建設省土木研究所
46.3.25
図書室

天然資源の開発利用に関する日米会議
耐風・耐震構造専門部会第一回合同部会
会議録
566

天然資源の開発利用に関する日米会議

耐風・耐震構造専門部会第一回合同部会

会　議　録

昭和四十五年三月

昭和45年3月

建設省土木研究所

建設省土木研究所

序　　文

昭和42年3月9日東京で開催された第3回天然資源の開発利用に関する日米会議において、耐風、耐震構造専門部会が設置されて以来、日米両国間で構造物の耐風、耐震技術に関する情報の交換が活発に続けられてきました。さらに、本部会の活動を効果的なものとするため、昭和44年4月21日より30日まで東京において第1回の日米合同専門部会が開催されました。合同専門部会には米国よりはるばる10名の委員を迎え、日本側委員と非常に活発な、また有益な意見の交換および討議がなされ、大きな成果をあげることができました。これも、本専門部会の各委員のたゆまぬ努力はもとより、日米両国の関係各位の絶大なる御協力と御援助の賜と深く感謝しております。ここに合同専門部会の活動の模様を詳しく会議録としてとりまとめ報告する次第であります。

日米両国は、ともに風および地震の被害国であり、両国がそれぞれ過去の経験から学んだところを持ちより、協力研究することは、日米両国の構造物の耐風・耐震技術の向上はいうまでもなく、両国民の福利と安全に寄与する大きな力となりましょう。耐風・耐震構造専門部会はようやく活動が緒についた段階であり、今後さらに共同研究、技術者交流を中軸として活発に活動を続けたいと存じます。

日本側部会長
福　岡　正　巳

Foreward

Traditionally, the United States and Japan have been the victims of severe storms and seismic disturbances which have exacted heavy tolls in both life and property. While this has always been a matter of great concern to engineers and scientists of both countries, the effect of wind and seismic forces on buildings and other structures have assumed marked importance in recent years with the rapid rate of innovation in building technology. Both nations are now engaged in research efforts aimed at the development of improved design and Construction methods. By sharing information now available and by coordinating future research efforts, both nations can expect accelerated solutions to these costly problems. The principal objectives of the U.S.-Japan Natural Resources Program are to exchange scientific and technological information which will be mutually beneficial to the economics and welfare of both countries, and to increase bonds of understanding. This First Joint Meeting in Tokyo of the U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects has overwhelmingly achieved these objectives.

E.O. Pfrang
Chairman, U.S.-Japan Panel on Wind
and Seismic Effects

R.D. Marshall
Secretary, U.S.-Japan Panel on Wind
and Seismic Effects

目　　次

1. 会議参加者名簿 …… 1

2. 合同部会日程 …… 3

3. 開　会　式 …… 8

4. 討　議　内　容 …… 13

4.1　議題－1　強　風　観　測 …… 16

4.2　議題－2　地震動および強震観測 …… 54

4.3　議題－3　建築物の耐風・耐震設計 …… 85

4.4　議題－4　港湾構造物の耐震設計 …… 124

4.5　議題－5　土質構造物および基礎 …… 193

4.6　議題－6　橋梁の耐風・耐震設計 …… 259

4.7　議題－7　地震特性と被害 …… 321

4.8　議題－8　強風および地震災害保険 …… 348

4.9　議題－9　強風の影響 …… 442

5　最終結論並びに閉会式 …… 497

6. 視　察　旅　行 …… 501

附　　録

日米専門部会メンバー …… 521

事　務　局 …… 525

後　　記 …… 526

1. 会議参加者名簿

A 委員

日本側

福岡正巳	（建設省）土木研究所長
有賀世治	（科学技術庁）国立防災科学技術センター第1研究部長
伊吹山四郎	（建設省）土木研究所千葉支所長
大久保忠良	（建設省）土木研究所構造橋梁部構造研究室長
大崎順彦	（建設省）建築研究所第三研究部長
表俊一郎	（建設省）建築研究所国際地震工学部長
北岡龍海	（運輸省）気象庁気象研究所長
栗林栄一	（建設省）土木研究所構造橋梁部振動研究室長
多田安夫	（建設省）土木研究所構造橋梁部長
成田信之	（建設省）土木研究所構造橋梁部構造研究室主任研究員
林聰	（運輸省）港湾技術研究所構造部長
久田俊彦	（建設省）建築研究所長
広野卓蔵	（運輸省）気象庁気象研究所地震研究部長
牧野稔	（建設省）建築研究所国際地震工学部第2耐震工学室長

米国側

E.O.フラング	国立標準局建築研究部構造研究室長
ジョージ B.ベッグ	公共建築サービス部
トーマス R.キャラウェイ	都市工学研究事務所
ウイリアム K.クラウド	海岸測地研究所
H.J.ギブス	開拓局土質工学支所
ウイリアム B.ジョイナー	地質調査所
チャールズ E.リー	技術事務所水理設計分室副室長
チャールズ F.シェフイ	フェデラル道路研究センター構造応用力学部室長
ワレン A.ショー	海洋土木技術研究所構造部長
H.C.S.トム	環境科学サービス部高等客員研究員

B 招　待　者

亀　井　幸次郎　　日本大学講師
合　田　良　実　　（運　輸　省）港湾技術研究所水工部波浪研究室長

C 傍　聴　者

寺　田　一　彦　　（科学技術庁）国立防災科学技術センター所長
沢　田　健　吉　　（　〃　）　〃　企画課大型耐震実験施設準備室長
石　原　健　二　　（運　輸　省）気象庁予報部防災気象官
市　川　政　治　　（　〃　）　〃　観測部地震課地震調査係長
渡　辺　和　夫　　（　〃　）　〃　気象研究所台風研究部第一研究室長
奥　田　　実　　（　〃　）　〃　〃　〃　第二研究室長
相　馬　清　二　　（　〃　）　〃　〃　物理気象研究部第一研究室長
酒　井　淳　行　　（建　設　省）土木研究所河川部地すべり研究室
富　永　正　照　　（　〃　）　〃　〃　海岸研究室長
山　村　和　也　　（　〃　）　〃　機械施工部土質研究室長
佐々木　　康　　（　〃　）　〃　〃　土質研究室
吉　田　　巌　　（　〃　）　〃　構造橋梁部基礎研究室長
足　立　義　雄　　（　〃　）　〃　〃　基礎研究室
国　広　哲　男　　（　〃　）　〃　〃　橋梁研究室長
小　泉　安　則　　（　〃　）建築研究所第三研究部基礎研究室長
尾　崎　昌　凡　　（　〃　）　〃　〃　振動研究室長
岸　田　英　明　　（　〃　）　〃　〃　構造研究室長
渡　部　　丹　　（　〃　）　〃　国際地震工学部第一耐震工学室長
荒　川　正　一　　日本道路公団建設大阪支所建設第二部特殊設計課長代理
武　藤　隼　彦　　〃　名古屋支社建設第二部構造物設計事務所次長
阿　部　英　彦　　日本国有鉄道構造物設計事務所次長
田　村　浩　一　　〃　〃　主任技士
中　川　恭　二　　大林組（前建築研究所）

2. 合同部会日程

2.1 全日程

4月21日(月)	新宿御苑観桜会
4月22日(火)	建築研究所 土木研究所) 視察
4月23日(水)	合同部会(開会式・討議) 港湾技術研究所視察
4月24日(木)	合同部会(討議)
4月25日(金)	合同部会(討議)
4月26日(土)	合同部会(討議・閉会式) 大型振動台視察
4月27日(日)	自由行動
4月28日(月)	垂水気象観測塔 里浦気象観測所) 視察
4月29日(火)	自由行動
4月30日(水)	研究所訪門

2.2 会議日程

4月23日(水)

於 東京プリンスホテル
ゴールデンカップ(3階)

10:00 開会式

開会の辞	桑垣悦夫	建設省土木研究所企画室長
挨拶	南部三郎	建設省計画局技術調査官
挨拶	ウエーバ	在日アメリカ大使館 科学アタッシエ
挨拶	福岡正巳	日本国側部会長
挨拶	フラング	米国側部会長

10：40　日米両国メンバー紹介

第１回合同部会　　議長選出

11：00　議　事　採　択

11：30
～12：30　昼　　食　　日本側部会長招待
於　ブルーガーデニア（１１階）

（午後　運輸省港湾技術研究所　視察）

於　東京プリンスホテル
３１５，３１６号室

4月24日（木）

議題－１　強風観測（議長：日本側部会長）

9：00　日本における強風観測の現況　　北　岡　龍　海

9：30　構造設計のための風の観測　　H．C．S．トム

10：00　討　　議

10：30～10：45　休　　憩

議題－２　地震動および強震観測（議長：日本側部会長）

10：45　日本における強震観測の現況　　有　賀　世　治

11：15　地震記録とその解析に関する意見　　ウイリアム K.クラウド

11：45　討　　議

12：15　昼　　食　　科学技術庁国立防災科学技術センター所長招待
於　ブルーガーデニア　（１１階）

議題－３　建築物の耐風・耐震設計（議長・米側部会長）

13：30　建築物の耐風・耐震設計基準　　大　崎　順　彦

14：00　米国における耐風・耐震規準および規格と
政府建築物の設計および施工の関係　　ジョージ B.ベッグ

14：30　討　　議

15：00～15：15　休　　憩

議題－４　港湾構造物の耐震設計（議長：米側部会長）

15：15　日本における港湾構造物の耐震設計の現状について　　林　　聰

15：45　1964年３月津波－港湾施設への影響　　チャールズ E．リー

16：15　討　　議　（オブザーバ　合　田　良　実）

16：45　映　　画　新潟地震

18：00　レセプション　建設省計画局技術調査官招待
於　３１７，３１８号室（３階）

4月25日（金）　於　東京プリンスホテル
３１５，３１６号室

議題－５　土質構造物および基礎（議長：米側部会長）

9：00　土質構造物　福岡正巳

9：30　地震荷重を受ける土質構造物および基礎　ハロルド J．ギブス

10：00　討　　議

10：30～10：45　休　　憩

議題－６　橋梁の耐風・耐震設計（議長：米側部会長）

10：45　日本における道路橋の耐風・耐震設計基準　多田安夫

11：15　米国における橋梁の耐風・耐震設計の現況　チャールズ F．シエフイ

11：45　討　　議

12：15　昼　　食　運輸省気象庁気象研究所長招待
於　ブルーガーデニア（１１階）

議題－７　地震特性と被害　（議長：日本側部会長）

13：30　日本の地震活動度および地震被害　表　俊一郎

14：00　耐震設計における地動の増幅作用と地盤の破壊の問題　ウイリアム B．ジヨイナー

14：30　討　　議

15：00～15：15　休　　憩

議題－８　強風および地震災害保険（議長：日本側部会長）

15：15　米国における暴風災害保険　トーマス R．キヤラウエイ

15：45　地震災害保険に関する計画　トーマス R．キヤラウエイ

16：15　討　　議　（オブザーバ　亀井幸二郎）

16：45　映　　画　十勝沖地震

18：00　レセプション　アメリカ大使館科学技術アタツシユ招待
於　グルーハウス

4月26日(土)

於　東京プリンスホテル
315，316号室

議題－9　強風の影響　(議長：日本側部会長)

9：00　構造物の耐風設計上の問題点　　大久保　忠　良

9：30　強風に起因する構造物被害の調査　　ワレン A．シヨー

10：00　討　議

10：30～10：45　休　憩

10：45　最終結論に関する討議

共同声明の採択

11：00　閉　会

11：15　日米部会長記者会見

(午後，視察旅行のため名古屋へ出発)

2.3. 視察旅行

4月22日(火)

9：00　ホテルオークラ発

9：30　建築研究所視察

11：30　昼　食　　建築研究所長招待　於　椿山荘

13：00～15：00　(椿山荘より千葉支所へ)

15：00　土木研究所　千葉支所視察

17：30　夕　食　　土木研究所千葉支所長招待　於　正木屋

19：30～21：00　ホテルオークラ着

4月23日(水)

13：11　東京駅発

14：56　久里浜駅着

15：00　港湾技術研究所視察

19：00　夕　食　　港湾技術研究所長招待　於　花正楼

20：30～21：30　ホテルオークラ着

4月26日(土)

12:40　東京駅発(ひかり305号)

14:42　名古屋駅着

15:10　三菱重工業K.K.　名古屋機器製作所　大型振動台視察

16:00　三菱重工業より，バスにて名神高速道路経由京都に向け出発

19:00　京都ホテル着

4月27日(日)

19:00　三ノ宮駅　　集合　神戸港視察
夕食　近畿地建　兵庫県　神戸市招待　於　山三ッ輪

4月28日(月)

7:20　六甲オリエンタルホテル(バスにて)

8:40　垂水気象観測塔視察

9:10～ 9:50　垂水　バス　明石

10:15～10:40　明石　－　岩屋　(淡路島)

12:10～13:00　福良港　－　鳴門港(四　国)

13:10～13:20　鳴門　バス　里浦

13:20　里浦気象観測所視察

15:10～16:35　鳴門亀浦港　－　神戸中央堤

17:39～18:14　三ノ宮駅　－　新大阪駅

18:40　新大阪駅

4月29日(火)

1:40　新横浜駅着

3:00　ホテルニユージヤパン着

4月30日(水)

9:00　ホテルニユージヤパン　解散

9:30～ 解散後，班に分れて各研究所・機関を訪問

3. 開　会　式

3.1 開会式次第

開会式は，司会者の開会の辞に引続いて，主催国を代表して建設省計画局南部三郎技術調査官から観迎の辞，米国を代表して米国大使館R.T.ウエバー科学アタツシェからの祝辞，耐風・耐震構造専門部会福岡正巳日本側部会長およびE.O.フラング米側部会長の挨拶があつた。次いで各出席者の紹介の後，本合同部会の総括議長を選出し，原案通り議題および議事予定を採択して終つた。

3.2 歓迎の辞および祝辞

(1) 建設省計画局南部三郎技術調査官歓迎の辞

本日ここに天然資源開発利用日米会議，耐風・耐震構造専門部会第1回合同部会の開催にあたり歓迎のご挨拶を申し述べる機会を得ましたことを喜びとするものであります。

耐風・耐震構造専門部会は，昭和42年3月9日東京で開催された第3回本会議で新設されて以来，構造物の耐風・耐震設計基準等に関する情報交換を通じて活発な活動を続けておられますが，このたび米国側メンバー10名の参加を得て，第1回日米合同部会が東京において開催されることとなりましたことは喜びに耐えません。

ご承知のとおり風と地震は人類が戦わねばならない自然災害の最大のものであり，日米両国はじめ世界各地においてしばしばハリケーンや台風や大地震が起こり，多数の尊い人命をはじめ，莫大な資金を失なつております。特に最近においては，日米両国とも急速な都市化・構造物の巨大化・複雑化に伴ない，これら災害を防除するため，構造物の耐風・耐震構造設計基準の重要性がますます増してきております。

このときに当り，日米双方の部会関係者，特に両部会長のご努力により第1回合同部会の開催に至りましたことは，今後情報交換や技術者同志の討議を通じて，両国の耐風・耐震構造設計上の諸問題の解決を促進する上で画期的な意義をもつものであり，稔りある成果を望むものであります。

ただいまの4月という季節は，日本では桜はもちろん万木緑をなし，春うららかな最良の季節であります。この時期に本合同部会が開催されたことを喜ぶと共に，会議終了後の視察旅行においては，米国側メンバーの方々がわが国の実情を親しくご見聞くださり，わが国に対する理解を深められ，日米両国の友好の促進と人類の発展のためのご協力を重ねられるようお願い申し上げ，ご挨拶といたします。

(2) 米国大使館　R.T. ウエバー科学アタッシェ祝辞

司会者ならびに御出席の皆様，この耐風・耐震構造専門部会第1回合同部会に米大使館を代表してご挨拶する機会を得ましたことを，喜びとするものであります。

米大使館は，天然資源の開発利用に関する日米会議の諸活動に，従来から深い関心を払い，かつこの活動に参加する機会を得て参りました。この会議は普通UJNR という略称で呼ばれております。この会議は1964年に開かれた日米経済会議の閣僚級会談の勧告にもとづいて創められたものであります。この会議の目的は，両国が相互の協力を通じ，数々の問題の解決を促進できるような方策を見出そうというものでありました。

過去5年の間，UJNR のもとで非常に多方面の協力事業がなされてきました。これらの協力の中には，大気および水質汚染・塩水転換技術およびその利用，森林・家蓄の疫病・エネルギー開発などが含まれており，またごく最近，海洋資源の開発あるいは調査とその利用に関する，かなり広範な計画が進められております。これらのうちには相互協力に非常な成功をおさめているものもありますし，中にはそれほどでもないものもあります。この経験からわれわれが結論できますのは，この協力を成功に導くには三つの大事な要素があるということであります。

第1は，双方の国がある特定の分野における急速な進歩を，強力かつ緊急に必要としているということであります。第2は，双方の国に問題の解決に役立つ熟達した科学者と技術者がおり，また必要な施設があるということであります。そして最後に，これは非常に重要な要素でありますが，双方の国に，相互の連絡を維持するよう，言語の障害と両国間の距離を乗り越えるに足る技術と熱意と忍耐を備えた当事者が存在するということであります。

この耐風・耐震構造専門部会の創設にあたりましては，これら三つの要素全部が賞賛に値するほど満足されていたことは明らかであります。私は皆様が今後3日間討議される科学的論文に目を通しましたが，これらは実にすばらしいものであると思います。また私が申し上げたいと思いますのは，私はこの合同部会の準備が進められた過去4ケ月の間，しばしば福岡博士およびその協力者とお会いして参りましたが，これらの方々がされた入念かつ行き届いた準備に私は深い感銘を受けたということであります。私はいままでにこれほど良く組織された会合を見たことがございません。これから3日間の会議が成功なさることを祈つております。有難うございました。

3.3 日米専門部会長挨拶

(1) 福岡正巳日本側部会長挨拶

みなさん，花咲き鳥歌う陽春の好季節に，アメリカから10名のメンバーをお迎えいたしまして，

ここに盛大に日米耐風・耐震構造専門部会を開催いたすことができましたことに対しまして，日本側部会長といたしまして，日本側のメンバーの一同と共に感激している次第でございます。

本日の開会式に当りまして，ひと言歓迎のご挨拶を述べると共に，会を開催するに当り，ここに至りました経過について簡単にご報告申し上げたいと思います。

ちょうど2年前のいま頃，東京で開催されました天然資源に関する日米会議におきまして，新しく耐風・耐震構造専門部会が設置されました。フラング博士がこの専門部会の設置のお膳立てをされたのでございましたが，当時新しい部会の発足に当りまして，フラング博士がどんなに苦心をされたかということを想像することができます。それがその後の活発な部会活動と，本日の盛大な合同部会の基礎になつたのでございますから，今日はさぞご満足なさつておられることと思います。

当時日本側におきましては，土木研究所長村上永一博士を中心にいたしまして部会組織に取りかかつておりました。その後を受けまして1967年6月に日本部会の組織が出来上がりました。建設省の土木研究所および建築研究所・運輸省の港湾技術研究所並びに気象研究所・科学技術庁防災センターからメンバーが選ばれたのでございます。アメリカにおきましては若干組織化が遅れたようでございましたけれども，それは，各官庁が東京に集中しているわが国の国情と違うためであつたと考えられます。それ以後，情報の交換，技術者の交流など活発な活動が続けられ今日に至つたのでございます。

次に合同部会開催の経過を振り返つてみたいと思います。第1回合同部会の開催が提案されましたのは，ちょうど一昨年でございましたが，これはフラング博士によつてなされたのでございます。昨年秋の第3回UJNR 合同部会の前後に，ワシントン特別区で第1回の合同部会を持つのがもつともよろしいのではないかと考えたのでございますが，旅費の都合で日本側から多くのメンバーを派遣することが出来ませんでした。しかしながら，私がUJNR 合同会議の代表の一人として渡米いたしました際に，NBS（米国立標準局）で非公式の専門部会を開催していただきました。更にメンバーの所属している機関を訪問して，お互いの認識を深めることが出来ました。その際に，フラング博士と桜の咲く頃に東京で第1回の合同会議を開催することについて，相談をまとめたのでございます。その後今年の1月になりまして，建設省の絶大なるお骨折りによりまして，会議予算の計上が認められたのでございます。会議を実のあるものにするために，あらかじめ論文が印刷されているということが重要なことでございますが，この点につきましては，フラング博士も私も共に正直なところ自信がございませんでした。しかしながら，両国メンバーの絶大なるお骨折りによりまして，立派な論文集が出来上がつたことは，全く感激に耐えません。いまやこの会合が成功することは間違いないものと確信するものであります。

会議期間中に研究機関の訪問，震害・風観測設備の視察などのスケジュールがございますが，すでにプログラムの一部が開始されております。

どうぞみなさま，時間の許す限り十分情報・知識の交換を行なうと共に，お互いの親善と理解とを深めていただきたいと思う次第でございます。

最後になりましたけれども，この合同部会の開催に当りましていろいろお世話になりましたアメリカ大使館，科学技術庁，運輸省，建設省の各位に対しまして厚くお礼を申し上げまして，私のご挨拶を終りたいと思います。

ありがとうございました。

(2) E.O.フラング米側部会長挨拶

まず最初に私は，米国側を代表いたしまして，日本側がわれわれを日本にお招き下さいましたことに対して，感謝の意を捧げたいと思います。私はまた，非常に立派な準備が福岡博士はじめ，日本側の部会，そして日本側の事務局，また在日アメリカ大使館によつてなされたことに対して感謝の意を捧げるものでございます。特に窓外に目を転ずれば解りますように，このような立派なすばらしいお天気まで用意して下さつたことに対して非常に感謝したいと思います。

福岡博士は今日までパネルがどのような進展をたどつているかということについてお話し下さいました。このようなわれわれの進展の中に，いくつか注意すべき道しるべがございまして，そのような時点では情報の交換が促進されたのでありました。中でも福岡氏のアメリカ訪問はその中で特に銘記すべきものだと思います。福岡氏がアメリカを訪問されて以来，情報の交換は非常に増したのでありました。このような個人的な接触は非常に重要でありまして，これは単に福岡博士の訪問だけではなくて日本側部会のほかの方々，あるいはこのパネルには直接関係していらつしやいませんが，ほかの日本の方々もアメリカにいらつしやいまして，これらは非常に我々の協力の進展に寄与したのであります。

この合同部会によつてわれわれの進展と知識の交換は，また新しい頂点に達したということができると信じます。この会議によりわれわれは相互理解および情報の交換を達成する上で，もつとも有効な個人的接触を保ち得るでありましよう。

UJNR の提唱により，初めてこの特殊な分野の交換計画を提案するよう依頼されました時に，私はかなり疑問に思つたのでありました。それは台風とか地震とかまたハリケーンがなぜ天然資源として考えられなければならないのだろうかという疑問であります。しかし，よくよく考えてみますと，日米両国ともなにか問題がある場合には，その問題に対処し，その結果われわれ自身を改良強化するといつた経過をいつもたどつているのであります。

われわれは，地震や風荷重に関する問題ととりくんだ結果，これに対処しうる非常に高い専門的な知識を持った技術者たちが生れてきたのでありまして，これがわれわれ両国の非常に大きな資源ではないかと私は考えます。

われわれ両国は，輸送体系の改善・天然資源の開発・住宅問題といった深刻な問題をかかえております。これらの専門家たちこそこのような問題を解決できるのであり，私としましては本計画がその達成の助けとなることを強く希望するものであります。

私は，日本側で用意されました論文に非常に心を打たれました。これらの論文はまことにすばらしく，かつ我々の情報伝達の改善に大幅に寄与するものであると思います。しかし，それ以外にもそれぞれの論文提出後に行なわれる自由討議は，われわれの情報交換の中での一つの大きな道しるべとなるでありましょう。

どうもありがとうございました。

3.4 出席者の紹介

福岡日本側部会長から日本側部会出席者，フラング米側部会長から米側部会出席者が紹介された後，司会者から来賓として下記の人々が紹介された。

○日米天然資源会議日本側プログラム・コオーデイネイター，科学技術庁振興局国際課長

鴫原良樹氏

○建設省計画局建設振興課建設専門官　川村光雄氏

○米国大使館　副科学アタツシエ　W.H.リトルウツド氏

○科学技術庁防災科学技術センター所長　寺田一彦氏

○建設省大臣官房技術調査室長　若木三夫氏

3.5 議長選出，議題および議事予定採択

フラング米側部会長から，第1回合同部会の総括議長として福岡博士を推薦したい旨の動議が出され，満場一致の拍手をもつて承認された。続いて福岡議長が，4月24日～26日の議題および議事予定を紹介し，フラング米側部会長の賛成,討論の後，原案どうり採択された。

最後に福岡議長から，中川，秋山両通訳が紹介され，開会式を終つた。

4. 討　議　内　容

4.1 議題－1　強風観測 …… 16

1. 日本における強風観測の現況（北岡龍海）…… 16
2. 構造設計のための風の観測（H.C.S. トム）…… 35
3. 討　　議 …… 37
4. 所　　感 …… 40
5. Wind Measurement for Structural Design (H.C.S. Thom)…… 41

4.2 議題－2　地震動および強震観測 …… 54

1. 日本における強震観測の現況（有賀世治）…… 54
2. 地震記録とその解析に関する意見（ウイリアムK.クラウド）…… 71
3. 討　　議 …… 73
4. 所　　感 …… 76
5. Comments on Earthquake Records and Analysis (William K. Cloud)…… 77

4.3 議題－3　建築物の耐風・耐震設計 …… 85

1. 建築物の耐風・耐震設計基準（大崎順彦）…… 85
2. 米国における耐風・耐震基準および規格と政府建築物の設計および施工の関係（ジョージ B.ベック）…… 100
3. 討　　議 …… 101
4. 所　　感 …… 103
5. The Relation Between Codes and Standards Criteria for Wind and Seismic Considerations and the Design and Construction of Federal Buildings in the United States (George B. Begg)…… 104

4.4 議題－4　港湾構造物の耐震設計 …… 124

1. 日本における港湾構造物の耐震設計の現状について（林　聰）…… 124

2. 1964年3月津波－港湾施設への影響（チャールズ E.リ）…… 149
3. 討　　議 …… 156
4. 所　　感 …… 159
5. The March 1964 Tsunami-Its Effects on Ports and Harbors (Charles E. Lee) …… 160

4.5 議題－5　土質構造物および基礎 …… 193
1. 土質構造物（福岡正巳）…… 193
2. 地震荷重を受ける土質構造物および基礎（ハロルド J。ギブス）…… 226
3. 討　　議 …… 229
4. 所　　感 …… 231
5. Earth Structures and Foundations Subject to Seismic Loading (H.J. Gibbs) …… 232

4.6 議題－6　橋梁の耐風・耐震設計 …… 259
1. 日本における道路橋の耐風・耐震設計基準（多田安夫）…… 259
2. 米国における橋梁の耐風・耐震（チャールズ F.シエフイ）…… 294
3. 討　　議 …… 298
4. 所　　感 …… 301
5. Current Status of Design of Bridges in the United States for Resistance to Wind Effects and Seismic Forces (Charles F. Scheffey) …… 303

4.7 議題－7　地震特性と被害 …… 321
1. 日本の地震活動（表俊一郎）…… 321
2. 耐震設計における地盤増幅と地盤崩壊について（ウイリアム B.ジョイナー）…… 324
3. 討　　議 …… 325
4. 所　　感 …… 327
5. The Problem of Ground Amplication and Ground Failure in Earthquake-Resistant Design (William B. Joyner) …… 329

4.8 議題－8　強風および地震災害保険 …… 348

1. 建築災害とわが国の地震保険（亀井幸次郎）…… 348

2. 米国における暴風災害保険，地震災害保険に関する計画
（トーマス　R.キヤラウエイ）…… 359

3. 討　　議 …… 363

4. 所　　感 …… 364

5. Windstorm Insurance in the United States
(Thomas R. Callaway) …… 366

6. Program for Insurance Against Earthquake Damage
(John T. Dressel) …… 407

4.9 議題－9　強風の影響 …… 442

1. 構造物の耐風設計上の問題点（大久保忠良）…… 442

2. 強風に起因する構造物被害の調査（ワレン A.ショー）…… 464

3. 討　　議 …… 467

4. 所　　感 …… 470

5. Surveys on Damage to Structures Caused by Strong Winds
(Warren A. Shaw) …… 471

4.1. 強　　風　　観　　測

1. 日本に於ける強風観測の現況

運輸省気象研究所
所長 理博　北　岡　龍　海

ま　え　が　き

気象庁管下において，一般気象観測業務の一環として風の観測が行なわれており，当然その中に強風観測も含まれている。観測を行なつている観測所数は

気象庁職員により行なわれているもの　　320（1969現在）

気象庁が民間に委託して行なわれているもの　　503（1967現在）

なお，民間委託観測は一般には風の計器を備えていないが，毎年数10個所ずつ風の計器を含む近代化を実行している。これは府県単位に行なわれており，現在では1道14県に設置が完了している。

使用測器は，三杯風速計と風車型風速計であるが，委託は前者のみである。後者は最大瞬間風速用として使用されている。これらの測器は気象庁の風洞において，約90$^{m}/_{sec}$まで検定され，強度も充分テストされている。

日本は毎年どこかに，何回かは強い台風に襲われ，強風による災害だけでも甚大なものがある。日本におけるこれまでの最大風速の記録を挙げると，

10分間平均風速	69.8$^{m}/_{sec}$（1965. 9. 10室戸測候所）
最大瞬間風速	84.5$^{m}/_{sec}$以上*（1915. 9. 16室戸測候所）

* scale を over した。

なお，春秋には発達した大陸旋風が日本に強風をもたらすが，この場合の最大風速はおおむね30$^{m}/_{sec}$を出ない。

気象庁が行なつている観測は，一般に記録の早送りはしない。地表構造物の耐風設計のためには，強風の乱流構造を知る必要があるので，この目的のために次のような観測が行なわれている。

(1) 気象研究所（気象庁）

a) 高層建築に超音波風速計を取り付けている。

b) 防災センター（科学技術庁）と共同し，相模湾沿岸のマリン・タワーに超音波風速計を設置。

c) 東京タワーの3層に風車型風速計を設置している。（早送りなし）

(2) 建　設　省

a) 本州 — 四国連絡架橋のための気象観測塔を，神戸市垂水の海岸に建て，5層における強風

観測を実施している。

b) 関門海峡の架橋の耐風設計の資料を得るために，門司港付近の和刈岬において強風観測を4層において行なつている。

(3) 日本鉄道建設公団

海峡にかける長大橋の耐風設計のため，徳島県の那珂川及び里浦において強風観測を行なつている。前者は150mの高さの鉄柱で6層において風車型発電風速計，内3層は早送りつき，温度測定を併置している。後者は高さ40mの5基の観測塔を並らべ，強風の水平方向の乱流構造を求める観測を行なつている。

(4) 京都大学

a) 神戸市の垂水の近くで，特殊な風速計で乱流の空間相関に関する研究観測を行ない，潮岬においては超音波風速計その他の測器によつて，強風の乱流構造を研究観測を行なつている。

b) 京都タワー，大阪タワー（何れも100m以上）によつて強風と構造物の振動に関する研究観測を行なつている。

c) 海峡地形並びに小丘の周辺に風速計を数点配置し，強風の局地性研究のための観測を行なつている。

§1. 強風に関する統計

気象庁は長年月に亘る観測を行なつているが，その間に測器の改良変更，観測法の変更，検定方法の改善及び観測点の移転（高さの変更も含む）などがあり，資料の質の均一性がないので，現在の三杯風速計及び風車型風速計にそれらの資料を引き直す研究及び作業が行なわれた。これにより，日本全国の各観測所の過去の強風記録の信頼性を増したと考えられる。

§1.1 10分間平均風速による暴風記録

斉藤練一他（気象庁，研究時報9巻2号）

上記の作業を全て得られた1925～1954間の表（省略）を提示した。

§1.2 日本各地の年最大風速

斉藤練一他（災害科学研究会）

前章の結果は，観測所の移転に関する検討は加えていなかつたので，これを統計学的に処理し

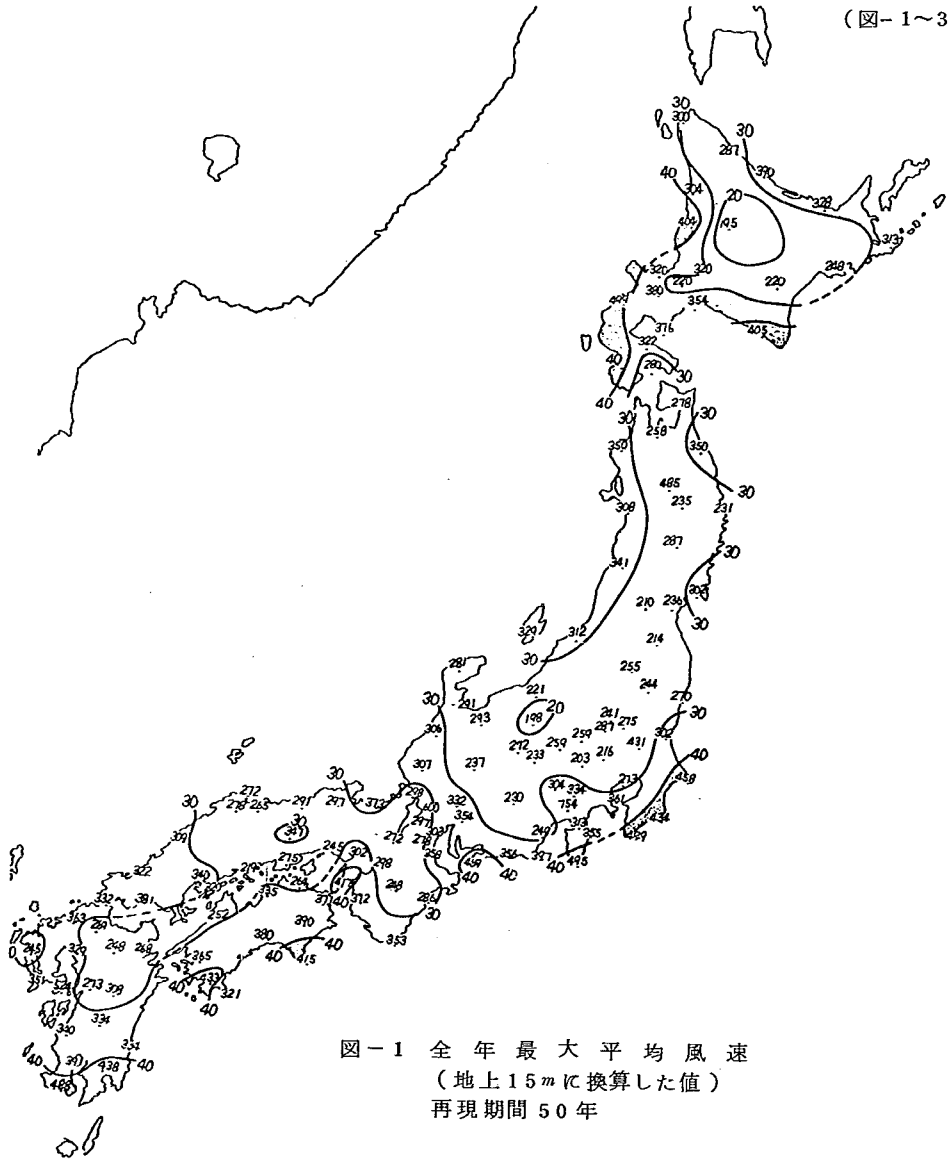
た結果を提示した。（表は略す）期間は 1926 ～ 1961，観測個所 147。

§ 1.3　最大風速の再現期間

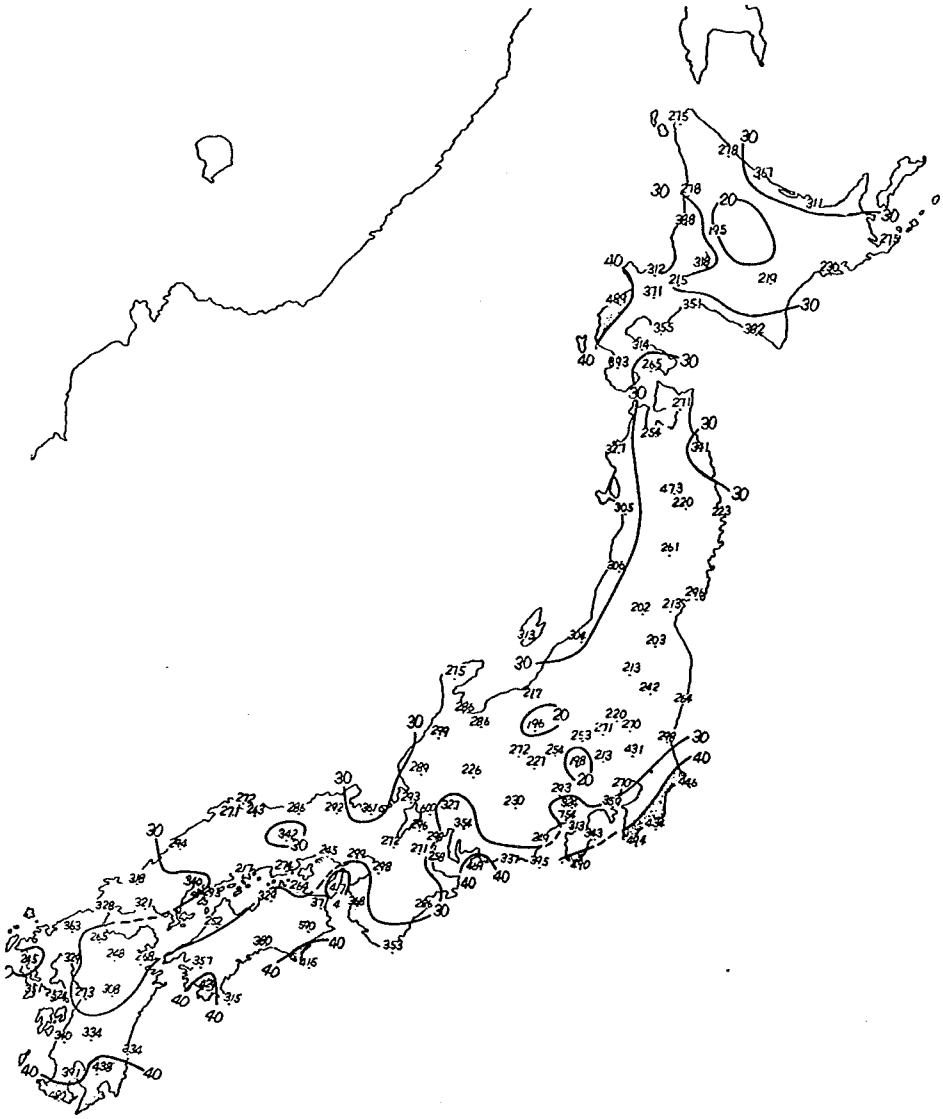
石　原　健　二　他　（1963. 6. 気象庁）

低温期（12月～3月），高温期（4月～11月）別に，観測所の風速計の高さのまゝ及び地上15 m に引き直したものを夫々，再現期間を30，50，100及び200年について計算したもの。又各観測所について1位から10位までの順位を表示した（表略），観測所数は133である。

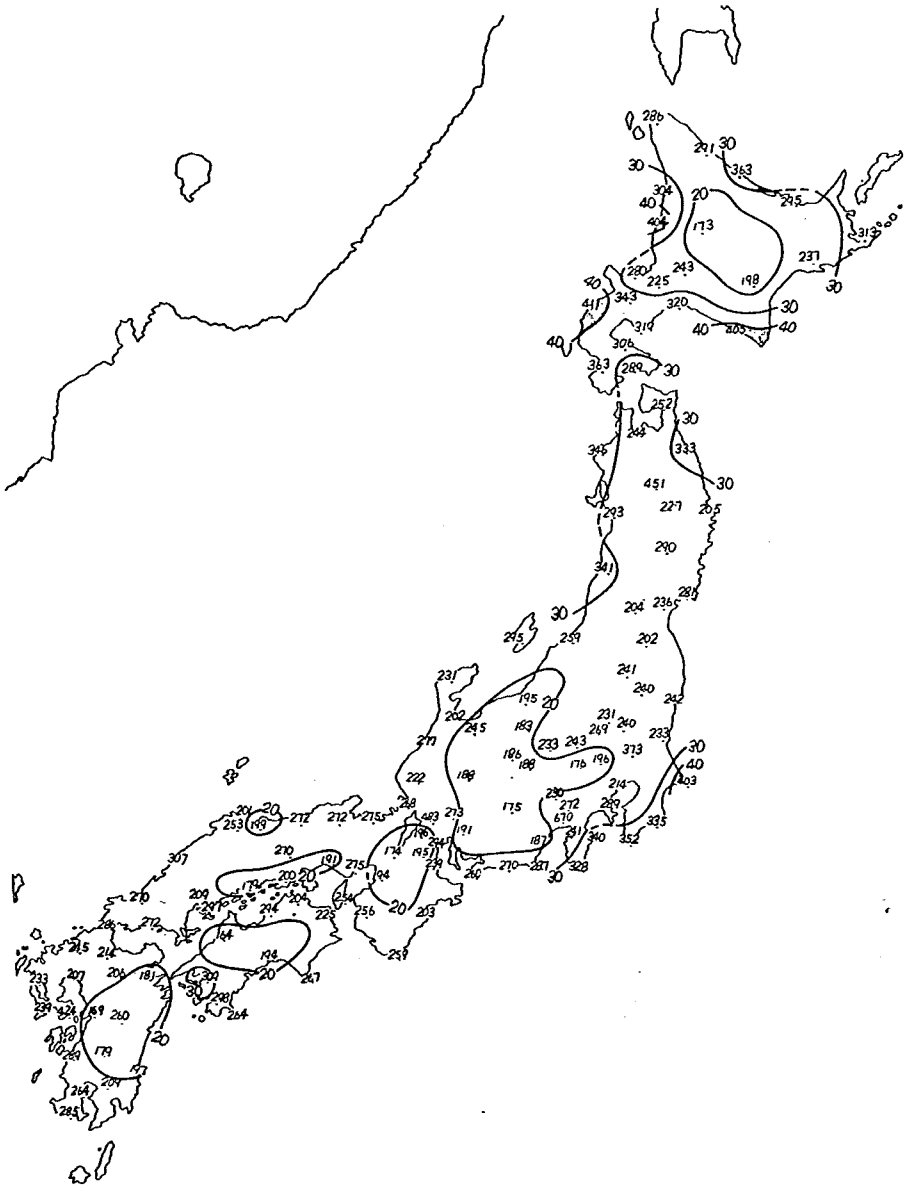
（図-1～3）



図－1　全年最大平均風速
（地上15 m に換算した値）
再現期間50年



図－２　高温季（４－１１月）の最大風速
（地上１５ｍに換算した値）
再現期間５０年



図－3　低温季（12－3月）の最大平均風速
（地上15 m に換算した値）
再現期間50年

§ 1. 4　日本各地の最大瞬間風速の分布（気象庁研究時報9巻1号）

斉　藤　練　一　他

§ 1. 2は平均風速であり，この章は最大瞬間風速につき統計学的に検討を加えたものである。風速型風速計が用いられなかつた期間の資料による（ 1940 ～ 1954），表（略す）には，各地の最大瞬間風速の値並びに再現期間30年及び50年を掲げ，及びそれを図にしてある。（図－4～5）

