

図2.15 スペクトル分析結果 (2) (波浮、横浜港湾空港技術調査事務所提供)

2) 真鶴港潮位偏差の算出

真鶴の30秒間隔のデータより、周期解析を実施した。400~500秒の周期帯の変動が顕著であったので600秒の移動平均を行い1時間後毎のデータを作成した。

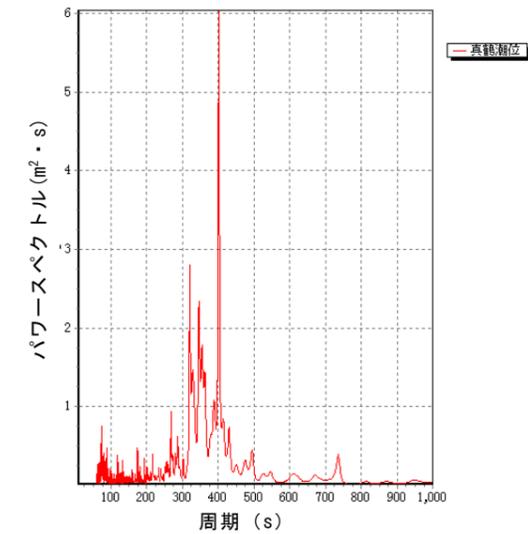


図2.16 スペクトル解析結果

天文潮は、「日本沿岸潮汐調和定数表」(平成4年2月)の真鶴の調和定数を用い、該期間の潮位推算値を作成した。

天文潮と実測潮位の差を求め集計した結果、該期間の潮位偏差は最大75cmとなった。

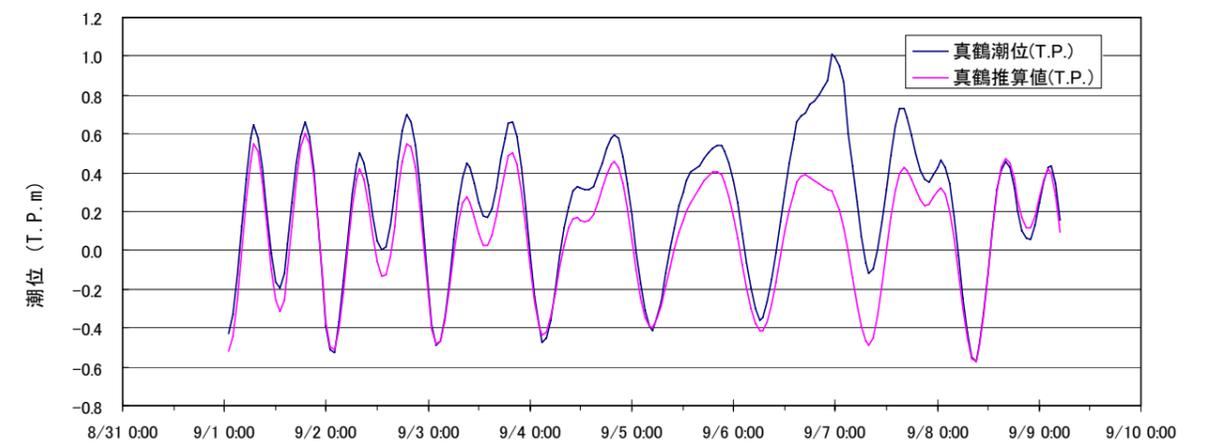


図2.17 推算潮位と観測潮位

3) 極値統計

台風9号通過時に発生した波浮における最大波高の記録の確率評価を行う。

評価対象

最大有義波高：8.31 (m)
有義周期：10.4 (s)

