

「第二屆國際海洋工程電腦模擬 論文研討會議」



交通部運輸研究所
中華民國八十一年十月

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱 中文：「第二屆國際海洋工程電腦模擬論文研討會議」 外文：The 2nd International Conference on computer Modelling in Ocean Engineering			
國際標準書號（或叢刊號）	行政機關出版品統一編號 009106810367	運輸研究所出版品編號 81-36-038	
研究方式 <input checked="" type="checkbox"/> 自行辦理——主辦單位：運工組 <input type="checkbox"/> 合作辦理——合作研究單位： <input type="checkbox"/> 委託辦理——委託研究單位：			研究期間 自80年7月 至81年7月
本所計劃 主 持 人：侯和雄 研究人員：	合作研究單位 計 畫 主 持 人： 研究人員： 地 址： 聯絡電話：	委託研究單位 計 畫 主 持 人： 研究人員： 地 址： 聯絡電話：	
關鍵詞：垂直壁式防波堤（Vertical Wall Breakwater），波壓（Wave Pressure） 拋石式防波堤（Rubble Mound Breakwater），衝擊碎波波壓（Impact Breaking Wave Pressure） 防波堤（Breakwater），沈箱合成型（Caisson-Composite type） 深水港（Deep Water Port），特性（Characteristics）			
摘 要：報告第二屆國際海洋工程會議論文發表，深水區防波堤之波力分析與實驗研究。			
出版日期	頁數	工本費	本出版品取得方式
81年10月	25	420	凡屬機密性出版品均不對外公開。凡屬一般性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按工本費價購。
管制等級： <input type="checkbox"/> 機密（ <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日， <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 一般			
備 註：本報告書內容不代表交通部意見			

行政院國家科學委員會補助國內專家學人出席國際學術會議報告

報 告 人 姓 名	侯 和 雄	服務機構 及 職 稱	交通部運輸研究所 工程組簡任十一職等功三組長
時 間 會議	80年9月30日 至10月4日	本會核定	80年9月29日80會合字
地 點	西班牙巴塞隆納	補助文號	第 號函
會 議 名 稱	(中文)「第二屆國際海洋工程電腦模擬論文研討會議」 (英文) The 2nd International Conference on Computer Modelling in Ocean Engineering		
發表論文題目	(中文)「深水防波堤承受波力之理論數值電腦分析與試驗研究」 (英文) Theoretical analysis and experimental research of Wave Forces of Breakwater in Deep Water Area.		

赴西班牙出席第二屆
電腦模擬在海洋工程應用國際會議
出國報告

報告人

侯和雄

交通部運輸研究所

運輸工程組組長

中華民國八十一年十月

赴西班牙出席第二屆電腦模擬在海洋工程應用國際會議出國報告

第二屆電腦模擬在海洋工程應用之國際會議係於九月三十日至十月四日在西班牙巴塞隆納市之卡塔隆尼亞大學（University of Catalonia）舉行，計有二十餘國學者專家等三百餘人出席與會，會中宣讀討論六十二篇論文，出席國家中以美國、荷蘭、中華民國、日本、西班牙、丹麥、法國、英國、比利時、意大利等國出席人數與宣讀論文篇數居多。報告人除代表中華民國宣讀論文外尚主持「水質模式」專題研討，值得一提的是：大會以「中華民國」（Republic of China）名牌稱呼我國與會的學者代表；報告人的頭銜是（Dr. Ho-shong Hou, Republic of China, Chairman，如附件一）意味著：出席國家為中華民國；身份是研討會主席；姓名：侯和雄博士，報告人宣讀論文題目為「深水防波堤波力之理論分析與試驗研究」，亦為報告人七十九年主持國科會研究專題之部分研究成果，此次順利成行蒙行政院國家科學委員全額補助出席會議。報告人對國科會獎助科技研究人員出席國際會議之立意，甚為推崇，對國際學術合作與連繫甚有幫助，尤其交換科技研究新知，獲益匪淺，對未來研究推動，甚有助益。

九月卅日

上午註冊及主辦單位致歡迎詞，出席人員均為海洋科技界電腦模擬方面素有研究及專精者。為此次之主辦匯集各國學者聚此共同研討相關海洋現象及技術相關之主題為一盛會。第一研討專題為「海洋環流」問題，其子題為：

1. 潮流及風引起環流之數值模擬—為 Spezia 海灣之一應用實

例。

2. 高緯度沿大陸棚架湧升流之模擬。
3. 伊比利亞 (Iberian) 半島西北角附近海域之海浪與潮汐分析。
4. 淺水灣內潮流與污染質輸送之數值模擬。
5. 大規模海洋環流之新二維模式應用。
6. 近岸之內部波與流況之模擬。

下午進行兩項專題模擬，一為「波浪結構物交互作用」，另一為「水質與海洋生物關聯模擬」計有下列子題：

1. 波浪與結構物交互作用之三維非線性邊界元素模式。
2. 通過潛板波壓力降低之研究。
3. 流體與結構交互作用之隱函時間主導之邊界元素模式。
4. 水棲複雜生態系統模擬——“ELISE”軟體之應用。
5. 物理與生物上數值模擬在海灣之應用。
6. 海島海下環境內物理與生物交互作用之數值模擬。
7. 物質顆粒釋放於海洋表面出口時間之估計。

十月一日

上午研討兩項專題一為「港池共振」，另一為「海岸環流」，其子題計有：

1. 波浪在波浪水槽中傳遞之數值模擬。
2. 波浪在任意港池內產生之共振兼考慮不平海底之任意反射係數。
3. Saint Quay-Portrieux 之港池共振計算。
4. 長波振幅問題——頻率與時間主導之分析。
5. MITHRIDATE 有限元素法解析三維自由表面流問題。

6. 層流分層之數值模擬技術。
7. 似三維近岸流模擬。
8. EBE 有限元素法在淺水波浪方程式之應用。

下午進行了三項專題，一為水質模擬，二為散亂波詮釋，三為底質輸送與地形變化，仍分為下列諸子題：

1. 水上污染質輸送之電腦模擬。
2. 兩個互通港池海水沖激污染質稀釋之研究。
3. 有限水深之碎波波譜分析。
4. 海洋波浪波向詮釋—瞬時方向擴展函數之討論。
5. 非線性波譜二階分量之分離。
6. 線性數值模擬對於深水散亂波群之可靠性。
7. 海灘剖面變化之數值模擬。
8. 有限元素模擬底質輸送與海岸地形變遷。
9. 有潮河口、地形動力變化之模式。

十月二日

整個上午僅就「波浪傳遞與變形」之專題進行研討，計有下列子題：

1. 角波譜模擬。
2. 速度勢波浪方程式之數值解。
3. 布茲聶斯克 (Boussinesq) 型模式之延伸應用於碎波帶。
4. 弱非線性波傳遞於不平坦海底之三階變動方程式之數值評估。
5. 電腦圖形在水波問題上之應用。
6. 布茲聶斯克方程式之延伸應用於深水之個案研究。
7. 二階速度勢模式應用於表面波之傳遞。

8. 通過不平坦海床波浪之調幅變化。
9. 有限差分應用於波浪折射與繞射模式。

下午為參觀其水力試驗設施，以及巴塞隆納港。

巴塞隆納港為地中海中第三大港（僅次於法國馬賽，福斯港），其特色為遊艇設施非常考究，而且魚釣捕魚船隊仍保留於巴港內，其靠船碼頭亦甚古老如 Reials Drassanes，具有世界上中古建築特色，有不少漁人倉庫處於碼頭上。海上遊客絡繹不絕。海灘由 Passeig Maritin 延伸至防波堤，將會是一九九二年奧林匹克村之海灘。

十月三日

上午研討了兩項專題，一為「開敞邊界條件」，另一為「海下結構物」分成幾個子題前者討論波浪傳播分析應用及開敞邊界條件之技術應用問題包括海嘯波浪傳遞分析。後者分成海下拖曳體、電纜、管線等之非線性水動力反應，以及堤防結構—拋石堤與沉箱堤。報告人研提深水防波堤理論分析，以數值解對直立沉箱堤進行波力分析，進而以試驗研究印證。並順便提到深水結構物型式及斷面研選，安定性檢討—耐波性設計，耐震性設計以及基礎承载力問題。尤其應考慮試驗發生之碎波衝擊波波壓力相關之設計因素獲致與會學者之共鳴。

下午為報告人主持的「海洋水質模式」專題研討

1. 第一篇為荷蘭公共工程部及水道部 Versteegh J. 宣讀的有關於「應用三維數值水流模擬於污染控制方面」，主要針對挖泥土質對環境污染影響之考慮，因大量挖泥污染質在航道內將造成嚴重的問題無論在河川或水道內均需加以注

意，此模擬可算出水流對污泥土產生剪應力的大小而瞭解其污染輸送過程。

2. 第二篇為「水中油污染質傳送之數值計算」，主要計算油擴散範圍之亂流擴散係數與對流速度之影響為一數值分析之探討，本篇為中央研究院（Bao-Shi Shiau）蕭博士提出之論文。
3. 第三篇為「應用有限元素法對水污染問題之預測控制法」此法可控制污染濃度值，為審定此控制法之應用可行性，考慮了兩種數值例子。為日本中央大學教授 Takeshi Imai 博士提出之論文。
4. 第四篇為西班牙 Valencia 工科大学教授 Martin 及 Ferrer 兩位博士提出之論文對於「Pinedo 海洋放流管都市污水管理之數學模式應用」，此論文對 NO_3^- 及 NH_4^+ 及 P 均率定其模式及估計其值又預測氯及磷值與實測比較為一實用論文，可作為北市府八里海洋放流管建造之參考依據。

十月四日

十月四日為最後一天之研討包括三個專題，一為「沉滓輸送與地形變遷」，二為「海中結構物與基礎」，三為「波浪之數值模擬」均有相當水準之論文提出，報告人一一參與研討，並與主辦者取得共識，認為此項海洋工程電腦模擬應用有賴於此行之學者，工程界專家及研究人員熱烈的參與交換新知。並相互間學術交流俾對海洋科技方面有深一層之探討。

返程中，報告人參觀荷蘭阿姆斯特丹機場與德福特水工試驗設施，對荷蘭機場規劃與海岸、海洋工程上之研究更獲

得深刻之瞭解與印象。

最後感謝行政院國家科學委員會全額補助，使報告人此行收獲甚豐，並對本所張所長家祝博士鼓勵同仁發表學術論文展開學術自由發展風氣致一深深的謝忱。

附件一：大會之出席名牌

The Second International Conference on Com-
puter Modelling in Ocean Engineering
Dr. Ho-Shong HOU
REPUBLIC OF CHINA
CHAIRMAN



The Second International Conference on
Computer Modelling in Ocean Engineering

Dr. Ho-Shong HOU
REPUBLIC OF CHINA
CHAIRMAN

波浪的數值模型的發展

摘要：

在設計海岸工程時，工程師需要有關於位址處海浪潮流的正確資料及估計建議的計畫與對海浪狀況的影響及如何估計海岸位址的潮流狀況等，幾乎肯定的需要使用波浪發生及傳導的數學模式。單一的數學或物理模式及聯合兩者的模式將用來檢視建議計畫所帶來的衝擊。本文將敘述近來常用於研究位址特定波浪的數學模式及描述它們的發展進況。

介紹：

有效率的沿岸區域設計需要設計位址的波浪狀況。在有些位址量測波浪資料或是執行一個量測計畫是可行的。但是最常見的上述兩者是無法達成的，而且近岸的海浪資料是受風向資料預示的。這些將藉由模式化來包含當波浪流向近海時的淺海效應再度使用數值模型。數值模式的選擇是靠設計位址的物理特性及需要何處與何種型式的波浪資料來決定。一個廣大範圍的波浪轉移是可得到的，通常這些是經由表達它物理程式的特殊群性的良好表達所得到的。

最後要估計一個計畫對海岸線的衝擊，在本文中注意用數學模式來表達海岸計畫的波浪影響的限制。在許多情況下物理模式是較數學模式更合適的工具但本文並不作討論。且不討論計畫的沉殿物運送方法的影響預測。上述兩者是很廣範且有趣的課題，但超過本文範圍，本文將檢視波浪產生模式為起點，然後討論淺水區域的波浪傳播，最後論及以數學模式在測定海岸計畫對波浪的影響。

近海波浪發生模型

當風力可以得到時，可利用波浪—風力的預測模型來估計波浪狀況。這種模型可提供廉價且可信賴的方法來決定波浪潮流。這種模型在水力研究上通常用（Hind-wave）是利用波浪發生區域的資料及沿岸氣象局記錄的風向資料所得。這種模式處理上述資料然後提供有關於描述能量的頻率及方向分佈的波浪方向的變動範圍的結果。這將允許波浪高度及主要方向在一個預先選擇的預視波浪點上被計算出來。將步驟重覆進行經過長期的風力資料排序，就可得出通常以十年來計算單位之波浪潮流資料。這個模型亦可求得每年的沿岸波浪潮流資料，此資料用來分析後繼的極限方向波浪資料。

（Hind-wave）可用來校準關於有興趣的位址的其它風力及波浪資料。這個校準的過程可以有效把波浪資料涵蓋的時效延伸為風力資料所涵蓋者。這也是自動的將資料轉換成（OUTRAY）模型，這是為了將預示波浪點上的波浪潮流轉變成近海的波浪潮流並將近海的折射及群聚考慮在內。這種（Hind-wave）模型已經成功的顯示利用在大英國協的數個模型上了。比較模型預測的資料與真正測量所得到的波浪資料這是一種合理而正確的近海波預測模型。下圖 I 比較英國南岸經由（Hind-wave）及（Waverider buoy）兩種方法所得的結果。由圖可知，這兩種方法有很好的的一致性，即利用（Hind-wave）法來預測近海波浪狀況是精確的

除了（Hind-wave）之外，要逐漸發展出一個波浪發展的模式。這是包括風力和波浪成長及浪與浪之間在發生過程的交互作用。這種特殊的模式飽和的分光譜來限制分光譜的成長呈現高頻率。

除了處理高折射之外，堤岸及淺灘的群聚及地區性破壞也要模式化。解能量平衡方程式的程序是用一有限的差異結構對於用來表達出良好格子。邊界條件是由氣象局的波浪型式所提供。

