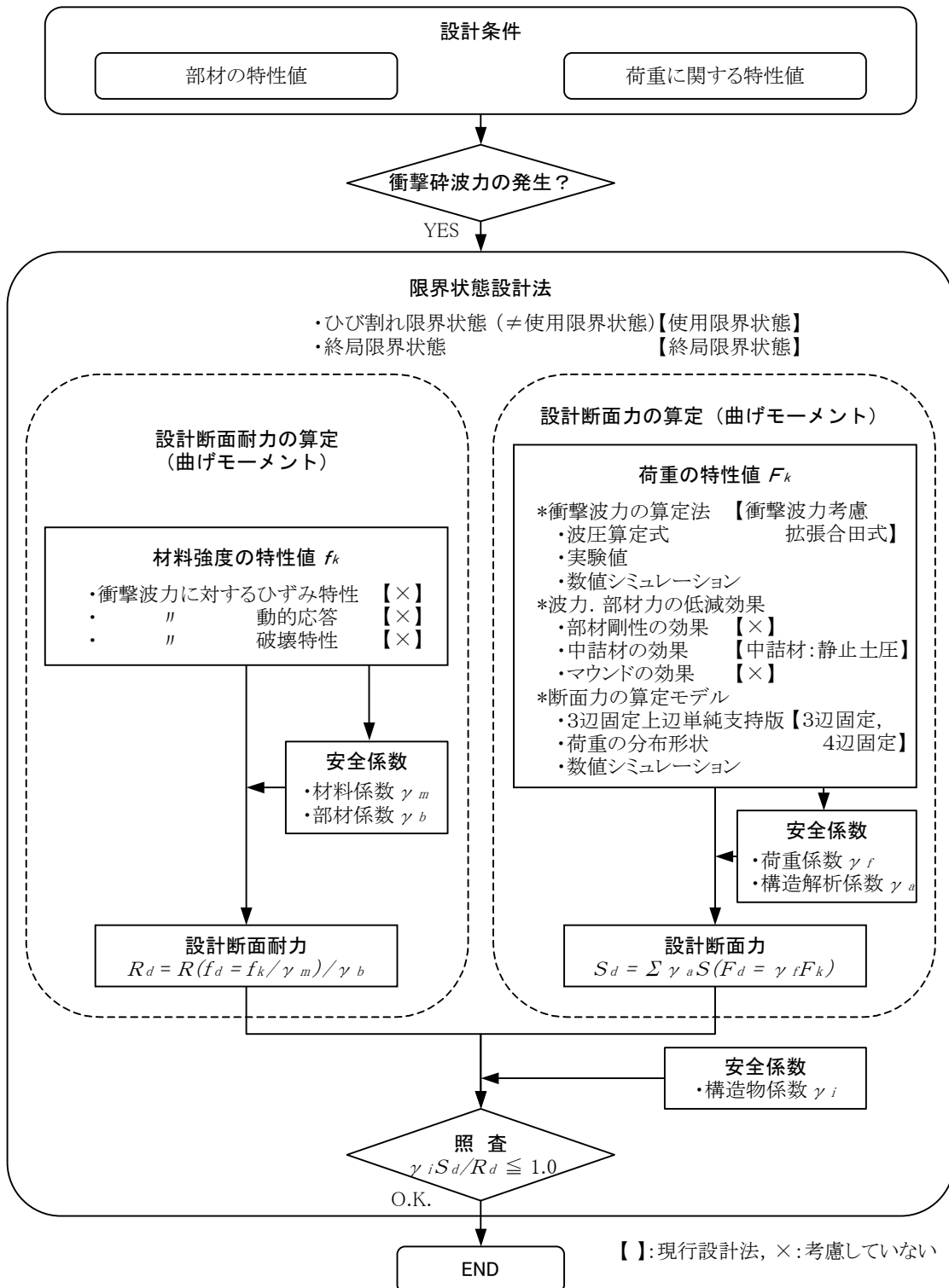


図-5.4 設計法の検討項目

動的応答による断面力の低減効果などを含めて設定する。コンクリートや鉄筋の材料強度は、港湾設計基準やコンクリート標準示方書に準じて決定する。

過去の被災事例に提案した設計法を適用して部材の設計断面耐力と設計断面力を算出し、得られたケーソン壁の安全性と実際の被災レベルとの比較を行うことによって、提案設計法の適用性を検証する。なお、衝撃波力の作用を回避することも重要であるため、設計に先立ち、衝撃波力の発生の判定を行うものとする。

5.3.2 衝撃波力の発生条件

構造物を築造するに当たって、原則的には衝撃砕波力の作用を回避することが望まれる。前掲の図-5.1 のフロー図における平面配置の決定段階で、衝撃砕波力の作用を受けるか否か概略検討を行うべきである。ここでは、既往の知見から衝撃砕波力の発生条件を整理する。

沖で発生した波浪が岸方向に進行し海底の水深が減少すると、それに従い波形勾配が増大していく。海底勾配 θ が比較的小さいか風波のように沖波波形勾配 H_0/L_0 が大きい、すなわち砕波相似定数 $\xi (= \tan \theta \sqrt{H_0/L_0})$ が1より小さい場合には、崩れ波と呼ばれる形式の砕波が発生する。うねりのように沖波波形勾配 H_0/L_0 が小さく砕波相似定数 ξ が2~6と比較的大きい場合では、巻き波と呼ばれる典型的な砕波パターンとなる。さらに、津波のように沖波波形勾配 H_0/L_0 が非常に小さいか、海底勾配が急で砕波相似定数 ξ が10以上と大きい波では、砕け寄せ波と呼ばれる形式の砕波となる。

水深が比較的大きく非砕波の状態では直立壁に波浪が作用すると、重複波圧が発生する。これは波圧係数 $p/\rho \cdot gH$ が1程度と小さい波圧である。それに対して、水深の小さい砕波領域に防波堤が設置されると、直立壁に砕波が作用するようになり、砕波水塊が水平に衝突するようになる。波が防波堤のやや前方あるいはマウンド上で砕け始め、波の前面が水の壁のように切り立って防波堤直立部に衝突するときに、衝撃砕波力が発生する(合田, 1977)。

合田(1991)は谷本ら(1976)の研究から、衝撃砕波力が発生する危険性の判定表をまとめている。図-5.5 は、これを判定フロー図にしたもので、危険性の高い3通りの条件を示している。衝撃砕波が作用する危険性は、急な海底勾配の海域に設置された構造物に砕波直後の波が作用した場合など、いくつかの条件が重なって初めて発生することが分かる。

また、海底地形や構造物の設置位置によらず、消波ブロックの不完全被覆や、混成堤ではマウンド上の水深やマウンドの肩幅などの形状によっても衝撃砕波力が発生しやすくなる。前掲の図-2.38 に示すように、マウンドの前肩幅が波長に対して適当に長い場合や、マウンド水深比 d/h が0.6より小さい高マウンド混成堤には、衝撃砕波力が発生する可能性がある。

判定フロー図によって設計条件が「衝撃砕波力が発生する危険性がある」と判定されたときは、模型実験などにより衝撃波力が作用するか否かやその特性を確認する。衝撃波力の作用を受ける場合は、ケーソン部材については本研究で提案する設計法を適用するものとする。衝撃波力の作用を受けない場合のケーソン部材やケーソンの滑動・転倒安定性は、港湾基準に準じて従来の設計法を適用する。

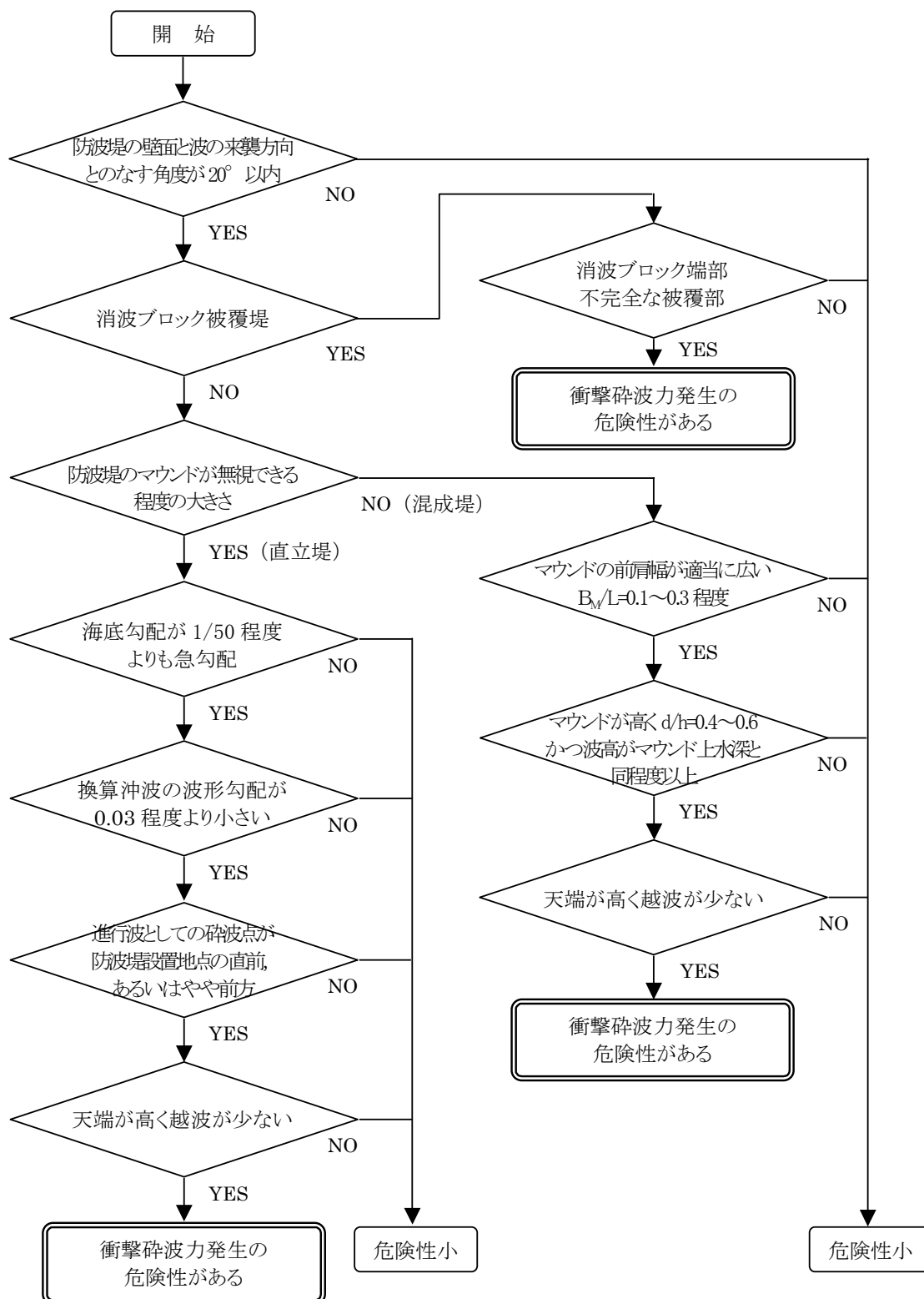


図-5.5 衝撃砕波力の発生危険性の判定フロー図

5.3.3 衝撃波力と部材の動的応答効果

(1) 衝撃波力の算定

本研究では、主として衝撃波力に対する部材の応答について検討を行っており、衝撃波力の算定方法を確立するには至っていない。ここでは、既往の研究を元に、本研究で得た知見を考慮して、設計に適用する衝撃波力の算定方法を検討する。

高いマウンド上のケーソンや消波ブロックの不完全被覆によって衝撃波力の作用を受ける場合には、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)によって波力が算定できる。消波ブロックの不完全被覆のケースでは、消波ブロックの天端水深をマウンドの根固工の水深に置き換えることで、衝撃波力の算定ができる。

この波力式により衝撃波力を算定すれば、「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」で示したように、ケーソン壁の破壊状況が分類できることから、この式を安全係数で補正して適用するものとする。ケーソン壁は平均化されて衝撃性が小さい波圧合力に応答して断面力が生じていること、また、衝撃波力の作用時間がケーソン壁の固有振動周期より長いことから、動的応答による RC 部材に生じる断面力の低減は見られない。したがって、この式はケーソンの全体安定性を検討する波力式であるが、部材設計への適用に大きな問題はないものと思われる。また、この式はケーソン・捨石マウンド系の衝撃吸収効果による波力の低減も考慮されている。

近年、数値シミュレーションの発展により、衝撃波力の算定精度も高まってきている(有川ら, 2001; 沿岸開発技術研究センター, 2001)。したがって、数値シミュレーションによって衝撃波力を算定できる場合はこの値を適用することもできる。ただし、封入空気による波圧低減効果を考慮できないため、大きめの値を算定することに注意が必要である。式(3.20)および(3.29)で示した Bagnold 数あるいは式(3.66)で示した封入空気と壁面の弾性を考慮した衝撃波力算定式で補正することによって、算定値を外力として適用することができる。

模型実験によって衝撃波力を算定することもできる。ただし、縮尺効果を排除するためできるだけ大きい縮尺で実施することが望ましい。フルード相似則にしたがって実験を行った場合、封入空気による波圧低減効果は実験縮尺の影響を受ける。このため、小さいスケールの模型実験を行う場合には、ケーソン模型はできるだけ剛性の高いものとし、安全側の波力を計測するものとする。実験値は、式(3.20)および(3.29)で示した Bagnold 数あるいは式(3.66)で示した封入空気と壁面の弾性を考慮した衝撃波力算定式で補正することができる。

急勾配海底面や岩礁、リーフェッジなどのように水深が急激に変化する海域では、ケーソンの設置条件によっては激しい衝撃波力が作用することが知られている。しかし、衝撃波力の強度を広く簡易に算定する方法はいまだ確立されていない。したがって、模型実験や数値シミュレーションによって衝撃波力を算定するものとする。

(2) 部材の動的応答効果

「3.4.5 衝撃波圧の特徴」で示したように、現地スケールに近い模型実験によれば、衝撃波力の作用時間は 30~100ms である。また、「3.2.1 衝撃波圧理論」で示したように、空気を巻き

込む Bagnold 型の波圧では、現地スケールでは数 10～数 100ms である。このように衝撃波力の作用時間は RC 部材の固有振動周期と同等以上であるため、「4.5.2 衝撃波圧の作用時間」および「4.5.3 ケーソン壁の形状」で示したように、動的応答効果による部材の応力の低減効果は小さい。したがって、動的応答による波力の低減効果は考慮せず、算定された衝撃波力をそのまま静的に載荷するものとする。ただし、数値シミュレーションによって、動的応答解析を行う場合は衝撃波力の時間変化を考慮することができる。

5.3.4 中詰材の土圧抵抗

ケーソン内部の隔室には、滑動や転倒安定性確保のため、中詰砂や中詰石などの中詰材が充填される。経済性に優れていることや材料の調達が容易であること、投入時の施工性に優れていることから、砂や雑石が使用されることが多い。完成時や施工時にケーソンの安定性が十分確保できない場合には、重量増を目的として貧配合のコンクリートや鉱滓、銅滓が投入されることもある。昭和初期には、施工技術上、重量の大きなコンクリートブロックを運搬し、据付けることが困難であったため、ケーソンを所定の位置に設置した後、現地においてコンクリートを打設し、コンクリートブロックを形成する工法も適用されていた。また、非常に強い波力の作用が予想される場合に、ケーソン壁の保護を目的として港外側の隔室に限定してコンクリートを充填する計画も見られる。

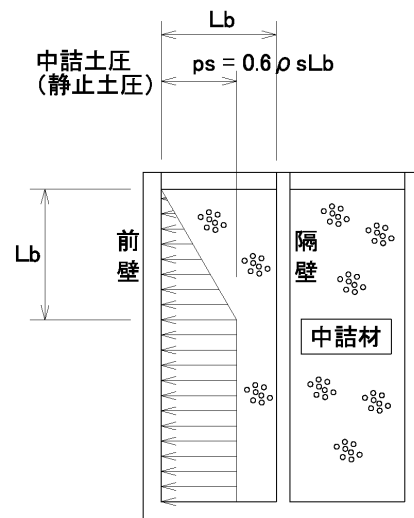


図-5.6 中詰材の土圧分布

構造部材の設計においては、中詰材が外力として取り扱われるケースと他の外力に対する抵抗力として取り扱われるケースがある。後者の例では、中詰材の土圧によってケーソン壁に作用する波力に抵抗し、緩和するものとして取り扱われている。港湾設計基準では、ケーソン壁の部材設計において、中詰土圧を静止土圧によって算定し、波力に抵抗するものとしている。土圧分布は、図-5.6 に示すように、静止土圧に準じて深度に比例した土圧分布としている。ただし、前壁と背後の隔壁との距離 L_b に対してケーソンの高さが高い場合には、前壁から隔壁までの距離 L_b に等しい深さより下では一定値をとる土圧分布を規定している。これは、背後の中詰材のすべり面が、隔壁によって遮られるため、深度に比例した土圧分布が形成されないためである。なお、静止土圧係数は 0.6 としている。

強い衝撃波力を受ける静水面付近では、土被りが浅く静止土圧は小さい。簡便な設計検討では、中詰材の土圧抵抗を安全側の余裕代として取り扱い、考慮しないこともある。

土圧に抵抗する構造物の設計では、塑性理論による土圧算定式が適用されることが多い

(港湾設計基準他). このうち, 受働土圧と主働土圧は, 壁面の変位にともない, 地盤に塑性変形が生じた場合の極限土圧である. 静止土圧は, 受働土圧と主働土圧の中間的な土圧で, 壁面の変位が生じない場合の土圧である. 主働土圧の極限值に達するのは, 水平方向の平均の壁体移動量が壁高の 1/2000 程度であることが知られている(赤井, 1984). 受働土圧では, より大きな壁体移動量を要することが知られている.

ケーソン壁を, 隔壁を固定端とする水平方向の両端固定梁に等分布荷重が作用するものと仮定すると, 壁面の中央部に作用する曲げモーメント M と壁面のたわみ δ は, それぞれ式(5.20), (5.21)のように示される.

$$M = \frac{ql^2}{48} \quad (5.20)$$

$$\delta = \frac{ql^4}{384EI} \quad (5.21)$$

ここに,

M : 梁(ケーソン壁)の中央点の曲げモーメント(Nm)

q : 分布荷重(N/m)

l : 梁(ケーソン壁の隔壁)のスパン(m)

δ : 梁(ケーソン壁)の中央点のたわみ(m)

E : 梁(ケーソン壁)の弾性定数(N/m²)

I : 梁(ケーソン壁)の断面2次モーメント(m⁴)

である. また, 曲げモーメントが作用する弾性梁の曲げ圧縮応力 σ と縁辺ひずみ ε は, それぞれ式(5.22), (5.23)のように示される.

$$\sigma = \frac{M}{z} \quad (5.22)$$

$$\sigma = \varepsilon E \quad (5.23)$$

ここに,

σ : 梁の中央点の曲げ圧縮応力(N/m²)

z : 梁(ケーソン壁)の断面係数(m³)

ε : 梁の中央点の縁辺ひずみ(-)

である. 式(5.20)～(5.23)より, ケーソン壁の中央部のたわみ δ と縁辺ひずみ ε は, 式(5.24)のように示される.

$$\delta = \frac{l^2}{8t} \varepsilon \quad (5.24)$$

ここに,

t : 梁(ケーソン壁)の厚さ(m)

である。例えば、隔壁のスパン5m、ケーソン壁の厚さ 0.4m、コンクリート表面にクラックが発生するとされている表面ひずみ 200×10^{-6} とすると、ケーソン壁の最大たわみは 1.6×10^{-3} m となる。ケーソンの高さ h を 10m とすれば δ/h は 1/6400 で、壁面の移動量は 1/2000 より小さい。このように、ケーソンの隔壁スパンや壁厚が非常にたわみが大きくなる条件であっても、ケーソン壁にクラックが発生しない小さい変形では、塑性土圧理論の適用には問題が残る。

模型実験によれば、壁面の変位に中詰材の土圧が比例し、弾性的な挙動を示している(高橋ら, 1995)。また、「4.2.3 物理定数」で示したように現地観測においても、引波時の強い波圧に対して塑性的な変化を示しているものの、押波時には波圧に対して中詰材の土圧が比例し、弾性的な挙動を示している。

以上より、静止時の初期応力として中詰材の作用を静止土圧で評価することは可能であるが、波の作用によって壁面が変位する場合の抵抗力としては、中詰材を弾性体として評価することが妥当である。また、衝撃砕波力は押波時に限定されるため、引波時の中詰材の塑性変形による主働土圧を特に考慮する必要はない。

衝撃波力による壁面の急激な変位を対象とするため、中詰材の慣性抵抗を考慮する必要がある。数値シミュレーションによれば、継続時間数 10ms 以上の衝撃波力に対する動的応答について、中詰材が存在してもケーソン壁に発生する曲げモーメントは、最大でも3%とわずかな低減である(「4.5.4 中詰砂の効果」参照)。また、中詰材の存在によって曲げモーメントが大きくなるケースもあるため、中詰材による衝撃波力に対する抵抗力は考慮しないものとする。

5.3.5 捨石マウンドの効果

ケーソン式防波堤は捨石混成堤と直立堤に分類される。近年では、施工技術の問題から、捨石マウンド上にケーソンを設置する混成堤の建設事例が圧倒的に多く、直立堤の建設事例は数少ない。大規模ケーソンは広い製作ヤードや据付用の大型作業船舶・機械を必要とするため、捨石マウンドによる嵩上げによってケーソンを小型化することが有利であることによる。また、捨石マウンドは平滑なケーソン床付け面の造成が容易であることなどによるものである。

捨石マウンドの弾性はケーソンの重量と合わせて振動系を形成する。高橋ら(1994)は数値シミュレーションから、この振動系の動的応答効果によって、ケーソン底面と捨石マウンドの間の有効なせん断力が低減され、滑動安定性が向上することを示している。この数値シミュレーションによれば、計算した振動系の固有振動周期は約2sで、作用する衝撃砕波力の継続時間 0.24, 0.48s である。この振動系の固有振動周期が衝撃波力の継続時間より長く、慣性力の効果でケーソンの変位が衝撃波力の時間変化に追従できないため、捨石マウンドとのせん断力が低減されているものと考えられる。このように、衝撃波力に対するケーソンの滑動安定性に対する混成堤の優位性も示されている。

港湾設計基準の規定によれば、混成堤の捨石マウンドの厚さは 1.5m 以上とされている。これは、薄い捨石層ではケーソンの底面反力が均等に海底地盤に伝達しないこと、波浪が作用したときのケーソンの振動による締め固め効果が均等に発揮されず、床付け面に不陸が生じ

やすいこと、などの理由による規定である。また、捨石相互の噛み合わせが不十分で、ケーソンの上載荷重が作用していない浮き石が洗掘を受けやすいことも挙げられる。床付け面の不陸や捨石の洗掘によって、ケーソン本体が片持ち支持の状態となり、自重に耐えられず損傷する事例も見られる。

ケーソンの滑動安定性と同様に、ケーソンの RC 部材に作用する衝撃波力や部材応力も捨石マウンドとケーソンによる振動系の動的応答効果によって吸収、低減されるものと考えられている。ただし、その効果が定性的に研究された事例はなく、余裕代として取り扱い、安全側に評価されている。なお、波浪に対する一般的な設計ではこれを考慮していない。

数値シミュレーションによれば、「4.5.5 捨石マウンドの効果」で示したように、捨石マウンドの層厚すなわち弾性定数に対する RC 部材に発生する曲げモーメントの低減はほとんど見られない。マウンド厚 2.6m のむつ小川原港東防波堤のケースを標準例として計算すると、マウンド厚を 10 倍、弾性定数を 1/10 とした軟らかい捨石マウンドであっても、ケーソン壁に発生する曲げモーメントの低減は 1.1% であった。捨石マウンドがない硬いケースでも、曲げモーメントは 3.3% の増大に留まっている。これは、ケーソンを質点、捨石マウンドをバネとするケーソン全体の振動系の固有振動周期が RC 部材の固有振動周期より 5 倍以上長いためである。RC 部材が衝撃波力にตอบสนองしている時間には、ケーソン全体は慣性力の影響を強く受けており、RC 部材に発生する曲げモーメントには影響を及ぼさない。捨石マウンド下の地盤の弾性を考慮しても、全体系の固有振動周期が長くなるため、発生曲げモーメント低減の効果は小さい。

以上のことから、捨石マウンドによる衝撃波力を受けた RC 部材の発生曲げモーメントの低減効果は考慮しないものとする。

5.3.6 ケーソン壁の断面力算定モデル

ケーソン壁の設計では、波圧を外力として各部位に発生する曲げモーメントを算定し、それに対応するコンクリートや鉄筋の応力を算定し、許容値との照査によって部材の耐力を検討する(港湾設計基準)。

近年、コンピューターの普及、発展にともない、FEM などの数値計算による構造検討が容易になってきている。しかし、ケーソンは構造が単純であること、多数のケーソンが港湾設計基準の規定に準じて製作され実績が豊富であることなどから、特殊な構造の防波堤以外には数値計算を実施して断面力を検討した事例は見当たらない。矩形ケーソンでは、被災原因の究明のために FEM による構造検討が行われた事例(田畑ら、1996 他)などはあるが数少ない。

港湾設計基準の規定によれば、曲げモーメント算定に当たり、標準的にケーソン壁は、側壁と隔壁、底版で支持されている 3 辺を固定端、天端を自由端とする 3 辺固定の弾性版として取り扱われる。ただし、「はちまき」と称されるケーソン天端部分についてのみ壁厚を割り増しする部材強化を施した場合は、4 辺固定版として取り扱っても良い、とされている。その他簡便な手法として、水平方向と鉛直方向についてそれぞれ単位幅の単純梁、両端固定梁とみなし、曲げモーメントを算定する方法も使用されている。

「2.4.4 被災の特徴」で示したように、ケーソン壁の被災事例が静水面付近に集中していることは、従来のモデルに基づいた設計に問題があることを示唆している。また、被災したケーソン壁は天端付近が破損せずに残っているケースも多く、3辺固定版を適用した設計では想定できない破壊形状である。3辺固定版特有の天端付近に破損が見られる十勝港の事例は、施工途中で露出していた蓋コンクリートが先行して破損し、支えがなくなったために発生したものと思われる。

実際のケーソンでは、隔室天端には厚さ 50cm 程度の蓋コンクリートが打設されている。蓋コンクリートはケーソン壁とは結合されておらず、ケーソン壁は天端での回転は許容されるが、押し波に対してケーソン壁の後方への変位を拘束するには十分な剛性がある。したがって、天端を単純支持とした3辺固定上辺単純支持版として取り扱うことが合理的であると考えられる。

水平方向の曲げモーメントは、「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」で示したように、3辺固定上辺単純支持版と従来の3辺固定上辺自由版、4辺固定版を問わず、ほとんど同等である。ケーソン壁の形状は一般的に、幅3～5m、縦 10～20mと細長い形状となる。3辺固定上辺単純支持版、3辺固定上辺自由版、4辺固定版いずれにしても、ケーソン天端付近、底版付近を除いて左右両端の2辺支持版に近い曲げモーメントが発生する。このとき、両端部の拘束条件は固定端となるが、両端部は前壁と同等の剛性を持った側壁か、剛性の小さい隔壁であることを考慮すると、実際には両端部の回転に対する拘束は小さいものと考えられる。両端固定梁であれば両端部の曲げモーメントは、 $pl^2/12$ 、中央部は $pl^2/24$ となる。ここに、 p は等分布荷重、 l はスパン長である。それに対して、両端の回転に対する拘束がない単純梁であれば、曲げモーメントはそれぞれ0、 $pl^2/8$ となる。実際のケーソンでは両端の拘束が固定端と回転端の間となるため、両端を固定端とするモデルでは、両端の曲げモーメントは過大に、中央部は過小評価されることに注意が必要である。

鉛直方向では、「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」で示したように、ケーソン下半部から底版にかけてはほぼ同等であるが、静水面付近で従来のモデルは3辺固定上辺単純支持版の 30～50%と小さい値を示している。鉛直方向は、上辺自由端とすると、上部のモーメントが開放され、最も激しく衝撃砕波が衝突する静水面付近が過小評価されてしまう。蓋コンクリートの拘束効果を考慮して、3辺固定上辺単純支持版とすべきである。中詰材を考慮した FEM 解析結果でも、水平方向は従来モデルより小さい値すなわち安全側であるが、鉛直方向では静水面付近で従来モデルが危険側の値を示している。

「3.6.2 衝撃波力による破壊」で示したように、衝撃波力の作用を受ける RC 部材のひび割れ発生から全半壊に至る被災特性を考慮すれば、「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」で示したように、3辺固定上辺単純支持版のひび割れ安全率と終局限界安全率でケーソン壁の被災レベルを区分できる。

以上より、ケーソン壁の断面力算定に当たっては、3辺固定上辺単純支持版としてのモデル化が適している。ただし、水平方向については、両端の拘束の度合いを考慮して部材厚、配筋の検討を行う必要がある。

ケーソン壁への載荷重はケーソン壁の全面に等分布で衝撃波力(平均波圧)を作用させる

ものとする。「3.3.4 測定波形の例」で示したように、ケーソン壁の断面力は波圧合力に追従するため、局所的な分布載荷は行わないものとする。

5.3.7 限界状態設計法

(1) 設計基準の取り扱い

防波堤のケーソン壁のような RC 部材の安全性は、限界状態設計法によって検討することが標準とされている(港湾設計基準)。コンクリート標準示方書(土木学会, 1996)(以後, 標準示方書と略す)が 1986 年に許容応力度法から限界状態設計法に移行したのに従い, 港湾設計基準も 1999 年の改訂以降, 限界状態設計法の適用を標準としている。標準示方書の 2002 年の改訂では構造性能照査法に移行しているが, これは構造物の要求性能に応じた限界状態を設定するもので, 基本的には限界状態設計法で照査するものである。

港湾設計基準や標準示方書では, 標準的に限界状態として終局限界状態, 使用限界状態, 疲労限界状態が規定されている。終局限界状態は最大荷重によって破壊が生じるレベル, 使用限界状態は耐用期間中にしばしば作用する規模の荷重の作用によって, 過度のひび割れなどの比較的軽微な不都合が生じるレベル, 疲労限界状態は耐用期間中に作用する繰り返し荷重により, 終局限界状態と同様な破壊が生じるレベルと規定されている。

設計に用いる不確定要因は, 確率変動を考慮して決定される材料強度や荷重の特性値と, 確率変動を考慮した安全係数で評価される。材料係数や荷重係数, 構造物解析係数, 部材係数, 構造物係数でそれぞれ不確定要因を評価できる。

簡便な構造物の設計については, 現在にいたっても許容応力度法が使用されている。現行の港湾設計基準にも掲載されている。この設計法では, 算定された曲げモーメントに対するコンクリートや鉄筋の応力度が算定される。引張応力は全て鉄筋が負担するものとし, コンクリートの引張応力は無視される。圧縮応力は中立軸からの距離に比例する分布形状が仮定され, 中立軸において 0, コンクリート縁辺において最大となる。これらの応力度が許容応力度を下回るよう設計される。この設計法は多くの実績に裏打ちされているものの, 不確定要因がすべて応力度と許容応力度の比に含まれており各要因の不確定の度合いが考慮されていない。また, コンクリートのひび割れも検討対象となっていない。地震力は短期荷重として取り扱い, 許容応力度は 1.5 倍に割り増しされるのに対して, 波力は長期荷重として取り扱い割り増しは行わない。また, 衝撃波力の作用については規定がない。

(2) ひび割れ限界状態

使用限界状態は, 一般的には表-5.1(標準示方書)に示されるように, 使用上問題となる部材の変位やひび割れによって規定される。しかし, ケーソン式防波堤は, 部材の変位や振動, ひび割れによる水密性の低下などによって防波機能をただちに消失することはない。ただし, 「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」や, 「3.6.2 衝撃波力による破壊」で示したように, ひび割れの発生が直ちに構造部材の破壊に結びつく可能性が高いため, ひび割れ限界に

よって限界状態を規定するものとする。

一般的に RC 部材のひび割れは、海水の浸入によって鉄筋が錆びることに対して検討される。この場合、ひび割れの発生を許容しないのではなく、ひび割れ幅が許容値を超えないように設計される。しかし、衝撃波力による RC 部材の破壊は短期間に進行するもので、長期間の放置によって発生する鉄筋の錆によるものではない。「3.6.2 衝撃波力による破壊」で示したように、ひび割れ発生後の繰り返しの変形によるコンクリートの圧潰、脱落によるものである。したがって、提案する設計法においてひび割れ限界状態は、式(2.2)で示したコンクリート表面にひび割れが発生するひずみの限界状態と定義する。一般的な使用限界状態には対応せず、終局限界状態に近い取り扱いとなる。

表-5.1 使用限界状態の例

項目	状態
ひび割れ	ひび割れにより美観を害するか、耐久性または水密性や気密性を損ねるかする状態
変形	変形が構造物の正常な使用状態に対して過大となる状態
変位	安定、平衡を失うまでには至らないが、正常な状態で使用するには変位が過大となる状態
損傷	構造物の各種の原因による損傷が生じ、そのまま使用するのが不適当となる状態
振動	振動が過大となり、正常な状態で使用できないか、不安の念を抱かせるかする状態
有害振動発生	地盤等を通じて周辺構造物に有害振動を伝播し、不快感を抱かせる状態

(3) 終局限界状態

終局限界状態は、表-5.2(標準示方書)に示されるように、構造物の安定性や部材の大変形や破壊によって規定される。重力式のケーソン式防波堤では、全壊レベルの破壊でなければ RC 部材が終局限界状態に達しても、即座に防波堤機能を消失することにはならない。しかし、断面が破壊され、穴が明いたり全半壊状態となれば重力式の防波構造物として成立しないため、ここでは全壊、半壊レベルの重度の断面破壊を対象として終局限界状態の照査を行うものとする。

前述のように、衝撃波力による RC 部材の破壊はひび割れ限界と密接に関係しており、ひび割れ限界によって照査するものとしている。しかし、ひび割れ限界は主としてコンクリートの強度特性や部材厚によって決定されるため、鉄筋の強度特性や配筋量の設計計算が行えない。ひび割れ限界だけで部材形状を決定すると部材厚に比較して鉄筋量が小さくなり、ひび割れ発生とともに鉄筋が降伏し、急激で大規模な破壊が発生する危険性もある。

「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」に示したように、許容安全率を適切に設定すれば、ひび割れ限界の安全率によってケーソンのクラック発生や穴明きレベルの被災が発生するか否かを区分できる。また、終局限界の安全率によってケーソンの全半壊レベルの被災が発生するか否かを区分できる。したがって、全半壊レベルの被災の発生を、終局限界状態によって照査を行うものとする。

表-5.2 終局限界状態の例

項 目	状 態
断 面 破 壊	構造物または部材の断面が破壊を生じる状態
剛 体 安 定	構造物の全体または一部が、一つの剛体として転倒その他により安定を失う状態
変 位	構造物に生じる大変位によって構造物が必要な耐荷能力を失う状態.
変 形	塑性変形、クリープ、ひび割れ、不等沈下等の変形によって構造物が必要な耐荷能力を失う状態
メカニズム	不静定構造物がメカニズムへ移行する状態

(4) 疲労限界状態

疲労限界状態については、防波堤では波圧の繰り返し作用によって、栈橋上部工ではクレーンや通行車両などの移動荷重の繰り返し作用によって引き起こされる可能性がある。しかし、通常作用する繰り返し波力は設計波力と比較して小さいため、一般的に疲労限界状態の検討は行われない。

「3.6.2 衝撃波力による破壊」で示したように、繰り返し作用する衝撃波力による RC 部材の破壊は、低サイクル疲労の様相を示している。一度ひび割れが発生すると破壊が急速に進行するため、1回の気象擾乱で作用する900～2000波の作用で RC 部材が全壊する可能性がある。この破壊特性に対しては、前述のひび割れ限界によって照査するものと規定している。したがって、衝撃波力による RC 部材の照査に当たって、疲労限界状態は考慮しないものとする。

(5) 安全係数と材料特性

港湾設計基準や標準示方書において、設計に適用する安全係数は、材料係数や荷重係数、構造物解析係数、部材係数、構造物係数が挙げられる。表-5.3は、港湾設計基準や標準示方書に準じて決定した、ここで提案する安全係数である。()の数値は港湾設計基準に示された値である。ひび割れ限界の安全係数は、原則的に使用限界状態のものを適用する。

材料係数は、材料強度の危険側への変動や材料特性が限界状態におよぼす影響などを評価するものである。港湾設計基準では、使用限界状態に対するコンクリートの材料係数は 1.0 とされている。しかし、「3.6.2 衝撃波圧による破壊」に示したように、衝撃波力に対するひび割れ限界ひずみは静的ひずみの 40～60%であること、「3.3.6 RC 梁の動的応答特性」に示したように、衝撃波力の作用によるひずみは静的載荷より 25～35%小さいことから、材料係数は 1.5 に相当する。ただし、実設計の断面耐力の算定においては、「2.4.1 調査解析方法」で仮定した部材断面のひずみ分布モデルの考え方の影響を受ける。このため、材料強度の特性が必ずしも明確ではないため、この値を部材係数に含めるものとする。ひび割れ限界のコンクリートの材料係数は 1.0 とする。

荷重係数は、荷重の危険側への変動や算定方法の不確実性、荷重特性が限界状態におよぼす影響などを評価するものである。港湾設計基準では、使用限界状態の荷重係数を 1.0 としている。しかし、ここで提案しているひび割れ限界は、RC 部材の破壊に対するものであり、終局限界状態と同様な限界状態を示している。したがって、衝撃波力がおよぼす影響は、終局限界状態と同等とみなし、ここでは 1.3 とする。

構造解析係数は、断面力算定時の構造解析の不確実性などを考慮して決定するものである。標準的には 1.0 とする。水平方向部材の断面力算定時に両端固定の拘束が弱く、拘束条件が両端固定端と回転端の中間的な性質となる場合など、この係数で調整する。

部材係数は、部材耐力の計算上の不確実性や部材寸法のばらつきなどを考慮して決定するものである。ひび割れ限界の部材係数は、港湾設計基準の終局限界に準じて 1.3 が適当であるが、前述の材料係数の 1.5 を乗じて 2.0 とする。

構造物係数は、構造物の重要度や限界状態に達したときの社会的影響などを考慮して決定するもので、ここでは港湾設計基準に準ずるものとする。また、鉄筋や終局限界のコンクリートの材料係数など、その他の安全係数は港湾設計基準に準ずるものとする。

表-5.4 は、材料強度の設計用特性値で、標準示方書(1996)に準じている。

表-5.3 安全係数

安全係数		ひび割れ限界		終局限界	
材料係数 γ_m	コンクリート	1.0	(1.0)	1.3	(1.3)
	鉄筋	1.0	(1.0)	1.0	(1.0)
荷重係数 γ_f	波力	1.3	(1.0)	1.3	(1.3)
構造解析係数 γ_i		1.0	(1.0)	1.0	(1.0)
部材係数 γ_b		2.0	(1.0)	1.15	(1.0~1.3)
構造物係数 γ_a		1.0	(1.0)	1.1	(1.0~1.2)

表-5.4 材料の設計用特性値

単位: N/mm²

材 料		ひび割れ限界		終局限界	
コンクリート	設計基準強度 f'_{ck}	21	24	21	24
	設計圧縮強度 f'_{cd}	-	-	16.2	18.5
	設計曲げ強度 f'_{bd}	3.2	3.5	-	-
鉄筋	規 格	-	-	SD295A	SD345
	設計降伏強度 f_{yd}	-	-	295	345

5.3.8 提案する設計法のまとめ

ここで提案する、衝撃波力の作用を受けるケーソン RC 部材の設計法の設計フロー図を図-5.7 に示す。ここで提案する設計法は、限界状態設計法を適用して、ひび割れ限界状態と終局限界状態について照査を行うものである。ただし、ひび割れ限界状態は使用限界状態に対応するものではなく、ひび割れの発生にともなう RC 部材の断面破壊に対する照査を行うものである。断面破壊の限界状態に対する検討は、衝撃波力を静的荷重と見なして算定する設計断面力 S_d の設計断面耐力 R_d に対する比に構造物係数 γ_i を乗じて、 $\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0$ であることを確認することによって行うものとする(標準示方書)。なお、試設計によればひび割れ限界状態に対する検討と終局限界状態に対する検討によって、部材厚と配筋がそれぞれ決定されることが多いようである。

設計断面力は、荷重に関する特性値から設計荷重を算出し、これを断面力の解析モデルに適用して算定する。このとき、安全係数として前掲の表-5.3 に示した荷重係数や構造解析係数を考慮する。

荷重の特性値は、ここでは、衝撃波力の強度と作用時間である。しかし、「5.3.3 衝撃波力と部材の動的応答効果」で示したように、作用時間の特性による断面力の低減効果は小さいため、衝撃波力の強度のみを取り扱う。高マウンドや消波ブロックの不完全被覆状態のケーソン式防波堤に作用する波力は、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)を適用して算定する。部材の剛性や捨石マウンドのクッション効果による波力の低減や中詰材の抵抗力は考慮しない。急勾配の海底地盤に設置されたケーソンについては、模型実験や数値シミュレーションによって波力を算定する。このとき、縮尺効果による封入空気の影響を考慮して補正することもできる。

一般にケーソン壁のような平面形状に対して部材厚が小さい平板構造物は、部材に生じる曲げモーメントについて照査が行われている(港湾設計基準)。ここでもこれに準じて、曲げモーメントあるいはそれにともない部材断面に生じる曲げ応力について照査を行う。部材に生じる断面力は、ケーソン壁を平板と見なした簡易な解析モデルあるいはケーソンの隔壁構造や中詰材などを考慮した動的数値シミュレーションによって求めることができる。簡易なモデルでは、「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」で示したように、ケーソン壁を側壁や隔壁、底版で固定され、蓋コンクリートと上部工で単純支持された3辺固定上辺単純支持版として解析を行うものとする。数値シミュレーションの方法は「4.2.1 数値シミュレーションの方法」に示している。ケーソン壁には算定された衝撃波力を等分布荷重で全面に載荷する。

設計断面耐力は、前掲の表-5.4 に示したコンクリートや鉄筋の強度などの特性値から材料の設計強度を算定し、これを断面耐力の解析モデルに適用して算定する。このとき、安全係数として前掲の表-5.3 に示した材料係数や部材係数を考慮する。

断面耐力は、設計で仮定した形状の部材が保有する限界耐力であり、ひび割れ断面耐力と終局断面耐力について算定する。ひび割れ断面耐力は、前掲の式(2.2)で示したように、RC 部材を弾性体と見なして表面にクラックが発生する限界耐力とする。また、終局断面耐力

は、前掲の図-2.22 で示したように、コンクリートに発生する圧縮応力度の分布を等価応力ブロックと見なし、前掲の式(2.3)～(2.5)より算定する。

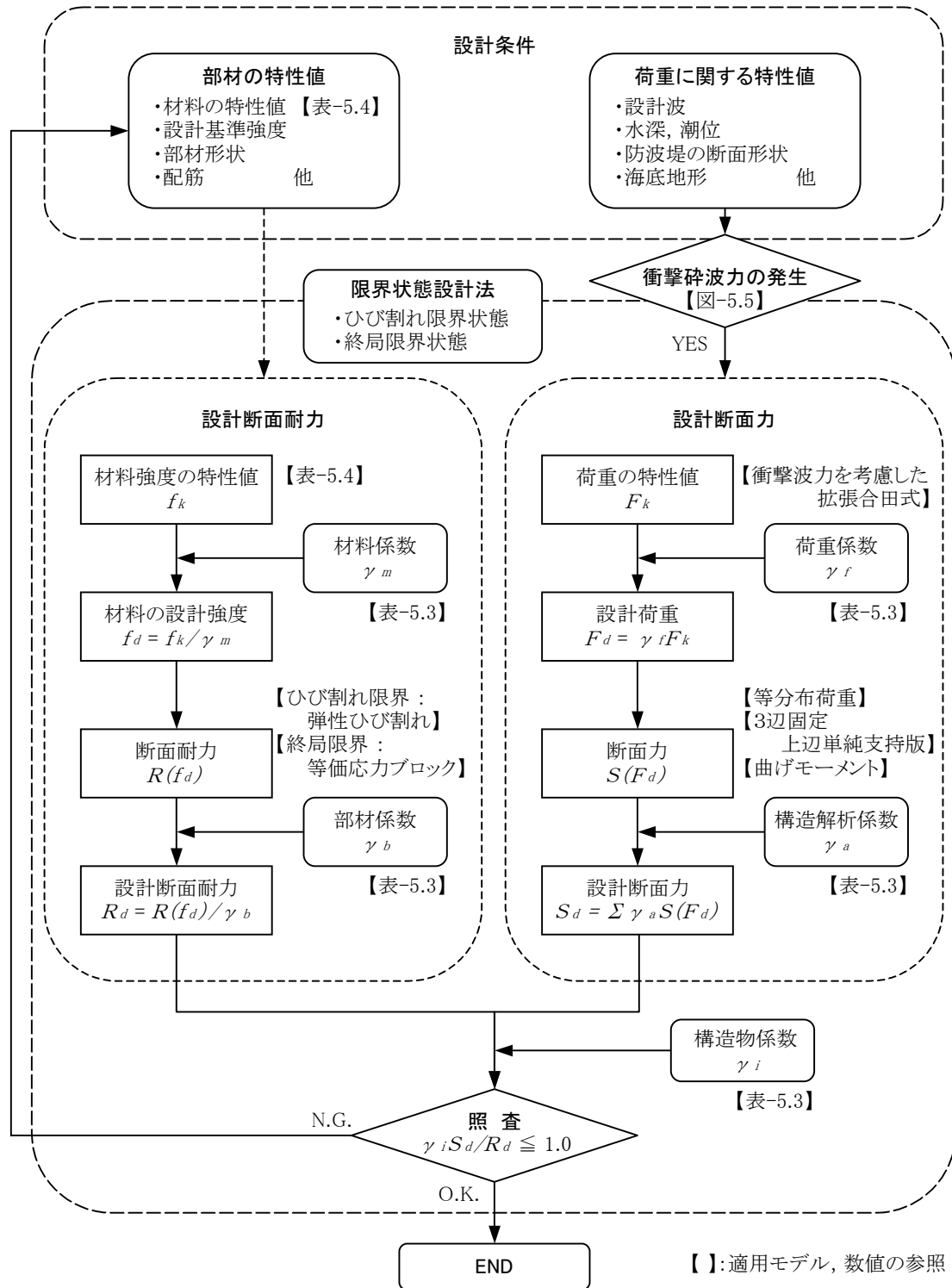


図-5.7 提案する設計法の設計フロー図

5. 4 提案した設計法の検証

「2.4.5 被災事例の解析結果による簡便設計」で示した、被災した現地ケーソンの調査結果をもとに、提案した設計法の検証を行う。

図-5.8 は、終局限界状態について、ケーソン壁の終局耐力と衝撃波力によって発生した断面力を比較したものである。断面力は、荷重係数や構造解析係数、構造物係数を考慮したケーソン壁に発生する曲げモーメントで、終局耐力は材料係数や部材係数を考慮している。被災の多い静水面付近の部材について示している。全半壊したケーソンは断面力が終局耐力を大きく上回り、被災していないケーソンは同等か下回っているおり、設計法の妥当性を示している。なお、全ての安全係数を 1.0 とした場合、全半壊ケーソンは断面力が終局耐力を上回り、クラックの発生したケーソンは同等か下回り、激しい被災の指標として、終局限界状態を適用できることを示している。