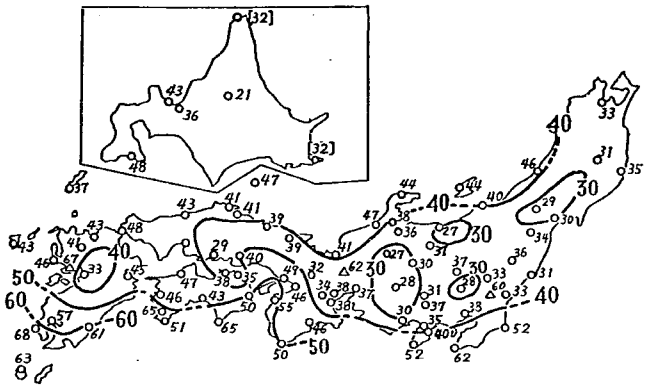


図 － 4　瞬間風速（m／s）のR.P. ＝ 30年の値の分布

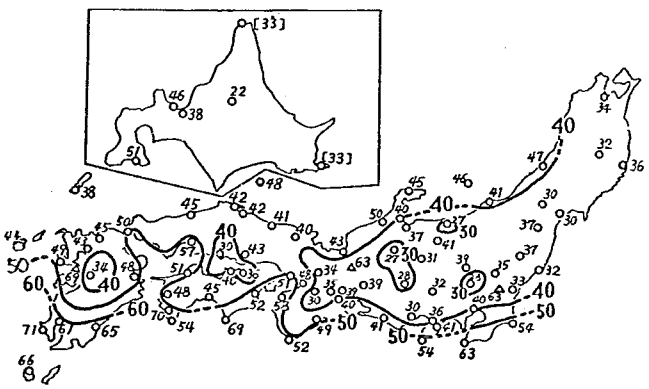


図 － 5　瞬間風速（m／s）のR.P ＝ 50年の値の分布

§2. 日本を襲う台風の経路と頻度

台風の経路に関しては，荒川の日本台風経路図があり，その後は毎年台風経路図が気象庁から刊行されている。（図-6～11）は本州四国連絡架橋調査（気象調査中間報告その5）によるものである。1912年から1965年の間，毎年6月から11月の間に発生し，北緯25°を越えて北上したものの統計である。また北緯20°を越える時の経度を130°Eより以西，130°Eと140°Eとの間，140°Eより以東の3つに区分したものである。経緯2°のます目の中に巻きこまれた数字が回数を表わす。

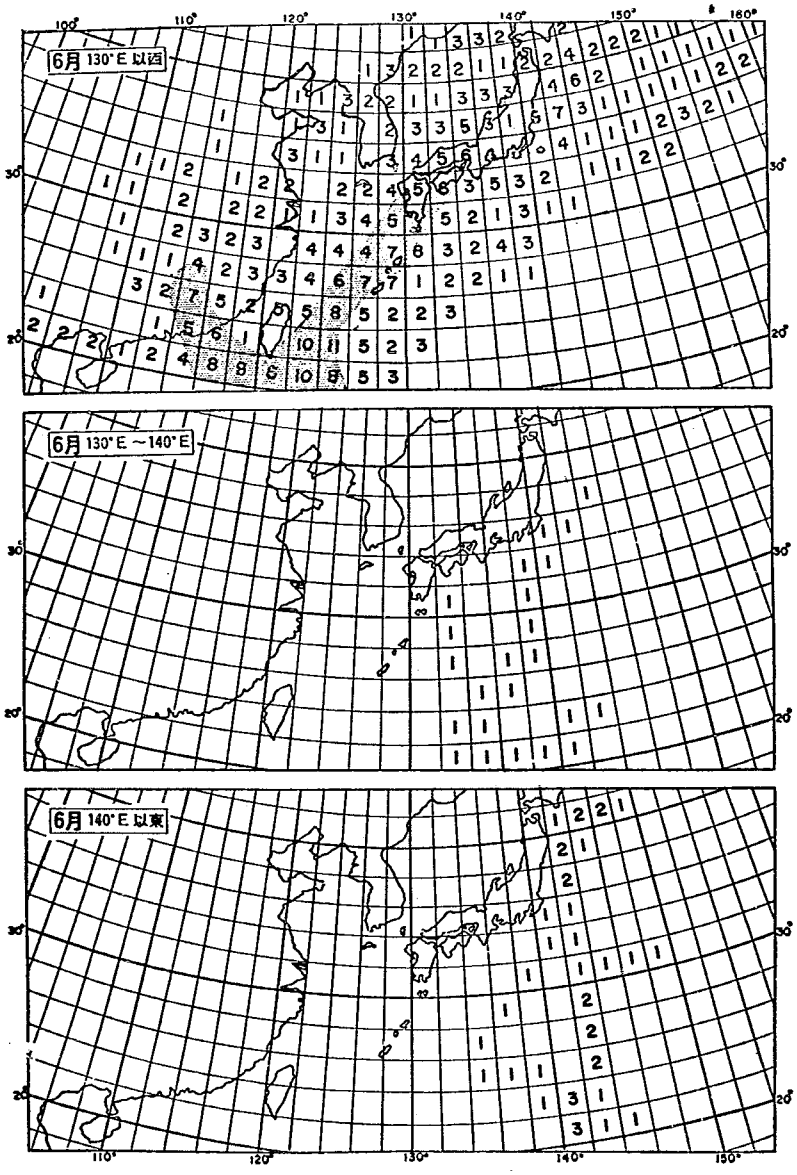
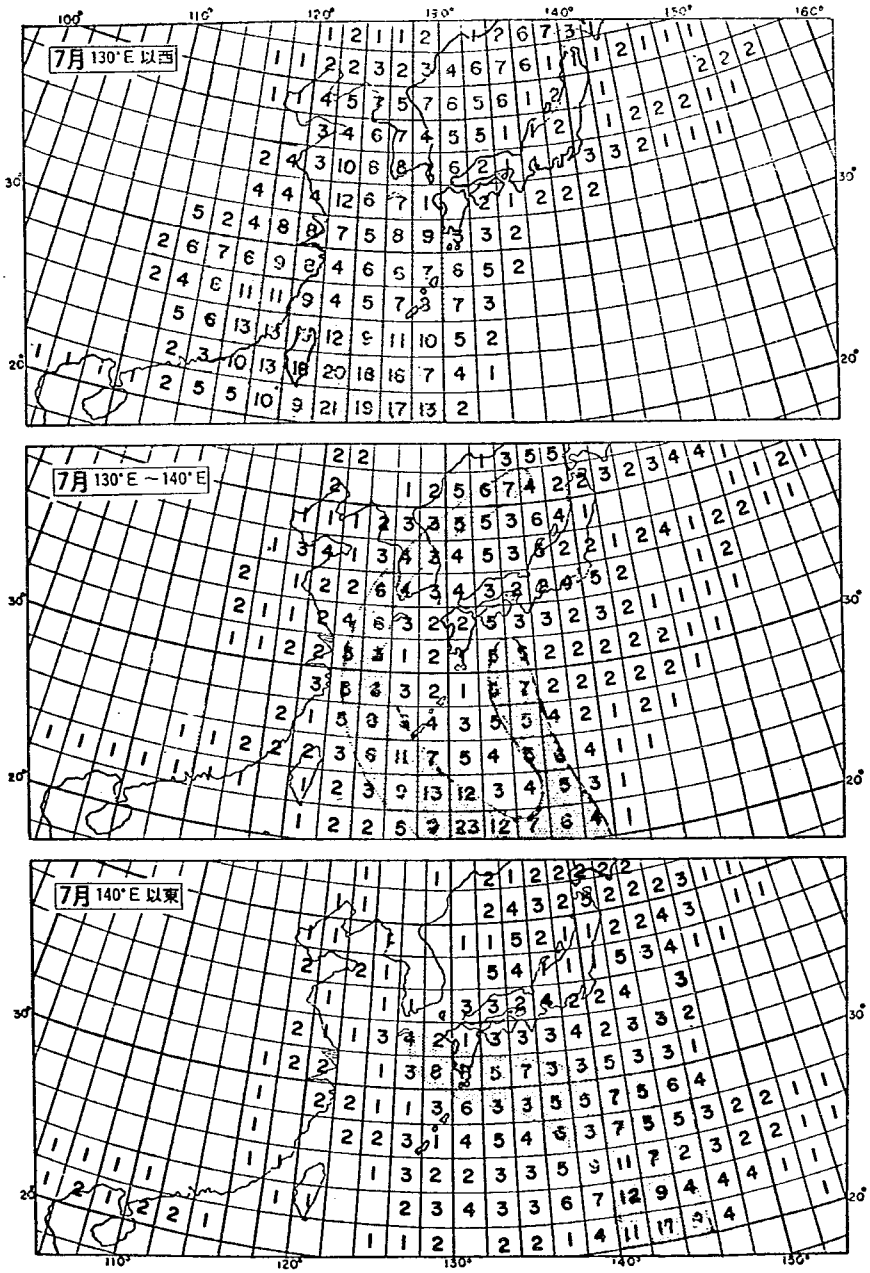
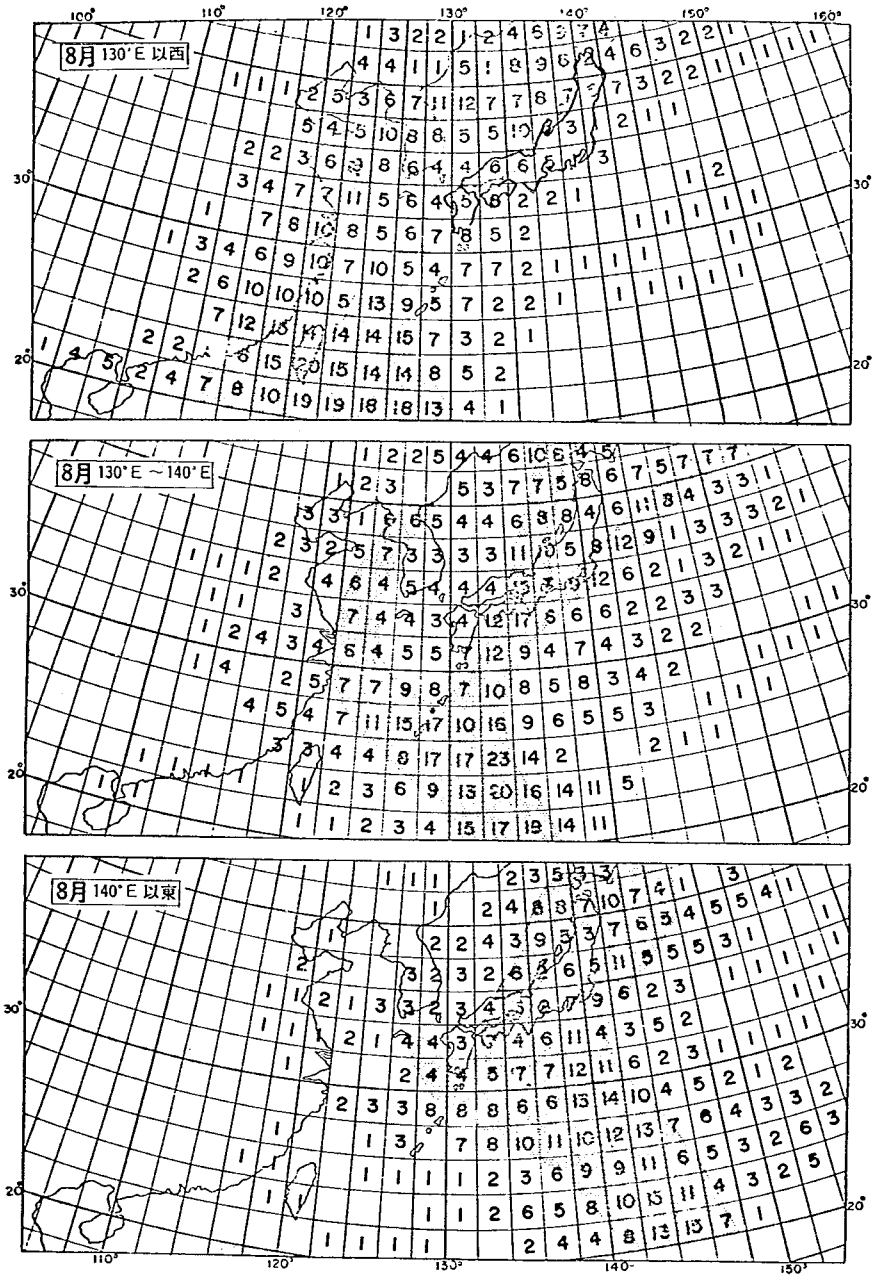


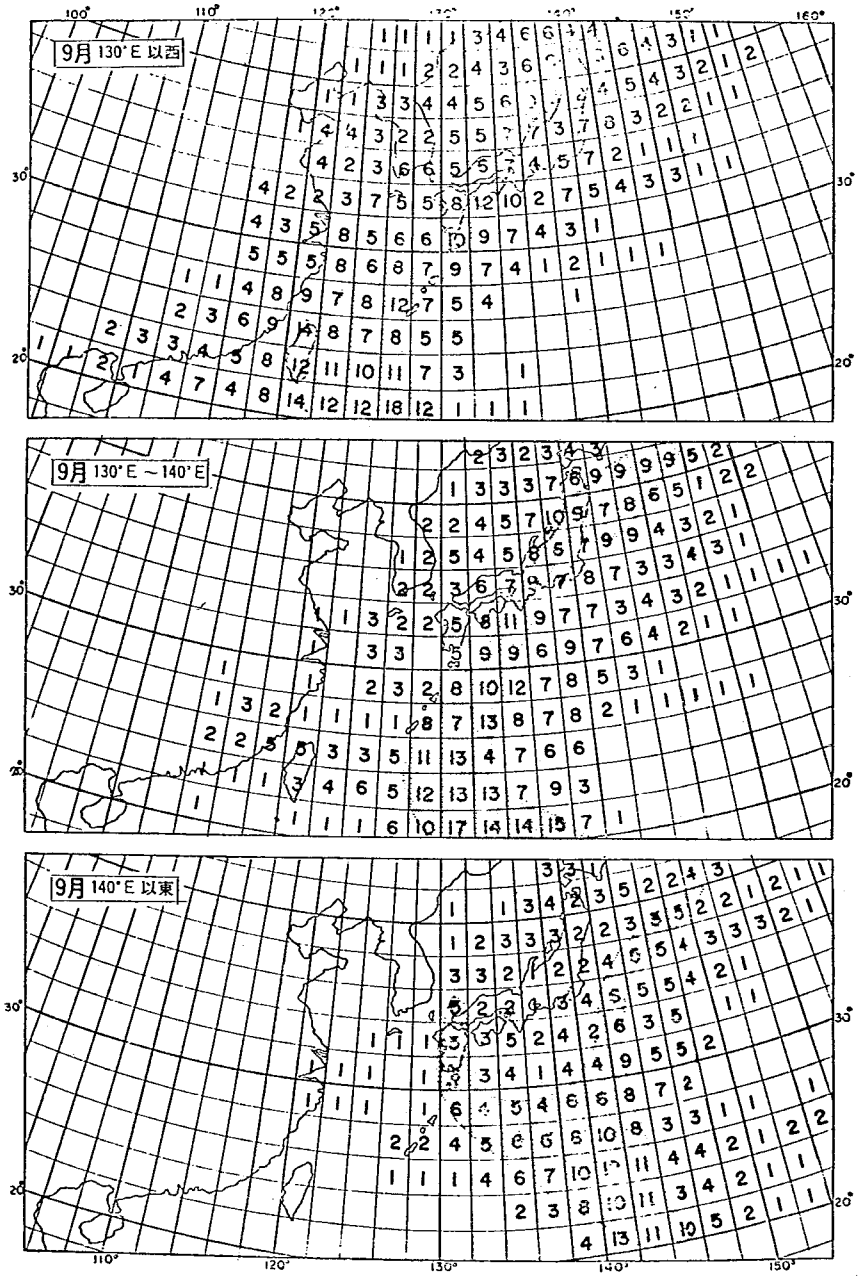
図-6 経度別台風経路図（6月）



図－7　経度別台風経路図（7月）



図－8　経度別台風経路図（8月）



図－9　経度別台風経路図（9月）

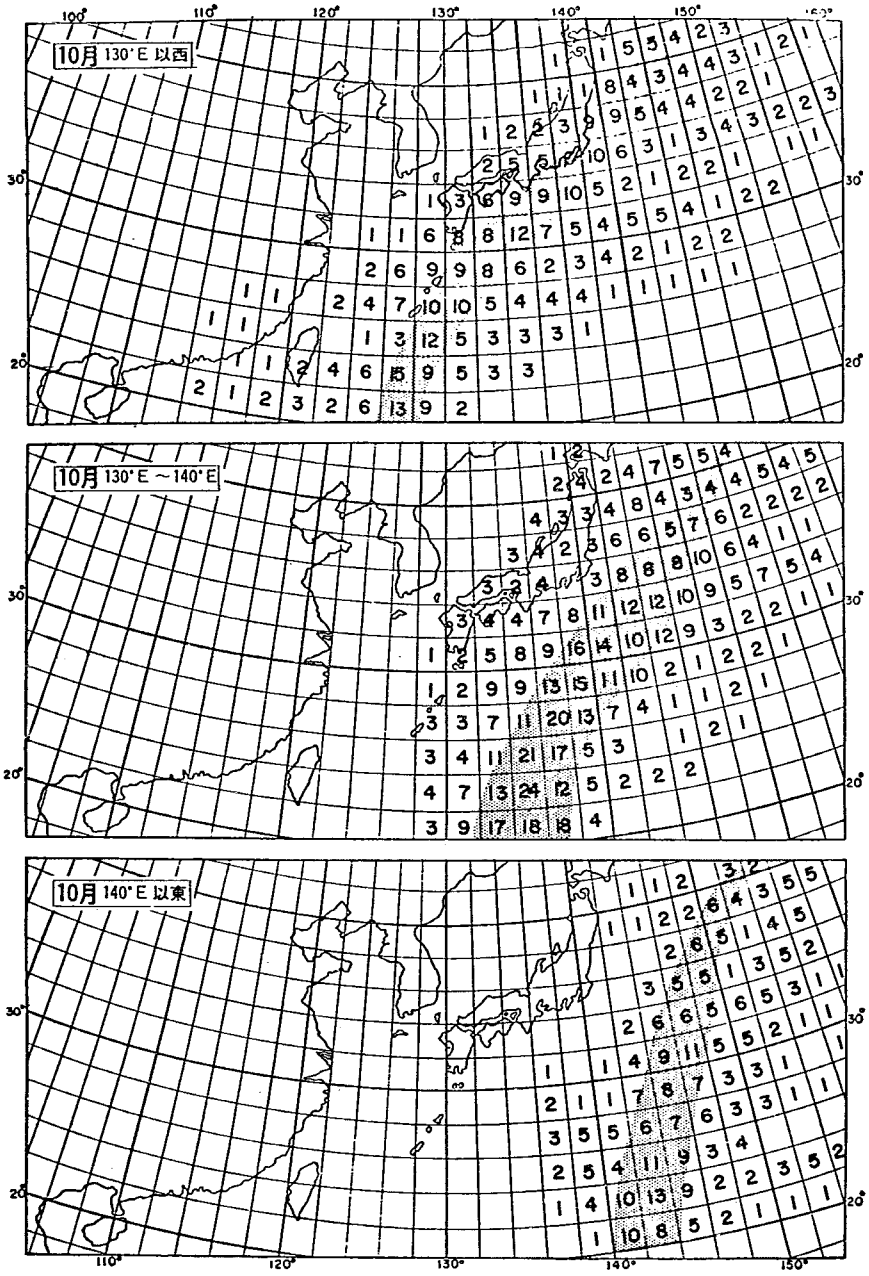


図１０　経度別台風経路図（１０月）

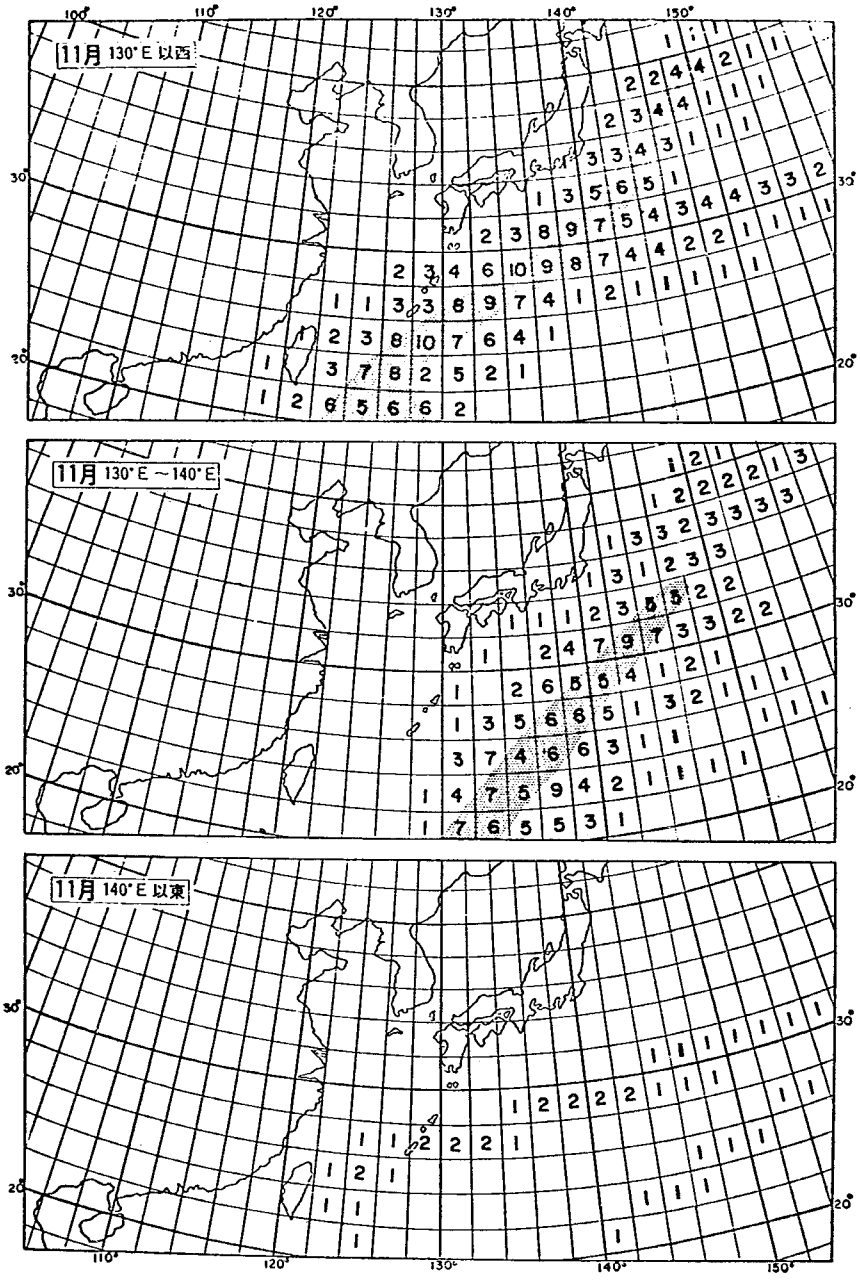


図１１　経度別台風経路図（１１月）

§ 3. 強風に関する理論計算

こゝでいう理論には，TukeyまたはDavenportの行なつたような乱流関係の理論ではなく，統計的乃至は流体力学に関するものを紹介する。

§ 3.1 モンテ・カルロ法による再現期間と設計荷重に関する研究

高 橋 浩一郎（気象研） 気象研欧文報告第１８巻第４号

再現期間に関連した問題をモンテ・カルロ法により調べたもの。この方法は具体的でわかり易く，実用的に十分な精度が得られる。研究結果は従来の常識を大きく変えるものではないが，とかく誤解されやすい点を明らかにした。主な結果は

(1) N年間に起る最大値は，一見非常に起りにくいように見える大きな値が起る。超過確率だけでいうと，超過確率０の値がもつとも起りやすい値となる。

(2) 風速とか，降水量のような値についてN年間の最大値の起る確率を調べてみると，この場合には有限の値のところにモードがあり，また，その期待値は現象の性質によつて違うが，ほぼ２Nの再現期間に相当する値に近い。

(3) ふつう，設計荷重値をきめる場合，建造物の使用年限Tに応じた適当な再現期間Nをきめ，この再現期間に対応する最大値をとる。これ自身は誤りないが，とかくTとNとを等しくとつてよいように錯覚する。しかし，これでは使用年限中に設計荷重値を越すことが63%の確率で起るので，実際には３Tくらいを設計値としなければいけない。

いま，N年間における最大値の期待値をとれば，これはほぼ２N年の再現期間に対応する値となるので，これを設計荷重値としても，使用年限T年間にこの値を越す現象の起る確率は４０%となり，再現期間に応ずる値を用いるよりは安全性が高い。しかも，この概念は一般的にわかりやすいので，この方を用いた方が，従来使われている再現期間による値よりは一般の誤解が少なくてすむであろう。

(4) なお，N年の再現期間に対応する値と，N年間の最大値の期待値の比は，正確には一定でなく，現象の起る超過確率によつて違う。

(5) N年間の最大値の期待値はNが増すとともに大きくなる。風速や降水量などの場合には，ほぼLog Nの一次式の関係で増加するが，いつでもこうなるとはいえない。

(6) N年間の観測値から再現期間Tの値を推定するのに，従来いろいろの方法が考えられているが，その精度は方法によつてあまり違いはない。N年より小さい期間のTの値はかなり精度よくきまるが，N年より大きくなると誤差が大きくなる。その誤差を見積る実験式が現在の方法によつて

求められる。

相対誤差＝6 ± 3.2 $\sqrt{T/t}$ %

T：再現期間，tは観測期間

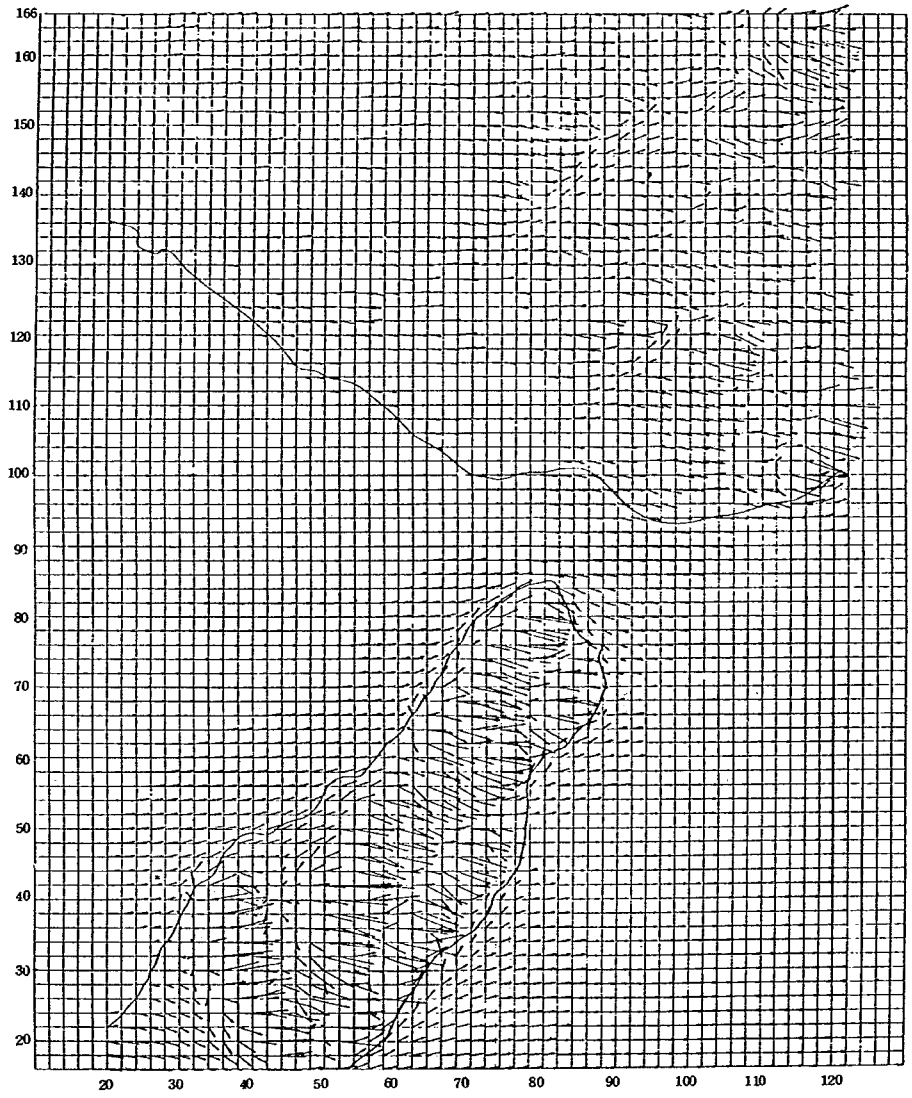
(7) 設計荷重をきめる場合，過去の観測値のうちの最大値がもつとも基本的な値となるが，観測年数が少ない場合には将来より大きい値が起る確率が大きい。そこで，適当な係数をかける必要があるが，この際の安全性がこの方法によつて求められる。

§ 3.2 理論計算による設計風速の推定

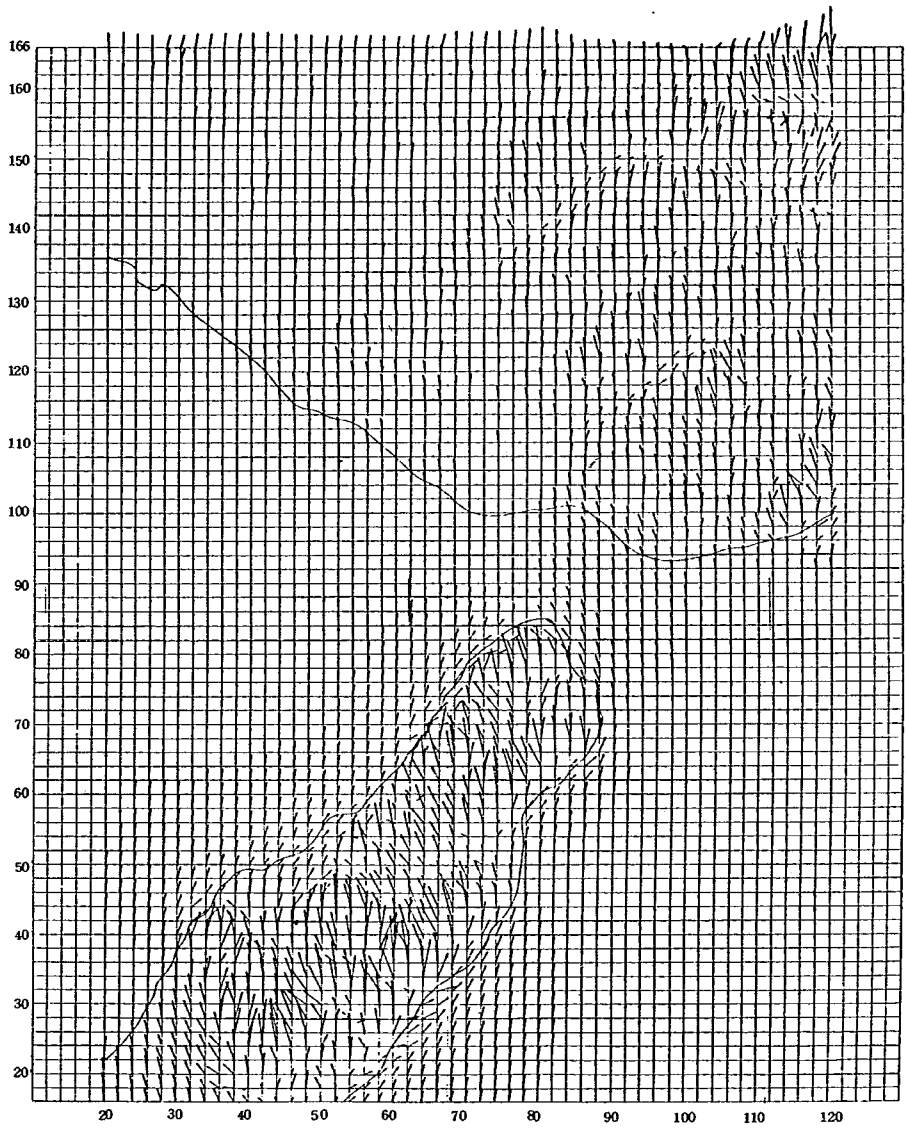
高 橋 浩一郎（気象研） 本州四国連絡架橋調査報告№3

地形による局地的な風速分布の変化を理論的に推定する方法として，上空では空気は完全流体とし，また一様な風が吹くとする。渦粘性の現われる地表に接する薄い気層の領域（B）と自由大気の領域（F）とに関し理論式を与え，これらを数値計算し，明石海峡の風の分布図を作つた。

（図－12～13）



図－１２　数値計算による明石海峡附近に於ける風の分布図
（基準風西の場合）



図－１３　数値計算による明石海峡附近に於ける風の分布図
（基準風南の場合）

§ 4。 特殊な観測による強風に関する研究

高層建築物が増加すれば，自然風が乱される。日本に於ては，建設物が次第に高層化する傾向にあるので，その変化の様相の把握は緊急な事である。又交通関係に於ても長大橋の建設が次第に多くなるので，高層建築と同様に，強風観測と調査研究が重要視される。

観測は高い塔又は柱を利用して行なわれ，その結果による調査研究も統計的並びに理論的に行なわれている。

§ 4.1 東京都市上空（250mまで）の強風についての研究

荒 川 秀 俊 ， 堤 敬一郎（気象研）

気象庁ならびに東京タワーで行なわれた風の観測，とくに瞬間最大風速に関する資料に基づいて，東京において，地上付近ならびに地上50 ～ 250mの上空における強風を調査して，次のような結論を得た。

1） 地上付近の強風は，瞬間風速の姿では，50m/sくらいであろう。こうした強風は概ね台風の通過，もしくは強い低気圧の通過に伴つて起こりやすく，ＳＳＥ，Ｓ，ＳＳＷ，ＳＷの風向をもつて現われることが多い。またＮＮＷ，Ｎ，ＮＮＥの風向で記録的強風の起こることもある。東寄り，もしくは西寄りの強風はあまり起こらない。

2） 地上70mくらいのところで，gustsの形で瞬間風速が著しく強くなることが多い。これは，東京で30m程度の高さの建築物がたてこんでいるためにおこる現象であるらしい。地上150m程度の建築物にとつてみると，gustsの形では高さ70m付近が一番強いことが多いように思われる。もちろん，平均風速の形で比較すれば，風速は高さに伴つて増すと考えられる。

3） 地上50～250mの範囲内で瞬間風速として起こり得る強風は，685m/s，もし余裕をみれば75m/sくらいであると思われる。（1965年から気象庁の風速計は高さ52.2mの新庁舎屋上に設置されたから，発表される風速は著しく強くなつた。気象庁で発表する瞬間風速は，今後は地上における値ではなく，上空に吹いている風速だと解しなければならないことを断わつておく。）

なお観測した高さは地上26, 67, 107, 173, 及び253mである。

§ 4.2 強風の乱流的構造

相 馬 清 二（気象研） 気象集誌（Vol.42. №6. Dec.'64）

前章と同じくTokyo Towerの観測結果による研究で早送り記録の解析である。

1） 平均風速の高度分布は指数分布として差支えない。$V/V_0 = (Z/Z_0)^{\alpha}$

a) 風向の範囲　N－WNW　　$\alpha = 0.27$

b)　〃　　S－WSW　　$\alpha = 0.30$

c) 3個の台風時による平均値　　$\alpha = 0.33$

2) 最大瞬間風速についても指数分布としてよい。　$\alpha_{max} = 0.16$

3) Gust factor　$G = V/V_m$ の高度分布

高度 (m)	26	67	107	173	253
G_{N-WNW}	1.77	1.74	1.54	—	1.37
G_{S-WSW}	1.77	1.69	1.84	1.38	1.42

4) 乱れの Spectral analysis

計算法は Tukey(Blackman and Tukey, '58) の方法によつた。3個の台風, 5915, 6118, 及び 6124 の時の3杯発電型風速計の早送り記録(30mm/min)による解析した結果, (i) 周波数と Power spectral densityの関係から, 0.04c/sec前後の周波数から等方性が成り立つ。(ii) 風速変動の Powerの最大部は台風6118, 6124 の場合, 周波数について 0.03~0.01c/sec の間にあつた。(iii) cross spectra, coherence位相のずれを調べ,それにより垂直方向の乱流の拡がりを求めた。

§ 4.3　本州四国連絡架橋調査報告

神戸市垂水に建設省が, 架橋の気象調査のために高さ 80mの自立鉄塔を建てた。これの5層に測器を設置してある。二, 三の調査の中から次のものを抄記する。

強風のスペクトル構造　　小野田　仁(気象庁)

前章の結果とは根本的には変らない結果である。(i) power spectraには, 風向によつて観測塔自体の影響と思われる変化がある。(ii) coherence の周波数変化は指数関数法則に従う傾向を示した。(iii) powerenergy 最大部を占める渦のスケール及び渦の平均流方向のスケールの高度分布は対数法則に従う傾向にある。(iv) 無次元化した spectraの peak 領域が高さと共に規則的に変化する傾向がある, などの結果を得ている。

§ 4.4　暴風時の風速の鉛直分布と突風の鉛直構造

塩　谷　正　雄　他(鉄技研)鉄技研報告№514. Dec. '65

前の相馬, 小野田などの乱流に関する調査と結果は大した差違はない。調査を行なつた資料はまえがき(3)にのべたものである。結果を抄記すれば, (i) 平均風速は指数法則にやゝよく適合し,

その指数は寒候期のNW風では$\frac{1}{10}$以下，暖候期のS風では$\frac{1}{7}\sim\frac{1}{6}$ (ii) 瞬間風速の頻度分布は正規分布に近い。 (iii) 瞬間風速の鉛直分布を指数法則により表わせば，その指数は$\frac{1}{15}$よりも小さい。

(iv) 台風6420の時の乱れの強さを$\sqrt{\overline{U^2}/\overline{U}}$で表わせば

高 さ	SE 方向	S 方向
150.8	0.060 ± 0.001	0.115 ± 0.003
110.8	0.067 ± 0.003	0.120 ± 0.008
80.8	0.072 ± 0.006	0.122 ± 0.009

(v) 高さ150mにおけるGost factor（台風6420による）は平均風速の変化には追従せず，ほぼ一定であつた。

(vi) 相馬の結果とおなじく，Power spectra F(n)はnが小さいところで$n^{-5/3}$。

§5. 風の観測，特に強風の乱流測定のための測器

風速を測定する以前の4杯ロビンソン型風速計から三杯となり，電持式が発電式となり，更に風車型（発電）風速計と次第に精度を高めた。しかしこれらには何れも慣性がつきまとい，風車型についても時定数0.5秒はまぬがれない。前章までにのべたようにPower spectraのenergy最大の属する周波数帯は0.04c/sec以下という数字から見ればこの時定数を有つ風車型でも使用に耐えないわけではないが，超音波風速計（SAT）ならば慣性がない理想的なものと考えられる。この測定法にも3方式ほどあり，何れも一長一短がある。詳細な乱流構造を知るためには位相差方式がよいと結論した下記の研究がある。

強風測定に関する研究

奥田 穣（気象研） 防災科学技術総合研究速報第1号 1966年3月

2. 構造設計のための風の観測

H.C.S. トム

最初に測器について話をしたい。米国では1870年に気象局が設立されるまではhorizontal rotating cup anemometerが標準的な風速測定機器として用いられたが，1870年から1927年にかけては四杯型風程式風速計が一般に用いられ，また1928年以降は三杯型風程式風速計が用いられている。この三杯型風程式風速計は1マイル風程以外に$^1/_{60}$マイル風程も測定でき，現在のところ構造設計に用いるfastest 1 mile windを求める標準的な測器として用いられている。また新しい空港のいくつかには三杯型発電式風速計が使用されているが，これの時定数は26ftである。この三杯型発電式風速計は普通，指示計がついているだけであるが，二，三の空港のものは記録器があって突風の記録がとれるようになっている。三杯型風程式風速計の時定数は，はっきりしないが発電式のものよりは大きいものと思われる。

米国では強風の記録についての研究の始めの時期に，地表面粗度の影響で市街地での風速記録から設計風速を算出すると，大きな誤差が生じることが判明したため，その後設計風速算定のための風速記録としては，空港および水面の近くの建物のものが用いられた。1968年の改訂に際してはそのような155個所の観測所の平均21年間の記録をもとに米国の強風の分布が計算された。以上の測器以外にも多くの特殊な風速計が用いられているが，その多くは風杯型または風車型で，あるものは時定数が3～4ft以下のものもある。あまり一般的ではないが熱線風速計や音波風速計も用いられているが，前者は屋外ではあまり使用されず，また後者は使用され始めたところである。その他にSherlockは圧力板型風速計を開発したが，これもいまのところあまり使用されていない。これらの特殊な風速計は主として大気汚染の研究のための低風速の計測が主で，構造技術者が必要な風速よりも低い。一方ESSAとNBSは共同でGettysburgの建物で高感度風速計による風速の測定と建物の表面の圧力の測定を始めており，これによって高風速の記録と共に建物表面での風圧分布についての記録が得られるものと期待されている。

ある高さの風速から別の高さでの風速を求めることには2つの必要理由がある。一つは種々な位置につくられている気象観測所での観測値を海面上での風速に換算するために，もう一つは種々な高さに設計される建物に対してその高さにみあった設計風速を与えるためである。ベキ法則は最初英国のArchibold によって提案され，その後ドイツの気象学者および空力学者に使用され，改良された。その後技術者達はこれの使用を始めた。更に最近気象学者達は一種の対数法則を提案しているが，これは低風速における大気汚染のデーターによったものである。また最近のソ連の諸論文

によるとForsenkoとZaborinaはベキ法則が1000ftまで有効であるとしている。今のところ構造設計にとってベキ法則が最良の方法か否かについては多小疑問が残る。

次に極値の分布についてであるがFisher-Tippettの三つの極値分布のうち著者が零なる下限値を有する第二の分布型を使用したのはこの分布型が数百ケ所での観測記録によく一致するからである。第二の分布型の場合，突風によるscale changeはscale parameterをかけるだけで簡単に得られる。

Sherlockは自分の開発した圧力板型風速計による観測をもとに突風の周波数分布について詳細な研究を行ないその分布がガウス分布ではなく非対称であることをみつけた。又著者はその分布が対数ガウス分布であることを発見した。

一般調和解析に対するWinerの研究が普及し，また統計手法の発展とあいまって，これらの方法は自然風や風洞風の乱れの計算に広く応用された。Diedrichは飛行機に対するgustの作用についてのこの手法を応用したが，その後構造物にも同様な手法が応用され，Davenportは風のスペクトルを計算し，高い建物の風の動的作用を明らかにするのに彼の求めたスペクトル分布を応用する方法を発展させた。この手法は突風や滑及び構造物の後流によるbuffettingや空力減衰の影響についても適用できる。しかし構造物に対する応用に問題がない訳ではない。というのはこの種の仕事が統計学者ではない，基本的な仮定，例えば系の定常性に関する条件等に充分注意を払わなかったり，標本抽出の問題をあまり知らない人達によってなされることが多いということである。