① 波高の評価（全波向）

波浮の年最大波を極値として確率波高の算出を行う。統計資料は、Nowphasの統計資料から年最大波を抽出し、極値資料とした。

極値統計条件

- ・ 極値資料：年最大波（波浮）
- ・ 統計期間：1973～2005年（33年間）

極値統計結果

- ・ 最適極値分布関数：ワイブル（ $k=2.0$ ）
- ・ 再現統計量：以下に示す。

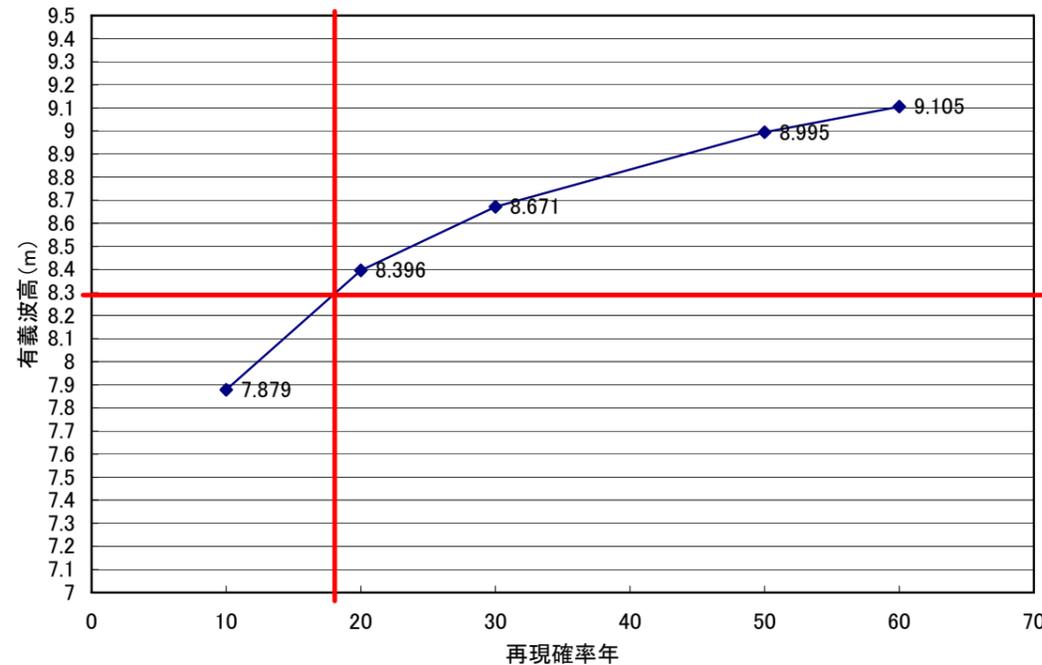


図2.18 再現統計量（全波向）

全波向を対象とした極値資料を用いた解析では、今回の台風9号の波高規模は再現確率18年程度となる。しかし、現地調査の結果明らかとなった西向の沿岸漂砂の卓越のように波向が今回の被災に関係していると考えられることから、波向別の集計と極値統計を行う。