這個模式傾向於區域的風力波浪形成、浪與浪的交互作用及波浪的傳播是同時重要的使用。此模式的初步結果與實地測量者相比較顯示很有前途而且更深入的發展是可以達到的。

波浪轉變模式

當波浪行經淺水區時，它易遭到波浪重新分佈及消散能量的物理過程。在此過程中波浪重新分佈是由於折射、群聚，然而波浪破壞及摩擦力的效應造成能量的消耗。有一些數學模式可用來包含部分的過程，但需要有知識的選擇來決定最適於特殊位址的使用模式。

如我們考慮折射及群聚過程。射線技巧法是一種有效的表達折射和群聚的組合影響的方法。這種方法是估計假設保存於相臨兩對波浪折射線的能量。一條波浪射線是繪於正交於波浪傳播方向之波峰的線。這種假設有效的提供水深的變化極小且在此區域中沒有重要的水流。當折線及群聚作用於一很廣大的沿岸的區域時，此時波浪折射的數學模式常被使用。

通常作為水力研究預測折射及群聚效應的模型是根據射線技術。這種通常稱為（OUTRAY）的模型是追蹤由所需波浪點沿岸狀況的大量向海射線。這個過程提供能量如何由沿岸點與研究的向海區域邊緣之間的傳遞資料。這個結果可供作計算一大量變向的向海波浪其折射是很迅速的。

(OUTRAY) 的優點是可計算一系列波能範圍中每一個單元的浪高及方向，優於其它模型只能顯示單一的頻率單元。這種模型已廣泛的使用於世界各地的各位址，用來量測當折射及群聚影響顯著時的淺水波浪傳播。最近在 Cornwall 一地將 (OUTRAY) 所得的估計值與量測值作一比較，其結果顯示波高只超過 26 個選擇風暴中的 2%，(OUTRAY) 可提供折射及群聚的良好效應。

近來 (OUTRAY) 的發展擴展到包含波浪折射的流動效應。很明顯的當某區域潮流很大時，它們需要將波浪的潮流並入計算。當流動的區域會隨著潮流循環而改變時，這表示射線模型將隨著潮流的改變而呈現於數個不同分離狀況，然後將這些結果重新合併可得位址的波浪潮流。這個過程需要明確將潮流區域定義象徵此區域的 (測海術) 的深度格子上。這可由此區域的潮流流動數值模型，或是海軍潮流地圖資料可得。

(OUTRAY) 提供了當能量消散過程不顯著及需要特定位址的資料時計算近海波浪狀況的方法。當能量消散很顯著及需要一個大範圍地區的波浪狀況時，另有其它替換模式可供使用。有兩個模型可達到上述目的，它們分別是向前軌跡射線模型及有限差異模型。前者，射線是隨著前進方向近海的，而且再度假設能量是保存於相鄰射線之中。兩者的這些程序提供了波的能量之再分配方式的資料，資料上得知波的高程和某些特殊頻率部分的方向是可以被計算出來的。

使用於水力學上研究的前進軌跡射線模型是 (INRAY)，它能包括經驗上海床摩擦力和波浪破碎兩者效應的表示。(INRAY) 強調物理上波浪破碎過程是一種複雜現象，

因此 (INRAY) 在波傳播的計算並非是精確的模式，而是一種包含波的高程本身之效應和基於計算得之數據的資料之表示方式。這將提供一部分良好之表示方式以供應用，當 grid cells 其上之 (Bathymetry) 被定義後，(INRAY) 將提供所有的 grid cells。

(INRAY) 模式已被擴展到包含波折射中的流動效應。一個簡易的射線路徑流動效應可在圖 3 中看出，(INRAY) 以沒有流動和有流場這兩種平行周線深度的剖面進行著，射線路徑的不同是由於流動能以射線路徑點上看出的影響造成的。

在一個有限差異的模式中波的高程和方向在每段被規範的模式的邊界的入射波部分所有 grid 點之計算。如此的模式也能包含海床摩擦和波浪破碎的效應，可再一次以經驗上表示式。通常而言，有限差異模式在進行上較等量射線模式昂貴，這是因為它不需像後者需要因解法之驅使而需每波長含篩孔之最小數目。舉例而言，在一個 (OUTRAY) 的情形使用於以證明臨界海岸情形而海床摩擦是呈現重要效應之位址。(OUTRAY) 模式是優於使用有限差異模式，因後者選定之海岸情形更精確之結果方能包含摩擦效應。

除了折射和淺化外，許多有限差異模式亦能使用在包含海床之繞射效應，發生於近堤岸和河道。物理上而言，能量之傳播以側向沿波峰較波行方向為佳，許多有限差異模式目前發展至在明顯不同分開的控制方程式以描述不同物理活動變化。

這個計畫最近已經在 Bristol 大學被發展了，亦已被使用在水力之研究上，而這計畫是基於由拋物線去趨近一個平緩

曲線方程式理論而形成的。這已被發展了當波傳達到靠近沿岸之地基時允許折射、和海底光之繞射等影響。

這個模型找到了，而人們可以給與一個波傳區域很好的描述，而在此區域中海底光繞射之影響是重要的，如靠近堤岸或河堤的地方此理論所得到的結果如圖四所示，在圖中港口的波高可由河渠沖積物理理論部分求得。在最近進行之進一步工作是去進一步探討這模式可描述之物理過程範圍。

以上的大部分模型描述被預定使用在所有折射的大海岸區域和淺灘控制過程。

較遠的沿海，接近防波堤或護岸位置其消能過程很有可能被控制。

描寫此狀況的 WENDIS 模型最近已被發展出來。這是描述一維淺灘的模型及描述海底摩擦力及波浪沖擊效應的實驗，但假設忽略折射效應。WENDIS 最近被確認符合了用三組波浪引水道所作的不同 bathymeters 及波浪條件之研究測量數據。在每一種情況下都被順利的完成了。一個例子之結果如圖五所示。此例是用不同的摩擦因子來比較 WENDIS 及物理模型之結果，由此可看出兩者結果是接近的。這個模型的基本設計是用於對海浪條件之預測及使用在特別位置的研究。

在海岸工程工作介紹將有波浪條件效應。波潮之改變包含沉澱物運輸制度及其他觀點如航行或水質。這些效應在設計過程期間是非常重要的，故允許任何規劃修正作用是必須的。

很清楚地，一些有關於海岸工程結構方面的修建，如挖

渠道形成新海溝等，將造成附近海域特性的變化。而其所造成的結果，可採用前面章節所描述之波動變化模式中之一種來決定。在這個案例中，在相同的波動狀況下其使用的型式將隨著海在工的存在與修建而有所不同。

而相同的程序也可以適用於引導潮流改變的計畫，這裡，我們將隨著潮流的改變而重新決定其所造成的結果。採用一些與海岸平行之結構，將造成波動反射行為的改變，而其所造成之衝擊可從 INARY 型式中得知。關於結構物受波動所引起之反射行為，可從一些物理試驗中得知，還有一些有關波動反射行為數學模式的建立將有助於海灣或海港的初步設計。

【see Bennett & McIver (1991)】

例如在一個離島防波堤，圍繞在刺穿障礙物表面之波傳，沿岸也是重要過程。這個現象等會就會討論到，已有好幾個數學模式去描述此現象的影響。在比較數個離島防波堤計畫設計地點方案中，數學模式討論是很有用的。在這地點上，波繞射於淺灘問題在物理力學結構上是很重要。所以我們可使用兩種方法去建立離島防波堤的波場。

【方法一】建立在防波堤繞射之放射線方法。

【方法二】一個有限不同的模型。

最後，海港的導入將對波動狀況有實質的影響，在這種狀況下不論是港內或港外的波動情況皆須決定。而上述之波傳模式經常用來預測在適當位置沒有設計的入港處的波動情況。港口的影響可用上述之波動情況為輸入值而有波擾動之數量模式來評定其影響。不論是輻射狀模式或有限差異模式皆可用來描述在港口附近產生的不同物理現象，這些包括因

防波堤產生之繞射、折射及來自邊界的反射。這些模式將繼續發展擴充成可用來模擬其他狀況，而不同模擬的型式及其發展的討論可由【 Smallman & Beresford (1988) 】得知。

由有限差異之波擾動所得來的結果顯示在圖六

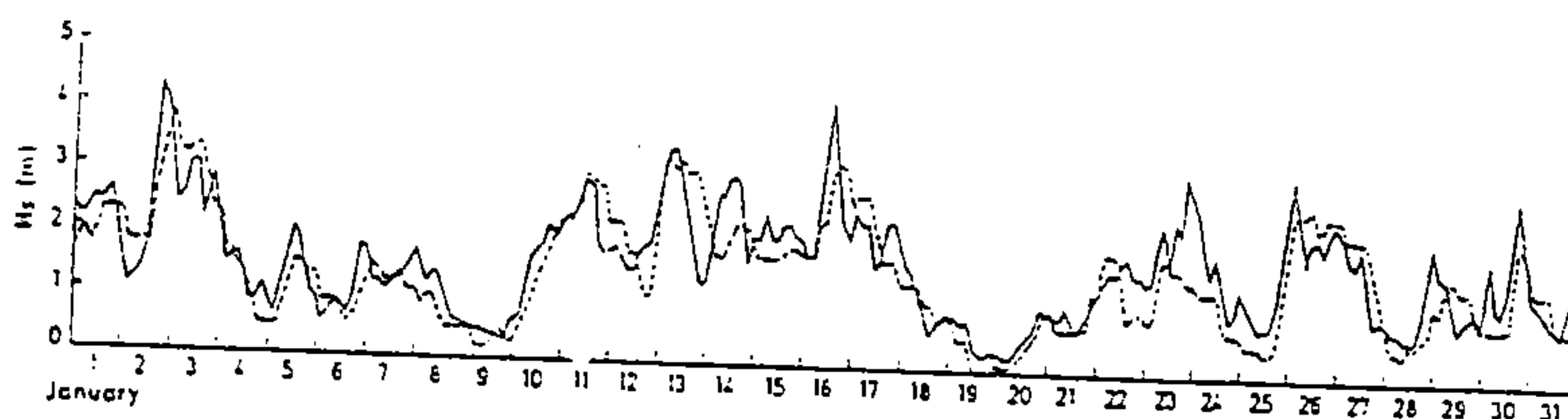


圖 1 Comparison of measured (-) and hindcast H_s (--)

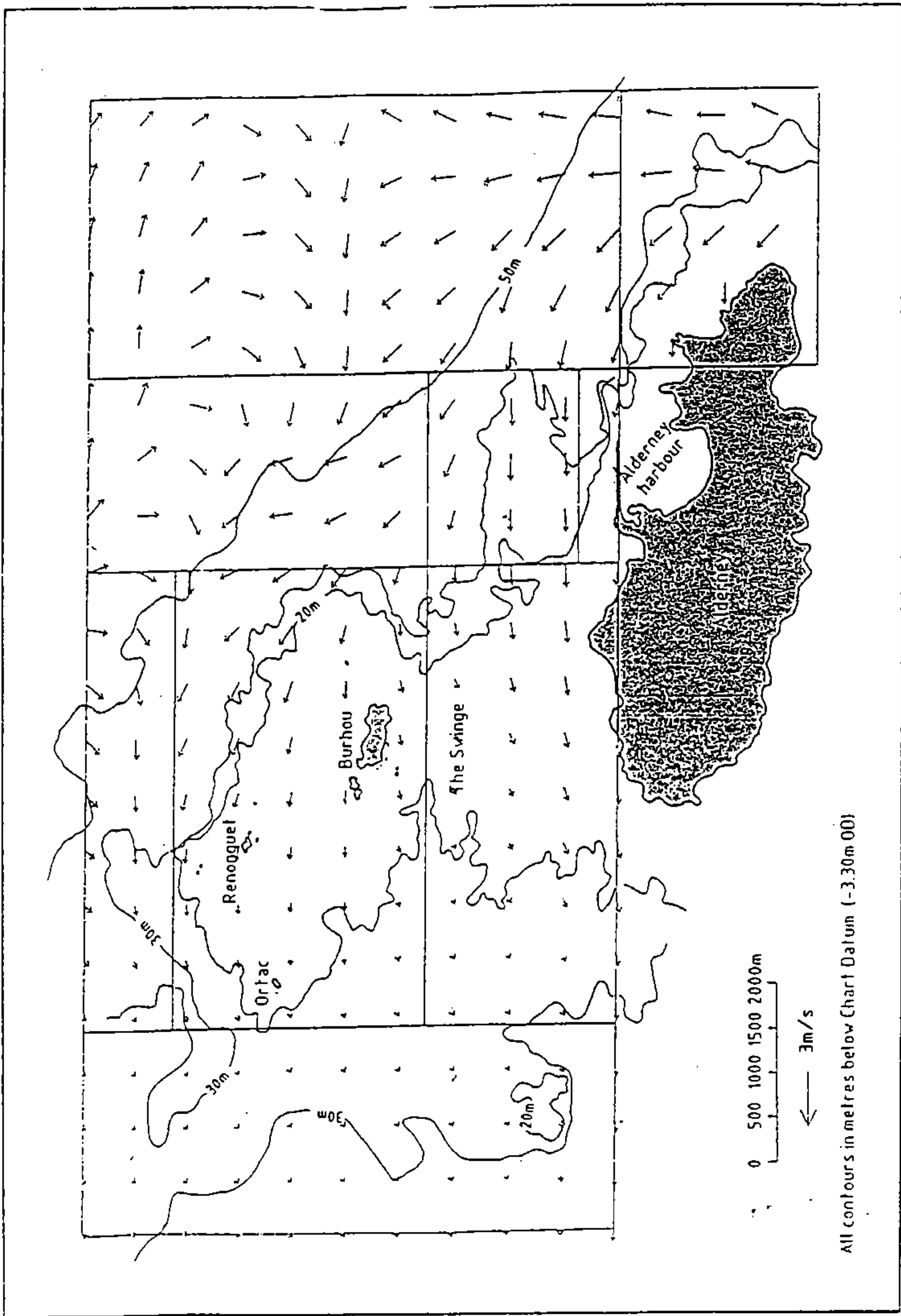
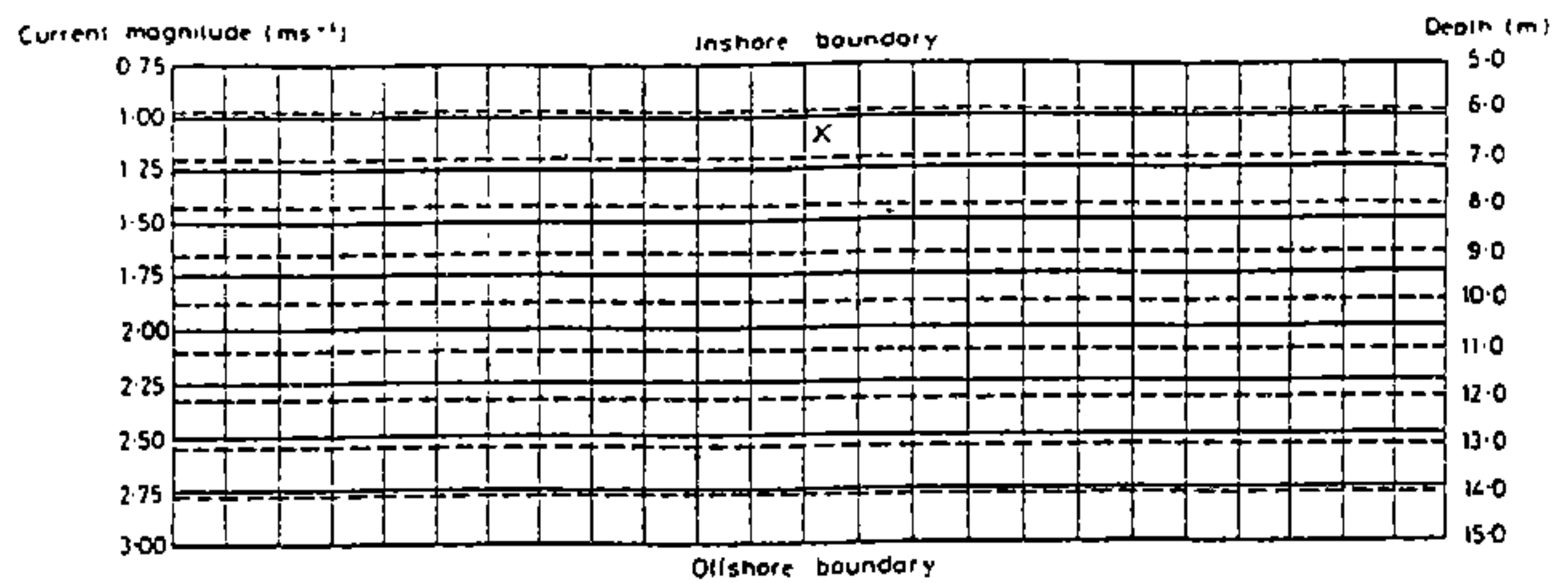