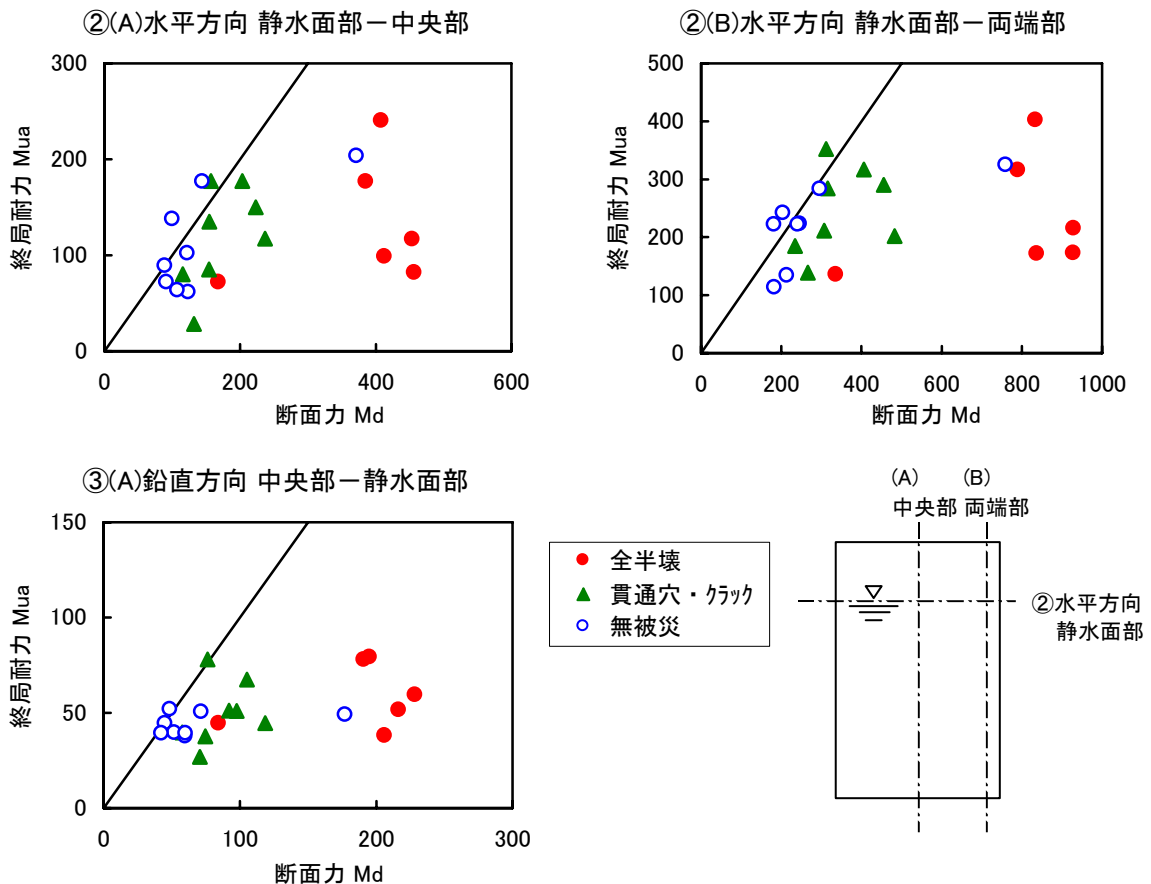


図-5.8 断面力と終局耐力

断面力とひび割れ耐力の比較では、**図-5.9** に示すように、全半壊やクラックが発生したケーソンは断面力がひび割れ耐力を上回っているのに対して、被災していないケーソンは断面力下回っている。ひび割れ限界状態がクラックの発生を判定する指標となることを示している。クラックの発生からケーソン壁の破壊までの進行が早いことを考慮すると、クラックが発生しないように設計することが重要となる。

なお、ひび割れ耐力はコンクリートの材料特性やケーソン壁の部材厚に依存するため、最も大きい断面力に対して設計を行うこととなる。今回の事例では、水平方向に対する照査を行うと、部材厚が一定であるため所要部材耐力の3倍程度のひび割れ耐力を持つ設計となることに注意が必要である。

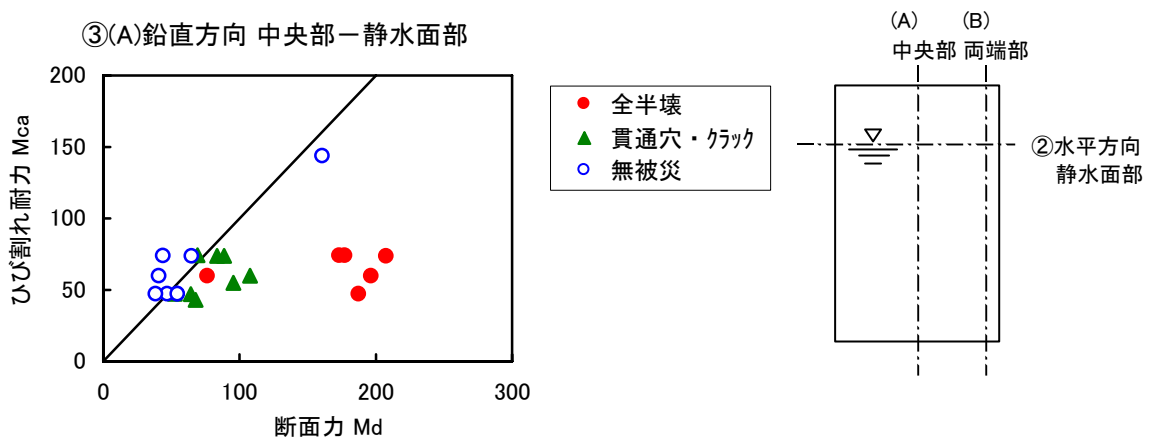


図-5.9 断面力とひび割れ耐力

5.5 提案した設計法による試設計

提案した設計法を適用して、設計波や被災時の波浪条件、防波堤断面を対象として、被災したケーソンの壁厚を試算したものを**表-5.5** に示す。表中には、被災時の波高と設計波高の比や被災時の波浪条件や防波堤断面に対する衝撃波圧と設計波圧の比も示している。波圧の算定には衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)を適用し、ケーソン壁を3辺固定上辺単純支持版でモデル化して曲げモーメントを算定している。なお、鉄筋のかぶりを十分確保しているため、若干壁厚が大きいものとなっている。

表中の「4) 設計波」に示す壁厚は、設計波が被災時の波浪より小さいケースについて、設計波を対象とした計算結果である。消波ブロック被覆堤は、消波ブロックの波圧低減効果を考慮した検討を行っている。クラックを許容しない設計であるため、55~90cm 必要であることが分かる。元設計の壁厚は 40~50cm であり、15~40cm 程度壁厚が不足していることになる。また、

消波ブロック被覆堤であっても55～60cmの壁厚が必要となることに注意が必要である。なお、和泊港のケースは、根固ブロックが大型で強い衝撃波力が作用するため、かなり壁厚が大きくなっている。

表中の「5)被災時」に示す所要ケーソン壁厚は、被災時の波浪条件を対象とした計算結果である。消波ブロックの散乱による非常に大きい衝撃波力が作用して被災した、むつ小川原港や小本港のケースでは、例外的に壁厚1mとかなり厚くなるが、その他のケースでは60～80cmとなっている。これは、むつ小川原港の被災しなかった8号函の壁厚が70cmであったことによく対応している。

表-5.5 ケーソン壁の所要厚さ

No.	港名	1) 被災 レベル	2) 波高比 H'/H	3) 波圧比 p' _{max} /p _{max}	ケーソン壁の形状		所要ケーソン壁厚 t _w ' (m)			4), 6) 計算条件
					幅 L _w (m)	高さ t _w (m)	4) 設計波	5) 被災時	被災断面 /設計波 ⁶⁾	
1	十勝港	×	1.20	1.01	4.78	0.45	0.60	0.60	—	設計波圧
5	小名浜港	△	0.89	1.22	4.80	0.40	—	0.65	0.75	設計波高
8	新宮港	△	1.38	0.97	4.80	0.40	0.60	0.60	—	設計波圧
12	増毛港	△	0.80	0.86	4.75	0.50	—	0.70	0.80	設計波圧
14	小名浜港	△	1.24	1.35	4.80	0.45	0.70	0.80	—	設計波圧
16	新宮港	△	0.58	1.05	3.55	0.40	0.55	0.60	—	設計波高
18	B港	△	0.89	1.74	4.05	0.45	0.75	0.80	—	設計波高
19	片泊港	×	1.04	3.96	4.45	0.40	0.55	0.95	—	設計波圧 (消波工有)
20	鶴殿港	△	1.11	1.17	4.90	0.40	0.65	0.70	—	設計波圧
22	むつ小川原港	×	1.14	2.88	4.19	0.45	0.60	1.00	—	設計波圧 (消波工有)
23	小本港	×	1.08	3.10	4.55	0.50	0.60	1.00	—	設計波圧 (消波工有)
24	南之浜港	×	0.76	2.25	4.85	0.50	0.65	0.95	—	設計波圧 (前面壁)
28	和泊港	×	0.88	1.22	4.45	0.50	0.90	0.95	—	設計波圧
29	十勝港	△	0.81	0.85	4.95	0.50	—	0.60	0.65	設計波圧

- 1) ×:全半壊, △:貫通穴, クラック
- 2) 波高比 = 被災時の波高 / 設計波高
- 3) 波圧比 = 被災時の波圧 / 設計波圧
- 4) 被災波より設計波が小さいケースの設計波に対する所要壁厚
- 5) 被災時の波圧に対する所要壁厚
- 6) 被災時の波高より設計波高が大きいケースで、被災時の防波堤断面形状に設計波が作用したときの所要壁厚

表中の「6)被災断面/設計波」に示す壁厚は、設計波より被災時の波浪が小さかったケースを示している。これは、被災時の防波堤の断面形状に設計波が作用することを想定しており、設計波圧より大きい被災時の波圧が作用するケースである。

5.6 まとめ

本章では、本研究で得られた知見から、衝撃波力の作用を受けるケーソン壁の設計法を提案した。その結果は以下の通りである。

- (1) 現行設計法では一般的に、衝撃波力に対するケーソン部材の応答や破壊特性を考慮せずに部材設計を行っている。
- (2) 衝撃波力を受けるケーソン壁の設計法を提案した。被災したケーソンで試算したところ、ケーソンの被災レベルをおおむね再現できることが示された。これによって提案した設計法の妥当性が示された。
- (3) 衝撃波力は、高マウンドや消波ブロック不完全被覆のケースでは、既往の衝撃波力を考慮した拡張合田式が適用できる。急勾配の海底地盤に設置されたケーソンでは、条件に応じて数値シミュレーションや実験によって、波力特性を明らかにする必要がある。縮尺効果による封入空気や波力の低減効果は、補正を行うか安全側に見て無視するものとする。
- (4) 中詰材による部材断面力の低減効果は考慮しないものとする。
- (5) 部材の剛性や捨石マウンドのクッション効果による衝撃波力の低減は考慮しないものとする。
- (6) ケーソン壁に発生する断面力は、等分布荷重を載荷した3辺固定上辺単純支持版として算定する。ただし、ケーソン全体に対して数値シミュレーションを行い、断面力を算定することができれば算定精度は改善される。
- (7) 提案した衝撃波力を受けるケーソン壁の設計法は、限界状態設計法を適用するものである。衝撃波力の作用に対する RC 部材の破壊の特性や防波堤の機能を考慮して、ひび割れ限界状態と終局限界状態を適用する。ただし、ひび割れ限界はいわゆる使用限界状態に対応するものではなく、終局限界状態に至る初期のクラック発生を示すものである。終局限界状態によって全半壊レベルの激しい破壊に対する設計を行うものとする。
- (8) 限界状態設計法で適用する安全係数の例を示した。
- (9) 提案した設計法を適用して被災したケーソンで試算したところ、ケーソン壁の部材厚としては 60～100cm 必要であることが示された。

第 6 章 結 論

本研究では、衝撃波力によるケーソン壁などの構造部材の応答や破壊に至るメカニズムを明らかにし、衝撃波力の作用を受けるケーソン壁の設計法の検討を行った。ここでは、本研究で得られた結論と今後の課題について記述する。

第1章では、防波堤の被災に関する社会的背景と、衝撃波力に対する防波堤ケーソンの被災について現状の問題点を指摘し、研究の目的と概要を記述した。

第2章では、1950～1990年の過去40年間における防波堤の被災事例を調査し、被災形態や被災原因、被災を引き起こした気象擾乱などの特性を検討した。この中から、衝撃波力によるケーソン壁の破壊事例を23件抽出して、詳細に被災状況の調査を行った。その結果、ケーソン壁の被災を引き起こす衝撃波力は、高マウンドや消波ブロックの不完全被覆、海底地形の急変によって引き起こされることが明らかになった。ケーソン壁の被災の特徴は、静水面付近にクラックや貫通穴が発生し、さらに激しい被災ではケーソンが全半壊していることである。

被災したケーソンの断面耐力と既往の衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992a)から算定された断面力による簡便な断面照査によって、ケーソン壁の被災レベルを表現できることが明らかになった。

第3章では、衝撃波力による鉄筋コンクリート(RC)部材の動的応答に関する模型実験を行い、衝撃波力の特性やRC部材の応答特性、破壊の進行特性について検討を行った。

まず、衝撃波力理論や実験、数値シミュレーションから得られた既往の知見を調査し、衝撃波力の特性を整理した。次に、RC水平版に衝撃波力を作用させ、衝撃波力の特性やRC部材の動的応答特性を模型実験により検討した。衝撃波力による部材の応答実験はスケール効果を受けるため(谷本ら, 1980)、現地スケールに近い大規模な模型実験を行った。基礎的データを得ることを目的としており、直立壁前面にRC部材を水平に置き、重複波の上下する波面の衝突による衝撃揚圧力を作用させている。衝撃波圧は波面が壁面に衝突するときの空気の巻き込み量によって、Wagner型とBagnold型の大きく2種類に分類できる。衝撃波圧はピーク値が非常に大きく作用時間が短い、局所的であるため部材全体で平均すれば、作用時間は数10～数100msとなる。部材の固有振動周期より作用時間が短いケースでは、部材に発生する応力は30%程度低減していた。

静的な機械載荷試験も行い、衝撃波力による動的載荷との比較を行った。さらに、波力によってRC部材が実際に破壊していく過程を実験で再現し、破壊メカニズムを検討した。部材の動的応答効果によって、静的ひび割れ限界荷重では部材は破壊しないが、一旦クラックが

発生すると破壊は急激に進行し、1回の気象擾乱による高波浪の作用で RC 部材が全壊してしまう可能性が示された。多数のコンクリート塊が剥離、脱落し、鉄筋が切断されるなど、破壊状況は静的載荷によるものと著しく異なっていた。

また、ほぼ現地スケールと同等の大規模模型によって、スケール効果を排除した実験を行い、RC 部材の鉄筋やコンクリートのひずみ応答特性などを明らかにした。最後に、高速アクチュエータにより衝撃波力と同等の動的機械載荷を行い、衝撃波力のばらつきを除去した RC 部材の動的応答特性や疲労破壊特性を明らかにした。

第4章では、3次元動的 FEM による数値シミュレーションを行い、衝撃波力に対するケーソン壁の動的応答を検討した。ケーソン壁の動的応答に加えて捨石マウンド、中詰材によるケーソンのひずみや応力の低減効果も検討した。

まず、模型実験(高橋ら, 1995)を対象とした数値シミュレーションを行い、ケーソン壁の衝撃波力に対する動的応答特性の再現性を検証した。ケーソンの衝撃波力に対する部材のひずみや中詰砂の土圧の時間変化がよく再現できることが示された。

次に、むつ小川原港東防波堤の衝撃波力を受けて破壊された7号ケーソンと被災しなかった隣接する8号ケーソン(塩見ら, 1994)の被災状況の再現を試み、現地スケールでの数値シミュレーションを行った。ケーソン壁に発生する断面力と断面耐力を算定したところ、7号函は被災し8号函は被災しない結果となった。

続いて、現地スケールで計算条件を変化させて計算を繰り返し、ケーソン壁の動的応答や捨石マウンド、中詰砂の効果を検討した。衝撃波力の作用時間が部材の固有振動周期と大きく相違しないため、動的応答による断面力の低減効果はほとんどないことが示された。その他、ケーソン壁の設計に適用する基礎資料が得られた。

第5章では、以上の結果を踏まえて、限界状態設計法に基づいた衝撃波力を考慮したケーソン壁の設計法を提案した。まず、既往の設計法を調査し、波圧算定式の変遷や現行設計法の特徴と問題点を整理した。次に、本研究で得られた知見に基づいて、ケーソン壁のモデル化の考え方、捨石マウンドや中詰材の波力低減効果の取り扱いなどについて提案した。ケーソン壁は従来の港湾設計基準に示された3辺固定上辺自由版より、蓋コンクリートの拘束効果を考慮した3辺固定上辺単純支持版として断面力を算定することが適当であることを示した。また、第2章でケーソン壁の被災事例の検討に適用した、ひび割れ限界に対する部材耐力の算定方法によって部材設計を行うことが妥当であることを示した。また、終局限界状態によっても、被災のレベルを評価できることを示した。従来の港湾設計基準やコンクリート標準示方書に準じ、本研究で得られた知見を加味し、限界状態設計法の安全係数を提案した。

被災したケーソンや被災しなかったケーソンを対象として、提案した設計法に従ってひび割れ限界状態と終局限界状態について設計計算を行った結果、この設計方法が妥当であることが示された。

本研究では、衝撃波力の作用するケーソン壁の設計法について提案したが、以下に本研究で十分に明らかにできなかった今後の検討課題を整理する。また、部材厚の増大にともない経済性や施工性の低下が予想されるため、その改善対策案について記述する。

衝撃波力に関する研究は多数実施され、波力算定式もいくつか提案されている。本研究においても、衝撃波力の特性を算出する簡易な式を提案している。しかし、いずれも海底地形や来襲波浪の全ての条件に対して衝撃波力を明確に算定できるものではない。現状では、高いマウンド形状の防波堤などを除けば、設計条件に応じて模型実験を行い、波力を算定することになる。数値シミュレーション技術の向上や実験データの蓄積によって、衝撃波力の特性が簡易に算定できるようになれば、設計検討の工期短縮、経済性の向上が図れる。

衝撃波力に関する実験の多くは、小さい縮尺で実施されている。フルード相似則に従って縮尺を決定した場合、壁面剛性が極端に小さい模型による実験でなければ、実験で得られる衝撃波力は過大なものとなる。これを外力とすれば安全側の設計となるが、経済性が低下する。今後、大縮尺の模型実験や現地観測、被災ケーソンの詳細な調査などにより、実スケールの外力算定の精度が向上すれば、被災確率が小さくかつ経済性の高い設計が可能となる。

衝撃波力の作用に対するケーソン壁の応答では、衝撃波力の作用時間とケーソン壁の固有振動周期の関係が重要である。本研究では、大規模実験により衝撃波力の作用時間を検討しているが、実海域の衝撃波力の特性について調査事例は少ない。設計における外力の評価を確実にし、精度を高めるためには、現地観測が望まれる。

本研究では、衝撃波力に対するケーソン壁の断面耐力を確保するために、ケーソン壁の壁厚を増大することで対応するものとして、設計法を提案した。壁厚の増大にともない所要コンクリート量や鉄筋量が増大し、経済性や施工性の低下が問題となる。ケーソン壁の表面形状の工夫によって衝撃波力を低減できれば壁厚を薄くできるため、経済性や施工性の改善に寄与できるものと思われる。

ケーソン壁の破壊はわずかなクラックの発生から急激に進行するため、クラックの発生を防ぐことが重要である。衝撃荷重に対するひび割れ限界ひずみが大きいあるいは弾性定数が大きくコンクリート表面に発生するひずみの小さいコンクリートが適用できれば、初期ひび割れの発生を防ぐことが可能となり、ケーソン壁の壁厚を低減できる。また、水中ではコンクリートの破壊進行が速くなることも指摘されており、ケーソン壁表面の防水加工による被災レベルの低減についても今後の研究が望まれる。

本研究では、中詰砂によるケーソン壁の断面力の低減効果を明確に評価できなかったため、設計においては安全側の余裕とし考慮しないものとしている。中詰砂は現地調査によれば隔室内で緩く堆積した状態であるため、断面力の低減に十分寄与できない。しかし、貧配合のコンクリートや固化処理土などの弾性定数が大きく、土質特性の安定している中詰材の投入によって、ケーソン壁に発生する断面力を大幅に低減できる可能性がある。

参考文献

- Bagnold, M.R.A. (1939): Interim Report on Wave Pressure Research, Jour. of Institute of Civil Engineers, Vol.12, pp.201-226.
- Blackmore, P.A. and P.J. Hewson (1984): Experiments on Full-scale Wave Impact Pressures, Coastal Eng. 8, pp.331-346.
- Faltinsen, O.M.(2000): Water Impact in Ship and Ocean Engineering, Theory and Applications, Vol.1, ICHD Hydrodynamics IV, pp.17-36.
- Goda, Y. (1974): New Wave Pressure Formulae for composite Breakwaters, Proc. of 14th Coastal Engineering Conference, ASCE, pp.1702-1720.
- Hiroi, I. (1919): On a method of estimating the force of waves, 東京帝国大学工科紀要, Vol.10, No.1, p.19.
- Hitachi, S. (1994): Case Study of Breakwater Damages - Mutsu-Ogawara Port -, Proc. of Int. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbor Research Institute, pp.308-331.
- Kamel, A.M. (1968): Shock Pressures Caused by Wave Breaking against Coastal Structures, U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station, Research Report H-68-2, 64p.
- Karman, T.von (1929): The Impact on Seaplane Floats During Landing, NACA, TN321, pp.1-8.
- Minikin, R.R. (1950): Winds, Waves and Maritime Structures, pp.38-39.
- Mitsuyasu, H. (1962): Experimental Study on Wave Force against a Wall, Report of Trans. Tech. Res. Inst., No.47, pp.1-39.
- Mitsuyasu, H. (1966): Shock Pressure of Breaking Wave, Proc. 10th Conf. on Coastal Eng., Vol. II, pp.268-283.
- Richart, F.E. et al(1970): (石原研而(1990):土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 303p.)
- Sainflou, G. (1928): Essai sur les diques maritimes verticales, Annales des Ponts et Chaussées, Vol.98, No.1, pp.5-48.
- Shimosako, K., S. Takahashi, and K. Tanimoto (1994): Estimating the Sliding Distance of Composite Breakwaters due to Wave Forces Inclusive of Impulsive Forces, Proc. of 24th ICCE, pp.1580-1594, Kobe.
- Shimosako, K. and S. Takahashi (1995): Numerical Calculations of Dynamic Response of Breakwater Caisson and Foundation against Impulsive Wave Forces, Proc. XXVI IAHR Congress, London.
- Takahashi, S., K. Tanimoto, and K. Shimosako (1994): A Proposal of Impulsive Pressure Coefficient for Design of Composite Breakwaters, Proc. of Int. Conf. on Hydro-Technical Eng. for Port and Harbor Research Institute.
- Takahashi, S., T. Hosoyamada, and S. Yamamoto (1994): Hydraulic Characteristics of a Sloping Top Caisson - Wave Forces Action on the Sloping Top Caisson -, Proc. of Hydro-Port'94, pp.733-746, Yokosuka.
- Takahashi, S. (1996): Design of Vertical Breakwaters, Reference Document of P.H.R.I., No.34, 85p.
- Takahashi, S., K. Shimosako, and Y. Kang (1997): Recent Failures of Composite Breakwaters, Kyoto Univ., Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation, pp.201-209.
- Takahashi, S., M. Tsuda, K. Suzuki and K. Shimosako (1998): Experimental and FEM Simulation

- of the Dynamic Response of a Caisson Wall Against Breaking Wave Impulsive Pressures, Proc. of 26th ICCE, pp.1986-1999, Copenhagen.
- Van der Meer, J.W. (1988): Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode, Proc.of Breakwaters '88.
- Van der Meer, J.W. (1997): Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters, Sloping Seawalls Dikes and Revetment, SSD16-17, Delft Hydraulics, 71p.
- Verhagen, J.H.G. (1967): The Impact of a Flat Plate on a Water Surface, Jour. of Ship Research, Vol.11, pp.211-233.
- Wagner, H. (1932): Uber Stoss-und Gleitvorgange an der Oberflache von Flussigkeiten, Zeishrift fur Angewandete Mathematik und Mechanik, Band 12, Heft 4, 1932, pp.193-215.
- Yokota, H, S. Takahashi, M. Yamada and M. Tsuda (2002): Mechanical Behavior of RC Members Subjected to Repeated Impulsive Forces due to Waves, Proceedings of the 1st fib Congress, Osaka, pp.17-24.
- 赤井浩一(1984):土質力学, 朝倉書店, 268p.
- 荒見敦史・服部昌太郎(1989):衝撃砕波圧の発生機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.36, pp.579-583.
- 荒見敦史・服部昌太郎(1990):衝撃砕波圧の算定モデル, 海岸工学論文集, Vol.37, pp.629-633.
- 有川太郎・磯部雅彦・高橋重雄(2001):VOF法を用いた衝撃砕波圧の計算と適用性, 海岸工学論文集, Vol.48, pp.831-835.
- 伊藤喜行・藤島睦・北谷高雄(1966):防波堤の安定性に関する研究, 港研報告, Vol.5, No.14, 134p.
- 伊藤喜行・竹田英章(1967):栈橋に作用する揚圧力, 港研報告, Vol.6, No.4, pp.38-68.
- 伊藤喜行(1969):防波堤構造論史, 港研資料, No.69, 78p.
- 石原研而(1990):土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 303p.
- 岩垣雄一・榎木亨(1985):海岸工学, 共立出版, 463p.
- 上久保勝美・木村克俊・平澤充成・平野誠治・遠藤強(2000):急勾配斜面上の混成堤直立部に作用する衝撃波力算定法, 海岸工学論文集, Vol.47, pp.941-945.
- 梅沢信敏・遠藤仁彦・柳瀬知之・牛嶋龍一郎(1989):一部急勾配斜面を有する砂マウンド式混成堤の波圧特性, 海岸工学論文集, Vol.36, pp.584-588.
- 上部達生・長田信(1990):大型せん断リング土槽振動実験によるレキ材の動的変形特性, 港研資料, No.663, pp.1-20.
- 運輸省第三港湾建設局ほか(1994):長大型波浪制御構造物の計測データ解析及び設計検討調査報告書, pp.3_1-3_65.
- 沿岸開発技術センター(2001):数値波動水路(CADMAS-SURF)の研究・開発～数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書～, 沿岸開発技術ライブラリー, No.12, 296p.
- 尾崎精一・清宮理・高橋重雄(2000):衝撃的波圧を受けるコンクリート部材の動的応答, 衝撃シンポジウム講演論文集, pp.37-40.
- 海岸保全施設築造基準連絡協議会(1987):海岸保全施設築造基準解説, 269p.
- 鹿島遼一・今泉正次・戸田泰和(1986):被災事例から見た防波堤・防波護岸の波浪被災特性, 海岸工学論文集, Vol.33, pp.626-630.
- 柏井条介・塚原千明・高橋潤(2000):衝撃によるコンクリート損傷に関する基礎的検討, ダム技術, No.167, pp.55-62.
- 片岡真二・斉田和成(1986):防波堤構造集覧, 港研資料, No.556, 150p.

- 河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也(1997):潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率, 港研報告, Vol.36, No.4, pp.3-41.
- 北島昭一・中野拓治・堀井修身・柿崎秀作・降旗健一・花木芳雄(1968):被災防波堤集覧, 港研資料, No.58, 239p.
- 喜田健一郎・里島正一・遠藤泰司・加藤久徳・岡崎克美(1979):亀徳港南防波堤の安定性について, 海岸工学論文集, Vol.26, pp.367-371.
- 木原力・甲斐正義・鳥居雅孝・望月規行(1988):防波堤前面の洗掘対策について, 海岸工学論文集, Vol.35, pp.402-406.
- 鴻上雄三・時川和夫(1970):施工段階における消波工の波圧減殺効果に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.17, pp.205-210.
- 合田良実(1967a):構造物に働く波力, 土木学会水理委員会, 水工学シリーズ, 67-10, pp.10-1-10-34.
- 合田良実(1967b):衝撃荷重の測定について一減衰振動系の衝撃応答特性一, 港研資料, No.33, 41p.
- 合田良実・原中祐人(1967):衝撃砕波圧に関する一実験, 港研資料, Vol.32, pp.1-18.
- 合田良実(1970):砕波指標の整理について, 土木学会論文報告集, No.180, pp.39-49.
- 合田良実・吉村知司・伊藤正彦(1971):島堤による波の回折および反射に関する研究, 港研資料, Vol.10, No.2, pp.3-52.
- 合田良実(1973a):防波堤の設計波圧に関する研究, 港研報告, Vol.12, No.3, pp.31-69.
- 合田良実(1973b):衝撃砕波圧を受ける防波堤の挙動に関する考察, 港研報告, Vol.12, No.3, pp.3-29.
- 合田良実(1977):港湾構造物の耐波設計一波浪工学への序説一, 鹿島出版会, 237p.
- 合田良実・佐藤昭二(1988):海岸・港湾, わかり易い土木講座(新訂版)土木学会編, 17, 389p.
- 港湾海岸防災協議会(1992):平成3年港湾・海岸災害, 港の防災, Vol.114, p.1.
- 小松原徹・堤洋一・池谷毅・南誠信(1994):栈橋構造物に作用する多方向不規則波の揚圧力とその対策, 海岸工学論文集, Vol.41, pp.831-835.
- 五明美智男・堺和彦・高山知司・寺内潔・高橋重雄(1995):消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査, 海岸工学論文集, Vol.42, pp.901-905.
- 榎木亨(1991):波と漂砂と構造物, 技報堂出版, 482p.
- 塩見雅樹・山本浩・津川昭博・黒沢忠男・永松宏一(1994):消波ブロック不連続部の波力増大による防波堤被災とその対策に関する研究, 海岸工学論文集, Vol.41, pp.791-795.
- 地盤工学会(1997):土圧入門, 234p.
- 下迫健一郎・高橋重雄・高山知司・谷本勝利(1998):変形を許容した混成防波堤の新設計法の提案, 海岸工学論文集, Vol.45, pp.801-805.
- 下迫健一郎・大木泰憲・高野忠志・津田宗男(2001):RC 梁に作用する衝撃波力および部材の応答特性に関する大規模水理模型実験, 海岸工学論文集, Vol.48, pp.836-840.
- 全国漁港協会(1999):漁港の技術指針(上巻), 501p.
- 高木又男・新井信一(1996):船舶・海洋構造物の耐波理論, 成山堂書店, pp.837-904.
- 高橋重雄・谷本勝利・鈴木論司(1983):直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構, 港研報告, Vol.22, No.4, pp.3-31.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎(1990):消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重, 港研報告, Vol.29, No.1, pp.54-75.
- 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均(1991a):直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法, 港研報告, Vol.30, No.4, pp.3-34.

- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三(1992a):混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, Vol.39, pp.676-680.
- 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均(1992b):高波浪海域における直立消波ケーソンの耐波設計法, 海岸工学論文集, Vol.39, pp.706-710.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生・谷本勝利(1993):衝撃砕波力に対する混成防波堤の動的応答の計算, 海岸工学論文集, Vol.40, pp.766-770.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生(1994):衝撃砕波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動, 港研報告, Vol.33, No.2, pp.59-86.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・油谷進介(1995):衝撃砕波力によるケーソン壁の土圧とひずみに関する実験, 海岸工学論文集, Vol.42, pp.906-910.
- 高橋重雄(1997):衝撃砕波力はなぜ発生する—防波堤に作用する波カー, 波となぎさ, 第134号, pp.45-50.
- 高橋重雄・津田宗男・下迫健一郎・横田弘・清宮理(1998a):防波堤ケーソン壁の破壊と衝撃砕波力について, 海岸工学論文集, Vol.45, pp.751-755.
- 高橋重雄・半沢稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内潔・高山知司・谷本勝利(1998b):期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量—消波ブロック被覆堤の設計法の再検討第1報—, 港研報告, Vol.38, No.1, pp.3-28.
- 高橋重雄・木村克俊・下迫健一郎・鈴木高二朗・五明美智男(1999a):ケーソン式混成堤の主要な被災パターンについて, 海岸工学論文集, Vol.46, pp.816-820.
- 高橋重雄・津田宗男・横田弘・高野忠志・清宮理(1999b):衝撃波力によるRC版の破壊メカニズムに関する基礎実験—水面付近の梁に作用する衝撃揚圧カー, 海岸工学論文集, Vol.46, pp.811-815.
- 高橋重雄・大木泰憲・下迫健一郎・諫山貞雄・石貫国朗(2000):防潮護岸の高潮時の衝撃波力による被災とその再現実験—台風9918号による高潮・高波災害に関する検討—, 海岸工学論文集, Vol.47, pp.801-805.
- 高橋芳彦・大野友則・太田俊昭・日野伸一(1991b):高速载荷を受ける鉄筋コンクリートはりの終局限界変形量の推定法, 土木学会論文集, No.432/I-6, pp.99-107.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰・藤咲秀可(1994):防波堤の信頼性設計に向けて, 港研資料, No.785, 36 p.
- 竹田英章・山本泰司・木村克俊・笹島隆彦(1995):急勾配斜面上の防波堤に作用する衝撃波力と消波ブロックの安定性について, 海洋開発論文集, Vol.11, pp.287-290.
- 武山秀夫・中山種清(1975):被災防波堤集覧(その2), 港研資料, No.200, 255p.
- 田中寛好・阿部宣行・加藤正進(1985):消波ブロック被覆堤ケーソンに作用する水平荷重の評価, 海岸工学論文集, Vol.32, pp.490-494.
- 谷本勝利・小舟浩治・大里睦男(1975):ケーソン壁に作用する波力と応力計算, 港研資料, No.224, 39p.
- 谷本勝利(1976):混成防波堤に作用する波力について, 港研講演会講演集, pp.1-26.
- 谷本勝利・本浩司・石塚修次・合田良実(1976):防波堤の設計波力算定式についての検討, 海岸工学論文集, Vol.23, pp.11-16.
- 谷本勝利・高橋重雄・和泉田芳和(1978):水平版に働く揚圧力に関する研究, 港研報告, Vol.17, No.2, pp.3-47.
- 谷本勝利・高橋重雄・村永努(1980):直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力, 港研報告, Vol.19, No.1, pp.3-31.
- 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄(1981):混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対

- 策について, 港研報告, Vol.20, No.2, pp.1-39.
- 谷本勝利・柳沢忠彦・村永努・柴田鋼三・合田良実:(1982):不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究, 港研報告, Vol.21, No.3, pp.3-42.
- 谷本勝利・高橋重雄・吉本靖俊(1983):衝撃波圧とその測定について, 海岸工学論文集, Vol.30, pp.317-322.
- 谷本勝利・高橋重雄(1984):直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力(第2報), 港研報告, Vol.23, No.2, pp.3-25.
- 谷本勝利・木村克俊・錦織誠司・田中典明(1985):台形ケーソンの設計における波力の算定法, 海岸工学論文集, Vol.32, pp.550-554.
- 田畑真一・中山哲巖(1996):衝撃砕波力作用時の壁面に生じる歪みについて, 海岸工学論文集, Vol.43, pp.756-760.
- 辻岡伸昭・大森創一・服部昌太郎(1995):衝撃波力による直立壁の局所破壊機構, 海岸工学論文集, Vol.42, pp.916-920.
- 辻岡伸昭・服部昌太郎(1996):衝撃砕波圧の変動特性に関する研究, 海岸工学論文集, Vol.43, pp.751-755.
- 津田宗男・高山知司(2006a):衝撃波力を受けるケーソン壁の設計法, 海洋開発論文集, Vol.22, (投稿中).
- 津田宗男・高山知司(2006b):受圧面の変位によるバグノルド型衝撃波圧の低減効果, 土木学会年次学術講演会概要集第2部, Vol.61, (投稿中).
- 津田宗男・高山知司・高橋重雄(2003):被災事例に基づく衝撃波力に対するケーソン部材の設計上の留意点, 海洋開発論文集, Vol.19, pp.523-528.
- 土岐憲三(1981):新体系土木工学 11, 構造物の耐震解析, 技報堂出版, 250p.
- 土木学会(1993):構造工学シリーズ6・構造物の衝撃挙動と設計法, 技報堂出版, 312p.
- 土木学会(1994):構造物の耐衝撃設計と計算法, 構造工学シリーズ5, 丸善, 312p.
- 土木学会(1997a):動的解析と耐震設計(第1巻)地震動・動的物性, 技報堂出版, 170p.
- 土木学会(1997b):動的解析と耐震設計(第2巻)動的解析の方法, 技報堂出版, 294p.
- 土木学会(1997c):鋼構造物設計指針(一般構造物), 193p.
- 土木学会(2002):コンクリート標準示方書(構造性能照査編), 257p.
- 永井莊七郎(1959):防波堤に働く砕波の圧力に関する研究, 土木学会論文集, Vol.65, 別冊 3-3, 38p.
- 永井莊七郎・久保直・時川和夫(1966):栈橋に働く揚圧力に関する研究(その1), 海岸工学論文集, Vol.13, pp.112-119.
- 永井莊七郎・大坪崇彦(1968):低基混成堤に働く波圧, 海岸工学論文集, Vol.15, pp.109-114.
- 永井紀彦・菅原一晃・橋本典明・浅井正(1993):全国港湾海洋波浪観測年報(NOWPHAS1991), 港研資料, No.745, 304p.
- 日本鋼構造協会(1986):構造工学における有限要素法の理論と応用, 116p.
- 日本港湾協会(1999):港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1181p.
- 服部千佳志・柴田鋼三・大堀晃一(1984):被災防波堤集覧(その3), 港研資料, No.485, 281p.
- 服部昌太郎・由井孝昌(1993):衝撃砕波圧の発生・伝搬機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.40, pp.751-755.
- 林泰造・服部昌太郎・林憲吉(1958):砕波の波圧と力積, 海岸工学論文集, Vol.5, pp.21-27.
- 半沢稔・佐藤弘和・高山知司・高橋重雄・谷本勝利(1995):消波ブロックの安定性評価式に関する研究, 海岸工学論文集, Vol.42, pp.886-890.
- 廣本文泰・西島浩之・今野茂・木村岩男(1983):消波ブロック被覆堤に働く波浪時のブロック荷重

- について, 海岸工学論文集, Vol.30, pp.347-351.
- 朴佑善・高橋重雄・鈴木高二朗・姜閔求(1996):波—地盤—構造物の相互作用に関する有限要素法解析, 海岸工学論文集, Vol.43, pp.1036-1040.
- 細山田得三・高橋重雄・谷本勝利(1994):離島港湾における上部斜面堤の適用性について, 海岸工学論文集, Vol.41, pp.325-329.
- 北海道港湾協会(1982):伸びゆく北のみなど, 67p.
- 堀川清司・中尾忠彦・矢島昭弘(1967):栈橋に働く揚圧力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.14, pp.148-153.
- 堀川洋・神田勝己・堀家正(1989):ケーソン式混成防波堤構造諸元の統計的分析, 港研資料, No.644, 37p.
- 本間仁・堀川清司・長谷直樹(1962):護岸に働く波力について, 海岸工学論文集, Vol.9, pp.133-137.
- 松田節男・錦織和紀郎・松本朗・齋藤正文(2000):衝撃的な波作用を考慮した混成堤マウンド被覆ブロックの安定質量算定法, 海岸工学論文集, Vol.47, pp.896-900.
- 松井繁之(1987):移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9-2, pp.627-632.
- 光易恒(1965):波圧論, 土木学会水理委員会, 水工学シリーズ, 65-10, pp.10-1-10-25.
- 三上信雄・山本正昭(1991):施工途中での消波工による波圧増大とその対策, 海岸工学論文集, Vol.38, pp.611-615.
- 宮井真一郎・大平勝司・塩見雅樹(1993):被災防波堤集覧(その4), 港研資料, No.765, 179p.
- 三好俊郎(1981):有限要素法入門, 培風館, p.290.
- 室田明・古土井光昭(1966):栈橋床版に作用する揚圧力についての実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.13, pp.120-125.
- 本浩司・南兼一郎・佐藤英樹(1977):防波堤の設計波力算定式についての比較検討, 港研資料, No.270, 60p.
- 森平倫生・奥山育英(1965):海の波の回折計算法と回折図, 港研資料, No.21, 160p.
- 森平倫生・柿崎秀作・菊谷徹(1967):異形ブロックの波力減殺効果に関する研究, 港研報告, Vol.6, No.4, pp.3-31.
- 森平倫生・国田治(1979):斜面堤の水理特性に関する模型実験, 海岸工学論文集, Vol.26, pp.295-298.
- 八重樫協二(1992):小本港の被災について, 港湾海岸防災協議会, みなとの防災, Vol.114, pp.37-39.
- 柳生忠彦・湯坐美幸(1980):直立消波ブロック式防波堤構造集覧, 港研資料, No.358, 314p.
- 安田孝志・Seyed Ali Azarmsa・掛樋久尚(1996):直立壁に作用する複合型砕波の衝撃圧の特性, 海岸工学論文集, Vol.43, pp.745-749.
- 安田孝志・篠田成郎・陸田秀実・三浦修一・Seyed Ali Azarmsa・榊原幸雄(1993):ステップ上の直立壁に作用する衝撃砕波圧と砕波形式の関係, 海岸工学論文集, Vol.40, pp.756-760.
- 安間清・石渡友夫(1986):海岸保全施設の維持管理手法, 港研資料, No.557, 52p.
- 山田和喜・臺丸谷政志・小林秀敏(1993):コンクリート梁の衝撃破壊, 日本機械学会北海道支部講演会論文集, No.932-1, pp.24-26.
- 由井孝昌・服部昌太郎(1992):衝撃砕波圧におよぼす直立壁体の変形効果, 海岸工学論文集, Vol.39, pp.681-685.
- 由井孝昌・服部昌太郎(1993):衝撃砕波圧による直立壁の動的応答特性, 海岸工学論文集, Vol.40, pp.761-765.