最近境界層風洞における建物の空力模型実験が行なわれるようになり，米国や欧州の構造物のいくつかはこうした実験をもとに設計されているが，この種の風洞実験の問題点は自然風の乱れの相似ができないところにある。Jonbil達が行なったAustraliaでの実際の建物での実測によると，風洞実験の結果と大きな差異があることが明らかとなった。風洞実験は大気の状態を正確に相似させる必要のない問題には有効であるが，大気の状態を正確に相似させなければならない問題をどのように区別するかというところに問題がある。

3. 討　　議

議長：それでは，これから討議に入りたいと思いますので，意見のある方はお手許のマイクを使って発言して下さい。もしスライドあるいはオーバーヘッドプロジェクターが必要な方は，こちらの席へおいで下さい。

まず，委員にご討議をいただきまして，その次にオブザーバーにご討議を願いたいと思いますけれども，もし，委員が代理でオブザーバーに討議してもらいたいと，お考えのときは，委員からオブザーバーをご指名下さい。オブザーバーがお話しになるときも委員と同様にマイクをお使いいただきたいと思います。

それでは討議を開始したいと思います。

北岡：トムさんに伺いますが，アメリカの気象局における風速計の検定方法と平均風速の測り方について簡単に説明して下さい。

トム：風速計の検定は，過酷な基準をもうけ，大きな風洞をつかって検定しています。また，場合によっては，小風洞やfriction spinning devicesを使って個々の風速計を検定いたします。

それから，平均風速の測定の方法は，測器には，totalizing device をそなえており，従って日平均風速が必要な場合には，一日の風程を時間で割って簡単に求めることができます。また，時間当りの平均風速も同様に求めることができます。この場合記録は記録紙にかかせています。

議長：それでは次の質問の方，どうぞ。

成田：さきほどの北岡さんの報告の中に，特別な研究とか，目的のために計器が配置されているという話しがあり，その中で垂水の気象観測塔の紹介がありましたが，現在，垂水の観測塔には，三台の超音波風速計を取りつけ，その記録を磁気テープに記録しています。この記録は，私どもの研究室のデータ処理装置と電子計算機で処理できるようにしてあります。測定の目的は，いま計画している本州，四国連絡橋の風洞実験で，どのような風をモデルに与えたらよいかという基礎データをとることです。

補足しますが，取りつけた時期は，去年の十月からです。

トム：気象学の観点から質問しますが，アメリカのハリケーンでは，我々は熱帯性の低気圧と温帯性の低気圧を混同して考えています。私が今まで行なって来た風の統計的な解析によると，この二種類の暴風は異なった性質を有しており，これらの暴風の統計的な研究により，この二つの型の暴風は風の極値の分布に対して異なったパラメターを有していることが判りました。そこで質

問ですが，我々は風の完全な分布を求めるために熱帯性の暴風と温帯性のそれを混同しています。しかし，いつ熱帯性型でなくなるかと云うことに問題があり，荒川氏の図表をみて疑問に思うのですが，たとえば日本の緯度の高いところまたは中間的な緯度のところなどでは，熱帯性低気圧は温帯性低気圧に変っているのではないだろうか。

北岡：この質問については，気象研究所の奥田さんから回答していただきます。

奥田：いまの質問は二つに分かれると思います。一つは，熱帯性低気圧すなわち台風と温帯低気圧の極値を統計的に求めていく場合の問題であります。日本では，幸い台風によって極値が発生する地域とそれから温帯低気圧によって最大風速が観測される地域とが明瞭に分かれます。それから日本における最大風速が観測されるのは，台風によるものでありますので，極値を統計的に求めるのには温帯低気圧，熱帯低気圧の区別の問題はありません。

もう一つのご質問ですが，それは，台風と温帯低気圧との間には構造的に風の分布が違うことをどういうふうに処理するかということだと思います。

日本の気象学者は，その問題については台風の来襲時の時々刻々変化していく構造の変化をとらえてその風の分布を取り出し，地域的な分布を与えております。ですから，台風が温帯に入りまして，温帯低気圧に変形されていく過程における風の場の構造につきましても，十分考慮した研究がなされております。

トム：ここで一応指摘しておきたいと思いますことは米国や日本における最大風速のうちのいくつかは，温帯性低気圧によるものであると云うことです。もしこれを毎年の極値の中に含めず，台風だけについて考えますと確率が小さすぎることになり，構造設計の面で問題を残すことになると思います。

北岡：いまの問題については，われわれも同じ意見です。そして，さきほど紹介しました石原君の統計はそういう意味で冬の期間と夏の期間に分けて統計して，再現期間に対する値を出しております。

フラング：一つ質問させていただきたいと思います。現在日本では，実際の建築物に作用する風力の測定に関する研究が行なわれていると聞いておりますけれども，このような研究と並行して，模型実験も計画しておられますか。

北岡：気象研究所の物理研究部で模型による，風のいろんな研究をやっております。その詳細につきましてはここにおります相馬室長から答えていただきます。

相馬：現在自然風における場合とそれから風洞実験における場合とを並行して研究しております。しかしながら，自然風と風洞気流の相似性は非常に難しい問題であり，まだこの問題は解決され

ておりませんが，相似律に関する二，三の公式がありますので，それを使って両者の比較をやっております。

フラング：これを質問いたしました理由を申しますと米国では設計の手段としまして風洞を使っていますが，今のところ風洞実験のデータがどの程度信頼できるかはっきり判っていません，したがって我々はこの問題を解決しなければならないと思っていますし，この点についての日本側の援助を望んでいる訳です。

議長：日本側でどなたかまとめてお答えいただけますか。牧野さん，どうぞ。

牧野：建物の風洞実験につきましては，ご指摘のとおり風洞実験を行なうべきだと思っております。しかしながら，ただいまのところ，建物につきましてのいろんな測定では主として振動測定を中心として行なわれていると云うのが実情です。

大久保：ただいまの問題について，二三の点について補足しますと，建物の表面の風圧分布に関する模型実験については，風の鉛直分布，乱れ，後流中の乱れの三つを相似させねばならないが，これを同時に満足させるような実験方法はまだありません。なかでも困難なのは，自然風の乱れの相互相関を相似することです。したがって現在のところ，そのような三次元実験というものはまだ実施しえないと思います。われわれも海峡連絡橋に関しまして，ある程度の実験を考えておりますが，まだ実施するほどの勇気をもっておりません。

フラング：もう質問はこれだけですけれども，ちよっと意見を述べさせていただきたいと思います。

米国の非常に大きなビルに関しまして，二つの風洞模型実験が行なわれました。この実験は非常に著名な研究所が行なったものなのですが，その実験結果に大きな差異があったということをお知らせいたしたいと思います。

議長：いまのフラング博士のご質問に対しましていろいろ議論がでたわけでございますが，議題九の強風の影響というところでもう一度討議することが適当ではなかろうかと考えますので，そのときに討議をしていただくようにお願いをして時間の関係でこれで討議を終りたいと思います，これで議題1は終ります。

4. 所　　感

北　岡　龍　海

1. アメリカ気象庁が，自然現象と災害の関係により深く立ち入つて，気象庁の出す情報の有用性をより高かめることに努力していることに印象を深くした。日本気象庁もこの方向の努力を更に推進したいと考える。又アメリカにおける風害が近年，指数函数的に増大していることが指摘された。これは人口の増加に伴う，いろいろな建造物の増加によるものと思うが，これに伴う必要な研究調査と必要な行政的措置の遅れがあるのではないか。日本も近代文明の進展と共に，特に高層建築物や，橋梁，道路，鉄道等の急速な増大が期待され，それに伴い風害の増大が憂慮されるので，この面の研究の強化とこの種のパネルを通じての知識，意見，資料および専門家の交換が大変望ましいと思う。

H. C. S. Thom

2. The U.S. side has learned of some new approaches to wind load specification used in the Japanese standard which will be considered for use in the U.S. standard now being prepared. We have also learned of full-scale experiments concerned with wind forces on structures whose design will be considered in our own experiments.

5. Wind Measurement for Structural Design

by H. C. S. Thom

ESSA - Environmental Data Service

Silver Spring, Md.

ABSTRACT

The various aspects of the development of wind speed design data in the U. S. are discussed. These involve the macro-records, micro-records, and the methods of presenting the resulting data.

Introduction

The Weather Bureau, now a Bureau of ESSA, has been observing wind speed and direction since its establishment in 1870. Very little systematic use of the resulting data was made until after World War I when high buildings came rapidly into vogue. Somewhat later, Sherlock [1]* made a classical series of observations using an anemometer he developed especially for the purpose of measuring short period speeds. In 1946, Huss [2], a former student of Sherlock's, made a report to the Weather Bureau giving the results of measurements on a radio tower comparing gust speeds and Weather Bureau observations.

One of the early applications of probability theory to extreme wind speeds leading to some of the first rational design data was made by Thom [3]. More recently Davenport [4] applied what was known about the spectral distribution of wind speeds to the dynamics of structures. Vellozzi and Cohen [5] modified Davenport's work which was further modified by Vickery [6].

The purpose here is to discuss these developments in some detail.

I. Wind Speed Measurement.

1. Standard Anemometry

The horizontal rotating cup anemometer has been used as the standard wind speed measuring instrument since the establishment of the Weather

* Figures in brackets indicate literature referenses at the end of this paper.

Bureau in 1870. A 4-cup version with 4-inch diameter cups was generally employed from 1870 to 1927. This instrument had smooth edge hemisperical cups and was equipped with 1-mile contacts and a totalizing dial. The record was made by an electrically operated pen on a clock driven drum. The recording instrument was called a single or triple register depending on whether it also recorded rainfall and sunshine. Data were tabulated from the chart by measuring the distance between strokes of the pen. In this way the fastest mile and fastest five minutes for each day were obtained.

A 3-cup anemometer was introduced in 1928 with indicating devices and cups similar to those of the previous 4-cup instrument except that a 1/60-mile contact was added. This is the standard anemometer from which a record is made today of fastest mile winds which were chosen for use in engineering design [3].

There is also a magneto type anemometer with three cups in use at airports. This ordinarily is used to indicate speed only, but at a limited number of airports it also activates a strip chart recorder from which gust speeds can be obtained. At stations where no recorder is employed, observations are made and recorded once an hour of a representative one minute speed. The fastest of these for a day is also entered in the record. This is not the true fastest minute for the day, but a relationship between it and the fastest mile has been developed for use at airports which do not record the fastest mile.

The magneto anemometer has a distance constant [7] of 26 feet. The distance constant for the fastest mile anemometer is not known but is assumed to be somewhat longer than for the magneto anemometer.

Corrections to true wind speed for the various types of anemometers used by the U. S. Weather Bureau are given in reference 8. This reference

also gives a rather complete history of Weather Bureau anemometry.

2. Networks and Records

Before the first complete study of the extreme wind records in the U. S. was made [9] it was discovered, fortunately, that city office records gave highly fallacious estimates of design winds due to varying surface roughness. This led to the use of only airport records and water exposed city office records for the estimation of design winds. For the 1968 revision [10], 155 such stations were available for estimating the extreme value distributions for the U. S. The average length of record at these stations was 21 years. This relatively short record is due to the comparatively recent establishment of airport stations and to the many station location changes which introduced heterogeneities which could not be tolerated in the design data series. Also equipment for recording the fastest mile of wind has been discontinued at some stations. In the state of Alaska, the network is sparse in the interior and north and here resort had to be made to indirect methods discussed below.

3. Special Anemometry

There have been many forms of special anemometry employed. Of these, the most common are the rotating cup and propeller types some of the best of which have distance constants as low as 3 or 4 feet. Various pressure tube devices have also been used. All of these types can be obtained with integral direction indicating devices.

Much less in common use are the hot wire and sonic types. The hot wire does not seem to be well adapted to outside use and requires great care in its operation, although some are being adapted for outside use. The sonic type is now coming into use in a few applications. It appears to offer good promise of useful application, but the recording equipment

is at present expensive and not the easiest to operate. As pointed out above, Sherlock developed a pressure plate anemometer but so far as is known there are little or no applications of this instrument at present.

For application to structural design problems there has been one main failing of the special anemometry applications. This is that almost all observations have been for air pollution studies in which the interest is in speeds far below those of interest to the structural engineer. In experiments of this nature, of which there are many in the U. S., the instruments are often turned off when wind speeds exceed those of interest for pollution studies. Furthermore, some of the sensitive anemometry employed here may not be suitable for measuring high speeds. Thus, there are untold series of observations with sensitive anemometry which are largely useless for structural problems.

ESSA and NBS are now undertaking a joint experiment to obtain observations with sensitive anemometers simultaneously with the measurement of pressures on one face of a building in the NBS complex at Gaithersburg. It is hoped that this will produce some data at high speeds as well as some data on magnitude of wind force and their distributions over one face of the building. It should also produce methods for designing such experiments.

II. Interpretation of Wind Speed Records.

1. Variation with Elevation

There are two needs for converting wind speeds from one elevation to another. First, the observations at meteorological stations are often taken at varying elevations, and it is desirable from both a climatological and engineering standpoint to convert all data to the same elevation. Second, the height of structures varies widely and it is, therefore, necessary to be able to convert design wind speeds to many different elevations.

The power law originally was first proposed and used by Archibald [11] in England. This was used extensively by meteorologists in Germany and later by the great schools of aerodynamics in Germany. Much later, engineers began to use it in the atmosphere. In 1946 Huss presented data which showed that the power law provided a good approximation to variation of wind speed with elevation at speeds whose probability of being exceeded was small, or at the higher wind speeds. Davenport [12] has also verified the validity of the power law and has proposed a method of converting from one surface roughness to another using the gradient (wind speed) level. This procedure is now widely used in the U. S.

More recently meteorologists have proposed other laws which are mainly variations of the logarithmic law. These, however, are based on studies of the pollution data referred to above which consists largely of low wind speed conditions where the atmosphere may be stable, i.e., having an increase of temperature with height. A recent paper by Borisenko and Zavarina [13] added considerably more evidence on the validity of the power law up to 1000 ft. elevation. There seems to be little doubt now that the power law is the best for structural design.

2. Scale Change of the Wind.

Any distribution of wind speed which does not take into account direction must have a zero bound. In [14] the writer called attention to some mathematical properties of climatological distributions, and work along these lines is still in progress. The principle result of interest here is that nonadditive variations in bounded climatological distributions occur through changes in scale of the distribution. Thus, it is found e.g., that the regression of fastest daily one minute speeds on fastest daily hourly mean speeds passes through zero wind speed. Thus, the change

from fastest hourly speed to fastest one minute speed takes place by a scale change. By extension it appears reasonable to expect that wind gusts are scale increases of the wind from extremes over longer time intervals of observation and not location changes as occur with unbounded climatological distributions. This, of course, is in agreement with the way engineers have been treating gusts for many years. The important difference is that when probabilistic methods are introduced, as they have been only in recent years, the regression coefficients which are, in fact, gust factors appear to be higher than those in common use. This effect seems to be aggravated by increases in the time interval over which the wind speed is averaged which is probably due to the fact that the longer the averaging time in the extreme interval is, the less the chance of the extreme gust being contained in it. Notwithstanding, it appears correct to consider gusts as scale changes in the probabilistic model.

Also of interest are variations between different meteorological exposures. These also occur as scale changes. Thus, the scale of the wind for an ocean exposure is larger than that for a land exposure and is much larger over the open ocean. Thom [15] has given a universal relation of distribution scale to highest mean monthly wind speed.

3. The Extreme Value Distribution

Of the three Fisher-Tippett extreme value distributions, the Type I and Type II have been most commonly used. The Type I has no lower bound, hence, it can give rise to negative wind speeds. These are, of course, inadmissible if direction is not considered. Such fallacious negative wind speeds are associated with location parameter changes which are also inadmissible if scale and shape variations are the only possible parameter

variations. The Type II distribution with zero lower bound has been used extensively by the writer based on the above considerations and on the fact that the Type II gave superior fits on the average for several hundred station records.

The Type II distribution is of exponential form with scale and shape parameters. It is an exponential transformation of the Type I distribution and, hence, logarithms of wind speed have a Type I distribution. The scale parameter of the Type II transforms to the location parameter of the Type I and the shape parameter of the Type II transforms to the scale parameter of the Type I. Thus, scale changes on the Type II are location changes on the logarithm of wind speed on the Type I distribution.

With the Type II, distribution scale changes produced by gusts are taken into account by simple multiplication on the scale parameter. Thus, a gust factor of 1.30 would result in multiplication of the scale of the distribution by 1.30 or an addition of log 1.30 to the location parameter of the corresponding Type I distribution. It is of interest to note that this is what engineers have done for a long time without, of course, consideration of the probabilistic aspect.

4. The Generalized Wind Distribution

Thom [15] found recently that all the extreme value distributions of extreme annual winds for extratropical cyclones and thunderstorms have shape parameters which tend to approach 9 for long records. Similarly for tropical cyclones the shape parameter approaches 4.5, one half of that for extratropical cyclones and thunderstorms. For areas where both categories of storms occur, the Frechet distributions with the two different shape parameters are formed into a mixed distribution with weights equal to the probabilities of an extreme wind occurrence from extratropical-and thunderstorms and tropical storms.

It was found that the scale of both types of storms followed a single relationship with the maximum mean monthly wind speed. Since some estimate of monthly wind speed is available for almost every point on earth, this gave a means of approximating the extreme wind distribution at almost any place.

III. Interpretation of Special Records

The interest here is in how natural turbulence behaves. This involves the defining of gusts in a way suitable for structural design. The gusts may cause direct structural failure of either the cladding or frame, fatigue stresses, or undesirable vibration.

1. Frequency of Gusts.

Sherlock made the most detailed study of the frequency distributions of gusts [1]. This was based on extensive observations with a pressure plate anemometer of his own design. He prepared frequency distributions of speed for one second and ten seconds for various levels of the wind speed. By level of the wind, a concept due to Huss, is meant the average speed over a longer interval of time enclosing the gust or gusts, in this instance five minutes. Sherlock found, as some others have more recently, that departures from the general level of the wind are not Gaussian but skewed. Thom [15] found such departures to be logarithmic Gaussian which appear to fit his theory of employing the Fréchet distribution for extreme winds.

Presently under consideration in the NBS-ESSA experiment is the possibility of again employing Sherlock's general methods of analysis. At a minimum such frequency distributions at various levels of the wind must be examined before any form of further analysis of the experimental data is done so as to ensure statistical validity of the results.

2. Application of Spectral Distributions of Wind

Following the popularization of Wiener's work on generalized harmonic analysis [16] and the beginning of the development of some of the statistical properties [17], there were a great many applications to atmospheric and wind tunnel turbulence. Following this, there was a development of applications to the effect of gusts on aircraft culminating in a key paper by Diederich [18].

A few years later these general methods began to be applied to structures. After assembling various measurements of the wind spectrum Davenport [4], in a series of paper of which is representative, developed a method of applying his spectral distribution of the wind to the dynamic effects on tall buildings. These included buffetting by gusts, vortex shedding, and wake from other structures and the effect of aerodynamic damping. More recently, Vellozzi and Cohen [5] starting from slightly different assumptions, but employing a similar general approach, developed gust response factors for various types of structures, and for cladding. Vickery [6] very recently discussed the reliability of gust loading factors starting from some modifications of Davenport's assumptions.

There are a number of problems with the application of spectral analysis. Much of the work in this area has been done by non-statisticians who are not always careful to meet the basic assumptions or are not properly cognizant of the sampling problems involved. For example, stationarity of the series is required and the possibility of computing sampling errors depends largely on departures being Gaussian. Perhaps the weakest aspect of the spectral distribution is that the sampling error of a spectral ordinate is of the same order of magnitude as the ordinate. This is, indeed, a devastating weakness which must be overcome by various

forms of averaging which are not entirely satisfactory. On top of all this is the behavior of natural turbulence which is still quite puzzling and not at all like that which has been produced in the wind tunnel and which seems to meet the assumptions for spectral analysis.

3. Wind Tunnel Measurements

Recently, it has become very popular to do aerodynamic model testing of buildings in so-called boundary layer wind tunnels, and a number of structures in the U. S. and Europe have been designed on the basis of such tests. At the Ottawa Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Davenport and Isyumov [19] gave a typical example of this kind of work. The problem seems to be the old one of not being able to imitate natural turbulence in the wind. At the same meeting an English aerodynamicist was heard to remark that most of the wind tunnels would have discontinued operation if the civil engineers had not started using them as they had been found not satisfactory for aircraft development. Joubert, et al, [20] presented observations on an actual building in Australia where serious disagreement with wind tunnel observations was found. The last word has not yet been written on this aspect, but it is hoped that the NBS-ESSA experiment will help resolve the problem. Certainly, it must be said that the wind tunnel will always be useful on component problems where the atmosphere need not be exactly imitated. The problem is to learn how to differentiate between the two types of problems.

References

[1] Sherlock, R. H., "Gust Factors for the Design of Buildings", Proc. International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 8, Zurich, Switzerland. 1947, pp. 207-236.

[2] Huss, P. O., "Relation Between Gusts and Average Wind Speeds," Report No. 140, David Gugenheim Airship Institute, Akron, Ohio, 1946.

[3] Thom, H. C. S., "Frequency of Maximum Wind Speeds," Proc. ASCE, Sep. No. 539, Vol. 80, November, 1954.

[4] Davenport, A. G., "The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings", Proc. Symposium on Tall Buildings, University of Southampton, Southampton, England, April, 1966.

[5] Vellozzi, Joseph and Cohen, Edward, "Gust Response Factors", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST6, Proc. Paper 5980, June, 1968, pp. 1295-1313.

[6] Vickery, Barry J., "On the Reliability of Gust Loading Factors", Tech. Proc. Meeting on Wind Loads on Buildings and Structures, National Bureau of Standards, Washington, D.C., January, 1969.

[7] Schubauer, G. B., and Adams, G. H., "Lag of Anemometers", NBS Report No. 3245, U. S. Department of Commerce, Washington, D. C., April, 1954.

[8] U. S. Department of Commerce, Weather Bureau, "History of Weather Bureau Wind Measurements", Key to Meteorological Records Documentation No. 3.151, Washington, D.C., 1963.

[9] Thom, H. C. S., "Distributions of Extreme Winds in the United States," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 85, No. ST4, Proc. Paper 2433, April, 1960.

[10] Thom, H. C. S., "New Distributions of Extreme Winds in the United States," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST7, Proc. Paper 6038, July, 1968, pp. 1787-1801.

[11] Archibald, E. Douglas, "An Account of Some Preliminary Experiments With Biram's Anemometers Attached to Kite-wires", British Association Report, 1884, Montreal, Canada, Nature, November 20, 1884.

[12] Davenport, A. G., "Rationale for Determining Design Wind Velocities", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 86, No. ST5, Proc. Paper 6038, May, 1960, pp. 39-68.

[13] Borisenko, M. M., and Zavarina, M. V., "Vertical Profiles of Wind Speeds from Measurements on High Towers", Trudy No. 210, Leningrad, 1967, Air Force Cambridge Research Laboratories Translation, 68-0653, December, 1968.

[14] Thom, H. C. S., "Standard Deviation of Monthly Average Temperature", ESSA Technical Report, EDS-3, Silver Spring, Md., April, 1968.

[15] Thom, H. C. S., "Toward a Universal Climatological Extreme Wind Distribution", International Research Seminar, Wind Effects on Buildings and Structures, National Research Council Proceedings, Sept. 1968, Ottawa, Canada, October, 1967.

[16] Weiner, N., "Generalized Harmonic Analysis", Acta Math. Vol. 55, p. 117, 1949.

[17] Tukey, J. W., "The Sampling Theory of Power Spectrum Estimates", Proc. on Appl. of Autocorrelation Anal. to Physical Prob. (NAVEXOS-P-735). 1930.

[18] Diederich, F. W., "The Dynamic Response of a Large Airplane to Continuous Random Atmospheric Disturbances", Jour. Aero. Scienc., Vol. 23, No. 10, October, 1956.

[19] Davenport, A. G. and N. Isyumov, "The Application of the Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading", Proc. International Research Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures, Paper No. 7, Ottawa, September, 1967.

[20] Joubert, P. N., et al, "The Drag of Bluff Bodies Immersed in a Turbulent Boundary Layer", Proc. International Research Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures, Paper No. 12, Ottawa, Canada, September, 1967.

4.2. 地震動および強震観測

1. 日本における強震観測の現況

国立防災科学技術センター
第1研究部長 有賀世治

概　　要

しばしば強震に襲われ，震害を受けている日本においては，強烈震時における構造物や地盤の受ける加速度を測定して，構造物の耐震性の向上を図ることは極めて重要なことである。始めてCommittee for the Standard Strong Motion Accelerographが組織されてSMAC型という強震計が試作され観測が開始されたのは1953年7月であった。その后，政府機関，大学機関，民間の協力体制が漸次強化され，新潟地震（1964年），松代地震（1965年）始め数次の強震に連続的に見舞はれたこともあつて，強震計の設置台数は急増し，又強震計の改良も進み，現在，東京，大阪等の大都市に偏在する嫌はあるが，全国的に観測網は展開され，総台数は510台に達している。強震計はSMAC型についてはA型からB，C，D，E型への改良が進み，ほかにD－C型も作られている。一方強震計の維持管理，強震記録の収集，整理，刊行配付の仕事も従来管理者区分に従つて，東京大学地震研究所，建設省土木研究所，建築研究所等で個々に行なわれていたが，1967年6月に「強震観測事業推進連絡会議」が設立され円滑に推進されるようになった。

強震計は普通10ガール（特別な場合5ガール）以上の加速度を受けたとき作動を開始し，3分間記録して自動停止する。本震のほか2回の余震まで測定される。1964年の新潟地震以後，貴重な強震記録が続々としてとられ40 gal 以上の加速度を示した強震計延台数は約1000に達し，強震時における，建築物，橋梁，ダム，港湾施設など構造物各部の震動性状，附近地盤の振動及び，構造物と地盤の相互の振動対応について耐震工学上有効な資料の積み重ねが行はれ，構造物特に超高層建築物の設計，長大径間橋梁等の設計にあたつて，大いに貢献することが期待される。今后一層の観測網の拡充と統一的かつ迅速な強震記録の整備および解析，それの構造設計への適確な応用が望まれている。

1　強震測定計画の進展

強い地震にしばしば襲われる日本においては，構造物や施設を設けようとするとき，これらが地

震時にいかなる挙動を示すかを推定し，この状態にできるだけ耐えるように設計することが常に要請されている。この技術を進歩させるためには，構造物や施設だけでなく地盤にも地震計を置き，もつて強震時の振動測定値を蓄積することが必要である。このため強震時にも確実に動作しスケールアウトしない地震計の出現が望まれていた。

このような強震計を試作するため，１９５１年に" Committee for the Standard Strong Motion Accelerograph" が組織され，文部省の援助を得て具体的な作業が始められた。かくして１９５３年３月にいたり加速度を測る強震計の原型が完成し，委員会の頭文字にちなんでＳＭＡＣ型と命名され同年７月２９日に観測が始められた。一方，１９５４年に建設省の援助で，SMAC型よりやや簡単な仕様で加速度型強震計が試作され，これは１９５５年５月に完成し，ＤＣ型と名づけられた。ＳＭＡＣ型はその後の使用経験により，次々と改良され現在はＡ，Ｂ，Ｂ２，Ｃ，Ｃ２，Ｄ，Ｅ型の種類がある。またＤＣ型は初め水平２成分を測定するものであつたが後に３成分のも製作されるようになつた。

さて，日本全体としては毎年どこかに強震が観測されるとみてよいが，場所を限定すると強震はまれにしか観測されない。よつて強震の測定記録を速かに蓄積するには強震計をできるだけ多く用意し広く全国に配置することが必要となつてきた。また構造物の種別，地盤の種別による差異を比較検討するためには一層組織的なネットワークを考え計画的に設置を進めることが望まれた。

１９５３年１０月９日，この計画を作成する作業は総理府資源調査会防災部会地震小委員会によつて始められ，１９５５年１月３１日「強震測定計画に関する勧告」としてまとめられ内閣総理大臣に提出された。この勧告は強震観測網の強化と情報連絡の向上についての措置を要望したものであつた。

この勧告を契機として建設省所管の予算の中に建築物の耐震性の測定に必要な経費が認められ，強震計２５台が１９５６～５７年度に増設された。また地震学会，日本建築学会，土木学会では強震計の設置を奨励した結果民間の経費で建築物に設けられる強震計が次第に多くなつてきた。1958年にはダムに始めてＳＭＡＣ型が設置された。注）このようにして強震計の数が増え測定記録も出始めるとともに，連絡組織を具体化することがますます必要になつてきた。勧告後しばらくは資源調査会地震小委員会が連絡組織の役割をはたしてきたが，台数，記録数が増加するにつれてより強力な組織が必要となつた。このため資源調査会とは別に強震測定委員会が組織され，１９５６年１２月２１日から活動が始められた。しかし同委員会にはきまつた予算がなく，結局，強震計製作者及

注）　SMAC型は日本の他，チリー，インドネシア，トルコ，インドに設置されている。

び民間の厚意ある協力と東京大学地震研究所の努力により，どうにか強震計が維持され，測定が続けられたのであつた。この委員会により１９６０年３月，STRONG-MOTION EARTHQUAKE RECORDS IN JAPAN VOLUME 1が刊行され，以後この様式が記録刊行の標準とみなされることになつた。

強震測定委員会発足後も強震計は漸増を続けた。その模様は図－１によつてうかがうことができる。特に１９６２年からは港湾橋梁等の土木構造物およびその付近の地盤に設置されるようになつてきたことは注目すべき推移であつた。

さて強震計の台数が伸び記録もふえるとともにこの強震測定委員会の処理すべき業務量は一段と増加してきた。特に民間自力設置のものについては強震計の維持管理と記録の収集保管に要する費用を強震測定委員会がねん出する建前であつたので，この面からの負担が重荷となつてきたわけである。

たまたま，１９６４年６月１６日新潟地震が起こり相当数の建築物，橋梁等が軟弱な基礎地盤の破壊のため破損し使用不能となつた。このため軟弱地盤における耐震工法の確立が改めて要請されるにいたつた。また上部構造が破壊されないまま大きく傾いたアパートにたまたま設置されてあつた強震計がよく機能を果し新潟における軟弱地盤の振動性状及び建物の変動過程を解明する貴重な学術的資料を提供したことは，強震計増設の必要性を再確認させることになつた。これらの事態が

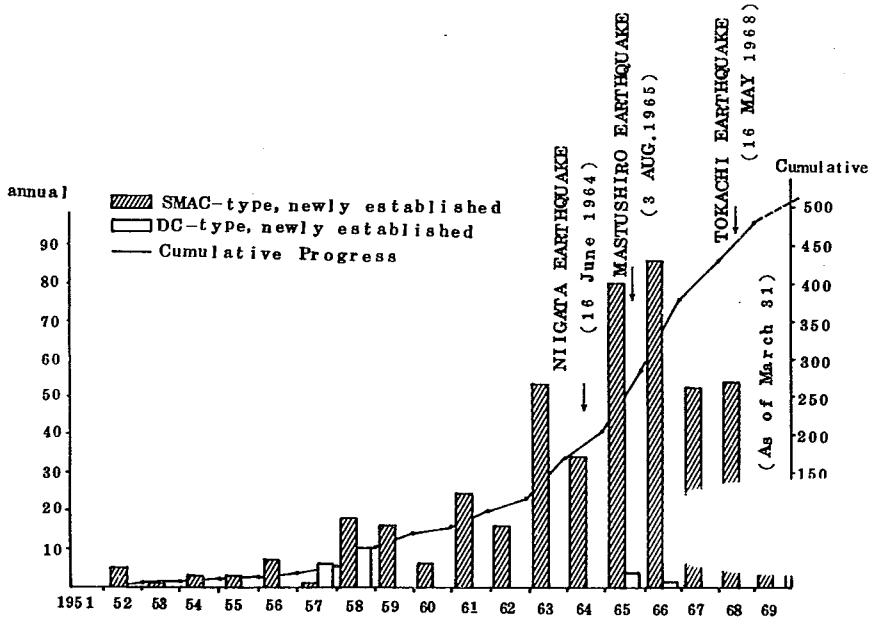


Fig. 1 Graph showing the annual progress of the number of accelerographs. (Notable earthquakes are cited with arrows.)

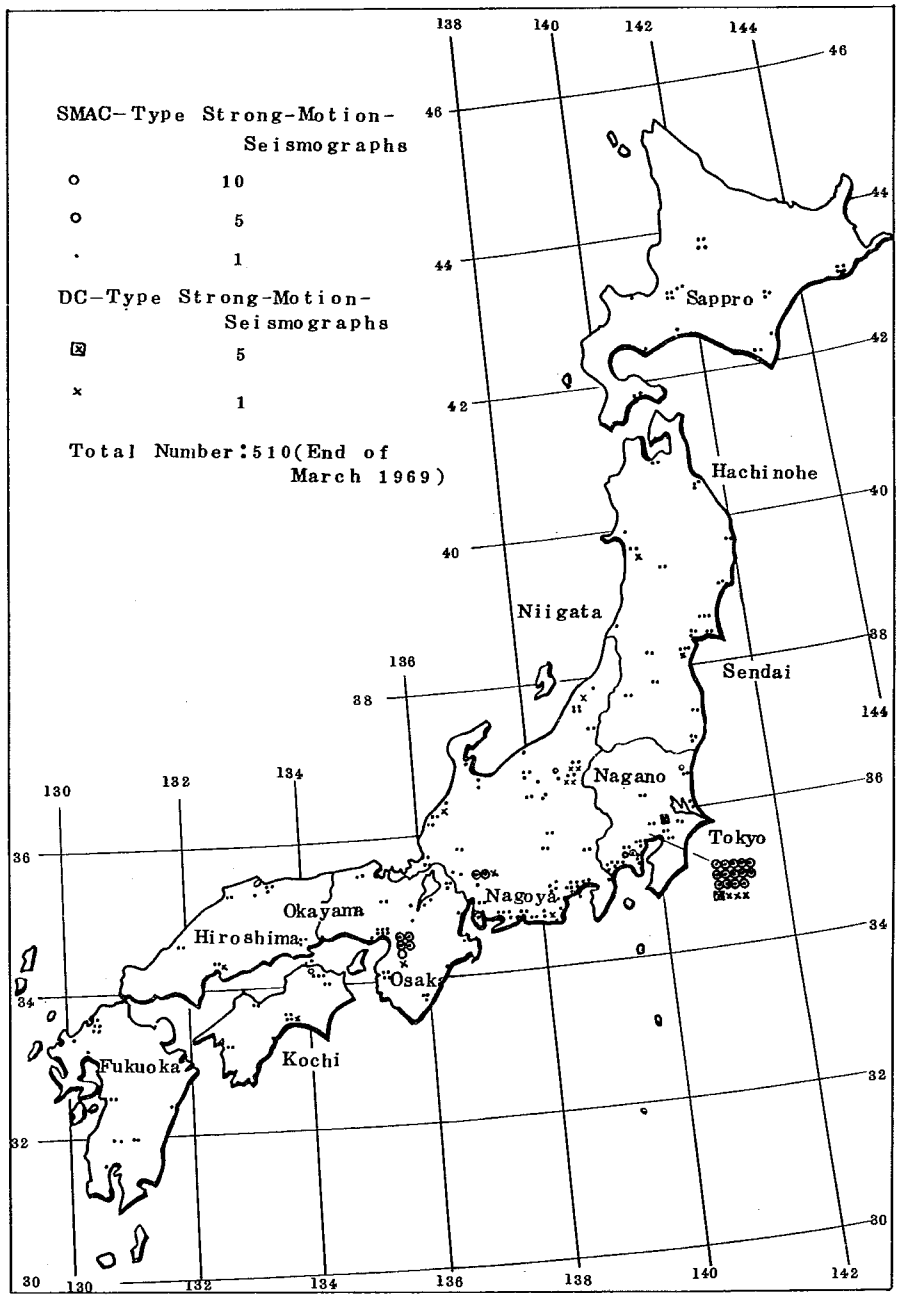


Fig. 2 Distribution of accelerographs installed

Table 1. Table showing the Distribution of Various Types of Strong-motion Accelerographs, Classified by the Organizations where are Installed

(As of the end of March 1969)

Types / Organizations	SMAC								DC-Type	Sum Total
	A-type	A2-type	B-type	B2-type	C-type	C2-type	D-type	Total		
Hokkaido Development Agency				4				4		4
National Research Center for Disaster Prevention				2				2		2
Earthquake Research Institute, University of Tokyo	8		19	2	4	2		35	5	40
Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transportation				45				45		45
Public Works Research Institute, Ministry of Construction				39			8	47		47
Building Research Institute, Ministry of Construction	10		3	1				14	14	28
Regional Construction Bureans, Ministry of Construction	1			20		1		22		22
Japanese National Railways	1		21	41	4	2		69		69
Nippon Telegraph & Telephone Public Corporation			28	12				40		40
Power Reactor Stations	1		7	6			1	15	1	16
Public Corporations				9				9		9
Urban and Rural Prefectures	4		9	47				60		60
Electric Power Companies			8	5				13	1	14
Univerisities	1		4	2				7	5	12
Non-government Institutions	13	1	41	25	11	2	9	102		102
Total	39	1	140	260	19	7	18	484	26	510

Table 2. Distribution of Accelerographs

(As of March 31, 1969)

Number of Accelerographs / Installed at	Fixed in the Constractions	Fixed at the Ground Level	TOTAL
Building	192	10	202
Bridge	55	51	106
Railway	20	36	56
Havbour	3	43	46
Telephore Office	37	0	37
Power Plant	12	1	13
Atomic Powen Plant	5	14	19
Dam	11	7	18
River	2	4	6
Road	0	7	7
TOTAL	337	173	510

動機となり１９６４年１１月１７日日本学術会議より「耐震工学研究の強化拡充について」という勧告が内閣総理大臣に提出されたのである。この勧告は次の措置を要望したものであつた。

(1) 工学的強震計の増設ならびに記録の活用

(2) 軟弱地盤における耐震工法の確立のための特別措置

(3) 大学，研究機関における耐震工学および土質工学の教育，研究の強化拡充

この勧告がなされてから１９６５年度において東京大学地震研究所に強震計観測センターが設置され，強震測定委員会の運営に要する経費の一部が始めて国費で認められたのであつた。

ところが新潟地震や１９６５年8月から継続的に起こつた松代地震を契機として強震計の設置がまた活発になつたのに対し，強震計観測センターの予算には増加が見込めなかつたため，連絡組織の強化がまたまた痛感されるにいたつた。かくして１９６７年6月２１日強震観測事業推進連絡会議が設立され，科学技術庁国立防災科学技術センターが事務局となつて，従来の強震測定委員会と協力して強震測定計画を統一的に推進する形となつた。１９６８年２月には南九州地方にえびの地震，同年５月には北海道，東北地方に十勝地震が発生し，相当な震害をうけ，これが刺戟となつて，強震計は増設され，現在に至つている。前記の連絡会議によつて強震計の全国的配置計画が策定され，計器の良好な管理や記録の迅速な刊行の確保が期待されている。

２ 強 震 観 測 網

a) 強震計の分布

１９５３年に始まる加速度型強震計の設置は，すでに述べた経過をもつて発展し１９６９年3月末現在ＳＭＡＣ型４８４台ＤＣ型２６台計５１０台に達している。その全国的配置状況は図－２に見られる。東京，大阪名古屋等大都市に偏在が目立ち，わりあい多く設置されているが全国的に見ると空白な地域がまだある。一方機関別に見れば表－１のとおりである。又どのような機種の強震計がどのような施設に設けられているかについて調べてみると表－２のとおりである。

これによれば施設では建物が最も多く，橋梁がこれにつぐことがわかり設置場所をＧ．Ｌにしているものがかなり多くなつてきている。

機種ではＳＭＡＣ－Ｂ２型が最も多く，Ｂ型がこれにつづく，Ｄ－Ｃ型は少い。

b) 強震計の性能

先に一寸触れたようにＳＭＡＣ型強震計はＡ型,Ｂ型,Ｂ２型,Ｃ１型，Ｃ－２型，Ｄ型Ｅ型の順で

改良されて来ており，改良の方向としては

1）測定範囲と精度の向上（特に臨界減衰による記録の修正の不要化）

2）刻時機能の完全化（特に複数強震計の連動刻時機能の向上）

3）維持管理の容易（特にスクラッチフイルム記録方式による記録紙保存の良好化）

4）小型化

であり最近は地震警報用として使える簡易強震計が開発され国有鉄道新幹線で実用化されている。

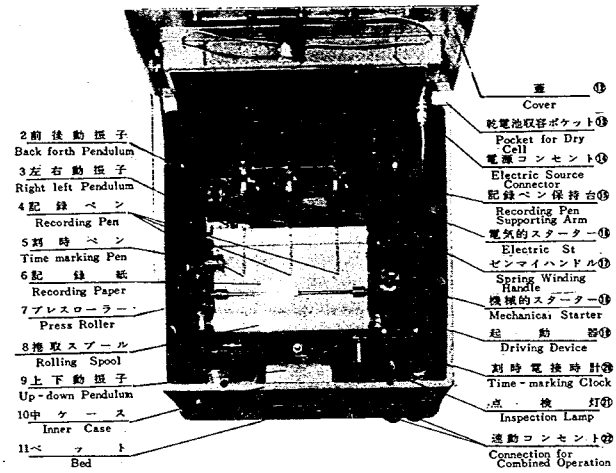
名種の強震計の性能を比較すれば表－3のようである。

なお，名種強震計の外観と一部の部品配置について写真をもつて示せば写真1のとおりである。

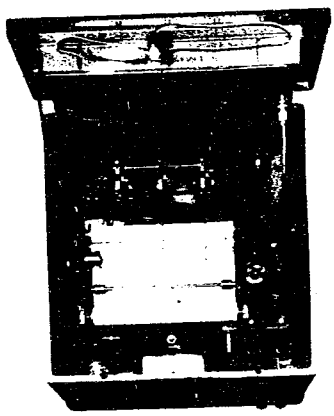
Table 3. Characteristics of Strong-Motion Earthquake Accelerographs.