② 波高の評価（SSE）

波浮で観測された最大有義波高の波向はSSEより、SSE方向の極値資料を用いて確率波高の算出を行う。

極値統計条件

- ・ 極値資料：年最大波（波浮、SSE）
- ・ 統計期間：1992～2005年（14年間）※1992年以前の波向別資料が未公表のため。

極値統計結果

- ・ 最適極値分布関数：ワイブル（ $k=2.0$ ）
- ・ 再現統計量：以下に示す。

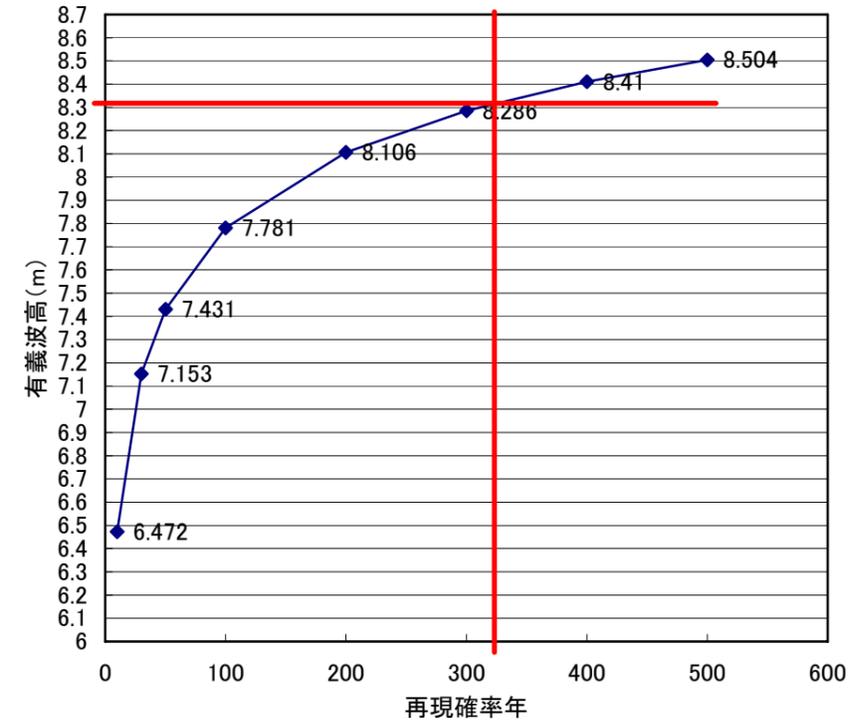


図2.19 再現統計量（SSE）

SSE方向の波高規模では、今回の台風9号の波高規模は再現確率300年以上となる。

従って、SSE方向から既往最大波相当の波が来襲することは稀であり、今回の被災波浪の特徴といえる。

2-5 漂砂環境の整理

(1) 漂砂環境の概要

本編 資料-3 参照。

(2) 長期的な砂浜の侵食

本編 資料-3 参照。

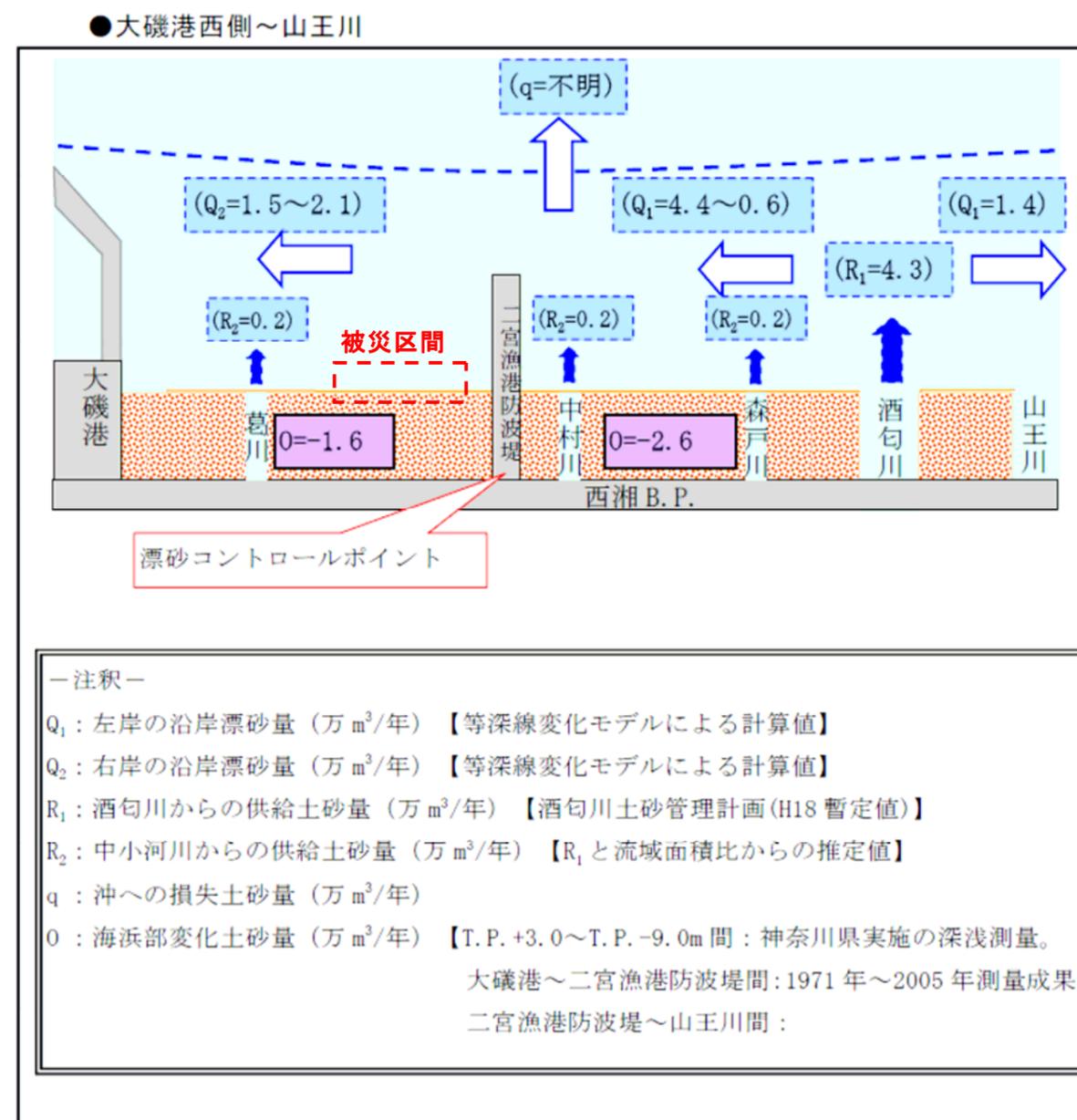
(3) 汀線変化解析

本編 資料-3 参照。

(4) 既往土砂収支検討事例（参考）

神奈川県は、総合土砂管理の考え方に根ざした整備調査を進めており、西湘海岸においては、京浜河川事務所および神奈川県がその土砂収支について検討を行っている。既往の土砂検討結果の事例を図2.20に示す。

これによると、被災区間に位置する二宮漁港～葛川間は、年間1.6万 m^3 のマイナスとなっており、侵食傾向と評価されている。西湘海岸の侵食の原因の一つである沖への損失量については評価されてなく、課題を残している。



(資料 : 平成18年度 海岸高潮対策工事 (県単) 当初4号その1 (相模湾沿岸漂砂地域別調査) 報告書、神奈川県)

図2.20 土砂収支検討例

2-6 擁壁背後の土砂の流出と擁壁の安定性の低下

(1) 越波流量

波浪変形計算により算定した換算沖波（表2.3 ケース4）を用いて、被災時の越波流量を算出した結果、被災越波流量には達しなかった。これより、越波のみによっては、背後の被覆等は被災しなかったと考えられる。

1) 検討条件

- 換算沖波波高 H_0' : 7.33 (m)
- 換算沖波周期 T_0' : 14.2 (s)
- 設置水深 : T.P.+0.0 (m) (被災時想定：被災後の横断測量結果より設定)
- 被災限界越波流量 : 0.2 ($m^3/m \cdot s$) (表2.5参照)
- 潮位条件 : T.P.+1.27(m) (被災時：湘南港最大潮位)

表2.5 護岸被災限界の越波流量

種別	被覆工	越波流量 ($m^3/m \cdot s$)
堤防	天端・裏法面とも被覆工なし	0.005以下
	天端被覆工あり、裏法面被覆工なし	0.02
	三面巻き構造	0.05
護岸	天端被覆工なし	0.05
	天端被覆工あり	0.2

(出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説、平成16年6月、海岸保全施設技術研究会編)

2) 検討結果

検討結果を表2.6、図2.21に示す。

表2.6 越波流量算定結果

項目	設置水深	天端高	潮位	越波流量	被災限界越波流量	判定	備考
単位	T.P.+m	T.P.+m	T.P.+m	$m^3/m \cdot s$	$m^3/m \cdot s$	-	-
ケース1	0.00	9.50	1.27	0.02	0.20	SAFE	天端高:道路高
ケース2	0.00	8.35	1.27	0.04	0.20	SAFE	天端高:擁壁高