謝 辞

本研究は、開始より現在に至るまで多くの方々のご指導、ご助言、ご協力を得て、取りまとめることができたものです。ここに感謝の言葉を申し上げます。

本研究を進め論文を取りまとめるにあたり、常に熱心なご指導とご配慮を賜りました京都大学防災研究所 高山知司教授に深甚なる感謝の意を表します。ご多忙の中貴重な時間を割いていただき、適切なご助言により研究の方向性を明確に示していただきました。また、遅々として研究が進まない状況にあっても、時には厳しく時には暖かく励ましていただいたことに心から感謝いたします。

本研究は、運輸省港湾技術研究所(現独立行政法人港湾空港技術研究所)において行った一連の被災事例調査と数値シミュレーション、模型実験をもとに、解析を進め取りまとめたものである。研究を進めるにあたり、適切なご指導とご助言をいただきました港湾空港技術研究所 高橋重雄研究主監兼津波センター長には心から感謝の意を表します。被災事例調査、模型実験、数値シミュレーションを行うにあたり、多大なご支援をいただきました。また、同研究所海洋・水工部耐波研究室 下迫健一郎室長、同研究所海洋・水工部沿岸環境領域 鈴木高二朗主席研究官には、有益なご助言をいただいたことに感謝いたします。

鉄筋コンクリートの部材実験、解析におきましては、早稲田大学理工学部 清宮理教授、港湾空港技術研究所地盤・構造部構造強度研究室 横田弘室長にご指導をいただき、また、貴重な研究成果を提供していただきました。同研究所地盤・構造部構造強度研究室 山田 昌郎主任研究官には実験においてご助力いただきました。数値シミュレーションにあたっては、株式会社神戸製鋼所 竹鼻直人氏、株式会社エス・イー・エイ 古川巖氏にご助言をいただきました。ここに深く感謝しお礼申し上げます。

水理実験を行うにあたっては、国土交通省国土技術政策総合研究所・管理調整部 高野忠志係長のご助力をいただきました。また、株式会社エコー 藤本和利氏、大塚良久氏のご協力のもと実験を進めることができました。東亜建設工業株式会社・設計部 大木泰憲氏には、実験から解析に至るまでご助力をいただきました。ここに感謝の意を表します。また、シビルリニューアル事業室 守分敦郎室長、技術研究開発センター 羽淵貴士主任研究員には鉄筋コンクリートの特性についてご助言をいただき、東京支店 高鷹重之氏、大阪支店 北澤真氏には模型製作についてご協力をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

被災事例調査にあたっては、各地の国土交通省地方整備局、工事事務所の諸氏に貴重な資料を提供していただきましたことに感謝の意を表します。

勤務先である東亜建設工業株式会社の方々には、研究を進めることにご理解とご支援をいただいたことに感謝の意を表します。港湾空港技術研究所における研究と京都大学における論文執筆にあたり多大なるご支援をいただいた、吉倉敬治専務取締役には深く感謝いたします。

大阪支店 鳥居剛支店長，設計部 亀井幸雄部長，同部西日本設計室 杉浦秀之室長，本多将人室長代理を始めとして，中国支店 東功支店長，大阪支店 藤川泰生次長，龍田正芳所長，魚住邦男所長，櫻井毅所長他多くの方々には，多忙な業務の中で私が論文を執筆することにご理解ご支援をいただきましたことに深くお礼申し上げます。取りまとめにあたって協力をいただき，また，業務に負担をお掛けした職場の皆様にはお礼とお詫びを申し上げます。

技術研究開発センター 岸田隆夫所長，五明美智男室長，土木部 末富龍部長，植木光夫部長，設計部 青野利夫課長，荒井清課長，名古屋支店 石井湧太郎部長を始めとして多くの方々から，遅々として進まぬ研究に暖かい励ましの言葉をいただきましたことに深くお礼申し上げます。

最後に，いつも明るい笑顔で私を励まし続けてくれた妻洋子と，いつも私に元気を与えてくれた2人の子供達，祐樹と雅矢にも，心からありがとうと言いたいと思います。

付 録

A-1 衝撃砕波力による被災事例とその原因	A- 1
A-2 高いマウンドによる被災事例	A- 9
A-2.1 B港の被災	A- 9
A-2.2 鵜殿港の被災	A- 17
A-2.3 小名浜港の被災	A- 23
A-2.4 十勝港の被災(1)	A- 29
A-2.5 十勝港の被災(2)	A- 33
A-3 水深の急変による被災事例	A- 41
A-3.1 南之浜港の被災	A- 41
A-3.2 増毛港の被災	A- 49
A-3.3 新宮港の被災	A- 55
A-4 消波ブロックの不完全被覆による被災事例	A- 67
A-4.1 むつ小川原港の被災	A- 67
A-4.2 小本港の被災	A- 78
A-4.3 片泊港の被災	A- 85
A-4.4 和泊港の被災	A- 97
B 3辺固定上辺単純支持版の曲げモーメント計算表	B- 1

A-1 衝撃砕波力による被災事例とその原因

ケーソン壁の破壊に関する調査や研究は、谷本ら(1975)が行っており、1970年から1974年までに発生した8ケースの破壊事例を示している。これらは、すべて消波ブロックによる被覆のない混成堤に衝撃的な波圧が作用しており、マウンドが高いことによる衝撃砕波力の発生が原因と考えられる。

また、高橋ら(1998)は、これ以降1977年から1997年までのほぼ20年間の主要なケーソンの破壊事例を調査している。これは、被災防波堤集覧(服部ら, 1984; 宮井ら, 1993)をもとに、各工事事務所の資料等から作成したものである。軽微な被災や漁港防波堤などは含んでいない。

表 A-1 は、上記の資料から被災事例の設計条件やケーソン部材の形状等を再整理し、被災原因等の解析を行った結果の一覧表である。ここで示した1966～1997年の約30年間に全国の港湾においてケーソン壁が被災した事例は29ケースである。ただし、漁港など小規模な港湾や軽微な被災は除いてある。

表中にケーソン壁破壊の考えられる主な原因を示している。全29事例のうち太字で示した23事例は衝撃波力によるケーソン壁の破壊、他の6事例は消波ブロックの衝突による被災事例である。衝撃波力による被災事例のうち、18事例は消波ブロックで被覆されていない混成堤である。これらのケーソンには、すべて衝撃的な波圧が働いており、高いマウンドやケーソン前面の急勾配海底面に起因するものである。残りの5件は消波ブロック被覆堤で、消波ブロック端部や施工途中などの理由によって被覆が不完全な場所で被災が発生している。これは、消波ブロックが高いマウンドと同様な効果で砕波を誘発し、ケーソンに衝撃砕波力が作用するためである。このような被災は、消波ブロック被覆堤の建設件数の増加とともに増加している。今後も外洋防波堤では、消波ブロック被覆堤が多く建設されることが予想されるが、消波工端部や不完全な被覆には十分注意を払う必要がある。

なお、これらの被災事例は、全国の16,000函といわれているケーソンの設置数に比較すれば圧倒的に少ないが、現実に発生している。衝撃波力は強大な波力であり、こうした衝撃砕波力の発生数を考えると、破壊事例がもっと多くなるはずであるが、実際には破壊事例はこのように限られたものとなっている。これは、ケーソンの中詰め土圧や動的応答の効果によって、かなりケーソン壁に発生する部材応力が緩和されているためと思われる。

この他、1999年9月に北九州空港東護岸や宇部空港護岸の衝撃波力による被災事例が報告されている(高橋ら, 2000)。これらの護岸は傾斜堤であり、台風の接近・通過にともない周辺海域に高潮が発生し、パラペットに衝撃的な波力が作用した事例である。

表 A-1(1) ケーソン壁の被災事例

No.	港名(施設名)	構造様式	被災年月	気象擾乱	防波堤の被災状況 (ケーソン壁の被災を除く)
1	十勝港(南防波堤)	混成堤	1972/04	低気圧	ケーソン11函の上部工破損
2	八戸港(河原木東堤Ⅰ区)	混成堤(被災時) (完成時消波工有)	1970/07	低気圧	ケーソン4函が滑動, 最大47cm (消波工施工中, 上部工未施工)
3	八戸港(河原木東堤Ⅱ区)	混成堤	1972/01	低気圧	ケーソン7函が滑動, 最大19cm
4	八戸港(八太郎北防波堤)	混成堤	1971/01	低気圧	ケーソン31函が滑動, 最大636cm
5	小名浜港(第一西防波堤)	混成堤	1971/04	低気圧	延長1,200mで根固・被覆・捨石が散乱 ケーソン29函が滑動, 最大295cm
6	柏崎港(西防波堤)	混成堤	1974/03	低気圧	—
7	酒田港(北港離岸堤)	混成堤	1973/10	低気圧	817mにわたって滑動, 最大386cm
8	新宮港(北防波堤)	混成堤	1974/08	台風 7416号	4函が滑動, 最大10cm
9	岩内港(西防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 8t型)	1966/03	低気圧	252mにわたって消波ブロック散乱 89mにわたって上部工破損
10	岩内港(西防波堤)	混成堤	1969/02	低気圧	ケーソン2函が滑動, 最大155cm
11	姫川港(西防波堤)	混成堤	1970/01	低気圧	ケーソン3函が滑動, 最大870cm 根固・被覆工・小口止消波工が散乱
12	増毛港(北防波堤)	混成堤	1977/04	低気圧	ケーソン3函が滑動, 最大263cm
13	釧路港(西港南防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 32t型)	1981/08	台風 8115号	ケーソン壁の被災のみ
14	小名浜港(沖防波堤)	混成堤	1981/08	台風 8115号	ケーソン6函が滑動, 最大95cm 根固工・基礎捨石が散乱
15	御前崎港(東防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1981/08	台風 8110号	ケーソン4函が滑動, 最大187cm 消波工天端50cm沈下, 5個破損
16	新宮港(北防波堤)	混成堤	1982/09	台風 8210号	ケーソン13函が滑動, 最大326cm
17	A港(北防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1987/02	低気圧	ケーソン55函, 内36函が400cm以上 滑動, 消波工が散乱
18	B港(防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 32t型)	1987/12	低気圧	ケーソン1函が滑動, 6ヶ月間で310cm 2函で上部工が破損
19	片泊港(防波堤)	消波ブロック被覆堤 (シェークブロック 50t型)	1987/08	台風 8712号	ケーソン4函が滑動, 最大811cm 全延長で消波・根固ブロック散乱
20	鵜殿港(東防波堤)	混成堤	1990/11	台風 9028号	ケーソン全10函が滑動, 最大210cm
21	鹿島港(南防波堤)	混成堤	1990/11	台風 9028号	ケーソン1函の上部工が破損
22	むつ小川原港 (外港東防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1991/02	低気圧	ケーソン21函が滑動, 最大935cm 消波ブロックが散乱・沈下
23	小本港(小本浜沖防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 64t型)	1991/02	低気圧	ケーソン全9函が滑動, 最大20m 全延長で消波ブロックが散乱・流失
24	南之浜港(防波堤)	混成堤(突堤)	1991/09	台風 9119号	ケーソン壁の被災のみ
25	鹿島港(南防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	1996/09	台風 9617号	延長1,250mで消波ブロックが散乱, 折損, 上部工が4函分破損
26	八戸港(中央第一防波堤)	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 50t型)	調査 1996	(不明)	ケーソン壁の被災のみ
27	室津港(防波堤(Ⅰ))	消波ブロック被覆堤 (テトラポッド 80t型)	1996/8 1997/9	台風 9612号他	延長180mで消波ブロックが沈下
28	和泊港(防波堤)	混成堤	1997/08	台風 9713号	延長24mで上部工が破損 一部で消波ブロックが散乱
29	十勝港(南防波堤)	混成堤	1990/10	台風 9023号	堤頭函の蓋コンクリートが破損

表 A-1(2) ケーソン壁の被災事例

ケーソン壁の被災状況	ケーソン壁の被災原因
2函が全壊, 3函の港外側が半壊し後に全壊	衝撃波力, ケーソン前面の土砂堆積による高マウンド状態あるいは急勾配状態
滑動した2函の前面壁にクラック	衝撃波力, 消波ブロック施工中で肩幅の広い高マウンド状態 上部コンクリートが未施工で前面壁が3辺固定上辺自由版状態
滑動した6函の前面壁の上辺・側壁・隔壁沿いにクラック	衝撃波力, 根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動した18函の前面壁にクラック, 貫通穴, 中詰砂流出	衝撃波力, 根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動していない7函の前面壁に貫通穴, 5函にクラック	衝撃波力, 高マウンド
1函が全壊, 2函の前面壁に貫通穴, 1函にクラック	衝撃波力, 根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態
2函の前面壁に貫通穴	衝撃波力, 被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動した1函の前面壁に貫通穴, 4.0x1.6m 中詰砂流出, 同じケーソンにクラック	衝撃波力, 根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態 岩礁地帯で水深が急変
1函の港外側が半壊	消波ブロックの衝突
滑動した1函の港外側が半壊	衝撃波力, 水深急変部
滑動した1函の港外側が半壊	衝撃波力, 急な海底勾配
滑動した1函の前面壁に貫通穴, 中詰砂流出	衝撃波力, 岩礁地帯で水深が急変
1函の前面壁に直径約1mの貫通穴, 中詰砂流失	消波ブロックの衝突, 施工時の消波工端部でブロックが動揺
3函の前面壁にクラック, 中詰砂流出 打込波により隔壁にクラック	衝撃波力, 被覆ブロックが大型で高マウンド状態
滑動した1函の前面壁に未貫通穴 1.2x1.5m, 深さ0.2m	消波ブロックの衝突, 消波工施工中で天端のブロックが動揺
滑動した1函の前面壁に貫通穴, 4.5x3.5m 中詰砂流出, 同じケーソンにクラック	衝撃波力, 根固・被覆ブロックが大型で高マウンド状態 岩礁地帯で水深が急変
1函がほぼ全壊, 中詰砂流出	衝撃波力, 施工時に消波工の不完全消波, 角部のケーソン
滑動した1函の前面壁に貫通穴, 2.8x4.7m 中詰砂流出	衝撃波力, 堤頭部の消波ブロック端部 急勾配の海底地盤, 変動して1.5m水深が増大
わずかに滑動した1函がほぼ全壊 5ヶ所で直径1~4.5mの貫通穴や欠損, 中詰砂流出	衝撃波力, 消波工の散乱・沈下による高マウンド状態 リーフエッジで急な水深変化
滑動した1函の前面壁に貫通穴, 3.5x6.9m 中詰砂流失	衝撃波力, 海底地盤が変動し最大2m水深が増大し 高マウンド状態
1函が全壊	衝撃波力, ケーソン前面の土砂堆積による 高マウンド状態あるいは急勾配状態
滑動した1函が全壊, 2函に貫通穴	衝撃波力, 隅角部保護の消波ブロック端部 海底地盤が変動し最大3m水深が増大, 異常な高波浪
滑動した3函が全壊, 上部工延長42m破損	衝撃波力, 消波工の散乱・流失 異常な高波浪
2函が全壊, 1函が半壊	衝撃波力, 急勾配の海底 施工時に暫定堤頭函の沖側襖壁に波が作用
8函の前面壁に貫通穴, 中詰砂が流出	消波ブロックの衝突
11函に貫通穴, 中詰流出, 7函に鉄筋の露出 3函に消波ブロックの食込み	消波ブロックの衝突
3函の前面壁に貫通穴, 中詰流出	消波ブロックの衝突
堤頭函全体が2つに割れ, 上側部分が下側に陥没	衝撃波力, 急勾配の海底, 堤頭函の襖壁に波浪が作用 根固ブロックの天端が高く, 高マウンド状態
堤頭函の前面壁天端にクラック, 貫通穴, 3.5x4.0m	衝撃波力, 高マウンド 蓋コンクリートが破損し前面壁が3辺固定版へ遷移

表 A-1(3) ケーソン壁の被災事例

No.	港名	最大波高 H_{\max} (m)	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	周期 $T_{1/3}$ (s)	波長 $L_{1/3}$ (m)	潮位 t_i (m)	海底勾配 θ' (-)	設置水深 h' (m)	波圧 p_i (kPa)	波圧係数 $p_i/\rho gH$ (-)
1	十勝港	7.8	4.8	13.2	119.0	+1.9	1/ 10	- 7.0	100.3	1.37
2	八戸港	6.7	4.8	9.0	77.1	+1.5	1/ 100	- 7.2	91.7	1.32
3	八戸港	6.1	4.6	10.5	93.2	+1.5	1/ 100	- 7.5	121.5	1.97
4	八戸港	7.6	6.1	11.5	108.1	+1.5	1/ 150	- 8.5	123.2	1.46
5	小名浜港	8.7	4.9	11.4	125.4	+1.4	1/ 300	- 13.0	114.2	1.30
6	柏崎港	6.3	4.2	11.4	101.1	+0.8	1/ 100	- 8.0	82.6	1.18
7	酒田港	7.0	-	10.5	95.5	+0.5	1/ 100	- 9.0	146.7	2.08
8	新宮港	11.9	5.8	11.9	101.6	+2.0	1/ 15	- 6.0	102.9	1.50
9	岩内港	4.0	-	11.0	81.1	+0.7	1/ 50	- 5.2	58.1	0.99
10	岩内港	-	5.2	11.0	108.7	+0.4	1/ 10	- 11.0	96.6	1.11
11	姫川港	7.9	-	14.1	133.8	+0.8	1/ 10	- 9.0	103.2	1.36
12	増毛港	8.0	4.8	9.1	80.3	+0.3	1/ 10	- 9.0	130.7	1.51
13	釧路港	-	5.9	9.9	100.2	+1.5	1/ 100	- 11.0	58.5	0.71
14	小名浜港	-	9.2	11.0	150.3	+2.3	1/ 300	- 23.7	158.9	0.96
15	御前崎港	12.8	7.2	13.0	149.2	+1.8	1/ 170	- 13.4	84.3	0.73
16	新宮港	6.0	4.2	12.5	117.7	+1.9	1/ 150	- 8.0	154.4	2.03
17	A港	-	-	-	-	-	1/ -	-	-	-
18	B港	-	5.9	10.3	97.5	+0.5	1/ 30	- 10.0	232.2	2.53
19	片泊港	14.9	8.3	12.9	144.8	+2.5	1/ 10	- 12.0	367.4	2.71
20	鵜殿港	10.2	7.1	12.5	135.0	+2.8	1/ 100	- 10.6	134.5	1.24
21	鹿島港	-	5.9	14.0	192.2	+1.6	1/ 100	- 21.0	189.2	1.81
22	むつ小川原港	14.8	9.9	13.4	168.6	+1.9	1/ 70	- 16.8	438.4	2.86
23	小本港	12.8	9.4	14.0	162.7	+2.2	1/ 50	- 13.2	371.9	2.73
24	南之浜港	11.4	6.8	13.4	139.9	+2.2	1/ 10	- 10.0	273.4	2.50
25	鹿島港	10.0	7.4	11.0	125.4	+2.0	1/ 100	- 14.0	82.6	0.67
26	八戸港	-	-	-	-	-	1/ -	-	-	-
27	室津港	10.8	6.3	10.4	125.7	+2.2	1/ 150	- 17.0	65.4	0.60
28	和泊港	15.0	8.3	12.8	165.0	+2.2	1/ 10	- 18.0	338.8	2.24
29	十勝港	8.3	4.8	15.8	171.4	+1.4	1/ 100	- 11.5	102.4	1.22

表 A-1(4) ケーソン壁の被災事例

最大波高 H_{max} (m)	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	周期 $T_{1/3}$ (s)	波長 $L_{1/3}$ (m)	潮位 t_i (m)	海底勾配 θ (-)	設置水深 h (m)	根固水深 d (m)	マウンド肩幅 B_m (m)	波圧式	波圧 p_1 (kPa)	波圧係数 $p_1/\rho gH$ (-)
6.5	3.8	10.0	86.1	+1.5	1/100	-7.0	-5.1	4.0	広井式	57.5	1.50
-	5.8	10.0	87.0	+1.5	1/100	-7.2	-4.0	18.0	広井式 ⁶⁾	87.8	1.50
-	5.8	10.0	88.2	+1.5	1/100	-7.5	-3.0	12.2	広井式 ⁶⁾	87.8	1.50
-	6.3	10.0	92.4	+1.5	1/150	-8.5	-4.5	12.0	広井式 ⁶⁾	94.8	1.49
9.8	6.2	14.0	158.1	+1.4	1/300	-13.0	-6.0	12.0	広井式	93.9	1.50
6.3	5.5	11.4	101.1	+0.8	1/100	-8.0	-4.5	8.5	広井式	83.3	1.50
7.0	-	10.5	95.5	+0.5	1/100	-9.0	-3.5	17.0	広井式	106.0	1.50
8.6	7.0	15.1	141.7	+3.5	1/150	-6.0	-2.0	7.0	広井式 Minikin式	106.0	1.50
-	5.2	11.0	79.0	+0.4	1/50	-5.2	-	-	森平式	52.5	1.00
-	4.8	11.0	108.9	+0.4	1/40	-11.0	-7.0	6.5	広井式	72.7	1.50
-	5.5	13.0	122.2	+0.8	1/10	-9.0	-4.5	8.5	広井式	83.3	1.50
10.0	6.9	10.0	89.5	+0.3	1/10	-9.0	-4.3	8.3	広井式	103.8	1.50
9.6	6.3	15.0	159.9	+1.5	1/100	-11.0	-	-	合田式 消波工有	77.9	0.80
-	7.4	13.0	183.5	+1.4	1/300	-23.7	-15.0	11.2	合田式	117.8	1.58
12.4	9.5	16.0	187.0	+1.7	1/170	-13.4	-7.5	33.4	合田式 消波工有	99.0	0.79
-	7.3	18.1	187.7	+3.5	1/150	-8.0	-4.0	7.0	広井式 Minikin式	147.2	1.50
-	-	-	-	-	1/-	-	-	-	-	-	-
9.3	6.6	13.0	120.7	+1.0	1/30	-8.5	-4.5	10.5	合田式	133.6	1.42
-	8.0	12.0	134.2	+2.7	1/10	-12.0	-6.0	9.6	合田式 消波工有	92.7	0.70
9.2	6.8	18.1	179.9	+1.8	1/100	-8.7	-5.5	12.7	合田式	114.9	1.20
-	6.0	14.0	191.9	+1.5	1/100	-21.0	-9.7	10.0	部分 砕波式	105.6	1.10
13.0	7.1	13.0	152.9	+1.5	1/70	-14.6	-10.5	35.0	合田式 消波工有	152.2	1.03
11.9	7.9	12.0	134.2	+1.5	1/50	-13.2	-8.5	9.5	森平式	120.1	1.00
15.0	10.7	14.6	153.5	+2.2	1/10	-10.0	-8.5	7.5	合田式	121.4	0.80
-	8.6	14.0	162.9	+1.4	1/100	-14.0	-8.5	7.0	合田式 消波工有	92.8	0.75
10.9	6.3	13.0	158.4	+1.5	1/100	-16.0	-10.5	32.0	合田式 消波工有	-	-
16.1	12.0	16.0	207.0	+1.9	1/150	-17.0	-5.7	14.0	合田式 消波工有	152.2	0.94
17.0	12.2	16.8	224.1	+2.0	1/10	-18.0	-5.8	9.3	合田式	278.5	1.62
10.2	7.7	15.0	162.8	+1.5	1/100	-11.5	-6.6	12.3	合田式	120.3	1.17

表 A-1(5) ケーソン壁の被災事例

No.	港名	波高比 ²⁾ H'/H (-)	波圧比 ³⁾ p' ₁ /p ₁ (-)	根固設置水深比		相対 マウンド肩幅 B _m /L	ケーソン形状			
				設計 d/h	被災 ⁴⁾ d'/h'		長さ ⁵⁾ L _c (m)	幅 B _c (m)	高さ D _c (m)	天端高 h _c (m)
1	十勝港	1.20	1.74	0.73	0.40	0.05	10.00	11.00	8.30	1.30
2	八戸港	0.82	1.04	0.56	0.56	0.21	16.00	10.50	8.00	3.00
3	八戸港	0.79	1.38	0.40	0.40	0.14	10.50	16.00	8.00	3.00
4	八戸港	0.97	1.30	0.53	0.53	0.13	10.50	16.00	9.00	2.50
5	小名浜港	0.89	1.22	0.46	0.46	0.08	10.00	13.00	9.50	2.50
6	柏崎港	0.76	0.99	0.56	0.56	0.08	—	13.50	7.00	1.50
7	酒田港	1.00	1.38	0.39	0.39	0.18	—	17.00	8.00	1.37
8	新宮港	1.38	0.97	0.33	0.33	0.05	10.00	21.00	7.50	3.50
9	岩内港	0.43	1.11	—	—	—	6.00	7.20	6.70	0.75
10	岩内港	1.08	1.33	0.64	0.64	0.06	7.50	11.50	9.00	0.50
11	姫川港	0.80	1.24	0.50	0.50	0.07	15.00	15.00	7.50	1.50
12	増毛港	0.80	1.26	0.48	0.48	0.09	10.00	18.00	6.50	1.00
13	釧路港	0.94	0.75	—	0.86	—	15.00	13.50	12.00	2.50
14	小名浜港	1.24	1.35	0.63	0.63	0.06	15.00	20.00	19.00	2.50
15	御前崎港	1.03	0.85	0.56	0.56	0.18	15.00	15.00	11.50	3.50
16	新宮港	0.58	1.05	0.50	0.50	0.04	7.50	21.00	9.50	3.50
17	A港	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	B港	0.89	1.74	0.53	0.45	0.09	25.00	20.00	11.00	4.50
19	片泊港	1.04	3.96	0.50	0.33	0.07	18.00	17.00	11.50	2.50
20	鶴殿港	1.11	1.17	0.63	0.52	0.07	20.00	18.60	9.50	2.50
21	鹿島港	0.98	1.79	0.46	0.38	0.05	15.00	17.00	17.00	3.00
22	むつ小川原港	1.14	2.88	0.72	0.27	0.23	21.00	24.00	15.50	3.50
23	小本港	1.08	3.10	0.64	0.27	0.07	14.00	17.00	12.50	2.50
24	南之浜港	0.76	2.25	0.85	0.85	0.05	15.00	29.00	12.50	2.50
25	鹿島港	0.85	0.89	0.61	0.61	0.04	15.00	17.00	13.00	3.00
26	八戸港	—	—	0.66	—	0.20	15.00	16.00	14.50	2.50
27	室津港	0.67	0.43	0.34	0.34	0.07	14.00	24.30	10.50	2.80
28	和泊港	0.88	1.22	0.32	0.32	0.04	12.00	27.00	16.50	3.50
29	十勝港	0.81	0.85	0.57	0.57	0.08	20.00	20.50	10.50	2.50

表 A-1(6) ケーソン壁の被災事例

中詰材	ケーソン前壁の形状(1隔室当り)			
	幅 L_w (m)	高さ D_w (m)	厚さ t_w (m)	天端補強
砂	4.78	8.05	0.45	—
砂	5.23	7.75	0.40	○
砂	5.05	7.75	0.40	○
砂	5.05	8.75	0.40	○
銅滓	4.80	9.25	0.40	○
砂	5.10	6.75	0.40	—
砂	5.40	7.75	0.40	○
砂	4.80	7.25	0.40	—
砂	2.80	6.45	0.40	○
鉱滓	3.55	8.75	0.40	○
砂	4.90	7.25	0.40	—
砂	4.75	6.25	0.50	—
砂	4.90	11.70	0.40	○
砂	4.80	18.68	0.45	○
くず石	4.87	11.15	0.50	○
礫・砂利	3.55	9.23	0.40	—
—	—	—	—	—
砂	4.05	10.70	0.45	—
石	4.45	11.23	0.40	○
砂	4.90	9.25	0.40	—
砂	4.90	16.70	0.40	○
砂	4.19	15.20	0.45	○
石	4.55	12.20	0.50	—
砂	4.85	12.25	0.50	○
砂	3.70	12.70	0.40	○
砂	4.89	14.20	0.45	○
砂	4.54	10.15	0.50	—
石	4.45	16.20	0.50	○
砂	4.95	10.20	0.50	—

注)

- 1) No.1~8: 谷本ら(1975), No.19: 塩見ら(1994)
- 2) 波高比: 被災時の最大波高と設計最大波高の比
(最大波高が不明のときは有義波高の比)
- 3) 波圧比: 被災時の波圧と設計波圧の比
- 4) 被災時の根固設置水深比:
海底地盤の変動や消波ブロックの散乱形状を考慮
- 5) 長さ L_c : 防波堤法線方向のケーソン延長
(前壁の幅)
- 6) 滑動安定性に波圧式を適用, 部材設計は波圧を無視

A-2 高マウンドによる被災事例

A-2.1 B港の被災 —高マウンド, 消波ブロック端部の不完全被覆など—

(1) 概要

B港は日本海沿岸に位置する北西向きに開口した湾に建設された専用港湾である(図A-1)。この防波堤は1987年9月に完成したが、直後の同年12月から1988年2月にかけての冬期風浪による高波浪の作用を受けて被災した。ケーソンの滑動、根固・被覆ブロックの移動、上部工の欠損とともにケーソン前壁に穴が明き、中詰砂が流失した。

ケーソン壁の損傷は、捨石マウンド前面の海底地盤が変動し、相対的に高マウンド状態になり、衝撃砕波が作用したためと考えられる。また、被災位置は消波ブロック端部の法面にかかっているためケーソン壁の前面の水深が浅くなり、衝撃砕波が発生しやすい条件となったことも原因として考えられる。

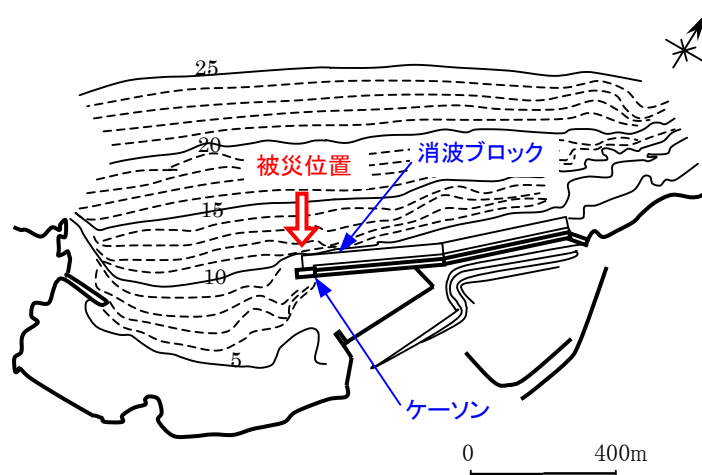


図 A-1 B港の平面配置

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

B港は、湾口幅 900m、奥行き 400mの浅い湾に建設された港湾で、建設地点の前面は比較的急な海底勾配(1/30)の砂浜である。事前の深浅測量によって海底地盤の季節変動が確認されている。被災した防波堤は、湾口部を 1/3 程度閉塞する形状の突堤で、延長 320mの消波ブロック被覆ケーソン堤である。

図 A-2 に、防波堤の被災ケーソン付近の平面図と被災ケーソンの断面図を示す。堤幹部の 270mは幅 14mのケーソンが 50t型テトラポッドで被覆されている。ただし、航路幅や泊地面積を確保するため、堤頭部の 50mは消波ブロックで被覆されておらず、幅 20mの大型ケーソン2函による混成堤である。堤頭部のケーソン壁の被災部位は、消波ブロックの法尻部に位置している。

堤頭部のマウンドは大型の根固ブロック(穴明方塊 66t型)と被覆ブロック(トリバー16t型)で被覆されている。根固水深が小さく衝撃砕波力が発生する恐れがあったため、海底を床掘り、盤下げし、その上に捨石マウンドを構築して十分な根固水深を確保している。

堤頭部のケーソンや根固ブロック等の安定性を確認するため、設計段階で模型実験が行われている。設計波と同等の波浪で衝撃性の砕波が堤体に作用していたが、堤体重量を30%低減してもケーソンの滑動は生じなかった。この結果から、重大な災害を引き起す強大な衝撃砕波力は、発生しないものと判断された。

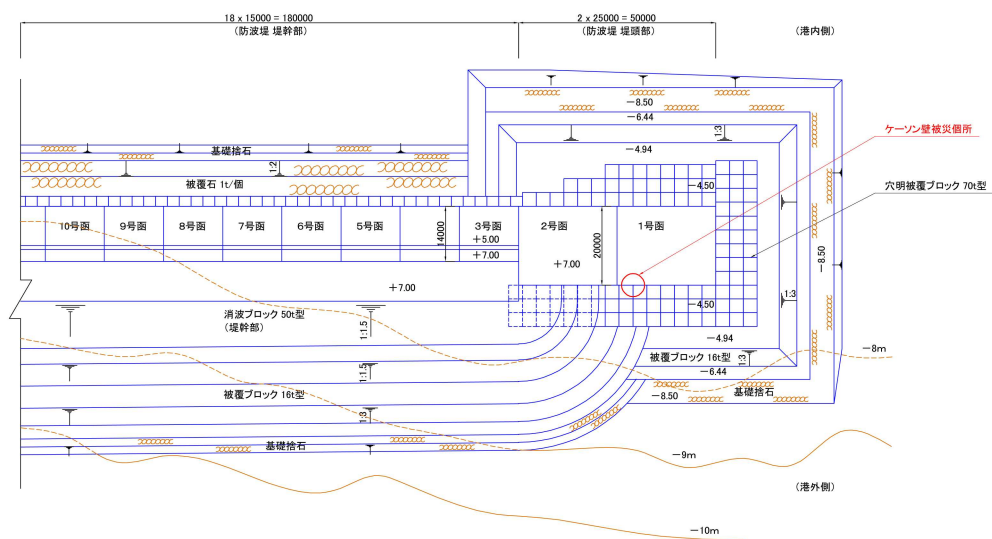


図 A-2(1) 防波堤の平面図

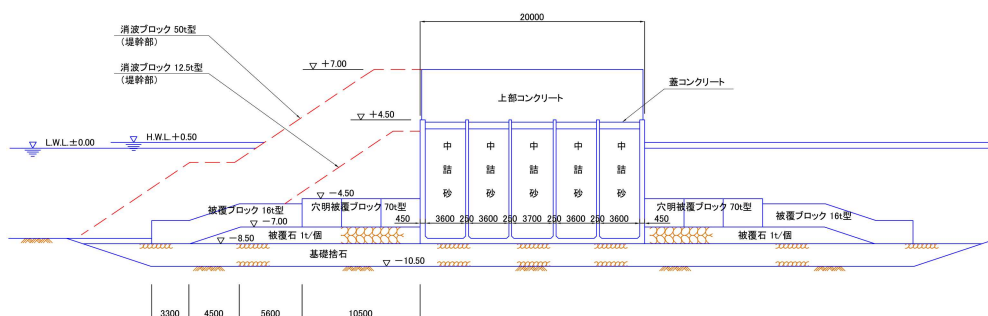


図 A-2(2) 被災ケーソンの断面図

b) 自然条件

表 A-2 に設計条件と被災時の自然条件を示す。設計波は有義波高 6.6m, 有義波周期 13.0sである。それに対して、被災時の来襲波浪は、最も厳しいものでもそれを下回る 5.9m, 11.0sであった。なお、災害復旧においては、海底地盤の洗掘により前面水深が1~1.5m大きくなっていたため、設計波は 7.2mに変更されている。

表 A-2 自然条件

	設計条件	被災時	備考
換算沖波波高 H_0' (m)	7.3	5.8~6.5	
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	6.6	5.1~5.9	$H_{1/3} \geq 5\text{m}$ が4回来襲
最大波高 H_{\max} (m)	9.3	-	
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	13.0	9.4~11.9	
入射角 β (deg)	0.0	0.0	波向NW
設置水深 h (m)	-8.5	-10.0	前面海底の洗掘
潮位 t (m)	H.H.W.L.+1.00	0.25~0.50	
海底勾配 θ (-)	1/30	1/30	

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは、幅 20m、長さ 25m、高さ 11m で質量 3,000t 級の大型ケーソンである。前壁、隔壁の厚さはそれぞれ 45、25cm で、法線方向に隔室 6 室、隔壁スパンは 4.05m である。ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、合田波圧式を外力として設計されている。前壁に発生する曲げモーメントは、3 辺固定版と 4 辺固定版で計算し、大きい値が採用されている。

鉄筋コンクリートの配筋は許容応力度法によって計算されている。鉄筋の材質は SD295、コンクリートの圧縮強度は $24\text{N}/\text{mm}^2$ である。水平方向、鉛直方向ともに静水面付近の鉄筋量が少なく、ケーソン天端付近に手厚い配筋となっている。これは、ケーソン壁の配筋に一般的に見られる特徴である。

(3) 被災状況

B 港におけるケーソンの被災は、消波ブロックで被覆されていない堤頭部で発生した。前面の海底地盤が変動し水深が 1.5m 大きくなっていたこと、根固ブロックが比較的大型であったため根固上水深が小さかったことにより、高マウンド状態となっていた。さらに、被災ケーソンは消波ブロック端部の法面にあたり、衝撃砕波が発生しやすい条件であった。また、前面の海底勾配が 1/30 と比較的急勾配であったため、高マウンド状態でなくとも砕波が誘発されやすい条件であった。

こういった条件が重なり、消波ブロック被覆堤の消波ブロック法面で砕波が誘発され、衝撃砕波力がケーソンに繰り返し作用することとなった。その結果、堤頭函(1号函)のケーソン壁に幅 2.8m、高さ 4.7m の穴が開いた(写真 A-1)。これに隣接する 2 号函にもクラックが確認されている。

この防波堤は、1987 年 9 月に完成した。その後、定期点検によって、1 号函と 2 号函の上部コンクリートの欠落やケーソン壁の損傷が進行していることが確認されている。表 A-3 は、1 号ケーソンの被災の進行状況を示したものである。来襲波浪は現地沖の観測データを、欠測時

には近隣の観測データからの推定値を示している。波向きはいずれも北西で、防波堤に対して直角入射である。

ケーソン壁の被災とケーソンの滑動量との間には、特に相関は認められない。ケーソン壁に損傷を与える強い衝撃砕波力であっても継続時間が短いため、ケーソン全体の固有振動周期が長く、滑動にいたらせるのに十分な底面せん断力が発生しなかったものと思われる。

根固ブロックには多少の沈下、前面への移動が見られたが、前面海底の洗掘によってずり落ちたものと考えられる。また、消波ブロックは消波工端部の法面で2個程度転落していたのみで堤幹部での散乱は見られなかった。

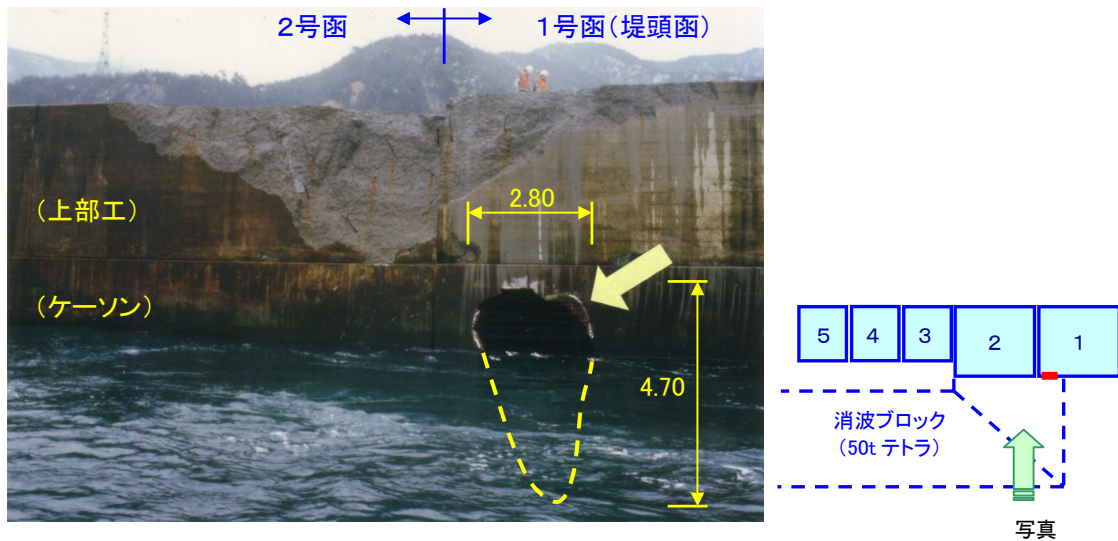


写真 A-1 ケーソンの被災状況

表 A-3 1号ケーソンの被災の進行

波浪来襲 年月	波高 $H_{1/3}$ (m)	周期 T (s)	滑動量 (mm)	ケーソン壁の 被災状況	備考
1987/ 9/ 7	-	-	0		防波堤完成
12/ 2	5.9	10.3		壁面にクラック発生 上部工欠損	調査日 12/24
1988/ 1/ 9	5.1	9.4	142	クラック拡大	調査日 1/13
1/24	5.3	9.4	149		調査日 2/1
2/ 3	5.3	11.9	289	壁面に貫通穴 中詰砂が流失	調査日 2/5
(2/13)	-	-	290		()は調査日
(2/27)	-	-	293	壁面の貫通穴拡大 (2.8x4.7m)	()は調査日
(3/ 5)	-	-	310		()は調査日

(4) 被災原因の考察

被災の原因となった来襲波浪は最大でも有義波高 5.9mと、設計波高 6.6mを下回るものであった。ケーソンの安定計算やケーソン壁の設計も、特に問題はなかったと思われる。また、衝撃波力が作用する恐れがあったため、設計段階で模型実験を行うなど、衝撃波力に対しても検討されていた。

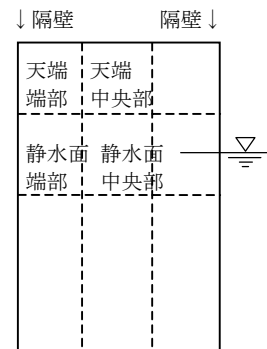
今回の被災の直接的な原因は、捨石マウンド前面の海底地盤が変動し、水深が 1.5m大きくなっていたため、衝撃砕波が発生しやすい条件となっていたことが考えられる。さらに、被災ケーソンは消波ブロック端部の法尻の前面に位置し、水深が小さくなっていた。根固水深設置水深比 d/h は、原設計で 0.58 であったが、被災時は 0.46 と衝撃砕波が発生しやすい条件となっていた。衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)の算定値より、原設計で波圧係数 1.7 であったのに対して、被災時は波圧係数 2.5 とかなり衝撃的な波圧が発生していたことが分かる。また、原設計では最大波圧 133kN/m²を想定していたのに対して、被災時には 232 kN/m²と強い波圧が作用していたものと推定できる。

表 A-4 はケーソン壁各部の鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している。また、実施設計に準じて4辺固定版に被災時の波圧 232kN/m²を等分布に載荷して算定した発生曲げモーメントも併せて示している。被災した静水面付近では、曲げモーメントがひび割れ限界を超え、終局破壊の限界値に近い大きな値を示している。計算は限界状態を表現するために安全率、係数をすべて1としている。このため、施工上のばらつき等を考慮すると、ケーソン壁は終局限界を超えている可能性が高い。

被災時の状況を再現した模型実験(B港管理者, 1988)では、衝撃砕波力の作用が確認されている。波圧ピーク時の壁面のひずみは、波圧腰掛部のひずみの 10 倍を超える大きな値を示している。ひずみのピークは壁面各部でほぼ同時に発生しており、その最大値は衝撃波圧が $3\sim 5\rho_w gH$ の等分布荷重として作用した場合のひずみ分布とほぼ等しい。これは、被災の検討に使用した衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)による波圧よりもかなり大きな値である。

表 A-4 ケーソン壁各部の断面耐力

位置			断面耐力 (kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	139.2	148.4	278.5	196.6
		中央部	139.2	148.4	278.5	68.2
	静水面部	端部	166.4	149.8	328.7	333.2
		中央部	89.1	146.9	181.7	166.2
鉛直方向	天端部	端部	70.8	144.3	144.3	59.0
		中央部	112.8	146.0	226.8	227.4
	静水面部	端部	36.3	143.0	74.2	100.0
		中央部	38.5	143.5	78.6	68.5



防波堤各部位の被災限界波高を、表 A-5 に示す。なお、ケーソンに作用する波圧は最大波高で評価するが、ここでは比較のため有義波高に換算して表示している。

来襲波浪の波高が5mに達すると、ケーソンの滑動やケーソン壁にクラックが発生する。今回の被災はひび割れ限界を超えた波が繰り返し作用したため、クラックの発生、拡大、貫通穴へと進行したものと思われる。さらに、波高6mになると、ケーソン壁は終局破壊に至る。模型実験においてもケーソンの滑動が見られたが、滑動量はわずかなものであった。

なお、消波ブロックの移動限界波高は、被災率0%の波高であり、通常の被災判定では、Van der Meer(1988)、高橋ら(1998)の方法で9.8m、9.9mとなる。よって、消波ブロックの安定性は高く、設計波相当の波浪によっても、消波ブロックは被災しないものと思われる。

表 A-5 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
消波ブロック	移動, 散乱	Hudson式	7.7	テトラ50t型
〃	〃	Van der Meer(1988)	5.2	〃, 被災率0%
〃	〃	高橋ら(1998)	9.9	〃, 被災率0%
被覆ブロック	移動, 散乱	谷本ら(1982)	6.8	穴明方塊66t型
ケーソン本体	滑動	波圧式:高橋ら(1992)	4.7	
ケーソン壁(静水面部)	ひび割れ	波圧式:高橋ら(1992)	4.9	
〃	終局破壊	波圧式:高橋ら(1992)	5.4	

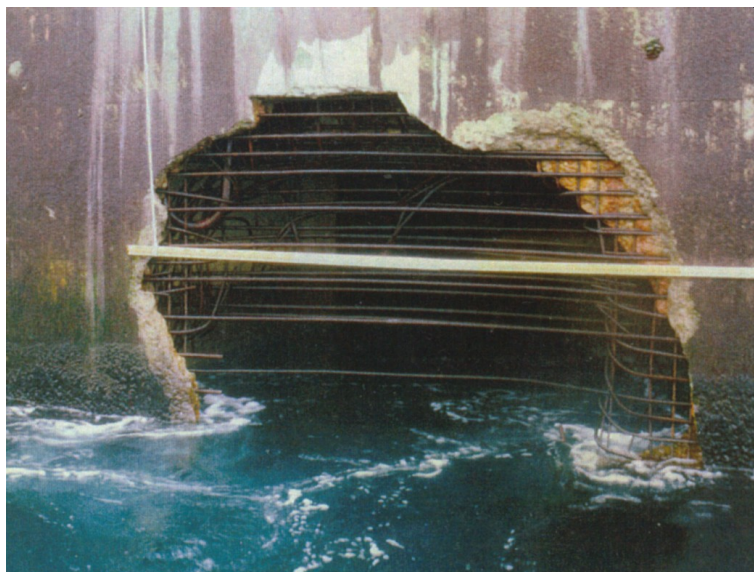
(5) 復旧方法

ケーソンの滑動抵抗増大のため、中詰砂が流失した隔室にコンクリートを充填することが検討された。しかし、これだけでは滑動安定性の確保には不十分である。ケーソン背後に捨石やブロックを積み、滑動抵抗を増やすことも検討されたが、衝撃波力の作用に対して有効な手段ではないものと判定された。

対策工は衝撃波力の軽減を基本方針として策定された。衝撃波力に対して最も効果が高い、消波ブロック被覆工が採用された。ただし、消波ブロックは完全被覆とせず、堤頭函の外海側のみに設置し、天端を+4.5mとしている。法先には、消波ブロックの滑動防止のため、ストッパーブロックを設置している。これは、航路幅を確保するために消波ブロックの設置範囲が制限されることや、経済性を考慮したものである。この断面についても模型実験が行われ、安全性は確認されている。

新たに消波ブロックで被覆されるケーソンは、隔室内の中詰砂をコンクリートに置き換えて補強している。2号函の前壁側、堤頭函の前壁側および側壁側の隔室1列分を対象としている。

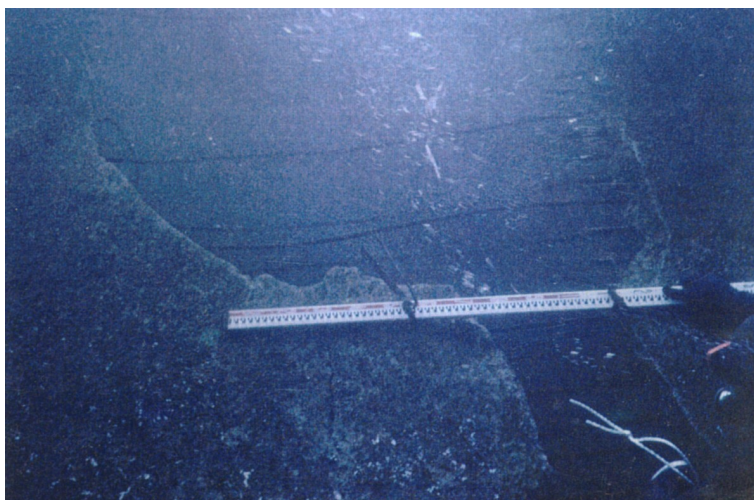
(被災状況写真)



(写真) 被災状況

(説明)

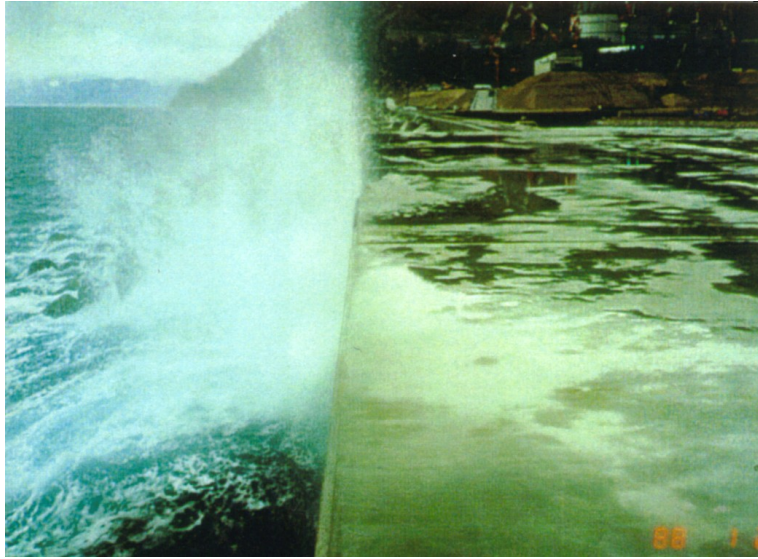
静水面付近に幅 2.8mの大きな穴が明いている。コンクリートは剥落し、鉄筋がむき出しになっている。縦方向の鉄筋は消失している。中詰砂は流失した。



(写真) 被災状況(海中部)

(説明)

コンクリートが剥落し、鉄筋がむき出しになっている。



(写真) 波浪状況

(説明)

静穏な時期. 波高の小さい波であっても, 消波ブロック端部の法面では衝撃的な波力が発生する. 同じ場所に繰り返し砕波水塊が衝突し, しぶきが上がっている.