Name / Characteristics	SMAC-A (A2)	SMAC-B (B2)	SMAC-C (C2)	SMAC-D	SMAC-E	DC-2 (DC-3)
Component	2 Horizontal 1 Vertical	ditto	ditto	ditto	ditto	2 Horizontal (DC-3 ... 2H. 1V.)
Type	Horiz. pendulum	ditto	Inverted pendulum	Horiz.pendulum	ditto	ditto
Weight of bob (kg)	5.0	5.1	5.1	5.3	4.3	8.5
Natural period (sec)	0.1{A2.... (A2...0.14)	0.1 (B2...0.14)	0.1 (C2...0 14)	0.05	0.05	0.1
Sensitivity (gals/mm)	25 (A2...12.5)	25 (B2...12.5)	25 (C2...12.5)	100 (12.5)	200 (25)	12.5 DC-3...25)
Damping	Critical	ditto	ditto	60% critical	ditto	ditto
Damping mechanism	Air piston	ditto	ditto	ditto	ditto	Oil piston
Recording range (gals)	10-1000 (A2...10-500)	10-1000 (B2...6-500)	10-1000 (C2...6-500)	5 ~ 500	10 ~ 1000	10-1000
Recording speed (mm/sec)	10	10	10	5 (adjustable 40)	2.5	10
Recording medium	Waxed paper	ditto	ditto	Scratched Record Film	ditto	Smoked paper (DC-3 ...Waxed paper)
Recording drive	Hand-wound spring motor	ditto	Micro-motor	DC motor	ditto	Micro-motor
Recording time duration	3 min.	ditto	ditto	1.5 min.	1.5 min.	3 min.
No. repeat cycles	3	5	5	100	100	1
Starter	Elect. contact made by vertical motion	ditto	ditto	ditto	ditto	ditto
Period of starter pendulum (sec)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Starter threshold (gals)	10	10 (B2...5)	10 (C2...5)	5	10 (adjustable to 5)	10
Auxiliary starter	Mechanical, works at 100 gals.	ditto	ditto			
Time marking	1 sec. 1/2 sec. or 1/5 sec	1 sec.	1 sec.	1/5 sec.	1/5 sec.	1 sec.
Power supply	8 dry cells	4 dry cells	4 dry cells	10 dry cells	10 dry cells	3 dry cells (DC-3...4)
Size overall (cm)	56x48x84	54x54x37	68x61x28	45x45x35	45x45x35	59x48x35 (DC-3...60x80x40)

①SMAC- B型 強震計
"SMAC-B" Strong Motion Seismograph



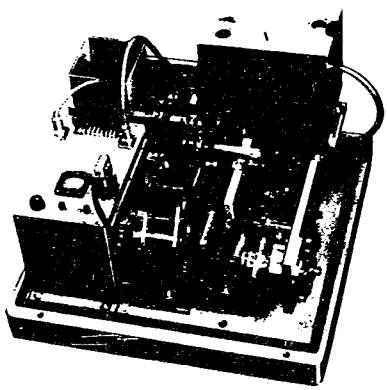
"SMAC-B2"



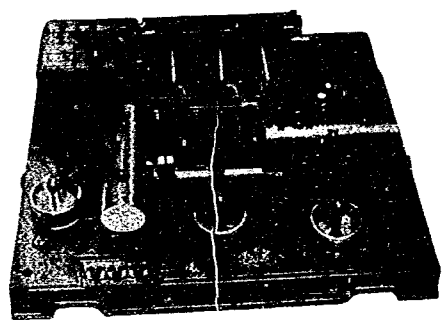
"SMAC-C2"



"SMAC-D"



"D-C"



Phot 1.

c) 強震計と記録の管理

ＳＭＡＣ型強震計は原則として１０ｇａｌ以上の加速度を受けたとき作動開始し３分間記録すると自動的に停止する。以上を１サイクルとして３サイクルまでは１本の記録紙に納められる。したがつて良好に維持管理されていれば大地震に際会したとき本震の他２回の余震までは人手をかけずに測定される。個々の強震計について見れば１年に１度も動かない場合もあるが，概して数回の記録を残すものとみられる。

強震計を維持管理し記録を収集する方式は非常に多様であるがおおむね所管機関ごとに定まつた方式がとられている。一般的について所管機関ごとにセンターがあつて推持管理の様式を定め消耗品を供給する。直接の見回り点検は現場の責任者にまかせられる。年に１回ぐらいの割合で各センターから派遣された技術者が現場を巡回調整し必要に応じて小修理を行なう。地震によつて強震計が作動し記録が得られたときは現場から記録紙が送られそこで保管される。記録の整理は各センターにおいて適宜行なわれかつ発表される。

このような事情にあるため異なるセンターの間では記録を相互に利用することが簡単にいかなかつた。強震観測事業推進連絡会議が設立されてからはその事務局があつせんして各センターより記録のcopyを集め，どのセンターの人でも全部の記録を利用できるよう準備がなされている。なお１９６８年８月から地震直後の強震ニュース，速報が出されるようになつた。

３ 強　震　記　録

すでに述べたように，収集された記録は所管センターごとに保管されており発表の方式もセンターによつて違いがある。代表的なものは東京大学地震研究所から刊行されているseriesである。また補助的なものとして強震観測速報がある。建設省土木研究所からはその所管する強震計の記録をのせたseriesが刊行されている。

代表としてSTRONG-MOTION EARTHQUAKE RECORDS IN JAPANをとりあげその内容を簡単に紹介しよう。このseriesの刊行経過は次のとおりである。

VOLUME Ⅰ－１９６０Ⅲ，２－１９６５Ⅶ，３－１９６５Ⅹ，

４－１９６６Ⅱ，５－１９６７Ⅺ，６－１９６８Ⅲ，

この他新潟地震の特集号が１９６４ⅫⅠに刊行されている。最も新らしい，VOLUME ６によれば記録収集の対象となつている強震計はＳＭＡＣ型９４台，ＤＣ型５台である。これらの強震計の設置場所や，これによつて観測された地震の発生日時，震源位置，最大震度が一覧表で見られ

る。これらの強震記録のうち解析に適すると判断されたものの一覧表が別にあり，さらにそのうちの主要なものについて原寸大の記録とその地震の震央や震度分布を示す地図が掲載されている。選定や編集の責任は強震測定委員にある。このseriesの一覧表によれば，強震計によつて観測された地震の発生日時は，１９５４ Ⅵ５－№１に始まり，１９６７ Ⅺ１９－№１８５に達している。

このseriesでは従来日本の強震計の一部しかcover されていなかつたが，強震観測事業推進連絡会議が設けられたのを契機として同じ体裁で全強震計をcover できるようにするため準備が始められている。注）

Table 4. Earthquakes since 1954, in which seismic Intensities over 5 were Observed by the Network of JMA.

Date	Position of Focus Long.	Lat.	Depth	Mag.	Epicentral Region
7 Nov. 1958	148.5° E	44.3° N	80 km	8.0	S OFF ETOROV
27 Feb. 1961	131°51'	31°36'	40	7.0	OFF MIYAZAKI PREF.
23 Apr. 1962	143°55'	42°14'	60	7.0	SE OFF HOKKAIDO
27 Mar. 1963	135°46'	35°47'	0	6.9	OFF FUKUI PREF.
16 Jun. 1964	139°11'	38°21'	40	7.5	OFF NIGATA PREF.
23 Jan. 1966	138°13'	36°31'	0	5.1	NEAR MATSUSHIRO
7 Feb. 1966	138°13'	36°30'	0	4.9	NEAR MATSUSHIRO
5 Apr. 1966	138°19'	36°35'	0	5.4	NEAR MATSUSHIRO
11 Apr. 1966	138°12'	36°34'	0	4.7	NEAR MATSUSHIRO
17 Apr. 1966	138°14'	36°32'	0	4.7	NEAR MATSUSHIRO
17 Apr. 1966	138°15'	36°33'	0	4.7	NEAR MATSUSHIRO
17 Apr. 1966	138°17'	36°26'	0	4.7	NEAR MATSUSHIRO
28 May. 1966	138°13'	36°34'	0	5.3	NEAR MATSUSHIRO
3 Aug. 1966	138°12'	36°28'	0	5.3	NEAR MATSUSHIRO
14 Oct. 1967	138°12'	36°32'	10	5.3	NEAR MATSUSHIRO
21 Feb. 1968	130°43'	32°01'	0	5.7	SW OF MIYAZAKI PREF.
21 Feb. 1968	130°43'	32°01'	0	6.1	SW OF MIYAZAKI PREF.
1 Apr. 1968	132°32'	32°17'	30	7.5	HYUGANADA
16 May. 1968	143.7°	40.7°	20	7.8	OFF TOKACHI
16 May. 1968	143.3°	41.4°	20	7.4	OFF TOKACHI
6 Aug. 1968	132.4°	33.3°	20	6.6	BUNGO SUIDO
21 Sep. 1968	142.8°	41.9°	40	6.9	OFF URAGA

強震計で測定された地震の回数，得られた記録の総数などについて各センターを統合した統計はまだ作られていないが，１９５４ 年以降において８０gal 以上が観測された地震を特記すれば表－４のごとくである。

参考までに１９６４年新潟地震１９６５年松代地震１９６８年十勝沖地震などから２～３の興味ある地震記録の例を図－３に示す。

注） このseriesの刊行物に関する海外からの問合せは，一括して東京大学地震研究所強震計観測センターあて願いたい。

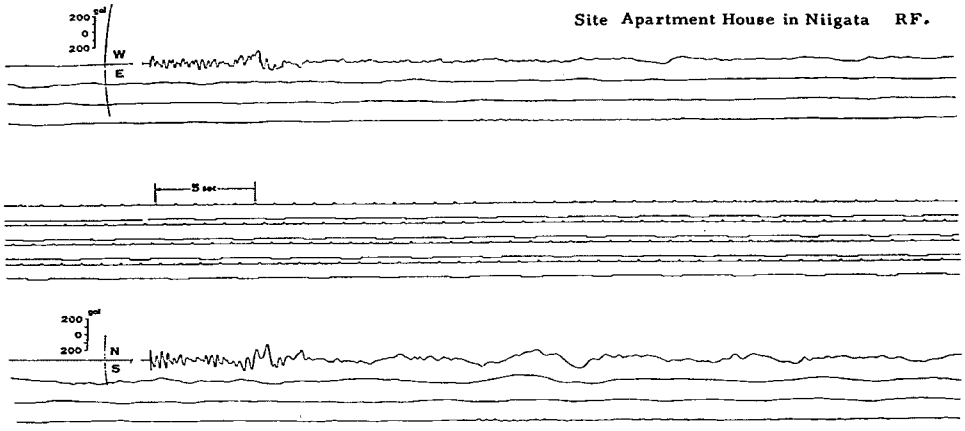


Fig 3. (1) NIIGATA EARTHQUAKE June 16, 1964. DC Accelerograph

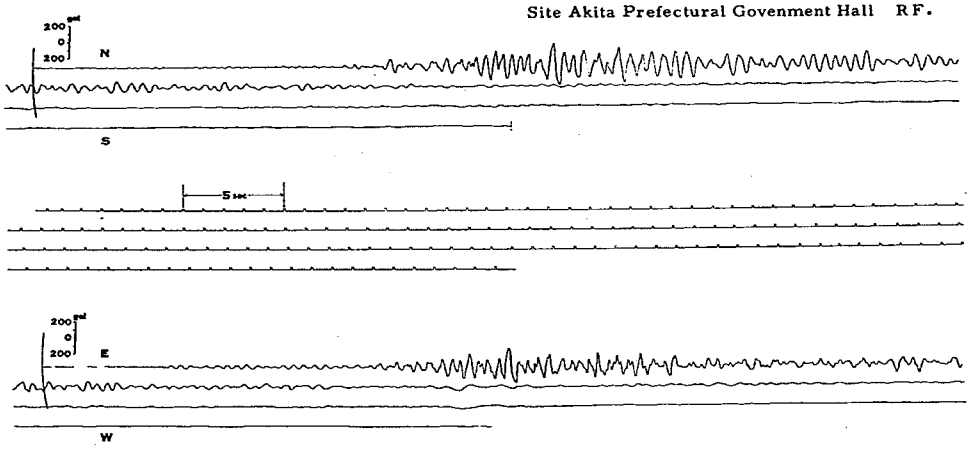


Fig 3. (2) NIIGATA EARTHQUAKE June 16, 1964. DC Accelerograph

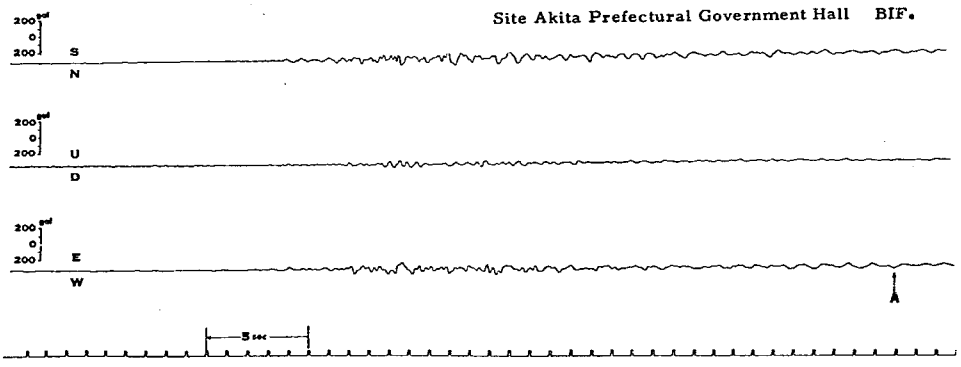


Fig 3. (3) NIIGATA EARTHQUAKE June 16, 1964. SMAC-A Accelerograph

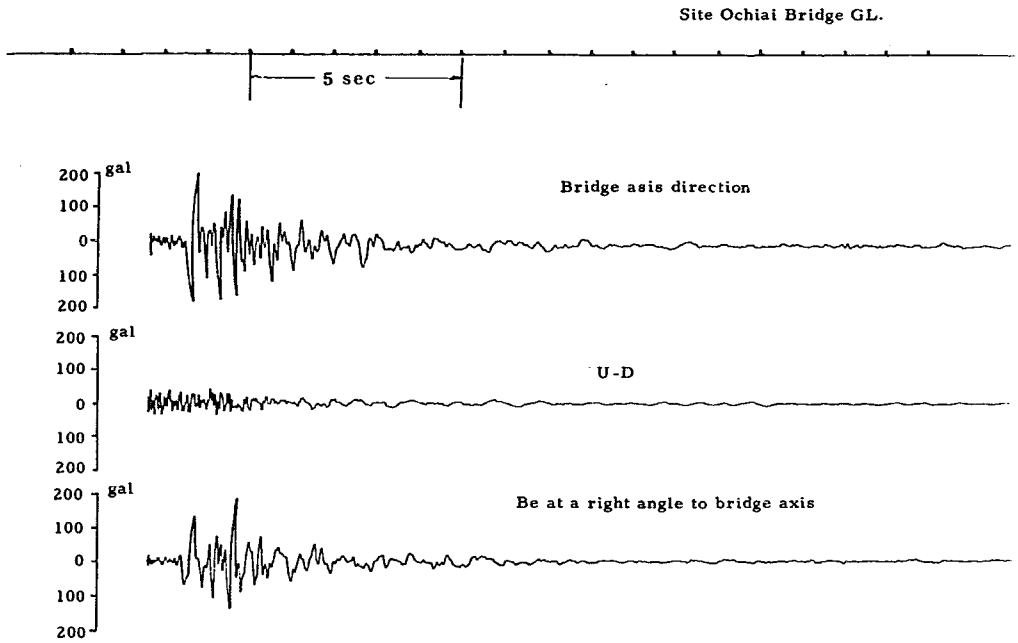


Fig 3. (4) MATSUSHIRO EARTHQUAKE APR. 5, 1966

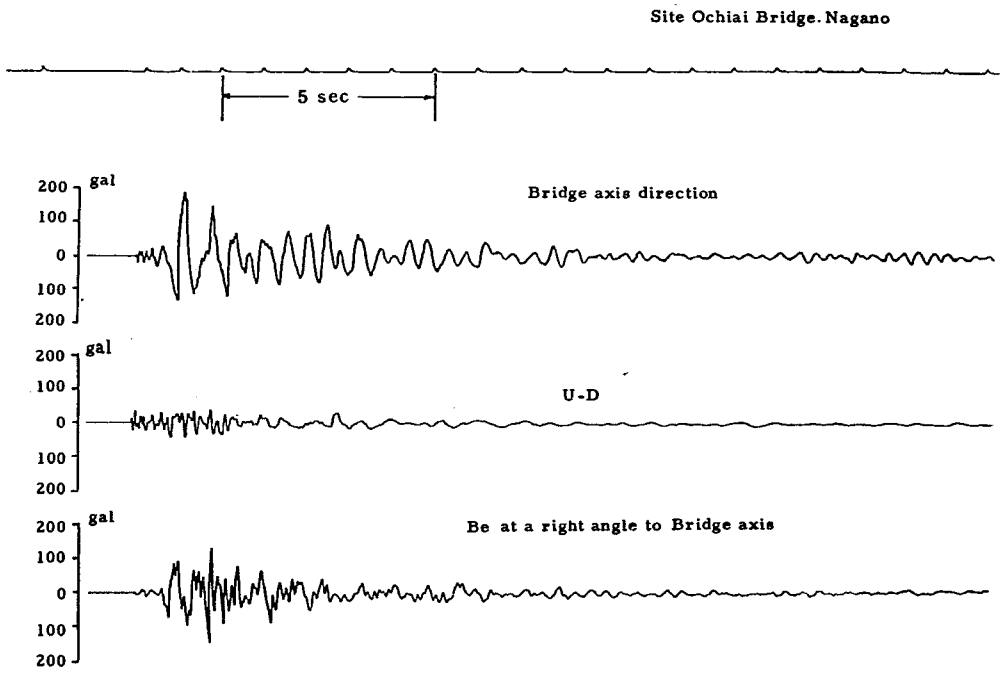


Fig 3. (5) MATSUSHIRO EARTHQUAKE APR. 5, 1966

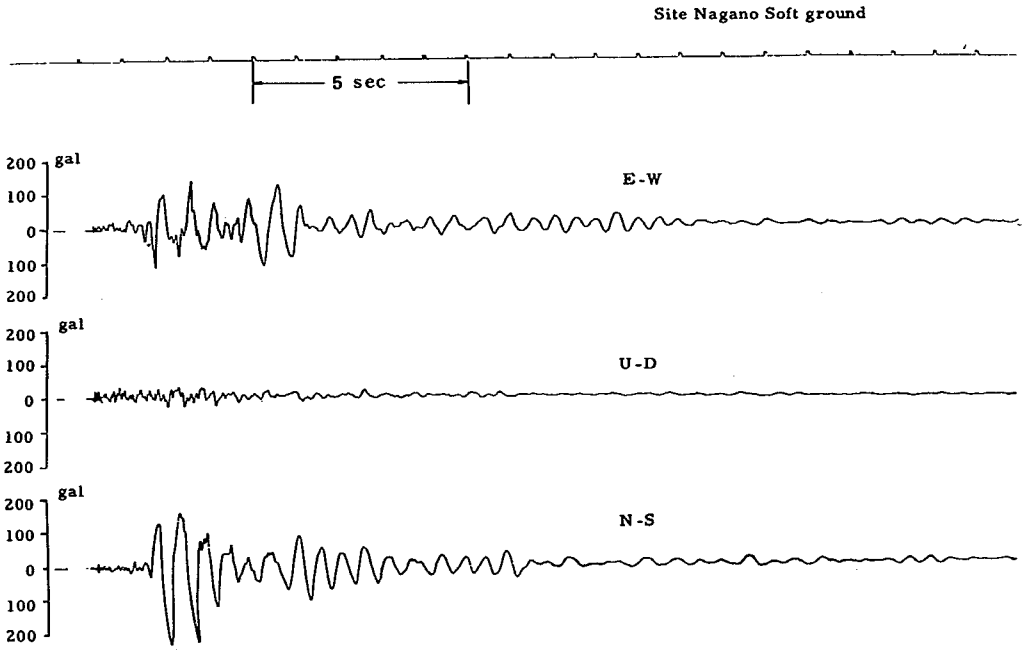


Fig 3. (6) MATSUSHIRO EARTHQUAKE APR. 5, 1966

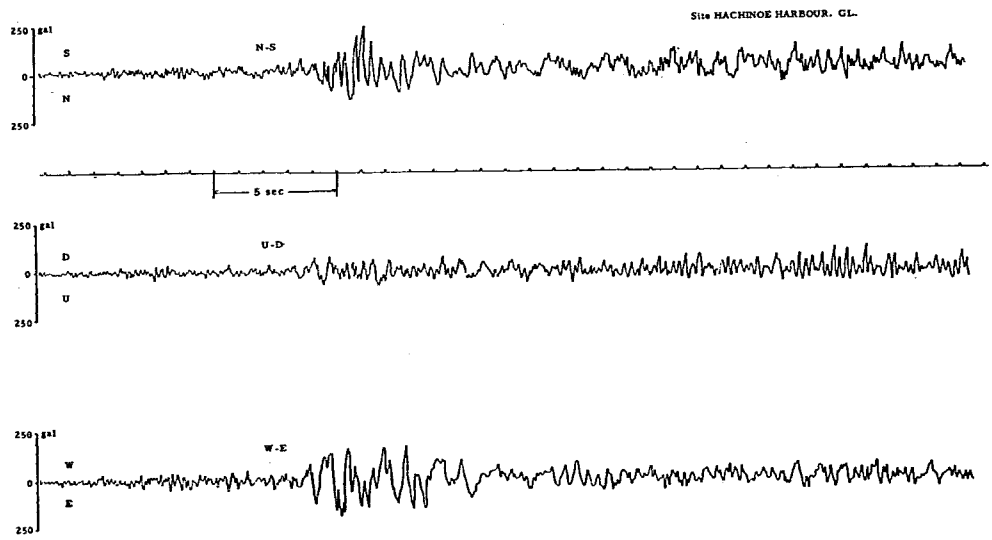


Fig 3. (7) TOKACHI EARTHQUAKE May 16, 1968

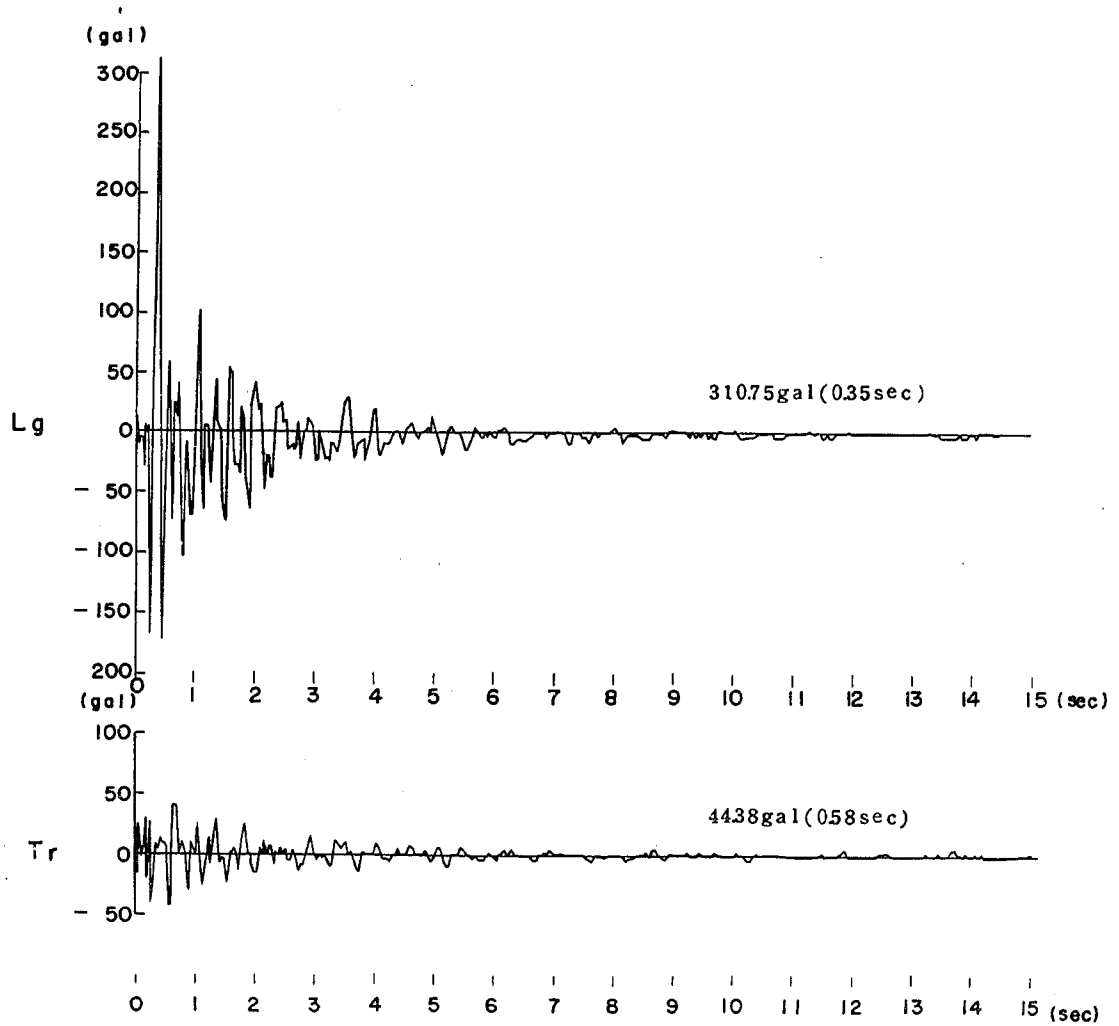


Fig. 3 (8) Earthquake No. 93 Apr. 17, 1966 Site Ochiai Bridge Nagano GL.

(Long)

t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)
0.00	10.750	1.90	−64.250	3.82	−24.250	5.96	− 4.875	8.20	0.125	10.16	− 4.875
0.02	− 4.875	1.96	25.750	3.90	− 4.250	6.00	− 4.875	8.26	0.750	10.20	− 4.250
0.06	− 9.250	2.00	40.750	3.98	20.750	6.08	1.375	8.30	0.750	10.28	− 4.250
0.08	− 4.250	2.06	20.750	4.00	20.750	6.10	1.375	8.36	0.125	10.30	− 4.250
0.10	− 4.250	2.08	25.750	4.04	− 9.250	6.16	5.750	8.40	0.125	10.36	− 4.875
0.12	−34.250	2.10	1.375	4.08	−19.250	6.20	1.375	8.46	− 4.250	10.40	0.750
0.14	6.375	2.16	−16.750	4.10	−19.250	6.26	− 9.250	8.50	− 4.875	10.44	0.125
0.18	5.750	2.20	−19.250	4.12	− 9.250	6.30	− 9.250	8.56	− 4.250	10.50	0.750
0.20	−34.250	2.22	−19.250	4.20	− 9.875	6.38	− 4.250	8.60	0.125	10.58	0.125
0.23	−166.625	2.26	−39.250	4.24	− 9.250	6.40	− 4.250	8.64	0.750	10.60	0.125
0.30	110.750	2.30	−39.250	4.30	0.750	6.46	− 9.250	8.68	0.125	10.66	− 4.250
0.35	310.750	2.38	20.750	4.38	0.125	6.50	− 9.250	8.70	0.750	10.70	− 4.875
0.40	0.750	2.40	21.375	4.40	− 3.250	6.54	− 4.250	8.76	1.375	10.76	− 4.875
0.46	−171.750	2.42	25.750	4.44	− 4.875	6.60	− 4.250	8.80	0.125	10.80	− 4.875
0.50	0.750	2.48	10.750	4.46	− 9.250	6.66	0.125	8.84	− 4.250	10.86	− 4.250
0.52	59.500	2.50	10.750	4.50	0.125	6.70	0.750	8.88	0.125	10.90	0.750
0.60	− 7.750	2.54	−22.375	4.54	5.750	6.72	1.375	8.90	0.125	10.96	0.125
0.64	25.750	2.60	−21.750	4.60	6.375	6.80	0.125	8.96	0.750	11.00	0.750
0.66	15.750	2.64	− 22.375	4.66	0.750	6.86	− 4.250	9.00	0.750	11.06	0.750
0.70	41.375	2.66	− 21.750	4.70	− 4.500	6.90	0.125	9.04	1.375	11.10	0.750
0.80	−89.250	2.70	10.750	4.74	0.750	6.96	0.750	9.10	0.750	11.20	0.750
0.86	− 9.875	2.76	− 29.250	4.80	0.750	7.00	0.750	9.14	1.375	11.26	1.375
0.90	− 69.250	2.80	0.125	4.88	− 4.500	7.08	1.375	9.18	0.125	11.30	0.750
0.92	− 69.250	2.84	0.750	4.90	0.750	7.10	1.375	9.20	0.125	11.32	0.750
1.00	25.750	2.88	11.375	4.96	15.750	7.14	0.750	9.26	− 4.250	11.40	1.375
1.06	100.750	2.90	10.750	5.00	0.750	7.20	− 9.250	9.28	0.125	11.44	0.125
1.10	− 24.250	2.96	6.375	5.02	− 9.250	7.26	− 9.875	9.30	0.125	11.46	0.750
1.16	− 64.250	3.00	− 24.250	5.10	−18.625	7.30	0.125	9.34	− 4.250	11.50	− 4.250
1.18	5.750	3.02	− 24.250	5.12	−19.250	7.36	0.750	9.38	0.125	11.54	0.125
1.20	5.750	3.06	0.750	5.20	0.750	7.40	0.750	9.40	0.125	11.60	− 4.875
1.28	− 44.250	3.10	− 9.250	5.22	5.750	7.48	− 4.875	9.42	− 4.250	11.68	− 4.250
1.30	10.750	3.16	− 24.250	5.30	1.375	7.50	− 4.875	9.48	0.125	11.70	0.125
1.32	45.750	3.20	− 21.750	5.34	0.750	7.58	− 9.250	9.50	0.125	11.76	0.125
1.38	10.750	3.22	− 24.250	5.36	1.375	7.60	− 4.250	9.54	0.750	11.80	0.125
1.40	1.375	3.26	− 9.250	5.40	0.750	7.66	0.125	9.58	− 4.250	11.86	0.750
1.46	− 59.250	3.30	− 9.250	5.46	− 9.250	7.70	− 4.250	9.60	0.125	11.90	1.375
1.50	− 74.250	3.36	− 16.750	5.50	−14.250	7.76	0.750	9.66	− 4.250	11.98	0.125
1.58	55.750	3.40	− 9.250	5.52	−14.875	7.80	0.500	9.70	− 4.875	12.00	0.750
1.60	50.750	3.46	25.750	5.60	0.750	7.86	0.750	9.76	0.750	12.10	0.750
1.68	− 29.250	3.50	26.375	5.66	5.750	7.90	0.125	9.80	1.375	12.20	0.750
1.70	− 29.250	3.56	30.750	5.70	1.375	7.96	1.375	9.86	0.750	12.26	0.125
1.72	− 29.250	3.60	5.750	5.76	− 4.250	8.00	5.750	9.90	0.750	12.30	0.750
1.74	− 29.875	3.66	− 21.750	5.80	− 4.250	8.06	0.750	9.96	0.125	12.40	0.750
1.78	− 34.250	3.70	− 9.250	5.84	0.125	8.10	0.125	10.00	0.750	12.48	0.125
1.80	15.750	3.72	− 9.250	5.86	− 4.250	8.16	− 9.250	10.02	1.375	12.50	0.125
1.86	− 49.250	3.80	− 5.750	5.90	0.125	8.18	− 4.250	10.10	− 4.875	12.56	0.750

(Trans)

t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)	t (sec)	α (gal)
12.60	0.750	0.00	0.000	1.74	−14.375	3.60	0.000		
12.70	0.750	0.02	−19.375	1.80	15.625	3.64	1.250		
12.78	0.125	0.06	25.625	1.82	25.625	3.70	−10.000		
12.80	0.125	0.10	− 4.375	1.90	0.000	3.76	−14.375		
12.86	0.125	0.12	5.625	1.92	0.000	3.80	0.625		
12.90	0.125	0.16	30.625	1.96	− 9.375	3.82	1.250		
13.00	0.125	0.20	−24.375	2.00	−14.375	3.88	0.000		
13.06	0.750	0.26	26.250	2.04	−15.000	3.90	0.000		
13.10	0.750	0.28	−39.375	2.10	5.625	3.94	0.625		
13.20	0.750	0.30	−29.375	2.14	0.625	3.98	0.000		
13.26	1.375	0.32	−24.375	2.18	11.250	4.00	0.625		
13.30	1.375	0.36	10.625	2.20	5.625	4.06	10.625		
13.36	0.750	0.40	5.625	2.24	0.625	4.10	5.625		
13.40	0.750	0.46	15.625	2.28	6.250	4.16	− 4.375		
13.46	− 4.875	0.48	10.625	2.30	6.250	4.20	− 4.375		
13.50	− 4.875	0.50	10.625	2.34	− 9.375	4.26	− 5.000		
13.58	− 4.250	0.52	6.250	2.38	1.250	4.30	− 4.375		
13.60	− 4.250	0.58	−44.375	2.40	0.625	4.32	0.000		
13.66	− 4.875	0.60	−44.375	2.42	0.000	4.36	0.625		
13.70	− 4.875	0.68	40.625	2.46	5.625	4.38	1.250		
13.76	0.750	0.70	40.625	2.50	0.625	4.40	5.625		
13.80	− 4.875	0.76	0.000	2.54	5.625	4.42	1.250		
13.86	− 4.875	0.80	10.625	2.56	− 5.000	4.50	0.625		
13.90	− 4.875	0.86	0.625	2.60	− 5.000	4.54	0.000		
13.98	0.750	0.90	−30.000	2.66	5.625	4.60	6.250		
14.00	0.750	0.98	10.625	2.70	− 4.375	4.64	5.625		
14.06	− 4.875	1.00	5.625	2.74	−14.375	4.70	0.625		
14.10	0.750	1.06	1.250	2.80	− 9.375	4.76	0.000		
14.16	0.125	1.08	26.250	2.84	− 9.375	4.80	0.625		
14.20	0.125	1.10	0.625	2.90	6.250	4.84	0.000		
14.28	0.750	1.16	−28.750	2.96	15.625	4.88	1.250		
14.30	0.750	1.18	−19.375	3.00	1.250	4.90	0.625		
14.36	1.375	1.20	−14.375	3.06	− 4.375	4.96	− 5.000		
14.40	0.750	1.26	15.625	3.10	0.625	5.00	− 4.375		
14.50	0.750	1.28	− 9.375	3.14	− 4.375	5.08	5.625		
14.58	0.750	1.30	0.625	3.16	0.000	5.10	6.250		
14.60	0.750	1.36	30.625	3.20	− 5.000	5.16	0.625		
14.70	0.750	1.40	15.625	3.26	− 9.375	5.18	− 4.375		
14.80	0.125	1.44	− 9.375	3.28	−10.000	5.20	− 9.375		
14.82	0.125	1.48	− 3.750	3.30	− 9.375	5.24	−10.000		
14.90	0.750	1.50	− 3.750	3.38	11.250	5.30	0.625		
14.96	0.125	1.54	−24.375	3.40	11.250	5.40	0.625		
15.00	0.125	1.60	1.250	3.48	5.625	5.48	6.250		
		1.66	1.250	3.50	6.250	5.50	5.625		
		1.68	5.625	3.56	10.625	5.58	1.250		
		1.70	0.625	3.58	0.625	5.60	0.625		

4 測定記録活用成果の概要

強震計の台数がふえるとともに多くの記録が得られるようになり，これらの記録は広く研究者に利用され，また，耐震設計の実際に活用されるようになつた。次にいくつかの例をもつて成果の概要紹介をすることとする。

1) 震害解析の例

日本において，被害を伴う程の地震で強震の記録に成功したのは新潟地震（１９６４．６．１６）が最初であつた。この時の記録は理学，工学を問わず広く注目されそれぞれの立場で解析がなされた。その後松代群発地震観測中にも貴重な記録が得られており，一例では最大加速度が３６０galに達している。最近発生した十勝沖地震（１９６８．５．１６）ではさらに広い範囲の強震記録が得られ，目下，関係者の間で震害解析に利用されつつあるが，特に被害の大きかつた青森県八戸市における記録がもつとも注目されている。

一方被害を伴わない程度の地震記録はすでに多数集積されており応答解析との対比がくり返され，建物の振動特性の解明，動的応答解析法の発震等に着実に利用されてきている。

2) 実施設計に利用された例

日本では，１９６４年に建物の高さ制限が撤廃され，以後４５m以上の高層建築が多数建設されるようになつた。これらの建物については，地震応答の動的解析を行なつて設計の妥当性を検討することが立前となつている。この際にEl CentroやTaftで得られた加速度記録もよく利用されているが，現場の地盤性状常時微動特性等を考慮に入れて，日本の強震記録を併用する場合が多くなつており，すでに12の例をあげることができる。

次に橋梁の例であるが，本州と四国の間に連絡用吊橋（最長径間1,５００m）を建設する計画があり，１９５９年以降調査が進められているが，この中で，日本の地震記録に基づく応答スペクトルを利用した耐震設計が行なわれている。その他，１９６４年以降，長支間または高い橋脚などから，成る可撓性橋梁の耐震設計において応答解析による検討が行なわれておりその例は20を超えた。

港湾の分野の利用例としては鋼直杭桟橋の耐震設計があげられる。この形式の桟橋は日本で多数建設されつつあるが構造上水平力に対し非常に撓み易いので耐震上特に考慮が必要であつた。多くの模型実験や実物実験の結果，この構造をモデル化した振動系が確立された。この系に強震

記録を入力として与えその応答を計算することが耐震設計上重要な手続きとなつている。

以上とやや意味が違うが日本国有鉄道の東海道新幹線においては，２５箇所の変電所に40 gal または８０gal以上で作動する制御用感震器を設置し，地震時の運転規制がなされている。

特に１９６６年以降はＳＭＡＣ型を併置し，より実用的に地震時制御方式を開発するため記録の蓄積と解析が進められている。

3）一般応答解析の例

基礎的なことであるが，強震計によつて得られる加速度記録は，地動や構造物振動の真の波形を表わすものではなく強震計振子の周期特性の含まれたものである。そこでその補正を行ないさらに速度や変位波形まで求める計算が新潟地震の強震記録を例としてなされた。

また他の例として地表で観測されたいくつかの強震記録から基盤における波形や入射波の波形を算出することが試みられ，地中地震観測の結果などとあわせて多層地盤の振動問題の解明が進められている。

なお，強震記録が次第に蓄積されてきた結果，強震動の統計的性質に関する研究もいくつか見られるようになつてきている。

2. 地震記録とその解析に関する意見

ウイリアム K．クラウド

３８年間にわたり，米国沿岸測地局は強震観測を行い数百の主として加速度記録を得ており，このうち約百個の記録は工学的に興味のあるものである。これらは，

(1) 実大で複写されて関係機関，技術者に利用された。

(2) 圧縮した複写記録や振幅に関する資料は，測地局年報 "United States Earhquakes" に刊行されてきた。

(3) より重要な記録は標準的なデイジタル数値として利用できるようになつた。

現在では米国沿岸測地局と日本の地震研究機関は，米国科学共同計画のもとに，強震観測装置・強震記録ならびに出版物の交換という共同の計画をもつに至つた。

これまで断層または震央から離れた色々な距離で記録された加速度の最大値を図にしてみると，距離D（mile）と最大加速度α（cm／sec²）の関係は次のような経験式で表わされる。

$$\log(a/g) = 3.0 - 2\log(D + 43)$$

ややひかえめに見ても

$$\log(a/g) = 3.5 - 2\log(D + 80)$$

こゝで二つの地震

(1) Park field,Calif.,27 June 1966(M＝5.5),0.5g

(2) El Centro,Calif.,18 May 1941(M＝7.1),0.33g

について

(1) 加速度記録

(2) 〃 応答スペクトル曲線（n／p＝2%）

(3) 加速度レベル—加速度継続時間曲線

の三つの図を描いて比較してみた結果，次のような結論を得た。

(1) 初期における破壊は応答スペクトルに比例したものとなろうが，最終的破壊は地震の継続時間に比例する，

(2) 強震記録の最大加速度と応答スペクトルは地震の継続が破壊へ寄与することを裏づけるものとならないので，地震のもつ破壊ポテンシヤルを判断するよい基準とはなり得ない。

(3) 強震記録に対する構造物の応答の時間履歴は破壊ポテンシヤルの判断のためのよい基準となる。

しかし，実際問題として大事なことは，強震記録の解折ではなくして，強震記録の欠除である

より多くの記録を得るためには，より多くの装置が全世界の地震帯に要求される。耐風，耐震専門部会は両国に現存する強震観測網を拡充奨励を行うことにより，この目的に寄与することができると信ずる。

3. 討　　議

クラウド：日米両国間で強震記録の交換を捉進することを提案し部会の賛同を得たいと考え，この件につき有賀氏から意見を伺いたいと思います。参考のため，米側の観測網を示した出版物をもつてきています。

有賀：クラウドさんのご提案の趣旨は，大変結構なことだと思います。できるだけ多くの強震記録が両国でもつてきちんと刊行され，それが速かに配布され，それが耐震設計のために大いに活用されるということは，もつとも必要なことだと思います。現在，日本には，強震観測連絡協議会があり，強震記録の管理および刊行を行つており，その協議会でいろいろ詳細にわたつて検討が行なわれておりますが，この部会でも日米両国の強震観測記録の交換促進をはかるという発議がなされれば幸いであると思います。

大崎：これは質問ではなく，クラウドさんの発表に対する私の意見です。

地震の継続時間が地震の被害に対し，重要なファクターであるという点に関しましては，クラウド氏のご意見と全く同感であります。ただ，われわれは，通常クラウド氏の示されました２６頁の第4図の代りに，パワースペクトラム（powerspectram），あるいはアンダンプト・レスポンス・スペクトラム（undamped response spectram）を参照しております。いままでわれわれは，地震の波のうちで真に破壊的な波は，数波あるいは十波程度のものと思つておりました。ところが昨年の十勝沖地震では，有賀氏のペーパーの３９頁にその一部が示してありますように，ほぼ同じ加速度振幅の波が百波以上も継続しております。したがつて多数の繰り返し荷重下における構造物の終局強度が問題になると思われます。近いうちに発表する予定でありますが，十勝沖地震後にわれわれが行いました実験によりますと，百回程度の繰り返し荷重によつて，とくに鉄筋コンクリートのせん断強度が２０％及至３０％程度低下するという事実は注目すべきであろうと思われます。

次はクラウドさんに対する質問であります。

加速度の大きさに関する限り，たとえばリアクタービルデイングのように，地震に対して絶対に安全な構造物を設計しようとする場合には，クラウド氏の第１図によりますと約６００ガルという値を採用すればよいと了解してよろしいでしょうか。

クラウド：私は，最大加速度は，損害の大きさの判定に対して適切な基準を与えるとは思いません。

大崎：最大加速度に限つていうといかがでしようか。

クラウド：設計基準をもう一回，繰り返して話して下さい。６００ガルでしようか。でしたらそれで

十分じやないかと思います。

議長：ここで私は提案したいのでありますが，この問題についてもう少し日本側に情報があるように思いますので，オブザーバとしてご出席の中川さんに多少コメントをお願いいたしたいと思います。

中川：こんどの十勝沖地震に関して次のような研究があるということを皆さんにご紹介したいと思います。

建築研究所の大崎氏は，地震の繰り返しの数の重要性についての論文を別の統計的取り扱いから最近出されております。もう一つ重要と思われます研究についてですが，清水建設の研究所の山原氏が地震のあとに主として八戸市において，常時微動と余震を観測しまして，彼の結論としてパワースペクトルの形と震害との関係を結びつけておられるようです。

ジョイナー：有賀氏への質問ですが，あまりソフトな，あまり固くない地盤でとられた強震記録とそれから非常に固い地盤，もしくはその近くでとれた強震記録との比較を教えていただきたいのでございますが。

有賀：定性的なことしか申し上げられませんけれども新潟地震のあと地盤の性状が大変構造物の破壊に大きな影響があるということがはつきりしました。さきほどお話ししましたそれ以降の地震におきます地盤の上における強震動と構造物に設置されている強震動とはかなりの差があり，たとえ同じ地震であつても，たとえば松代地震におきます落合橋の河川の砂礫層の上の振動とそれからわずか二マイル離れたところの軟弱地盤の振動では，かなりの差があります。一般にかたい地盤では振動数の高い振動が継続，軟弱地盤ではゆつくりした波が振幅大きくやや長く継続するというふうに考えます。

林：これは，私どもが実際に直接実施した結果ではございませんが，土木学会が依頼されてつくられた委員会におきまして，調査したことがございますので，その結果をご紹介いたしたいと思います。

若干の例外はございますが，非常に簡単に申し上げますと，加速度記録につきましては，その最大値を比較する限り地盤の良否によつてそれほど大きな差はないが，変位地震計によつて測定しました記録では，軟弱地盤における変位振幅が固い地盤の変位振幅より非常に大きいという傾向が一般的であつたように記憶いたします。

栗林：いまお尋ねの問題は，ジョイナーさんの議題の７番の問題に関係すると思いますが，おそらくお尋ねのご趣旨は，表層における増幅の問題を地盤のかたさで区別をするということに結び付くのではないかと思います。しかしながら，地表の波そのものは，まず震源距離，それから震源

の深さ，マグニチュードなどにまず支配されます。したがいまして，さきほど林委員からもご紹介がありましたように，地盤の増幅とそれから地震の性質と，両方が共同して作用しますので，必らずしも統一的な傾向は見出せないというふうに私は考えます。

議長：情報の交換は，日本側では，表委員の担当になつております。したがいまして，情報の交換につきまして，新しい取り決めがなされるまでの間，表さんと有賀さんとよくご相談をなさつていただきたいと思います。これは一例でございましたけれども，類似の問題が起つてくると思いますので，この会議の終るころに，もう一度フラング氏と私と打合せをいたしまして，その結果を皆さんにおはかりいたしたいと存じます。

いずれにいたしましても，こういうことを推進するということは，ぜひ必要でございますので，われわれといたしましても，こういう計画を積極的にすすめるようにしてまいりたいと思います。

フラング：これはこの会議の最終的な結論の段階でもつと討議されるべき問題ではないかと思います。

これはわれわれが非常に多大の関心を払うべき重要な問題だと思います。

4. 所　　感

有　賀　世　治

1. Cloud 氏の震害の大きさが最大加速度というよりも地震のdurationに関係するという所見はおもしろくあり得ることでどう量的に確実に把握して行くかに今後の問題がある。

久　田　俊　彦

2. 約４０年間に亘り，米国で蓄積された強震記録の解析はとくに興味あり，又有用であると考える。

牧　野　　稔

3. 強震観測は，日本の学者によつて提案され，米国でより早く観測網として，実施に移された。そしてＵＳＣＧＳで一元的に記録の収集整理が進められている。日本の観測網も整備されつつあるが，まだ整備が不足していることを感ずる。例えば変位形の強震計の開発，設置など。

広　野　卓　蔵

4. ３８年の長い間の強震記録が米国で集積されたことはすばらしい。日本では未だ１０年程度である。

それらの最大加速度のみならず加速度の継続時間が被害の大きさに影響があるということであるが，被害物の種類によるものと思う。また，リマの最大加速度が一般の傾向に乗らないことは震源の大きさによるものと考えられるが，いずれにしてもこれらの記録をもとにしてさらに進んだ統計的研究が望まれる。日本でも同様の問題がある。現在では強震記録を構築物のリスポンスの立場から主として利用しているので，この方面の研究は遅れている。日本でもこの問題の研究を進めることが望ましい。

William K. Cloud

5. In addition to the immediate benefit of knowledge gained from the exchange of information on observation and recording of strong earthquakes in Japan and the United States, two important avenues of closer cooperation in the future were opend. These are (1) exchange of strong-motion seismograph records with supplemental data that will permit engineers in either country to analyze and properly evaluate each other's results, and (2) exchange of strong-motion seismometers and necessary personnel on a limited time basis to permit cesting and comparison of instrument characteristics.