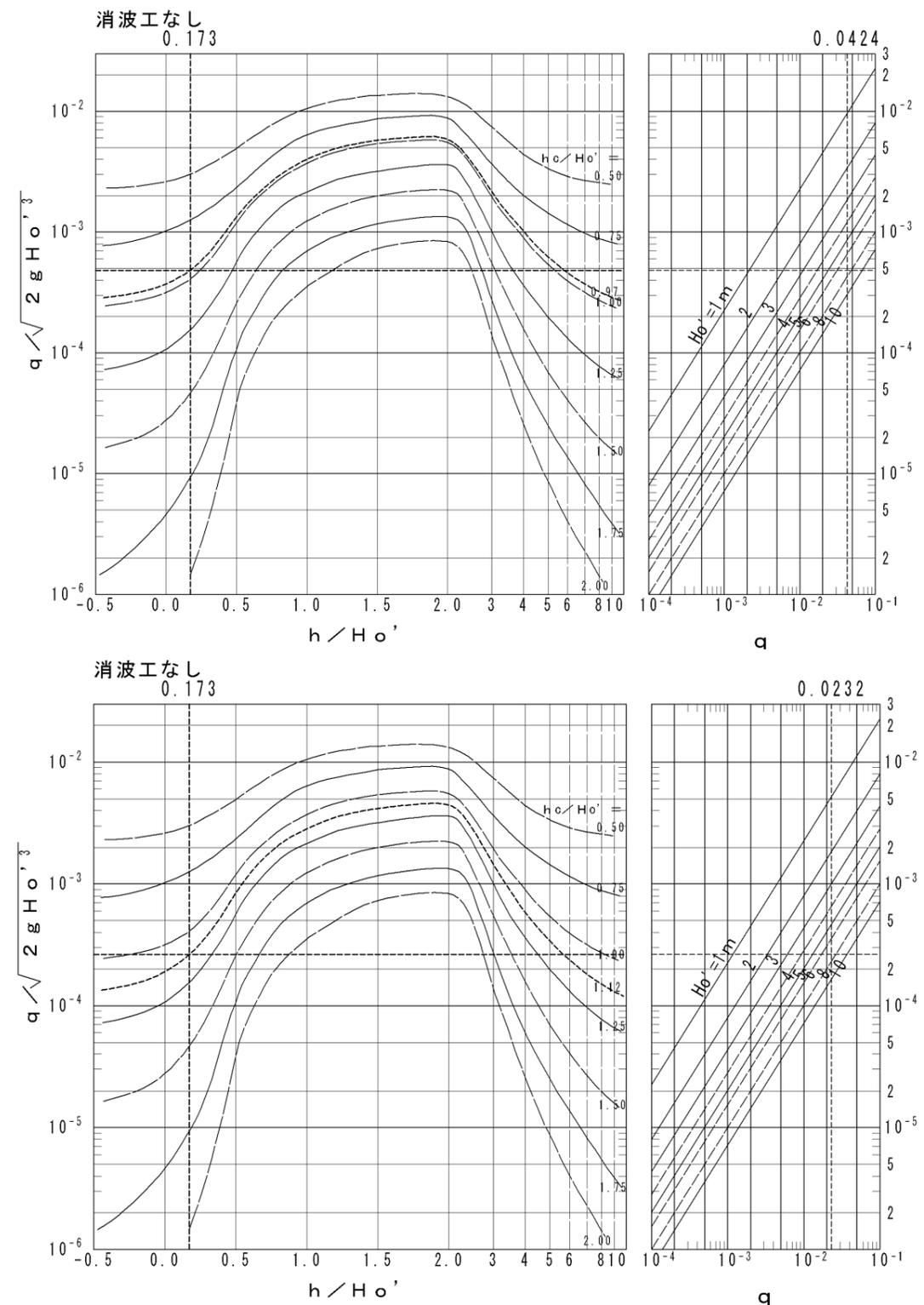


図2.21 越波流量算出図表読み取り結果

(2) パイピングの検討

被災発生時は上げ潮であり、擁壁及び止水矢板背後の残留水位と前面水位の差は小さいと考えられることから、通常の見方ではパイピングは発生しないと見られる。

しかし、侵食時に周期の長い水面変動による引き波時や、越波や降雨により道路内水位が前面水位と比べて1m近く高くなった場合は、内外水位差によりパイピングが発生した恐れがある。

○パイピングの検討

海岸堤防(海岸保全施設の技術上の基準, p3-33)

堤体浸透路長(盛土敷幅)と内外水位差の比(クリープ比)が小さくなると、堤体盛り土の限界動水勾配を越えることとなり、裏法面にパイピングが発生する。堤防がパイピングに対し安全であるためには、次式で求めるクリープ比が下表に示す値より小さくなってはならない。

$$C_c = \frac{l}{h_{cr}}$$

ここに、

- C_c :クリープ比
- l :浸透路長(m)
- h_{cr} :最大水頭差(最大の内外水位差)(m)

表 クリープ比

堤体又は基礎地盤の土質	クリープ比(C_c)	摘要
シルト	8.5	土質は堤体または基礎地盤のうち透水性の小さい方を取る。
細砂	7.0	
粗砂	5.0	

1) 検討条件

- 潮位条件: T.P.+1.27(m)(湘南港実測値、被災時上げ潮)
- 地盤条件: 細砂(クリープ $C_c=7.0$)
- 基礎地盤高: T.P.+0.0(m)(被災時、被災後の横断測量結果より設定)

ここで、以下の5つのケースを設定した。

- ケース1: 通常の潮汐によりできる水頭差の検討(被災時)
- ケース2: 周期の長い水位変動で0.5m程度の水位差が発生したと仮定したケース
- ケース3~5: 雨及び越波により道路内の水位が上昇して前面水位と水頭差ができたと仮定したケース