A-2.2 鵜殿港の被災 –高マウンドー

(1) 概要

鵜殿港は三重県の太平洋熊野灘に面した地方港湾である(写真 A-2)。被災した東防波堤は混成堤で、堤頭部(T-1)側からケーソンが据付けられている。1988年に4函, 1989年に2函, 1990年に4函が設置されており, 被災当時にはケーソン 10 函, 延長 200mの島状防波堤であった。防波堤の前面の海底地盤が洗掘されており, 1990年11月に来襲した台風 9028 号によって, ケーソンに強い衝撃波力が作用した。その結果, ケーソンの滑動, ケーソン壁の損壊などの被災を受けた。



写真 A-2 鵜殿港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

東防波堤は, 港湾の開口部をさえぎるように設置された沖防波堤である。前面海域の海底勾配は 1/100 である。堤頭函(T-1)がやや大型の異形ケーソンで, その他の9函は同形状のケーソンである。図 A-3 に防波堤の標準断面図を示す。捨石マウンドは, 標準断面で厚さ 1.7~3.5mと比較的低い形状である。大型の根固ブロックを設置しているが, この断面では特に衝撃砕波が発生する条件ではないと思われる。

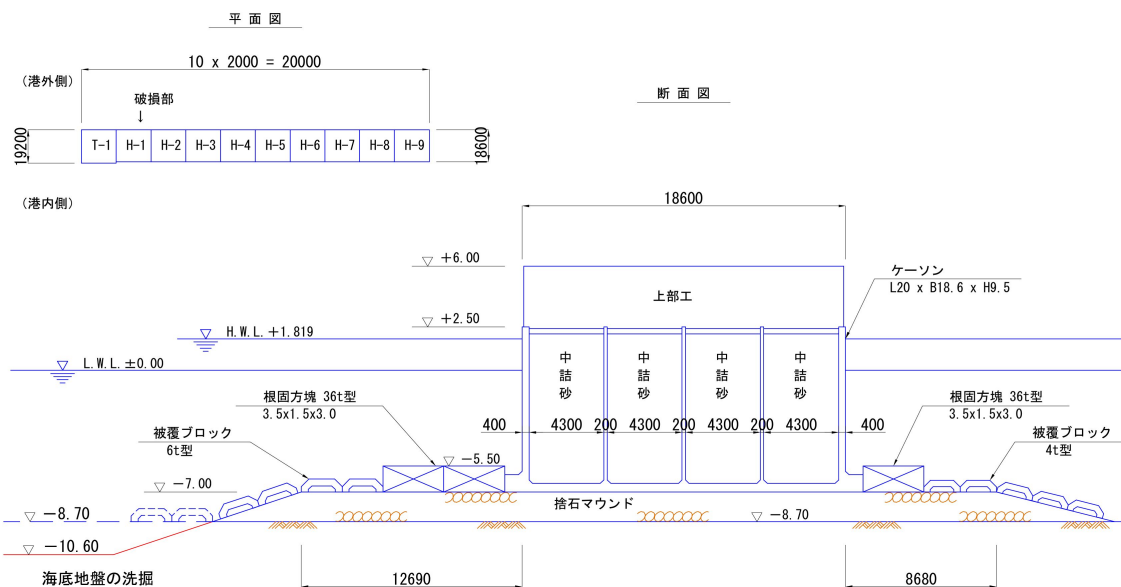


図 A-3 被災ケーソンの断面図

b) 自然条件

台風 9028 号は勢力を強めながら、1990 年 11 月 29 日に沖縄の南東沖を通過した。その後も台風は発達を続け、大型で並の勢力で同月 30 日に和歌山県白浜町の南に上陸した。この台風の影響を受け、九州から関東に至る太平洋沿岸で、有義波高 3～6m の高波浪が記録された。鵜殿港の南西約 40km の潮岬観測所では、波向き東南東、沖波波高 7.8m の波浪が観測された。

被災時の波浪条件は、潮岬観測所の実測データをもとに推定されたものである(表 A-6)。来襲波浪は、沖波では設計波高 10.2m より小さかったものの、前面海域の洗掘による水深の増大によって堤前波高は設計値より大きくなっている。

表 A-6 自然条件

	設計条件	被災時	備考	
換算沖波波高 H_0'	(m)	8.51	7.52	設計沖波 $H_0=10.2\text{m}$
有義波高 $H_{1/3}$	(m)	6.8	7.1	
最大波高 H_{\max}	(m)	9.2	10.2	
有義波周期 $T_{1/3}$	(s)	18.1	12.5	
入射角 β	(deg)	0.0	0.0	補正值
設置水深 h	(m)	-8.7	-10.6	
潮位 t	(m)	H.W.L.+1.82	最大 +2.80	
海底勾配 θ	(-)	1/100	1/100	

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは、標準函では幅 18.6m、長さ 20m、高さ 9.5m で質量 1,700t 級のケーソンである。前壁の厚さは 40cm、隔壁は 20cm で、法線方向に隔室が 4 室あり、損壊部の隔壁スパンは 4.9m である。設計波高の大きさに比較して前壁が薄く隔壁スパンが大きい。ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、合田波圧式を外力として設計されている。ケーソン壁の部材設計は、港湾設計基準に従って計算しているものと推定される。

災害復旧計画における被災原因調査資料に、異常潮位と衝撃波力を考慮すると滑動安全率が 0.60 に激減する、と記されていることから、原設計では衝撃波力の検討は行われていなかったようである。

(3) 被災状況

台風 9028 号にともなう高波浪によって、東防波堤のすべてのケーソンが 0.2~1.8m 滑動した(図 A-4)。図中には 1988 年の被災における滑動量も併せて示している。なお、この時点では T-1、H-1~3 ケーソンの 4 函が据付けられていた。

1990 年の高波浪では、特に堤頭部 3 函の滑動が顕著で、滑動量は 0.8~1.8m である。最も大きい滑動は、ケーソン壁が損傷して中詰材が流失した H-1 で、1988 年の滑動 0.2m と併せて 2.1m 計画法線から後退している。

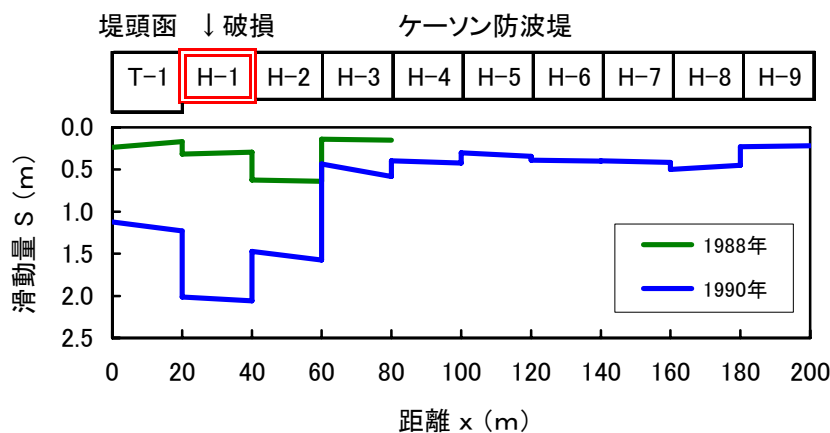


図 A-4 ケーソンの滑動状況

写真 A-3 にケーソン壁の被災状況を示す。H-1 ケーソン前壁には、静水面下を含めて幅 3.5m、高さ 6.9m の大きな穴が明いており、その隔室内の中詰砂が完全に流失している。内空幅 4.7m の隔室の前壁 1 枚分のほぼ全体が損壊している。鉛直方向にみると、静水面を中心に穴が明いており、衝撃砕波力による損傷であることを示している。

被災の 1 年後の調査では、堤頭部ケーソンの天端付近や損傷ケーソンの他の隔室においても前壁にクラックが発生していることが確認されている。

その他、捨石マウンドの被覆ブロックが散乱しているが、根固ブロックの移動はなかった模様である。

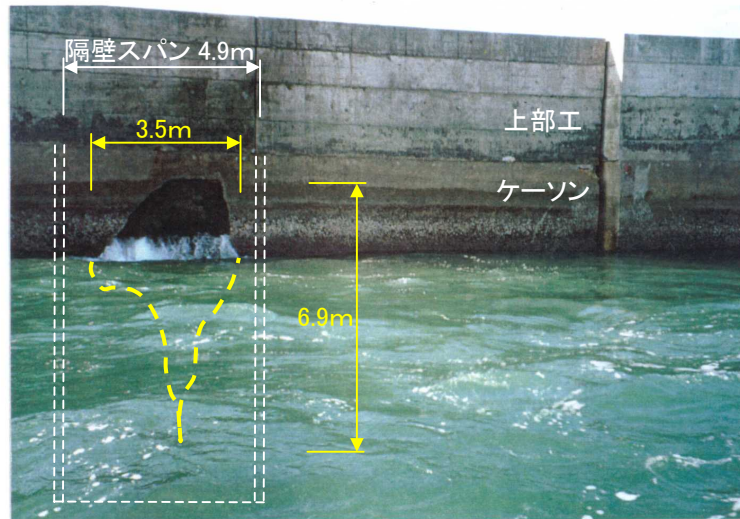


写真 A-3 ケーソンの被災状況

(4) 被災原因の考察

災害復旧計画資料によれば、マウンド前面の海底地盤が最大2m洗掘されたこと、さらに異常潮位が発生したことで水深が増大していた。このため、今回来襲した波浪は、沖波波高では設計波を下回っていたが、堤前で有義波高、最大波高は設計波を上回る激しいものとなっていた。もともと設計波高は砕波波高と同等であったため、それを上回る波高は問題とならなかった。しかし、水深の増大により砕波限界波高が高くなり、結果として設計波を上回る波高の波浪がケーソンに作用した。

マウンド前面の海底地盤が低下したため、相対的に高いマウンド状態となり、衝撃波力を誘発しやすい条件となっていたことも被災原因に挙げられる。ただし、高いマウンドの混成堤が衝撃砕波力による被災を受けやすいことは広く認識されており、この防波堤はマウンド水深比 d/h が0.63と、低いマウンドの混成堤として設計されていた。しかし、洗掘によって海底地盤が-8.7mから-10.6mへ変化し、被災時には d/h は0.52と相対的に高いマウンド状態となっていた。さらに、来襲波浪の周期(12.5s)が設計周期(18.1s)より短く、波長が設計波長の約1/2と短いため、相対的にマウンド肩幅が大きくなり、衝撃砕波を誘発しやすい条件となっていた。

被災後の深浅測量によれば、破損したケーソンの前面では海底レベルが2m低下しており、-10.6mとなっている。また、底質採取調査によれば、波高4mを超える波浪が作用すれば、海底地盤の洗掘が進行することが示されている。したがって、被災時の高波浪や、それ以前に来襲した波高4～5mクラスの波浪により、マウンド前面の海底地盤が洗掘されていたものと

推定される。

洗掘された海底地盤も含めて基礎マウンドとして扱った場合、高橋ら(1992)の拡張合田式で衝撃波力を評価できる。設計波圧 115kN/m^2 に対して、水深の増大、高いマウンド、異常潮位をすべて考慮すると、被災時の最大波圧は 134kN/m^2 となる。滑動安全率が設計値より20%減少し、1.0を下回る。

表 A-7 は、ケーソンの滑動限界波高とケーソン壁のひび割れ限界波高を示している。滑動限界は、潮位を異常潮位、H.W.L., L.W.L.の3種類に対して求めている。異常潮位のもとでは滑動限界波高が 5.9mで、最大波圧が 126kN/m^2 , $1.23 \rho gH$ と重複波的な波力となる。それに対して、潮位が低いケースでは、滑動限界波高が5.0mと小さいが、最大波圧が 177kN/m^2 , $2.13 \rho gH$ と衝撃的な波力が作用する。これは波高が高い異常潮位時の波圧を上回る。異常潮位時には、マウンド水深比 d/h が 0.62 とマウンドが低い状態となるが、低潮位では 0.51 となりマウンド肩幅が大きければ、衝撃波力が発生しやすい条件となる。

被災当日は大潮前後にあたるため、異常な高潮位が長い時間継続することはない。波高が低くとも潮位が低い時間帯にケーソンが滑動した可能性がある。

ケーソン壁の損傷については、やや条件が異なる。異常な高潮位の際には静水面が上部工の高さにあり、強い波圧が上部工に作用する。低い潮位では、静水面がケーソン天端から 2.5m下にあり、小さい波高であっても激しい衝撃波力がケーソン壁に直接作用することになる。すなわち、潮位が高く波高がピークを迎える時間帯より、むしろ波高が多少小さくとも潮位が低い時間帯に、ケーソンが破壊されている可能性が高い。

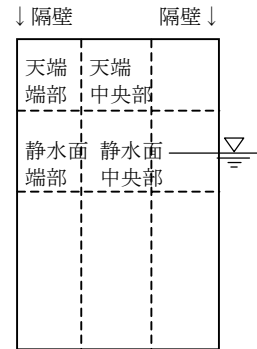
表 A-7 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高 (m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧:高橋ら(1992)	5.9	被災時最高潮位+2.80
		波圧:高橋ら(1992)	5.6	H.W.L.+1.80
		波圧:高橋ら(1992)	4.8	L.W.L.±0.00
ケーソン壁	ひび割れ	波圧:高橋ら(1992)	4.4	
(静水面部)	終局破壊	波圧:高橋ら(1992)	—	碎波限界のため未達

表 A-8 は、ケーソン壁各部のひび割れや終局限界を示している。ケーソン壁の配筋等の詳細は不明であったので、簡単な設計計算を行い決定している。発生曲げモーメントが終局限界を上回っている部分は皆無である。水平方向の曲げに対してケーソン壁端部で、発生曲げモーメントがひび割れ限界を上回っている。今回の被災はケーソン壁端部で被災していることをよく再現している。

表 A-8 ケーソン壁各部の断面耐力

位 置			断面耐力 (kNm)			発生曲げ モーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	266.0	191.9	527.5	302.7
		中央部	101.0	181.1	207.4	117.5
	静水面部	端部	260.0	191.4	516.6	297.0
		中央部	134.7	183.2	275.7	144.6
鉛直方向	静水面部	端部	96.1	179.8	197.3	89.1
		中央部	43.8	177.1	89.6	45.8



(5) 復旧方法

損傷したケーソン前壁に鋼製型枠を設置し、水中コンクリートを注入した。また、衝撃波力の作用を防止するため、消波ブロックでケーソンを被覆している。ただし、滑動量の大きかった堤頭部の3函のみを対象としている。

A-2.3 小名浜港の被災 –高マウンドー

(1) 概要

小名浜港は福島県いわき市に建設された、太平洋に面した重要港湾である。第一西防波堤は全長 3,990m, 第二西防波堤は全長 1,900m, 沖防波堤は全長 3,300mにおよぶ長大な防波堤を有する港湾である(写真 A-4)。これらの防波堤は、海底勾配 1/300 の非常に緩い勾配の海域に築造されている。建設地点は比較的水深が大きく、高いマウンドの混成堤である。

第一西防波堤は、1971～1972 年に低気圧による高波浪の作用を受けて、12 函のケーソン壁が損傷を受けている。また、ケーソン壁の被災地点より北側の同列のケーソンでは、ケーソン壁の損傷は見られないが顕著な滑動災害が発生している。

沖防波堤は、1981 年にすぐ西方を通過した台風 8115 号による高波浪の作用を受けて、ケーソン3函に大きなクラックが発生している。

ここでは、ケーソン壁に穴が明くなど損傷の激しかった第一西防波堤の被災について詳述する。



写真 A-4 小名浜港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

1971 年の被災当時、沖防波堤は建設されておらず、第一西防波堤は第一線の外港防波堤であった。ケーソン壁の被災はこの防波堤の最も南側の隅角部付近で発生している。防波堤の根固水深 d は-6m, 設置水深 h は-13mで、根固水深設置水深比 d/h は0.46と高いマウン

ドの混成堤である(図 A-5)。

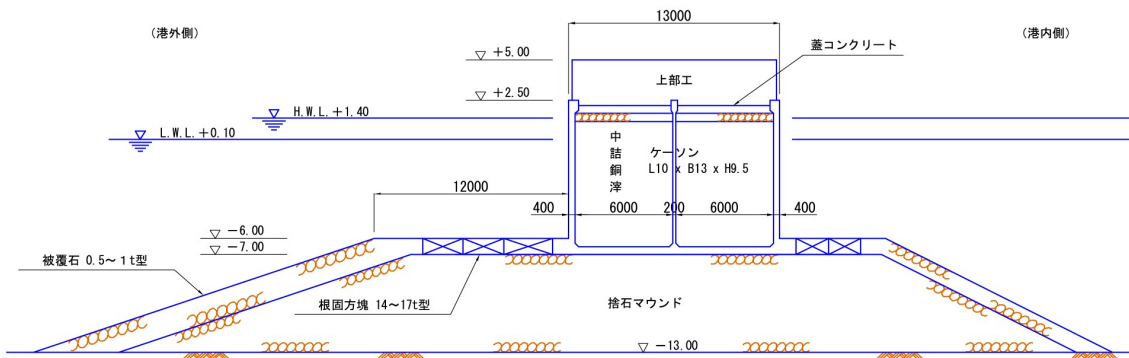


図 A-5 被災ケーソンの断面図

b) 自然条件

1969~1990年の22年間の統計によれば、観測された年間最大波高は5.7~11.8m、有義波高は2.9~7.4mを記録している。このうち、18年が低気圧、4年が台風に起因する波浪であった。最大波高、有義波高ともに最大値は1989年の台風によるものである。

表 A-9 に設計条件と被災時の自然条件を示す。被災した第一西防波堤は、設計波高 6.2 m、周期 14.0sである。

1971年4月末に中心気圧 1000hPa の低気圧が九州から東北地方南部にかけて日本列島沿いに太平洋上を移動した。この低気圧の影響を受けて、小名浜港に高い波浪が来襲した。波浪推算の結果、最大波高は 8.7mと推定されている(武山ら, 1975)。さらに、復旧工事を行う前の 1972年1月に低気圧による高波浪の影響を受けて、被災が進行している。このときの波浪は、有義波高の観測値 6.8m、周期 14.7sであった。

表 A-9 自然条件

	設計条件	被災時 (1971年)	被災時 (1972年)	備考
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	6.2	-	6.8	砕波
最大波高 H_{max} (m)	-	8.7	-	
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	14.0	11.4	14.7	
波長 $L_{1/3}$ (m)	158.1	125.4	158.1	
入射角 β (deg)	20.0	SE 20.0	SE 20.0	
設置水深 h (m)	-13.0	-13.0	-13.0	
潮位 t (m)	H.W.L.+1.40	+1.4	+1.3	
海底勾配 θ (-)	1/300	1/300	1/300	

c) ケーソンの設計断面

第一西防波堤の被災ケーソンは、幅 13m、長さ 10m、高さ 9.5m で質量 725t の小型ケーソンである。中詰材には単位体積質量 2.2t/m^3 の銅滓が使用されている。前壁、隔壁の厚さはそれぞれ 40、20cm で、法線方向に隔室 2 室、隔壁スパンは 4.8m である。また、同じ防波堤法線に設置された近接のケーソンは、ケーソン壁の損傷は見られないが滑動災害を受けている。このケーソンは、幅 12m、長さ 10m、高さ 9.5m と少し小型のものである。

ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、砕波波圧として広井式(1919)を適用して設計されている。ケーソン天端部にはハチマキと称される補強があり、ケーソン壁の部材設計では側壁と隔壁、底版と補強部で囲まれた 4 辺固定版としてモデル化されている。なお、ケーソンは、設計基準強度 21N/mm^2 のコンクリートで製作されている。

(3) 被災状況

1971、1972 年に第一西防波堤の南側隅角部から中央隅角部にかけて、延長 1,200m に渡って災害が発生している(表 A-10)。全域で被覆工、根固工が散乱し捨石マウンドが崩壊している。南側隅角部付近ではケーソン壁が 11 函損傷している。また、ケーソン壁の被災地点より北側の同一法線上のケーソンでは、ケーソン壁の損傷は見られないが顕著な滑動災害が発生している。

表 A-10 防波堤の被災状況

ケーソン No.	被災区域	被災状況	備考
1~109	港外側 1200m	根固工、被覆工、基礎捨石が散乱	
〃	港内側 447m	根固工、被覆工、基礎捨石が散乱	
68~80	ケーソン 13 函	1971 年:ケーソン滑動、1~96cm	
66~81	ケーソン 16 函	1972 年:ケーソン滑動、1~295cm	滑動量は累計値
85~106	ケーソン 11 函	壁面に穴、コンクリート剥離、クラック	

表 A-11 は、ケーソン壁の損傷状況を示している。被災した多くのケーソンの前壁には、深いクラックが発生し、コンクリートに貫通穴が明いている。また、縦横 3~5m の広い範囲で前面のコンクリートが剥離し、鉄筋が露出している。

図 A-6 に一例として、90、92 号函の損傷状況を示している。側壁や隔壁などのケーソン壁の拘束部部分に沿ってクラックが発生し、コンクリートが損傷している。他の被災事例と異なり、広い範囲で損傷しているが、ケーソンの全壊には至っていない。これは、中詰材の銅滓の水硬性による抵抗力の増大によるものと考えられる。この材料は、隔室へ投入後に粒子同士が固結してしまうのが特徴である。したがって、ケーソン壁に穴が明いても、中詰材が短期間に大量に流失するものではない。このため、1971 年の被災後もすぐに復旧工事に取り掛かっていない。

また、背後で中詰材が自立しているため、前壁表面のコンクリートが剥離しても、ただちに大きな貫通穴に発達しなかったものと思われる。

表 A-11 ケーソン壁の被災状況

ケーソン No.	被災位置	被災状況	備考
85	前面壁 北側	クラック, 4.0×5.0m	
89	前面壁 南側	コンクリート剥離・貫通穴, 3.4×2.2m	
90	前面壁 南側 北側	壁面外周にクラック, 3.0×4.0m コンクリート剥離・貫通穴, 3.7×4.0m	図 A-6
92	前面壁 南側	コンクリート剥離・貫通穴, 3.8×3.5m	//
93	前面壁 南側 北側	隔壁・天端沿いクラック コンクリート剥離・貫通穴, 3.3×5.0m	
95	前面壁 北側	コンクリート剥離・貫通穴, 5.0×4.5m	
97	前面壁 北側	コンクリート剥離, 1.7×1.7m	
100	前面壁 南側	隔壁沿いにクラック, L1.5m	
101	前面壁 南側	天端沿いにクラック, L3.1m	
102	前面壁 北側	コンクリート剥離・貫通穴, 1.5×2.2m	
106	前面壁 南側	隔壁沿いにクラック, L5.0m	

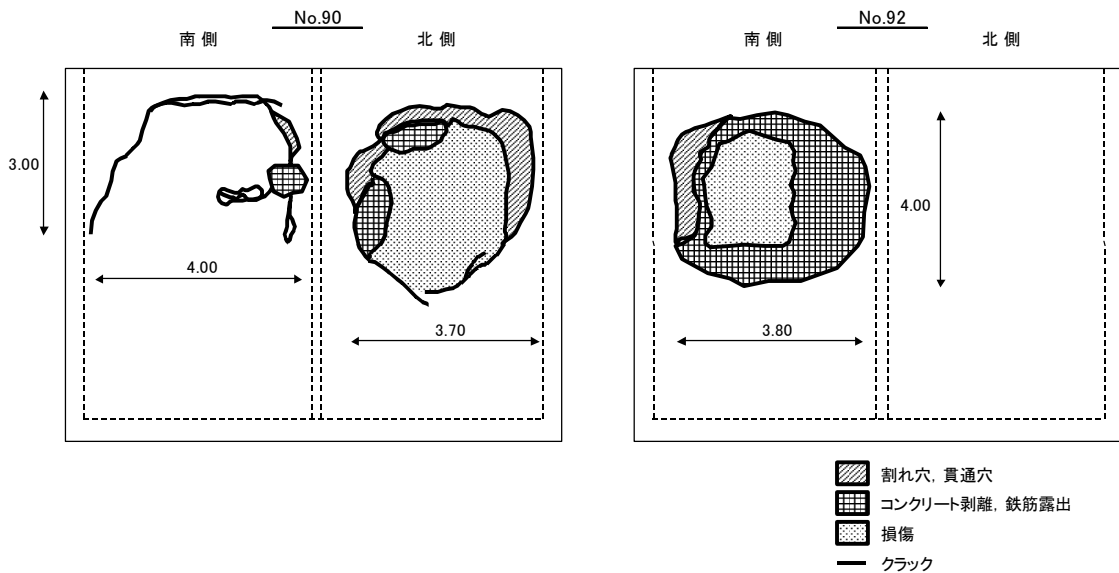


図 A-6 ケーソン壁の被災状況

(4) 被災原因の考察

高橋ら(1992)の衝撃波力を考慮した拡張合田式を適用すると、被災時の最大波圧は $1.3 \rho_w g H$ である。合田式で算定された波圧の 1.3 倍の値を示している。作用した波浪は設計条件より小さいが、高いマウンドの効果で、最大波圧は設計波圧の 1.2 倍である。

表 A-12 に、ケーソン壁の断面耐力を示す。ケーソン天端が補強されているため、発生曲げモーメントは 4 辺固定版で算定している。水平方向の静水面端部や鉛直方向中央部天端付近で曲げモーメントがひび割れ限界を上回っている。実際の被災状況でも、これらの変位拘束部からケーソン壁の損傷が発生している。

なお、滑動したケーソンでは、発生する曲げモーメントは破損したケーソンのものの 0.8 倍と小さいが、計算上はひび割れが発生する可能性がある。

表 A-12 ケーソン壁各部の断面耐力

位置			断面耐力 (kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	86.0	101.6	154.0	90.2
		中央部	39.3	99.6	71.5	45.0
	静水面部	端部	160.3	110.8	422.6	209.4
		中央部	86.0	101.6	154.0	103.2
鉛直方向	天端部	中央部	56.5	99.8	102.1	149.9
	静水面部	中央部	36.6	99.1	66.7	46.9

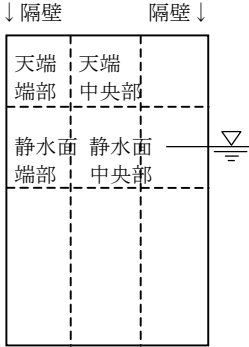


表 A-13 に、破損したケーソンと滑動したケーソンについて、防波堤各部の耐波限界を示す。被災時の最大波高は 8.7m であるから、有義波高は 4.8m 程度と推定される。

低気圧の接近とともに防波堤に来週する波高が大きくなり 2m を超えると、捨石マウンド法面の被覆石が移動を始める。さらに波高が大きくなり波高 4m に達すると、ケーソン壁にクラックが発生する。捨石マウンド天端の被覆ブロックは、散乱限界波高が 4.1m であるため、波高がケーソン壁のひび割れ限界を超えた時点でも、高いマウンドの形状を維持していたものと考えられる。さらに波高が大きくなると、ケーソン壁のひび割れが発達し、被覆ブロックが散乱するが、ケーソン本体の滑動が始まる波高には達していない。

なお、復旧計画資料によれば、破損したケーソンの前面では、被覆工、根固工の散乱は発生しているものの、捨石マウンド本体はほぼ形状を維持していた。

滑動したケーソンの前面は基礎マウンドの捨石本体の散乱が激しく、ケーソン直下まで捨石が消失している。被覆工や根固工の被災の進行状態が破損したケーソン前面と異なっている原因は不明であるが、早い時期に捨石マウンド散乱し、高さや肩幅が高マウンド状態ではなくなっていたようである。このため、衝撃的な波力は発生せず、最大波圧は $1.0 \rho_w g H$ であった。しかし、堤体がやや小さいことや設置条件の違いから、滑動限界波高が小さくなり、滑動に至

ったものと考えられる。

表 A-13 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	
			破損ケーソン	滑動ケーソン
ケーソン本体	滑動	波圧:高橋ら(1992)	5.4	5.0
被覆石	〃	谷本ら(1982)	2.0	—
ケーソン壁(静水面)	ひび割れ	波圧:高橋ら(1992)	3.8	4.6
〃	終局破壊	〃	碎波限界以上	碎波限界以上

(5) 復旧方法

1971年の被災に対する復旧検討結果によれば、滑動したケーソンについては特に復旧を行わない計画であった。根固ブロックや被覆ブロックは被災時の有義波高から所要重量を決定し、新規にブロックを設置している。当時の復旧計画では、ブロック天端が-2.5~-3.5mと根固水深が非常に小さく、衝撃碎波を誘発しやすい断面となっていた。その後の経緯は不明であるが、現状では上部工天端まで被覆ブロック(テトラポッド 25t型)を積み上げ、消波ブロック被覆堤に改修されている。現在第一西防波堤は、沖防波堤の遮蔽区域外はすべて消波ブロックで被覆されている。前壁の破損したケーソンは、中詰材の銅滓を撤去し、隔室に中詰コンクリートが打設されている。

また、1981年に破損したケーソンについても、蓋コンクリートや中詰材を撤去し、隔室に中詰コンクリートが打設されている。

A-2.4 十勝港の被災(1) –高マウンドー

(1) 概要

十勝港は北海道広尾町に建設された、太平洋に面した重要港湾である(写真 A-5)。被災した南防波堤は、海底勾配 1/100 の海域に築造された混成堤で、外港防波堤である。被災当時、延長 2,947m が完成しており、被災したケーソンが最も沖合に位置していた。

1990 年 10 月に沖を通過した台風 9023 号にともなう強いうねりが来襲した。打込波力によって蓋コンクリートが破壊され、天端におけるケーソン壁の変位の拘束がなくなり、構造上側壁の強度が低下していた。そこへ強い衝撃波力がケーソンに作用したため、堤頭函の側壁が損壊した。

なお、1972 年 2 月にも、低気圧にともなう高波浪の作用を受け、ケーソン 2 函が破壊され、3 函にクラックが発生している(武山ら, 1975)。

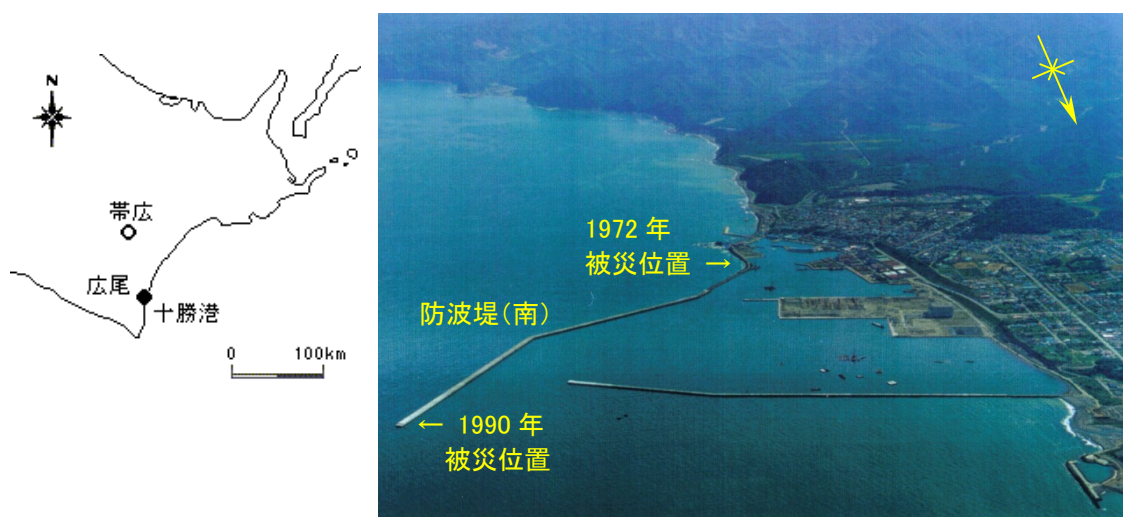


写真 A-5 十勝港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) ケーソンの構造

図 A-7 に防波堤の被災ケーソンの断面図を示す。捨石マウンドは、根固ブロックを含めて高さ約 5m である。根固水深設置水深比 d/h は 0.57 で比較的高いマウンドである。

被災したケーソンは、幅 20.5m、長さ 20m、高さ 10.5m で質量 2,200t 級のケーソンである。前壁の厚さは 50cm、隔壁は 20cm で、法線方向、直角方向にそれぞれ隔室が 4 室あり、損壊した部分の隔壁スパンは 5.0m である。

ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、合田の波圧式を外力として設計されている。ケーソン壁の部材設計は、4 辺固定版で検討されている。

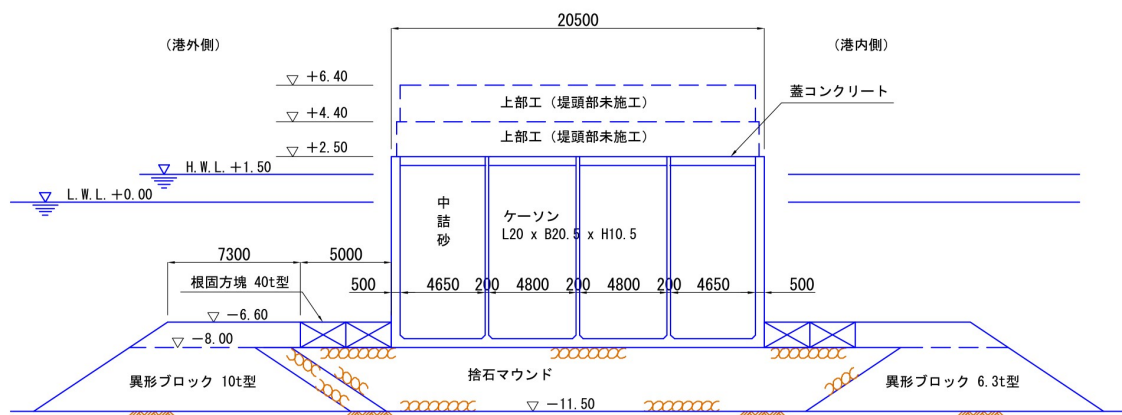


図 A-7 被災ケーソンの断面図

b) 自然条件

設計に当たっては、過去23年間の異常気象が調査され、ウィルソン法による波浪推算が行われている。この結果から50年確率波を算定し、これに屈折係数等を考慮して設計波高が決定されている。

台風9023号による来襲波浪は周期が長いものの、最大波高が設計波高の81%、有義波高で62%と小さいものであった(表A-14)。

表 A-14 自然条件

	設計条件	被災時	備考
換算沖波 H_0' (m)	7.6	—	
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	7.7	4.8	補正值
最大波高 H_{max} (m)	10.2	8.3	〃
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	15.0	15.8	
入射角 β (deg)	0.0	波向:SSE	補正值
設置水深 h (m)	-11.5	-11.5	
潮位 t (m)	H.W.L.+1.50	最大 +1.38	
海底勾配 θ (—)	1/100	1/100	

(3) 被災状況

南防波堤の堤頭函の蓋コンクリートが破壊され、中詰砂が流出した。また、ケーソン前壁が幅3.5m、高さ4.0mにわたって損壊した(写真A-6)。被災したケーソンは上部工が未施工であり、蓋コンクリートが露出した状態であった。また、同じケーソンの隣接する隔壁の前壁にも天端から静水面付近にかけてクラックが見られる。

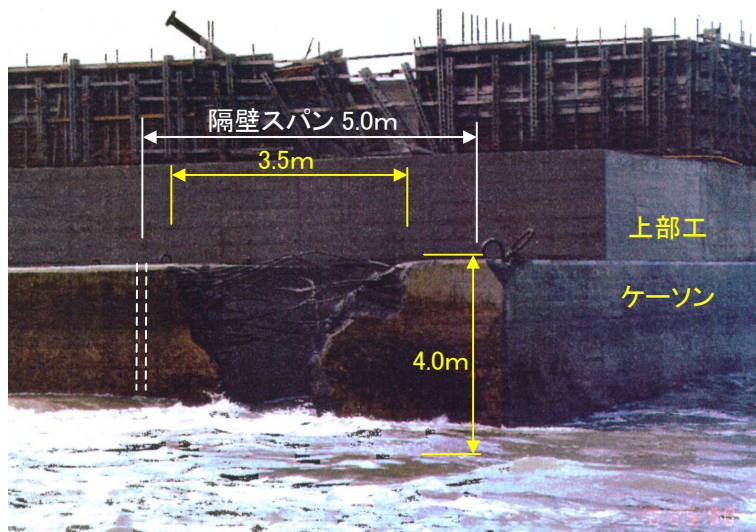


写真 A-6(1) ケーソン壁の被災状況



写真 A-6(2) ケーソン壁の被災状況

(4) 被災原因の考察

合田式で算定された設計波圧 $1.16 \rho_w g H$ に対して、来襲波浪による最大波圧は $1.22 \rho_w g H$ と推定され、設計波圧を少し上回っている。比較的高いマウンドの混成堤ではあるが、設計波と比較して来襲波浪が小さいため、特に激しい衝撃波力が作用したわけではない。

表 A-15 は、ケーソンの滑動限界波高とケーソン壁のひび割れ限界波高を示したものである。4辺固定版は設計時に、3辺固定版は被災時に対応している。来襲した波浪は有義波高の最大値で 4.8m であり、ケーソンの滑動安定性は十分に確保されている。ケーソン壁は、4辺固定版では断面耐力は確保されているが、3辺固定版ではひび割れ耐力が不足している。

表 A-15 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高 (m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧: 高橋ら(1992)	8.2	被災時最高潮位+1.38
ケーソン壁	ひび割れ	〃	9.6	4辺固定版
(天端部)	終局破壊	〃	砕波限界以上	〃
ケーソン壁	ひび割れ	〃	4.2	3辺固定版(上辺自由)
(天端部)	終局破壊	〃	5.3	〃

表 A-16 は、ケーソン壁各部のひび割れ限界や終局限界を示している。設計で適用された4辺固定版では、天端部分の水平方向の曲げモーメントは端部、中央部ともにひび割れ限界を大きく下回っており、ケーソン壁の被災を説明できない。しかし、3辺固定版ではひび割れ限界を上回り、終局限界に近くなっている。

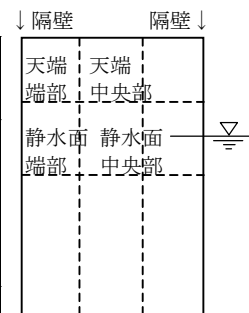
被災したケーソンは上部工が一部未施工であったため、越波水の打込波力によって蓋コンクリートが破壊され、中詰砂が流失した。また、ケーソン壁の天端部は補強されていなかった。このため、設計の前提条件ともいえる、蓋コンクリートや上部工によるケーソン壁天端の固定端としての拘束が消滅し、ケーソン壁は4辺固定版から3辺固定上辺自由版に移行した。

3辺固定版では、天端部分に発生する水平方向の曲げモーメントが4辺固定版より大きくなり、中央部で1.9倍、両端部で2.4倍に急増する。このため、天端部分において曲げモーメントが断面耐力を上回り、ケーソン壁は破壊されたものと考えられる。

なお、4辺固定版による計算では、静水面部で発生曲げモーメントがひび割れ限界をわずかに上回っている。これは、他の隔壁の前面でクラックが発生していることに対応している。

表 A-16 ケーソン壁各部の断面耐力

位置			断面耐力 (kNm)			発生曲げモーメント	
			設計値	ひび割れ	終局破壊	4辺固定	3辺固定
水平方向	天端部	端部	127.1	181.9	234.0	95.7	228.3
		中央部	79.1	179.2	145.8	45.5	88.3
	静水面部	端部	274.3	194.0	584.0	214.3	225.6
		中央部	150.0	183.2	275.7	105.8	111.4
鉛直方向	静水面部	端部	106.3	179.7	195.8	64.3	67.7
		中央部	74.7	178.2	137.8	47.6	34.4



(5) 復旧方法

ケーソン壁が損傷し、中詰砂が流失した隔壁には、水中コンクリートが注入された。その後、上部工は計画どおりに打設されている。

A-2.5 十勝港の被災(2) - 海底地盤の変動 -

(1) 概要

被災した南防波堤は、海底勾配 1/100 の海域に築造された混成堤で、外港防波堤である(前掲の写真 A-5)。1972 年1~2月にかけて、低気圧にともなう高波浪の作用を受け、写真 A-7 に示すように、隅角部周辺でケーソン本体(被災①)、上部工やパラペット(被災②)が破壊された(武山ら, 1975)。防波堤の前面に堆積した土砂によって高マウンド状態となり、衝撃波力が発生しケーソンが破壊されたものである。なお、この防波堤は被災当時、延長 771mが完成していた。



写真 A-7 十勝港南防波堤全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤およびケーソンの構造

図 A-8 に、南防波堤の被災部付近の平面図と縦断面図を示す。南防波堤は緩い弓状の砂浜から突き出た岩礁を基点に、砂浜にほぼ平行に建設され、3ヶ所の隅角部を経て沖へ延伸されている。最も岸側の隅角部には白灯台が設置され、被災①部はその沖側、被災②部はその岸側に位置している。