5. COMMENTS ON EARTHQUAKE RECORDS AND ANALYSIS

By

WILLIAM K. CLOUD*

Coast and Geodetic Survey - ESSA

During the 38 years that the Coast and Geodetic Survey has had a program for measuring strong and damaging motion of earthquakes several hundred analog records have been obtained, most in terms of acceleration. As might be expected from such a program many of the records are small, but approximately 100 are of major engineering interest. In the past, full scale copies of the more important records have been made available to institutions and individuals engaged in earthquake engineering research. Also small scale tracings of records and amplitude data have been published in the Survey's annual bulletin United States Earthquakes. In the future, perhaps a year from now, as a result of a project at the California Institute of Technology in cooperation with the Survey, many of the more important records will be made available in a standard digitalized form.

At present the Coast and Geodetic Survey and the Earthquake Research Institute of Japan have a cooperative project for the exchange of strong-motion instruments, strong-motion records, and publications under the sponsorship of the U.S. - Japan Cooperative Science program.

To date the upper limit of single component acceleration recorded at various distances from faulting or from reported epicenters of

* Chief, Seismological Field Survey

earthquakes is shown in Figure 1. As noted, the upper limit with an obvious exception, is roughly approximated by the empirical formula:

$$\text{Log } (a/g) = 3.0 - 2 \log (D + 43)$$

or more conservatively by

$$\text{Log } (a/g) = 3.5 - 2 \log (D + 80)$$

Regarding the exception, there are reasonable grounds for doubting that the epicenter was the major source of energy at Lime, Peru. For example, the Lima record contains much higher frequencies than would be expected from a distant source of energy. It seems more probable that the epicenter was on an offshore fault system that roughly paralleled the Peruvian coast and that the source of energy was the nearest point on the system, perhaps 20 to 30 miles from Lima. Aside from Lima, deviation of the majority of recorded accelerations from the attenuation with distance curves is less than a factor of $\pm$ 2.

No records have been obtained within 100 miles of the epicenters of earthquakes of magnitude greater than 7.6, but the fact that maximum acceleration recorded during the magnitude 7.1 El Centro earthquake was less than recorded during the magnitude 5.5 Parkfield earthquake, suggests that increased magnitude would not necessarily result in maximum acceleration much higher than the 0.5g shown in Figure 1.

This does not mean that small and large earthquakes have the same damage potential, but such an erroneous conclusion is possible. For example, consider the two earthquakes mentioned in the preceding paragraph. As was shown in Figure 1, and is further illustrated in Figure 2, maximum acceleration was higher during the Parkfield earthquake. Furthermore, 2% damped absolute acceleration response spectra obtained

from Figure 2 records and shown in Figure 3 indicates that for most of the period range, Parkfield structures would have needed greater strength to remain linear and thus avoid damage than would El Centro structures. It would be a mistake, however, to conclude from the spectra that structures lacking the required strength were more severely damaged by the Parkfield earthquake than by the El Centro earthquake. Published reports on damage indicate that damage caused by the El Centro earthquake was more severe. A more logical conclusion would be that initial damage was proportional to the spectra in Figure 3, but that final damage was proportional to duration of the earthquakes.

Record length alone is proof that the El Centro earthquake was much longer than the Parkfield earthquake. However, difference between the two earthquakes becomes more evident if, as in Figure 4, duration of acceleration above various levels is graphed; duration being defined as the sum of all oscillatory contributions in the directions noted and in the opposite directions. Figure 4 shows that duration of accelerations above ca 0.16g was not over one second during either earthquake, and that duration of accelerations favoring more severe damage by the El Centro earthquake was in the range below ca 0.16g.

The preceding examples illustrate that maximum acceleration and response spectra from strong-motion records are not good criteria for judging damage potential of earthquakes since neither evidence the contribution to damage made by duration. Complete time history of the response of a structure to a strong-motion earthquake record coupled with knowledge of the structures strength is a better criterion for judgment of damage potential.

The real problem, however, is not analysis of strong-motion records, but lack of strong-motion records. To obtain more records, more instruments will be required in all seismic areas of the world. Toward this The panel on design of structures to resist earthquake and wind forces could contribute toward this end by encouraging enlargement of the existing stronge-motion instrument networks in Japan and in the United States.

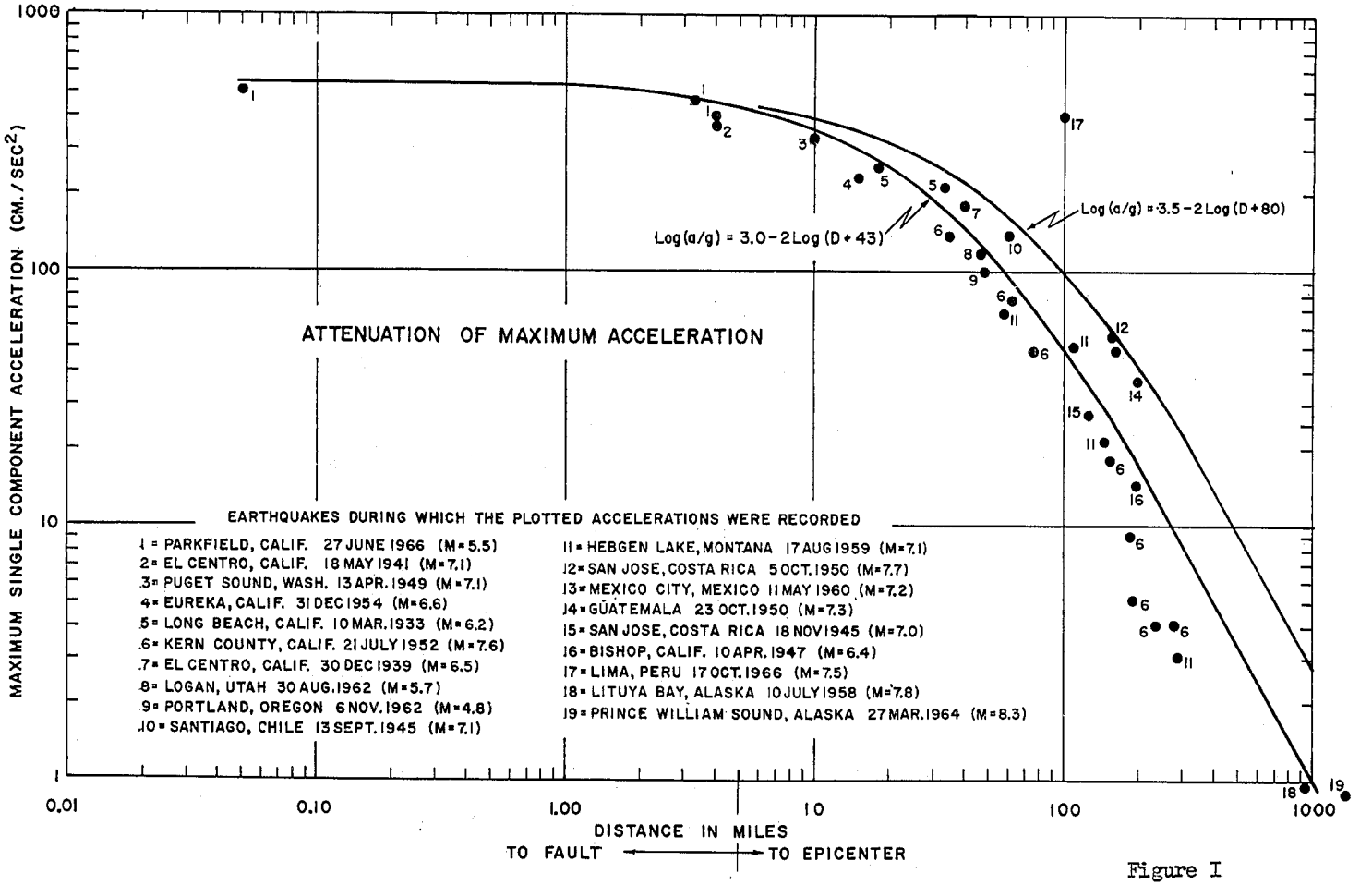

ATTENUATION OF MAXIMUM ACCELERATION
MAXIMUM SINGLE COMPONENT ACCELERATION (CM./SEC²)
1000
100
10
1
0.01
0.10
1.00
10
100
1000
DISTANCE IN MILES
TO FAULT ← → TO EPICENTER
Log(a/g) = 3.0 − 2 Log (D + 43)
Log (a/g) = 3.5 − 2 Log (D + 80)
EARTHQUAKES DURING WHICH THE PLOTTED ACCELERATIONS WERE RECORDED
1 = PARKFIELD, CALIF. 27 JUNE 1966 (M=5.5)
2= EL CENTRO, CALIF. 18 MAY 1941 (M=7.1)
3= PUGET SOUND, WASH. 13 APR. 1949 (M=7.1)
4= EUREKA, CALIF. 31 DEC 1954 (M=6.6)
5= LONG BEACH, CALIF. 10 MAR. 1933 (M=6.2)
6= KERN COUNTY, CALIF. 21 JULY 1952 (M=7.6)
7= EL CENTRO, CALIF. 30 DEC 1939 (M=6.5)
8= LOGAN, UTAH 30 AUG. 1962 (M=5.7)
9= PORTLAND, OREGON 6 NOV. 1962 (M=4.8)
10= SANTIAGO, CHILE 13 SEPT. 1945 (M=7.1)
11= HEBGEN LAKE, MONTANA 17 AUG 1959 (M=7.1)
12= SAN JOSE, COSTA RICA 5 OCT. 1950 (M=7.7)
13= MEXICO CITY, MEXICO 11 MAY 1960 (M=7.2)
14= GUATEMALA 23 OCT. 1950 (M=7.3)
15= SAN JOSE, COSTA RICA 18 NOV 1945 (M=7.0)
16= BISHOP, CALIF. 10 APR. 1947 (M=6.4)
17= LIMA, PERU 17 OCT. 1966 (M=7.5)
18= LITUYA BAY, ALASKA 10 JULY 1958 (M=7.8)
19= PRINCE WILLIAM SOUND, ALASKA 27 MAR. 1964 (M=8.3)

Figure I

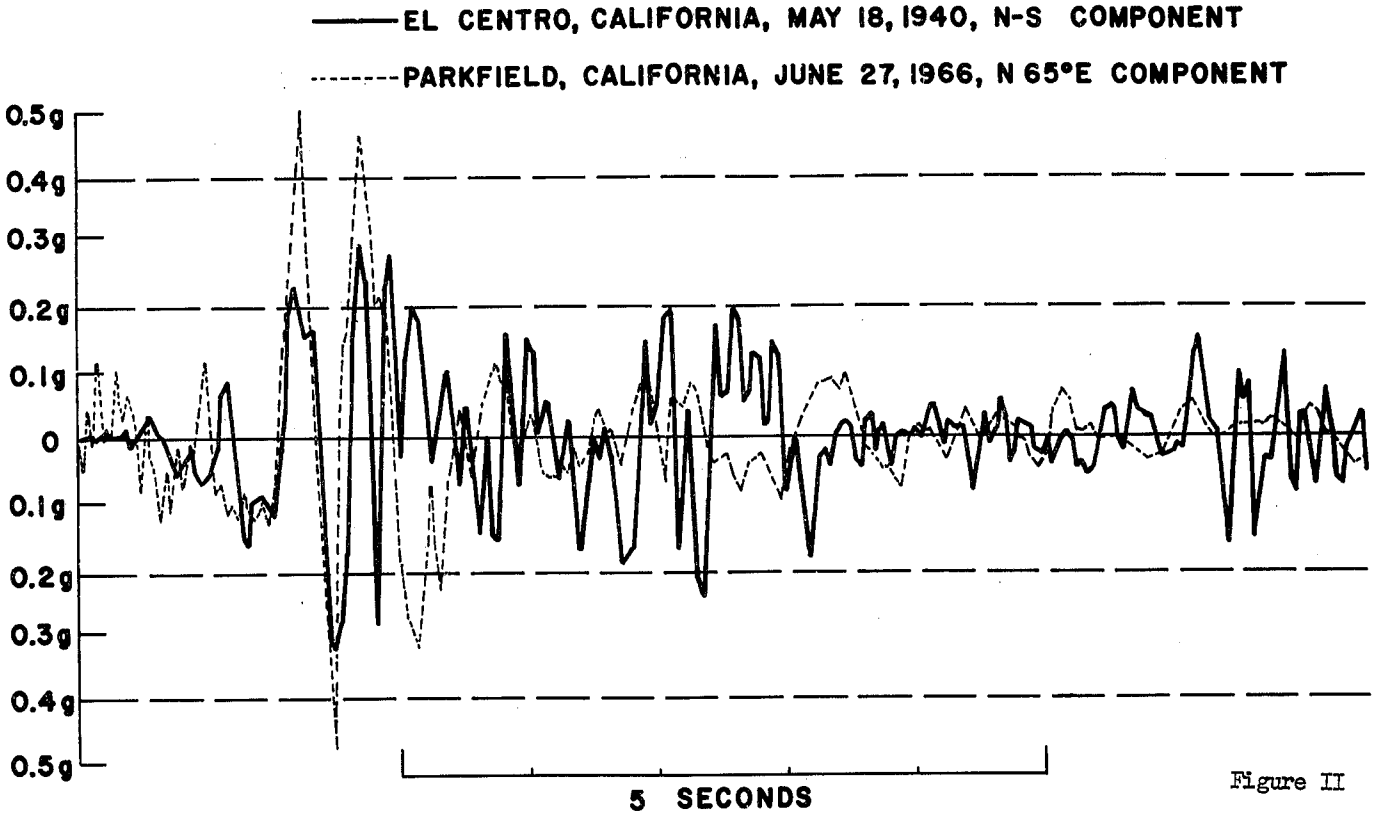

EL CENTRO, CALIFORNIA, MAY 18, 1940, N-S COMPONENT
PARKFIELD, CALIFORNIA, JUNE 27, 1966, N 65°E COMPONENT
0.5g
0.4g
0.3g
0.2g
0.1g
0
0.1g
0.2g
0.3g
0.4g
0.5g
5 SECONDS

Figure II

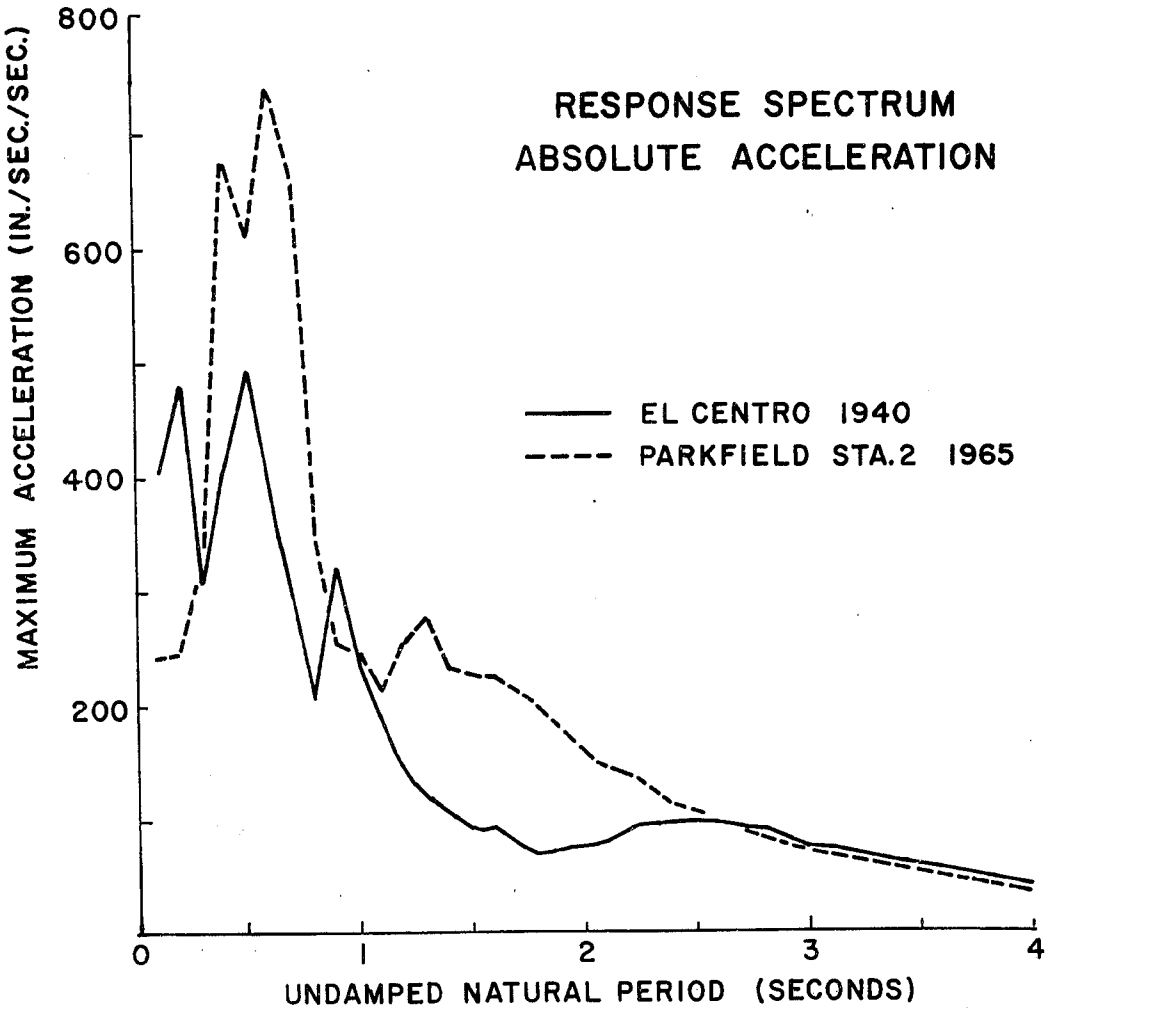
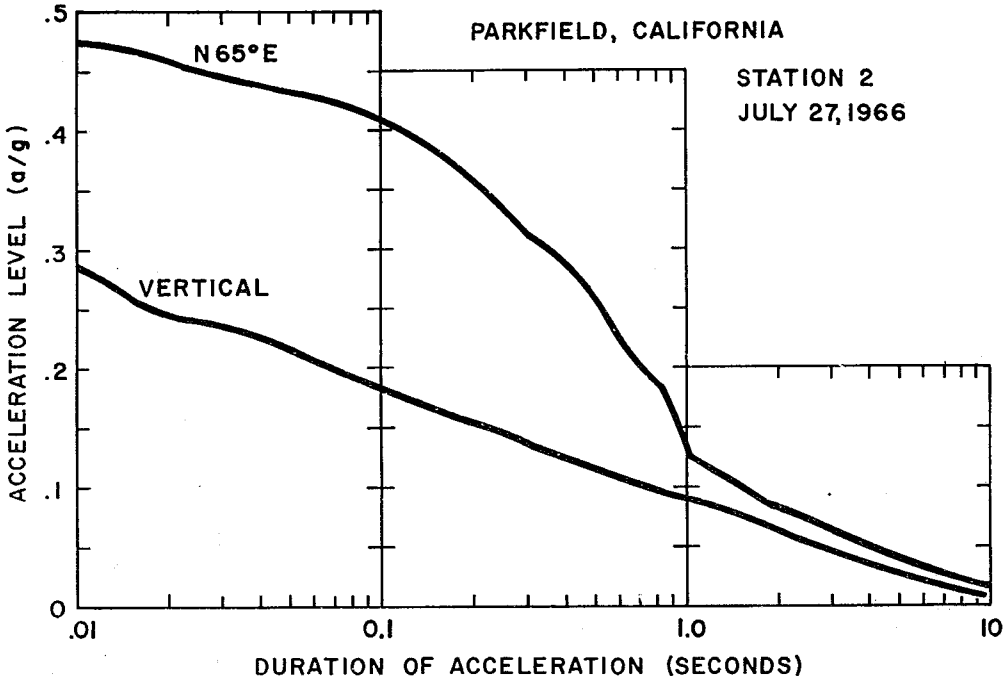
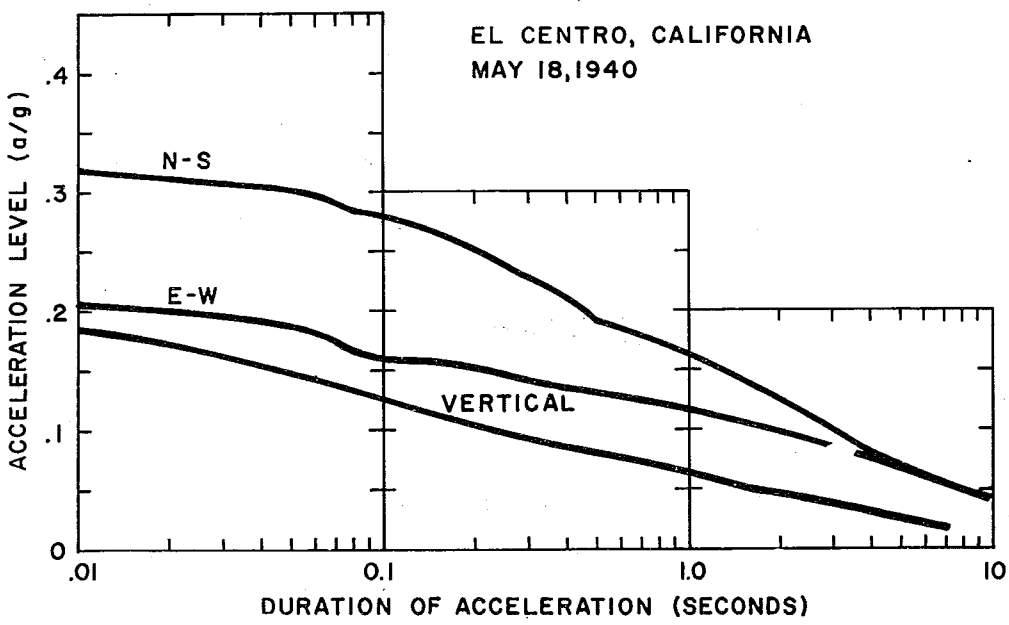

RESPONSE SPECTRUM
ABSOLUTE ACCELERATION
EL CENTRO 1940
PARKFIELD STA.2 1965
MAXIMUM ACCELERATION (IN./SEC./SEC.)
800
600
400
200
0
1
2
3
4
UNDAMPED NATURAL PERIOD (SECONDS)

Figure III


PARKFIELD, CALIFORNIA
STATION 2
JULY 27, 1966
N65°E
VERTICAL
ACCELERATION LEVEL (a/g)
.5
.4
.3
.2
.1
0
.01
0.1
1.0
10
DURATION OF ACCELERATION (SECONDS)


EL CENTRO, CALIFORNIA
MAY 18, 1940
N-S
E-W
VERTICAL
ACCELERATION LEVEL (a/g)
.4
.3
.2
.1
0
.01
0.1
1.0
10
DURATION OF ACCELERATION (SECONDS)

4.3 建築物の耐風・耐震設計

1. 建築物の耐風・耐震設計基準

建設省建築研究所
第三研究部長 工博 大 崎 順 彦

要　　約

わが国における建築物の耐風・耐震設計規準の現況を示すため，主として建築基準法ならびに同施行令のうちの関連条項を，若干の説明と注釈を加えながら紹介する。

I まえがき

一般にわが国において建築物の構造設計を行なう際，設計者が準拠する規準には(1)建築基準法・同施行令および(2)日本建築学会構造設計規準の２種類がある。

(1) 建築基準法・同施行令

建築基準法は法律，同施行令は政令であって，ともに設計者に対して法的な拘束力を有し，したがってその内容は構造設計上の最低基準を規定するものである。これらの原案作成は建設省が担当し，それぞれ国会および内閣の承認を得て公布されるが，原案作成の段階では，広く建築構造界における学識経験者の意見を徴することに意が注がれた。

ただし，建築基準法においては

第６条：建築物の建築等に関する申請及び確認

建築主は，第１号から第６号までに掲げる建築物を建築しようとする場合，これらの建築物の大規模の修繕若しくは大規模の模様替をしようとする場合は，当該工事に着手する前に，その計画が当該建築物の敷地，構造及び建築設備に関する法律並びにこれに基く命令及び条例の規定に適合するものであることについて，確認の申請書を提出して建築主事の確認を受けなければならない。

(1) 学校，病院，診療所，劇場，映画館，演芸場，観覧場，公会堂，集会場，百貨店，マーケット，公衆浴場，ホテル，旅館，下宿，共同住宅，寄宿舎又は自動車車庫の用途に供する特殊建築物で，その用途に供する部分の床面積の合計が 100 平方米をこえるもの

(2) 木造の建築物で３以上の階数を有し，又は延べ面積が 500 平方米をこえるもの

(3) 木造以外建築物で２以上の階数を有し，又は延べ面積が 200 平方米をこえるもの

第20条：構造耐力

1. 建築物は，自重，積載荷重，積雪，風圧，土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して安全な構造でなければならない。
2. 第６条第(2)号又は第(3)号に掲げる建築物に関する設計図書の作成にあたっては，構造計算によって，その構造が安全であることを確かめなければならない。

という原則だけが規定されていて，具体的な事項はすべて施行令にゆだねられている。現行の建築基準法・同施行令は昭和２５年に制定され，数次の部分的改訂を経て，現在に至っているが，現在その後の学術・技術・材料の進歩にかん

がみて，全面的な改訂を準備中である。

(2) 日本建築学会構造設計規準

日本建築学会は，会員数約２万７千を擁するわが国における最も総括的な建築技術者の団体である。日本建築学会では「構造標準委員会」と称する常置委員会を設置して，その下に荷重，応力，基礎，木造，鋼構造，鉄筋コンクリート，鉄骨鉄筋コンクリート，プレストレスコンクリート構造，振動等に関する分科会を置いて，それぞれ設計規準を制定し刊行している。

日本建築学会の構造設計規準は，いわゆる推奨規準であって，法的な強制力は持っていないが，上記の建築基準法・同施行令と表裏一体をなしており，内容的にはより進歩的かつ詳細にわたっていて，広く構造設計者によって参照されている。

ただ耐風・耐震設計の基本となる風圧力と地震力の定め方については，日本建築学会構造設計規準は建築基準法施行令の該当条項にそのまま準拠する方針をとっているので，以下の３章においては，現行の建築基準法・同施行令だけについて，そのうちの耐風・耐震設計に関連ある条項を抜粋して紹介することにする。

Ⅱ 構造計算の方法

上述のように，建築物の安全性は構造計算によって確かめねばならないことが建築基準法によって定められているが，これを受けて同施行令では，まずその第３章構造強度の章の第１節総則において

第36条：構造設計の原則

1. 建築物の構造設計に当っては，その構造の種別に応じて柱，はり，床，壁等を有効に配置して，建築物全体が，これに作用する自重，積載荷重，積雪，風圧，土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して，一様に構造耐力上安全であるようにすべきものとする。
2. 構造耐力上主要な部分である壁は，建築物の用途上支障がない限り，建築物に作用する水平力に耐えうるように，つり合いよく配置すべきものとする。
3. 建築物の主要構造部には，使用上の支障となる変形が生じないような剛性をもたすべきものとする。

と構造設計の原則を述べたのち，同じく第３章構造強度中の

第８節 構造計算 ｛ 第１款 総　則
　　第２款 荷重及び外力
　　第３款 許容応力度

において，構造計算の体系と方法を規定している。すなわち，第８節構造計算，第１款総則の規定は，次のとおりである。

第１款 総　則

第81条：適　用

法第20条第２項に規定する建築物の構造計算は，この節の規定によらなければならない。ただし建設大臣がこの節に規定する構造計算による場合と同等以上に安全さを確かめることができると認める構造計算による場合においては，この限りでない。

第82条：構造計算の原則

前条の規定によって建築物の構造計算をするに当っては，次の各号に定めるところによらなければならない。

1. 第2款に規定する荷重及び外力によって建築物の構造耐力上主要な部分* に生ずる応力** を計算すること。

2. 前号の構造耐力上主要な部分の断面に生ずる長期及び短期の各応力度を次の表に掲げる組合せによる各応力の合計によって計算すること。

応力の種類	荷重及び外力について想定する状態	応力の組合せ	備考
長期の応力	常時	G＋P	
短期の応力	積雪時	G＋P＋S	
	暴風時	G＋P＋W	建築物の転倒，柱の引抜等を検討する場合においては，Pについては，建築物の実況に応じて積載荷重を減らした数値によるものとする
	地震時	G＋P＋K	

この表においてG，P，S，W及びKは，それぞれ次の応力を表わすものとする。
- G　第84条に規定する固定荷重による応力
- P　第85条に規定する積載荷重による応力
- S　第86条に規定する積雪荷重による応力
- W　第87条に規定する風圧力による応力
- K　第88条に規定する地震力による応力

3. 前号の規定によって計算した長期及び短期の各応力度が，それぞれ第3款の規定による長期の応力又は短期の応力に対する各許容応力度をこえないことを確かめること。

4. 必要がある場合においては，構造耐力上主要な部分である構造部材の変形によって建築物の使用上の支障が起らないことを確かめること。

続いて第2款において，荷重および外力の具体的な数値を規定しているが，これらのうち耐風・耐震設計に直接関係ある風圧力および地震力の規定については後述することにする。

第3款では各種の構造材料について許容応力度の値を規定している。いうまでもなく許容応力度のきめ方は，荷重および外力の与え方と相対的な関連があり，両者はそれぞれ独立に規定しうるものではない。建築基準法施行令における許容応力度は，各種の材料および応力の種類ごとに，かなり詳細に規定されているが，基本的な考え方は表－1に示したよう

---

* 構造耐力上主要な部分：基礎，基礎ぐい，壁，柱，小屋組，土台，斜材（筋かい，方づえ，火打材その他これらに類するものをいう），床版，屋根版又は横架材（はり，けたその他これらに類するものをいう）で，建築物の自重若しくは積載荷重，積雪，風圧，土圧若しくは水圧又は地震その他の震動若しくは衝撃をささえるものをいう —— 建築基準法施行令第1条

** 構造部材に生じる軸方向力，曲げモーメント，せん断力等をいい，いわゆる応力度すなわち単位断面積あたりの応力とは区別した用語である。

に，鋼材と木材・コンクリート等のその他の材料とでは，それぞれ降伏点および終局強さと基準が異なり，また主として材質の均一性の差に対する考慮から，安全率の値にも差をつけていることである。なお木材に対する長期許容応力度については長期間の荷重下におけるクリープ限度という点についても考慮が払われている。

表 － 1

材　　料	許容応力度	
	長　　期	短　　期
鋼　　材	$\frac{2}{3}$ fy	fy
木材・コンクリート等	$\frac{1}{3}$ fu	$\frac{2}{3}$ fu
fy：降伏点 fu：終局強さ		

Ⅲ 耐風設計規準

設計用風圧力は，建築基準法施行令第87条に，次のように定められている。

第87条：風圧力

1. 風圧力は，速度圧に風力係数を乗じて計算しなければならない。
2. 前項の速度圧は，次の式によって計算しなければならない。ただし，特定行政庁は，規則で，区域を指定し，建設大臣がその地方における風の状況に応じて定める基準に基いて，その数値の60パーセントに相当する数値を下らない範囲内において，その区域における速度圧を定めることができる。

$$q = 60\sqrt{h}$$

この式において，hおよびqは，それぞれ次の数値を表わすものとする。

h ＝ 地盤面からの高さ（単位メートル）

q ＝ 速度圧（単位1平方メートルにつきキログラム）

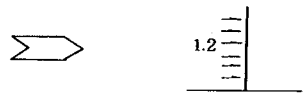
3. 建築物に近接してその建築物を風の方向に対して有効にさえぎる他の建築物，防風林その他これらに類するものがある場合においては，その方向における速度圧は，前項の規定による数値の½まで減らすことができる。
4. 第1項の風力係数は，風洞実験によって定める場合の外，次に掲げる断面形状の建築物又は工作物にあってはそれぞれ当該図に示す数値とし，その他の断面形状のものにあってはそれぞれ類似の断面形状のものの数値に準じて定めなければならない。

第87条2項に規定された地域によって速度圧の低減を許す基準は，建設省告示によって次のように定められている。

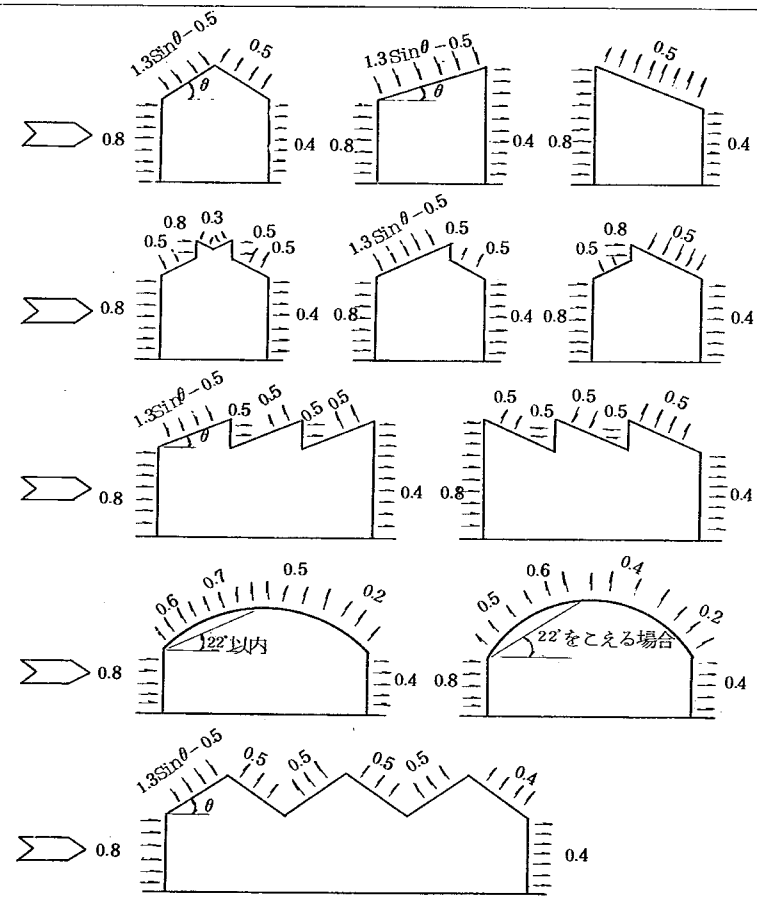
建設省告示第1074号

風の速度圧を定める基準は，建築基準法施行令第87条第2項に掲げる式によって計算した数値に，次の表に掲げる数値をそれぞれ乗じたもの以上とする。

板状の建築物

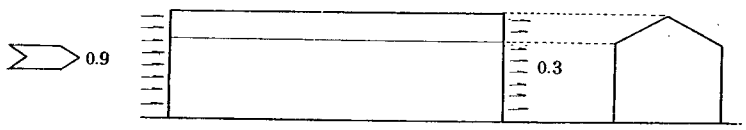


閉鎖形の建築物



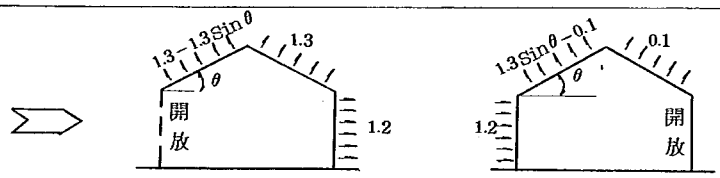
弧状の屋根面において係数の変る点は、弧の四分点とする。

けた行方向に風を受ける場合



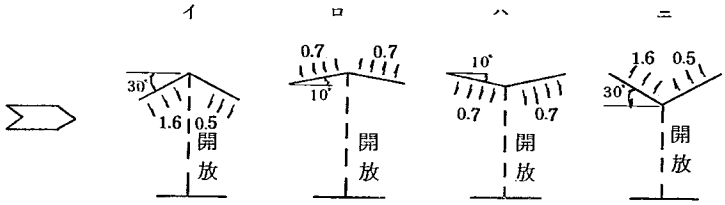
この図において、⇒は風向を、 ― は風圧力の方向を、θは屋根面が水平面となす角度をそれぞれ示すものとする。

開放形の建築物



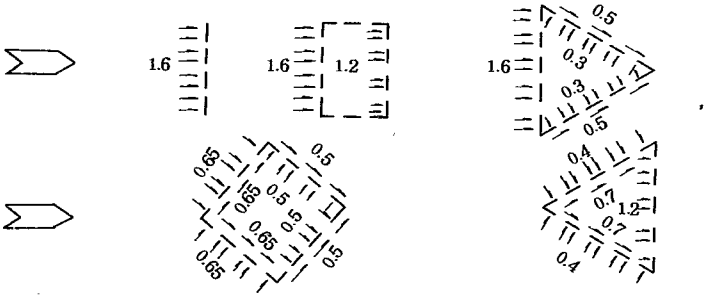
独立上家

屋根が水平面となす角度がハとニ、ロとハ又はイとロのそれぞれの中間値の場合においては、風力係数の数値はそれぞれの数値を直線的に補間して定めるものとする。

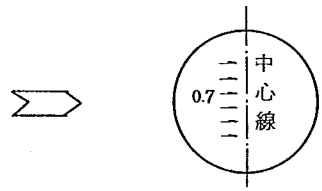


ラチス構造物

次の図は、ラチスばり及びラチス柱の断面を示すものとする。
風圧作用面積としては、ラチスの面に対して垂直方向から見たラチス材の見付面積をとるものとする。



煙突、その他の円筒形の構造物



この図において、⇒ は風向を、 ― は風圧力の方向を、θは屋根面が水平面となす角度をそれぞれ示すものとする。

地方		海岸からの距離	
		8キロメートル以内の区域	8キロメートルをこえる区域
(一)	北海道のうち釧路市，帯広市，北見市，網走市，沙流郡，新冠郡，静内郡，三石郡，浦河郡，様似郡，幌泉郡，河東郡，上川郡（十勝国）河西郡，広尾郡，中川郡（十勝国），足寄郡，十勝郡，釧路郡，厚岸郡，川上郡，阿寒郡，白糠郡，根室郡，花咲郡，野付郡，標津郡，目梨郡，網走郡，斜里郡，常呂郡及び紋別郡，岩手県，宮城県，福島県，栃木県，群馬県，新潟県のうち高田市，東頸城郡，中頸城郡及び西頸城郡，長野県，岐阜県	0.60	0.50
(二)	北海道のうち(一)に掲げる地方以外の地方 青森県　秋田県　山形県　新潟県のうち(一)に掲げる地方以外の地方 三重県　滋賀県　奈良県　鳥取県　島根県 岡山県　広島県　山口県	0.80	0.65
(三)	(一)および(二)に掲げる地方以外の地方	1.00	0.80

Ⅵ 耐震設計規準

設計用地震力は，建築基準法施行令第88条に，次のように定められている。

第88条：地震力

1. 地震力は，固定荷重と積載荷重との和に水平震度を乗じて計算しなければならない。
2. 建築物の地上部分に作用する水平震度は，その地面からの高さに応じて，次の表の数値以上としなければならない。

建築物又はその部分		水平震度
(1)	高さが16メートル以下の部分	0.2
(2)	高さが16メートルをこえる部分	高さ4メートル以内を増すごとに(1)の数値に0.01を加えた数値
(3)	地盤が著しく軟弱な区域における木造の建築物	0.3

3. 前項の表の(3)に規定する地盤が著しく軟弱な区域は，特定行政庁が建設大臣の定める基準に基いて，規則で指定する。
4. 屋上から突出する水槽，煙突その他これらに類するものに作用する水平震度は，0.3以上としなければならない。
5. 第2項の表又は前項に規定する水平震度の数値は，建築物の構造及び地盤又はその地方における過去の地震の記録に基く震害の程度および地震活動の状況その他地震の性状に応じて建設大臣の定める基準によって，それぞれの$\frac{1}{2}$以内を減らすことができる。

第88条3項および5項に規定された地盤が著しく軟弱な区域および建築物の構造・地盤と地域によって水平震度を低減できる基準は，建設省告示によって次のように定められている。

建設省告示第１０７４号

1. 地盤が著しく軟弱な区域を定める基準は，地盤が下の各号の一に該当する区域とする。

イ　腐植土，でい土その他これらに類するもので構成されている沖積層（盛土がある場合においては，これを含む。）で，その深さが概ね３０メートル以上のもの

ロ　沼沢，でい海等を埋め立てた土地であって，ごみ，でい土その他これらに類するもので埋め立てた地盤の深さが概ね３メートル以上であり，且つ，これらで埋め立てられてから概ね３０年を経過していないもの