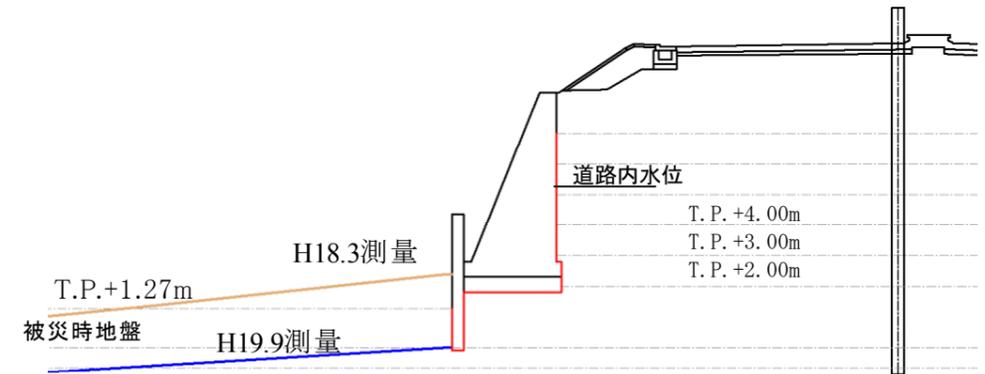


図2.22 パイピング検討モデル

2) 検討結果

検討結果を表2.7に示す。

道路内水位を確認する方法はないため、検討結果の評価は難しい。しかし、前面地盤の低下により、被災時は通常よりもパイピングが発生しやすい条件になっていたと言える。

表2.7 パイピング検討結果

ケース	残留水位 T.P.+m	前面水位 T.P.+m	水頭差 m	浸透路長 m	C_c	評価	備考
1	1.27	1.27	0	-	-	SAFE	上潮時、水頭差なし
2	1.10	0.60	0.5	1.66	5.0	OUT	長周期の水位変動で0.5m程度の水位差が出来たと仮定した場合。
3	2.00	1.27	0.73	6.03	8.3	SAFE	前面水位: 被災時実測高潮位 道路内水位: 雨及び越波により上昇したと仮定
4	3.00	1.27	1.73	7.20	4.2	OUT	
5	4.00	1.27	2.73	7.20	2.6	OUT	

(3) 作用波圧の検討

被災時、既存擁壁基部は侵食され、深くなっていたと考えられる。ここでは、合田の波圧式を用いて既存擁壁の断面照査を行う。

1) 波圧の算定

直立壁に作用する重複波及び砕波の波力（海岸保全施設の技術上の基準、p2-44参照）

波浪緒元の設定

波の主方向: SSE
法線の方向: ENE

波の主方向に対してほぼ15°以内に収まると考えられることから、 $\beta=0^\circ$ とする。

換算沖波波高

$H_0' = 7.33$ (m)
 $T_0' = 14.2$ (m)

設置水深の確認: 1/2換算沖波波高は、3.67 mより設置水深1.27より深い
そこで、波高を求める水深は、次のようにする。
設置水深(T.P.+0.0m \rightarrow 3.67)の進行波は、

有義波高: 3.5 (m) (次頁参照) 砕波帯内の波高算定図表より
最大波高: 4.78 (m) (次頁参照)
進行波の波長: 84.1 (m) 繰り返し計算より

結果図

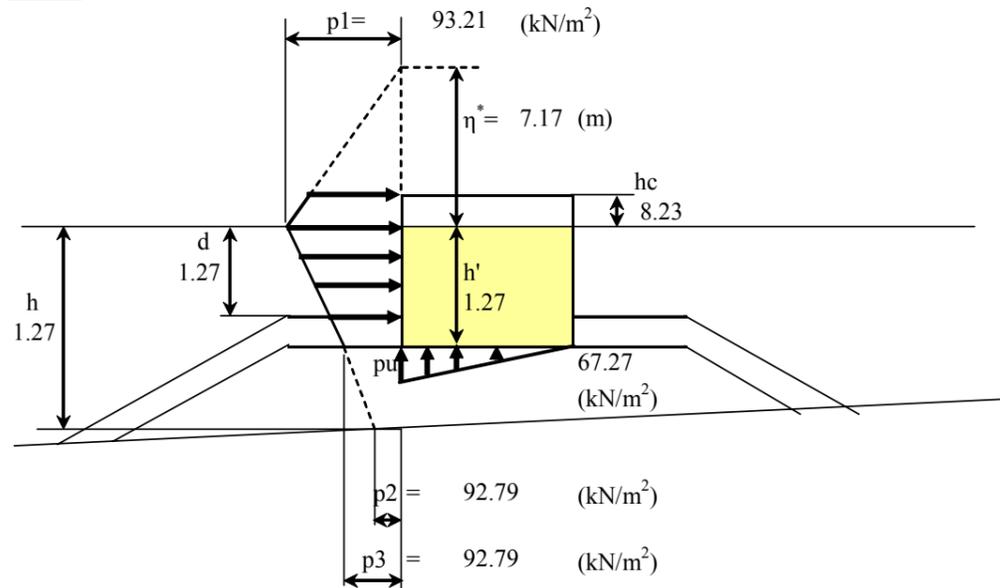


図2.23 波圧モデル図

2) 断面照査

① 検討条件

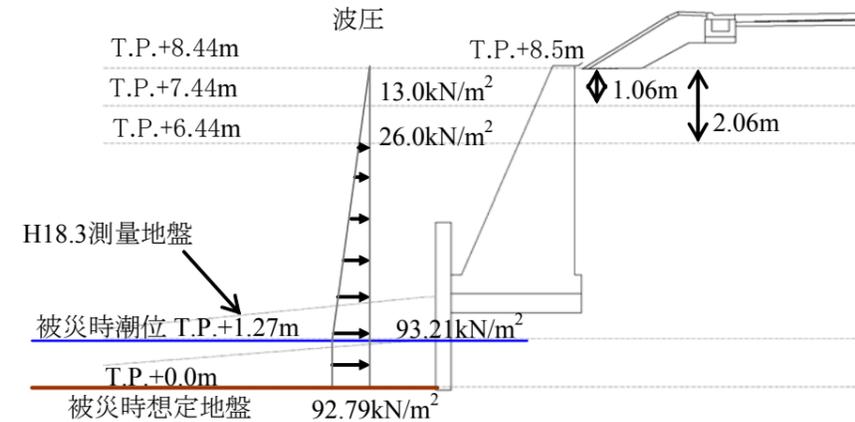


図2.24 断面照査モデル図

・受働土圧

表2.8 受働土圧等の算定結果

照査箇所	Pp (kN/m)	Mp (kNm/m)
+7.44m地点	51.3	18.13
+6.44m地点	193.8	133.1

② 検討結果

表2.9より、波圧等では破損しないと考えられる。

表2.9 既存擁壁の曲げモーメントに対する断面照査結果

照査箇所	$\Sigma c=M/Z$	σ_{ca}	判定
+7.44m地点	-0.02	0.23	O.K.
+6.44m地点	-0.1	0.23	O.K.