図 A-9 に、本体が破壊されたケーソン(被災①部)の断面図を示す。海底地盤を床掘りし、水深-7mの捨石マウンド上にケーソンが設置されている混成堤である。完成時の根固水深設置水深比 d/h は 0.73 で低いマウンドである。

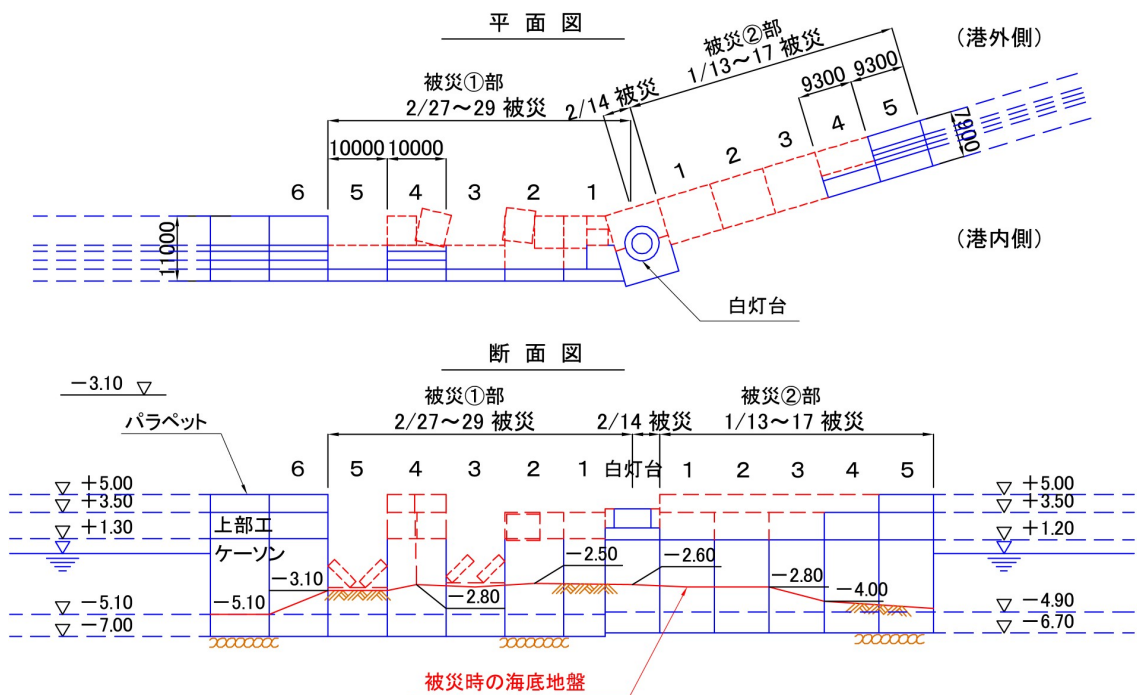


図 A-8 防波堤の構造と被災状況

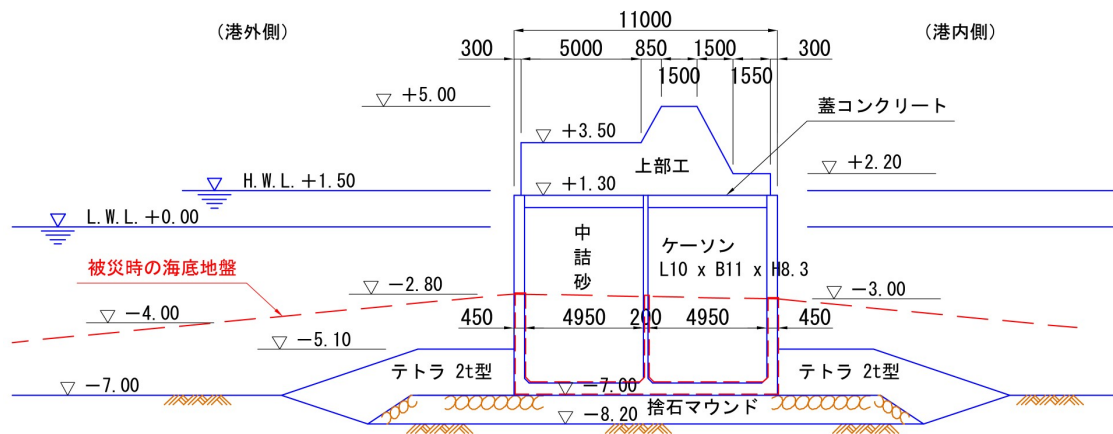


図 A-9 被災ケーソンの断面図(被災①部)

被災したケーソンは、幅 11m、長さ 10m、高さ 8.3m で質量 450t 級の小型ケーソンである。前壁の厚さは 45cm、隔壁は 20cm で、法線方向、直角方向にそれぞれ隔室が 2 室あり、損壊部の隔壁スパンは 4.8m である。

被災②部のケーソンは、白灯台の岸側に設置されている直立堤である。捨石マウンド天端は -6.7m で、完成時の根固水深設置水深比 d/h は 0.60 と低いマウンドである。ケーソンは幅

7.9m, 長さ 9.3m, 高さ 7.9m, 質量 300t級であり, 被災①部のケーソンより小型のものである。前壁の厚さは 45cm, 隔壁は 20cm で, 法線方向, 直角方向にそれぞれ隔壁が2室あり, 損壊部の隔壁スパンは 4.4mである。

ケーソンの安定性や前壁の構造部材は, 広井の波圧式を外力として設計されている。ケーソン壁の部材設計の詳細は不明である。

b) 自然条件

表 A-17 は, 被災した防波堤の設計条件と被災時の波浪を示している。なお, 1月 13~17日の高波浪では被災②部のケーソン4函の上部工が, 2月 14, 15 日には白灯台部の上部工が, 2月 27~29 日には被災①部のケーソン5函が破壊されている。写真 A-8 は, 1月 17日に南防波堤に衝突する波浪状況である。被災①部に激しいしぶきが上がっている。

設計波向き ESE は, 被災①部で入射角 15deg, 被災②部で0deg に相当する。来襲した3回の波浪の最大波高はほとんど同じであるが, 1月 13~17日の波浪は被災②部に, 2月 27~29日は被災①部のケーソンに厳しい波向きであった。

なお, 2月の波高記録は釧路港の観測データである。ウィルソン法による波浪推算結果や設計波高から, 両港の波高はほぼ同等とみなせるため, 換算はしていない。

表 A-17 自然条件

	設計条件	被災時期, 被災位置			備考
		1/13-17	2/14, 15	2/27~29	
		被災②部	白灯台部	被災①部	
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	① 3.8 ② 3.7	6.1	5.5	4.8	観測地点 水深 13m
最大波高 H_{max} (m)	① 6.5 ② 6.3	7.3	7.8	7.8	
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	10.0	14.9	13.1	13.2	
入射角 β (deg)	波向:ESE	波向:ESE ② 0.0	波向:SSE ① 0.0	波向:SSE ① 0.0	補正值
設置水深 h (m)	① -7.0 ② -6.7	① -7.0 ② -6.7	① -7.0 ② -6.7	① -7.0 ② -6.7	
潮位 t (m)	H.W.L.+1.50	最大+1.32	最大+1.78	最大+1.89	
海底勾配 θ (-)	1/100	1/100	1/100	1/100	堆砂後 1/10

十勝港の南側では広尾川が太平洋に流入している。ここから排出されている土砂は十勝港に流入し, 被災位置に堆積したり離散したりしていた。ケーソン据付時には-6~7mであった海底地盤が, 防波堤が被災した 1972 年1月には-3mまで土砂の堆積が進んでいた(前掲の図 A-9)。海底勾配も 1/10 と, 急勾配になっていた。



写真 A-8 被災時の波浪状況

(3) 被災状況

表 A-18 は、防波堤の被災状況を示している。被災①部は、2月 27～29 日にケーソン2函が全壊し、3函が半壊している。この3函も大きな損傷を受けていたため、後続の波浪によって崩壊が進み、4月に行われた調査では全壊していた。

写真 A-9 は、2月 29 日以後に撮影した被災状況を示している。被災①部ではケーソンが完全に破壊され、被災②部では上部工が消失している。

表 A-18 ケーソンの被災状況

被災期日	被災位置	被災状況
1月 13～17 日	被災②部	延長 40.4m(ケーソン4函分)の上部工が破壊・消失。
2月 14, 15 日	灯台基部	延長 6.6mの上部工が破壊・消失。
2月 27～29 日	被災①部	延長 54.6m(ケーソン6函分)の上部工が破壊・消失 ケーソン(3, 5号函)が全壊, 1, 2, 4号函が半壊, 半壊した3函は後に崩壊。

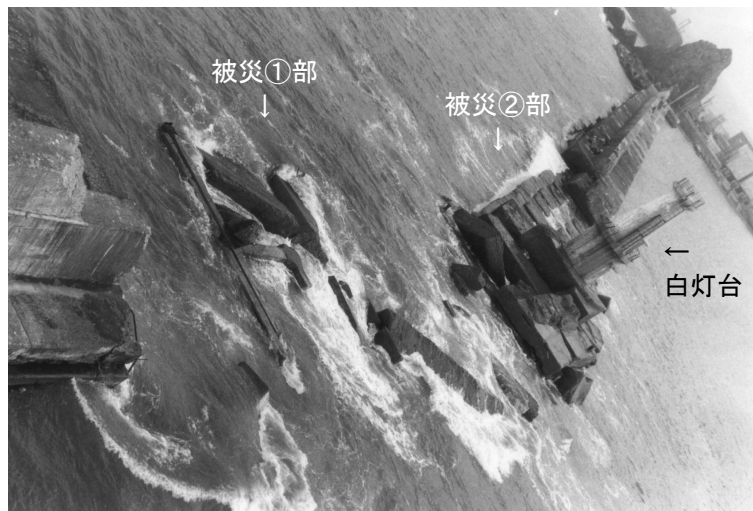


写真 A-9 ケーソンの被災状況

(4) 被災原因の考察

被災した南防波堤には、被災当時3ヶ所の隅角部があった。防波堤の施工が進み、沖へ延伸するにしたがって、被災した隅角部周辺では反射波と進行波が合成された高波が観察されていた。

十勝港南側では広尾川から供給された土砂が、南防波堤隅角部の前面に堆積していた(前掲の図 A-9)。ケーソン設置時には水深6~7mであったが、被災時にはケーソン前面で水深2~4mまで浅くなっていた。また、海底勾配は1/10と急勾配となっていた。

ケーソンや上部工が被災を受けているのは、前面が堆積土砂により浅くなっている区域に限られている(前掲の図 A-8)。すなわち、この堆砂によって、高マウンド状態あるいは急な海底勾配による衝撃波力がケーソンに作用し、ケーソンが破壊された(谷本ら, 1975)ことが分かる。なお、背面にも土砂が堆積していたため、これが抵抗力として働きケーソンの滑動は起こらなかった。2月14日の被災が小さいのは、高波浪の継続時間が短かったためと考えられる。

広井式を適用して波圧を算定しているため、設計波圧は有義波に対して $1.5 \rho_w gH$ となる。被災時のケーソン前面の堆積土砂を考慮して、急な海底勾配上の高マウンドとみなした場合、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)から、作用波圧は最大波に対して $1.6 \rho_w gH$ 程度と推定される。急勾配上に設置された直立壁とみなした場合では、それを上回る $3 \sim 4 \rho_w gH$ の強い衝撃波力が作用していた可能性もある(Mitsuyasu, 1962)。いずれにしても設計波圧より強い衝撃波圧が作用していたことが分かる。

表 A-19 は、被災①部のケーソンの滑動限界波高とケーソン壁のひび割れ限界波高を有義波高で示している。滑動安定性は、堆積土砂に埋没している部分の波圧を無視して検討している。来襲した波浪の有義波高は4.8mであり、ケーソン壁のひび割れ限界波高をはるかに

上回り、終局限界波高に近い。これは、ケーソンの激しい被災を再現している。ケーソンの滑動では、来襲波浪は限界波高をわずかに上回っている。しかし、背面に堆積した土砂の滑動抵抗や、ケーソン、上部工が先に破損したために波力が低減したことによって、安定性が確保されていたものと考えられる。

表 A-19 防波堤各部の耐波限界波高(被災①部)

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧:高橋ら(1992)	4.7	被災時最高潮位+1.89
ケーソン壁 (天端部)	ひび割れ	〃	3.5	3辺固定上辺自由版
	終局破壊	〃	5.0	〃

表 A-20, 表 A-21 は、被災①, ②部のケーソン壁各部のひび割れや終局限界を示している。被災①部のケーソンでは、静水面部や天端部分では端部の水平方向の曲げモーメントが、ひび割れ限界をはるかに超えている。終局限界を上回るほどの大きな曲げモーメントが発生している。高マウンド状態や前面の海底が急勾配となった影響を受けて、強大な衝撃波力が作用したものと思われる。

被災②部のケーソンは隔壁スパンが小さいため、ケーソン壁は被災せず、上部工のみの被災に留まったものと考えられる。ケーソン壁に発生した曲げモーメントは、許容応力度による設計耐力を超えているが、ひび割れ限界には達していない。

表 A-20 ケーソン壁各部の断面耐力(被災①部)

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	135.5	148.8	246.2	253.8
		中央部	69.8	145.3	128.2	98.3
	静水面部	端部	135.5	148.8	246.2	248.6
		中央部	69.8	145.3	128.2	120.4
鉛直方向	静水面部	端部	43.0	143.5	78.8	74.6
		中央部	43.0	143.5	78.8	39.0

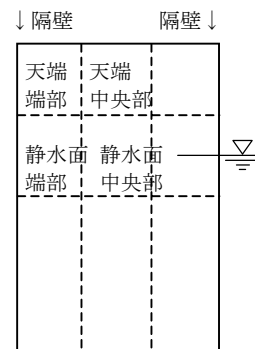


表 A-21 ケーソン壁各部の断面耐力(被災②部)

位置			断面耐力 (kNm)			発生曲げ モーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	112.0	147.5	204.7	136.6
		中央部	45.2	144.0	83.0	
	静水面部	端部	112.0	147.5	204.7	133.9
		中央部	69.8	145.3	128.2	
鉛直方向	静水面部	端部	43.0	143.5	78.8	40.2
		中央部	43.0	143.5	78.8	20.8



(5) 復旧方法

復旧工法として、次の3案が提案された。

- ① 新規にケーソンを据付ける。
- ② 破損したケーソンを消波ブロックで被覆する。
- ③ 破損したケーソンにコンクリートを注入する。

このうち②案は、堆積土砂が洗掘された場合に消波ブロックが沈下すること、透過波浪に対して残骸のケーソン壁1枚では耐久性に問題があることから、採用されなかった。③案は、十勝港では静穏日が少なく型枠の設置が困難であること、ケーソン内の土砂にコンクリートを注入しても十分な強度が得られないことから破棄された。

最も確実な施工が可能な①案が採択された。ただし、被災ケーソンを撤去すると、一時的ではあるが港内静穏度が低下すること、撤去部に速い流れが生じ施工が困難となることが懸念された。よって、被災ケーソンをそのまま残し、背面に新規ケーソンを据付けることとなった。

ケーソン幅は、期待滑動量式(伊藤ら, 1966)によって検討を行い、11mとしている。滑動限界波高が砕波波高を超えており、滑動安定性は確保されている。なお、南防波堤は消波ブロックで被覆されることとなり、隅角部の波高増大による耐波安定性は改善された。

A-3 水深の急変による被災事例

A-3.1 南之浜港の被災 —急な海底勾配—

(1) 概要

南之浜港は鹿児島県の離島、トカラ列島の平島に建設された、小規模な地方港湾である(写真 A-10)。被災した防波堤は建設途中で、計画総延長約 370mのうち、隅角部より先端の 80mを残して完成していた。1991年9月に台風9119号にともなう高波浪の作用を受けて、ケーソン3函が破壊された。これは、急な海底勾配に起因する衝撃砕波力の作用によるものである。



写真 A-10 南之浜港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

被災当時、防波堤は海岸線からまっすぐ沖へ突き出した突堤状のケーソン堤であった(図 A-10)。被災したケーソンは暫定的に堤頭函となっていた。建設計画では港内静穏度の確保のため、堤頭部から45度東へ屈折し、残り80mを延長する予定であった。このため、完成時には隣接するケーソンに接し、本来波浪の作用を受けることのないケーソン側壁が、外海にさらされていた。

建設地点の前面は海底勾配 1/10 と急勾配の岩礁である。被災位置では、水深 10mの海底面を厚さ1~3mで床堀し、地盤レベル-11mを床付け面としている。捨石マウンドは厚さ1mで、洗掘防止対策として、周囲を根固方塊と水中コンクリートで埋め戻している。設計有義波高が 10.7mと大きいことから、ケーソンは幅 29mにおよぶ大型断面である(図 A-11)。

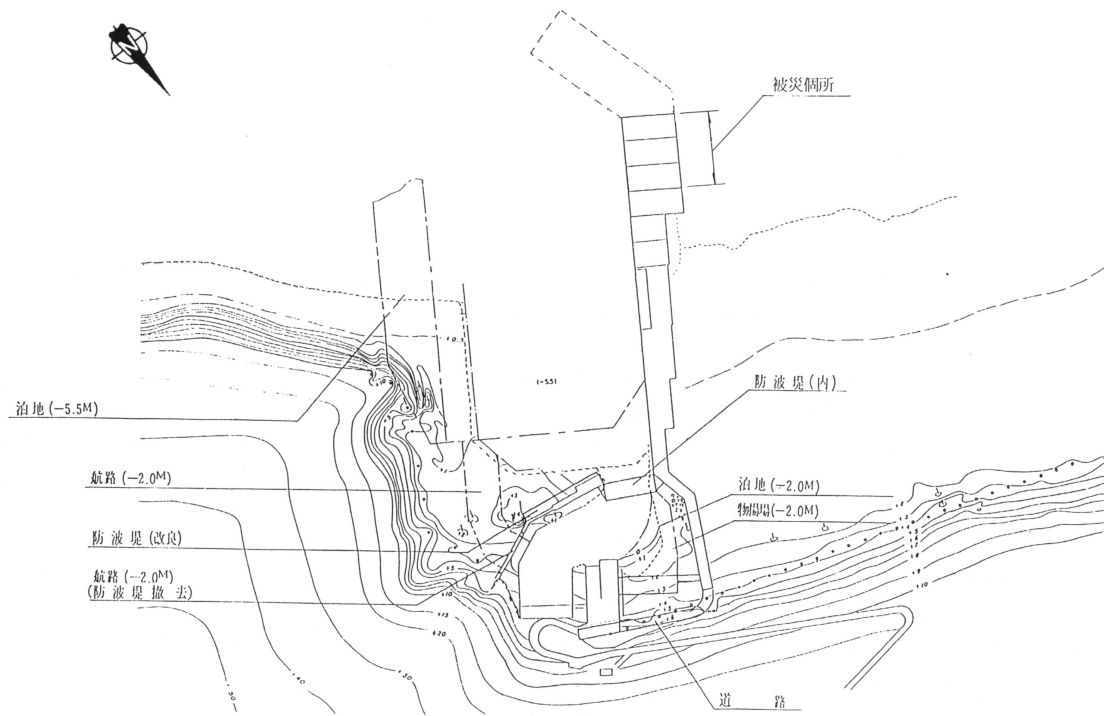


図 A-10 被災防波堤の平面図

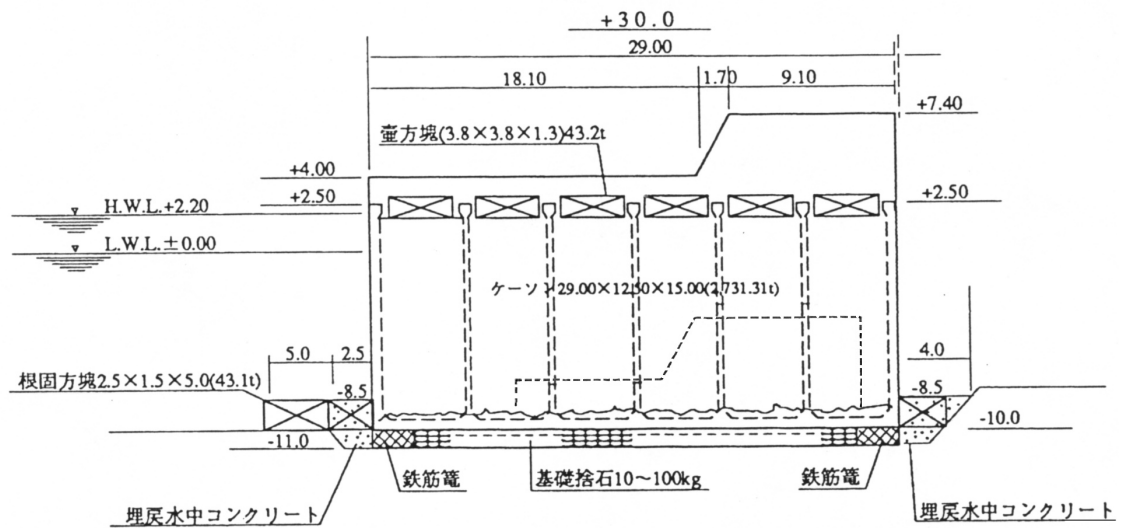


図 A-11 被災ケーソンの断面図

b) 自然条件

大型で非常に強い台風 9119 号は、1991 年 9 月 27 日未明に南之浜港を有する薩南諸島の西約 200km を通過し、九州北部に上陸した。この台風の影響を受けて全国的に高波浪が来襲し、東シナ海の南西諸島付近では有義波高 4～10m を記録した。伊王島では有義波高 10.37m を記録した。

スペクトル法による推算波高によれば、南之浜港の防波堤に来襲した波浪は、奄美大島名瀬沖において波向き西南西、沖波波高 9.9m、沖波周期 13.4s であった(表 A-22)。これは、設計沖波波高 15.00m、設計有義波高 10.70m 下回るが、高波浪が来襲したことは確かである。なお、平島の南東約 30km の悪石島やすら浜港では、設計有義波高 7.7m、設計周期 13.3s に対して、有義波高 9.0m、最大波高 13.0m、周期 14.0s を記録している。

写真 A-11 は被災時の波浪状況である。高波浪が巻き波で砕波しながらケーソンに衝突している。打ち上げられる激しいしぶきから、衝撃波力がケーソン堤に作用しているものと推定できる。また、波浪は突堤の堤頭ケーソンの側壁に、ほぼ直角入射で作用している。

表 A-22 自然条件

			設計条件	被災時	備考
沖波波高	H_0	(m)	15.0	9.9	ウィルソン法推算値
有義波高	$H_{1/3}$	(m)	10.7	6.8	
最大波高	H_{max}	(m)	15.0	11.4	設計波 \equiv 砕波波高
有義波周期	$T_{1/3}$	(s)	14.6	13.4	
入射角	β	(deg)	57.0	側壁側 3.0	補正值
設置水深	h	(m)	-10.0	-10.0	
潮位	t	(m)	H.W.L.+2.20	-	
海底勾配	θ	(-)	1/10	1/10	



写真 A-11 被災時の波浪の状況

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは、幅 29m、長さ 15m、高さ 12.5m で質量 2,700t 級のケーソンである。前壁、隔壁の厚さはそれぞれ 50、20cm で、隔壁スパンは 4.85m である。ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、合田の波圧式を適用して設計されている。ケーソン壁の部材設計は、港湾設計基準に従って計算されているものと考えられる。

(3) 被災状況

暫定的に堤頭部となった3函、延長 45m が被災した(写真 A-12)。沖側(写真左側)に位置していた堤頭部の5、6号函が完全に破壊され消失した。ケーソンは底版を残して破壊された。RC 壁のコンクリートや鉄筋が散乱、消失し、厚さ 4.9m の上部工コンクリートが底版上に落下していた(前掲の図 A-11)。また、4号函も港外側半分を残して破壊された(写真 A-13)。

(4) 被災原因の考察

今回の被災の直接的な原因は、前面の海底地盤が急勾配であったため、設計条件を上回る衝撃波力がケーソンに作用したことである。さらに、防波堤完成時には波力が作用しない暫定断面が高波浪を受けたことである。

表 A-23 は、ケーソン各部位の耐波限界波高を示している。設計上、被災したケーソンの前壁には、入射角 72 度と沿い波に近い入射波が作用するものと想定されていた。合田式では入射角が大きいと、 $\cos \beta$ による波圧低減効果が大きくなる。設計での $\cos \beta$ は 0.54 と小さい。前壁に対するケーソンの滑動安全率は、設計条件が砕波限界に近いと、1.0 を下回ることはなく、安定した構造である。

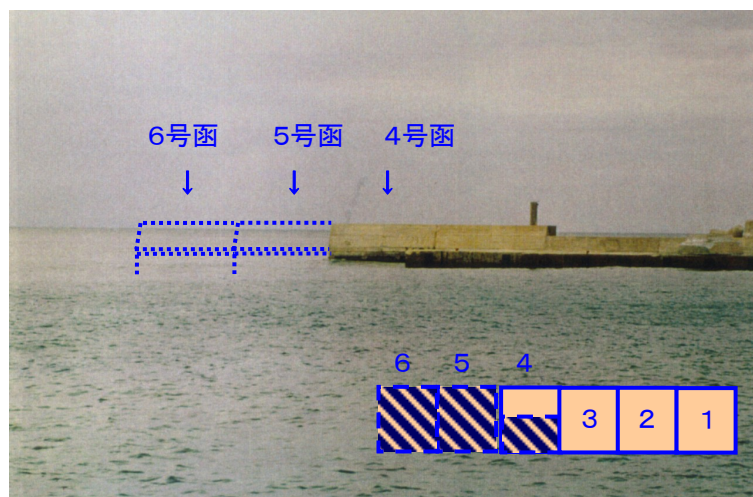


写真 A-12 ケーソンの被災状況



写真 A-13 ケースンの被災状況(4号函)

表 A-23 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高 (m)	備考
ケースン本体	滑動(前面壁)	波圧:合田式	10.7以上	原設計が碎波限界
	滑動(棲壁)	波圧: $2.5 \rho_w g H$	2.2	
	転倒(棲壁)	波圧: $2.5 \rho_w g H$	3.7	
ケースン壁 (静水面部)	ひび割れ	波圧: $2.5 \rho_w g H$	2.2	
	終局破壊	波圧: $2.5 \rho_w g H$	6.5	

一方被災時には、すべてのケースンが据付けられておらず、設計時には想定していない堤頭函の側壁に波浪が作用した。側壁は、完成時には7号函によって外海から遮蔽されることになっていた。さらに、前面の海底地盤は海底勾配 1/10 と急な勾配であったため、 $2.5 \rho_w g H$ 以上の衝撃波圧がケースンに作用した(高橋ら, 1999)。波向きも側壁に対してほぼ直角に入射していることが確認されている(前掲の**写真 A-11**)。

また、ケースンが法線方向に 15m と長さが小さい形状であるため、側壁側から波力を受けると滑動や転倒の安定性が極端に低下する。滑動、転倒に対する耐波限界波高は、それぞれ 2.2, 3.7m と、被災時の波高 6.8m を大きく下回る。ひび割れ限界も 2.2m と衝撃波力に弱い構造であった。

台風の接近にともなう波高の増大とともに、6号函が滑動、ロッキングを始める。背面には5号函が据付けられており、ケースン同士が繰り返して衝突するようになる。このとき、ケースンにクラックが発生し、構造上の弱点が形成された可能性もある。さらに波高が高くなると、鉄筋コンクリート部材の耐波限界も超えることになり、ケースンが破壊される。これが繰り返されて、5, 4

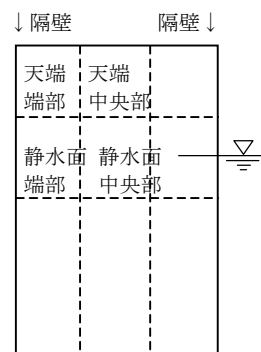
号函の破壊におよんだものと考えられる。

表 A-24 は、ケーソン壁各部の鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している。配筋が不明であったため、港湾設計基準に準じて許容応力度法で配筋設計を行い、RC断面を想定した。ケーソン壁の天端部分には、ハチマキと呼ばれる壁厚の増強が施してあるため、ケーソン壁を4辺固定版としてモデル化している。表には併せて、4辺固定版に被災時の波圧 273kN/m² を等分布に載荷した場合の発生曲げモーメントも示している。大半の部材で、発生曲げモーメントがひび割れ限界を大きく超える値を示している。また、水平方向のケーソン壁端部では、終局限界をも上回っている。

ロッキングによる背面のケーソンとの衝突など、衝撃波力の作用以外の影響も無視できない。しかし、ケーソンが完全に破壊された最大の原因は、耐波限界を超える衝撃波力が繰り返し作用したことと考えられる。

表 A-24 ケーソン壁各部の断面耐力

位置			断面耐力 (kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	167.0	185.3	340.0	358.3
		中央部	71.0	179.2	145.8	109.2
	静水面部	端部	260.0	191.4	516.6	535.8
		中央部	134.7	183.2	275.7	267.9
鉛直方向	天端部	端部	95.8	179.8	196.5	107.5
		中央部	189.2	184.7	381.5	363.8
	静水面部	端部	95.8	179.8	196.5	161.0
		中央部	67.4	178.3	138.3	103.5



(5) 復旧方法

全壊したケーソン2函と半壊した1函は、同形状のケーソンを再度製作し、原型復旧としている。防波堤が完成すれば、今回のような被災は発生しないため、特に新たな対策は講じられていない。

(被災状況写真)



(写真) 被災時の波浪状況

(説明)

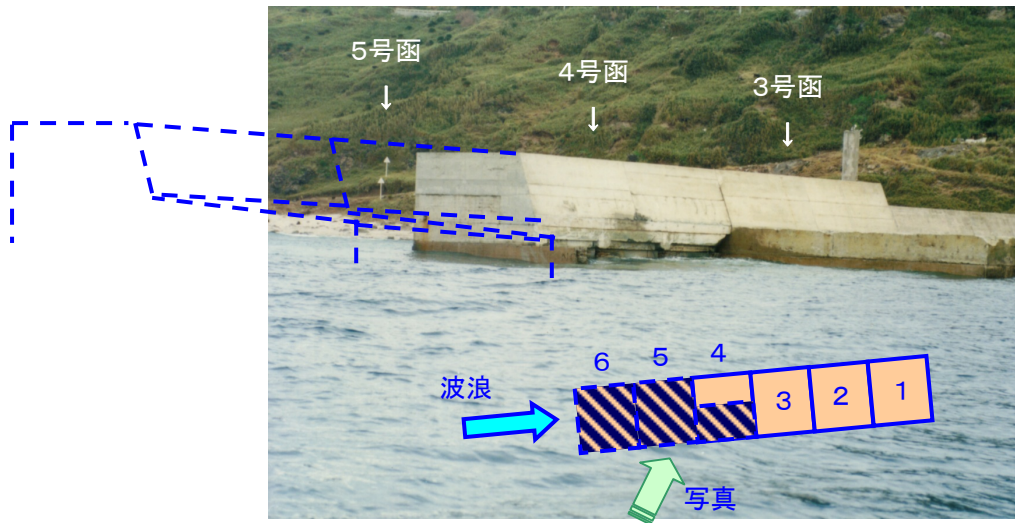
波浪が突堤の堤頭ケーソンの側壁に、ほぼ直角入射で作用している。



(写真) ケーソンの被災状況全景

(説明)

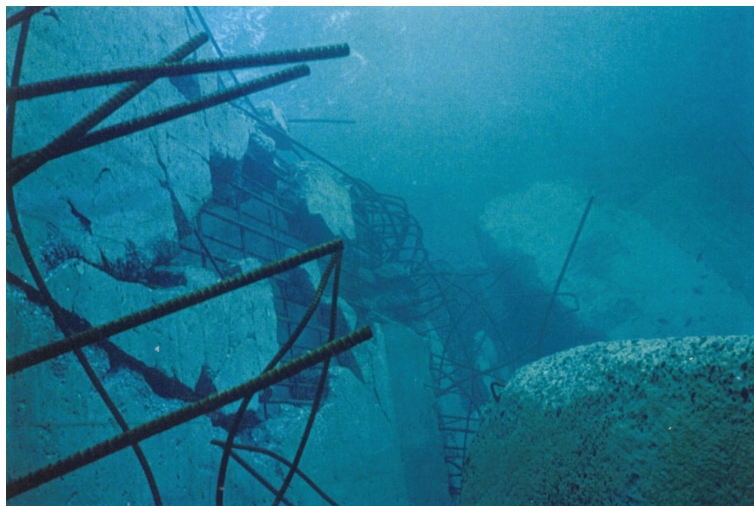
堤頭部のケーソン2函(4号函の右側)が全壊, 4号函は向こう側半分が破損した.



(写真) ケーソンの被災状況

(説明)

暫定堤頭部のケーソン2函が全壊, 4号函は手前半分が破損した.



(写真) ケーソンの被災状況

(説明)

堤頭部のケーソン2函が全壊した. 鉄筋コンクリートの残骸が海中に散乱している.

A-3.2 増毛港の被災 —急な海底勾配—

(1) 概要

増毛港は北海道の日本海沿岸に整備されている地方港湾で、1939 年以降は国費で外郭施設等の整備が進められている(写真 A-14)。北防波堤は外港防波堤で、1974 年以降延伸工事が進められ、1977 年には総延長 400m の防波堤が完成していた。施工期間中にも被災を繰り返し、1977 年には急な海底勾配による衝撃波力の作用を受けて、ケーソン壁が損壊した。

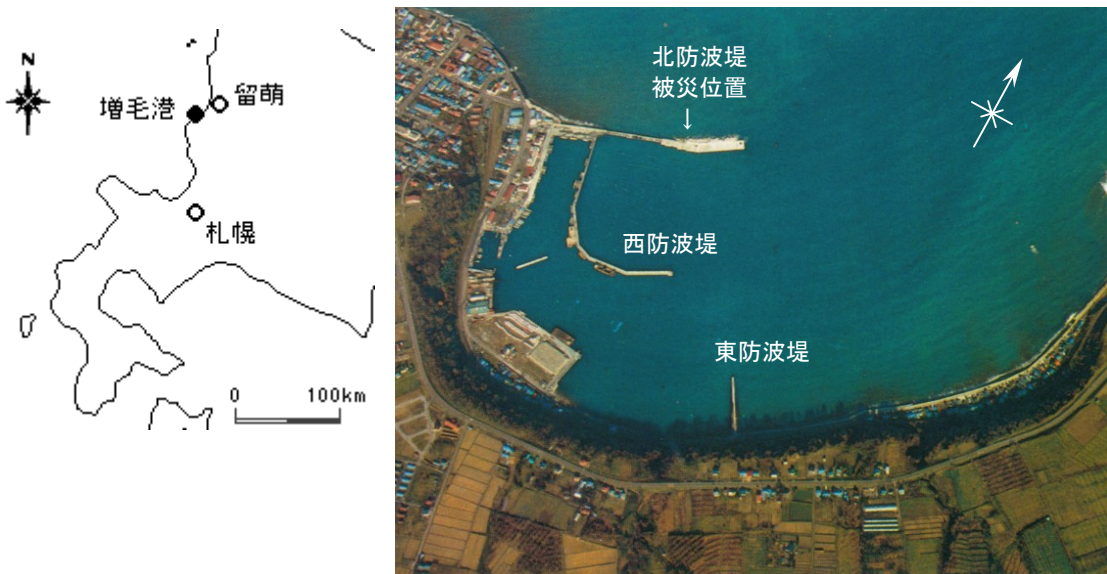


写真 A-14 増毛港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

港湾の沖合は海底勾配が 1/100 程度の緩い傾斜である。ただし、北防波堤は湾口部にある浅い岩礁上に位置し、周辺の水深は急激に変化している(図 A-12)。このため、1号函と8号函では設計水深が 6.5~10m と大きく異なっている。平均的には海底勾配が 1/20 であり、特に 5~8号函の前面では 1/10 を上回る急な水深変化となっている。

この防波堤は、当初混成堤として計画され建設が進められていた。しかし、強い低気圧にともなう高波浪によって施工中にも多くの被災を受け、構造変更や補強工事を行っている。ケーソン壁の被災当時は防波堤の延伸工事が行われており、水深 5~10m の地点に幅 14.5~21.5m のケーソン 8 函が据付けられていた。

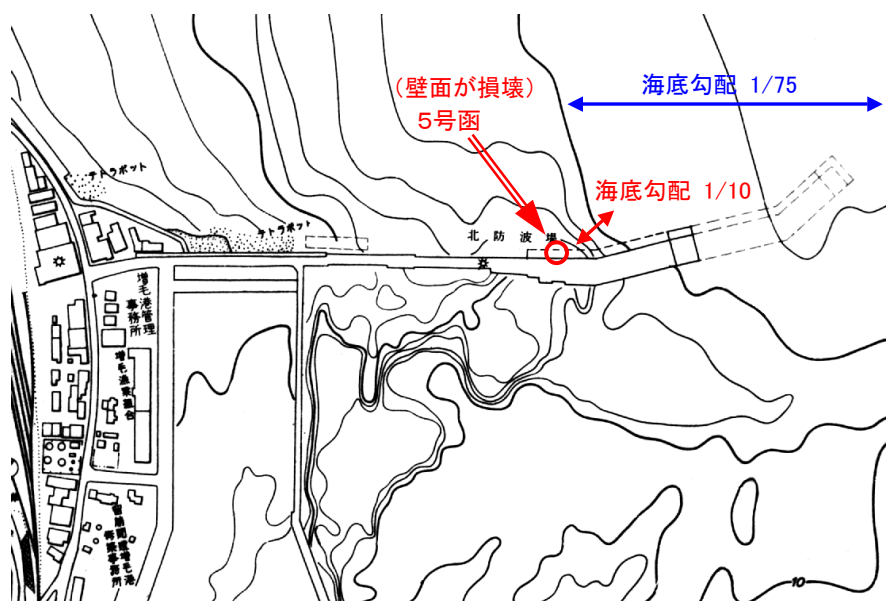


図 A-12 北防波堤付近の深浅図

b) 自然条件

低気圧の接近にともなう冬期風浪の影響を受けて、1977年4月23日から次第に波高が高くなり、同月24日まで激しい波浪が来襲していた。増毛港では最大波高8.0m、有義波高4.8mが記録されている。表 A-25 に設計条件と被災時の自然条件を示す。来襲した波浪は有義波高4.8m、最大波高8.0mで、設計波の有義波高6.9m、最大波高10.0mを下回っていた。

被災当日は高波浪が防波堤に衝突して、激しくしぶきが上がっている様子が見られた(写真 A-15)。ケーソンには衝撃的な波力が作用しているものと思われる。

表 A-25 自然条件

	設計条件	被災時	備考
沖波波高 H_0 (m)	8.3	-	
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	6.9	4.8	
最大波高 H_{max} (m)	10.0	8.0	
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	10.0	9.1	
波長 $L_{1/3}$ (m)	80.4	80.4	
入射角 β (deg)	0.0	0.0	補正值
設置水深 h (m)	-9.00	-9.00	
潮位 t (m)	H.W.L.+0.30	0.30	
海底勾配 θ (-)	-	1/10	

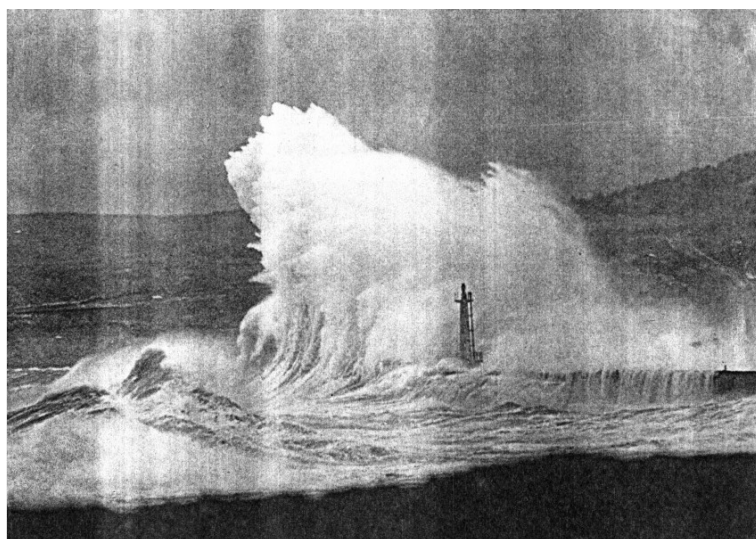


写真 A-15 被災時の波浪状況

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは、幅 18m、長さ 10m、高さ 6.5m で質量 600t 級の小型ケーソンである (図 A-13)。構造の詳細は不明であるが、設計検討の結果より、前壁、隔壁の厚さはそれぞれ 50、20cm で、法線方向に隔室 2 室、隔壁スパンは 4.75m と推定できる。ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、波圧の算定に広井式を適用して設計されている。この式は、砕波波圧が等分布荷重としてケーソン前面に作用するものとしており、波圧強度は $1.5p/\rho_w gH$ である。ただし、災害復旧計画資料によれば、重ねて被災を受けたため、模型実験などが実施され、設計条件や計算方法が見直されている。その結果、被災時には堤体重量が不足していたことが明らかにされている。

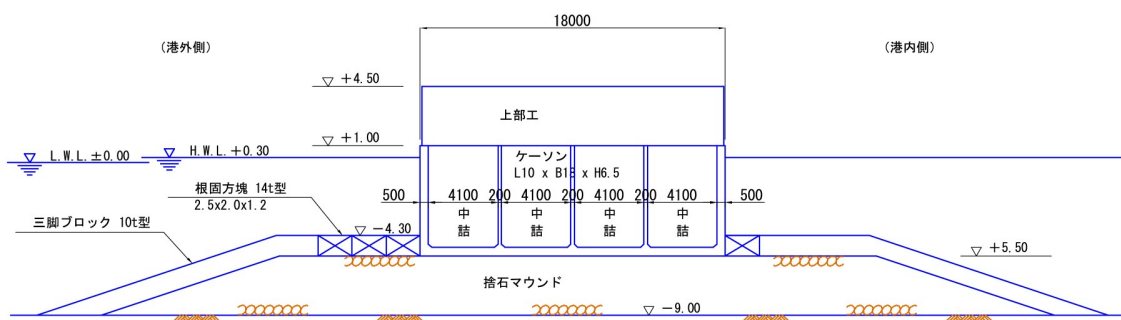


図 A-13 被災ケーソンの断面図

(3) 被災状況

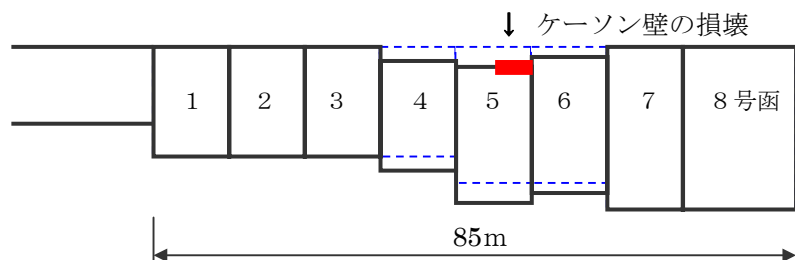
この防波堤は主として低気圧による激しい冬期風浪によって繰り返し被災を受けている。表 A-26 は、被災時期と各ケーソンの滑動量を示している。表中の横棒は防波堤建設工事の進捗状況を示している。被災の多くはケーソンの滑動災害であるが、ケーソン壁の損壊も発生している。表中の太字(赤字)は 50cm 以上ケーソンが滑動したことを示している。島状・突堤状防波堤の滑動災害に特有の蛇行性災害の様相を呈しており、防波堤の延伸にしたがって被災位置が移動している。

5号函のケーソン壁は、堤体長のちょうど半分が損壊し、大きな穴が明いている。ケーソンの隔室は法線方向に2室であるため、前壁の隔壁1スパン分が破壊されたことになる。

なお、表中の波高観測値は、北東約 15km に位置する留萌港の水深 24m地点の記録である。浅水変形を考慮して換算すると、増毛港での波高がやや高い値を示すが大差はない。

表 A-26 据付進捗状況とケーソンの滑動量

被災時期	最大波高 H _{max} (m)	有義波高 H _{1/3} (m)	周期 T(s)	ケーソン(滑動量累計:cm)								
				No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	
1974/10				[斜線]								
				本體工								
/10	8.2	5.9	10.0	2	20	9	1					
/10	9.0	6.8	12.0	6	82	28	1					
/11	5.5	3.1	9.0	10	295	54	3					
/12				[斜線]								
				前面に方塊仮積み								
1975/ 1	7.2	4.3	8.8	12	292	158	9					
/ 1	7.2	3.9	8.4	12	296	227	9					
/ 4				[斜線]				完成	本體工			
				堤体拡幅								
/11	7.5	4.3	9.2				55	77	11			
/12	7.5	4.9	10.5				157	221	23			
1976/ 5				[斜線]				完成				
/11	7.8	5.7	10.1				164	250	99	0	0	
1977/ 4	8.0	4.8	9.1				164	263	122	0	0	
				ケーソン壁破損								



(4) 被災原因の考察

復旧計画資料によれば、被災当時も衝撃砕波力の作用が被災原因であるものと考えられていた。突堤状防波堤の回折波の効果による波高増大や、マウンドが高いために衝撃砕波力が発生するものと考えられていた。被災範囲は堤頭から半波長分(約40m)岸側の周辺にあたり、回折波によって波高が増大する(森平ら, 1965)位置である。しかし、ケーソン壁が損壊した5号函については、根固水深設置水深比 d/h が0.6以上あり、高マウンドによる衝撃波力の作用は考えにくい。

被災した防波堤の前面は水深が急変しており、海底勾配は1/10より急な海域もある。水深の急変部では、波のエネルギーが集中し、強い衝撃波力を発生する(港湾設計基準, 1999)。単純には比較できないが、海底勾配が1/10の場合、波圧合力が合田式の2.0~3.6倍と、強い衝撃波力が実験により計測されている(竹田ら, 1995; 上久保ら, 2000)。

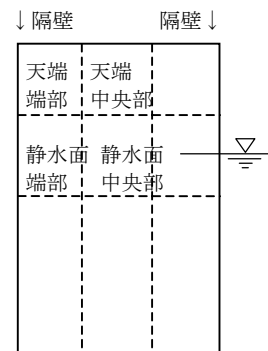
また、設計波は砕波限界を超えているため最大波高が頭打ちとなるが、海底地盤が急勾配であれば砕波限界が上昇し、防波堤に達する波は波高が高くなる。こういった要因により、ケーソンに作用する波圧が広井式の算定値を上回っていたものと考えられる。

ケーソンの詳細構造が不明なため、設計波から簡単な設計計算を行い、ケーソン壁の損傷について検討を加えた。このとき最大波圧は、原設計で 104kN/m^2 、被災時で 175kN/m^2 である。

表 A-27 は、ケーソン壁の水平方向についての鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している。配筋が不明であったため、許容応力度法で配筋設計を行った。表には、被災時の波圧を等分布に載荷して算定した発生曲げモーメントも併せて示している。

表 A-27 ケーソン壁各部の断面耐力

位置			断面耐力 (kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	228.0	189.3	457.3	255.1
		中央部	101.0	181.1	207.4	99.4
	静水面部	端部	228.0	189.3	457.3	254.4
		中央部	101.0	181.1	207.4	122.8
鉛直方向	静水面部	端部	67.9	178.4	139.3	76.3
		中央部	43.9	177.2	89.9	43.0



ケーソン壁端部では、発生した曲げモーメントがひび割れ限界を上回っている。一旦ケーソン壁にクラックが発生すると、繰り返しの衝撃波力の作用によって、クラック部分のコンクリートが剥離する。この結果、中詰材の流失や部材強度の低下が起こる。終局限界には達していないが、被災ケーソンが被災する以前にも同等の高波浪を受けていることから、ケーソン壁の

損傷が進行したものと考えられる。なお、クラックが生じた RC 部材は急激に破壊が進行し、コンクリートが容易に剥離することは、実験でも確認されている(高橋ら, 1999)。

なお、ケーソン壁中央部では、設計上の制約からひび割れ耐力に余裕があるため、曲げモーメントはひび割れ限界に達していない。ここでの被災では、ケーソン壁の中央部に穴が明く被災形式ではなく、両端部からケーソン壁全体が損壊する被災形式を示している。上述の検討結果はこれを再現しているものと言える。

表 A-28 は、防波堤各部位の耐波限界波高を示している。回折波による波高増大を考慮すれば、被災時の有義波高 4.8m でケーソンの滑動が説明できる。また、被災時の波高はケーソン壁のひび割れ限界を超えており、滑動と同時期にひび割れが発生したものと考えられる。なお、ケーソンの滑動による衝撃吸収効果はなく(高橋ら, 1998)、2つの現象は独立して起こっている。また、終局限界には達しておらず、激しい被災に至っていないことを示している。

表 A-28 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高 (m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧式: 広井式	—	碎波限界のため未達
	〃	波圧式: 高橋式	5.0	
ケーソン壁	ひび割れ	波圧式: 高橋式	3.4	
(静水面部)	終局破壊	波圧式: 高橋式	6.8	

(5) 復旧方法

ケーソンの復旧工法として次の3工法が提案され、最も施工性、経済性に優れた③案が採用された。

- ① 破損部の上部工、蓋コンクリートを撤去し、隔室内をコンクリートで充填する。
- ② ケーソンを場所打ちコンクリートで前面側に 1.5m 拡幅し、隔室には割り石を充填する。
- ③ 破損部の上部工の数ヶ所に直径 30cm のボーリングを行い、ポンプ車で水中コンクリートを注入する。

防波堤全体としては、ケーソンの消波ブロック被覆工が採用された。これは、衝撃波力の発生を防止し、堤頭部の波力増大を解消することによって、堤体の安定性を改善することを目的としている。4～6号函部は 40t 型、7号函部以降には 50t 型の消波ブロックが設置された。

A-3.3 新宮港の被災 —急な海底勾配, 高マウンド—

(1) 概要

新宮港は和歌山県に整備されている地方港湾で, 1971~79 年に基本施設の整備が進められた(写真 A-16). 被災した北防波堤は, 熊野灘に面した中央に隅角部をもつ計画延長 761mの外港防波堤である.