图 2 Mid ebb spring tidal current field near Alderney



----- Depth contours
 ———— Contours of current magnitude
 lie along grid rows

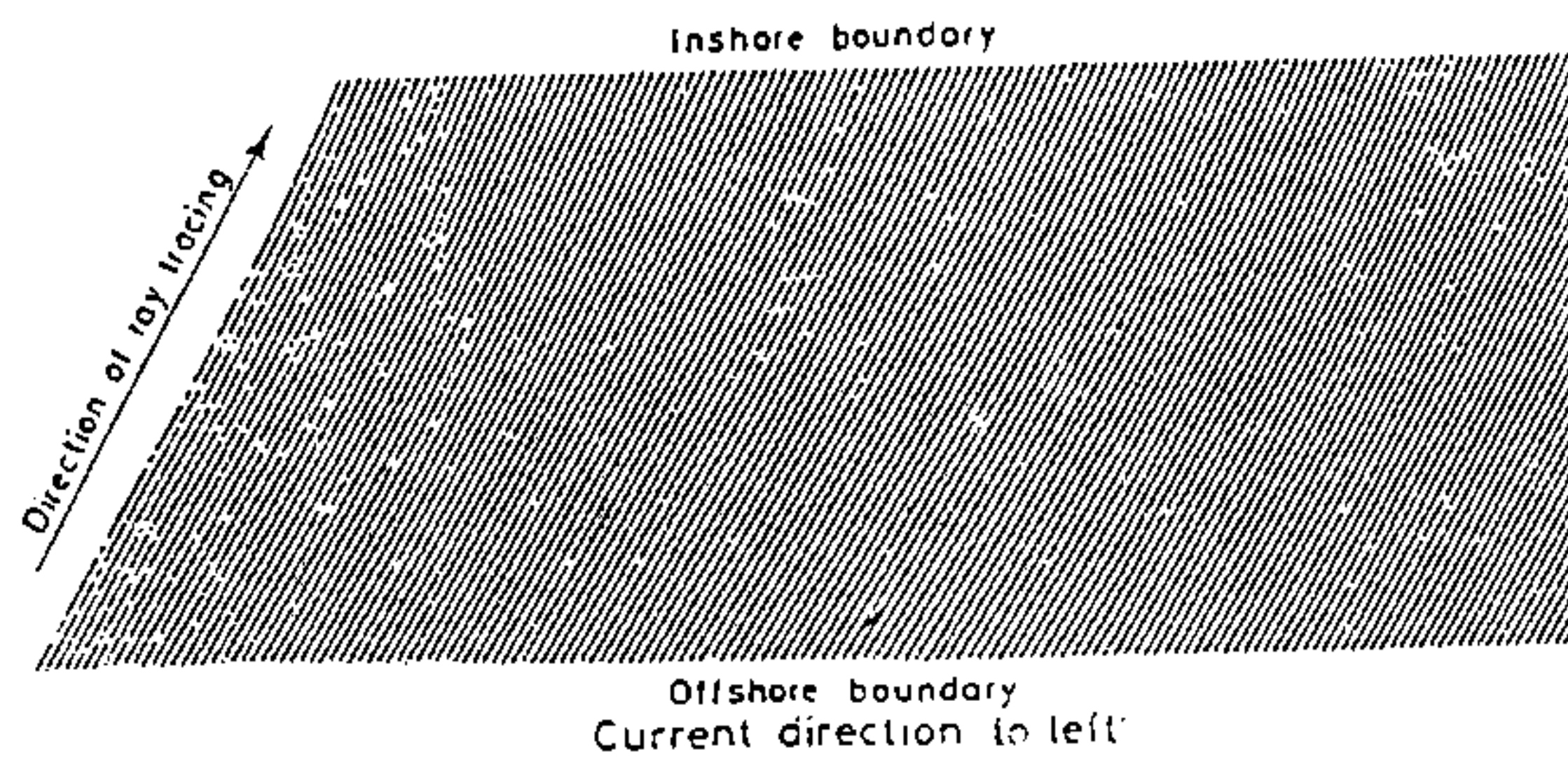
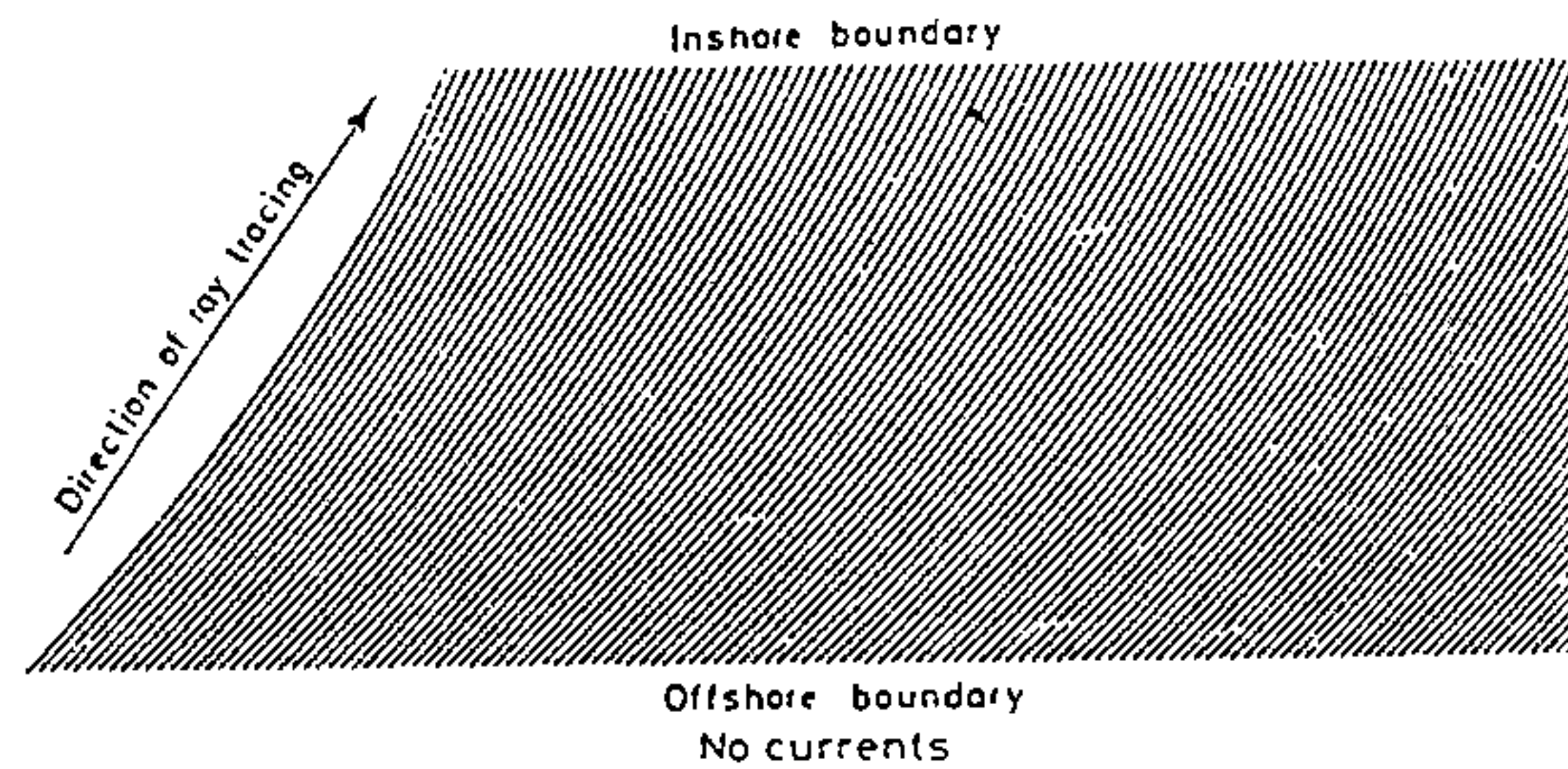