2. 令第８８条第２項又は第４項に規定する水平震度の数値は，これらの数値に，第１表に該当する場合においては第１表に掲げる数値を，第２表に該当する場合においては第２表に掲げる数値を，第１表及び第２表に該当する場合においてはこれらの表に掲げる数値の積（この数値が0.5に満たないときは，0.5とする。）をそれぞれ乗じたものまで減らすことができる。

第１表

地盤の種別 ＼ 水平震度を作用させる建築物の部分の構造の種別		木造	鉄骨造	鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造又は鉄骨コンクリート造
第１種	地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって岩盤，硬質砂れき層その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの	0.6	0.6	0.8
第２種	地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって砂れき層，砂混り硬質粘土層，ローム層その他主として洪積層によって構成されているもの又は厚さが概ね５メートル以上の砂利層若しくは砂れき層の沖積層によって構成されているもの	0.8	0.8	0.9

第２表

	地方	数値
(1)	北海道のうち旭川市，北見市，網走市，留萌市，稚内市，雨竜郡，中川郡（天塩国），上川郡（天塩国及び石狩国），紋別郡，常呂郡，網走郡，斜里郡，宗谷郡，枝幸郡，利尻郡，礼文郡，天塩郡，苫前郡，留萌郡及び増毛郡，山口県　福岡県　佐賀県　長崎県　熊本県　大分県　宮崎県　鹿児島県	0.8
(2)	北海道のうち(1)に掲げる地方以外の地方　青森県　岩手県　秋田県　宮城県　山形県　福島県　茨城県　栃木県　群馬県　新潟県　富山県　石川県　福井県　鳥取県　島根県　岡山県　広島県　徳島県　香川県　愛媛県　高知県	0.9

Ⅴ　建築基準法同施行令改訂案

前述のように，建築基準法および同施行令は昭和２５年に制定されたもので，その後数次の部分的改訂は経ているが，本質的にはかなり内容の古いものとなっている。そこで現在，最近における学術・技術・材料等の進歩をとり入れて，全面的な改訂案を準備中であり，遅くとも今年中には公布される予定であるが，この改訂案の方がむしろわが国における現在の技術的水準を示すものと考えられるので，以下にそのうちの関連ある部分を紹介することにする。

耐風関係

第８７条：風圧力

1. 風圧力は，速度圧に風力係数を乗じて計算しなければならない。

2. 前項の速度圧は次の式によって計算しなければならない。

$$q = q_0 \times Z \times E \times L \times I$$

この式においてq，q_0，Z，E，Lおよび I は，それぞれ次の数値を表わすものとする。

q：速度圧（単位1平方メートルにつきキログラム）

q_0 基準速度圧（単位1平方メートルにつきキログラム）

Z 風圧地域係数

E 環境係数

L 受圧面係数

I 用途係数

3. 前項に規定する基準速度圧は地盤面からの高さに応じて，技術基準で定める数値，若しくは特定行政庁が規則でその数値を定めた場合においては，その定めた数値以上としなければならない。

4. 第2項に規定する用途係数は，建築物の用途に応じて，技術基準で定める数値以上とする。

5. 第2項に規定する風圧地域係数，環境係数および受圧面係数は，それぞれ地域，周囲の環境および建築物またはその部分の大きさに応じて，技術基準で定める数値以上とする。

6. 第1項の風力係数は風洞実験によって定めなければならない。ただし，技術基準に掲げる断面形状の建築物若しくは工作物またはこれらと類似の断面形状のものについては，それぞれ技術基準における当該数値によることができる。

7. 建築物の屋根の軒先，けらば，むねおよび外壁隅角部にあって，技術基準で定める範囲内の部分は，その基準で定める局部風圧に対して，安全であるようにしなければならない。

8. 振動を生じやすい建築物に対しては，必要に応じ風の動的効果を考慮するものとする。

関連技術基準：

(23) 基準速度圧に関する技術基準

建築基準法施行令第87条第3項の規定に基き，基準速度圧に関する技術基準を次のように定める。

$$q_0 = 200\sqrt[4]{\frac{h}{10}}$$

ただし，地盤面からの高さが8メートル未満の部分にあっては，$q_0 = 120$ とすることができる。

この式において q_0 及び h は，それぞれ次の数値を表わすものとする。

q_0 基準速度圧（単位1平方メートルにつきキログラム）

h 地盤面からの高さ（単位メートル）

(24) 用途係数に関する技術基準

建築基準法施行令第87条第4項ならびに第88条第4項の規定に基き，用途係数に関する技術基準を次のように定める。

	建 築 物 の 用 途	用途係数
(一)	災害時に公共の目的のためその機能を保持することが必要である建築物 多量の危険物を収蔵する建築物，その他これらに類する建築物	1.25
(二)	(一)及び(三)に掲げる以外の建築物	1.00
(三)	人命又は重要収蔵物を損傷するおそれのない建築物，又は居住の用に供しない仮設建築物	0.75

(25) 風圧地域係数，環境係数及び受圧面係数に関する技術基準

建築基準法施行令第87条第5項の規定に基き，風圧地域係数，環境係数及び受圧面係数に関する技術基準を次のように定める。

1. 地 域 係 数

地 域		風圧地域係数
(一)	鹿児島県，宮崎県，長崎県，佐賀県，大分県のうち北海郡，臼杵市，津久見市，南海部郡，佐伯市，大分市，大野郡，徳島県，高知県，愛媛県のうち喜多郡，東宇和郡，西宇和郡，大洲市，八幡浜市，北宇和郡，宇和島市，南宇和郡，和歌山県，兵庫県のうち津名郡，三原郡，洲本市，東京都のうち島しょ部	1.00
(二)	熊本県，福岡県，大分県のうち(一)に掲げる地方以外の地方，香川県，愛媛県のうち(一)に掲げる地方以外の地方，山口県，広島県，岡山県，兵庫県のうち(一)に掲げる地方および美方郡，城崎郡，豊岡市，出石郡，朝来郡，養父郡を除く地方，大阪府，京都府のうち綾部市，福知山市，天田郡，加佐郡，舞鶴市，宮津市，与謝郡，中郡，竹野郡，熊野郡を除く地方，滋賀県，奈良県，三重県，愛知県，岐阜県のうち大野郡，吉城郡，高山市を除く地方，静岡県，神奈川県，東京都，千葉県	0.85
(三)	島根県，鳥取県，兵庫県のうち美方郡，城崎郡，豊岡市，出石郡，朝来県，養父郡，京都府のうち綾部市，福知山市，天田郡，加佐郡，舞鶴市，宮津市，与謝郡，中郡，竹野郡，熊野郡，福井県，石川県，富山県，岐阜県のうち大野郡，吉城郡，高山市，長野県のうち西筑摩郡，東筑摩郡，南安曇郡，松本市，塩尻市，岡谷市，諏訪郡，諏訪市，茅野市，上伊那郡，伊那市，駒ケ根市，飯田市，下伊那郡，山梨県，埼玉県，茨城県，新潟県，山形県のうち西田川郡，東田川郡，鶴岡市，酒田市，飽海郡，秋田県のうち山本郡，能代市，男鹿市，南秋田郡，秋田市，河部郡，由利郡，本荘市，青森県，北海道のうち渡島支庁，檜山支庁，後志支庁，胆振支庁，日高支庁，石狩支庁，空知支庁，留萌支庁の各管内に含まれる地方	0.70
(四)	(一)～(三)に掲げる地方以外の地方	0.55

2. 環境係数

通常は1.0とし，環境に応じてこれを次のように増減するものとする。

(1) 海岸，がけ上等明らかに風の強いところでは，1.2とする。

(2) 都市内，山かげ等明らかに建築物を風の方向に対して有効にさえぎるものがある場合においては，当該方向については0.5まで減らすことができる。

3. 受圧面係数

建築物において一体とみなしうる構造物若しくはその部分の水平又は鉛直方向の最大の長さ	受圧面係数
2メートル未満	1.3
5メートル	1.1
10メートル以上	1.0

中間は直線的に補間するものとする。

(26) 風力係数に関する技術基準

建築基準法施行令第87条第7項の規定に基き，風力係数及び風圧係数に関する技術基準を次のように定める。

（当分は現行施行令第87条4項をそのまま採用しておく）

(27) 屋根の部分及び外壁隅角部の局部風圧に関する技術基準

建築基準法施行令第87条第7項の規定に基き，屋根の部分及び外壁隅角部の局部風圧に関する技術基準を次のように定める。

1. 屋根の部分の局部風圧

屋根の部分	局部負圧
屋根の軒先，けらば及びむねから，それぞれ当該屋根面の長さの10パーセントに相当する範囲，ただし，屋根面の長さの10パーセントが3メートルをこえる場合にあっては3メートルとする	−1.5

ただし，この場合における受圧面係数は1.0とする。

2. 外壁隅角部の局部風圧

細長率 ℓ/H		0.1以上0.2未満	0.2以上0.4未満	0.4以上
局部風圧を考慮する範囲	H'	$\frac{H}{15}$	$\frac{H}{10}$	$\frac{H}{6}$
	ℓ'	$\frac{\ell}{6}$	$\frac{\ell}{8}$	$\frac{\ell}{10}$
局部負圧		1.5		

この表においてH，ℓ，H' および ℓ' はそれぞれ次の数値を表わすものとする。

H 建築物の高さ（単位メートル）

ℓ 建築物の見付け幅（単位メートル）

H' 建築物の見付け面において，両隅角線からとるべき幅（単位メートル）

ℓ' 建築物の見付け面において，頂部隅角線から下方にとるべき長さ（単位メートル）

だたし，この場合における受圧面係数は1.0とする。

(2) 耐震関係

第88条：地震力

1. 地震力は，建築物の地表面位置に作用するせん断力係数に基いて計算した当該建築物の各階の水平

震度に，その部分に属する固定荷重と積載荷重および積雪荷重の和を乗じて計算しなければならない。

2. 前項に規定するせん断力係数は，次の式によって計算した数値以上としなければならない。

$$C_i = C_0 \times Z \times I$$

この式において C_i ，C_0 ，ZおよびIは，それぞれ次の数値を表わすものとする。

C_i　せん断力係数

C_0　基準せん断力係数

Z　地震地域係数

I　用途係数

3. 前項に規定する基準せん断力係数は，建築物の高さ又はその固有周期および構造種別と地盤の種別との組合せに応じて，技術基準で定める数値とする。

4. 第2項に規定する地震地域係数および用途係数は，それぞれ地域および建築物の用途に応じて，技術基準で定める数値とする。

5. 第1項に規定する建築物の各階に作用する水平震度を計算する方法は，技術基準で定める。

6. 前各号の規定にかかわらず，建設大臣が実状に応じたものと認める動的解析に基いて，地震力の計算を行なうことができる。ただし，せん断力係数の下限値は，技術基準で定める数値とする。

7. 屋上から突出する煙突，水槽その他これらに類するものに作用する水平震度は，最上階に作用する水平震度の1.5倍以上としなければならない。

8. パラペットおよび装飾物等に作用する水平震度は1.0以上としなければならない。

関連技術基準：

(28)　基準せん断力係数に関する技術基準

建築基準法施行令第88条第3項の規定に基き，基準せん断力係数に関する技術基準を次のように定める。

建築物の地上の高さ	基準せん断力係数
20メートル未満	$C_0 = 0.2G$
20メートル以上	$C_0 = \left(0.2+\frac{H-20}{1000}\right)G$ ……(1) 又は $C_0 = \frac{0.35G}{T+0.9-G}$ ……(2) のうち小なる数値
この表において C_0 ，H，T及びGはそれぞれ次の数値を表すものとする C_0　基準せん断力係数 H　建築物の地上の高さ（単位メートル） T　適当な技術的資料に基いて定めた建築物の1次固有周期（単位秒） ただし，適当な技術的資料がない場合においては，次式によって計算することができる。 鉄骨構造に対し　$T=0.029\ H$ その他の構造に対し　$T=0.021\ H$ G　次の表に示す数値。ただし，第4種地盤にあっては，上記(2)式におけるGの数値は次表の数値の1.2倍とする。	

構造種別 / 地盤種別	木造	鉄骨造，鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造，プレストレストコンクリート造	組積造，補強コンクリートブロック造，鉄筋コンクリート組立て構造
第1種　建築物の基礎底面以下の地盤が，当該建築物の周囲相当の範囲にわたって岩盤，硬質砂れき層その他主として第3紀以前の地層によって構成されているもの	0.6	0.8	1.0
第2種　建築物の基礎底面以下の地盤が，当該建築物の周囲相当の範囲にわたって砂れき層，砂まじり硬質粘土層，その他主として洪積層中の硬質な地層によって構成されているもの	0.8	0.9	1.0
第3種　第1種，第2種及び第4種以外の地盤	1.0	1.0	1.0
第4種　建築物の基礎底面以下の地盤が，当該建築物の周囲相当の範囲にわたって，厚さが30メートル以上の軟弱なちゅう積層よりなるもの及埋立後30年を経過していない埋立地	1.5	1.0	1.0

建築物が剛強なピヤ又はケーソンで支持される場合にあっては，それらを支持する地盤の地盤種別によるものとする。

(29)　地震地域係数に関する技術基準

建築基準法施行令第88条第4項の規定に基き，地震地域係数に関する技術基準を次のように定める。

	地域	地震地域係数
(一)	北海道のうち旭川市，北見市，網走市，留萌市，稚内市，雨竜郡，中川郡（天塩国），上川郡（天塩国及び石狩国），紋別郡，常呂郡，網走郡，斜理郡，宗谷郡，枝幸郡，利尻郡，礼文郡，天塩郡，苫前郡，留萌郡及び増毛郡，山口県，福岡県，佐賀県，長崎県，熊本県，大分県，宮崎県，鹿児島県	0.6
(二)	北海道のうち(一)に掲げる地域以外の地域，青森県，岩手県，秋田県，宮城県，山形県，福島県，茨城県，栃木県，群馬県，富山県，石川県，福井県，鳥取県，島根県，岡山県，広島県，徳島県，香川県，愛媛県，高知県	0.8
(三)	(一)および(二)に掲げる地域以外の地域	1.0
特定行政庁は過去の震害の実状に応じて異常震域を指定し，その区域における地域係数を別に定めることができる		

ただし，ZとIとGの積の数値を0.5未満としてはならない。ここにZ，I及びGはそれぞれ次の数値を表わすものとする。

Z　この表に規定する地震地域係数

I　用途係数に関する技術基準に規定する用途係数

G　基準せん断力係数に関する技術基準に規定する地盤種別と構造種別の組合せによって定まる数値

(30)　建築物の各部に作用する水平震度に関する基準

建築基準法施行令第88条第5項の規定に基き建築物の各部に作用する水平震度に関する技術基準を次のように定める。

建物の地上高さ	各部に作用する水平震度
２０メートル未満	$k_x = C_1$
２０メートル以上	$k_x = C_1 \left[\alpha + (1-\alpha-\beta) \frac{\sum_{x=0}^{H} w_x}{\sum_{x=0}^{H} w_x \cdot x} \cdot x + 5\beta \frac{\sum_{x'=0}^{0.2H} w'_x}{\sum_{x'=0}^{0.2H} w'_x \cdot x'} \cdot x' \right]$

この表において，k_x，w_x，x，w'_x，x'，H，α，βは次の数値とする。

k_x　建築物の地上高さxの部分に作用する水平震度

w_x　地上高さ０よりHの間の建築物の各部分に属する固定，積載，積雪荷重の和（単位トン）

x　w_xの地上高さ（単位メートル）

w'_x　地上0.8HよりHの間の建築物の各部分に属する固定，積載，積雪荷重の和（単位トン）

x'　w'_xの0.8Hより計った高さ（単位メートル）

H　建築物の地上高さ（単位メートル）

α　建築物の高さ２０メートル以下は，1.0，8.0メートル以上では０，２０メートルと８０メートルの間は直線的に補間した数値

β　建築物の固有周期1.0秒以下のときは０，1.0秒以上においては1.0秒における値と4.0秒における値2.0とにより直線的に内挿又は外挿した数値

（31）　せん断力係数の下限値に関する技術基準

建築基準法施行令第８８条第６項の規定に基き，せん断力係数の下限値を次のように定める。

$$C'_1 = 0.05$$

この式においてC'_1はせん断力係数の下限値を表わすものとする。

以上に述べた建築基準法施行令の改訂案中には，設計の要項および設計の方法の双方について，かなり新しい考え方が盛り込まれているが，それらのうちの主要点を述べれば，次のとおりである。

(1) 法令の記述はできるだけ原則的なものだけにとどめ，細則・数値・数表・計算式の提示などは，低位の規定である技術基準（仮称）に譲る。

今回の改正にあたっては，時代の進歩に即応することをたてまえとした。しかし学術・技術の進歩は，今後もさらに現在以上のスピードをもって進むであろうことは，想像にかたくない。したがって，今回の改正点も数年後にはすでに古いものとなっていることも十分に考えられる。

とかく従来から法令の類は，一度きめてしまうとなかなか変えることができず，かえって技術の進歩をはばんでしまう障害になる，ということがしばしば指摘され，実状もまたそういった点が多かったことと思う。したがって，今回の改正は，現時点における現時点への適応ということのほかに，将来も常にそのような即応性をもったものに，基準法の体系を改めておく，ということも絶対に必要であると思う。

基準法の体系は周知のように，建築基準法（法律）・建築基準法施行令（政令）・建築基準法施行規則（省令）およ

び建設省告示の4部からなっており，構造規定の実質的な部分は，ほとんど政令である建築基準法施行令によって定められている。ところがこれらを改廃するにあたっては，それぞれ法律では国会の，政令では内閣の承認を必要とするため，手続き上の問題などのために改訂になかなかの困難があって，現実には上述のような非難を受ける事態を招来している。これに対し，いわゆる省令・告示などの低位規定は，建設大臣の決裁に一任されており，改廃の手続きは簡便迅速である。

そこで今回の改訂では，技術的な内容の改訂だけでなく，基準法の体系そのものの改訂にまで踏み切り法律・政令では頻繁に変更する必要のない原則的なものの規定だけにとどめ，常にアップツーデイトなものでなければならない具体的な事項は，建設大臣の告示である技術基準によって公にするという方法をとりたいと考えている。

(2) 建築物の重要度，用途・規模などを考慮して，防災設計の合理化・経済化をはる。

他から孤立した無人の小規模な建物と，たとえばデパートや学校などのように，多人数が一時に集まる大建築物とが，災害力に対して同一の安全性を有しなければならない，ということは理解しにくい。建物の重要度・用途・規模に応じて，保有しなければならない安全度に差をつけるということは，むしろ当然のことであり，また合理的でもあるというべきであろう。

人命を傷つけたり，重要な収蔵物を損傷したりするおそれがなければ，頻度のまれな大災害力に対しては，かなり大損傷まで許すということにして，建築費の経済化をはかるのがよいと思う。

逆に，一般のものより大きい安全性を備えなければならない建物としては，劇場・公会堂などのように，その破壊が一時に多数の死傷者を出すおそれのあるもの，主要官公庁・学校・病院・放送局・発電所などのように，応急対策・治安維持などの災害時における公共の目的のために，その機能を保持することが必要である建築物などが考えられる。さらに原子炉施設などに対しては，あらゆる災害力に対してほぼ絶対的といっていい安全性を要求すべきであろう。

このように，安全性に差をつける具体的な方法としては，設計用の地震力・風圧力などに，それぞれ異なった係数をかけるのが，実際的であると考え，用途係数という係数を導入する。

(3) 設計用風圧力および地震力を設定するにあたって，従来のような過去に経験した最大値をとるという考え方を改めて，推計学上の再現期間という概念をとり入れることにより，設計用外力設定の合理化をはかった。前述の改訂案中における風圧力および地震力の数値は，それぞれほぼ再現期間５０年および１００年に相当する。

(4) 耐震設計の手法として，いわゆる応答解析に基づいた動的設計を可能にした。ただ従来の静的設計法も引続いて踏襲されているが，この場合も作用する地震力をきめるせん断力係数を，建物の固有周期に応じて定めるようになっているので，かなり動的な考え方が取り入れられたことになる。

2. 米国における耐風・耐震規準および規格と政府建築物の設計および施工の関係

ジョージ　B．ベック

本題に入る前に，この課題に関するa）各立場による見解，b）設計基準法と自主基準，c）建築資金への考慮の三つの範囲に属する背景を説明した。

a）各立場による見解：連邦政府建築物は，高層のものは耐風的考慮また地域によつては耐震的考慮を必要とする。著者の立場は過去18年間連邦政府建築物の仕様や研究を担当してきた経験によるものである。

b）設計基準法と自主基準：この点については，i）米国には全国的に統一された建築基準法はない。ii）統一建築基準法の可否は何度となく論じられ，最近の例としては1968年12月にDouglas 委員会報告に論じられている。1964年における米国の建築費は約20兆円に達しており，統一基準法に関しては技術者のみならず一般の関心も高まつている。iii）現在建築基準法試案が4種出されている。iv）各州はこれら4種の試案にもとずいた最低基準を用いており，人口1万以上の市の半数についても同様である。v）州や市によつてこの基準の解釈が異つており，中には技術革新や創造的設計を受け入れないものもある。vi）連邦政府の営繕関係機関および大手の建築施主はそれ自身の規準を有している。一般に自主基準の方が，専門的でありかつ強制力が弱いため，形体として整つているようである。

c）建築資金への考慮：連邦政府建築物の財政措置は，建築物の必需性，これらの必需性に対応した設計的配慮，建設地域，増額分を見込んだ工事費，工事時期によつて定められる。現実的な予算見積りは，意匠，構造，機械および電気設備の配分に均勢を保つたものでなければならない。例えば洗練された外観環境整備，基礎設計などは，予算と入札価格に差をうむ原因となる。同様に研究の結果転倒モーメントの係数を2倍にすることが必要になれば，好むと否とに関らず工事費に影響せざるをえない。不幸にして耐風・耐震設計指針と財政措置との関係についての知識は少ないが，この部会においてもこれに関する資料の集収をはかることが望ましい。

風に対する考慮としては，米国の全土的な風力分布図を作ること，現状では再現期間を50年とか100年に採つているが，20ないし30年で建物をこわし建て替えている最近の傾向から考えると不経済であること，風のしやへい効果を考えて風速を下げる配慮もほしいこと，人間工学的にみた建物の揺れの限度を調査すべきことなどをあげることができる。

また地震に対する考慮としては，西海岸地域における技術者は耐震設計基準をもちそれに従つていること，地震工学の専門家達とより緊密な連絡をとり最新の技術を実際の設計に反映させる必要があることなどをあげることができる。

3. 討　　議

ショー：大崎氏へ，大変素晴らしい論文御発表に敬意を表します。基準せん断力を算定するとき動的解析を行つた結果この基準法に定めた値より下廻つてもよいのですか。

大崎：基準せん断力が0.05以上ならば技術基準で定めた値を下廻つてもよい。これで答えになりますか。

ショー：はい結構です。

久田：補足的な説明をします。この動的解析の結果を採用するか否かは，建設省の設ける「特別の審査委員会」によつて決定されます。

米国の耐震規定が年々改良されていることに敬意を表しますが，ただ米国の技術者はこの耐震規定を適用しているのみで，彼等自身による研究活動がない様に思えます。従つてこの規定がむしろ耐震工学の研究を妨げているのではないか？

技術者自身の判断に基づく耐震設計は採用され得るのでしようか？

ベック：洞察力に富んだ〝痛い〟御質問ですね。米国の技術者は建築家のコンサルタントとして働くので構造設計料が0.5％～0.33％が標準です。このため動的解析などする費用がなく計算書を作り図面を引くのが精一杯です。日本側にお伺いしたいが，日本ではこの様な解析を行う費用が支払われるのですか？　また建築家が耐震設計に無関係な設計をすることがないのですか？

久田：一般には定められた計算規準によつて建築家も構造技術者も設計します。しかし特殊な場合には電子計算機を使つて解析を行つたり実験を行つたり致します。

シエフイー：大崎博士にお伺いしたい，貴方の論文を拝見するとSEAOC規準に類似した所が多いことに気付いたのです。現在のSEAOC 規準はテハチヤピ地震の加速度記録による。

応答スペクトルを基としたものであることは御存知と思います。この構造物は水平変形の 50％ がせん断変形によるものであります。日本の新しい耐震基準においてはどんな地震記録を基としてどの様な変形を仮定されたのですか。

大崎：改定案を作成するにあたりましてSEAOC規準も参照いたしましたし，また現在我々が使うことのできますアメリカおよび日本におきますあらゆる強震記録を使つてみました上で総合的に判断をしたものであります。それから建物変形のうち何％がせん断であり何％が曲げによるものであるかと云うことはこの66頁の技術基準30にありますように，建物の高さとか，あるいはその固有周期に応じて変形のせん断と曲げによる割合が変る様になつております。

シエフイー：高さ20m以上の建物に関する係数を見てみまして良く判りました。どうもありがと

うございます。

大崎：この技術基準30につきましてはオブザーバーの中川恭次氏とのちほど討論されたら良いのではないかと思います。

トム：雪および風荷重のＵＳＡＳＩ委員会の議長としまして大崎博士にお伺いしたい。ベッグ氏の論文でも触れました様に再現周期１００年とか５０年とかは無意味だと思うのです。事実１００年，５０年再現期間の風力に対しても現在の風荷重は安全すぎると思います。また一般に外装に対する風荷重は過少評価し，骨組に対する風荷重は過大評価している傾向があると思うのですが。

4. 所　　感

牧　野　　稔

1. 実際の建物に作用する風圧力が設計上の仮定値よりかなり異ることが予測されていたが，日本では耐震上の要請がより強くあまり強い関心を呼んでいなかつた。しかし，建物の高層化と軽量化はこの問題を軽視できなくしている。日本側の研究は未だ予備的な研究段階にあり，米国側ではすでに問題化しているので，我が国でも早急に本格的研究を進める必要が感じられた。

2. Dr. Y. Ohsaki's paper on Requirements for Structural Design of Buildings Against Wind and Seismic Effects provides the detailed type of information that we normally include in our Structural Engineering Handbook. His comment on the draft for the revision of enforcement order is of special interest since the velocity pressure equation preposed in Article 87 introduces such concepts as structural size and importance factors. (The experience of the Japanese with this new formula should be carefully followed).

5. THE RELATION BETWEEN CODES AND STANDARDS CRITERIA FOR WIND AND SEISMIC CONSIDERATIONS AND THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF FEDERAL BUILDINGS IN THE UNITED STATES

BY GEORGE B. BEGG*
Public Building Service,
General Services Administration
Washington D. C.

ABSTRACT

Background context is furnished on overall codes and standards and funding considerations in preparation for future detailed presentations and evaluations with UJNR on wind and seismic criteria governing the design of federal buildings. Wind considerations are presented in the form of 1) the history of federal building construction and 2) some of the unresolved current problems such as wind speeds, shielding and drift. Seismic considerations are approached using the current communication requirements and needs facing engineers wishing to advance this rapidly changing field.

---

* Director, Research and Standards Division, Office of Design and Construction

1. Introduction: Dr. Ohsaki has presented a clear and useful summary of Japanese requirements for structural design of buildings against wind and seismic effects. Using the Building Standard Law and the Enforcement Order as points of departure, he has proceeded directly to detailed design requirements. A similar direct approach to U.S. requirements would be desirable; but without a proper introductory perspective, it could be quite misleading. Therefore, while there will be reference to some federal design criteria in this paper, the main thrust will be to furnish an understandable background context on which to build future panel meetings concerning specific design and construction criteria for wind and seismic considerations. The background comments fall into the two categories of codes and standards, and funding considerations.

a. Codes and Standards: The first joint meeting is a part of a larger effort of the sponsoring panel on natural resources. It is important to recall this fact, since it is difficult to understand our U.S. design and construction practices without reflecting on our approach to natural resources. Many of our obstacles, opportunities, and advances in design for seismic and wind requirements are part of the larger concern with codes and standards, which may be considered part of our natural resources. Since subsequent comments presuppose some background knowledge of the codes and standards situation in the United States, it is necessary that a few key facts be reviewed at this time. Relative to codes, there are six points to remember:

1) There is no National Building Code in the United States.

2) Every new generation of engineers, economists, manufacturers, etc., reargue the pros and cons of a National Code. The most recent review of the

model codes appears in the monumental Douglas Commission Report published on December 15, 1968.

The varying backgrounds of the contributors to that report underscore the fact that interest in codes always involves a far wider audience than engineers and architects. The judgment has been made that construction is too vital to the U.S. economy to be left exclusively in the hands of the technical people. That appears to be a proper judgment when it is recalled that 66 billion dollars were spent for new construction in 1964.

3) There are four model codes that vigorously compete for the recognition that normally goes to a National Code. They are 1) The Uniform Building Code, 2) The Basic Building Code, 3) The Southern Standard Building Code, and 4) The National Building Code (a misnomer).

4) Many of our states have minimum building codes that are either mandatory on a statewide basis or strongly encouraged. Most of these are based on one of the four model codes, as are about 70% of codes used by cities over 10,000 in population.

5) There is a considerable latitude at the local level for interpretation on how a code will be applied and what design and construction comply with it. Unfortunately, some of the interpretations are inclined, for a multiplicity of reasons, to stifle innovation and creative design. For example, one of the reasons given in promoting the recent far-ranging revision to the New York City Building Code was that the old code was frequently interpreted to exclude justified structural, mechanical, and electrical design advances that had been recognized by the engineering profession ten to fifteen years ago. Incidentally, the impact on the construction industry of a code like New York City's, with its two billion dollars of annual construction, is hard to overstate.

6) Some federal agencies and other major builders supplement or modify code requirements with their own provisions. For example, the Public Buildings Service is currently using design wind load pressures that exceed

those used in many major cities (see Reference 1). Our building industry is in better shape with standards than it is with codes. Standards are written by professionals for professionals and have less contending forces to pacify. The major standards problem has been the dependence on "volunteers" to produce standards, with the resulting difficulties of keeping them current and minimizing the vested interest considerations. The emergence of USASI, with its international outlook, is potentially a major event for the wise use of resources and its development should be of continuing interest to the UJNR panel.

b. Funding Considerations: The periods of ad vances and consolidation in seismic and wind criteria follow a logic and tempo of their own. It should be remembered that the men who are prime movers in the wind and seismic design disciplines are: 1) a small segment of the U.S. building industry; 2) developing criteria that relate to funding decisions of fices that are not always understood orpublicized; and 3) having a say about the use of our natural resources that needs underscoring. These observations suggest review of the funding considerations

involved in seismic and wind designs. Is seeking funding appropriations for the design and construction of a federal building, it is important to know, 1) user's needs (and justification) for construction, 2) the probable design response to these needs, 3) the location of the construction, 4) its estimated cost including provision for escalation, and 5) when it will be built. Each one of these major concerns has many sub-considerations. Among the considerations effecting the estimated cost of construction is the division of the construction dollar among the architectural, structural, and mechanical-electrical design requirements. Specifically, if the budget estimate is to be grounded in reality, it must reflect the delicate balance on how these disciplines carve up the construction appropriations. To cite a few examples: Design realignments calling for a more sophisticated building facade, environmental control, foundation design, etc., can lead to a substantial difference between the budget estimate, and the bid price of the project. Similarly, any research finding that would lead to the recommendation of

doubling the "J" factor in the overturning moment for the seismic design will soon be reflected (although perhaps not recognized) in the price of construction in seismic zones. Unfortunately, little information is available on how funding decisions implict in proposals for revisions of seismic and wind criteria are called to the users attention. But the UJNR Panel on Wind and Seismic Considerations, with its concern for the proper use of natural resources, could recommend that such cost information be collected, evaluated, and made part of the revision process.

With these background comments in mind, there are several points that can be made about wind and seismic criteria and the design of federal buildings.

2. Wind Considerations: Wind is not a major consideration for all our federal buildings. This general statement can be made more precise in a context of history and current developments as follows:

   a. History: In an arbitrary way, let's select out only two historical adaptations for brief comment. They involve time and place.

1) Time: If federal architecture prior to 1950 is analyzed, most of our monumental buildings were low -rise - 4 to 8 stories, block-type structures; for example, many of the departmental buildings in Washington, D.C. (This was an architectural decision, since the engineering know-how was available and in use in the American private sector during the 1920's, 1930's, and 1940's to construct high-rise buildings. The term "skyscraper" was well established in the American vocabulary in the 1930's). Consequently, the concern of the federal engineer as expressed, for example, in earlier structural engineering handbook - with design wind loads, gust and shape factors, overturning moments, etc., was primarily limited to walls, roofs, water tanks, chimneys, flag staffs, and to connection details for buildings in certain parts of the country.

The major construction program launched by the public Buildings Service in 1956 changed the emphasis in federal architecture. With growing numbers of people being employed by the government, with the need to construct

a number of federal buildings in the metropolitan heart of large cities and with the rising cost of real estate in these cities, the use of the high- rise tower building became a popular solution to our design problems. Most of the actual design after 1956 was done by private consulting engineers under contract to the government. The Public Buildings Service engineer reviewed their designs. It should be frankly admitted that the government engineers learned a great deal from their private sector counterparts about wind analysis and design and connection details. But the government engineers were probably too preoccupied with the detailed design aspects of high-rise buildings. In retrospect, more time should have been spent in conceiving and urging on the engineering community, basic questions concerning code requirements for wind design and the funding implications underlying alternate designs.

2) Place: The Public Buildings Service, as a government office, has been, through the years attentive to citizen response to its buildings and has always tried to take appropriate

steps in eliminate or minimize poor designs.

In the main, the Service has been proud of the engineering performance of its buildings when subjected to major wind forces. There have been framing collapse failures during erection due to inadequate provisions for unanticipated wind loads. But most of these related to construction contractor's decisions that were not under the Service's direct control. (Here again, is an area that the UJNR Panel might study. Percentage-wise, how many failures - of all types - due to wind, occur during construction and how many occur after client occupancy? Geographically, where do they occur? Was wind the only contributing factor? If the majority occur during erection, then perhaps our codes, bidding documents, and agreements with municipal building and inspection departments must be revamped). Part of our record on building performance has followed from a sensitivity to a nationwide wind picture. To make this more specific, we have a different

order of magnitude wind problem in Eastern Pennsylvania than we do in Southern Florida with a factor of approximately 2 between the fastest mile of wind. In constructing on a national level, Public Buildings Service must keep track of such differences.

Yet a good part of this reasonably successful design was accomplished without some of the sophisticated tools we take for granted in wind design today. The 1946 edition of the Public Buildings Service's Structural Engineering Handbook had a rather elementary narrative description that divided the Continental United States into 4 basic locations and gave surprisingly low fastest mile winds for the locations. The basic design pressure was expressed in a formula dependent on the wind velocity, height, and a conservative coefficient reflecting gust and shape factors. When all the variables were combined they gave results somewhat more conservative than those we have today and with the low-rise buildings being constructed in those days, the major wind problem was in the design and detailing of the roof connections. Thus engineers of 25 years

ago could under-estimate fastest mile of wind, concentrate on roof analysis and design, use conservative assumptions and have less precise information about wind locations and still obtain satisfactory performance. From this it may be concluded that those engineers were fortunate as well as over-generous in their use of material resources. But the very posing of the conclusion leads to:

b. Current Developments: From the point of view of design and the wise use of material and funding resources, there are three wind parameters that should be clarified. They are:

1) The 50 and 100 Year Wind Speeds:

It appears especially appropriate to ask the UJNR Panel to consider the wisdom of using 50 and 100 year wind speeds in the design of structures. Granting the ever-increasing mobility of modern man and the accelerating obsolescence of technology, is there a need for some judicious risk today in our wind design assumptions? Can reductions be made

and still be on the side of human safety? How should the resource questions be posed to our administrators who must pass on such risk decisions? It is a fairly common occurrence in our big cities to see buildings that are only 30, 20, sometimes 10 -years old, torn down to make way for a modern structure or to provide for master plans of urban ranewal. Will the trend accelerate? If so, should the code-making bodies think in term of 50 and 100 year wind speeds? If yes, should they enter the discussion on where such speeds should and should not be used? Should the UJNR Panel become involved. If so, how?

2) Shielding: There should be more discussion on the current, general prohibitions on reducing wind pressures. A current code approach is to leave the reduction, if any, up to the building official. But granting what is known about codes and building departments, dose he have all the technical fact at his disposal? Even if he does, is the building

official alert to the resource problems involved? Is the designer too easily dismissed from making a case for shielding? What experimental work is underway to better understand what shielding does to wind pressure for a wide range of design environments?

3) Drift: As the cost of land leads to greater use of the high- rise tower structures, more precise knowledge is needed about the human response to building drift due to wind. In the design of federal buildings, objectionable drift and cracked partitions must be avoided. On the other hand, if these precautions are pushed to logical conclusions, far too much structure would be built in with a waste of materials and money. Could the UJNR Panel undertake at least part of the physiological, psychological, and physical measurement studies, that might place the drift problem in its proper perspective? Are there consensus results presently available that could be popularized to allay public concern on drift?

3. Seismic Considerations: It was feasible to move from the history of a design office to basic questions about code criteria for wind. But what went on in seismic design in the Public Buildings Service, or any other organization, in the past twenty -five years yields few insights about where designers are today. More exactly, no one seeks that type of perspective on seismic problems. In the relatively slow-moving evolution of wind criteria, it is pertinent to make a case for continuity. In the field of seismic design the rush of events fixes attention on the latest report from the disaster area that has recently suffered an earthquake and the subsequent code revisions.

As far as the United States is concerned, our West Coast engineers set the pace on seismic code criteria and design. The rest of us strive to stay abreast (see Reference 2). Yet there are some questions and comments that affect the codes and design that can be made - perhaps better made - from the back of the pack. Most of the following questions and comments grow from a concern about how the educational process - in its broad communication sense - can provide the needed perspective

about seismic developments.

a. Communicating with the Peer Group: Before moving on to the wonderfully good aspects of communication and to further needs, let's pause to identify a small communication problem that may become a major one unless care is taken. If one reflects on the pace of some of the progress in seismic design problems the concern grows that the many exciting improvements may be generating an esoteric spin-off that militates against the wise use of resources.

It would be a sad development if a few of our seismic design experts were to be caught in the one -upmanship syndrome.

b. Communicating with the Engineering Profession:

The preceding comments are only a personal reading of a minor - perhaps momentary - communication breakdown. From another viewpoint, there are few developments on the American engineering scene that are as healthy and productive as that dedicated group of engineers that is yearly deepening our knowledge and

understanding of seismic design problems. And this is a major, continuing trend! This constructive situation grows from a broad desire to communicate within the profession. Fortunately, not only is there a momentum and quickening desire for successful communication but there are currently many gifted writers and lecturers to bring it about. Every member on the UJNR Panel, no doubt, has his own list of favorite authors and books.

c. Communication on Priorities: It is hard to over-estimate the impact of the codes on seismic design. In this context, the beneficial contributions of the Structural Engineers Association of California (SEAOC) and their "Recommended Lateral Force Requirements" have played a major role in the last ten years.

But, unfortunately, problems have resulted from the way that the code requirements have structured thinking about priorities. Code requirements properly concentrate on earthquake resistant design with the

goal of eliminating or minimizing severe damage in the event of a shake. But resource realities do not permit us to build earthquake resistant capacity into structures outside of recognized earthquake zones. However, seismic authorities emphasize that earthquake zones are misleading. There can be, in time, earthquakes of varying degrees almost anywhere. If this wide-spread potential is superimposed on the inadequate or faulty design in known earthquake areas, a pattern of damage will remain in our future experience with structures that have been subjected to an earthquake.

From the resource viewpoint, it is not desirable to junk all damaged structures; yet no high priority has been placed on developing repair principles and techniques. Certainly, codes with their emphasis on new construction should not be expected to be the basic leader in this area. Yet our seismic solutions have been so throughly posed in a code context that it is difficult to argue for a high priority outside of it.

The UJNR panel could make a major contribution if it would address itself to identifying the significant priority problems in seismic analysis and design beyond those problems conventionally listed.

REFERENCES

1. Wind Loads - Paragraph 25, Part 4 - Chapter 3 - Current Edition Public Buildings Service Structural Engineering Handbook, PBS P 3475.1A.

2. Earthquake Loads - Paragraph 26, Part 4, Chapter 3 - Current Edition Public Buildings Service Structural Engineering Handbook, PBS P 3475.1A.