(4) 被災時堤体安定性の試算

資料-3の「擁壁倒壊のメカニズム」を基に、被災状況を静的安定の観点から、

①前面海浜が3m洗掘され（受働抵抗なし）、近隣で観測された潮位（T.P.+1.27m）の場合における堤体の静的安定計算（滑動及び転倒）を試みる。なお、所要安全率は、被災する極限の状態と考え、滑動 $F \geq 1.0$ と仮定した。検討結果を以下に示す。

表2.10 滑動及び転倒に対する検討結果（その1）

前浜 洗掘	滑動（常時 $F > 1.0$ ）		転倒（常時 $B/6 > e $ ）			備考	
	安全率	判定	B/6	e	判定	外水位高	内水位高
①	1.410	SAFE	0.5	0.389	SAFE	T.P.+1.27 m	T.P.+1.27 m

①の結果より、滑動の安全率や転倒は許容値を満足している。次に、越波や降雨を考慮し、②③内水位を上昇させた場合の堤体の静的安定計算を実施する。検討結果を以下に示す。

表2.11 滑動及び転倒に対する検討結果（その2）

前浜 洗掘	滑動（常時 $F > 1.0$ ）		転倒（常時 $B/6 > e $ ）			備考	
	安全率	判定	B/6	e	判定	外水位高	内水位高
②	1.207	SAFE	0.5	0.493	SAFE	T.P.+1.27 m	T.P.+6.5 m
③	1.066	SAFE	0.5	0.941	OUT	T.P.+1.27 m	T.P.+10.5 m

②の結果より、内水位がT.P.+6.5m（観測潮位+約5.2m）に上昇した場合でも、滑動の安全率や転倒は許容値を満足していることから、内水位が5m程度上昇したとしても、堤体の安定性は確保されていたと考えられる。また、③の結果より、仮に内水位が道路高さ（T.P.+10.5m）まで上昇していたとすると、転倒の許容値は満足していないが、滑動の安全率は満足している。

ここで、T.P.+10.5mまで内水位が上昇することは現実的でないことや、滑動や転倒の安定計算では構造物下端高（T.P.+2.5m）で検討するため、計算上の前浜の地盤高はT.P.+2.5mであることから、滑動や転倒のみの現象で被災したとは考えにくい。

そこで、支持力に着目すると、被災後の前浜は3m程度洗掘され、地盤面（T.P.+1.5~2.0m程度）は擁壁底面（T.P.+2.5m程度）より低下したことから、堤体の基礎地盤も洗掘の影響を受け支持力が低下したものとする。この条件下で、①前面海浜が3m洗掘され（受働抵抗なし）、近隣で観測された潮位（T.P.+1.27m）の場合における地盤反力 189.4kN/m^2 が基礎地盤に作用し、堤体の安定性が低下したと考えられる。

以上から、堤体直前の地盤が著しく侵食されたことにより、擁壁の基礎地盤の支持力が低下したことが、擁壁崩壊の直接的な原因と考えられる。

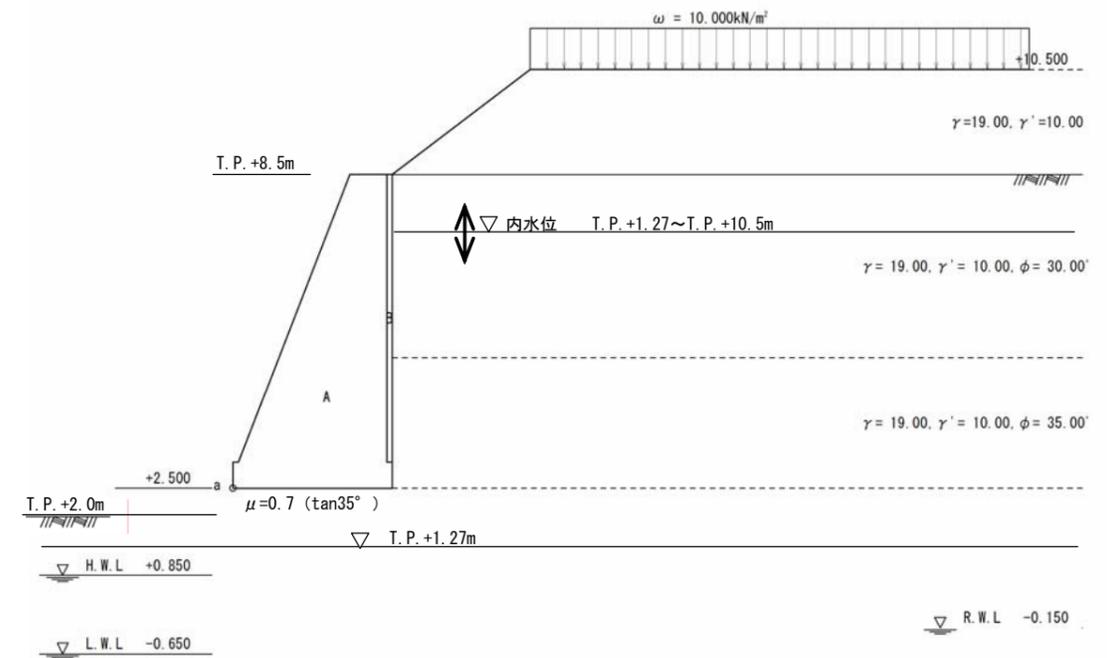


図2.25 検討条件図

3. 参考資料3：被災事例

3-1 昭和54年台風20号、昭和57年台風10号

当地区は、昭和54年の台風20号及び昭和57年の台風10号による被災（道路本体の吸い出しによる擁壁の転倒、7KP付近）及び緊急対策（擁壁補強及び7.0KP～7.5KPの前面消波ブロックと捨て石による根固工）を契機に測線間隔約40mの密な測量を行っている。