图 3 Effect of currents on ray paths

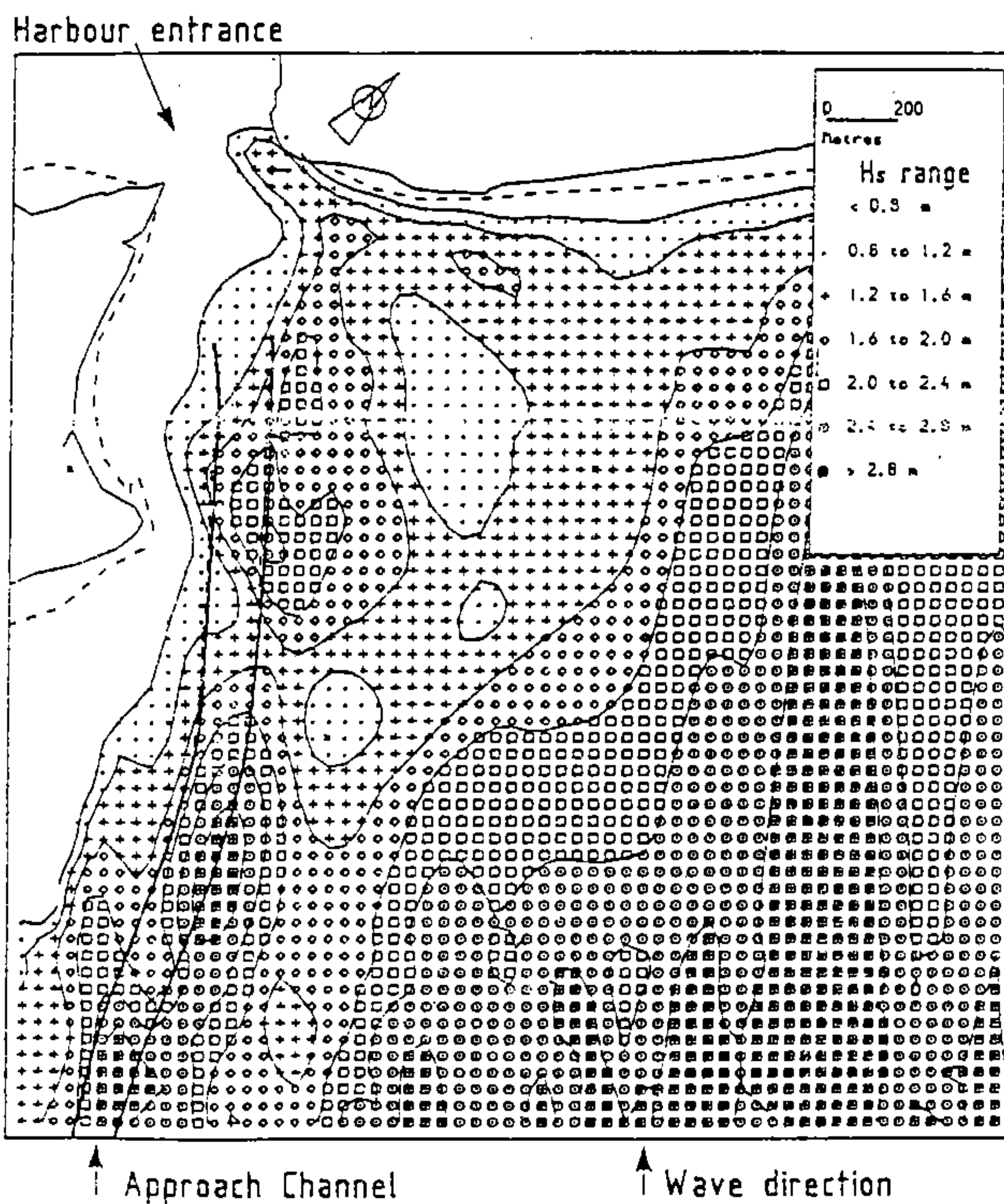


图 4 Waves approaching a coastal harbour

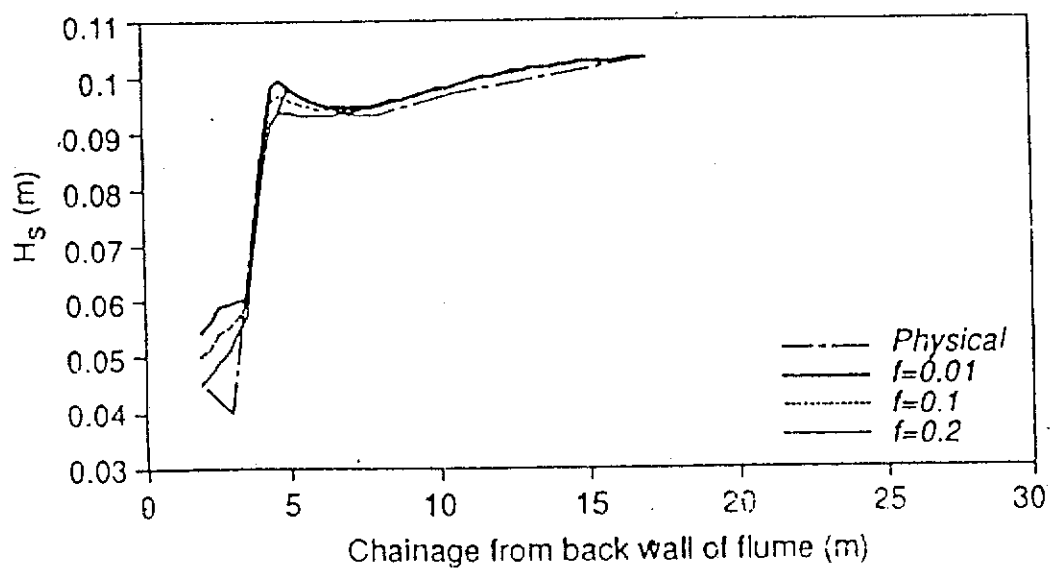
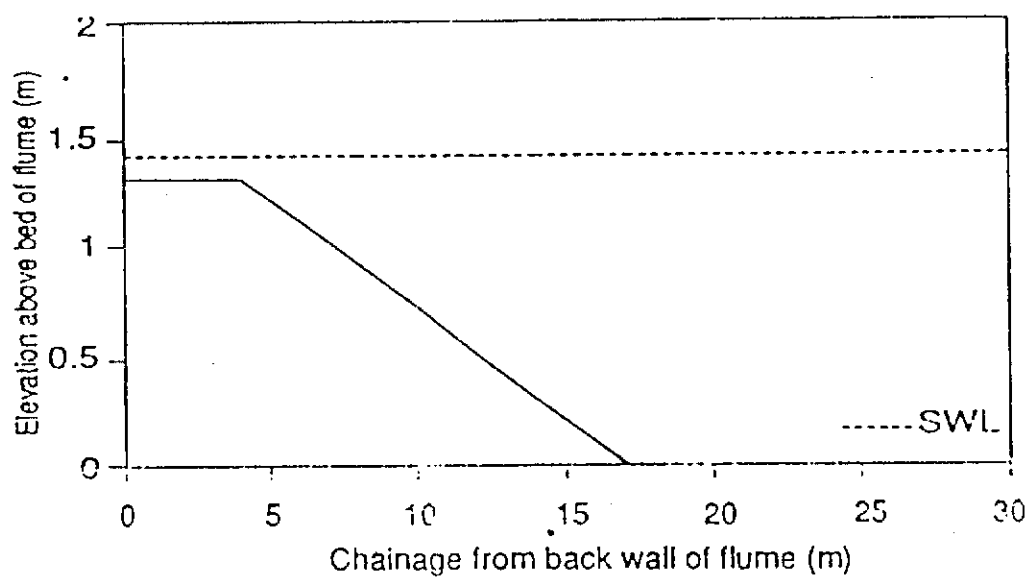


图 5 Test bathymetry and wave heights from WENDIS

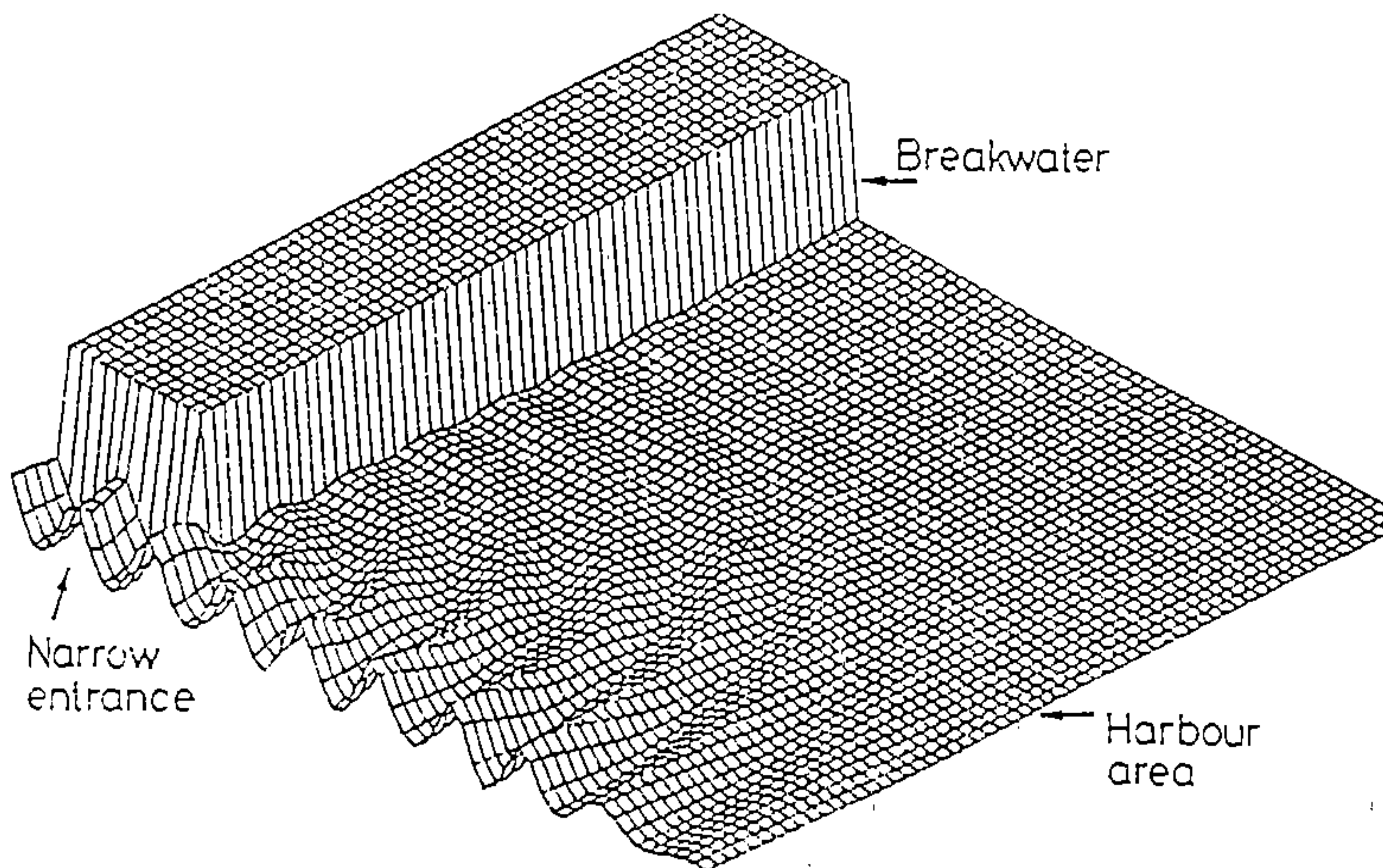


Fig 6 Diffraction at a harbour entrance

Ho-Shong Hou

Transportation Engineering Department, Ministry of Communications, Taipei, Taiwan

Ching-Piao Tsai

Institute of Civil Engineering, National Chung-Hsing University, Taichung, Taiwan

ABSTRACT

Deep Water Port Development and Construction play an important role of Harbor Planning development in Taiwan District even breakwater in deep water area however, the wave force of deep water breakwater in theoretical and experimental analysis is rare to be studied so far. Probably due to improperly use of the design theory or some major property of wave force is not considered, therefore, the real example of the failure of deep water breakwaters occurred.

For such case, it is necessary to analyze and to discuss the property of wave force in deep water breakwater and then makes some different characteristics from design theory of breakwater in the finite water depth.

The research project mainly deals with wave force produced by regular wave to the action of deep water breakwater. By emphasizing the important character changing theory and using mathematical method to analyze the property of the high-order standing wave pressure and non-linear deep water wave pressure duration curve, in order to compare the important property of front wall and the back wall wave pressures of the deep water breakwater.

For the experimental aspects, it is matched with the theoretical analysis, by using all kinds of the reaction depth vs different incident wave steepness, and then to measuring the wave pressure characteristics of deepwater breakwater and discusses its important findings.

Among the experiments, they involve wave pressure duration curve and wave pressure distribution of the vertical breakwater section. Especially the characteristics of the microseisms occurred from the bottom of deep water breakwater due to standing wave action. Here a detail discussion is described. In addition, the impact breaking wave pressure property is investigated in this research. The irregular wave pressure characteristics of deep water breakwater will be further studied in the next phase. The research results will propose suitably some suggestion items to breakwater.

1. INTRODUCTION

For dealing with the construction problems of the deep water breakwater, as for the caisson-composite type breakwater, the foundation work is the problem as the breakwater goes to deeper. Due to the limit of operation of diver in the deep water, the placement of mattress, the leveling of the mound, etc, will cause much problem. Since the body of caisson work will be more difficult than those of shallower water part, the flow chart of deep breakwater construction, planning and design of the structure need to be further considered.

For planning aspects, the huge deep breakwater that need to be made sure if it is necessary

with the following consideration: (1) invest benefit: due to the expensive engineering fee of deep breakwater, if after construction, the benefit is not larger than the invest cost, then it is unnecessary. (2) alternative plan: due to the elongation of existing breakwater to the deeper position, the construction of shallow breakwater could be also obtained the same harbor function; or if the breakwater was not prolonged, to enlarge and repair some wharf could be also reached the same effect, etc. (3) Calm wave sheltering area: it is naturally to cut the length of breakwater, however, the harbor basin need to be calm. The criteria of the calm basin is necessary to be determined.

2. FORMULATIONS

The coordinate system used in this paper is as that reported by Hsu et al (1979). Set $k=2\pi/L$, L is the wavelength of the incident wave, and the following dimensionless quantities are introduced: $\bar{x}=pkx - \sigma t$, $\bar{y} = qky$, $\bar{z} = kz$, $\bar{d} = kd$, $\bar{\eta} = k\eta$, $\bar{\phi} = k^2\phi/(gk)^{1/2}$ and $\bar{\omega} = \sigma/(gk)^{1/2}$.

Omit the carets then the governing equations are transformed in terms of dimensionless form as followings:

$$P^2\phi_{xx} + q^2\phi_{yy} + \phi_{xx} = 0 \quad (1)$$

$$-\omega\phi_x + \eta + (P^2\phi_x^2 + q^2\phi_y^2 + \phi_z^2)/2 = Q \quad \text{at } z = \eta \quad (2)$$

$$\begin{aligned} &\omega^2\phi_{xx} + \phi_x - 2\omega(P^2\phi_x\phi_{xx} + q^2\phi_y\phi_{xy} + \phi_x\phi_{zz}) \\ &+ 2(P^2q^2\phi_x\phi_y\phi_{xy} + P^2\phi_z\phi_x\phi_{zz} + q^2\phi_y\phi_z\phi_{yz}) \\ &+ (P^4\phi_{xx}^2 + q^2\phi_{yy}^2 + \phi_{zz}^2) = 0, \quad \text{at } z = \eta \end{aligned} \quad (3)$$

$$\phi_x = 0 \quad \text{at } z = -d \quad (4)$$

$$\phi_y = 0 \quad \text{at } y = 0 \quad (5)$$

in which $p=\sin$, $q=\cos$, and θ is the angle between the incident orthogonal and the normal to the wall, Q is the dimensionless constant. A truncated double Fourier series which satisfied both Laplace equation (1) and the bottom and the wall boundary equations (4) (5) can be obtained

$$\phi = \sum_{m=1}^{M-1} \sum_{n=0}^{2N} B_{mn} \frac{\cosh \alpha_{mn}(Z+d)}{\cosh \alpha_{mn}d} \sin mx \cos ny \quad (6)$$

where $\alpha_{mn}^2 = p^2m^2 + q^2n^2$. As $(m+n)$ is odd, B_{mn} is equal to zero from the symmetry of the wave problem. Substituting (6) into the free surface boundary equations (2) & (3), two nonlinear equations with the implicit function of surface elevation $\eta(x,y,t)$ are performed.