4.4. 港湾構造物の耐震設計

1. 日本における港湾構造物の耐震設計の現状について

運輸省港湾技術研究所
構造部長 工博 林　　聰

要　　約

過去の地震による港湾構造物の被害は主としてけい留施設を中心に発生しており、港湾構造物の耐震設計はけい留施設の耐震問題が主であるので、本報告ではけい留施設の耐震設計法について述べることにする。

本報告において述べるけい留施設の耐震設計法は“港湾構造物設計基準[1)]”に基づくものであり、前半の第1節から第6節までは各型式のけい留施設の耐震設計に共通な主題、たとえば地震荷重、地震時土圧、支持力、斜面の安定等の諸問題が述べられ、第7節以降は個々の型式のけい留施設の耐震設計法が述べられている。

1．地震力

（1） 地震力の計算

地震力は死荷重および積載荷重と設計震度との積とし、水平方向に作用するものとする。活荷重に関しては、軌条走行式クレーン荷重で、それにかかる地震力が構造物に影響を与えるもののみを考慮する。

（2） 設計震度の決め方

港湾構造物の耐震設計では震度法が使われるため、重力に対する地震力の比である震度の適正な算定が耐震設計において非常に重要である。設計に使われる震度を算定するに際して考慮される因子は（i）破壊的な地震発生の地域的危険度、（ii）地盤の状況、（iii）構造物の力学的特性、（iv）構造物の重要性などである。

〃港湾構造物設計基準〃によれば、港湾構造物の大多数は固有周期が比較的短かく、減衰性が大きいため構造物の動的応答効果が顕著でないと考えられるので設計震度は構造物の動力学的性質に関係なく決められている。9章2節においては、設計震度は地震発生の地域的危険度、地盤の状況と構造物の重要性を考慮にいれた次の公式によつて決定されると定められている。

設計震度＝地域別震度×地盤種別係数×重要度係数

設計震度は小数点以下2ケタとし、2ケタ目は2捨3入、または7捨8入し、0または5とする。

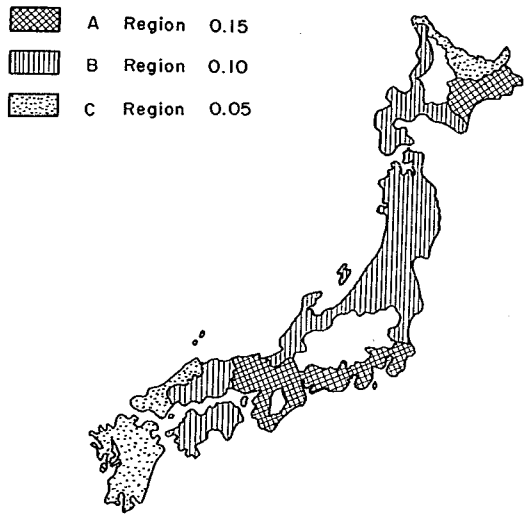
例外として、大型の直グイ桟橋あるいは高さの高い構造物などに対しては動力学的解析によつて検討がなされるべきである。

（A） 地域別震度

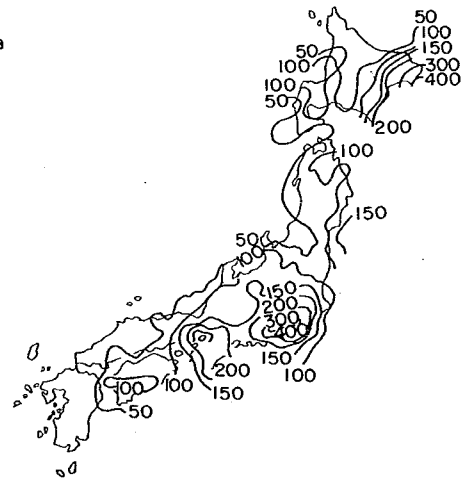
地震発生の地域的危険度にもとづいている地域別震度は表－1と図－1に示されるように指定されている。これは図－2に示す河角博士[2)]の地震発生の危険度に関する統計的研究結果を参考にしている。

表－１　地域別震度

第 1 地 区	北海道（根室，釧路，十勝） 関　東（千葉，東京，神奈川） 中　部（静岡，愛知） 近　畿	0.15
第 2 地 区	北海道（日高，石狩，胆振，後志，渡島，留萌） 東　北 関　東（茨城） 中　部（新潟，富山，石川，福井） 四　国 中　国（鳥取，岡山，広島）	0.10
第 3 地 区	北海道（宗谷，網走） 中　国（島根，山口） 九　州	0.05



図－１　港湾構造物に対する地域別震度



図－２　地震危険度の分布（河角博士による）

（Ｂ）　地盤種別係数

地盤種別によつて決められる係数は表－２に示されるように定められている。地盤の種別は第４紀層の厚さを考慮して表－３に示されるように分類されている。

地盤が互層をなしている場合の地盤種別は互層を形成している個々の層の層厚の大なるものによつて地盤種別が定められる。表－３に示す地盤種別において、Ｎ値が４以下である砂地盤およびq_uが0.2 kg／cm²以下である粘土地盤は軟弱地盤であるとする。

表－２　地盤種別係数

地盤種別	第１種地盤	第２種地盤	第３種地盤
係数	0.8	1.0	1.2

表－３　地盤種別

第４紀層の厚さ	砂レキ層	一般の砂．粘土地盤	軟弱地盤
5 m以下	第１種	第１種	第２種
5～25 m	第１種	第２種	第３種
25 m以上	第２種	第３種	第３種

（Ｃ）　構造物の重要度係数

重要度係数は施設の重要度によつて定められ、その値の範囲は0.5～1.5とする。構造物の重要度は次の事項を参考にして定める。

（i）構造物の破壊が市民生活におよぼす影響

（ii）構造物の破壊による港湾機能の喪失が周辺の復旧におよぼす影響

（iii）構造物の復旧に要する経費と時間

（３）　見かけの震度

空気中における設計震度は水中においては浮力によつて増大するはずである。この増大した震度を見かけの震度と称し、下記の式によつて定める。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} \cdot k \quad \cdots \qquad (1)$$

ここに，　k'：水中における見かけの震度

k：空気中における震度

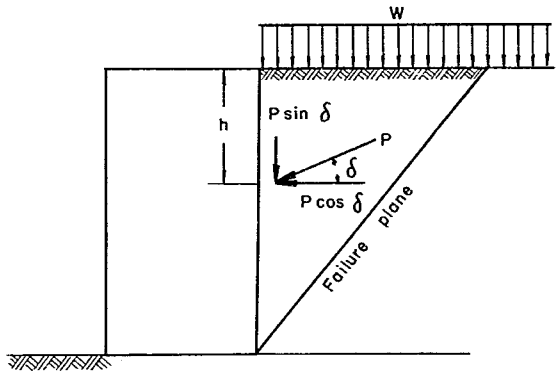
γ：空気中における単位体積重量（土に対しては、水で飽和した土の水の重さを含んでいる）

式(1)は水と土の粒子の相対運動が地震時では、土の粒子の摩擦抵抗によつて阻止されるという簡単な仮定に基づいているが、見かけの震度の真の値は式(1)と同式中のｒを土の粒子の単位重量であるＧｓにおきかえて得られる式による値の間にあるかもしれない。後者の場合には、壁体に作用する動水圧と地震時土圧との両者を考慮しなければならない。

2．地震時における土圧と動水圧

（1） 地震時の土圧

地震時における砂質土の土圧は土塊に地震力を静的に作用させてクーロン公式から導いた物部[3]、岡部[4]公式を用いて計算する。公式は下記の形（図－3）で与えられる。



図－3　　鉛直壁に作用する土圧

$$p = (w + \Sigma\gamma \cdot h) K \qquad \cdots (2)$$

$$K = \frac{\cos^2(\phi \pm \psi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\psi \cdot \cos(\delta + \psi \pm \theta)\left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi \pm \delta)\sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi \pm \theta)\cos\psi}}\right]^2} \qquad \cdots (3)$$

$$\cot\zeta = \mp\tan(\phi \pm \delta \pm \psi) + \sec(\phi \pm \delta \pm \psi)\sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta \pm \theta)\sin(\phi \pm \delta)}{\cos\psi\sin(\phi - \theta)}} \qquad \cdots (4)$$

ここに、

p ： 地震時における水平土圧強度（t／m²）

w ： 地表面上の分布荷重強度（t／m²）

ϕ ： 砂質土の内部摩擦角(°)

通常の場合 ..... 30°

特に良好な裏込めの場合 ..... 40°

γ ： 土の単位体積重量（t／m³）：水面下では水中単位重量が用いられ次を標準とする

裏込めの水面上 ..... 1.8 t／m³

裏込めの水面下 ..... 1.0 t／m³

h ： 地表面からの深さ(m)

K ： 水平土圧係数

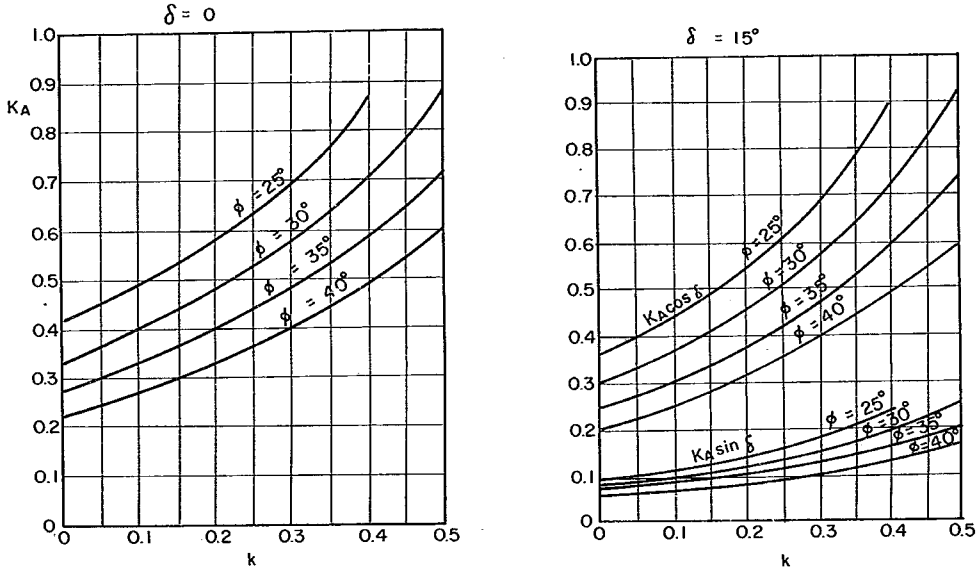
ψ ： 壁面が垂直とのなす角 (°)

δ ： 土と壁体の摩擦角 (°)：通常 $|\delta| < 15°$

θ ： 次の式によつて与えられる角：$\theta=\tan^{-1}k$ あるいは $\theta=\tan^{-1}k'$

ζ ： 崩壊面が水平となす角 (°)

式(3)、(4)において、主働状態では上の符号をとり受働状態では下の符号をとる。主働、受働土圧係数および ϕ と δ の代表的な値に対する崩壊面と水平との角 ζ がおのおの図－4と図－5に示されている。



図－4 (a) 主働土圧係数

水面下の土圧に対しては次のような修正を行なう。

(i) 裏込めの水面における土圧は空気中における設計震度を用いることによつて計算される。

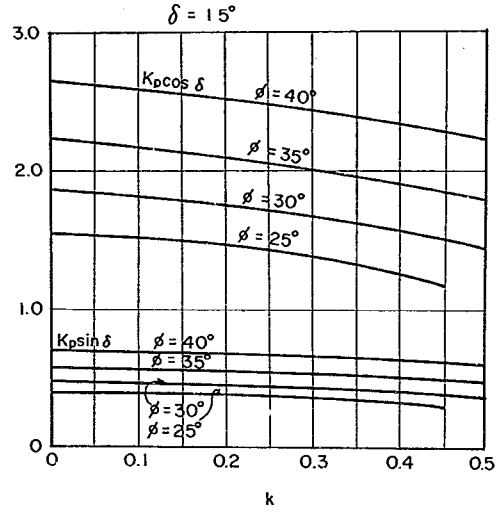
(ii) 水面下の土圧は裏込めの層の境界における見かけの震度を用いることによつて計算される。

(iii) 水面下の土圧の分布はこれらの値を直線で結ぶことによつて表わされる。

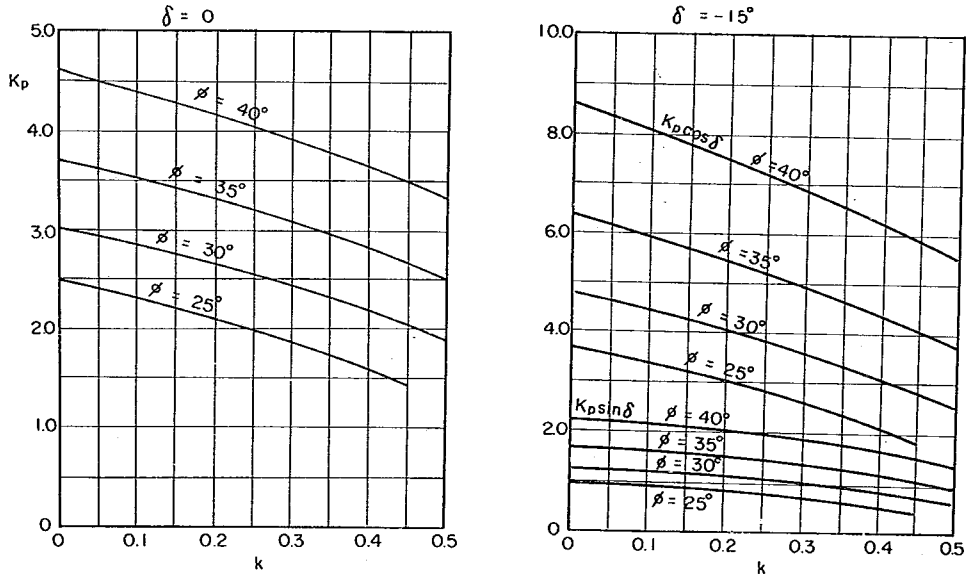
(2) 地震時の動水圧

裏込めの間ゲキ水の地震時における動水圧は、現行設計法では考慮されていない。これは間ゲキ動水圧が実質的に地震時土圧の計算に際して、見かけの震度をとることにより土圧の中に含まれる結果となつているためである。また壁体前面の水の動水圧も設計上は考慮されていないことになつているが、実際問題としては、全体の設計計算の中でカバーされている結果となつているからである。

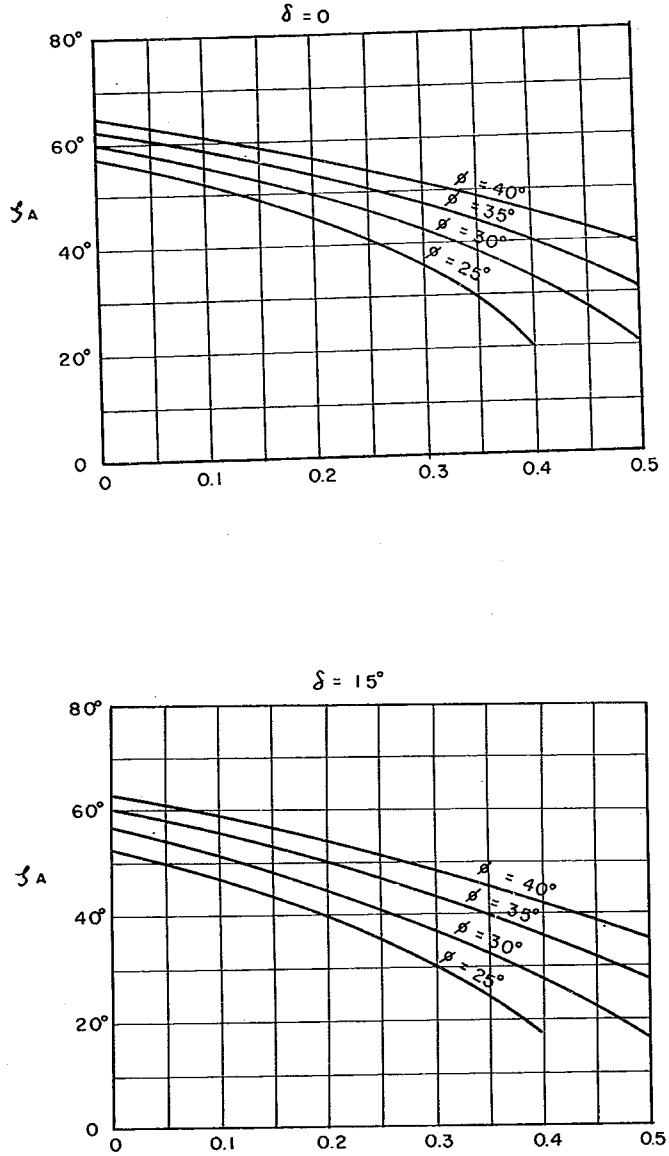
さらに、中詰中の水および中空部の水に対する地震の影響は、動水圧としてでなく水の地震による慣性力として取扱うよう定められている。



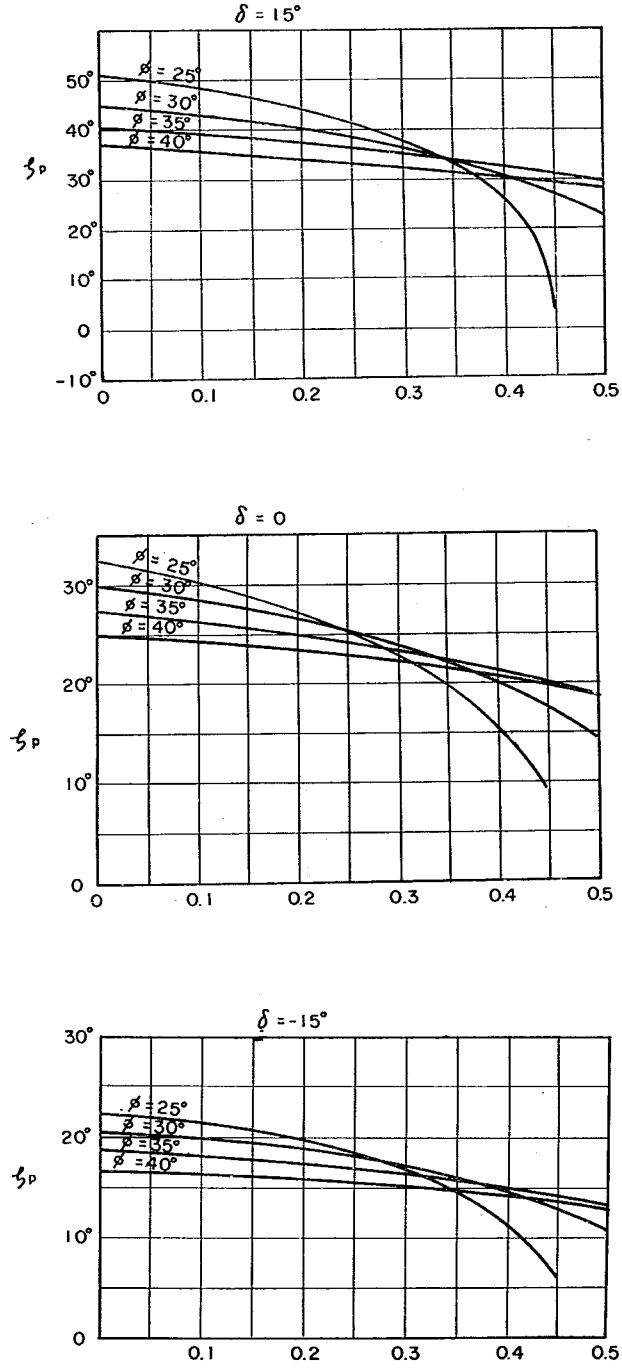
図－4 (b) 受働土圧係数



図－4 (b) 受働土圧係数



図－5 (a) 主働土圧の崩壊角



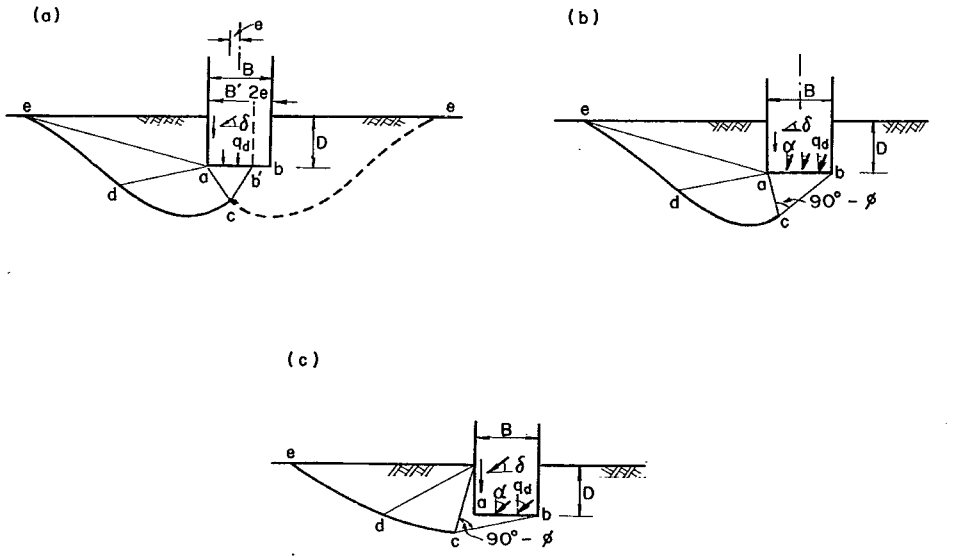
図－5 (b) 受働土圧の崩壊角

3．　地震時の地盤の支持力

地震時における地盤の支持力を計算する現在の方法は静的な場合と類似しており、動的荷重や土の動的性質の影響については考慮されていない。地震時の支持力に対する安全率の下限は1.5である。

（1）　砂質地盤における浅い基礎の支持力はマイヤホフ[5]と立石[6]の解法で計算され、これらは静的な傾斜荷重あるいは偏心荷重に対する計算法である。

（i）　砂質地盤における浅い基礎の支持力に対するマイヤホフの解式　（図－6）



図－6　(5) 式および(7)式の解説図（マイヤホフ）

$$q_{av} = \frac{1}{F}\left[\left(1-\frac{2e}{B}\right)\left(1-\frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma_2 D N_q d_q + \left(1-\frac{2e}{B}\right)^2 \cdot \left(1-\frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \cdot \frac{\gamma_1}{2} B N_\gamma d_\gamma\right] + \left(1-\frac{2e}{B}\right)\left(1-\frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \cdot \gamma_2 D \qquad (5)$$

ここに、　q_{av} ：　許容支持力の垂直成分（t／m²）

F　：　安全率

B　：　基礎の幅(m)

e　：　荷重合力の偏心量(m)

α　：　荷重合力の偏心角(°)

D　：　基礎の根入れ深さ(m)

ϕ ： 内部摩擦角(°)

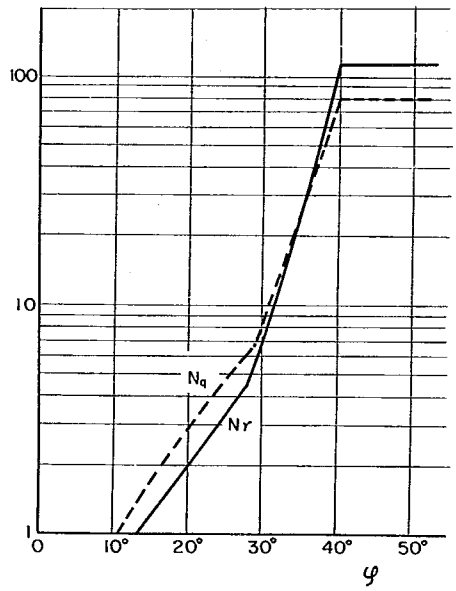
γ_1 ： 基礎底面下の土の単位体積重量（水面下では水中単位体積重量）（ t／m^3 ）

γ_2 ： 基礎底面上の土の単位体積重量（水面下では水中単位体積重量）（ t／m^3 ）

N_q ,N_γ ： 支持力係数 [7] （図－７）

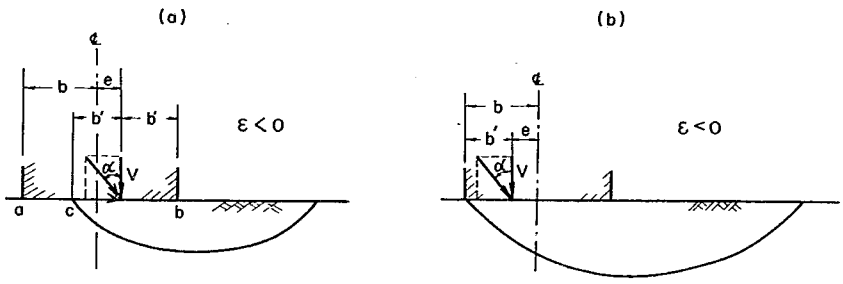
d_q d_γ ： 根入に関する補正係数

$$\left.\begin{aligned} d_\gamma &= 1 + 0.6(D/B) \\ d_q &= 1 + 0.2(D/B) \end{aligned}\right\} \quad D/B \leq 1.0 \text{に対して}$$



図－７　支持力係数 N_q および N_γ

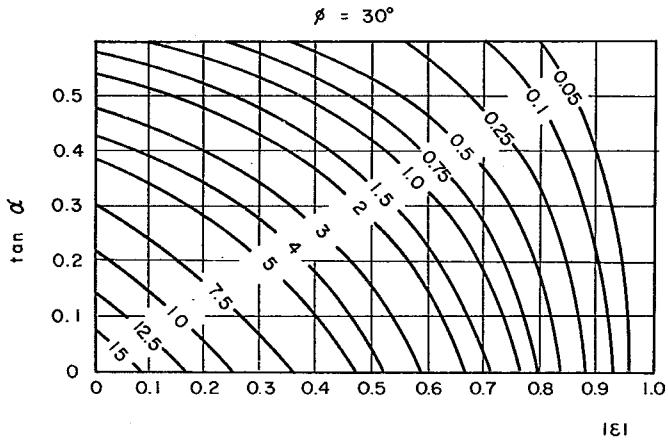
（ ii ） 水平地盤面上基礎の支持力に対する立石の解式　（図－８）

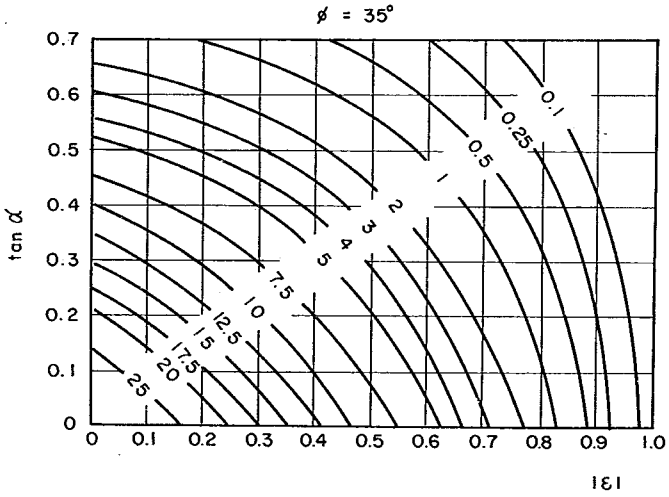


図－８ (6) 式の解説図 （立石）

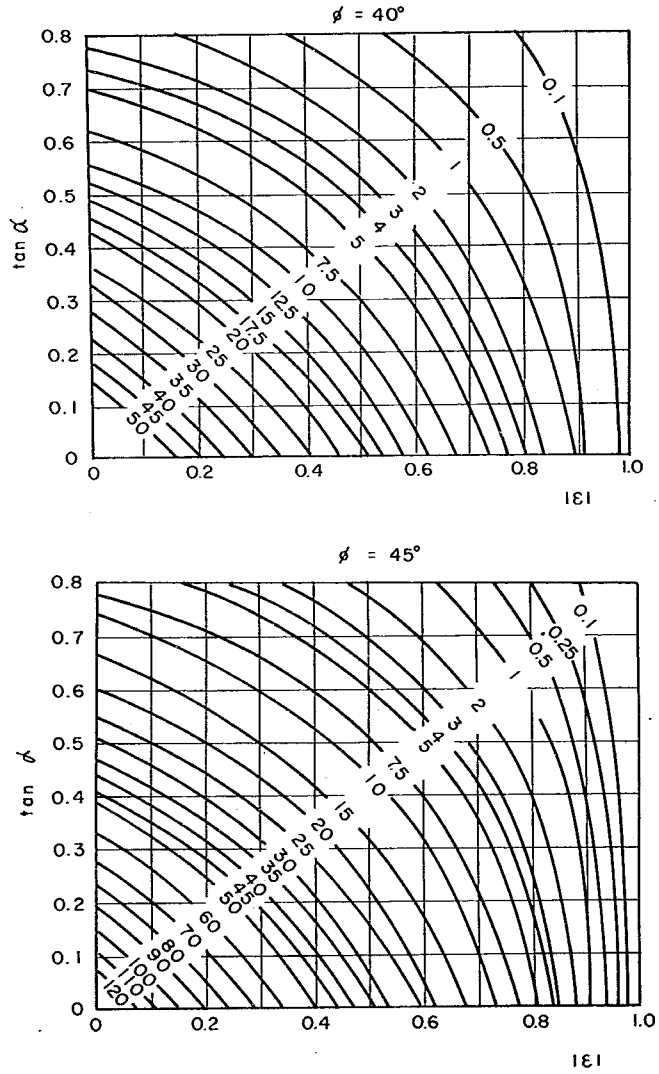
$$q_{av} = \frac{1}{F} \cdot \frac{\gamma_1}{2} BN \qquad \cdots\cdots (6)$$

ここに符号は(i)のそれらと同じであり、立石による支持力係数Nは図－9に示されている。





図－9 (a) 支持力係数N（立石）



図－９（b）　支持力係数Ｎ（立石）

（iii）　内部摩擦角の実測値が得られない場合は次の値をもつて支持力係数の算定に使用する。

ゆるい砂　　$\phi = 30°$

普通の砂　　$\phi = 35°$

締まつた砂　　$\phi = 40°$

（２）　粘性土での浅い基礎の支持力は次のようにマイヤホフの式で計算される。

$$q_{av} = \left(1-\frac{2e}{B}\right)\left(i-\frac{\alpha}{90°}\right)^2\left[\frac{5.14}{F}c + \gamma_2 D\right] \qquad \cdots\cdots(7)$$

ここにCは粘性土の見かけの粘着力で、他の符号は(1)の(i)のそれらに同じである。

4．クイの軸直角方向支持力

軸直角方向力を受けるクイの設計においては、三つの値すなわちクイ頭の変位、クイに起こる曲げモーメントとクイの根入れ長は前もつて算出されねばならぬ。現在クイと土の弾性的挙動が仮定されているいわゆるチヤン[8]の方法はその簡単さと信頼性のために最も広く用いられている。

鉛直単クイに対するタワミの基本式は次のようになる。

$$\begin{aligned} &\text{地表面上} \quad : \quad EI\frac{d^4y_1}{dx^4} = 0 \qquad (0 \geqq x \geqq -h) \\ &\text{地表面下} \quad : \quad EI\frac{d^4y_2}{dx^4} + Es \cdot y_2 = 0 \qquad (x \geqq 0) \end{aligned} \quad \cdots\cdots (8)$$

ここに、

EI ： クイの曲げ剛性
x ： 地表面からの深さ
y ： 深さxのクイのタワミ
B ： クイ巾
E_s ： 土の弾性係数
h ： 載荷高

チヤンの方法ではE_sは一定であるという仮定で解かれている。解は軸直角方向の荷重を受けるクイの設計に対して必要なデータを与える。たとえば、クイ頭での変位は次の形で与える。

$$\left.\begin{aligned} y_{top} &= \frac{H}{2EI\beta^3} && \cdots\cdots \text{頭部自由クイ}, \quad h = 0 \\ y_{top} &= \frac{H}{4EI\beta^3} && \cdots\cdots \text{頭部固定クイ}, \quad h = 0 \\ y_{top} &= \frac{Hh^3}{3EI}\psi_A(\beta h) && \cdots\cdots \text{頭部自由クイ}, \quad h > 0 \\ y_{top} &= \frac{Hh^3}{12EI}\overline{\psi}_A(\beta h) && \cdots\cdots \text{頭部固定クイ}, \quad h > 0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9)$$

（注：頭部固定とはクイ頭で回転がないということである。）

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{4EI}}$$

H ＝ 軸直角方向荷重

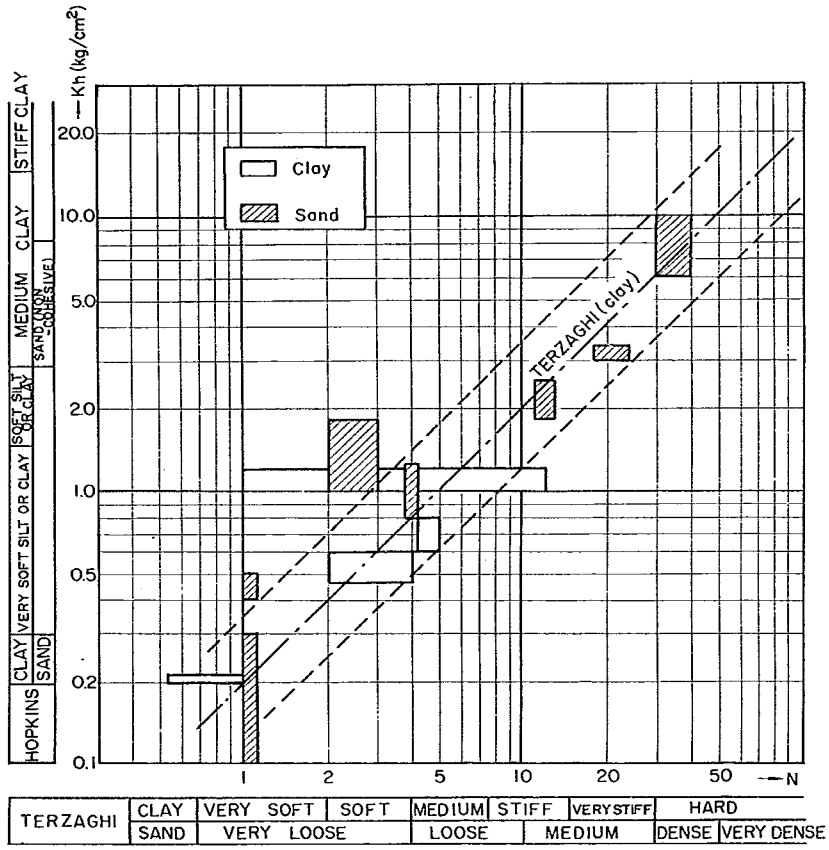
$$\psi_A(\beta h) = \frac{(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2}}{(\beta h)^3}$$

$$\overline{\psi}_A(\beta h) = \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{(\beta h)^3}$$

土の弾性係数 $Es = kh.B$ ＝一定 $\cdots\cdots$ (10)

横方向地盤反力係数khの値は地盤の標準貫入試験値Nから決められる。現場実験データに基づくkhとNとの関係は図－10に示されている。

最近、新しい軸直角方向支持力の解析法が篠原、久保[9,10,11]によつて提案され、すべての必要な値が計算図表を用いて容易に求められるようになつた。



図－１０　k_h とＮ値との関係（横山）

新しい方法は飽和砂に埋められた一連の鋼製模型クイについて軸直角方向載荷実験を行なつて得た次のような結果に基づいている。

（i）地盤反力 p とクイの変位 y の新しい関係式 $p = kxy^{0.5}$ は今までに出された他のいかなる式よりも実際のクイの挙動を表わしている。

（ii）クイの単位面積当りの地盤反力はクイの幅の増加とともに減少するが、クイの幅が20cm以上になるとほとんど一定になる。

（iii）軸直角方向荷重を受けるクイの有効根入れ長は 1.5 ℓ_{m1} であると考えられる．ここに ℓ_{m1} は無限長クイに対するモーメント分布曲線の最初の零点の深さである。

（iv）換算係数は相似法則に関係式 $p = kxy^{0.5}$ を代入することによつて得られる。クイ頭変位最大曲げモーメントと有効長の基準曲線は模型実験結果をもとにして確立されている。

換算係数を使つて基準曲線を換算すると原型クイの挙動についての関係が求められる。上述の換算に対する必要な計算は参考資料に与えられている計算図表で簡単にできる。

（v）地盤係数 k_h と標準貫入試験値Nとの間に一定の関係が存在することを明らかにするため砂質土と粘性土による現場実験データが沢山集められ解析されている。

（2）組グイの横抵抗

組グイは同じ本数の垂直グイよりもはるかに大きな横抵抗を示す。これは横方向の力の大部分をクイの軸方向の抵抗で支持するからである。それゆえに組グイの極限横方向抵抗力が二つの軸力から計算でき、そのおのおのはクイの極限支持力をとるのである。

5．地震時の斜面の安定

斜面の安定の解析は岸壁の設計において非常に重要である。特に横桟橋あるいは重力式岸壁の場合はそうである。地震時の斜面安定は水平地震力を考慮に入れた円形スベリ面法で検討される。斜面の安定に対する安全率の最低限は永久構造物については常時は1．3、地震時は1.0である。普通、砂質土あるいは砂レキ質土においては基礎崩壊は考慮する必要はない。しかしながら、法線崩壊の可能性あるいは直線スベリ面に沿うスベリは注意されねばならぬ。

6．材料の許容応力度

構造用鋼材の許容応力度と保証降伏点強度は表－4のとうりとする。

表－4　構造用鋼材の許容応力度と保証降伏点強度（単位：kg／c㎡）

種　　類	SS41	SS50	SM50A
保証降伏点強度	2,300	2,800	3,200
引　張	1,400	1,700	1,900
圧　縮	1,400	1,700	1,900
曲　げ	1,400	1,700	1,900
セン断	800	1,000	1,100

鋼グイ材の許容応力度は表－5のとうりとする。

表－5　鋼グイ材の許容応力度（単位：kg／c㎡）

種　　類	STK41，SS41とSM41A	SS50	SM50A
軸方向引張応力度	1,400	1,900	1,900
軸方向圧縮応力度 ここに， ℓ：部材長（cm） r：断面2次半径（cm）	$0<(\ell/r)\leqslant 110$； $1{,}300-0.06(\ell/r)^2$ $(\ell/r)>110$； $7{,}200{,}000/(\ell/r)^2$	$0<(\ell/r)\leqslant 100$； $1{,}600-0.09(\ell/r)^2$ $(\ell/r)>100$； $7{,}200{,}000/(\ell/r)^2$	$0<(\ell/r)\leqslant 90$； $1{,}800-0.11(\ell/r)^2$ $(\ell/r)>90$； $7{,}200{,}000/(\ell/r)^2$
曲げ応力度	1,300	1,600	1,800
セン断応力度	800	1,000	1,100

鋼矢板材の許容応力度と保証降伏点強度は表－６を標準とする。

表－６　鋼矢板材の許容応力度と保証降伏点強度（単位：kg／cm²）

種　　類	1　種	2　種
保証降伏点強度	3,000	4,000
許容応力度	1,800	2,400

（２）　コンクリート

コンクリートの許容応力度は表－７に示した値を超えてはならない。

表－７　コンクリートの許容応力度（単位：kg／cm²）

	記　号	許容応力度	上限値
設計基準強度	σ_{cd}	180～270	
許容圧縮応力度	σ_{ca}	$1/3 \times \sigma_{cd}$	
許容支圧応力度	σ'_{ca}	$1/2.5 \times \sigma_{cd}$	
許容曲げ引張り応力度	σ_{ba}	$1/30 \times \sigma_{cd}$	10
許容付着応力度	τ_{oa}	$1/15 \sim 1/30 \times \sigma_{cd}$	10～20

（３）　許容応力度の割増し

地震荷重のような短期荷重に対する鋼材とコンクリートの許容応力度は常時における許容応力度の１．５倍まで高めてよい。

７．重力式岸壁

重力式岸壁はわが国においては非常に普及しており、比較的耐久性がまり強い衝撃に耐えることができる。しかしながら支持力に耐する安全率は水深が増すと減少する。これは水深の増加による土圧の著しい増加が死荷重および壁体の底面反力の大幅な増加をもたらすからである。この傾向は地震時に特に顕著である。

重力式岸壁の耐震設計の基本的な態度は壁体の多少の移動は許すが地震によるとり返しのつかない損害は防ぐことである。

耐震設計で考慮される主な外力は土圧（２参照）、水圧（２参照）と壁体自身の重量である。重力式岸壁の安定解析は以下に示すような項目についてなされる。

（１）　底面に沿う壁体のスベリ

全外力の水平成分と垂直成分の比は土と底部の面の摩擦係数よりも小さくなければならぬ。普通、摩擦係数は0.6である。安全率は静止状態では1.2以上とし、地震状態では1.0まで許容してもよい。

（２） 基礎の支持力

基礎の幅に対する荷重の垂直成分の比である平均反力は許容支持力を超えてはならぬ。許容支持力の計算は３に示される方法によつてできる。

（３） 基礎地盤のスベリ

基礎地盤のスベリは５で与えられた手順に従つて解析される。

上述の解析の他に岸壁の隅角部や取り付け部および異なつた構造物との継ぎ目の損害を防ぐため次のような方法をとることが望まれる。すなわち(i) 設計震度を約20％増加，(ii)タイロッドを用いる、(iii) 岸壁の法線方向に壁体を結合する。

８． 矢板式岸壁

矢板式岸壁はわが国ではよく建設されている。これは建設費が比較的安くかつ簡単に早く建設できるためである。更に近年大型鋼矢板が容易に利用できるようになつたことと電気防蝕法の改良がますます矢板岸壁を普及させた。

棚式岸壁は壁高が高く大きな上載荷重のために過大な土圧が壁体に作用し、普通の矢板岸壁が建設できないときに用いられる。

矢板式岸壁の現行設計法の基本原理は静止状態についてはチエボタリホフ[12]、ロウ[13]や他の人による広範囲の研究に基づいている。そしてわが国において、地震時に対しては過去の経験に基づいて特別な考慮がなされている。

矢板式岸壁の耐震設計は次のような手順で実施される。

（１） 土圧と残留水圧の計算

計算は２に示された手法によつて行なう。

（２） 矢板の根入れ長の算定

矢板の根入れ長はフリーアースサポート法によつて計算される。根入れ破壊に対する常時と地震時に許容される最小安全率は各々1.5と1.2である。粘性土層においては安全率は常時および地震時状態の両方に対して1.2である。

（３） タイロッドの設計

砂地盤に作られた矢板式岸壁の場合には、タイロッド張力は矢板を海底とタイロッド取り付け部とで支持されている単純ばりとし、土圧と残留水圧を受けると考えて計算される。粘性土の場合においてはタイロッド張力はフイクスドアースサポート法（弾性曲線法）で計算される。タイロッドの許容応力は常時および地震時のそれぞれに対して鋼材の保証降伏点強度の40％および60％である。これらの比較的低い許容応力度の値は、タイロッドの取り付け位置近くの土圧の集中と上載荷重によりタイロッドに生ずる曲げモーメントを考慮して採用されたものである。

（４） 矢板の設計

砂質地盤に作られる矢板式岸壁の場合、最大曲げモーメントは(3)で述べた単純ばりで計算される。この最大曲げモーメントはフリーアースサポート法で計算した最大曲げモーメントの40～50％であるが、矢板のたわみによるモーメント減少を十分に考慮した最大曲げモーメントに相当する。粘性地盤の場合、フイクスドアースサポート法が最大曲げモーメントを算出する

のに使われる。常時と地震時に対する許容応力度は鋼材の保証降伏点強さの60％と90％である。

（５） 控え版の設計

通常控え版はタイロッド張力に抵抗できるように作られる。しかし、棚式岸壁の場合は水平力を棚とクイで支持するから控え版は必要としない。振動によつて簡単に控え工の前の土が流動化する時は控えクイを使用することが望ましい。

控え版の水平抵抗は常時と地震時の各々に対してタイロッドの2.5倍なければならない。控え版は海底から引いた主働崩壊面の背後におかねばならぬ。控え版の受働崩壊面が矢板背後の主働崩壊面と交わるときはその交点より上の土の受働土圧による抵抗力は控え版の水平抵抗力に加えない。

（６） 設計図表

矢板式岸壁に対するこれらの計算のために設計図表が作られており、矢板断面、タイロッドの直径、根入れ長などは土の状態、水深、残留水位、タイロッドの位置および震度が与えられると図表から容易に知ることができる。 H＝９ｍでW＝3.0t／㎡の状態に対する図表は図－１１に示されている。

図表にある記号の説明は次のとうりである。

H ： 岸壁前面の水深 (m)

H′ ： 岸壁の天端高 (m)

k ： 設計震度

w ： 上載荷重 （ t／㎡ ）

ϕ ＝ 25° ：土の内部摩擦角＝25°、等々

Φ_{100} ： タイロッドの直径＝100mm 等々

M_{max} ： 矢板の最大曲げモーメント（ t.m／m ）

A_p ： タイロッドの張力（ t／m ）

D ： 矢板の根入れ長 (m)