この防波堤は, 1974 年と 1982 年にケーソン壁が被災している. いずれの被災もケーソンが水深急変部に位置し, 衝撃波力の作用を受けやすい条件であった. さらに, 大型の根固ブロックが高いマウンドとして衝撃砕波を誘発しやすい防波堤構造であった.

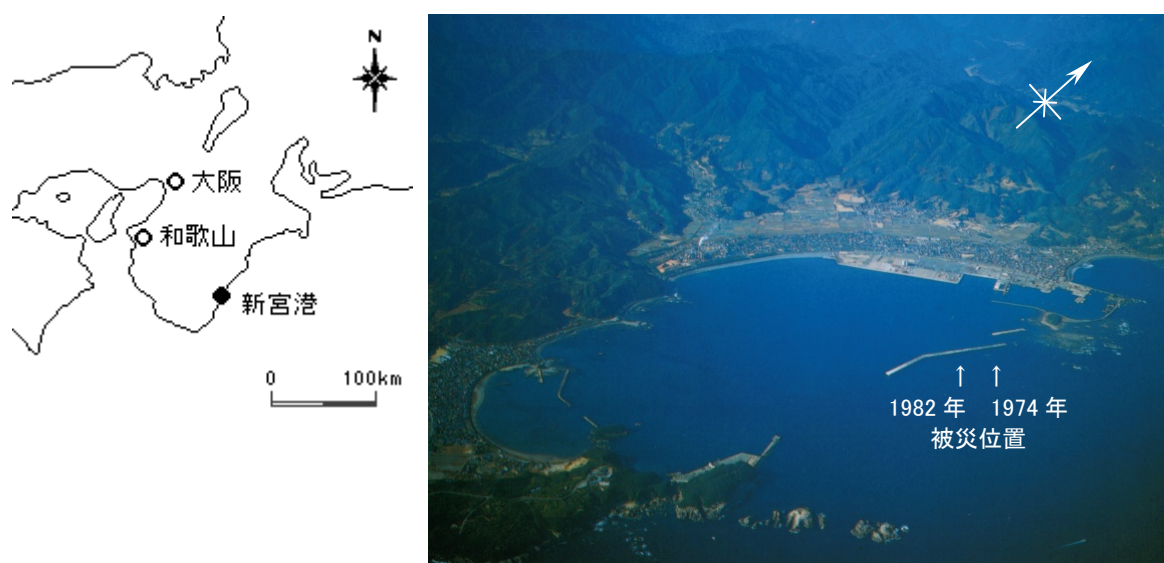


写真 A-16 新宮港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

北防波堤は湾口部北側にある浅い岩礁上から湾中央へ向けて築造されている外港防波堤である(図 A-14). 湾の中央から沖合にかけては海底勾配が 1/150 程度の緩い傾斜の砂地盤が続いている. ただし, 被災したケーソンはいずれも隅角部北側の浅い岩礁上にあり, 周辺は水深が急激に変化している. 1974 年の被災当時は, 防波堤の隅角部から先端側はケーソンが据付けられておらず, 延長 304mの島状防波堤であった. また, 1982 年の被災当時は, 防波堤は隅角部を含む延長 670mが完成していた.

図 A-15, 16 は 1974 年に被災した 4 号函と 1982 年に被災した 22 号函の断面図を示している. 4 号函は, 函底水深-6m, 設置水深-8m, 22 号函は, 函底水深-4m, 設置水深-10mである.

4号函, 22号函ともに水深に比べて根固ブロックが極端に大型で, 高マウンド状態となっている。特に, 4号函は根固水深設置水深比 d/h が0.37とマウンド高さが際立っている。

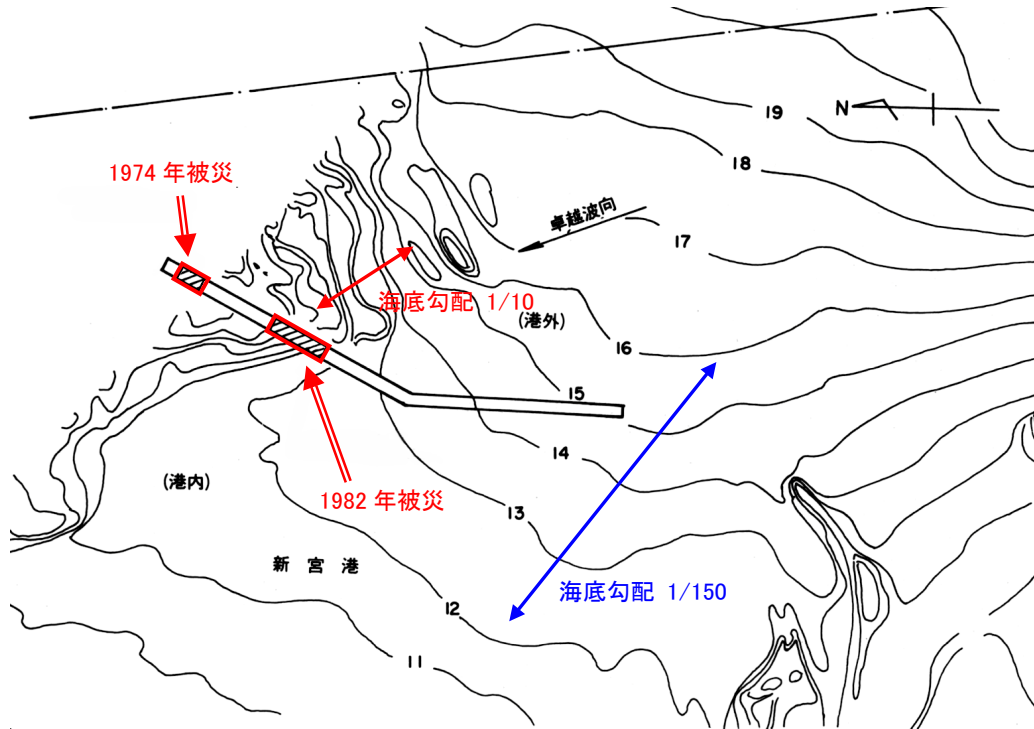


図 A-14 北防波堤付近の海底地形

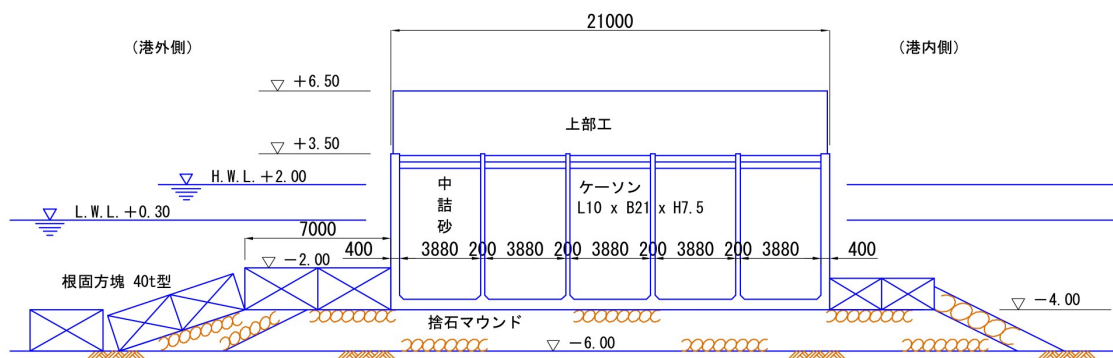


図 A-15 被災ケーソンの断面図(4号函, 1974年)

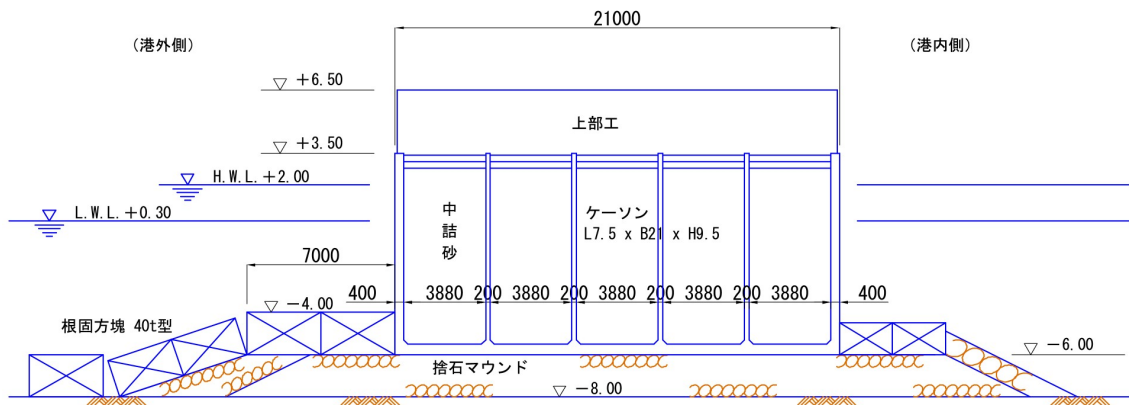


図 A-16 被災ケーソンの断面図(22号函, 1982年)

b) 自然条件

(設計波)

新宮港では1968年に既往の大型台風をモデルに波浪推算が行われ、設計波の決定における基礎資料とされている。この中では、伊勢湾台風(5915号)が、規模、進路において新宮港に最も大きい影響を及ぼすものと結論付けられている。これを受けて、北防波堤の設計に当たっては、伊勢湾台風をモデルとして波浪推算を行い、設計波の諸元が決定されている。表 A-29, 30 に設計条件と被災時の自然条件を示す。4号函において設計波は有義波高が碎波限界の制約を受けている。

(1974年, 4号函の被災時)

この年8月末から9月初めにかけて和歌山県に台風7416号が来襲した。8月30日11時から9月1日3時までの間、有義波高が4mを超える高波浪が防波堤に作用した。31日11時には有義波高5.8m, 最大波高11.9mを記録している。なお、この波高は-14.5m地点で観測された記録である。

(1982年, 22号函の被災時)

この年8月に紀伊半島の東側を通過した台風8210号と9月の台風8218号によって高い波浪が来襲した。新宮港では台風8210号通過時には有義波高4.2m, 最大波高6.0mを記録している。また、北方6kmの鵜殿港では、-15m地点に設置された波高計で欠測前に有義波高5.3m, 最大波高7.9mを観測している。なお、この波高は-16.5m地点で観測された記録である。

台風8218号による波浪は欠測により、波高データは不明である。台風8210号と海象概要を比較した結果、8210号による波浪を下回る波高であったと思われる。

写真 A-17 は、台風8218号による高波浪が防波堤の被災位置付近に衝突して、激しくしぶきが上がっている状況を示している。撮影時刻の有義波高は2.7m, 最大波高は3.6mであった。被災時より波高が小さいが、ケーソンには衝撃的な波力が作用しているものと思われる。

表 A-29 自然条件(1974 年, 4号函)

			設計条件	台風 7416	備 考
沖波波高	H_0	(m)	9.5	-	
有義波高	$H_{1/3}$	(m)	7.0	5.8	設計波: 碎波
最大波高	H_{max}	(m)	-	11.9	
有義波周期	$T_{1/3}$	(s)	15.1	11.9	
波長	$L_{1/3}$	(m)	141.7	101.6	
入射角	β	(deg)	SE 10.0	10.0	数値は補正值
設置水深	h	(m)	-6.0	-6.0	
潮 位	t	(m)	H.H.W.L.+3.50	最大+2.03	最大波高時+0.65
海底勾配	θ	(-)	1/150	1/15	

表 A-30 自然条件(1982 年, 22 号函)

			設計条件		被災時	備 考
			被災部	無被災部	台風 8210	
沖波波高	H_0	(m)	10.2	10.2	-	
有義波高	$H_{1/3}$	(m)	7.3	* 8.4	4.2	* 隅角部割増 1.15
最大波高	H_{max}	(m)	-	-	6.0	
有義波周期	$T_{1/3}$	(s)	18.1	18.1	12.5	
波長	$L_{1/3}$	(m)	187.7	187.7	117.7	
入射角	β	(deg)	SSE 7.8	SSE 7.8	7.8	数値は補正值
設置水深	h	(m)	-8.0	-12.0	-8.0	
潮 位	t	(m)	H.H.W.L. +3.50	H.H.W.L. +3.50	最大+1.87	
海底勾配	θ	(-)	1/150	1/150	1/10	



写真 A-17 被災時の波浪状況(1982 年)

c) ケーソンの設計断面

被災した4号函を含む1～20号函は、幅21m、長さ10m、高さ7.5mで質量910tの小型ケーソンである。前壁、隔壁の厚さはそれぞれ40、20cmで、法線方向に隔室2室、隔壁スパンは4.8mである。また、22号函を含む21～29号函は、幅21m、長さ7.5m、高さ9.5mで質量925t級である。前壁、隔壁の厚さはそれぞれ40、20cmで、法線方向に隔室2室、隔壁スパンは3.55mである。ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、広井式(1919)とMinikin式(1950)で算定して、大きい波圧を示した広井式を適用して設計されている。この式では、砕波波圧は $1.5p/\rho_w gH$ の等分布荷重としてケーソン前面に作用するものとされている。水深の急変による衝撃波力は考慮されていない。

ケーソン天端部にはハチマキと称される補強はなく、構造設計はケーソン壁を側壁と隔壁、底版で囲まれた3辺固定版でモデル化して検討されている。図A-17に4号ケーソン前壁の配筋図を示す。これは典型的なケーソン壁の配筋パターンで、スラブの外周部の鉄筋量が多く、中央部で鉄筋が少なくなっている。特に、衝撃波力が作用する静水面付近で、水平方向、鉛直方向ともに鉄筋がD13、300mmピッチとひび割れ筋程度の貧弱なものとなっている。

この配筋図には、ケーソン壁の損傷状況も示している。鉄筋量が小さい部分で損傷していることが分かる。

なお、被災位置より隅角部側の被災を受けなかった30～33号函は、幅23m、長さ8.2m、高さ13.5mで、前壁の厚さは50cmである。

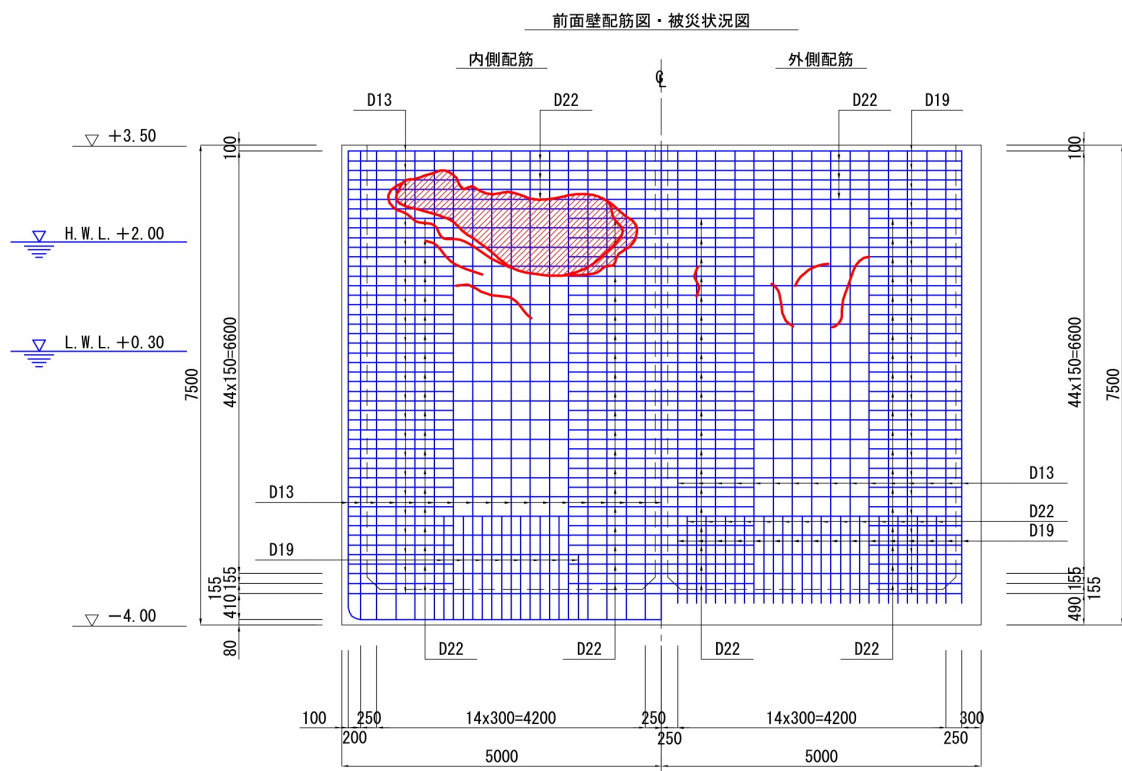


図 A-17 ケーソン壁の配筋図および被災状況図(1974年被災)

(3) 被災状況

この防波堤は兩年とも台風による激しい波浪によって被災を受けている。

1974年の被災では、3～6および23～27号函ケーソンが最大17cm滑動している(表 A-31, 図 A-18)。また、4号函のケーソン前壁の静水面付近に幅4.0m、高さ1.6mの穴が明いている(前掲の図 A-17)。コンクリートは剥離して鉄筋が露出しており、中詰砂も一部流失している。また、同じケーソンのもう一方の隔室の前壁にはクラックが発生している。

1982年の被災では、9月1日に来襲した台風8210号による高波浪の作用を受けて、17～29号函に顕著なケーソンの滑動が発生している(図 A-19, 写真 A-18)。これらのケーソンは1974年には被災を受けていない。これは、防波堤の延伸にともない被災位置が隅角部となったため、波力が増大したためと思われる。なお、これらの滑動したケーソン前面の根固ブロックはわずかに滑動しただけである。

9月12日に来襲した台風8218による高波浪の作用を受けて、22号函の天端部分が損傷している(写真 A-19)。静水面付近に幅4.5m、高さ3.5mの穴が明いている。コンクリートは剥離して鉄筋が露出しており、中詰砂も一部流失している。また、同じケーソンのもう一方の隔室の前壁にはクラックが発生している。

表 A-31 ケーソンの被災状況

ケーソン No.	区間延長 (m)	函底水深 (m)	被災状況		備 考
			1974年	1982年	
1～2	20.0	-4.0	-	-	
3～6	40.0		滑動5～10cm 4号函損傷	-	図 A-18
7～20	140.0		-	滑動4函 20号函上部工破損	
21～22	15.0	-6.0	-	滑動26～326cm 22号函損傷	図 A-19
23～27	37.5		滑動3～17cm		
28～29	15.0		-		
30～33	32.8	-10.0	-	-	

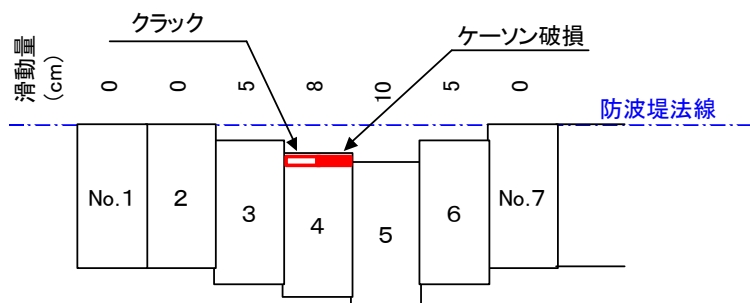


図 A-18 ケーソンの滑動量(1974年)

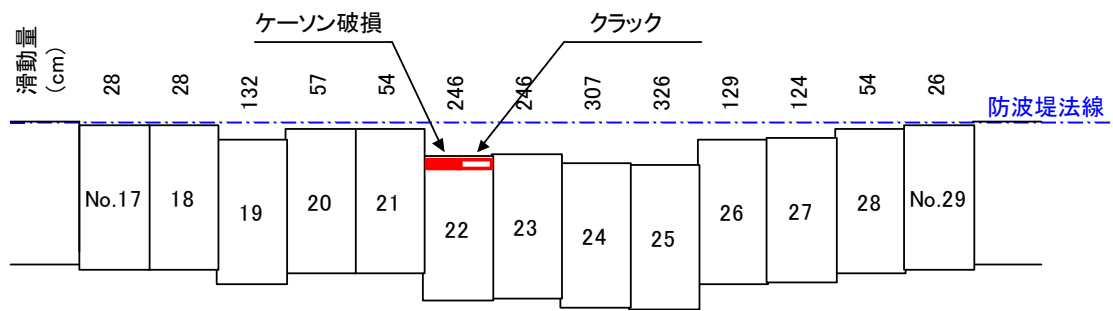


図 A-19 ケーソンの滑動量(1982年)



写真 A-18 ケーソンの滑動状況(1982年被災)



写真 A-19 ケーソン壁の被災状況(22号函, 1982年被災)

(4) 被災原因の考察

(1974年, 4号函の被災時)

ケーソン壁は静水面付近に穴が明いており, 天端部分には損傷が見られない. 原設計において, ケーソン壁は上辺自由端の3辺固定版としてモデル化されている. この場合, 天端部に水平方向に発生する曲げモーメントが最大となり, 最も被災を受けやすくなる(表 A-32). 実際には天端部分ではクラックさえも確認されておらず, 天端部の変位は拘束されており, 3辺固定版によるモデル化に問題があるものと考えられる.

ケーソン壁を4辺固定版と見なした場合, 水平方向の曲げモーメントが静水面端部でひび割れ限界を, 中央部で終局限界を超えている. これは, ケーソン壁の損傷状況を再現できている.

表 A-33 に, 防波堤各部の耐波限界波高を示す. 4号函設置位置は水深が小さくケーソンの滑動限界波高は砕波限界と同等である. このため, 滑動量が非常に小さいものとなった. また, ケーソン壁の損傷が壊滅的なものでないことから, ケーソンにはひび割れ限界をやや上回る程度の砕波後の波が作用したものと考えられる. なお, ここでは, 高マウンドの効果のみ考慮して, 衝撃波力を考慮した修正合田式(高橋ら, 1992)によって波圧を算定している. 被災時の計算上の波圧は $1.5 \rho_w g H$ である.

表 A-32 ケーソン壁各部の断面耐力(1974年, 4号函)

位置	断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント			
	設計値	ひび割れ	終局破壊	3辺固定	4辺固定		
水平方向	天端部	端部	127.7	117.6	225.7	207.1	59.3
		中央部	105.1	117.7	189.3	80.0	40.6
	静水面部	端部	127.7	117.6	225.7	202.5	171.4
		中央部	27.3	113.4	49.8	98.0	82.9
鉛直方向	静水面部	端部	25.9	113.1	47.3	60.7	51.4
		中央部	25.9	113.1	47.3	32.8	46.4

表 A-33 防波堤各部の耐波限界波高(1974年, 4号函)

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧: 高橋ら(1992)	6.0	被災時最高潮位+2.03
ケーソン壁(静水面)	ひび割れ	"	3.6	4辺固定版
"	終局破壊	"	3.6	"
ケーソン壁(静水面)	ひび割れ	"	2.5	3辺固定版(上辺自由)
"	終局破壊	"	5.3	"

(1982年, 22号函の被災時)

このケーソン壁は天端付近で損傷している。中詰材や蓋コンクリートの間詰の沈下などにより、蓋コンクリートが天端部を拘束できなくなり、ケーソン壁が3辺固定版の状態となった。表 A-34 に、ケーソン壁各部の断面耐力を示す。台風 8210 号による波浪は、有義波高 4.2m と設計波高 7.3m より小さいが、急な水深変化と高マウンドの効果によって、 $2.0 \rho_w g H$ と強い衝撃波力が作用している。ケーソン天端部では、原設計の許容曲モーメントとほぼ同等の曲モーメントが発生しているが、ひび割れ限界を上回っており、ケーソン壁が損傷したものと考えられる。

1982 年の被災では、台風 8210 号による高波浪の作用を受けて、17～29 号函に顕著なケーソンの滑動が発生している(前掲の図 A-19)。これらのケーソンは 1974 年にも小規模な被災を受けている。これは、防波堤の延伸にともない被災位置が隅角部となったため、1982 年の時点では波力が増大し、被災が大きくなったものと思われる。

表 A-34 ケーソン壁各部の断面耐力(1982年, 22号函)

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント	
			設計値	ひび割れ	終局破壊	3辺固定	4辺固定
水平方向	天端部	端部	154.5	120.4	316.7	154.8	94.0
		中央部	79.9	116.3	145.1	67.4	33.2
	静水面部	端部	154.5	120.4	316.7	177.6	161.9
		中央部	78.8	116.2	143.3	80.3	80.7
鉛直方向	静水面部	端部	59.2	114.6	107.9	53.3	48.6
		中央部	38.4	113.6	70.2	21.1	33.5

表 A-35 は、防波堤各部の耐波限界波高を示している。衝撃波力の算定は、上久保ら(2000)の提案式を適用している。これは、高橋ら(1992)の衝撃波力を考慮した拡張合田式に、前面の急な海底勾配を考慮した補正係数を導入したものである。

来襲した波浪は滑動限界波高を下回っているが、被災時の滑動安全率は 1.09 であり、安定性は十分とは言えない。捨石マウンドの損傷状況から、ケーソンの底面摩擦が十分発揮できずに滑動したものと考えられる。

この 22 号函のケーソン壁の損傷は台風 8218 号の来襲後に発見されているが、滑動災害の状況や海象状況から判断すると、台風 8210 号による被災と考えられる。台風 8210 号による衝撃波力の作用によってケーソン壁に致命的なクラックが発生し、続く台風 8218 号の波浪によってコンクリートの剥離が発生したものと思われる。

参考として、表 A-36 に被災ケーソンに隣接している 30 号函の耐波限界波高を示す。このケーソンは被災ケーソンより隅角部に近いため、波浪条件はより厳しい。しかし、設置水深が-12m と大きいこともあって、ケーソンに作用する波圧は $1.4 \rho_w g H$ と小さいものとなっている。

また、ケーソンは少し大型で前壁厚も 50cm と大きく、耐波安定性が高い設計となっている。

滑動限界波高やケーソン壁のひび割れ限界波高は5mを超え、22号函が被災した1982年の台風時の有義波高 4.2mを十分上回っており、被災に至らなかった。

表 A-35 防波堤各部の耐波限界波高(1982年, 22号函)

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧:高橋ら(1992)	5.9	最大波高時潮位+1.87
ケーソン壁	ひび割れ	補正:上久保ら(2000)	3.6	4辺固定版
(静水面)	終局破壊		7.8	〃
ケーソン壁	ひび割れ		3.3	3辺固定版(上辺自由)
(静水面)	終局破壊		7.5	〃

表 A-36 防波堤各部の耐波限界波高(1982年, 30号函)

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
ケーソン本体	滑動	波圧:高橋ら(1992)	6.3	最大波高時潮位+1.87
ケーソン壁	ひび割れ	補正:上久保ら(2000)	5.5	4辺固定版
(静水面)	終局破壊		砕波限界以上	〃
ケーソン壁	ひび割れ		5.2	3辺固定版(上辺自由)
(静水面)	終局破壊		砕波限界以上	〃

(5) 復旧方法

1982年の被災に対する復旧工として、滑動した17～29号函の前面を64t型テトラポッドで被覆している。消波工端部の不完全被覆によって、衝撃波力が誘発される可能性があるが、それ以降被災は発生していない。防波堤先端側の30号函以降は壁厚が大きいケーソンが設置されているため、ひび割れ限界が十分大きいものと考えられる。また、陸側端部は前面に岩礁からなる市の島と呼ばれる小さな島があり、直接砕波が作用しないため、激しい波力が作用しないものと考えられる。実際に、この区域のケーソンは過去に被災していない。

ケーソン壁に穴が明いた22号函は、上部工を撤去し隔室にコンクリートを注入している。また、前壁にクラックの入った隔室には、上部工をボーリング削孔し、中詰砂にセメントミルクをグラウト注入している。

なお、1974年の被災に対する復旧方法は不明である。

(被災状況写真)



(写真) 波浪状況

(説明)

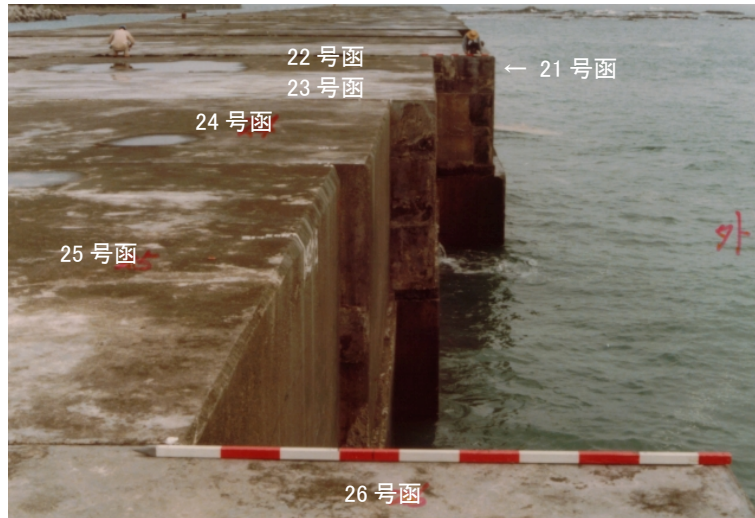
台風 8218 号による高波浪が北防波堤に衝突し、激しくしぶきが上がっている。この時刻の有義波高は 2.3m, 最大波高は 2.9m.



(写真) 波浪状況

(説明)

上の写真と同時刻の比較的波高が小さい波浪でも、激しくしぶきが上がっている。



(写真) ケーソンの滑動状況全景

(説明)

1982年の被災. 25号函は, 法線から最も大きく2.75m滑動している.



(写真) ケーソン壁の損壊

(説明)

22号函の天端部分に4.0×3.5mの穴が開いている. 中詰め砂が一部流失している.

A-4 消波ブロックの不完全被覆による被災事例

A-4.1 むつ小川原港の被災 — 消波ブロックの散乱沈下 —

(1) 概要

青森県の太平洋岸に位置する、むつ小川原港(写真 A-20)は現在も整備が続けられている重要港湾である。緩やかな海底勾配(1/70)の砂浜に築造されている掘り込み型の港湾である。外港地区には総延長約 4,000mにおよぶ東防波堤が計画されており、すでに 2,062mが完成している。その他、南防波堤、内防波堤が完成し、北防波堤が建設中である。

東防波堤で発生したケーソンの被災は、設計波をはるかに上回る高波浪の来襲によって引起された。また、巨大な波浪の作用で消波ブロックが散乱沈下し、ケーソンが不完全被覆状態となり、衝撃波力が作用したことに起因する(塩見ら, 1994)代表的な被災事例である。

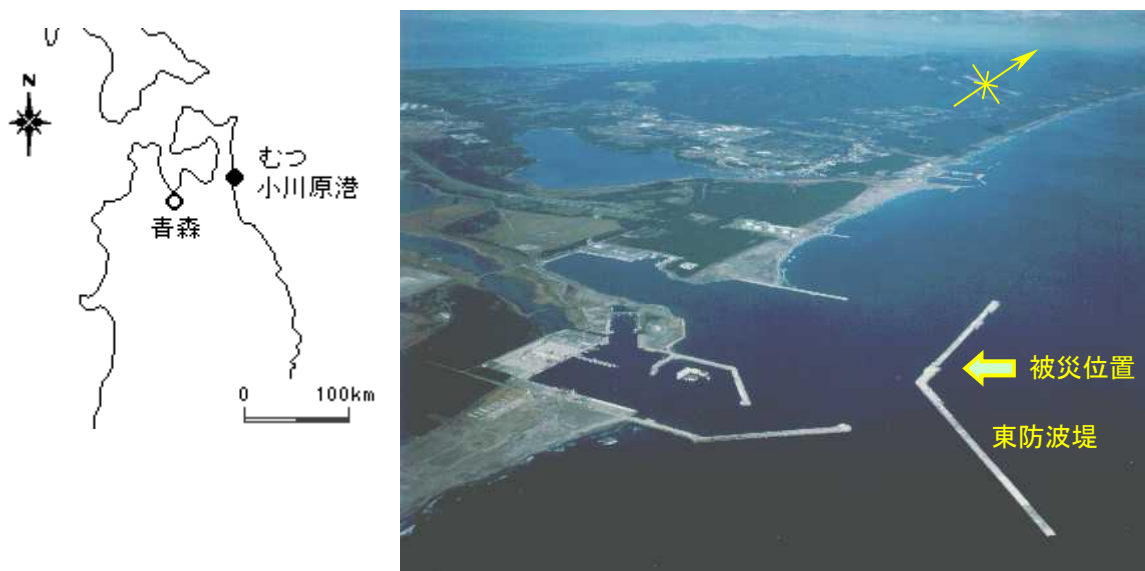


写真 A-20 むつ小川原港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

ここで取り上げたケーソンの被災は、外洋防波堤である東防波堤で発生した(図 A-20)。東防波堤は計画延長 3,870mで2箇所の特角部を持つケーソン式防波堤である。被災した南側特角部では反射波の集中による波高増大の危険性があったため、周辺のケーソン15函(延長 315m)は、消波ブロック被覆堤として設計されている(図 A-21)。消波効果を考慮しているため特角部のケーソンは幅 21mと、8号函以降の混成堤部の 28mより小型のものとなっている。被災した7号函は消波工端部にあたり、8号函は消波工法面に位置している。

防波堤隅角部の標準断面部では、消波ブロックとして50t型テトラポッドが使用されている。消波工端部のみ50t型シーロックが使用され、耐波安定性の増大が図られている。なお、シーロックは $K_D=10$ であり、テトラポッドの $K_D=8.3$ に対して20%安定性が高い。

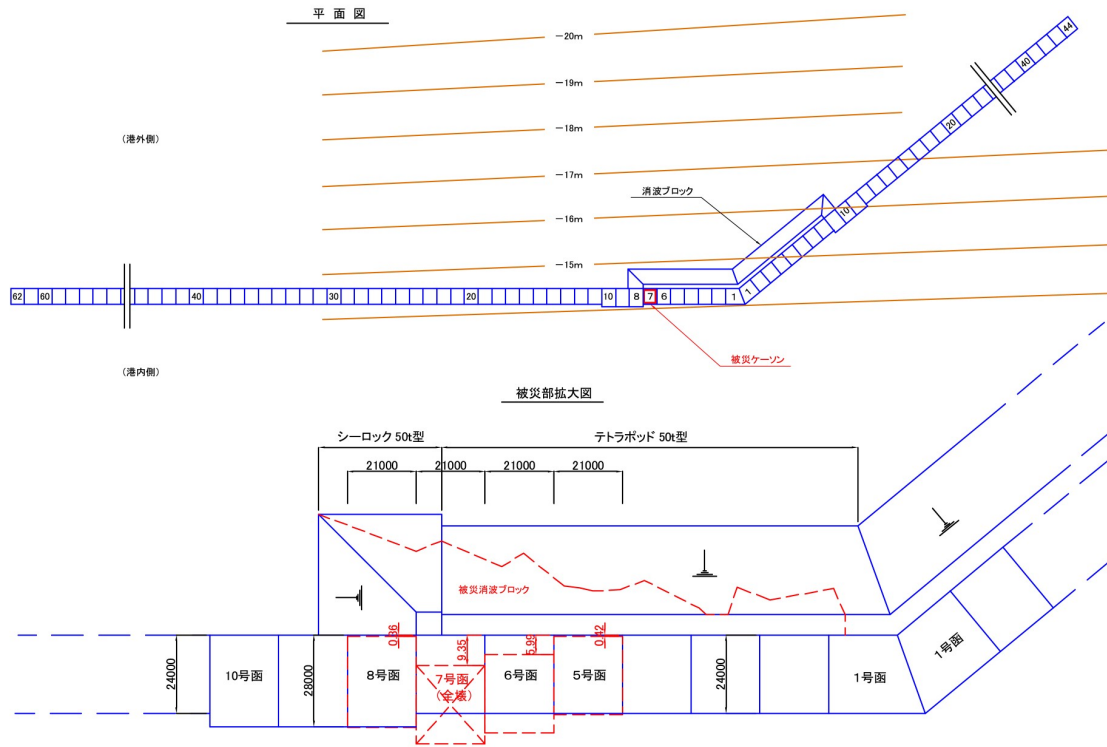


図 A-20 防波堤の平面図

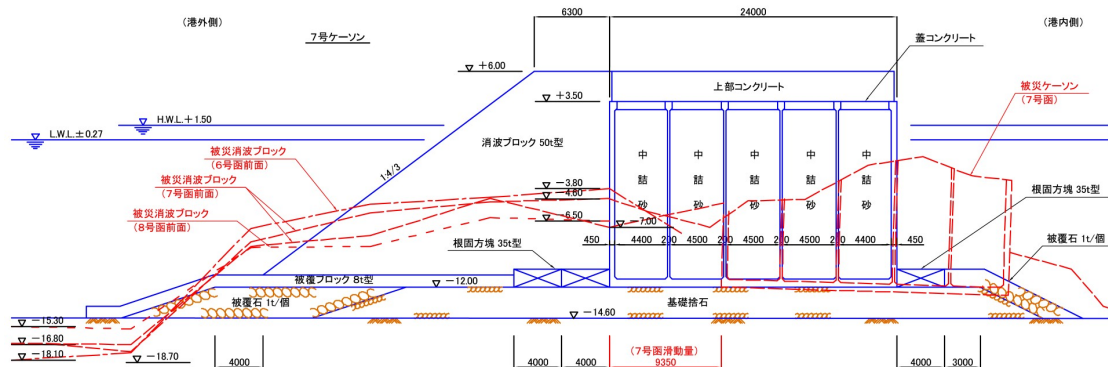


図 A-21 被災した7号ケーソンの断面図

b) 自然条件

表 A-37 に設計条件と被災時の波浪を示す. 表中の消波工標準部は, 隅角部の消波ブロック被覆部の設計波を示している. 完成時で 50 年確率波を想定して, 有義波高 7.1m, 最大波高 13.0m, 有義波周期 13.0s である. また, 施工時は 10 年確率波とし, 有義波高 6.9m, 最大波高 12.1m, 有義波周期 13.0s である.

消波工端部は不完全消波となるため, 設計段階から衝撃波力によるケーソンの安定性低下が予想されていた. このため, 事前に模型実験が実施され, ケーソンに作用する波力や滑動安定性が確認されている(運輸省第二港湾建設局, 1986). なお, 表中の消波工端部の波浪条件は, 実験で得られた波圧から合田式を適用して逆算したものである.

表 A-37 自然条件

	設計条件		被災時
	消波工標準部	消波工端部	
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	7.1	7.95	9.94
最大波高 H_{max} (m)	13.0	14.0	14.77
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	13.0	13.0	13.4
入射角 β (deg)	0.0	0.0	0.0
設置水深 h (m)	-14.6	-14.6	-16.8
潮位 t (m)	H.W.L.+1.50	H.W.L.+1.50	1.88
海底勾配 θ (-)	1/70	1/60	1/70

1991 年 2 月太平洋側で発達を続けた低気圧は, 16 日昼に日本海側で発達した別の低気圧を吸収して三陸沖に進んだ. この低気圧は, 17 日には大型台風並の最低中心気圧 968hPa に勢力を強め, 本州東北海上をゆっくり北東に進んだ. この非常に発達した低気圧と強い冬型気圧配置によって, 16~17 日にかけて全国的に大時化となった. 太平洋沿岸では 2~9m を超える有義波高を記録し, 年間最大有義波高を記録した地点も多い. この低気圧の接近にともない, むつ小川原港では 13 時 25 分には東北東の風, 瞬間最大風速 37.6m/s を記録した.

強風とともに来襲波浪も激しさを増し, 16 日午前中には有義波高 7m を超え, さらに同日夕刻には波高が急激に高まり同 9m を超えた. 同日夜には高波浪がピークを迎え, 19 時に有義波高の最大値 9.94m, 17 日 1 時に最大波高の最大値 14.77m, 最大周期 12.5s を記録した. むつ小川原港で過去 20 年間に観測された最大の, 1990 年 12 月の有義波高 7.62m, 1983 年 2 月の最大波高 12.37m をはるかに上回る激浪であった.