For the purposes of numerical computation, the mesh points (x,y) are chosen by the even symmetric properties given by

$$\begin{aligned} x_i &= i\pi/M, \quad \text{for } i = 0, 1, 2, \dots, M \\ y_j &= j\pi/2M, \quad \text{for } j = 0, 1, 2, \dots, N \end{aligned} \quad (7)$$

Substituting (6) into (2) at the mesh points (x_i, y_j) , it obtain $(M+1)(N+1)$ algebraic equations. the equation is automatically satisfied at the points $(X_{M/2}, Y_n)$, (X_0, Y_j) and (X_m, Y_j) . The values at the points (X_{m-2}, Y_n) are equal to that of (X_i, Y_n) (for $i=1, 2, \dots, M/2-1$) from trigonometric asymmetry. Then satisfied (3) at the remaining points leads to $(M-1)(N+M/2-2)$ equations. Besides, the wave height condition can be established by

$$n_{ij} - n_{ma} - H = 0 \quad (8)$$

where n_{ij} represents $n(x_i, y_j)$. It is the waveheight of the short-creast wave. The mean water level of free surface is chosen at the coordinate origin, using simple trapezoidal rule then

$$\frac{\pi^2}{8MN} \sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} (n_{ij} + n_{i+1,j} + n_{i,j+1} + n_{i+1,j+1}) = 0 \quad (9)$$

Consequently, there are $2MN+3M/2+2$ nonlinear algebraic equations for the $2MN+3M/2+2$ unknowns

B_{mn} , n_{ij} , w, Q .

This system is solved by Newton's iterations. It is noted that M is chosen in an even number.

3. TEST RESULTS AND ANALYSES OF DEEP BREAKWATER OF CAISSON-COMPOSITE TYPE

Around the Taiwan coast, especially the international trade port, breakwater of the caisson-composite type is commonly used. Deep outer breakwaters of the 2nd entrance of Keelung Harbor are tested for impact pressure analyses. The typical design section of 35M deep is shown in Fig. 1; while the wave pressure pattern is shown in Fig. 2. The strong impact pressure (Fig. 2c) is about triple of the normal wave pressure, its period is about 1/7 to 1/20 sec. In addition to the breakwater of 2nd entrance of Keelung Harbor, the varying mound shape, mound height of caisson-composite breakwaters are tested and analyzed for further new information.

Fig.3 and Fig.4 are many cases of test results, the results show that, the higher mound of caisson-composite breakwater ($d/h=3$), wave pressure increase as the wave height becomes large; therefore the mound height has obvious effect on the wave pressure. The varying transverse width of the mound also show that wavepressure is larger as the transverse width of mound is wider, the wave pressure is bigger as the mound height is higher.

Fig.5 shows that the impact wave pressure occuring range of deep water breakwater has the same tenency as that of shallower depth. That is as d/h smaller (or higher mound), the occurrence of the impact pressure is very often. The case of no wave overtopping is easier to occur than that of wave overtopping. The impact pressure occurring range is indicated by the dot line of the Fig.5.

4. RESULTS AND DISCUSSION

For caisson-composite break-water, it is designed that the armour concrete block such as dolos, hollowtripod, etc. to prevent wave action directly toward the caisson from forming shock pressure (one form of impact pressure). By using property of armour concrete block to increase turbulence for dissipating wave energy; therefore wave pressure should be minimized. Based on the previous test results, it is considered that in front of composite type, the covering layer of armour unit on the mound could reduce the wave pressure about 60% in the shallower water area. However, reducing of wave pressure depends on water depth, wave condition, mound height, mound slope and mound shape, etc. For the present test results (test section of -35M deep or more) show that the portion of caisson (vertical wall) is subject to standing wave or part of breaking pattern, the cover layer of armour unit is easily happened that the wave acting on the slope forms the breaking wave and produces shock pressure (strong impact pressure) in a short time the impact pressure is quite huge, therefore, the placement of armour concrete unit is inefficient to the wave action and will be a negative effect; therefore, it is suggested the design section changed to the section as shown in Fig.6.

5. NUMERICAL RESULTS

The forces exerted on the wall by the short-crested waves can be calculated by integrating the pressure over depth per unit width of the wall

$$F = \int_{-d_i}^n P(x,0,z,t) dz \quad (10)$$

Here, the Bernoulli equation is used for the pressure $P(x,y,z,t)$. While the dynamic forces $[F]$ due to the waves are introduced, the hydrostatic contribution of the undisturbed water must be deducted.

In the following results, the calculated term $M=2N=8$ is taken. Because the wave elevation is preserved in an implicit function form, the accuracy can be under control even though the waves are steep. Fig.7 and Fig.8 show that the accuracy arise from comparisons the residual surface pressures of the steep waves in the shallow water depth. The following results can also be drawn: (i) The greatest onshore forces do not always occur under wave crest (see Fig.9) which is analogous to Genton (1985). (ii) The maximum force in water greater than intermediate depth is caused by obliquely-incident waves rather than standing waves (see Fig.10, 11, 12). This behavior is opposite in very shallow water (see Fig. 13). (iii) When water depth is greater than intermediate, the greatest net force exerted on vertical walls occurs in off-shore direction under the wave troughs (see Fig. 10, 11). (iv) Compared against experimental data results from this research show better agreement than former studies (see Fig.14).

6. FAILURE OF DEEPWATER BREAKWATER

Failuresw to deep water break-waters have occurred over the past decade due to the following (main) reasons:

Rubble Mound Type: the increase of depth and related increase of design wave heights led to designs with very steep slopes and protected by concrete armour units of weights and sizes far in excess of previous experience. The strength of these concrete blocks appeared in many cases to be insufficient due to the high peak forces, which occur on the blocks during a storm. The blocks broke and were subsequently easily removed from the slope. The great steepness of the slopes may also have contributed to failure, since the geotechnical stability of the mound becomes critical under wave loading.

Vertical Wall Type: failures to this type of breakwater occurred mainly due to high impact forces of breaking waves at the vertical front, leading to horizontal displacements of the caissons and in some cases to geotechnical instability of the foundation and tilting.

The author has been invited in many cases of breakwater failure to investigate the reason and make a design for repair, e.g. Su-Ao Harbor Breakwater and Hualian Harbor Breakwaters in the east coast of Taiwan, R.O.C. The solution to the problems mentioned above lies primarily in following the proper design procedures, as applied by Hou ('78'80) Throughout its breakwater projects. The main features of this procedure are systematic failure analysis of each design and an integral approach, including hydraulic, geotechnical and concrete strength aspects in a balanced way.

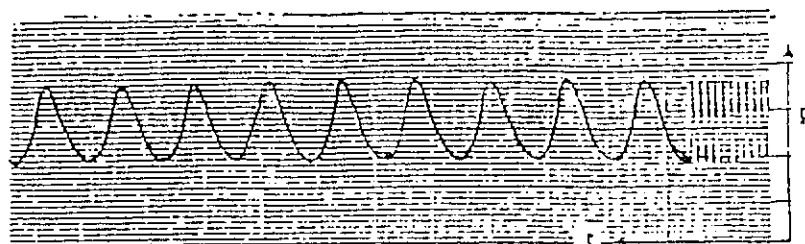
7. CONCLUSION

1. For the deep water breakwater construction, the field measurement of deep water wave, geolog-

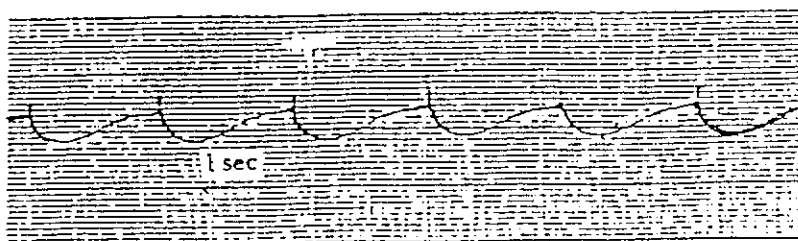
- ical oceanographic data, foundation and earthquake problem, et. need to be further studied.
2. For the caisson-composite deep breakwater, the higher mound is easily occurring the impact pressure, th lower mound has little such phenomena.
 3. The wider of the transverse width of the caisson-composite breakwater, of which pressure is higher, some impact pressure may occur. However, for the vertical caisson breakwater (n0 mound outside the harbor) only, may not occur impact pressure.
 4. For the deep water breakwater design, if the width of caisson is limited by the bearing capacity, has to be further considered for increasing.
 5. As the enlargement of caisson breakwater in the deep water, its problem of design and construction need to be solved. Some special cases of hydraulic experiment need to be conducted after design and before construction of the deep.
 6. For the Deep Water Port at the Western Coast of Taiwan Breakwaters will be founded in maximum water depths varying from 15-50m, depending on the layout of the type of breakwater. in less deep water (15m) a rubble mound type is preferable, while in very deep water a composite type breakwater will be more feasible. For the wharves, vertical walls are envisaged, provided that the tranquility level inside the port can be achieved.

8. REFERENCES

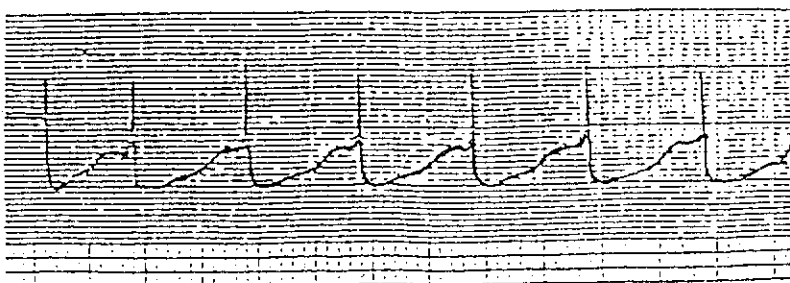
1. "Hydraulic Model Test of Caisson Composite Breakwater Wave Pressure Districution of the Bah-Tsu Meng Wharf Area in the Keelung Harbor" by C.T. Kuo, H. S. Hou and C. Y. Chen, Hydraulic Experiment Research Center, C. E. Dept.
2. "Experiment Research of Wave Run-up, Overtopping and Stability of Seawalls around Wai-Muh San Oil Tank" by H.S.Hou, T.F.Lee, L.F. Lin and K.H.Weng, etc.NTU-ina Tech. Rept. 110, Institute of Navel Architecture, National Taiwan University, April 1980.
3. "Model Experiments of Wave Run-up and Stability of Breakwater Sections in Wai-Muh San Fishery Harbor" by H.S.Hou, T.F.Lee and C.C.Liu, NTU-INA-Tech. Rept. 11, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, Jan. 1980.
4. "Experimental Research of Wave Run-up and Stability of Seawalls around Hsin-Tah-Power Plant" by H.S.Hou, W.S.Hwang and Y.Y.Hwang, NTU-INA-Tech. Rept. 129, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, June 1981.
5. "Experimental Tesearch Teport of 4 Design Sections of the Temporary Quay of the Hua-Lien Harbor" by H.S.Hou, J.F.Tsai and C.C.Chung, etc. NTU-INA-Tech. Rept. 155, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, Nov 1982.
6. "Planning of a Coal Terminal as a Deep Water Port in Taiwan District, R.O.C." by H.S.Hou, June 20-24, 1988, The 9th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium.
7. "Port Engineering Development in the Deep Water Area of Taiwan District, R.O.C." by Ho-Shong Hou, Oct. 24, 1989. The 7th Meeting of Chinese-Dutch Joing Business Concil. Howard Plaza Hotel, Taipei, Taiwan, R.O.C.
8. "Theoretical Analysis and ExperiMental Research of Wave Force of Breakwater in Deep Water Area" by Ho-Shong Hou and Ching-Piao Tsai, July 31, 1990. NSC 79-0410-E172-01.
9. "Forces on Vertical Walldue to Obliquely-Incident Waves" by Ching-Piao Tsai & Dong-Sheng Jeng, C.E. Dept. Chung-Hsing Univ., July 1990.
10. "Third-order Approximationto Short-Crested Waves" by Hsu, J.R.C. (1979)