3-2 平成9年台風20号

台風20号は、1997年9月18日、19日に来襲した。その進路を図3.1に示す。

台風20号は伊豆諸島を通過後、房総半島沖を通過した。科学技術省防災科学技術研究所の平塚沖観測塔での波浪観測によれば、台風19号来襲時の最大有義波高は約2mであったが、台風20号では有義波高4.6mもの高波浪が来襲した。したがって、侵食の主な原因となった波浪は台風20号によるものと考えられる。そこで図3.2には台風20号来襲時の気象・海象データをまとめて示す。9月19日には有義波高4.6mで、周期が約15秒という非常に周期の長い波浪が来襲した。前報で記述した台風7号の場合には湘南海岸も台風内に入ったために、気圧低下に伴う海水面上昇があったが、台風20号の場合には図3.1に示したように、台風は房総半島沖を通過したために、気圧低下に伴う水面上昇は小さい。

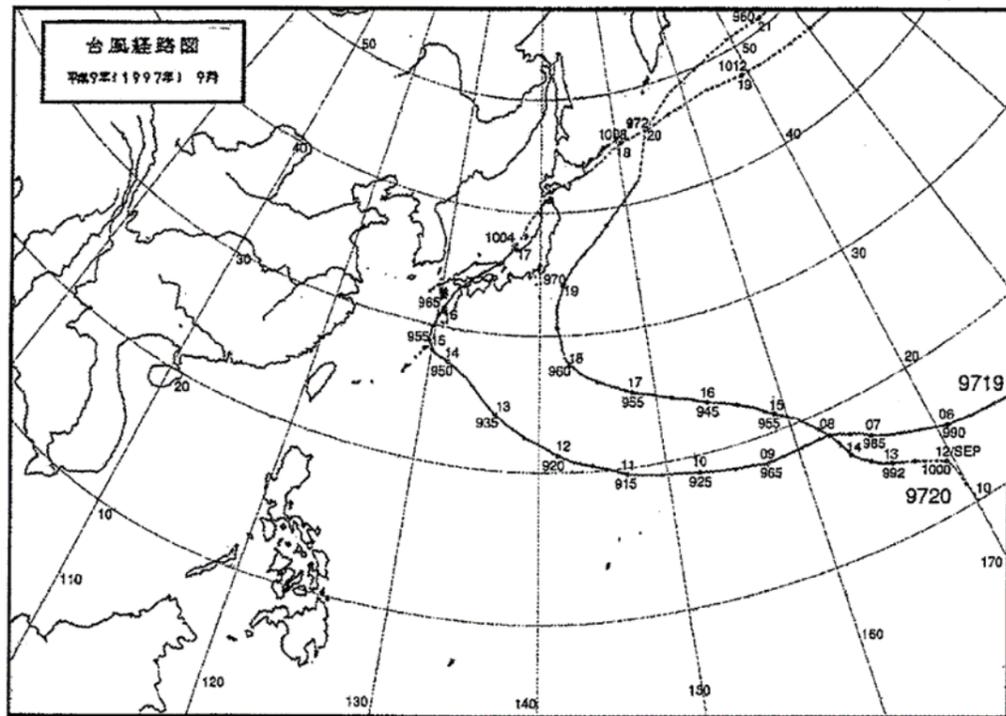


図3.1 台風経路図

(出典：なぎさを歩く、神奈川県)

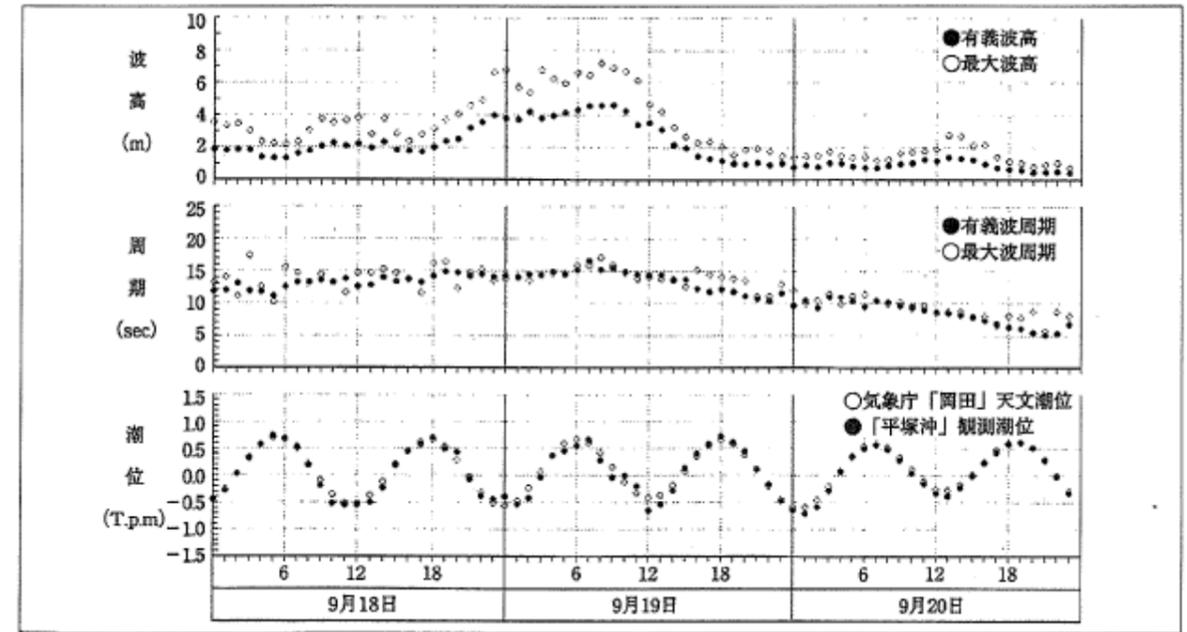


図3.2 台風20号時の気象・海象条件

(出典：なぎさを歩く、神奈川県)