防波堤前面の海底地盤は洗掘を受けて水深が 2~3m 深くなっていた. これは波高が大きくなった原因の 1 つに挙げられる. 浅水変形計算によれば, 海底レベルが設計値 -14.6m から被災後実測値 -16.8m に増大すると, 有義波高は変化しないが砕波波高で頭打ちであった最大波高は 11% 増大する.

c) ケーソンの設計断面

表 A-38 に、防波堤隅角部の消波ブロック被覆部(消波工標準部)と消波工端部のケーソン諸元の比較を示している。

被災した消波工標準部は、消波ブロックによって完全に被覆されるため、消波ブロックの波圧低減効果を考慮して、前壁厚は 45cm と薄く設計されていた。なお、模型実験の結果から、衝撃波力は消波ブロックによって打消されることが確認されていた(塩見ら, 1994)。被災したケーソンは、幅 24m、長さ 21m、高さ 15.5m で質量 3,660t 級の中型ケーソンである。法線方向に隔室 5 室、隔壁スパンは 4.125m である。ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、消波工を考慮した拡張合田式(谷本ら, 1976)による波圧を適用して設計されている。前壁に発生する曲げモーメントは、ケーソン壁天端部の補強(ハチマキ)を考慮して 4 辺固定版で算定されている。また、鉄筋コンクリートの配筋は許容応力度法によって計算されている。

鉄筋の材質は SD295、コンクリートの設計基準強度は 24N/mm² である。配筋は、衝撃波力の作用が最も顕著な静水面付近で鉄筋量が少なく、危険な状態となっている。これは一般的なケーソン壁の配筋について共通して言えることである。特に 3 辺固定版で曲げモーメントを算定した場合は、静水面から天端にかけての配筋がひび割れ筋程度の少ない鉄筋量となる。

表 A-38 消波工端部のケーソン諸元(東防波堤南側隅角部)

			消波工標準部 (2~7号函)	消波工端部 (8~10号函)	備 考
ケーソン幅	B_c	(m)	24.0	28.0	
// 長さ	L_c	(m)	21.0	21.0	
// 高さ	D_c	(m)	15.5	15.5	
// 質量	W_c	(t)	3660.0	4460.0	
前壁厚	t_c	(cm)	45.0	70.0	側壁は 45.0
隔壁スパン	L_s	(m)	4.10~4.73	4.10~4.60	
中詰材	-	-	砂	亜鉛鋅滓	
// 質量	ρ_i	(t/m ³)	1.9	2.4	

一方、消波工端部に設置された 8~10 号ケーソンの設計では、消波ブロックの法面が碎波を誘発することが懸念されていた。このため、事前に模型実験が行われており、その結果、衝撃波力の作用によって滑動安定性が不足することが確認されていた(塩見ら, 1994)。滑動安定性の確保のため、このケーソンは、消波工標準部ケーソンより 4m 拡幅し、幅 28m、長さ 21m、高さ 15.5m、質量 4,460t に大型化されている。さらに、滑動安定性の不足を補うため、中詰材に亜鉛鋅滓を使用し重量増大を図られている。また、ケーソンの前壁も衝撃碎波力の作用を考慮して、壁厚 70cm と 7 号ケーソンより厚く設計されている。配筋における有効高さに余裕があるため、鉄筋量は小さいものとなっている。ただし、側壁は 45cm のまま据え置かれている。

(3) 被災状況

表 A-39 は、東防波堤の被災状況を示している。隅角部の消波ブロック被覆堤のほぼ全域にあたる、隅角部北側2～9号函前面の延長 160m、南側1～9号函前面の延長 190mに渡って散乱し、消波工天端が沈下した。特に消波工端部の散乱・流失が顕著であった。消波ブロックの被災断面は、前掲の図 A-21 に示している。

隅角部北側消波工端部周辺の5～8号函は滑動している。特に前面の消波ブロックが散乱し消波工天端が低下した6, 7号函は大きく滑動している。その他、防波堤北端 360mの区間では典型的な蛇行災害が発生しており、ケーソン 17 函が 0.1～5m滑動している。

表 A-39 東防波堤の被災状況

位 置	ケーソン滑動量 (m)	ケーソンの破損状況
隅角部北 5号函	0.42	
6号函	5.99	前壁に貫通穴(1.9×2.8m, 0.5×1.2m×2ヶ所) 7号函側の側壁に貫通穴(0.9×2.8m)
7号函	9.35	上部工の 1/6 を残してケーソンが全壊
8号函	0.36	7号函側の側壁に貫通穴(3.4×9m)
2～9号函	-	消波ブロックが前方へ散乱・流失
32～48 号函	0.1～5.0	蛇行災害, 48 号函は施工上の暫定堤頭函
隅角部南1～9号函	-	消波ブロックが前方へ散乱

6号函上から撮影した7号函の被災状況を、写真 A-21 に示す。ケーソン前面(写真右側)に据付けられていた消波ブロックは散乱して海中に水没している。7号函(写真中央)は、上部工の一部が残存している(写真左側)が、それ以外の部分はケーソンの上側 2/3 が完全に破壊され、防波堤背面にばらばらに散乱している。打ち継ぎ目で6分割されている上部工コンクリートも 5/6 が消失し、1ブロックのみケーソン上に残存している。また、8号函の側壁にも穴が明いている。この穴は横 3.4m、縦9mで、静水面下のケーソン壁が大きく損傷しており、中詰材が流失している。その他、6号函前壁の静水面下に貫通穴が3ヶ所、7号函側側壁にも貫通穴が明いており、隔室内の中詰砂が流失している。

これらの損傷は、低下した消波ブロック天端面上で静水面付近にあたり、衝撃波力が激しく作用する位置で、しかも鉄筋量が少なく構造的に強度が低い部分に発生している。

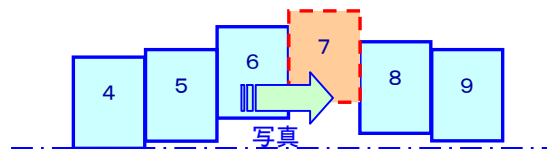
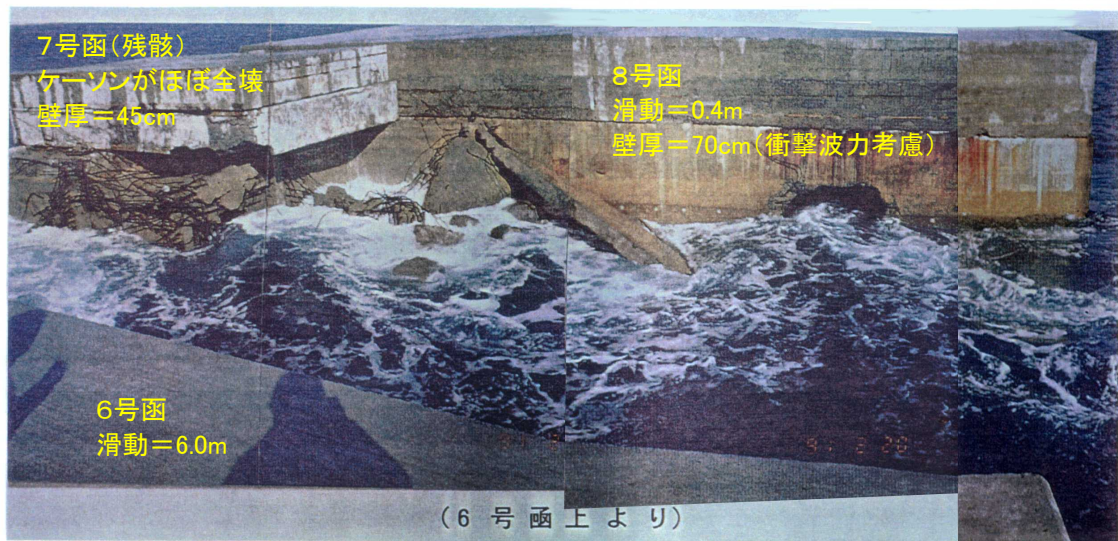


写真 A-21 ケーソンの被災状況

(4) 被災原因の考察

今回の被災の直接的な原因は、波浪のピーク時に設計波をはるかに上回る高波浪が長時間に渡って作用したためである。マウンド前面が洗掘されて水深が大きくなっていたため、相対的に波高が増大していた。また、散乱・沈下した消波ブロックにより不完被覆の状態となっていたことと併せて、一種の高マウンド状態となっており、衝撃砕波が発生していたことも大きな被災原因である。

今回の被災では、前壁厚の大きい8号ケーソンがわずか 40cm の滑動に留まっているのに対し、隣接する壁厚の薄い7号ケーソンは完全に破壊されている。ここでは、この対照的な2函の被災状況に着目して検討を進める。

6～8号函前面では、消波ブロックは天端高が-3.8～-7.0mとなるまで散乱・沈下している(前掲の図 A-20, 21)。これを根固ブロックに置き換えて考えれば、根固水深設置水深比 d/h は7号函で 0.41, 8号函で 0.49 とかなり高いマウンドとなる。衝撃波圧を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)で算定された波圧係数 $p/\rho_w gH$ は、それぞれ 2.8, 2.3 である。これは、模型実験で得られた、消波ブロック天端が $2/3 \sim 1/3$ に低下した場合の、波圧係数 2.7 とよく一致しており、衝撃砕波が作用したことを示している。

表 A-40, 41 は、2つのケーソンについて前壁各部の鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している。また、設計計算に準じて4辺固定版に、被災時の波圧7号函で 438, 8号函で 359kN/m²を等分布荷重として载荷した場合の発生曲げモーメントも示

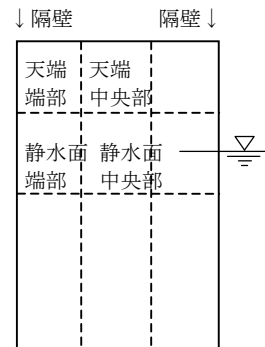
している. 全壊した7号函では, 多くの部位で曲げモーメントがひび割れ限界や終局破壊の限界を超える大きな値を示している. それに対して, 前壁に被災を受けなかった8号函では, ほとんどの部位で曲げモーメントはひび割れ限界を下回っている.

表 A-40 ケーソン壁各部の断面耐力(消波工標準部:7号函)

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	208.8	148.4	278.5	483.6
		中央部	126.5	145.7	171.8	125.1
	静水面部	端部	208.8	148.4	278.5	621.0
		中央部	133.7	146.9	181.7	312.5
鉛直方向	天端部	端部	106.2	144.3	144.3	145.1
		中央部	169.2	146.0	226.8	416.9
	静水面部	端部	54.5	143.0	74.2	186.3
		中央部	57.7	143.5	78.6	128.6

表 A-41 ケーソン壁各部の断面耐力(消波工端部:8号函)

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	358.8	357.9	498.0	395.6
		中央部	151.9	349.1	208.6	102.3
	静水面部	端部	358.8	357.9	498.0	508.0
		中央部	223.7	353.1	308.7	255.6
鉛直方向	天端部	端部	185.8	349.7	256.3	118.7
		中央部	185.8	349.7	256.3	341.0
	静水面部	端部	94.9	346.3	129.5	152.4
		中央部	63.7	345.5	86.2	105.2



なお、動的応答効果や中詰砂、捨石マウンドを考慮した数値シミュレーションによれば、静水面・中央部に発生する曲げモーメントは、7, 8号函でそれぞれ 282, 309kN/m²である。これは、破壊された7号函ではひび割れ限界と終局限界を大きく上回っている。それに対し、8号函ではひび割れ限界を下回っており、ケーソン壁は被災しない結果となる。

表 A-42, 43 は、東防波堤隅角部の消波ブロックの散乱、ケーソンの滑動安定性、ケーソン壁の破壊に対する耐波限界波高を示している。ケーソンに発生する波圧は最大波高で評価するが、ここでは比較のため有義波高に換算して表示している。消波ブロックの耐波性能については、一般的に設計に適用されている Hudson 式と、消波ブロックの被災レベルを考慮できる Van Der Meer の式(1988)、消波ブロック被覆堤を対象とした高橋らの式(1998)で検討した。Van Der Meer 式は、本来傾斜堤のブロック重量算定式ではあるが、参考として適用を試みた。また、シーロックの重量は K_D 値でテトラポッドから換算した。

表 A-42 防波堤各部の耐波限界波高(消波ブロック標準部:7号函)

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
消波ブロック	移動, 散乱	Hudson式	7.7	テトラ 50t型
〃	〃	Van der Meer(1988)	5.7	〃, 被災率0%
〃	〃	高橋ら(1998)	4.9	〃, 被災率0%
ケーソン本体	滑動	波圧式: 谷本ら(1976)	12.0以上	消波ブロック被覆堤
〃	〃	波圧式: 高橋ら(1992)	6.2	消波ブロック散乱後
ケーソン壁 (静水面部)	ひび割れ	波圧式: 谷本ら(1976)	10.0	消波ブロック被覆堤
	ひび割れ	波圧式: 高橋ら(1992)	4.2	消波ブロック散乱後
	終局破壊	波圧式: 高橋ら(1992)	6.3	〃

表 A-43 防波堤各部の耐波限界波高(消波ブロック端部:8号函)

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
消波ブロック	移動, 散乱	Hudson式	8.2	シーロック50t型
〃	〃	Van der Meer(1988)	6.1	〃, 被災率0%
〃	〃	高橋ら(1998)	5.2	〃, 被災率0%
ケーソン本体	滑動	波圧式: 高橋ら(1992)	8.7	消波ブロック散乱後
〃	〃	波圧式: 高橋ら(1992)	8.3	中詰め流出後
ケーソン壁 (静水面部)	ひび割れ	波圧式: 高橋ら(1992)	8.3	
	終局破壊	波圧式: 高橋ら(1992)	10.2	

消波ブロックで完全に被覆された状態では、7号函の滑動限界波高やひび割れ限界波高は10m以上あり、十分な耐波安定性を有しているものとみなせる。

波高が増大して有義波高が5mを超えるようになると、消波工端部で消波ブロックの移動が始まる。消波工端部では、安定性が20%高いブロックを使用しているが、消波工端部の割増しとしては小さいものである。1号函側の消波ブロックの散乱が小さいことから、消波工端部から順に散乱したものと考えられる。

さらに波高が増大して7～8mに達すると、巨大な波の作用で消波ブロックの散乱が激しくなり、7号函が不完全被覆状態となる。その結果、消波ブロック上で碎波が誘発され、衝撃碎波力がケーソンに繰り返し作用することとなる。このときすでに、7号函の滑動限界やケーソン壁の破壊限界をはるかに上回っており、ケーソンは滑動し、ケーソン壁は破壊される。構造上の弱点であるケーソン前壁に穴が明いた時点で中詰材が流失し、ケーソン壁を支える土圧抵抗力が消失して破壊の進行が加速される(三上ら, 1991)。また、消波ブロックの衝突によるRC壁の損傷なども、被害を大きくしているものと考えられる。

消波ブロックが散乱した時点でも、8号函は滑動安定性を確保しており、また、ケーソン壁のひび割れ限界にも達していない。また、残存している消波ブロックに被覆されている部分には衝撃波力は作用しないため、波高がここで示した滑動限界を超えてもすぐさま滑動するものではない。

8号函の側壁は、壁厚45cmと小さいため、壁厚が大きい前壁よりも大きい応力が発生したことや、破壊された7号函によるこじれなどによって破損したものと思われる。

(5) 復旧方法

全壊した7号函部はケーソン堤としての復旧はされず、透過式の消波ブロック傾斜堤が築造された。捨石マウンド上に留まっている7号函の残骸には、水中コンクリートが注入された。その上に、中詰め(あんこ)として25t型消波ブロックが乱積みされ、天端面と港外側、港内側の法面には60t型消波ブロックが据付けられた。

破損して中詰砂が流失した6, 8号函の隔壁には、水中コンクリートが注入された。

(被災状況写真)



(写真) 被災位置

(説明)

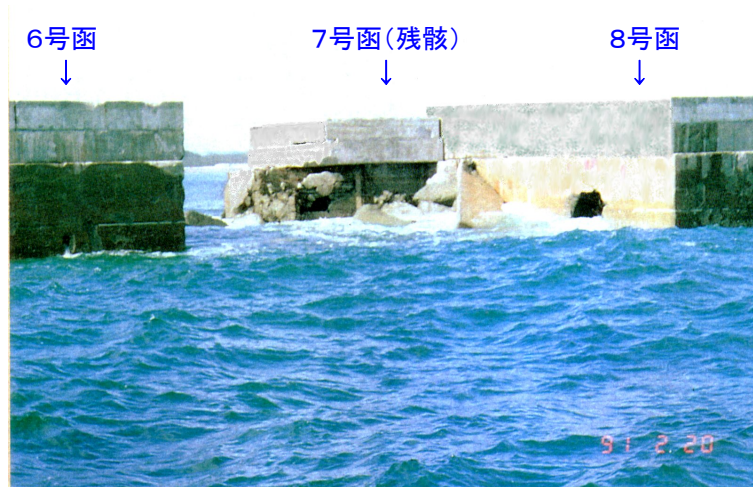
防波堤隅角部は消波ブロック(テトラポッド 50t型)で被覆されていた。被災した7号函は消波工端部に位置している。



(写真) 被災状況

(説明)

8号函から被災部を望む。7号函は一部を残して全壊している。



(写真) 被災状況

(説明)

港外側から被災部を望む。消波ブロックは散乱・消失している。7号函は一部を残して全壊している。8号函側壁に穴が明いている。

A-4.2 小本港の被災 —消波ブロック散乱沈下による不完全被覆—

(1) 概要

小本港は三陸海岸に建設された地方港湾である(写真 A-22)。この防波堤は 1984 年から整備が始まり、沖防波堤は計画延長 450mのうち被災時には 108mが完成していた。この全延長が 1991 年2月の冬期風浪による、設計波を上回る高波浪の作用を受けて被災した。

消波ブロックは散乱・消失し、ケーソンは大きく滑動・傾斜した。さらに、ケーソン3函は本体の上半分が全壊した。消波ブロックの衝突や、消波ブロックの散乱によって不完全な被覆状態となり衝撃砕波が作用したためケーソン本体が損傷したものと考えられる。

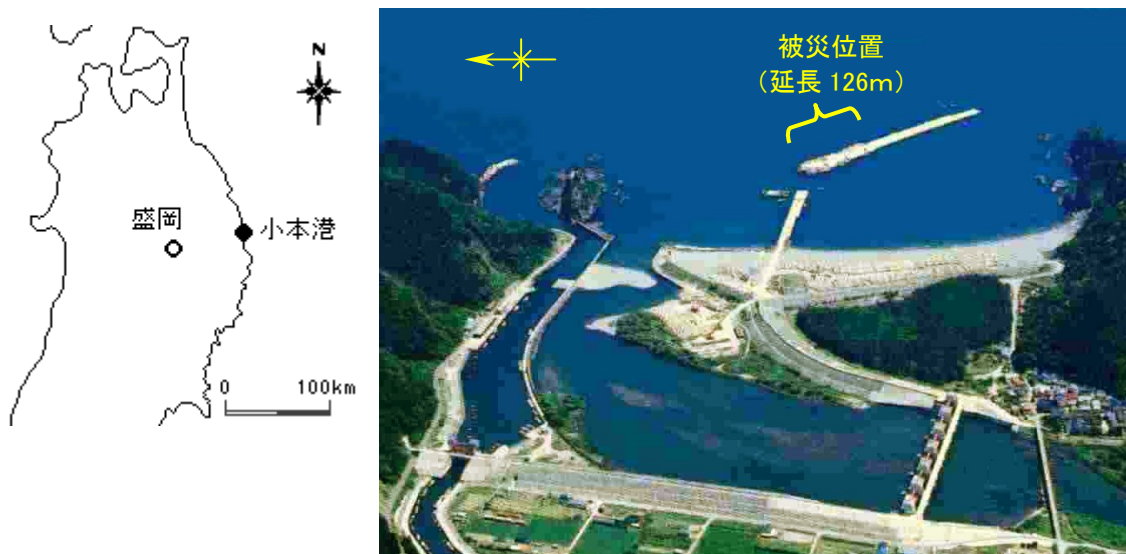


写真 A-22 小本港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

小本港は、三陸海岸のポケットビーチ状の砂浜に建設された港湾で、建設地点の前面は海底勾配 1/50 の砂地盤である。被災した沖防波堤は、消波ブロック被覆ケーソン堤で、島状防波堤である(図 A-22)。幅 17mのケーソンが 64t型テトラポッドで被覆されている(図 A-23)。

被災当時は建設途中で延長 126m、ケーソン9函の据付けが完了していた。1～3号函は上部工が計画断面の+7.00mまで完成しており、消波工の巻立ても完成していた。4～9号函は上部工コンクリートが+4.00mまでしか打設されておらず、消波工も上部工レベルまでしか設置されていなかった。また、9号函は次期工事で10号函が据付けられる計画であったため、暫定的に堤頭函となっていた。小口止め工として捨石マウンドを根固ブロックで保護していたが、消波ブロックは7号函までの施工であった。堤頭函(1号函)も9号函側も消波ブロックの重量割増は考慮されていない。

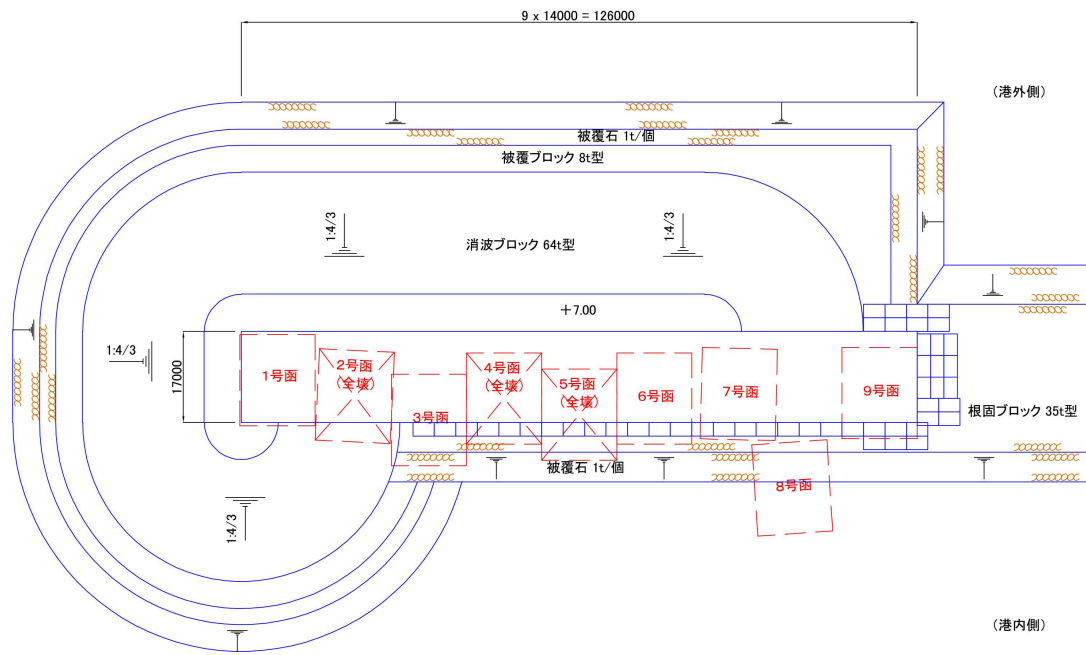


図 A-22 被災防波堤の平面図

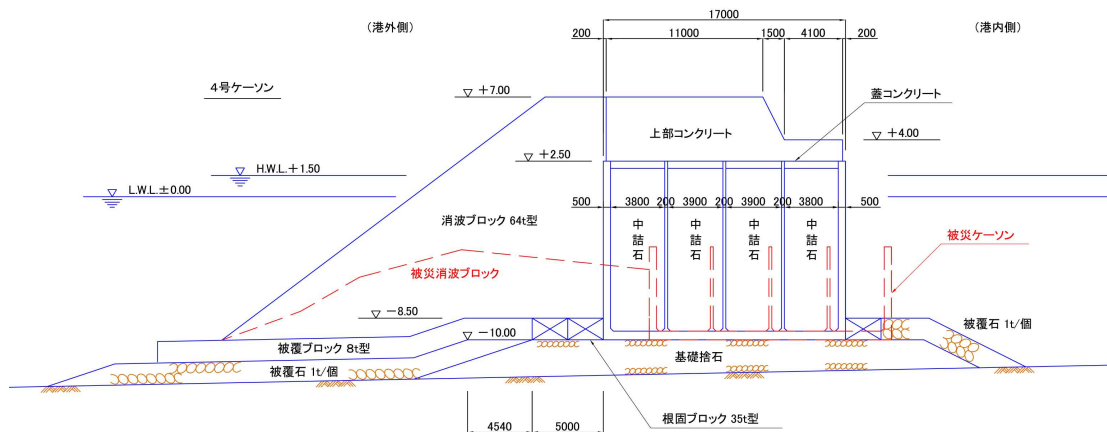


図 A-23 被災ケーソンの断面図

b) 自然条件

低気圧の接近にともなう冬期風浪の影響を受けて、1991年2月16日午前4時頃から次第に波高が高くなり、同日12時から約20時間に渡って設計波高を超える激しい波浪が来襲した。小本港の約10km北に位置する嶋之越漁港防波堤沖では、最大波高13.94m、有義波高10.13mが記録されている。

表 A-44 に設計条件と被災時の自然条件を示す。設計波は有義波高 7.9m、最大波高

11.9m, 有義波周期 12.0sであったのに対して, 被災時の来襲波浪はそれを上回る 9.4m, 12.8m, 14.0sであった.

写真A-23に示すように, 被災当日は高波浪が防波堤に衝突して, 激しくしぶきが飛んでいる(八重樫, 1992). ケーソンには衝撃的な波力が作用しているものと思われる.

表 A-44 自然条件

			設計条件	被災時	備考
有義波高	$H_{1/3}$	(m)	7.9	9.4	
最大波高	H_{max}	(m)	11.9	12.8	
有義波周期	$T_{1/3}$	(s)	12.0	14.0	
入射角	β	(deg)	4.0	0.0	補正值
設置水深	h	(m)	-12.0~-13.20	-12.0~-13.20	
潮位	t	(m)	H.W.L.+1.50	最大 +2.15	
海底勾配	θ	(-)	1/50	1/50	

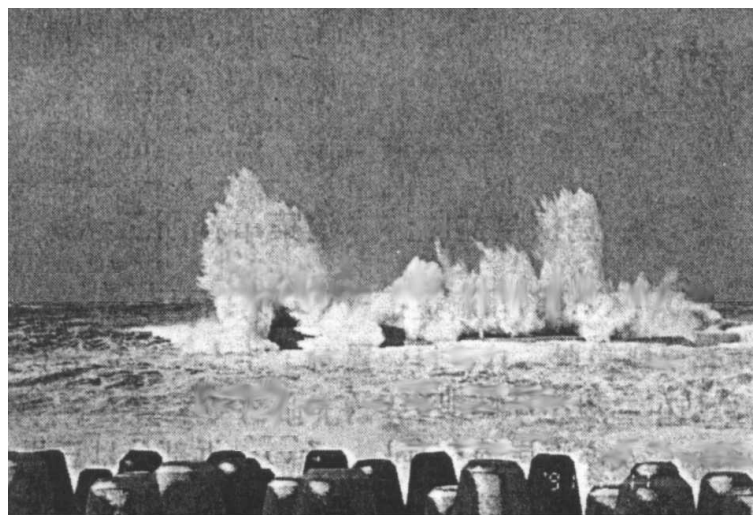


写真 A-23 被災時の波浪の状況

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは, 幅 17m, 長さ 14m, 高さ 12.5m で質量 1,700t 級のケーソンである. 前壁, 隔壁の厚さはそれぞれ 50, 20cm で, 法線方向に隔室 3 室, 隔壁スパンは 4.55m である. ケーソンの安定性や前壁の構造部材は, 森平ら(1967)の波圧式を適用して設計されている. ケーソン壁の部材設計は, 港湾設計基準にしたがっているものと推定される. 完成形の構造が砕波力に有効な消波ブロック被覆堤であることから, 特に衝撃砕波力についての検討は行われていないようである.

(3) 被災状況

設計波を上回る激しい波浪の作用を受けて、完成していた部分は全延長に渡って被災した(前掲の図 A-22)。損壊したケーソンの位置や滑動量の分布から、島状防波堤特有の蛇行性災害であるものと考えられる(表 A-45、写真 A-24)。

防波堤前面の消波ブロックは、最下層や第2層の一部を残して防波堤前面に散乱・消失している。消波ブロック天端はケーソン高さの半分程度まで下がっている。ケーソンは1号函を除いて港内側へ大きく滑動し、特に8号函は 20m滑動し捨石マウンドから完全に転落している。2, 4, 5号函のケーソン3函はケーソン本体の上側半分が完全に破壊されている。

表 A-45 被災状況

	ケーソン滑動量 (m)	ケーソンの破損	備考
1号函	0.4		
2号函	3.0	上側高さ3.5m分が全壊	中詰石が散乱
3号函	8.0		マウンド法肩沈下でケーソン傾斜
4号函	4.0	上側高さ6.0m分が全壊	中詰石が散乱
5号函	7.0	上側高さ3.5m分が全壊	中詰石が散乱
6号函	4.0		マウンド沈下でケーソン傾斜
7号函	3.0		マウンド洗掘でケーソン傾斜(大)
8号函	20.0		マウンドから落下しケーソン傾斜
9号函	3.0		マウンド沈下でケーソン傾斜 根固ブロック散乱
全体	消波ブロックが前方へ散乱・流失		

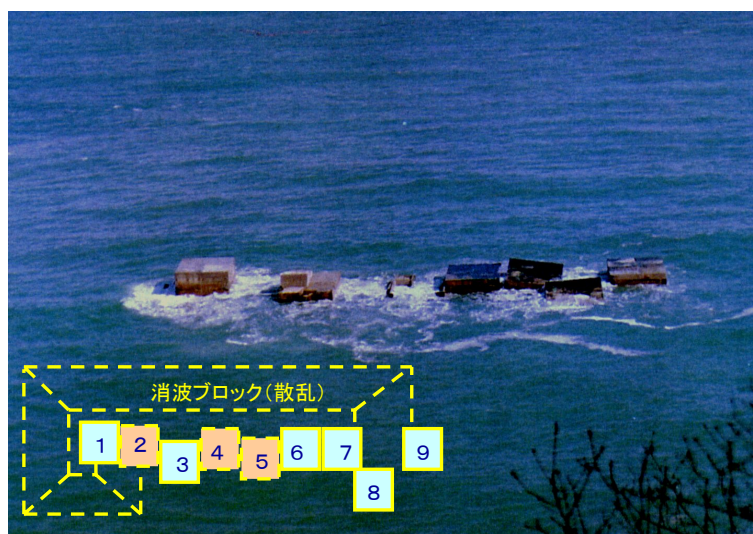


写真 A-24 ケーソンの被災状況

(4) 被災原因の考察

今回の被災の直接的な原因は、設計波を大きく上回る高波浪が来襲したことである。また、両端の堤頭部の消波ブロックは、重量割増が考慮されておらず散乱しやすい構造であった。

散乱した消波ブロックを基礎マウンドと見なし、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)を適用すると、被災時は最大波圧 372kN/m^2 , $2.7 \rho_w g H^3$ の衝撃的な波圧が作用していたことが分かる。また、消波ブロック据付け途中の不完全被覆状態と見なせば、さらに大きい $3.8 \rho_w g H^3$ の波圧が作用していた可能性もある(三上ら, 1991)。なお、原設計では森平ら(1967)の消波ブロックを考慮した波圧式が適用されており、波圧は 77kN/m^2 , $1.0 \rho_w g H^3$ が想定されていた。

表 A-46 は、ケーソン壁各部の鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している。配筋が不明であったため、許容応力度法で配筋設計を行い、ケーソン壁の部材断面を推定している。RC 部材に発生する曲げモーメントは、港湾設計基準に従いケーソン壁を3辺固定版としてモデル化し算定している。表には併せて、3辺固定版に被災時の波圧 372kN/m^2 を等分布に載荷して算定した発生曲げモーメントも示している。被災した静水面から天端付近では、曲げモーメントがひび割れ限界や終局破壊の限界値を超える大きな値を示している。

損壊したケーソンは、上側 3.5mあるいは 6.0mが全壊しているのが特徴である。損壊範囲は、散乱した消波ブロックの天端より上に位置しており、強い砕波のエネルギーが集中して作用したことを示している。また、その位置が施工時のコンクリート打継目や鉄筋の継手部に当たり、構造上の弱点となっていた可能性もある。

表 A-46 ケーソン壁各部の断面耐力

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	138.1	183.4	282.4	612.4
		中央部	71.0	179.2	145.8	
	静水面部	端部	167.0	185.3	340.0	702.9
		中央部	71.0	179.2	145.8	317.7
鉛直方向	静水面部	端部	68.1	178.5	139.8	210.9
		中央部	44.1	177.2	90.3	83.4

↓隔壁 隔壁↓

この消波ブロック被覆堤は、消波工の波圧低減効果を考慮した拡張合田式(谷本ら, 1976)と比較して、森平式(1967)を適用している原設計ではケーソンに作用する波力が 13% 小さく評価されている。しかし、これらの波圧式で算定された滑動安全率は、原設計の波浪条件に対してそれぞれ 1.89, 1.57 であり、滑動安定性に問題はない。被災時の波浪条件に対してもそれぞれ 1.52, 1.39 であり、消波ブロックに被覆されていれば防波堤の滑動安定性は確

保されているものと見なせる。

しかし、消波ブロックが散乱し、波力低減効果が消失した場合には、合田式による滑動安全率は0.49、消波ブロックの不完全被覆による衝撃砕波力(高橋ら, 1992)を考慮すれば0.43と、大きく滑動する可能性を示している。

防波堤各部位の被災限界波高を、表 A-47 に示す。なお、ケーソンに発生する波圧は最大波高で算定するが、ここでは比較のため有義波高に換算して表示している。ケーソンの滑動やケーソン壁の被災については、消波ブロックの散乱による不完全被覆に起因する衝撃砕波力の作用を考慮して計算している。

来襲波浪の有義波高が6mに達すると、消波ブロックの移動・散乱が始まる。Hudson 式での被災限界波高が8.3mであることから、被災時の波高9.4mでは消波ブロックは大きい被災を受けることとなる。ただし、波長 L に対して防波堤延長 B が相対的に短い島状防波堤($B/L=0.80$)であるため、より小さい波高で消波ブロックが散乱したものと考えられる。

消波ブロックが散乱し消波ブロック天端が低下すると、波力低減効果が失われ、ケーソン自体に想定されていない大きな波力が作用するようになる。この不完全な被覆状態では、すでにケーソンの滑動限界波高を超えており、ケーソンは滑動する。

ケーソンが滑動し前面に空いた空間には消波ブロックが転落し、さらに散乱・沈下が進行する。このとき、消波ブロックのケーソン壁への衝突も発生する。不完全被覆状態となると、消波ブロック上に波が乗り上げ衝撃砕波が誘発されるようになる。この砕波水塊はケーソンに直接、激しく衝突する。被災時には20時間以上の間、ケーソン壁の終局限界波高4.9mを超える波浪が繰り返し作用したため、ケーソン壁が損壊したものと考えられる。

なお、8号函はもともと消波ブロック端部の法面に位置し、波力の増大によって大きく滑動した。このとき消波ブロックが散乱し消波工天端が大きく低下したため、ケーソン前面で衝撃波力が誘発されず、ケーソン壁は破損しなかったものと思われる。

その他のケーソンでは、滑動後の前面の消波ブロック散乱形状による衝撃波力の発生状況や、ケーソンの製作精度や消波ブロックの衝突による構造上の弱点の有無などにより、ケーソン壁の被災状況が異なっている。

(5) 復旧方法

破壊された2, 4, 5号函は撤去が困難であるため、捨てブロック式混成堤として復旧されている。小型の異形ブロック(6.3t型)と袋詰コンクリートがケーソンの残骸上に投入され、滑動したケーソンの前面には小型ブロックが充填され、背面側には20t型異形ブロックが投入されている。このブロック上に防波堤法線に合わせて上部コンクリートが打設され、前面には消波ブロック64t型が据付けられて原型に復旧されている。

表 A-47 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高 (m)	備考
消波ブロック	移動, 散乱	Hudson式	8.3	テトラ64t型
〃	〃	Van der Meer(1988)	6.1	〃, 被災率0%
〃	〃	高橋ら(1998)	5.4	〃, 被災率0%
被覆ブロック	移動, 散乱	谷本ら(1982)	5.5	方塊35t型
ケーソン本体	滑動	波圧式: 谷本ら(1976)	9.2	消波ブロック散乱前
〃	〃	波圧式: 高橋ら(1992)	4.6	消波ブロック散乱後
ケーソン壁	ひび割れ	波圧式: 高橋ら(1992)	3.3	〃
(静水面部)	終局破壊	波圧式: 高橋ら(1992)	4.9	〃

A-4.3 片泊港の被災 —消波ブロック散乱沈下による不完全被覆—

(1) 概要

片泊港は鹿児島県の黒島に建設された地方港湾である(写真 A-25)。この港湾は 1973 年からの改修計画により、本格的な整備が始まった。被災した防波堤は突堤状の消波ブロック被覆堤で、被災時には全計画延長 138m が完成していた。この全区間が 1987 年の台風 8712 号による、設計波とほぼ同等の高波浪の来襲を受けて被災した。

消波ブロックは散乱・消失し、ケーソンは大きく滑動したり損壊したものもある。特に、ケーソン 1 函は本体の上半分が全壊した。消波ブロックの衝突により、また、消波ブロックの散乱によって不完全な被覆状態となり衝撃砕波が作用したため、ケーソン本体が損壊したものと考えられる。

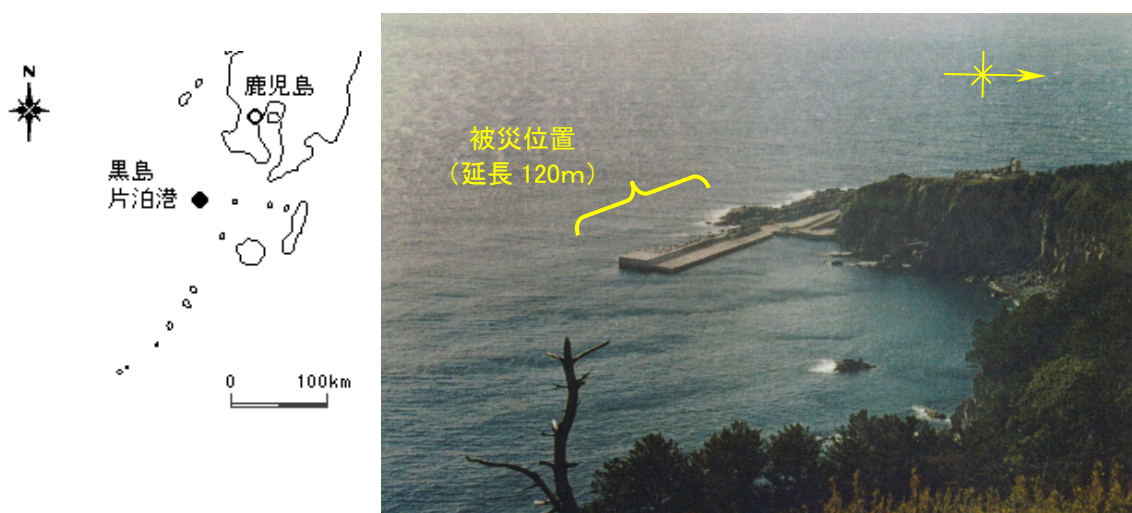


写真 A-25 片泊港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

被災した防波堤は、セルラーブロック部の延長 30m、ケーソン部の延長 108m(6 函)からなる消波ブロック被覆堤である(図 A-24, 25)。堤幹部のケーソン 4 函分は、幅 17m のケーソンが 50~64t 型シェークブロックで被覆されている。原設計ではすべて 50t 型であったが、台風 8310 号による被災で消波ブロックが散乱したため、消波工端部の 4 号函前面のみ 64t 型に置き換えられている。堤頭部は混成堤で、幅 32.5m のケーソン 2 函で構成されている。堤幹部側の 5 号函前面は消波ブロックの法面に位置している。防波堤の全延長は、前年度までに完成していた。なお、図中の青線が被災前、赤線が被災後の状況を示している。

この防波堤は水深 8~12m のリーフ上に位置しているが、堤頭部の 5、6 号函はリーフエッ

ジとなり、前面水深が24mまで急激に大きくなっている。

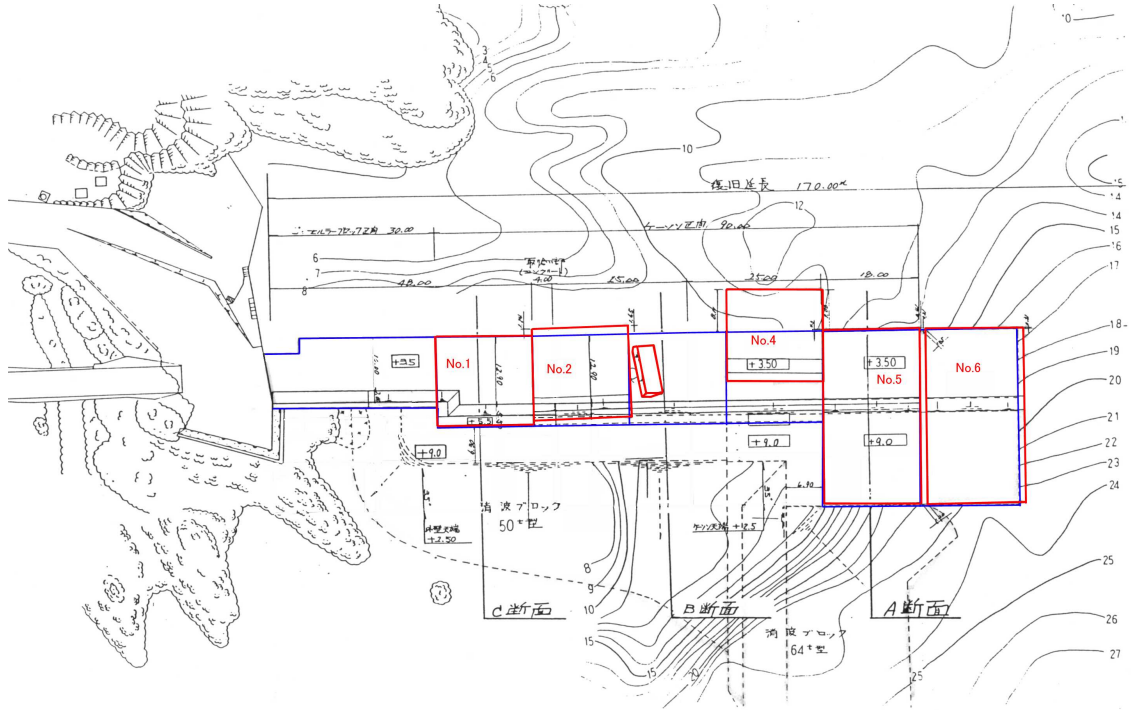


図 A-24 被災防波堤の平面図

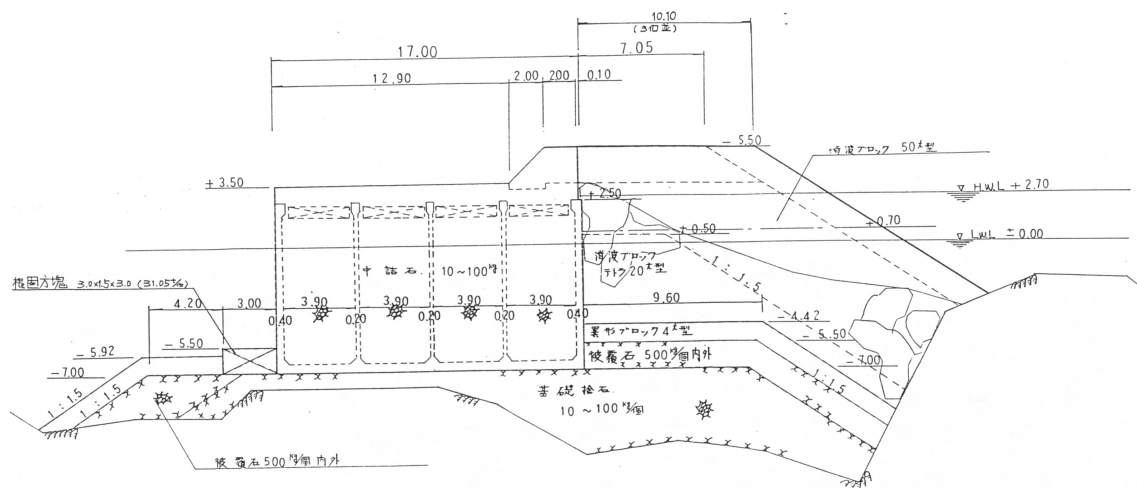


図 A-25 被災ケーソンの断面図(1号函)

b) 自然条件

今回の被災は1987年8月末の台風8712号の接近にともなうもので、来襲した波浪は有義波高9.0m、最大波高16.2mに達している。過去にも、台風8310号や8019号、8110号により有義波高8.0～8.7m、周期12.0sの波が来襲しており、防波堤が被災している。

高波浪の来襲時には、砕波水塊が防波堤に衝突して、激しくしぶきが上がっている(写真A-26)。このとき、ケーソンには衝撃的な波力が作用しているものと考えられる。

防波堤建設地点の水深変化が大きいため、設計時の波浪条件は水深-7～-11mの3段階で区分され、設定されている(表A-48)。水深-7mに位置する1、2号函は砕波領域、それより深い3～6号函は重複波領域となっている。被災時も含めて、波高はウィルソン法等の波浪推算によって算定された沖波に、屈折係数、浅水係数を乗じて算定されている。ただし、堤頭部はリーフエッジに位置し水深が急変しているため、ケーソン前面の波高は推算波高よりかなり大きかった可能性もある。