(a) Standing Wave Pressure Record



(b) Weak Impact Pressure Record



(c) Strong Impact Pressure Record

Fig.2 Wave Pressure Pattern

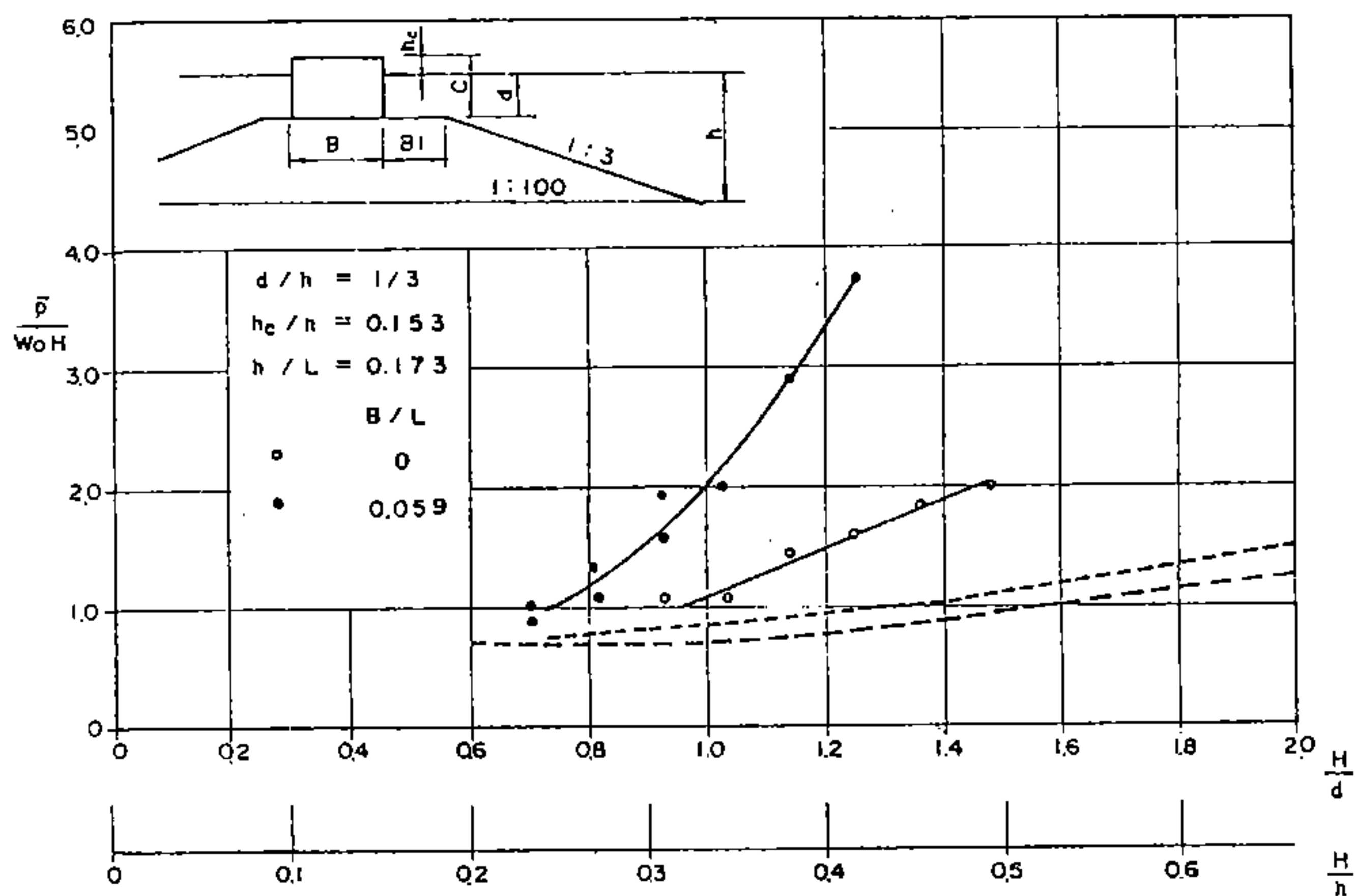


Fig.3 Mound Shape Affects the Wave Force Diagram

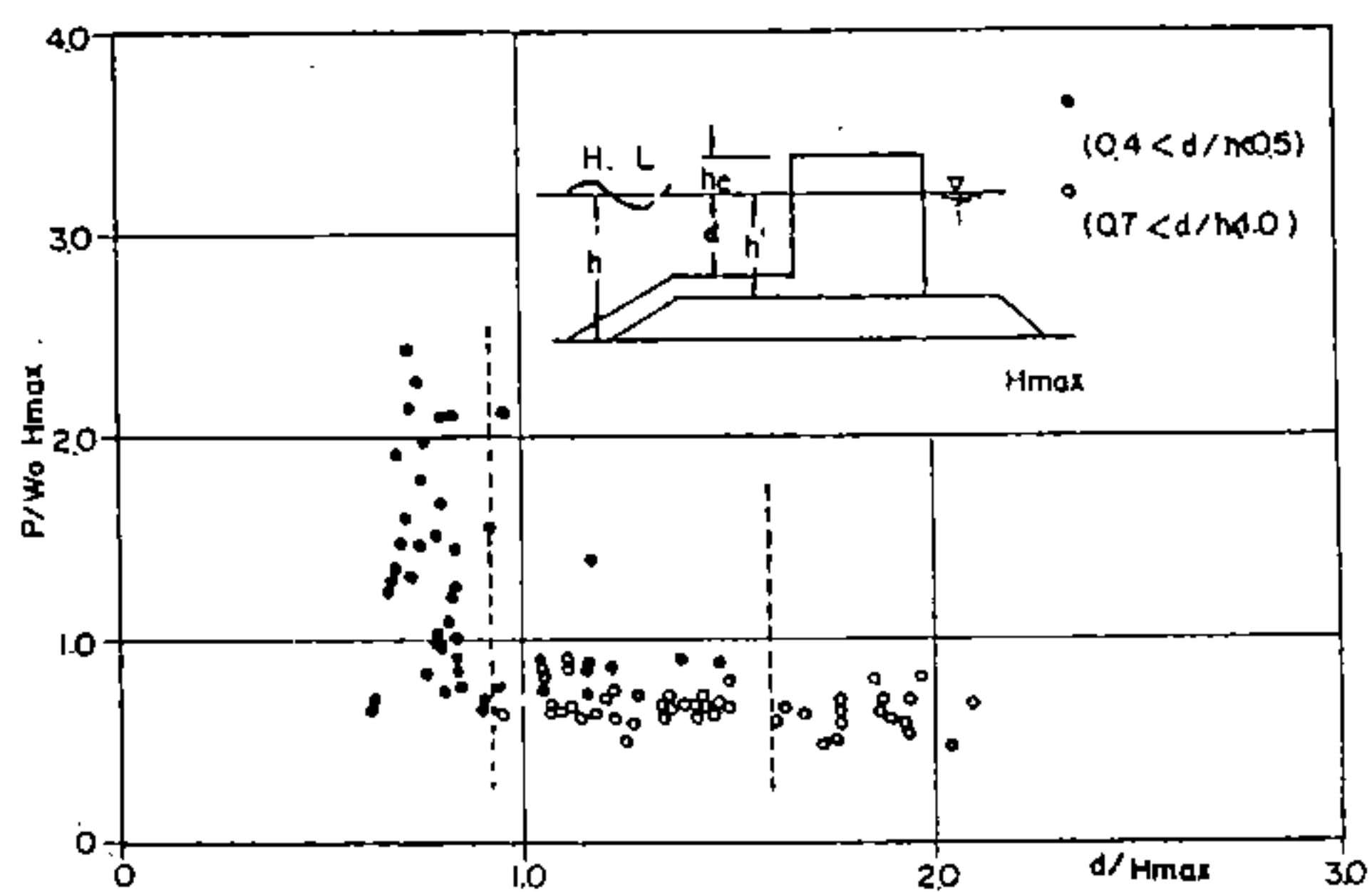


Fig.4 Mound Depth Affects the Wave Force Analyses

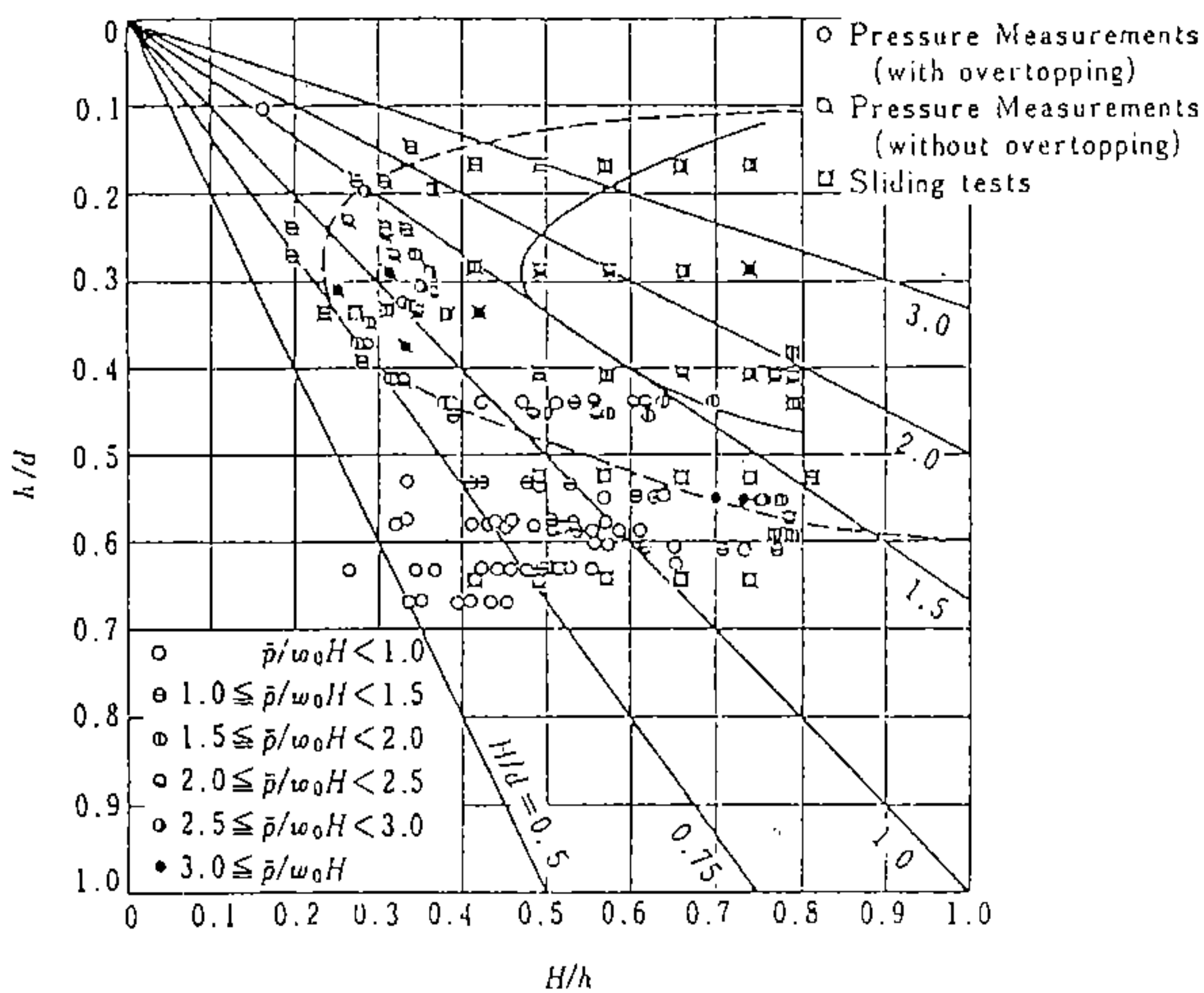


Fig.5 Possible range of the occurrence of impulsive breaking wave pressure

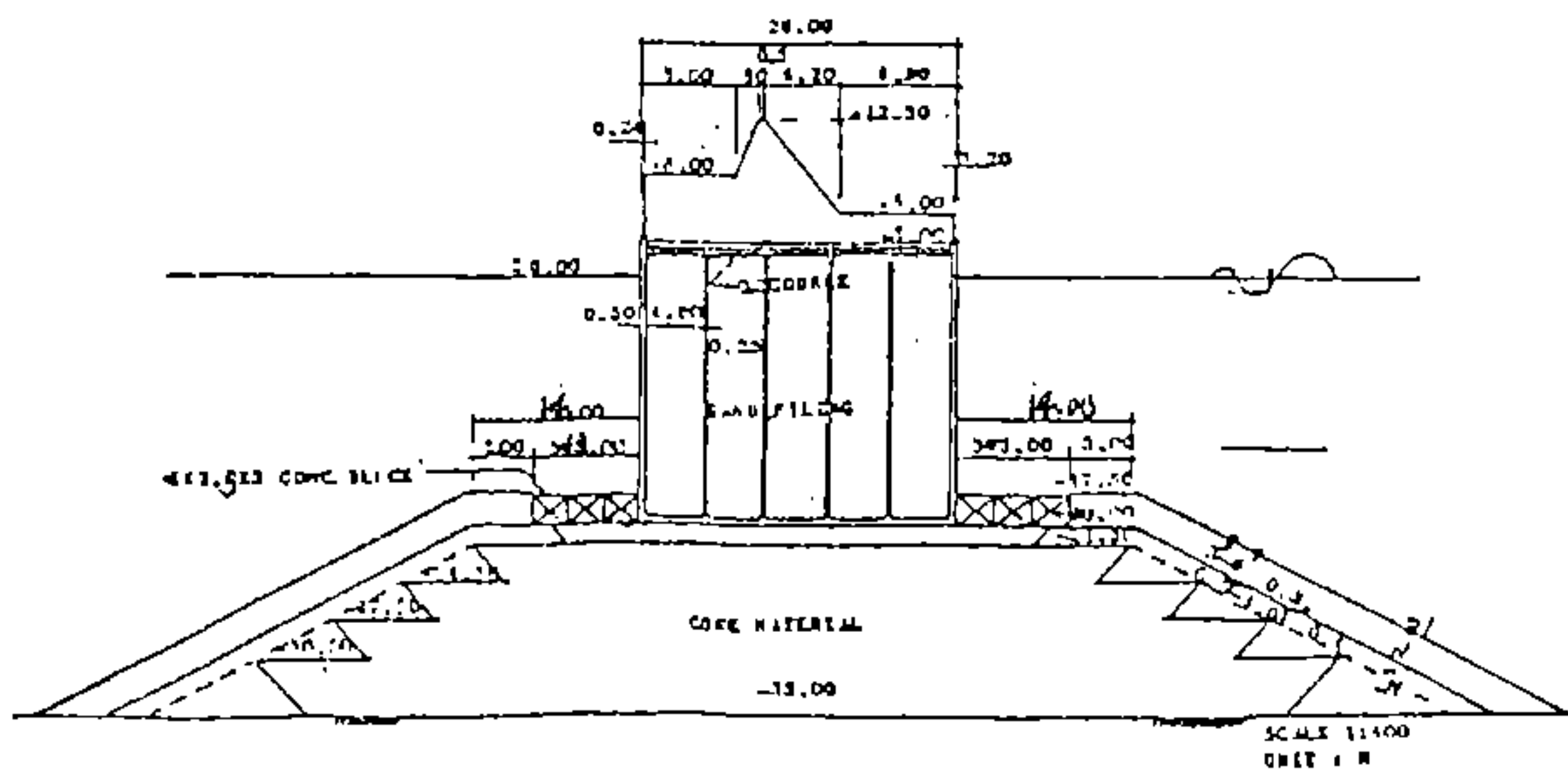


Fig.6 Modified Design Section of Deep Breakwater of 2nd Entrance of Keelung Harbor