台風20号通過時には、茅ヶ崎海岸のみならず、相模湾西部の西湘海岸全域で暴浪が作用し、多くの場所で災害が発生した。そこで以下では、台風20号の来襲時及び来襲後の西湘海岸の状況について、現地状況写真をまとめることとした。図3.3には、写真撮影地点を示すが、説明の順序は東側から西側とする。

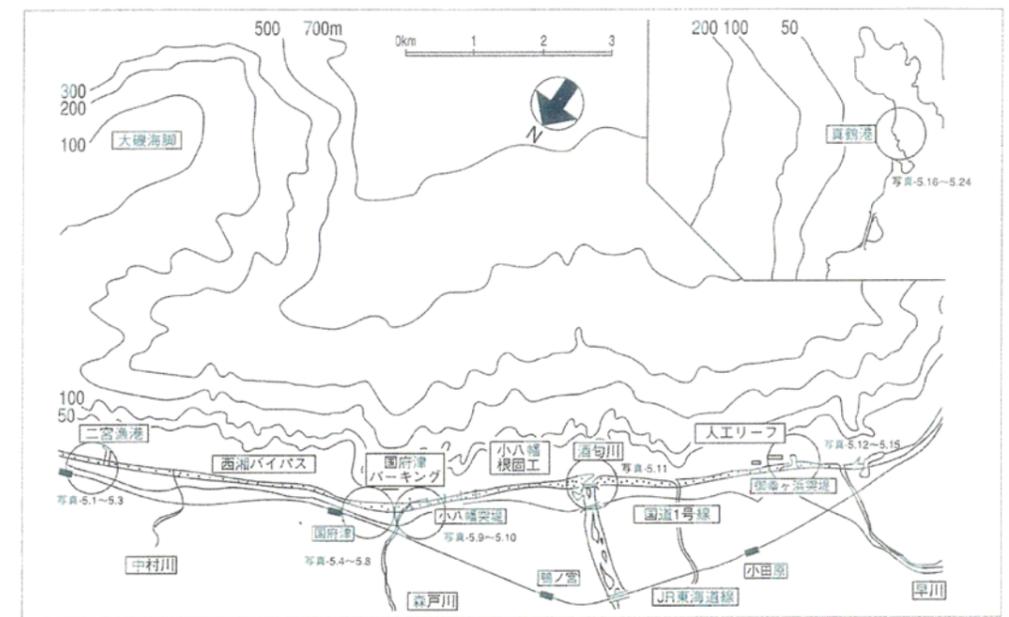


図3.3 写真撮影箇所（次頁参照）(出典：なぎさを歩く、神奈川県)



写真-5.1 西湘バイパス0.8K.P.越波防止柵の破損状況
東向きに撮影。写真右側に見えるのが越波防止柵である。中央分離帯の左側の上り車線にまで砂礫が散乱している。また越波の作用により柵の一部が壊れている。



写真-5.2 二宮漁港の東側に隣接する美浜橋付近に打ち上げられた大量の砂礫
大量の砂礫が梅沢川の河口を塞いでいる。写真左側に盛ってあるのは、河口部の堆積土砂を掘削したものである。



写真-5.3 美浜橋周辺への土砂の打ち上げ状況と破壊された河川の転落防止フェンス
波の打ち上げによって橋の周辺にも砂礫が運び上げられた。



写真-5.4 小田原市国府津海岸の越波状況
正面上部に見えるのは西湘バイパスである。天端高T.P.9.1mの護岸上で越波が生じている。



写真-5.5 小田原市国府津海岸の護岸の切れ目から打ち上げられたコンクリート塊
長さ約2m。写真-5.4の右端に見えるブロック塀が中央やや右に見える。



写真-5.6 小田原市国府津海岸の護岸前面における波浪の侵入状況（西向きに撮影）
護岸の下部には砂浜があるが、そこは一面砕波に伴う白濁域に入っている。また護岸からの反射波が橋梁の下部に見える。



写真-5.7 小田原市国府津海岸の護岸前面における波浪の侵入状況（東向きに撮影）
中央左寄りに見える角落（新しい板が見える）の左側には、写真-5.5に示したコンクリート塊の一部が見える。この写真でも、高波浪が護岸下部に侵入していることが分かる。



写真-5.8 洗掘された国府津海岸の斜路
護岸の下部の白っぽい部分が侵食前の原地盤高を表している。斜路の下部が侵食されたため、基礎が露出し、斜路が宙に浮いた状態となっている。フェンスの高さ(1.0m)と比較すれば、最大約0.4m地盤高が低下したことが分かる。



写真-5.9 西湘バイパス国府津パーキングエリアの護岸への越波状況
パーキングエリアの護岸に台風20号に伴う高波浪が作用している。広い駐車場には砂礫が散乱している。写真手前側には左下方向へと海水が流れ下ったことが砂礫の散乱状況から見てとれる。また、駐車場には越波した海水が貯まっている。



写真-5.10 西湘バイパス国府津パーキングエリアの護岸上部の壊れたフェンス
写真-5.9の中央に立つ掲示板が写真-5.10の右端に見えていることから、写真-5.9で高波浪が作用している付近の災害後の状況であることが理解できる。ここでも路面に砂礫が散乱している。また、ガードレールが倒壊している。



写真-5.11 酒匂川河口部での高波浪の来襲状況
長周期波が河口部を遊んでいる状況が見てとれる。

写真3.1 被害の様子（出典：なぎさを歩く P31～33、神奈川県）

写真3.2 被害の様子（出典：なぎさを歩く P31～33、神奈川県）