写真 A-26 被災時の波浪の状況

表 A-48 自然条件

	設計条件	被災時	備考
沖波波高 H_0 (m)	-	10.2	ウィルソン法
有義波高 $H_{1/3}$ (m)	8.0	9.0	1, 2号函(水深-7.0m)
	8.0	8.3	3, 4号函(水深-9.0m)
	7.9	7.5	5, 6号函(水深-11.0m)
最大波高 H_{max} (m)	-	16.2	
		14.9	
		13.5	
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	12.0	12.9	
入射角 β (deg)	24.0	28.0	沖波
設置水深 h (m)	-7.0~-11.0	-8.5~-20.0	設計値はマウンド天端
潮位 t (m)	H.W.L.+2.70	最大 +2.50	
海底勾配 θ (-)	-	-	リーフ

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは、最も被災の激しい3号函で幅 17m、長さ 18m、高さ 11.5m、質量 1,800t級のケーソンである(表 A-49)。前壁の厚さは消波ブロック被覆部で 40cm、堤頭函で 50cm である。また、法線方向の隔壁スパンは 4.45m である。

ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、港湾設計基準にしたがって設計されているものと推定できる。ケーソン天端部には、ハチマキと呼ばれるケーソン壁の補強が行われているため、曲げモーメントは4辺固定版で算定されているようである。完成構造が砕波力に有効な消波ブロック被覆堤であること、堤頭部は重複波領域として取り扱われていることから、特に衝撃砕波力に対する検討は行われていない。

表 A-49 ケーソンの形状

	形状 (m) B×L×H	側壁, 隔壁 厚さ(cm)	隔壁スパン (m)	ケーソン 質量(t)	備考
1号函	17.0×18.0× 9.5	40, 20	4.45	1,561	テトラポッド 20t 型
2号函	17.0×18.0× 9.5	40, 20	4.45	1,561	シェークブロック 50t 型
3号函	17.0×18.0×11.5	40, 20	4.45	1,798	シェークブロック 50t 型
4号函	17.0×18.0×11.5	40, 20	4.45	1,798	シェークブロック 64t 型
5, 6号函	32.5×18.0×13.5	50, 20	4.45	3,817	消波ブロックなし

(3) 被災状況

この防波堤は建設中の期間も含めて過去にも何度か被災している。例えば、1980年10月には台風8019号によって、セルラーブロック部の消波ブロックが散乱している。1983年9月には台風8310号によって有義波高8.7m、最大波高15.7m、周期12sの波浪が来襲し、消波ブロックが飛散、ケーソン2函が滑動、他の2函が傾斜するなど大きな被災を受けている。このとき、災害復旧工事において、消波工端部にあたる4号函部の消波ブロックが、64t型シェークブロックに変更されている。1984年8月にも台風8410号による被災を受け、復旧工事が行われている。

その後、1986年に堤頭函の据付けが完了し防波堤が完成している。しかし、今回の台風8712号による被災を受けて設計が根本から見直され、上部斜面型ケーソン堤として耐波性能の改善が図られている。

表A-50、写真A-27に、台風8712号による被災の状況を示す。セルラーブロック前面では消波ブロックは静水面上まで残っているが、ケーソン前面では最下層や第2層の一部を残して散乱・消失している。1号函の上部工は消波ブロックの激しい衝突や衝撃波力の作用によって損壊し、ケーソン背面には消波ブロックが散乱している。2号函の3号函側や4号函の上部工には損傷は見られなかった。また、3号函を含めて2～6号函の背面には消波ブロックの散乱は認められない。なお、被災前の時点においても、前面の消波ブロックは若干沈下していた。

最も著しい被災は、3号函の上側半分が完全に破壊されたことである(写真A-28)。ケーソンの残骸のコンクリート塊が鉄筋から剥離して港内側に散乱している。2号函や4号函、5号函ではケーソン壁に穴が明き、中詰材が流失している(写真A-29)。また、ケーソンの滑動は4号函や2号函で顕著である。堤頭部の6号函は側壁前面でマウンド捨石が洗掘され、横方向に滑動・傾斜している。

表 A-50 ケーソンの被災状況

	ケーソン滑動量 (m)	ケーソンの破損	備考
セルラー部	-	セルラーブロックが破損	バラペットが飛散
1号函	-	上部工が損傷	背面に消波ブロック散乱
2号函	1.65	ケーソン壁に貫通穴2ヶ所 上部工が損傷	直径 1.5m, 3m
3号函	-	上側半分が全壊	
4号函	8.11	ケーソン壁に貫通穴2ヶ所	直径1m, 1.5m
5号函	0.48	ケーソン壁に欠損	幅 4.5m, 高さ 6.5mの欠損2面
6号函	横向きに 1.20	なし	根固ブロック散乱 マウンド捨石吸出しでケーソン傾斜
全体	セルラー部前面以外、消波ブロックが散乱 (テトラポッド 20 型, シェークブロック 50~64t型)		



写真 A-27 ケーソンの被災状況全景

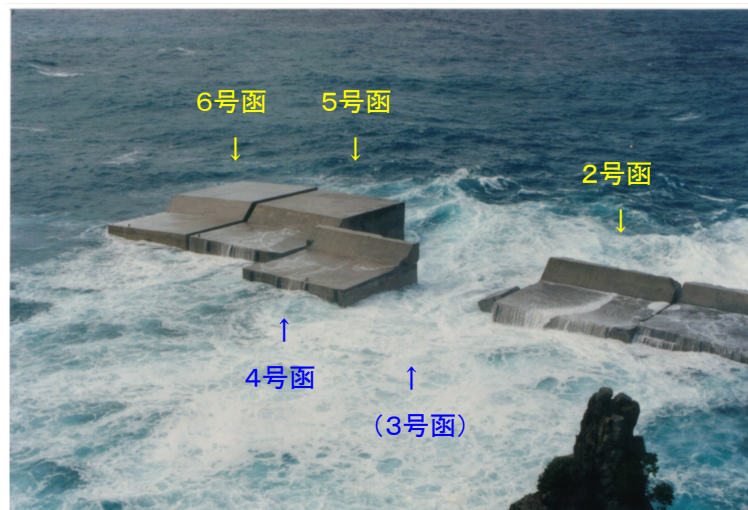


写真 A-28 ケーソンの被災状況



写真 A-29 ケーソンの被災状況

(4) 被災原因の考察

今回の被災の直接的な原因は、設計波を上回る高波浪が来襲したことである。これにともない、消波ブロックが散乱・沈下し、ケーソンに衝撃波力が作用した。被災時の波浪状況を示した写真では、当初防波堤に波浪が作用してもしぶき上がっていないが、時間とともに激しいしぶきが上がるようになっている。これは、消波ブロックの散乱にともない、波力が衝撃的なものに変化していることを物語っている。また、前面の急な水深変化による波力の増大も原因の1つに挙げられている。

1号函の上部工には消波ブロックが衝突した形跡が見られる。また、1号函背面には消波ブロックが多数散乱している。1号函の前面は岩礁で浅くなっており、消波ブロックが沖側に転落しにくいこと、消波ブロック(テトラポッド 20t型)が小型で散乱しやすかったことから、ケーソンを越えて散乱したものと考えられる。2号函の3号函側、4号函にはそういった上部工の損傷は認められず、背面にも消波ブロックの散乱は見られない。前面の海底地盤が急勾配で水深が大きいこともあり、消波ブロックは沖側へ転落・散乱している。

表 A-51 に3号函ケーソン各部の耐波限界波高を示す。波高が6mを超えると消波ブロックの散乱が始まる。消波ブロックに被覆された状態であってもケーソンの滑動安定性は低く、消波ブロックの散乱と並行してケーソンの滑動が始まる。消波ブロックが散乱した時点では、ケーソン壁のひび割れ限界をはるかに上回り、終局限界に達する高波浪がケーソン壁に作用し、ケーソン壁は大きな被災を受けることとなる。本来、消波ブロック被覆堤として設計されていたため、ケーソン壁自体の耐波性能は低く、強大な衝撃波力の作用によって、このような激しい被災となった。

2, 4号函の前壁の貫通穴は、消波ブロックのロッキングによる衝突によってできたコンクリートの弱点をきっかけに、衝撃波力が作用してできたものと考えられる。一般的に消波ブロッ

クのロッキングは、噛み合わせの弱い最上層やその下の層で発生し、上部工に損傷を与えることが多い(高橋ら, 1998). ここでは、消波ブロックの散乱・沈下によって被災前からブロック天端が低下しており、ロッキングしていた上層の消波ブロックがケーソン壁に衝突していたものと思われる. 高波浪によって消波ブロックが散乱し、衝撃波力が作用して貫通穴に発展し、それが拡大したものと考えられる. なお、2, 4号函の被災が3号函と比べて軽微であったのは、複雑な海底地形の影響を受けたものと思われる. また、2号函前面は消波ブロックの散乱が3号函前面に比べて少なかったこと、4号函は5号函の影になっていたことなども原因と考えられる.

5号函のケーソン壁の欠損は、消波ブロックの不完全被覆によって誘発された衝撃波力によるものである. 図面上は消波ブロックの法肩に位置するが、被災前から消波ブロックが散乱・沈下しており、不完全被覆状態となっていた.

表 A-51 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高(m)	備考
消波ブロック	移動, 散乱	Hudson式	7.9	シェークブロック50t型
〃	〃	Van der Meer (1988)	5.6	〃, 被災率0%
〃	〃	高橋ら(1998)	5.3	〃, 被災率0%
ケーソン本体	滑動	波圧式: 谷本ら(1976)	5.7	消波ブロック散乱前
〃	〃	波圧式: 高橋ら(1992)	3.8	消波ブロック散乱後
ケーソン壁 (静水面部)	ひび割れ	波圧式: 高橋ら(1992)	2.8	〃
	終局破壊	波圧式: 高橋ら(1992)	5.1	〃

表 A-52 は、3号函ケーソン壁各部の鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している. 消波ブロック被覆堤としての設計では、ケーソンに作用する最大波圧は 93kN/m^2 で $0.7 \rho_w gH$ である. 配筋が不明であったため、許容応力度法で配筋設計を行い、ケーソン壁の部材断面を推定している. 港湾設計基準に従い、ケーソン天端部分の補強(ハチマキ)を考慮してケーソン壁を4辺固定版としてモデル化し、発生する曲げモーメントを算定している. 表中には4辺固定版に被災時の波圧を等分布に載荷して算定した、発生曲げモーメントも併せて示している. 散乱した消波ブロックを基礎マウンドと見なし、衝撃波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)を適用すると、被災時には 367kN/m^2 , $2.7 \rho_w gH$ と設計時の4倍近い波圧が作用していたことが分かる. 被災時の曲げモーメントは、ひび割れ限界や終局破壊の限界値を超える大きな値を示している.

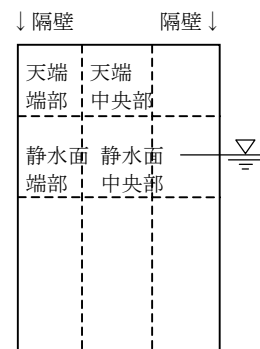
また、表 A-53 は被災を受けなかった6号函ケーソン壁各部の鉄筋コンクリートのひび割れ限界と終局限界の曲げモーメントを示している. このケーソンは壁厚が 50cm と大きく、ひび割れ限界も高い. 水平方向の静水面端部で発生曲げモーメントがわずかにひび割れ限界を上回っているが、その他の部位ではひび割れ限界にかなり余裕があることが分かる.

表 A-52 ケーソン壁各部の断面耐力(3号函, 被災)

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	87.1	116.7	175.0	331.9
		中央部	35.3	113.8	71.8	118.6
	静水面部	端部	149.0	120.3	287.6	578.3
		中央部	77.2	116.1	155.7	288.2
鉛直方向	天端部	端部	51.2	114.1	104.0	99.6
		中央部	103.0	116.5	203.5	395.3
	静水面部	端部	51.2	114.1	104.0	173.5
		中央部	33.2	113.4	67.7	120.2

表 A-53 ケーソン壁各部の断面耐力(6号函, 無被災)

位置			断面耐力(kNm)			発生曲げモーメント
			設計値	ひび割れ	終局破壊	
水平方向	天端部	端部	176.4	185.9	358.4	134.3
		中央部	46.0	177.7	94.1	40.8
	静水面部	端部	228.0	189.3	457.3	200.6
		中央部	134.7	183.2	275.7	100.5
鉛直方向	天端部	端部	95.8	179.8	196.5	40.3
		中央部	167.1	183.5	338.9	136.0
	静水面部	端部	95.8	179.8	196.5	60.2
		中央部	43.6	177.1	89.3	38.6



(5) 復旧方法

全ケーソンが堤頭函と同じ幅 32.5mの大型ケーソンに置き換えられ, さらに上部斜面型ケーソン堤に変更され, 耐波性能が大幅に改善されている. なお, 前面の消波ブロックは撤去されている.

(被災状況写真)



(写真) 波浪状況

(説明)

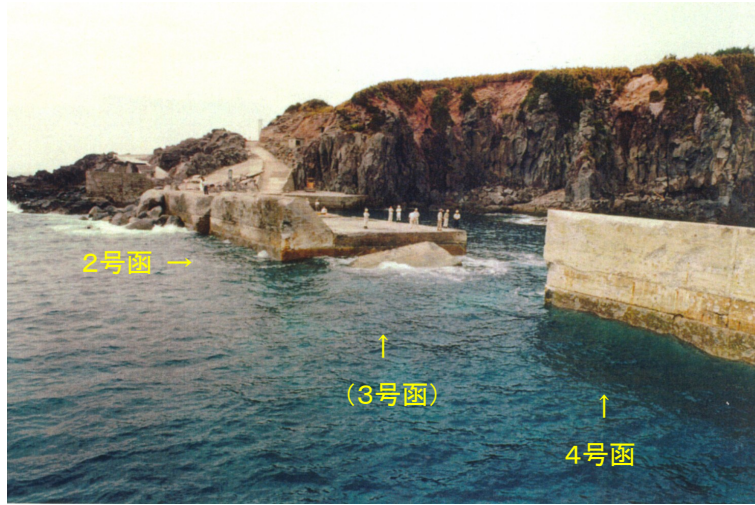
最も激しく被災を受けた3号函付近に波浪が激しく衝突し、しぶきが上がっている。



(写真) 被災状況全景

(説明)

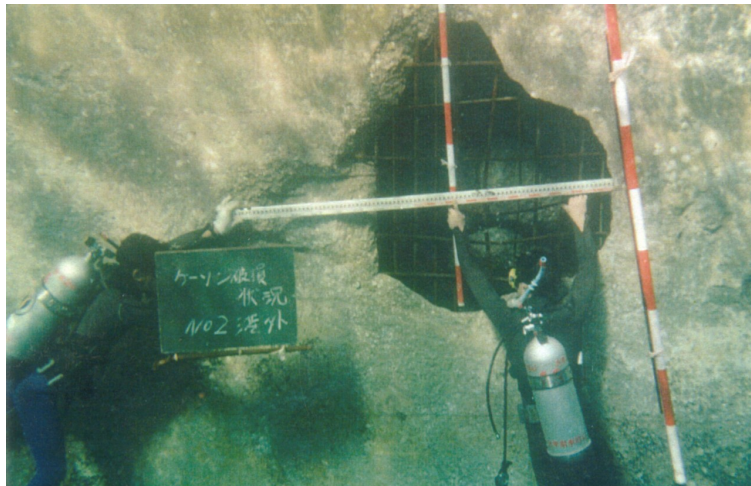
4号函は大きく滑動し、3号函は全壊している。セルラーブロック部は上部工が破損している。



(写真) 3号函被災状況

(説明)

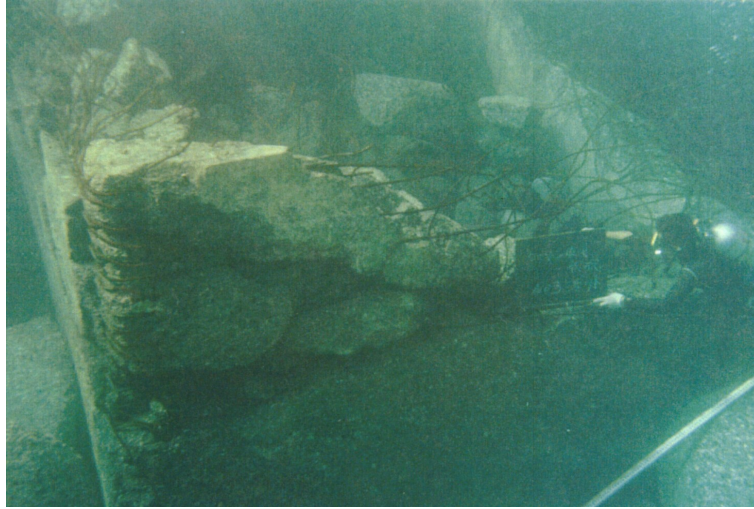
全壊した3号函部には上部工が一部残されている。ケーソン前面の消波ブロックは散乱・消失している。



(写真) 2号函の貫通穴

(説明)

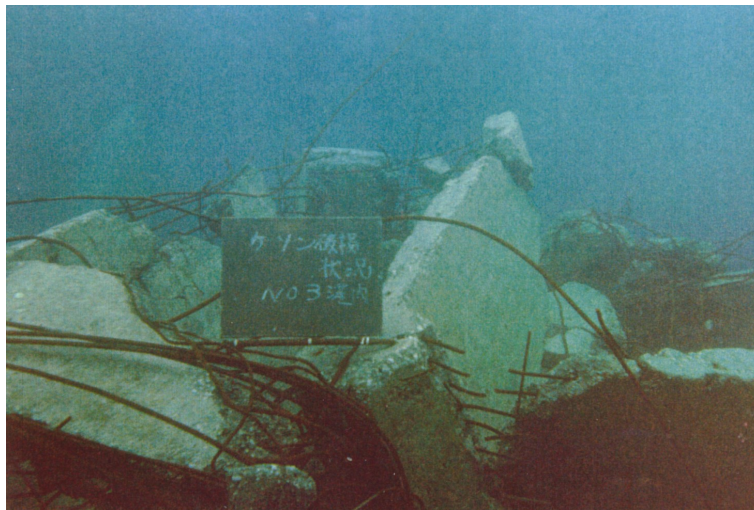
2号函前面壁の静水面下に直径 1.5mの穴が明いている。鉄筋が剥き出しになっており、中詰砂が流失している。



(写真) 破壊された3号函

(説明)

3号函の4号函側コーナー部. ケーソン上側半分が全壊・消失している.



(写真) 破壊された3号函の残骸

(説明)

3号函の港内側にはケーソン上側半分の残骸が散乱している.

A-4.4 和泊港の被災 — 消波ブロックの不完全被覆など —

(1) 概要

和泊港は鹿児島県の沖永良部島の表玄関として整備されている地方港湾である(写真 A-30)。被災した防波堤(南)は 1981 年に完成したが、1986 年に被災を受け補修工事を行った。このとき、被災した堤幹部は消波ブロックが上部工天端まで嵩上げされた。現状は、ケーソン堤 206m を含む総延長 248m の突堤状の防波堤で、このうち堤頭部 56m を除いて消波ブロックにより被覆されている。

那覇市の南海上を西北西に向けて通過した台風 9713 号による高い波浪が来襲し、1997 年 8 月 17 日にケーソンが被災した。堤頭部は根固工が大型消波ブロックで、構造上消波ブロックの不完全被覆状態となっていた。さらに、防波堤前面はかなり急勾配であったこともあり、衝撃砕波力がケーソンに作用した。この結果、消波ブロックの衝突をきっかけにして、衝撃波力によって堤頭部のケーソンが下部で折損した。

同じ台風によって、近隣の T 漁港防波堤も衝撃砕波力の作用を受けて、混成堤の大型ケーソン 1 函が半壊している。



写真 A-30 和泊港全景

(2) 設計条件と防波堤の構造

a) 防波堤の平面形状と構造

図 A-26, 27 に防波堤の平面図と縦断面図を示す。被災した防波堤は、堤幹部の 1～12 号函が消波ブロック(ドロス 50t 型)により被覆されている。堤頭部 56m, 13～17 号函は混成堤で、13～16 号函は消波ブロックの法面にあたる。堤頭函の 17 号函は同じ消波ブロック 2 層積で根固めされており、根固層厚は 6.2m であった。このため、堤頭部は実質的に消波ブロック不完全被覆の状態となっていた。また、防波堤はリーフ上に位置し前面はかなり急勾配であり、根固・被覆ブロックの法面が勾配 1/2.5 で 60m 以上続いていることから、マウンドを急勾配の海底

地盤とみなすこともできる。いずれにしても、衝撃碎波力が発生しやすい条件である。

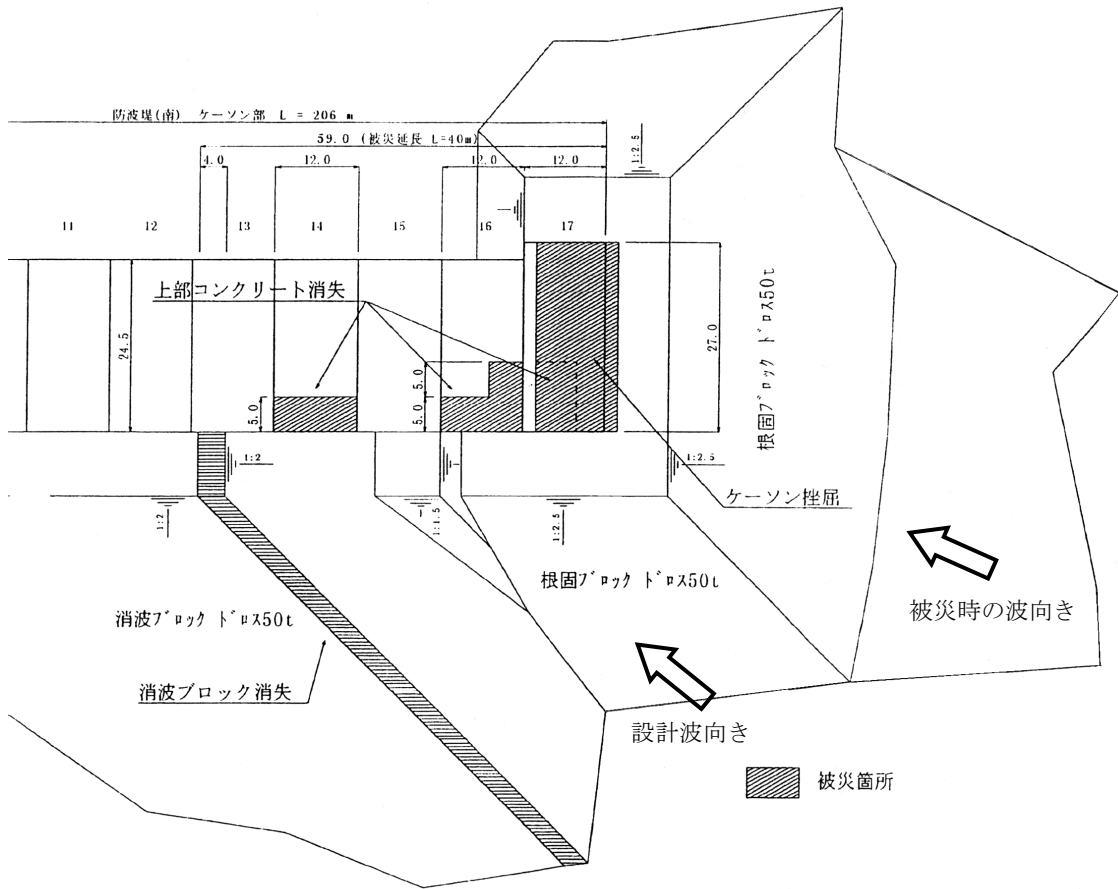


図 A-26 防波堤の平面図と被災状況

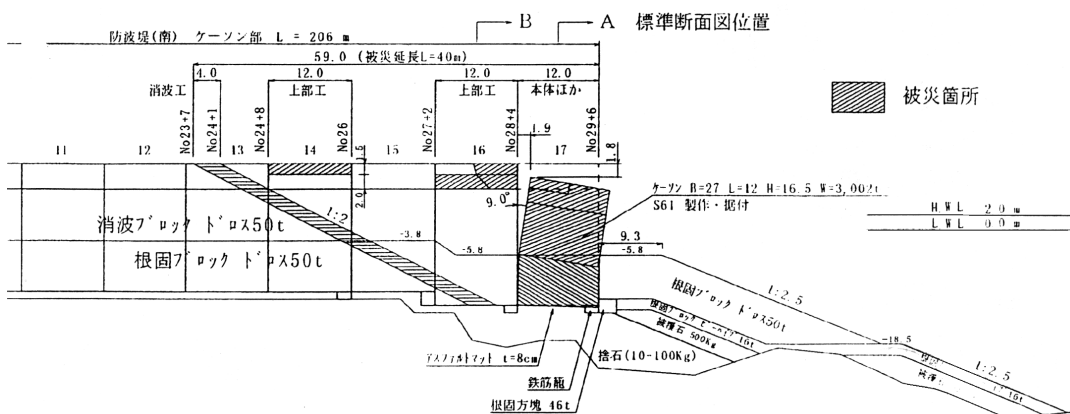


図 A-27 防波堤の縦断面図と被災状況

b) 自然条件

台風 9713 号の接近にともない、沖永良部島の周辺海域は8月 15 日朝から次第に波が高くなり、17 日には暴風をともない海上は大時化となった。高波浪は17 日夕方にピークを迎え、18 日まで時化が続いた。台風は17 日夜半に沖縄を通過して、中国に上陸した後、熱帯低気圧となった。

表 A-54 に設計条件と被災時の自然条件を示す。和泊港に來襲した波浪は、設計波には及ばないものの、有義波高 8.3m、最大波高 15.0mに達したものと推定されている。

設計波は波向き SSE、入射角 36.0° と防波堤に斜めに入射することが想定されていた。また、被災時の波向きは東よりの ESE で、入射角 51.5° と大きいため衝撃砕波力は発生しにくい(合田, 1977)状態であった。しかし、堤頭函の側壁に対しては入射角 8.5° となり、設計条件より厳しい状態であった。

表 A-54 自然条件

			設計条件	被災時	備考
沖波波高	H_0	(m)	11.8	9.8	
有義波高	$H_{1/3}$	(m)	12.2	8.3	
最大波高	H_{max}	(m)	17.0	15.0	
有義波周期	$T_{1/3}$	(s)	16.8	12.8	
入射角(前壁)	β_1	(deg)	(沖 SSE) 36.0	(ESE) 51.5	補正值
〃 (側壁)	β_2	(deg)	24.0	8.5	補正值
設置水深	h	(m)	-3.5~-18.00	-3.5~-18.00	
潮位	t	(m)	H.W.L.+2.00	最大 +2.15	
海底勾配	θ	(-)	-	-	

c) ケーソンの設計断面

被災したケーソンは、幅 27m、長さ 12m、高さ 16.5mで質量 3,000t級の大型ケーソンである(図 A-28)。被災時に波力が作用した堤頭函は、前壁、隔壁の厚さはそれぞれ 50、20cm、法線直角方向に隔室6室、隔壁スパンは 4.45mである。

ケーソンの安定性や前壁の構造部材は、合田式で算定された波力を外力として設計されていたものと推定できる。また、ケーソン壁の部材設計では、ケーソン天端にハチマキと称される補強があるため、港湾設計基準にしたがって4辺固定版でモデル化・計算されているものと思われる。

設置水深-18.0mとすると、根固水深設置水深比 d/h は0.38となり、衝撃砕波が誘発されやすい条件である。

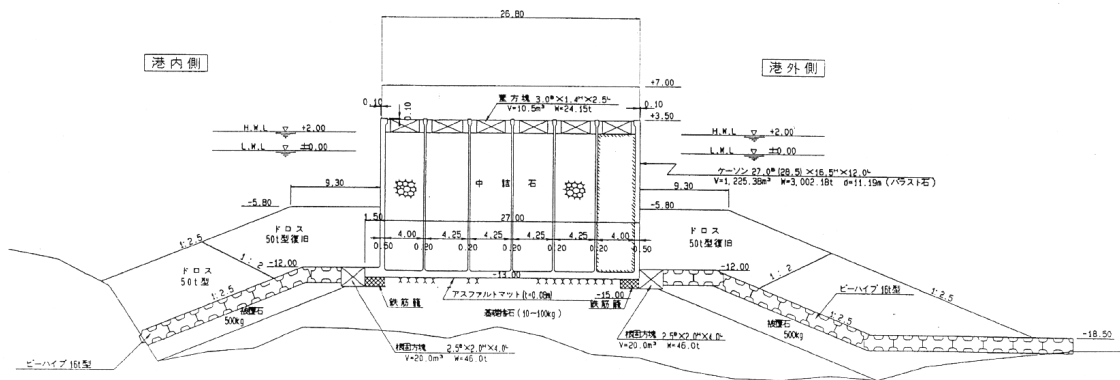


図 A-28 被災ケーソンの断面図

(3) 被災状況

堤頭部の延長 40m で被災した(表 A-55)。最も致命的な被災は、堤頭部のケーソンが上下 2 つに割れ、ケーソンの上側が下側の部分に陥没したことである。上側部分と上部工が沖側に傾斜している(写真 A-31)。折損部は、ちょうど根固ブロック(ドロス 50t 型)の天端にあたり、ケーソンと根固ブロックがせりあっている様子も見られた(写真 A-31, 32)。ケーソン壁のコンクリートは完全に圧壊し、鉄筋がむき出しになっている。

防波堤のその他の部分では、ケーソン 3 函で上部工の一部が欠損、消波ブロックが法面付近でいくつか散乱・消失した程度で、大きな被災は発生していない。根固ブロックは、多少滑動・振動を起こした形跡はあるが、散乱するまでにはいたっていない。

表 A-55 被災状況

	ケーソンの破損	備考
17 号函	ケーソンが折損。	港外側の上部工が一部消失
16 号函	なし	港外側の上部工が一部消失
15 号函	なし	
14 号函	なし	港外側の上部工が一部消失
13 号函	なし	
全 体	ケーソンの滑動災害：なし	
根固ブロック	散乱していない(移動せず、その場所に留まりロッキング)	
消波ブロック	消波工端部の法面付近で散乱・消失	

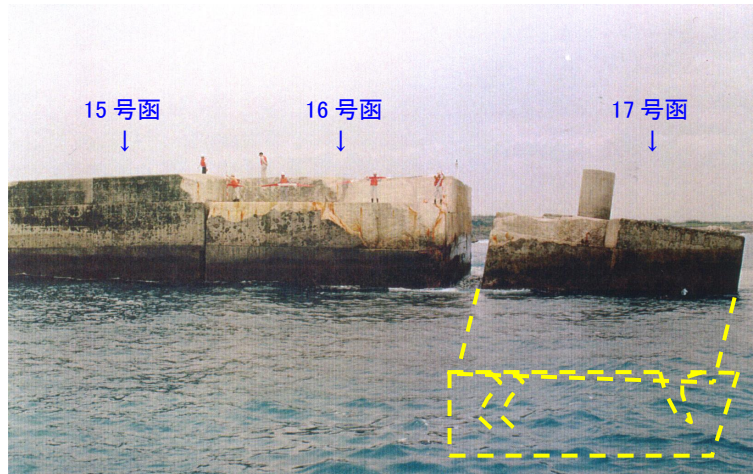


写真 A-31 ケーソンの被災状況

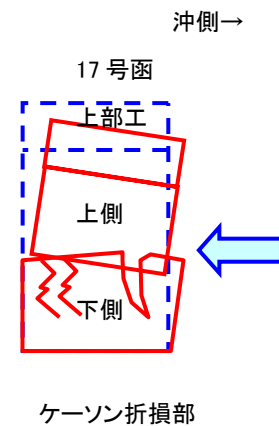
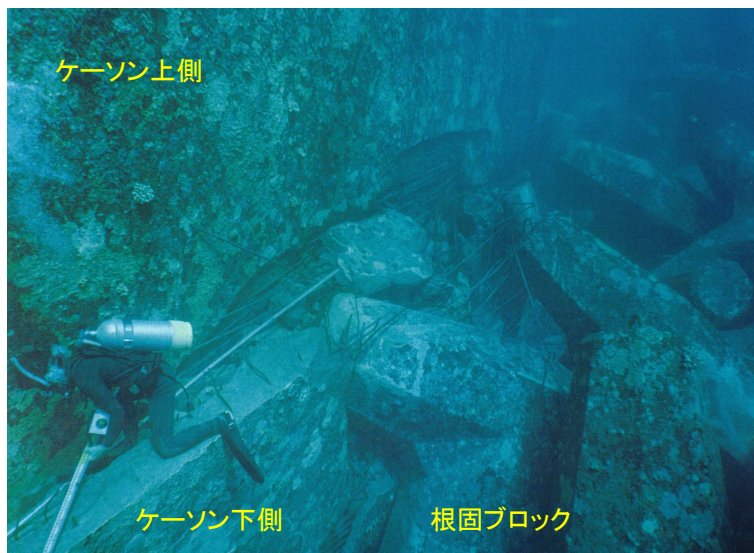


写真 A-32 ケーソンの被災状況 (堤頭函の沖側側壁)

(4) 被災原因の考察

原設計では波向きが防波堤法線に対して入射角 36° と斜め入射が想定されていた。それに対して、被災時の波向きは堤頭函の側壁に対して補正值で 8.5° と厳しい条件となっていた。被災時の波浪は有義波高 8.3mと、波高こそ設計波高 12.2mを下回るものの、作用する波力は被災時の方が大きくなっている。復旧計画資料によれば、滑動安全率が、設計値 1.99 に対して 1.39 と大きく減少していた。

この資料では、ケーソン壁の被災の進行を次のように説明している。根固ブロックがケーソン

ンに衝突し、ケーソン壁に穴が明いた。中詰石の流出によってケーソンが重量不足となった。ケーソンが波浪によって振動し、コンクリート打継目が破断した。ケーソン上側部の自重によって下側部が破損した。

和泊港と同様にリーフ先端部に建設され、構造も類似な亀徳港でも消波ブロックの散乱やケーソンの滑動災害が発生したことが報告されている(喜田ら, 1979)。模型実験より、リーフの浅瀬では沖波の 1.4 倍にも達する局所的な高い波高が発生したり、リーフ上では噴流状の強い流れが発生し、防波堤の安定性に対して悪影響をおよぼしているものとされている。

和泊港防波堤の設計方法の詳細は不明であるが、ここで改めて被災の原因を推察する。表 A-56 は、ケーソンのいくつかの被災形態に対する耐波限界波高を示している。ケーソンに作用する波圧分布は、根固ブロックの消波効果を考慮して、根固天端より下側については波圧を低減している。また、被災の形態が異なるためそのまま対比できないが、参考値としてケーソン壁の曲げモーメントによるひび割れ限界、終局限界波高を示す。

表 A-56 防波堤各部の耐波限界波高

被災部位	被災の形式	検討方法	限界有義波高 (m)	備考
消波ブロック	移動, 散乱	Hudson式	11.8	ドロス 50t型
ケーソン本体	滑動(側壁対象)	波圧式:高橋ら(1992)	4.5	部分消波
〃	転倒(側壁対象)	波圧式:高橋ら(1992)	4.3	〃
〃	転倒(前壁対象)	波圧式:高橋ら(1992)	16.2	〃
ケーソン壁 (静水面部)	ひび割れ	波圧式:高橋ら(1992)	6.4	
	終局破壊	波圧式:高橋ら(1992)	11.8	

被災原因の1つには、ケーソン自体のロッキングが挙げられる。堤頭部のケーソンは幅 27m に対して法線方向の長さが 12mと小さいため、側壁側に波が作用すると、ケーソンは簡単にロッキングを起こす。側壁に対する転倒限界波高 4.3mは、前壁に対する限界波高 12.9mのわずか 1/3 である。なお、根固ブロックのドロス 50t型は、 K_D 値 20 と安定性の高いブロックで、Hudson 式では傾斜堤の限界波高は 11.8mとなる。空隙率も大きいことから根固ブロックとしても高い安定性を有しているものと考えられる。

ケーソンの転倒安定性は消波ブロックの移動・散乱安定性をはるかに上回っている。すなわち、側壁側に強い衝撃波力が作用し、ケーソンがロッキングを起こし根固ブロックとせりあい、コンクリートが損傷したものと考えられる。また、根固ブロックの天端がコンクリートの3段目の打継目に近く、もともと構造上の弱点となっていた可能性もある。ケーソンや根固ブロックのロッキングによって打継目付近のコンクリートが少しずつ剥離し、強度が低下していたものが考えられる。

さらに、大型の根固ブロックによって消波ブロックの不完全被覆と同じ状況となった。根固水深比 d/h が0.35と高マウンド状態となったため、衝撃砕波力の作用が考えられる。このケーソンは高さ16.5mのうち、下側半分は根固ブロックで被覆されており、波力の作用が小さい(三上ら, 1991)。それに対して、上側半分には強い波力が作用し、ロッキングの際にその境界部分に繰り返し力が集中する。その結果、構造上弱点となっていた部分が破断し、ケーソンが破壊されたものと考えられる。

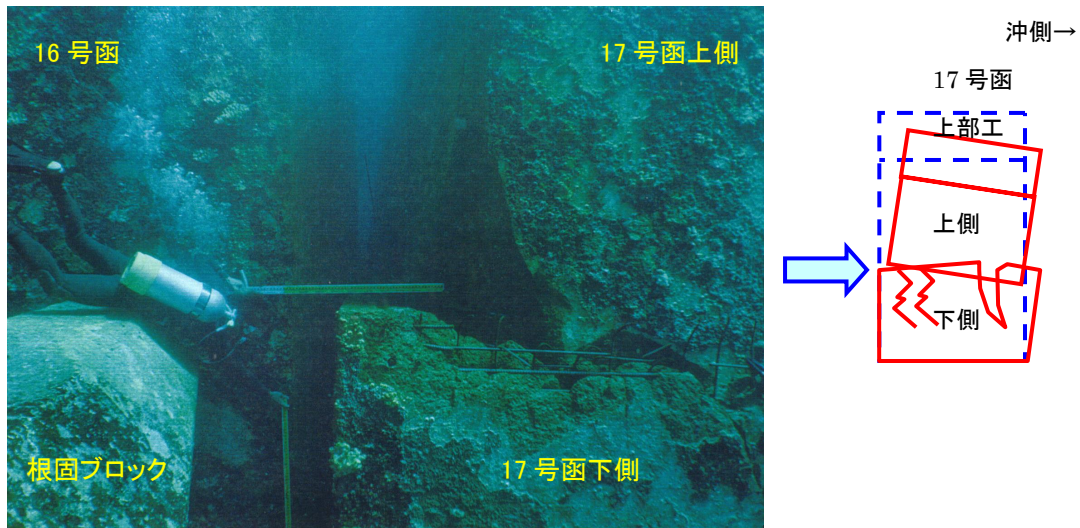
合田式と衝撃砕波力を考慮した拡張合田式(高橋ら, 1992)で波圧を算定すると、拡張合田式の方が30%大きい値を示す。静水面での波圧係数 $p_1/\rho_w gH$ はそれぞれ1.7と2.2と、砕波による波力増大効果が大きく現れている。また、リーフ上での波高増大による強い波力の作用も考えられる。

なお、原設計で示されている波圧には、衝撃砕波が考慮されていない。衝撃砕波力を考慮すれば、波高は被災時の方が小さいが、波圧は原設計を20%上回っている。

(5) 復旧方法

破損したケーソンはすべて取り壊し、撤去して、同形のケーソンが再度設置されている。根固消波ブロックは上層の1層分が撤去され、噛み合わせを強固なものとされている。破損した上部工にはコンクリートが打設され、原型復旧されている。

(被災状況写真)



(写真) ケーソンの被災状況(堤頭函の16号函側港外側角部)

(説明)

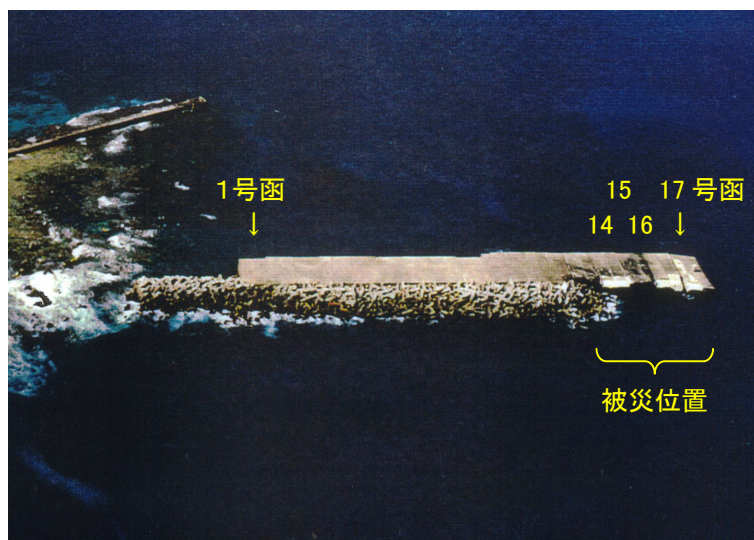
17号函の上側半分が折損して沖側へ傾斜している。鉄筋がむき出しになっている。



(写真) ケーソンの被災状況(堤頭函の沖側棲壁)

(説明)

17号函の上側半分が折損して沖側へ傾斜している。上側半分は割れて下側半分にくい込んでいる。鉄筋は完全に切断されている。



(写真) 防波堤の全景

(説明)

14, 16, 17号函の上部工の写真手前側の一部が破損、消失している。消波ブロックはほとんど散乱しておらず、完成形を維持している。

B 3辺固定上辺単純支持版の曲げモーメント計算表

(注)簡便な近似計算の結果

辺長比

$$\lambda = L_z/L_x$$

ここに,

曲げモーメント(kNm)

K_x, K_z : X, Z方向の曲げモーメント係数

水平X方向 : $M_x = K_x p L_x^2$

L_x, L_z : X, Z方向の長さ(m)

鉛直Y方向 : $M_z = K_z p L_x^2$

p : 波圧強度(kN/m²)

$\lambda = 1.00$

		L_z																
		$K_z =$																
		0.0000	0.0138	0.0152	0.0239	0.0216	0.0292	0.0230	0.0292	0.0219	0.0242	0.0180	0.0148	0.0082	0.0024	-0.0142	-0.0099	-0.0563
$L_x/2$	C.L.																	
	(天端)	0.0000	0.0052	0.0085	0.0079	0.0108	0.0088	0.0108	0.0086	0.0102	0.0073	0.0086	0.0047	0.0041	0.0003	-0.0076	-0.0052	-0.0304
	$K_x =$	0.0000	-0.0273	-0.0050	-0.0460	-0.0085	-0.0548	-0.0100	-0.0547	-0.0099	-0.0462	-0.0304	-0.0053	-0.0114	-0.0013	0.0000	0.0000	0.0000
		(底版)																

$\lambda = 1.50$

		$K_z =$																
		0.0000	0.0214	0.0162	0.0356	0.0180	0.0423	0.0158	0.0429	0.0151	0.0380	0.0158	0.0267	0.0135	0.0091	-0.0040	-0.0103	-0.0558
$L_x/2$	C.L.																	
	(天端)	0.0000	0.0065	0.0084	0.0085	0.0076	0.0088	0.0058	0.0087	0.0054	0.0084	0.0062	0.0068	0.0061	0.0023	-0.0023	-0.0052	-0.0298
	$K_x =$	0.0000	-0.0401	-0.0072	-0.0634	-0.0111	-0.0732	-0.0126	-0.0739	-0.0127	-0.0665	-0.0115	-0.0489	-0.0085	-0.0209	-0.0033	0.0000	0.0000
		(底版)																

$\lambda = 2.00$

		$K_z =$																
		0.0000	0.0266	0.0171	0.0412	0.0150	0.0463	0.0111	0.0468	0.0102	0.0439	0.0125	0.0346	0.0151	0.0151	0.0039	-0.0102	-0.0531
$L_x/2$	C.L.																	
	(天端)	0.0000	0.0073	0.0083	0.0086	0.0055	0.0083	0.0030	0.0082	0.0025	0.0084	0.0040	0.0079	0.0062	0.0040	0.0017	-0.0050	-0.0283
	$K_x =$	0.0000	-0.0489	-0.0087	-0.0713	-0.0123	-0.0780	-0.0132	-0.0786	-0.0132	-0.0747	-0.0127	-0.0612	-0.0300	-0.0050	0.0000	0.0000	0.0000
		(底版)																

$\lambda = 2.50$

		$K_z =$																
		0.0000	0.0309	0.0174	0.0444	0.0127	0.0472	0.0089	0.0474	0.0083	0.0463	0.0101	0.0400	0.0144	0.0204	0.0091	-0.0101	-0.0506
$L_x/2$	C.L.																	
	(天端)	0.0000	0.0079	0.0080	0.0084	0.0040	0.0080	0.0018	0.0079	0.0015	0.0082	0.0025	0.0083	0.0053	0.0053	0.0042	-0.0048	-0.0269
	$K_x =$	0.0000	-0.0559	-0.0099	-0.0755	-0.0128	-0.0789	-0.0132	-0.0790	-0.0132	-0.0778	-0.0131	-0.0693	-0.0384	-0.0066	0.0000	0.0000	0.0000
		(底版)																