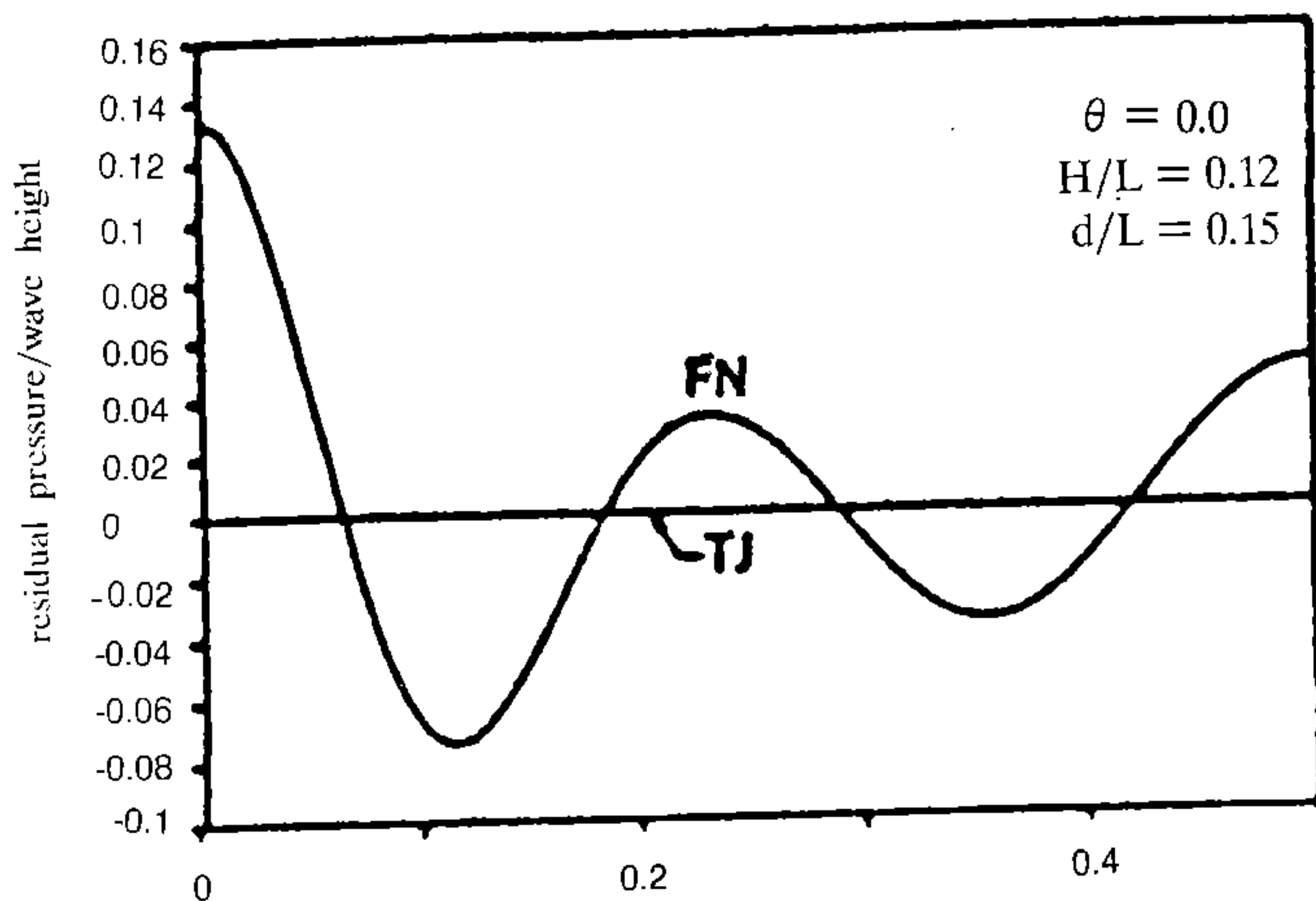


Fig.7 Variation of residual surface pressures with phase of
TJ=Tsai & Jeng (present) FN=Fenton (1985).

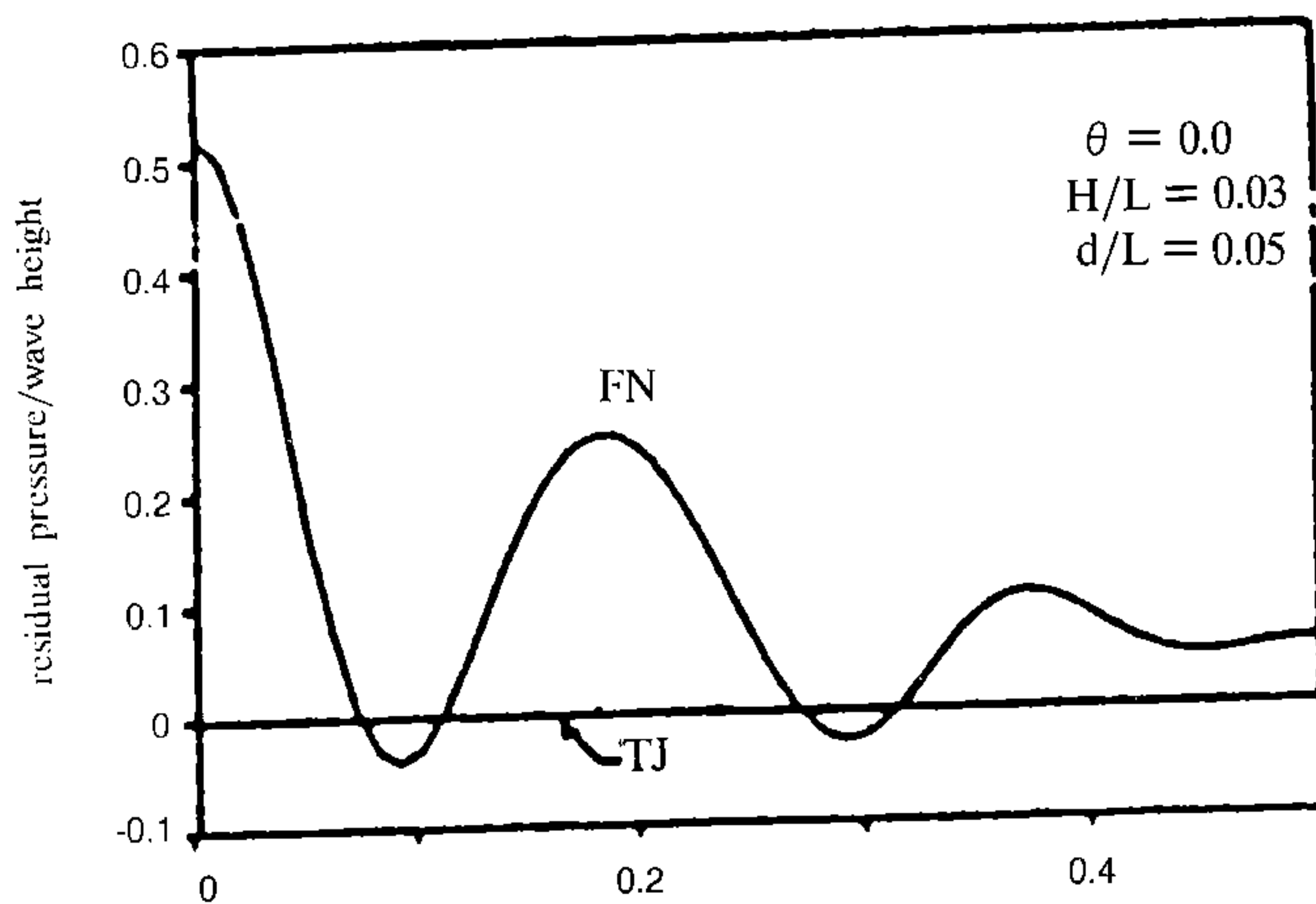


Fig.8 Variation of residual surface pressures with phase of time.

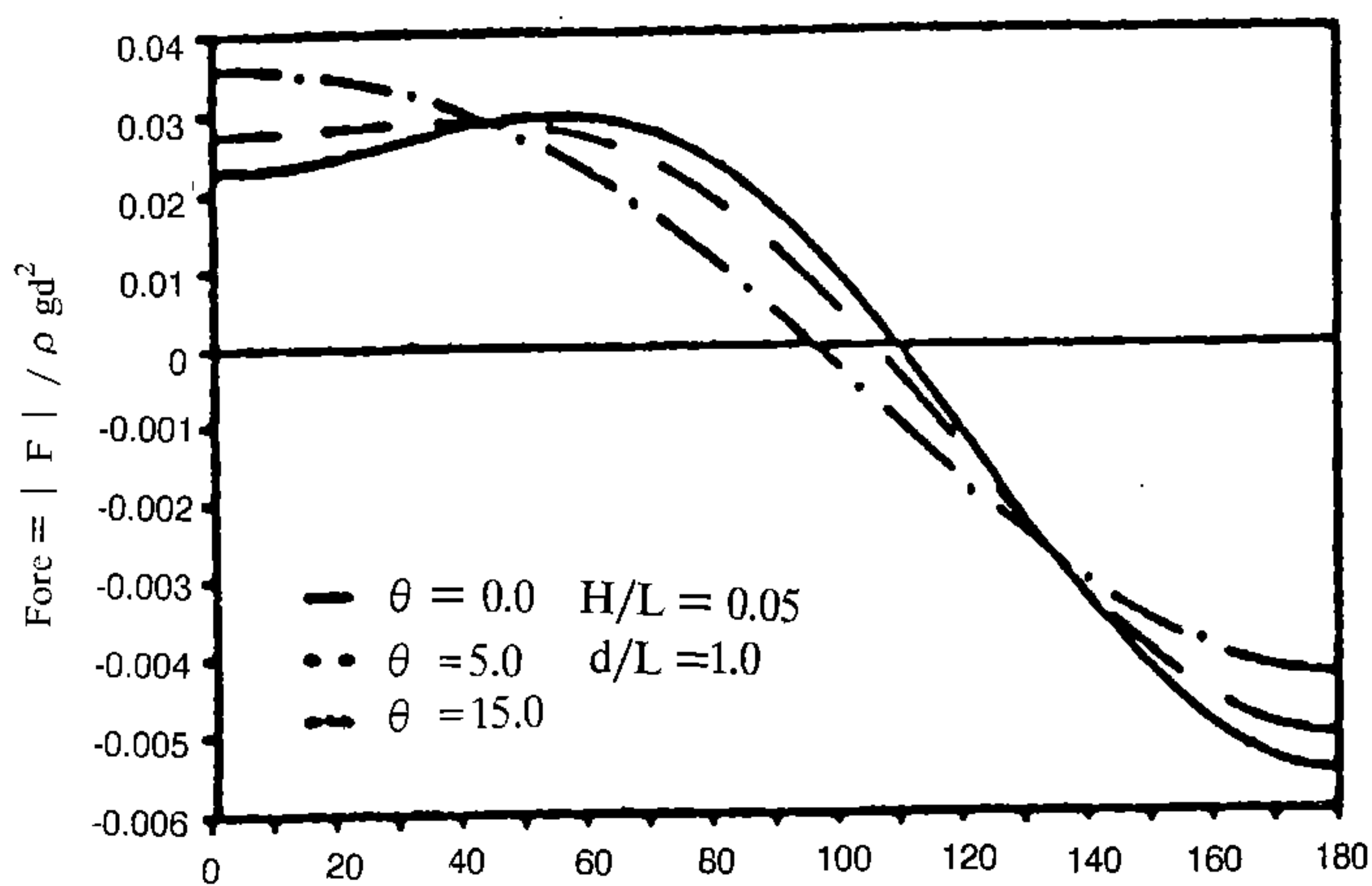


Fig.9 The greatest forces per unit length of each phase.

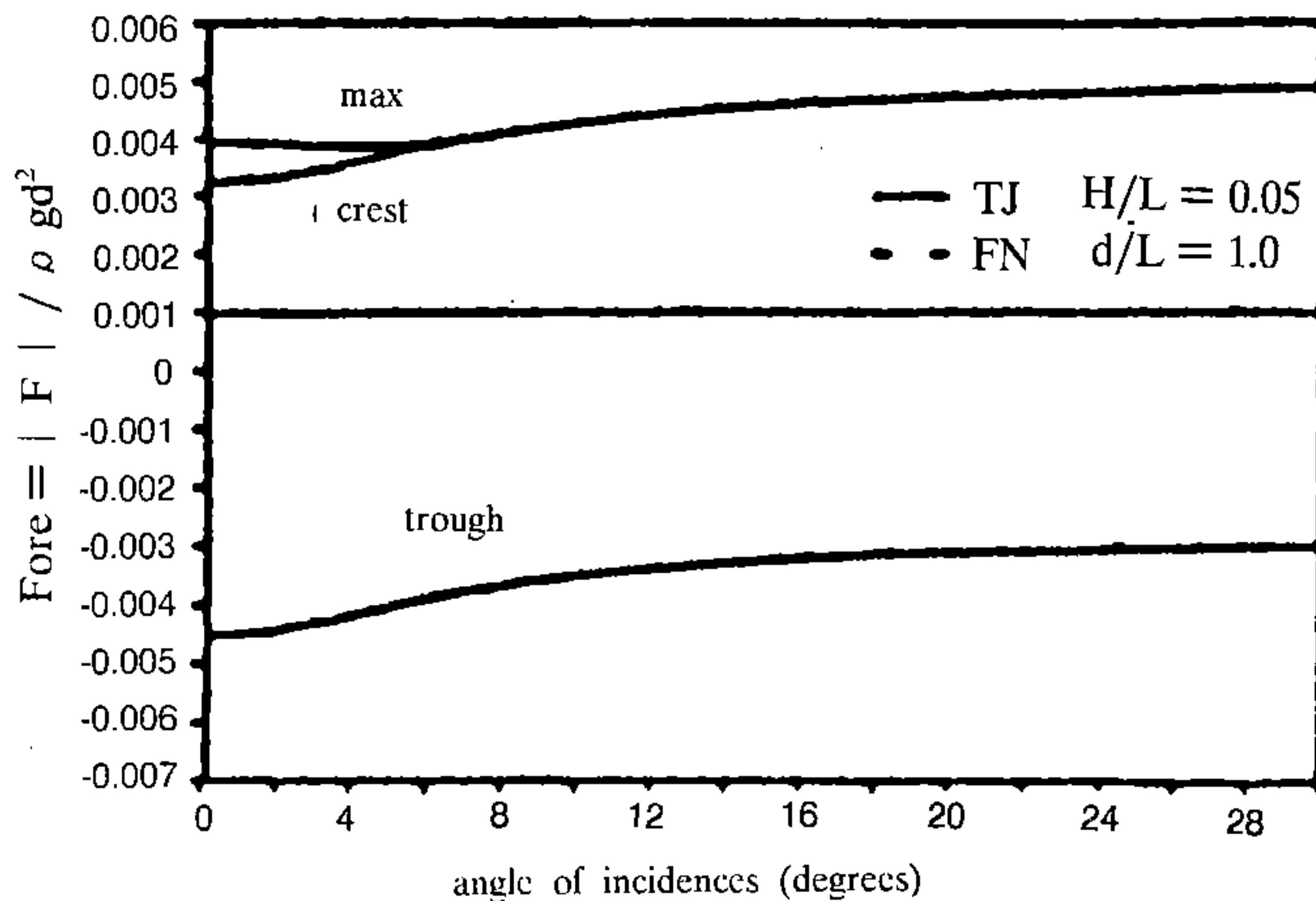


Fig.10 Variation of forces unit length with anagle of incidences.

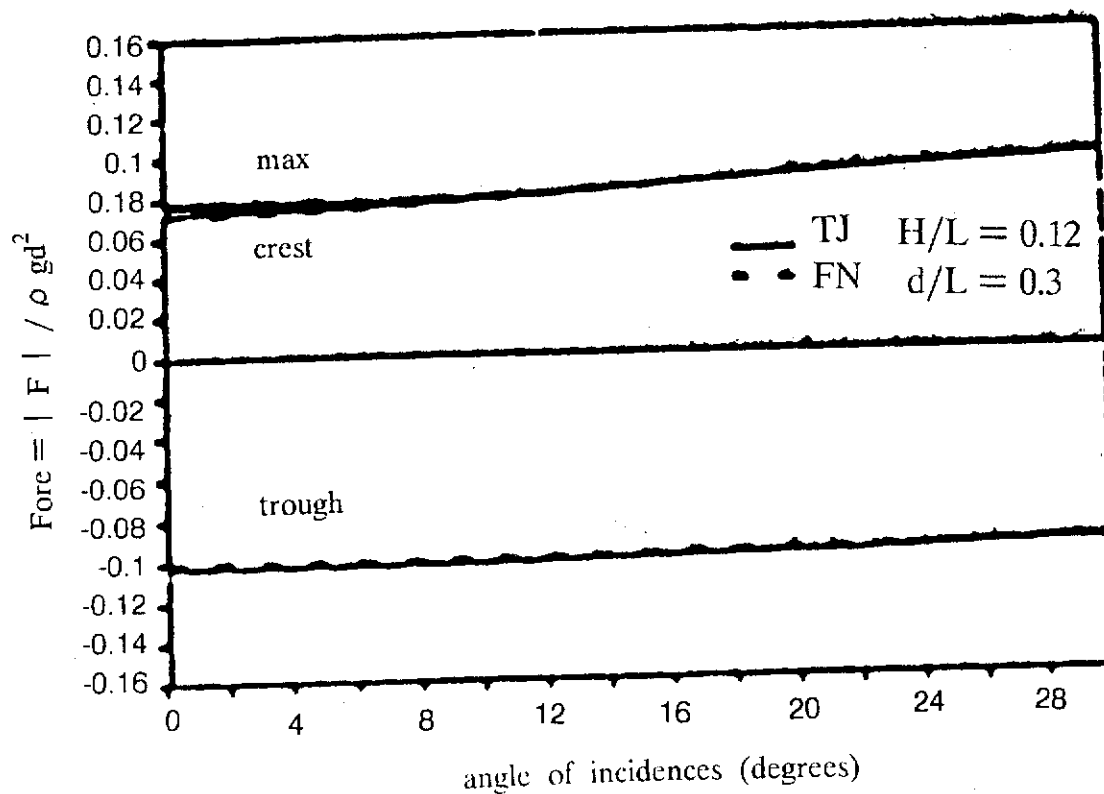


Fig.11 Variation of forces per unit length with angle of incidences.

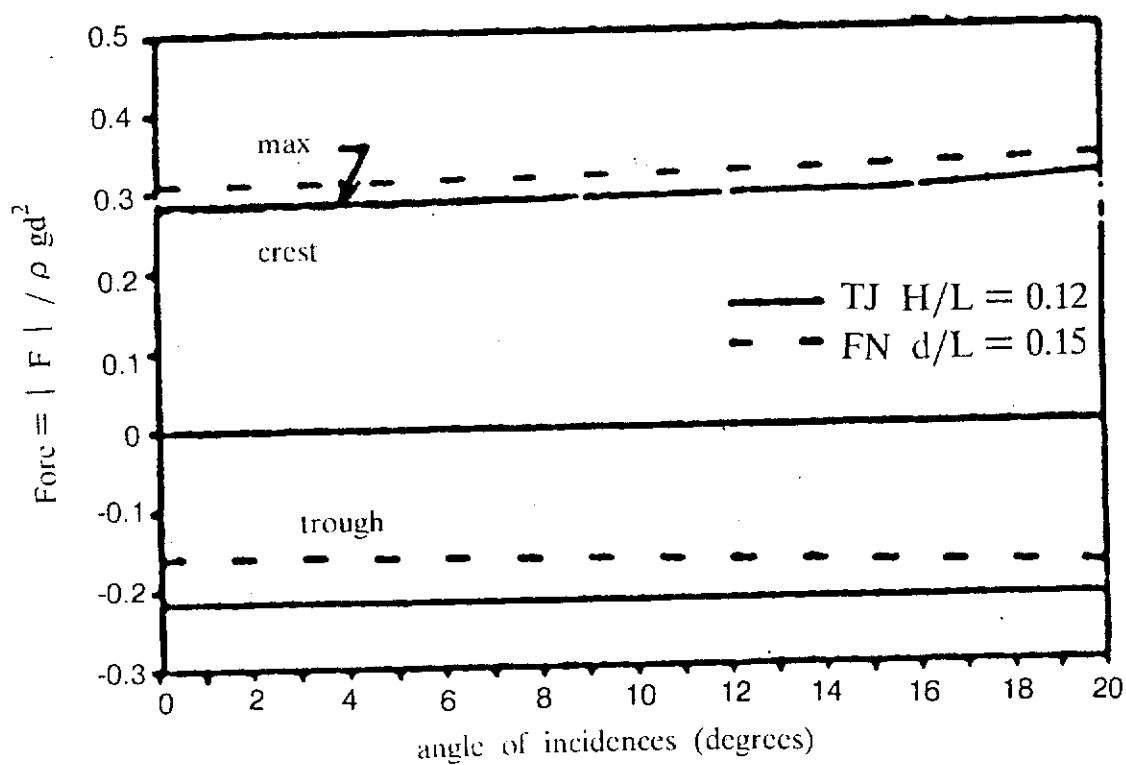


Fig.12 Variation of forces per unit length with angle of incidences.

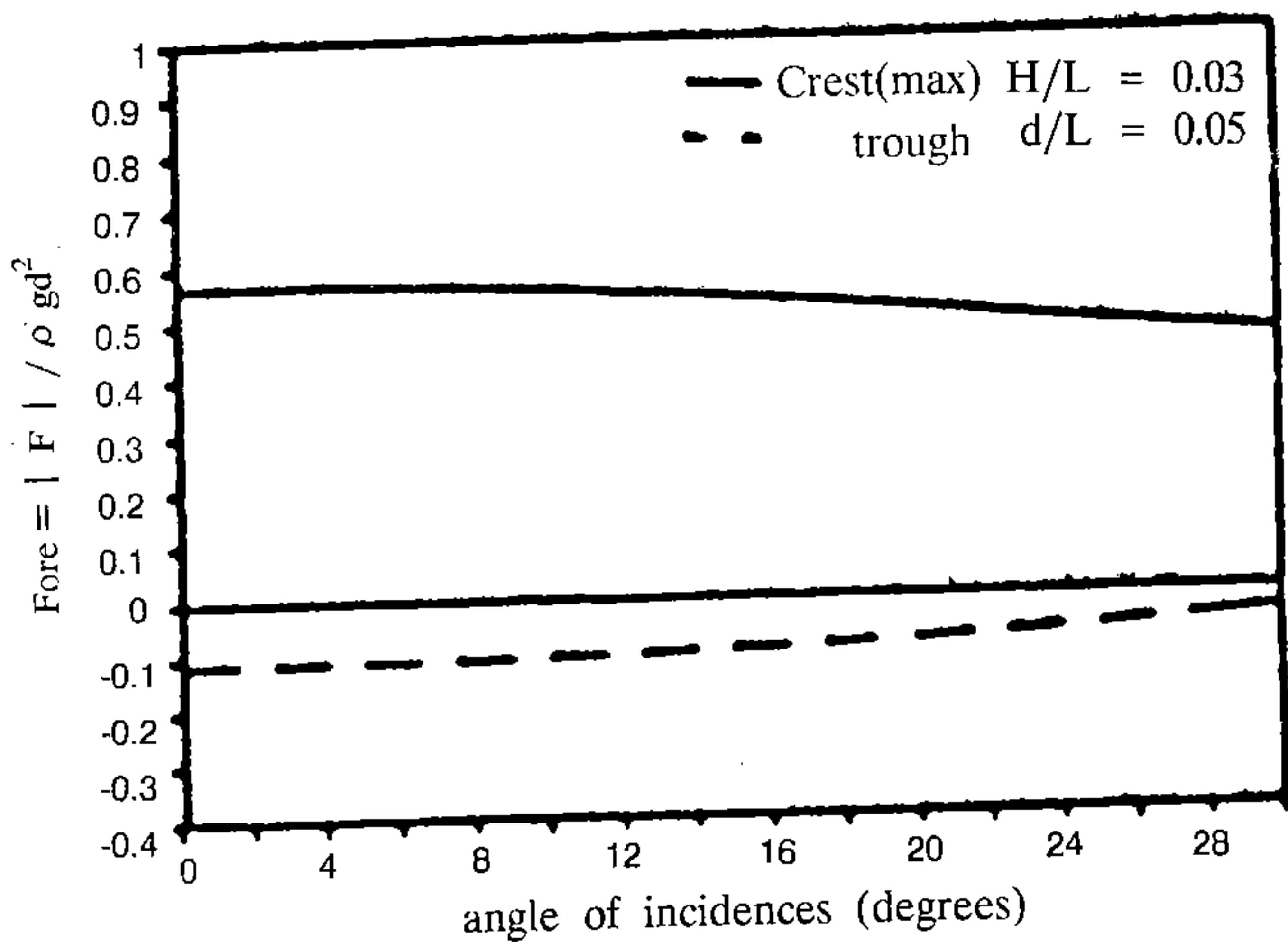


Fig.13 Variation of forces per unit length with angle of incidences

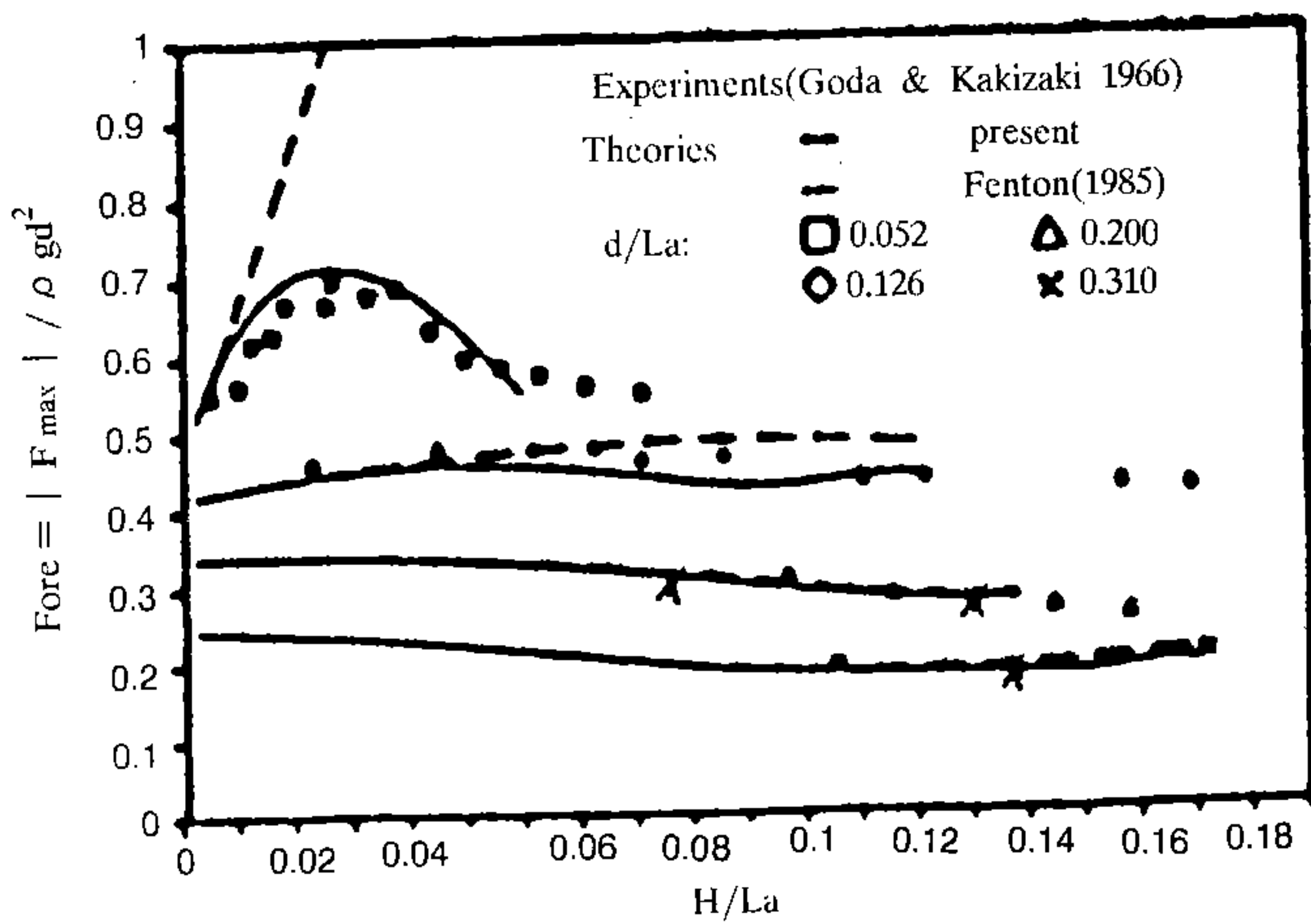


Fig.14 Comparison of the maximum of forces.
(La: wavelength of linear approximation)

「第二屆國際海洋工程電腦模擬
論文研討會議」

出版者：交通部運輸研究所

地址：台北市敦化北路150號7樓

電話：7123121

印刷者：全大打字印刷有限公司

地址：台北市羅斯福路四段144號二樓

電話：3654395

中華民國八十一年十月初版

本書印製 50冊・每冊工本費420元