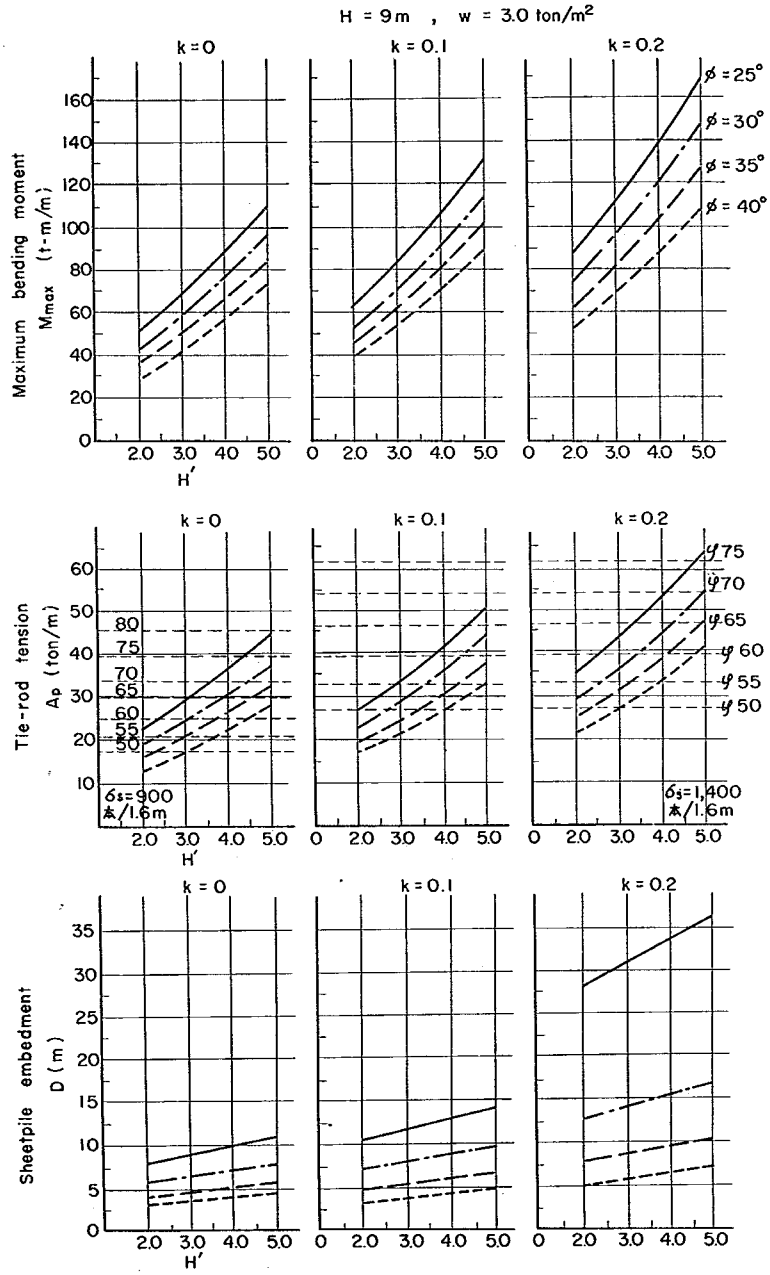
σ_s=900 ： 鋼の許容応力度＝900kg／ ㎠ 等々

前述のとうり、棚式岸壁に作用する水平力は棚とクイで支持される。矢板の最大曲げモーメントは棚の高さが増加すると減少する。しかし地震による棚と裏込めの慣性力は著しく増加し、クイに大きな反力を生ぜしめる。したがつて棚の高さは矢板の強度とクイの支持力とのつりあいから決定される。

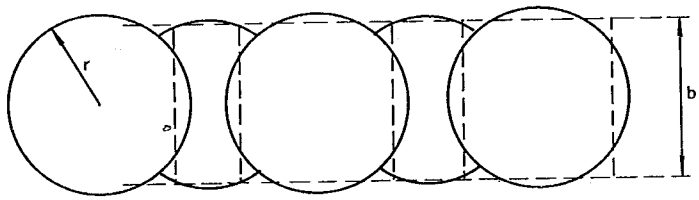
矢板式岸壁の設計において、地震による隅角部の損害を防ぐため次のような方法をとることが必要である。すなわち、良好な裏込めを用いること、部材の断面増加、キングポストによる補強あるいはセル構造を設けることである。

９． セル式岸壁

セル式岸壁は直線矢板をセル型に作り、土で内部を充して建設される。この型式の岸壁は施工の簡単さと迅速さのために大変普及しており、非常に水深の浅い岸壁に対しても建設費が安い。



図－11　矢板岸壁の設計図表



図－12　セル式岸壁平面図

セル式岸壁の耐震設計においては、構造物全体としての安定性とセルそのものの安全性の両方について考慮されねばならぬ。構造物の安定性については、それが重力式岸壁であると考えて考慮されねばならぬ。セルそのものの安全性については矢板の継ぎ手間摩擦力およびセン断破壊に対しての内部セン断抵抗力とを考慮する。
したがつて安全性の解析はこれらの項目についてなされるべきである。

岸壁の幅は外力による変形モーメントがセン断破壊に対するセルの抵抗モーメントを越えないように考慮されている。抵抗モーメントは中詰による抵抗モーメント（Mrf）と矢板による抵抗モーメント（M_{rs}）の二つの成分からなつている。

$$M_I = M_{rf} + M_{rs} \qquad \cdots (11)$$

極限抵抗モーメントの計算は模型実験に基づく北島公式[14]で行なわれる。

$$\left.\begin{aligned} M_{rf} &= \frac{1}{6}\gamma h^3 \cdot \frac{2}{3}\nu^2(3-\nu\cos\phi)\tan\phi\sin\phi \quad \text{----- 常時に対して} \\ M_{rf} &= \frac{1}{6}\gamma h^3 \cdot \nu^2(3-\nu\cos\phi)\sin\phi \quad \text{----- 振動時に対して} \\ M_{rf} &= \frac{1}{6}\gamma h^3 \cdot \frac{3}{2}\nu f \tan\phi \end{aligned}\right\} \cdots (12)$$

符号

Mr	：	岸壁の極限抵抗モーメント
M_{rf}	：	中詰材料の極限抵抗モーメント
M_{rs}	：	矢板の極限抵抗モーメント
γ	：	中詰材料の単位体積重量
h	：	海底からの岸壁の高さ
b	：	岸壁の幅
ν	：	B／h
ϕ	：	中詰材料の内部摩擦角
f	：	矢板継手間の摩擦力係数（f＝0.3）

セン断破壊に対する安全率は常時および地震時に対して1.2である。

次の式により与えられる継ぎ手間張力Tは日本で製造されている直線型鋼矢板に対する許容値150t／mより小さくなければならない。

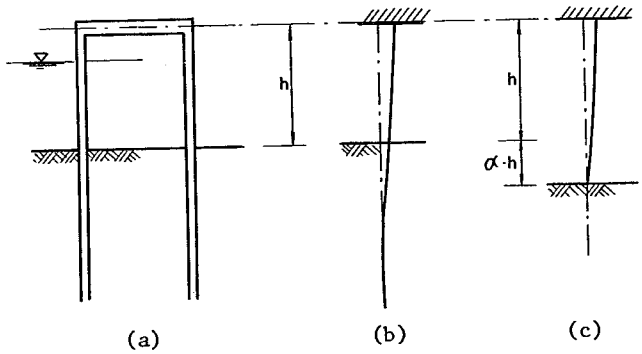
$$T = K_i \gamma h \cdot r \qquad \cdots (13)$$

ここに、　r ： セルの半径

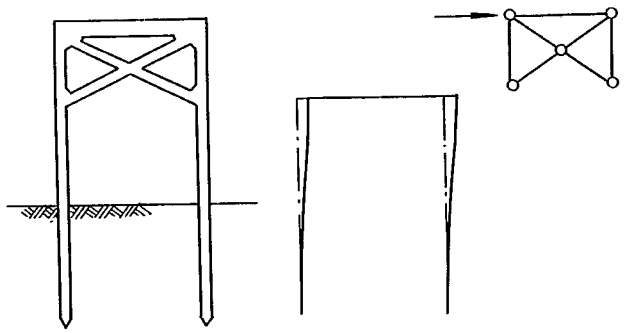
K_i ： 継ぎ手間張力の計算に用いられる土圧係数（$K_i = 0.6$）

10．桟　橋

桟橋は比較的軽い構造物で、土圧を受けないため地震時に非常に安定である。桟橋の最も簡単な形はクイ式桟橋である。上部構造を支えているクイは4(1)に示されている方法にしたがつてクイ頭に水平力を受ける頭部固定クイとして設計される。設計に考慮される主な水平力は船舶衝撃力、繋留船の引張り力および桟橋に作用する地震力である。クイが斜材で結合されているときは、下側の結合点でクイが固定されていると仮定する。



図－13　クイ式桟橋



図－14　ブレーシングをもつたクイ式桟橋

クイ式桟橋の１ブロックが水平偏心荷重を受けて水平面内に回転する場合、個々のクイが分担する水平荷重は次の式で計算される。

$$H_i = \frac{K}{\Sigma K_{Hi}} H + \frac{K_{Hi} X_i}{\Sigma K_{Hi} X_i^2} eH \qquad \cdots\cdots (14)$$

ここに、 $K_{Hi} = \dfrac{12EI_i}{(h_i + \frac{1}{\beta_i})}$ （ｔ／ｍ）：水平剛度定数

H_i ： 個々のクイが分担する水平荷重 (t)

h_i ： 海底よりクイ頭までの高さ (m)

β ： $\sqrt[4]{\dfrac{kD}{4EI}}$ (m^{-1})

EI ： クイの曲げ剛性 （ $t-m^2$ ）

H ： クイ式桟橋の１ブロックに作用する水平力

e ： ブロックの中央と作用荷重点間の距離 (m)

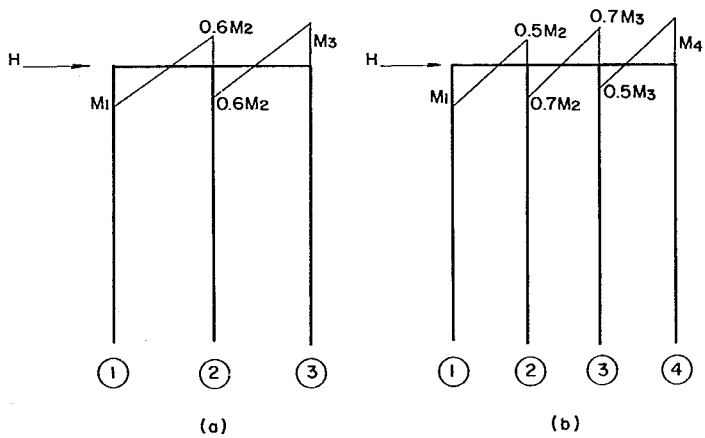
X_i ： 桟橋のブロックの対称軸各クイまでの距離 (m)

k ： 水平地盤反力係数 （ t/m^3 ）

（ $k = 150N$ ， N：標準貫入試験によるＮ値）

D ： クイの幅 (m)

水平荷重によりクイに生ずる軸力は曲げモーメントの分布が図－１５(a)、(b)に示されると仮定して計算する。M_i は i 番目のクイの頭部端モーメントを示している。



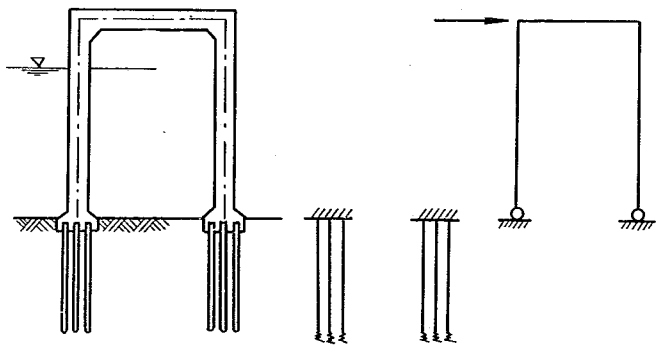
図－１５　軸力計算の際の曲げモーメント分布

簡単のためにクイの計算ではしばしばクイが地盤面からある深さで固定されている垂直片持ばりであると仮定される。固定点の深さは αh であると仮定され、この hは海底からのクイの高さで αは係数である。

横山は[15]αに対して次のような式を勧めている。これには土とクイの両方の特性が考慮されている。

$$\alpha = \frac{1}{\beta h} \qquad \cdots\cdots \quad (15)$$

クイで支持されている脚柱式桟橋の設計においては、脚柱と上部構造とはクイ頭でヒンジ結合された門形ラーメンと考える。桟橋を支持しているクイはクイ頭の固定度により頭部固定クイあるいは頭部自由クイとして設計される。



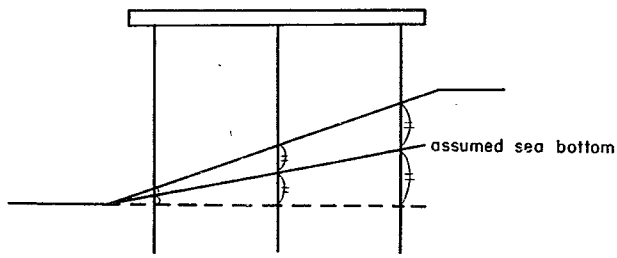
図－１６　クイ基礎をもつ脚柱式桟橋

組クイ式桟橋では、クイの設計を4(2)に示した手順にしたがつて行う。一般にはクイを床版に剛結するが不同沈下による被害を防ぐために桟橋をいくつかのブロックに分割することが望まれる。そのような場合、動的解析がおのおののブロックに適用できる。これは比較的簡単な振動系であると考えられるからである。

１１．　横桟橋

横桟橋は斜面に建設され、支持力あるいは受働土圧抵抗の不足のために重力式あるいは矢板式岸壁の建設が不可能な軟弱地盤に都合がよい。

桟橋は図－１７に示されるように海底面を仮定して１０に示される方法によつて設計する。土留壁は同じ型の岸壁に対する設計手順にしたがつて設計される。



図－１７　横桟橋設計の際の仮想海底面

各部ごとの解析のほかに斜面および土留壁を含む構造物全体の安定性について5に示された手順で注意深く検討しなければならぬ。不同沈下の可能性を考えると桟橋本体と土留壁を剛に結合することは望ましくない。

参 考 文 献

(1) 〃港湾構造物設計基準〃 日本港湾協会， 1967

(2) "Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity Through Japan as inferred from the Seismic Activity in Historical Time,"
河角広，地震研究所彙報， 第２９巻，第３号，1951

(3) 〃土木耐震学〃 物部長穂， 常盤書房， 1952

(4) 〃General Theory on Earthpressure and Seismic Stability of Retaining Walls and Dams〃，
岡部三郎， 土木学会誌， 第１０巻，第６号，1924

(5) "The Bearing Capacity of Footings under Eccentric and Inclined Loads," by G.G.Meyerhof, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE., Vol. 1, 1953.

(6) 〃傾斜偏心荷重を受ける帯状基礎の支持力に関する研究〃，立石哲郎，福家龍男，須田熙，光本司， 運輸技術研究所報告，第１２巻第１号， 1962

(7) 〃建築基礎構造設計基準．同解説〃， 日本建築学会， 1960

(8) 〃Discussion on the paper Lateral Pile-Loading Test by L.B.Feagin,〃 by Y.L. Chang, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol.102, 1937

(9) 〃クイの横抵抗に関する実験的研究（その１）〃，篠原登美雄，久保浩一，運輸技術研究所報告，第１１巻，第６号， 1961

(10) 〃クイの横抵抗に関する実験的研究（その２）〃，久保浩一，運輸技術研究所報告，第１２巻，第２号， 1962

(11) 〃クイの横抵抗の新らしい計算法〃，久保浩一， 港湾技術研究所報告，第２巻，第３号， 1963

(12) "Large Scale Earthpressure Tests with Model Flexible Bulkhead," by G.P.Tschebotarioff, Princeton University, 1949.

(13) 〃Anchored Sheet Pile Walls.〃 by P.W.Rowe, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.1, 1952

(14) 〃セル岸壁の安定性に関する研究〃，北島昭一， 運輸技術研究所報告，第１２巻，第３号， 1962

(15) 〃桟橋ドルフインの設計法〃，運輸省港湾局，調査設計室報告， 第２報， 1962

2. 1964年3月津波－港湾施設への影響

チャールズ E. リー

(1) 要　　旨

津波の発生地域にあつた数ケ所の港と，いく分離れた所にあつた港に生じた被害について述べる。この被害と港湾機能を回復する為め再建作業は，今回と同程度の地震による津波や広範囲にわたる地スベリによつて引き起される事態の典型的な一例である。　解析的研究と2次元水理模型研究を3次元の津波模型を考える為の一手法として示す。

(2) ま え が き

私は工兵隊長付，土木部長室水理設計部門次長（Assistant Chief of the Hydraulic Design Branch in the Civil Works Directorate, Office, Chief of Engineerings of the Corps of Engineers）です。

米国における土木事業の形態はいく分複雑で，なぜ私の地位が陸軍に属し，なぜ陸軍が航路計画，洪水調節，海岸防護その他の土木事業に関する研究，設計，建設について責任を持たねばならぬのか，十分に理解されないと思う。

日本の歴史と比較すれば非常に新しいのですが，我国の建国時に熟練した土木技術者は工兵隊の人達だけであつた。航路の改善が必要となつた時，議会はこの仕事を工兵隊に任命した。時が経ると共に航路工事以外の公共事業，例えば洪水調節，海岸の浸食防止，ハリケーンに対する防災等が工兵隊の任務として指定された。それ故工兵隊の建設工事は基本的に2つに分かれる。1つは軍事的建設で他の1つは公共事業である。土木部の職員は原則として文官であるが，武官も幾人かいる。彼らは非常に熟練した技術者で，原則として管理，行政的地位についている。だから工兵隊の技術者について述べる時，ほとんどの場合文官の技術者をさしている。

1964年3月27日のアラスカ地震による津波によつて，他の地域に比較して米国の大陸部で多くの被害と死者を出した。それ故，私はこれらについて述べたい。図－1は主として被害を受けたアラスカ湾沿岸を示している。地盤の高さが変化しなかつた場所を破線で示してある。

米国側はWilsonとTorumによる「1964年3月27日のアラスカ地震津波による工学的被害」という報告を日本側に渡しましたが，これは工兵隊のもとで作成されたものである。私はここに最新の報告書「1964年アラスカ地震の津波：その工学的評価」を日本側に渡しますが，これは（海岸工学研究センター）の技術資料№25である。以下に述べる事柄の多くは，この報告から引用している。

1964年3月に我々の港湾関係についての大部分の被害は，直接には地震動によるのではなく，地震動によつて引きおこされた地盤のスベリと波によるものである。ここで私が述べたいことは，港に生じた被害とその港湾機能を復旧するには何が必要なのかという事である。続いて津波被害からカルフオルニア州Crescent市を守る為構造物の設計に関して（工兵隊の水理実験場）で行なわれた最近の基礎的研究について述べたい。

(3) 各港における被害

一般に大型船舶は津波に耐えることができ，小型船ほど破壊したりひどい被害を受けると言うことができる。Kodiak軍港のMarginal突提と荷物埠頭に繋留されていた大型船舶とCrescent市の市営埠頭に繋留されていた木材ハシケは津波によく耐えた。しかし船が上屋を著しく破壊しており，この現象はCrescent市において目立つている。津波が来襲した時にどんな船でも，最も安全な場所は外洋であることは明かである。

Kodiak Harbor: Kodiak 港で津波の第1波は平均低低潮面上約13フイートの高さで，これは満潮とほぼ同程度であつた。2時間後に発生した第2波は，高さ約40フイートで，陸だな振動が主であると推定される。この波が引く時，明らかに南西の防波堤の一部を吸い出し，倉庫と飛行機格納庫をばらばらに破壊した。しかしほとんどの被害はその後の2波によつて生じている。
Wilson によると第3波は陸だな振動の第2波と他の部分的な振動が第1進行波に重ね合わさつたものであり波長が長く波高は35~40フイートに達した。建物の被害はさておいて，地震動，スベリ，津波によつて防波堤の沈下損傷，ボート類の全体的被害，波止場床版の破壊，多数の船の流失と破損が生じた。図－2は地震と津波を受けた当時の水際の写真である。被害総額は100万ドル 以上と見積られ，Kodiak市で8名が命を落した。

1965年に工兵隊は延長 250フイートの南東防波堤と延長760フイートの南西防波堤を再建した。港湾機能を復旧する為に，打上げられた船を取除き他の全ての施設を使えるように直すことが必要であつた。図－3は再建された港を示している。

Seward Harbor: Sewardは水際の全施設が沈下と変位によつて最大の被害を被つた。これは最初のスベリによる水面の低下と続いて何回となく来襲する津波の力と吸出し効果などが，地震の連続的な振動による被害を助長したのである。

明らかに，地震がまだ続いている間にStandard Oil 会社の埠頭 から火災が発生した。おしよせた波が燃えている油をStandard Oil 会社のタンクから，石油を積んだタンク車やTexacoタンク基地へと飛び火させ，その結果爆発によつて水際は炎に包まれた。図－4は津波後のアラスカ鉄道埠頭の惨状を示している。

地震発生時にヨットハーバーに約125隻のボートがあつた。大部分のボートは流失してしまつた。あるものは港が沈下によつて水面下に没する以前に津波の第1波により転覆し，他のボートは防波堤外に流されてしまつた。12名が命を失つたが，ほとんどは小さなヨットハーバー内にあるボートに乗つていた人であつた。図－5はレールが飛び出してしまつたアラスカ鉄道の貨物場を示している。レールは火災の熱により真赤になつており，津波が来襲した時レールは曲つて枕木から引き抜かれてしまつた。図－6は水際の破壊の惨状を示している。Sewardの町はさらに後方にある。港湾施設の被害総額は直接津波による1,400万ドル以上を含めて1,500万ドル以上と算定されている。

Sewardの水際は非常に被害を受けたので，全損と査定された。沈下が著じるしかつたのが防波堤の外端で深さが80フィートから110フィートに変化して，その場所に再建することは経済的に無理であつた。工兵隊は（Resurrection 湾の北西部に）新港を4.75エーカーから約17.25エーカーに拡大して建設した。鉄道ターミナル，ヤード，上屋そして関係の港湾施設はもちろん再建された。図－7は地震後に建設された新港を示す。

Valdez：アラスカ最北の全天候港Valdez港はSeward 港といく分同様な被害性状を示している。地スベリと津波は波止場，上屋，函詰工場，防波堤に変位を生じた。水際全体は全面的に破壊してしまい，津波の波は市の中心部深く侵入した。石油タンクの火災が被害をさらに大きくした。大部分の権威筋は，津波の被害に主として関係があるものとして4つの波をあげている。その内の2つは地震の最中と直後に発生するもので，他の2つは何時間かの後に来るものである。しかし波の発生機構について定まつた見解は無い。

Valdezでは31名が生命を落し，財産の損害は800万ドル以上と算定された。損害額はSewardの方が大きかつたが，人口の割合から見ると1,000名のValdezはSeward より事実上大きな被害を受けた。

小規模のヨット・ハーバーでは100フィート以上の深さの所で海底のスベリが起り，町は完全に破壊され水際に沿つた地盤は極端に不安定になつた。それ故，そこから約2.5マイル北西のMineral Springs へ町全体を移す必要があつた。新ヨット・ハーバーは旧港より2.5エーカーの泊地を備えている。図－8は新港を示している。

Whittier：Whittierの小さな町の水際は，地震動，地盤のスベリ，火災，津波，地盤の約5フィートの沈下によつて，ほぼ完全に破壊した。津波による被害は1,000万ドルと算定され，13名が死亡した。人口70名の小さな町から考えると，Whittierはアラスカの沿岸の町の中で最もひどく被害を受けた。

Cordova：prinze William 入江の入口にある漁港，Cordova は岩盤上にあつたので，市

営木材埠頭を除いて地震動によつては，わずかな被害しかなかつた。人命は失なわれなかつたが被害総額は約200万ドルと見積られ，主として津波によるものである。地盤隆起によつて，港内の航行に支障をきたした。港の再建は土を350.000 立方ヤード浚渫し，波止場と港内施設の除去と転置，建物と臨港施設を再建することであつた。図－9はCordova 港の平面図である。

Homer： Homer岬は長さ約4マイルで，巾は2,300ヤードから1,000ヤード以上に変化している。岬の外端は約 6.5 フィート沈下し，岬の根付部で土塊が約2フィート沈下した。港口付近で発生した地スベリにより防波堤の外側600フィートが破壊した。その結果，堤頂は約 50 フィート低下し水面下 25～30 フィートに水没してしまつた。岬が全般に沈下したので，津波がさらに高い所まで浸入することになる。それ故，中規模の暴風雨によつても被害を受けやすくなつてしまつた。図－10はHomer岬と新港を示している。岬の先端近くに港を全く移しかえる必要があつた。新港は旧港より約7.25エーカー広く，約 10 エーカーの投錨・泊地を有している。

Crescent市，カルフオルニア： これまでに述べたアラスカの諸港をも含めて，津波による最大の被害はカルフオルニア州の北部のCrescent市に生じている。被害は全て津波によるもので，市街地約 30 ブロックに津波が浸入したからである。港湾の被害は比較的少なく，漁船 15 隻が転覆，3隻が流失した外に，桟橋と防波堤にわずかの被害があつた。図－11はCrescent市港の平面図と水際の市街図である。図－12は市営埠頭の取付部の被害を示している。Crescent市の高潮発生について次の2つの理由が考えられる：

a．津波の源に発生した大きなエネルギーがCrescent市に向つて異常に集中した。

b．津波の3次振動（周期 36 分）によつて陸だな振動の節を2つ持つ振動型の共振が助長されたかも知れぬ。

およそ1,100万ドルの被害の大部分は，以下に示す事項か或はその複合した為であろう。

a．丸太やその他自動車，製材のような物の衝撃

b．破損した物が集積した結果，構造物に設計時より大きな圧力が加わる所が多くなる。

c．繋留が不十分な為，構造物が浮遊する。

d．多くの構造物では，一般に水平低抗が不足していた。

(4) 設計に関する結論

港湾において，外力に完全に低抗したり，さもなくば津波に対し全く無被害であるように設計することは，一般に経済的に不適当である。しかし被害を小さくする為に，予防措置を設計に取り入れることは出来る。

津波がしばしば発生する地域では，構造物の床版は上部施設の機能を考慮して，津波が来襲しても使用可能な高さに作るべきである。建物は波が下を流れ得るように杭の上に設置すべきである。捨石防波堤と突堤の可撓性は，波の衝撃による被害を最小にする。図－11に示したように，Dutton埠頭が破壊されなかつた理由としては，床版と杭頭間のボルト結合と鋼製ストラップ，スジカイが多かつたことである。埠頭に船が繋留していなかつたこともまた有利であつた。

頂油タンクの設置計画は非常に重要である。石油の供給は海外から来るから，石油タンクは一般に水際付近に作られるが，地震や津波による油の漏洩は火災の原因となり，この火災は急速に広がる。1964年3月の地震により，Seward,Valdez,Whittier,Crescent市では石油タンクが火災を起した。貯油タンクから油が漏洩せず地表面下にタンクを設置できない時，或は津波が浸入しないように高い地盤上に作ることができない場合は，海水が浸入せず油が洩れないように高い壁や堤防で周囲をかこむ必要がある。

近年アラスカが急速に発展したので，ほとんどの港は狭小になつてしまつた。地震，津波により破壊した港の再建作業の際に，現在或は将来必要となる拡張工事を行うことができる。

(5) Crescent市の津波に関する研究

1964年の津波によるCrescent市の被害から考えて，東の高台から西の高台まで水際に沿つて続く頂部が平均低水位より約25フィート高い防潮壁が，市街部への津波の浸入防止に有効であると判断された。(図－13を参照のこと。)このような防潮壁の反射効果により，港内の航行に好ましくない影響があるかも知れぬ。だから防潮壁計画における設計や技術的可能性を決定する為のみならず，航路計画に及ぼす影響を調べる為に，水理模型実験は必要である。

3次元模型に対するデータや設計の資料を得る為に米国の水理実験室（Waterwayp Experiment Station）で解析的研究及び水槽を用いた研究が行なわれている。研究成果は（水理実験所技術報告）に「Theoretics in Design of the Proposed Crescent City Harbor－Tunami Model」と題しG．H．Keulegan，J．Harrison，M．J．Matthews によつて報告される。この報告は今年中に発表され，米国側から日本側に渡されよう。この研究によつて計算機による津波の屈折図作成の為の新たな方法が開発された。

これは「Tsunami Refraction Diagrams by Digital Computer」と題しG．H．KeuleganとJ．Harrison によつて，Journal of the Hydraulic Division，A．S．C．Eに発表の予定である。

波高，周期，波向線，波高別発生頻度を求める理論研究がなされた。津波の屈折に関して解析方

法が案出されたので，大洋の深さが最小二乗法を応用した3組のデーターから定められ，その場所はメルカトール投影図の歪を補正して求められる。屈折図は最近の3つの津波：1964年アラスカ，1960年チリー，1952年カムチヤツカの津波について求められた。波紋は，1964年の津波に対してはVan Dornsが示した波の初期方向を用い，他の2つに対しては著者等が定めたものを用いて発生地から作図し，Crescent市の海岸近くまで伝播させた。ある波高発生頻度の関係が求まると，そこから危険率が求まる。図－14はこれらの関係を示している。1964年の津波によると，周期28分，波高22.75フイートの波を模型に使用すれば良いことがわかる。

2次元水槽実験か気密式造波機を持つ巾5フイート，長さ100フイートのコンクリート水槽で行なわれた。図－15は造波機の概略である。3種類の実験を行なつた。第1は縮尺1／125，第2は鉛直方向1／125，水平方向1／375 と縮尺比が異るもの，第3は第2と縮尺は同1であるが，造波機先端部の欠陥による影響を消す為に造波機前面に金網のスクリーンを置いた場合である。

予備的研究から得られた結論は次のようである。

a．Crescent市を襲つた1964年の津波の最大波高の波に合わせる為に模型実験に用いるべき波の持性は，平均低低潮面より最大約20フイートまで押し波として来襲し，周期28分，波高23フイートの波である。

b．Crescent市の沖での陸だな振動は，1964年津波の特異な波高と周期に影響した重要な要因であり，たぶん今回ほど大きく影響しなかつただろうが，Crescent市で水面上昇を起した他の津波についても同様である。(図－16参照)

c．Crescent市での1960年津波記録についてスペクトル分析を行つたところ，この津波に含まれる周期はKeuleganとWilsonが陸だな地域の共振振動として導びいた値と一致した。

d．メルカトール図法による地図の歪を差引いたデイジタル計算プログラムは，太平洋を伝わる津波の屈折に対し完成し，首尾よく行くことがわかつた。最近の3つの津波（アラスカ，1964；チリー，1969；カムチヤツカ，1952）に対し上述のプログラムにより計算された屈折図により，Crescent市の海岸近くの波紋を明らかにした。この波紋によつてその後の模型実験での造波機の配列が決まる。又屈折図は津波の波高の全体的増大は外洋での屈折によるものでないことを示した。

e．発生頻度の研究によると，HiloとCrescent市での津波波高は似かよつており，1964年津波は45年間に20％の確率で起る単一事象であることが示された。

f．Crescent市について縮尺比を変えない模型は費用がかかりすぎて適当でない。模型における海の状態は，採用した波の最大周期に対応する陸をも含めた模型の第1次共振周期を用いる

べきである。

g．模型の最適縮尺と，Crescent市の港と市街での実際の津波の作用を正確に再現する為に必要な海域を決定するのに，さらに波の水槽実験が必要である。

上述の結論から3次元模型を設計する為の有力な基礎が得られたと言える。フイルターでは完全に消去できない28分周期の波で山が2つある場合のように，解決せねばならぬ幾つかの問題がある。これらの問題はさらに研究を進めて行けば解決できる。図－17，18は津波波形に及ぼすスクリーンの効果を示している。山が2つの波は実際に発生しているのか，或は連成効果が模型特有のものか私は知らない。もし議会がCrescent市に防潮堤の建設を許可するなら，3次元模型研究が成され，研究報告は日本側に渡されるだろう。

図　の　説　明

図－1　地震によつて最も被害を受けた中南部アラスカの一般図

図－2　地震と津波来襲直後のKodiakの水際（Alf Madsen による写真。文献1参照）

図－3　再建されたKodiak港

図－4　アラスカ鉄道埠頭の被害状況（Irvin Cook，アンカレッジ，による写真，文献1参照）

図－5　アラスカ鉄道貨物場（Dave Thomson,Seward による写真，文献1参照）

図－6　Resurrection 湾の北西部に残された船の残骸（U．S．Army による写真）

図－7　再建されたSeward港

図－8　再建されたValdez港

図－9　再建されたCordova 港

図－10　再建されたHomer 港

図－11　Crescent City港計画

図－12　Crescent市民営埠頭の被災した取付部（U．S．Navyによる写真）

図－13　Crescent市護岸計画

図－14　発生波高の確率

図－15　気密式造波機

図－16　Crescent市の陸だなの位置

図－17　縮尺比を考えた水槽での波形記録

図－18　スクリーンを使用し縮小比を変えた水槽での波の記録の一例

3. 討　　議

合田：津波の概要と測定結果について述べられたLee氏の発表は大変興味あるものですが，ここでCrescent市で得られた津波の記録について述べておられないのは残念に思います。津波防波堤として我国では大船渡にあるものが代表的です。この防波堤は湾長5KmのL型をした湾に作られており，運輸省港湾技術研究所では，防波堤の効果について計算機を用い幾つかの数値計算を行いました。計算結果と昨年の十勝沖地震の時得た値とが良く一致し，計算方法の妥当性を証明しました。

計算方法は湾を格子に分割し，運動方程式と連続方程式を差分方程式になおし逐次計算するもので，かなり一般的な方法ですが我々は防波堤入口でのエネルギー損失を考慮して解析しています。水理模型実験では入力として実測値を用いますので，我々は外洋での津波を入力として湾内へ侵入する津波の伝播を計算し，各格子での水位変化と流速が求まります。このような計算を大船渡湾だけでなく松島湾や八戸湾についても行い，この計算方法が非常に信頼性のあることを示しました。

シエフィー：合田博士に質問したい。湾の広い部分での格子間隔はどのくらいで，防波堤開口部付近ではどの程度細かな格子を用いたのですか。

合田：格子間隔は湾内では非常に細かく280mで，湾の外では粗く湾内の6倍です。防波堤は湾口から内側約1/3の地点にあります。

ギブス：林博士にお聞きしたい。あなたの論文中の公式による，土構造物に対する震度の最大値0.27という値の方が，今朝話した0.6，0.7，0.8という値より妥当であるでしょう。このような小さめの値を用いるとき，土のより正確な強さと間隔水圧の解釈が必要となります。せん断低抗の値を定めるのにφの値を用いていますか。また有効応力やよう壁背後の土の完全飽和状態を考慮に入れているでしょうか。

林：土構造物に対し，我々はこの問題を砂質土と粘性土に分けて考えています。粘性土の場合，設計計算には一軸圧縮試験から得られたq_u値を用い，砂質土では不攪乱試料を採取できないので，相対密度により内部マサツ角を決めています。

壁体背後の完全飽和状態の土については，見かけの震度を用いて計算しているので，砂粒子に仂く間隙水圧の影響もこの中に含まれていると考えています。

ギブス：場水圧ですか全水圧ですか。

林：静水圧は別に考えております。

リー：合田博士の述べられた水位の計算法は非常に興味深いものですから，できることならその論文を入手したい。又，水位の計算結果と比較できる水位観測記録か最高水位記録があつたら知りたい。

合田：港湾技術研究所防波堤研究室長・伊東氏が計算を行いました。この計算法は1966年に東京で開かれた第10回国際海岸工学会議に提出した彼の論文に示されていますし，今年京都で開かれる予定の第13回国際水理学会でも発表されるそうです。水位記録に関しては，十勝沖地震の津波で2つの潮位記録が得られました。1つは大船渡の湾口で他の1つは湾の一番奥の大船渡市で得たものです。湾口での記録から津波波形を求めて，これを入力として湾奥の潮位曲線を求めたのですが，計算結果は良い一致を示しました。これらは論文として公表されていますが，残念ながら日本語で書かれています。

リー：第10回の概要集は持つています。これにのつているのなら，私が見過したのだと思います。

伊吹山：林博士が港湾構造物の設計基準について説明されましたが，博士の論文には含まれていなかつた港湾構造物，いわゆる沈埋式トンネルについて米国側委員にお聞きしたい。

米国で海底トンネルのほぼ半分は沈埋工法によつて建設されているが，我国ではわずかに2つのトンネルがこの工法で施工され，その他に2例が目下建設中であります。しかし将来多数の沈埋トンネルが建設される傾向にあると考えます。沈埋トンネルの設計で，耐震について述べてある報告はわずか2例しか得られていません。1つはカナダのDearis Islandトンネルの技術報告で，他はサンフランシスコのBART（Bay Area Rapid Transit）トンネルに関する技術報告です。この報告の謝辞によると，ここにおられるWilliam K. Cloud氏が現場調査に有役な忠告を与えられたそうですので，次の4点についてお聞きしたい。1つは地震の計測とその解析について，他は土質に関するものです。

最初にBARTトンネルの報告によると，いくつかの地震計がサンフランシスコ湾のトンネル予定地の海底に設置されているそうですが，あの報告が出された時点ではまだ地震記録は集積されていなかつたと思います。それ故，地震計によつて得られた実際の記録と解析結果について，あの報告以後に何か新たな事柄があつたらお知らせ願いたい。

第2の質問は，沈埋トンネルの水中重量は非常に軽く，トンネル上部の載荷土を含めて1ton／m^2 以下なので，地盤反力係数，Kがいかほどであつても設計に及ぼす影響はきわめて小さい。例えば，Kが0.5Kg/m^3と5Kg/cm^3の場合についてあるトンネルのスラブ底部中央の曲げモーメントを計算したところ．値は3割程度の変化でした。沈埋構造物の場合，米国では一般にどの程度のK値を用いているのか，又いかにしてこの値を決めるのかお聞きしたい。

次に沈埋トンネルは水面下約30mにあつて，洪積土より軽いような非常に軽い構造物であり，その下は飽和した砂の地盤であります。このような場合，沈埋トンネルに対する土の液状化現象の影響はわずかであると思います。そこで，トンネルの接合部の剛性をいくらか増したり，反対に柔にする事によつて十分ではないでしょうか。

第4に，むしろ問題となる場所は，載荷状況の変化する水中部とかたい土の上の陸上部との接ぎ手であると思います。ＢＡＲＴトンネルの設計では，この部分にいくらかの余裕が置かれていましたが，初期設計での値が修正されたと聞いています。これは実際の地震観測記録或は土質試験によつて修正されたのですか。又，どの程度修正したのでしょうか。

クラウド：まず私がした忠告は，必ずしも湾内のものではないのですが，強震記録に関してです。湾内の地震計はG. Hausner博士の管轄下にあり，彼が記録の解析を行いましたので，彼に記録を送るよう伝えましょう。他にも多数の地震計が同じ目的で設置されており，カルフォルニア大学のSeed 博士がこの点について詳しい。

ギブス：土質条件すなわち土質試験が，その後の設計の修正に大きく影響する要素だと私は信じております。詳しい事はわかりませんが，前述の修正はさらに正確な土質試験を行つたからです。非常に柔かい土中の構造物については，我々はトンネルより小さいけれどパイプを土中に置いてみたところ，柔い接合部の方が良いようでした。

シエフイ：トンネルの耐震設計は，我々の最もわからない分野の1つです。私の記憶では，BARTトンネルがこの問題に多くの配慮を払つた最初の事業であり，これによつてより多くを学び標準となる手法を生み出す事を希望しております。

4. 所　　感

林　　聰

1. 1964年3月のAlaska地震および津波による一般的な災害に関する情報は，これ迄にも大学等の研究機関の研究報告や国際的な学術会議の報告等を通して得られていたが，Mr. Charles E. Leeの報告によつて責任ある機関による体系的な情報が得られたことは日本側にとつて大きな利益であつた。

それ以外にも合同会議の公式行事以外にMr. Lee との個別的な接触を通じて米国の港湾技術行政組織，構造物築造基準等に関する知識が得られた。これ等の事柄は第1回日米合同会議の開催が生んだ大きな利益であつたと感ずると同時に将来における活発な情報や技術の交換を通じてわが国港湾構造技術の向上を期待することができる。

Charles E. Lee

2. One of the highlights of Theme 4 was Dr. Hayashi's concise and informative paper, "Current Procedure for Earthquake Resistant Design of Harbor Structures in Japan". Being in English, the paper has been read by interested engineers through the office, Chief of Engineers.

Acontinuing benefit results from the opportunity of acquaintanceship with my counterpart, Dr. Hayashi, all members of the panel, observers and members of the Research Institutes visited. Discussion and counsel included not only seismic subjects but the various aspects of coastal engineering. Contact by letter has continued since the meeting. Procedures of design and research in the United States may be influenced by the knowledge obtained by Japnese experience.

5. The March 1964 Tsunami - Its Effects on Ports and Harbors

by Charles E. Lee*
U.S. Army Corps of Engineers
Washington, D. C.

ABSTRACT

The damage occurring to ports in the tsunami source area and to one port some distance away is discussed. This damage and the reconstruction necessary to restore port operation is considered a typical example of what may be expected as a result of earthquakes of similar magnitude and with extensive earth-mass sliding. The analytical study and 2-dimensional hydraulic model study is presented as one approach to the design of a 3-dimensional tsunami model.

INTRODUCTION

I am very happy to be in Japan again as my previous trips have been exceedingly pleasant and informative. I am Assistant Chief of the Hydraulic Design Branch in the Civil Works Directorate, Office, Chief of Engineers of the Corps of Engineers. Our public works system in the United States is somewhat complex and I doubt that you fully understand why my position is within the Department of the Army and why the Department of the Army should have responsibility for research, design and construction for projects for navigation, flood control, shore protection and other civil functions.

When our Nation began, which is a short time ago when compared with the history of your Nation, the only trained civil engineers were members of the Engineer Corps of the Army. As our needs for navigation improvements were realized the work was assigned by Congress to this Corps of Engineers.

---

* Assistant Chief, Hydraulic Design Branch

As time went on, additional public works, other than for navigation, such as flood control, beach erosion control and hurricane protection were assigned as functions of the Corps of Engineers. Therefore, the construction work of the Corps is divided into two principal sectors, one comprising Military Construction and the other Civil Works. The employees of the Civil Works Directorate are principally civilians however, there are a small number of military personnel. These few uniformed personnel are highly trained engineers and are principally in administrative and executive positions. Therefore, when I speak of the Corps of Engineers I am, in most respects, referring to a civilian engineer agency.

Of the tsunamis that have occurred, that produced by the Alaska earthquake of 27 March 1964 caused more damage and death in the continental United States than any other. Therefore, my remarks are generally concerned with that event. Figure 1 shows the Gulf of Alaska coast that was principally affected by the event. The hinge line of zero earth movement is shown by the broken line.

The U. S. Panel furnished to you a draft copy of the report of Wilson and Torum on the "Engineering Damage From the Tsunami of The Alaskan Earthquake of March 27, 1964," prepared under a Corps of Engineers contract. I am, at this time, furnishing to the Japanese Panel a copy of our final report, which has been published as Technical Memorandum No. 25 of our Coastal Engineering Research Center, entitled "The Tsunami of the Alaskan Earthquake, 1964: Engineering Evaluation."1 Many of the facts to be given today have been gleaned from this report.

In March 1964 most of the damage occurring to our ports and harbors was not directly from the original shocks but from the resulting slides and waves. At this time, I would like to discuss damages that occurred to some of our

harbors and what was required to restore them to efficient operating condition. Following this I would also like to discuss a preliminary study recently made at our Waterways Experiment Station for design of structures to protect Crescent City, California from tsunami damage.

DAMAGE TO VARIOUS PORTS

In general, we can state in regard to shipping that the large vessels usually survived the tsunami - the smaller vessels were destroyed or badly damaged. The large vessels moored to the Marginal Pier and the Cargo Dock at Kodiak Naval Station and the timber barge moored to Citizens Dock at Crescent City withstood the tsunami well. However, the vessels severely damaged the wharf structures, particularly at Crescent City. It was apparent that the safest place for ships and boats of all types during the rampage of a tsunami is the open sea.

Kodiak Harbor. There is evidence that the first wave at Kodiak was similar to a high tide, rising to about 13 feet above MLLW. The second wave occurred about two hours later, had a height of about 40 feet and is presumed to be dominently the result of a shelf induced oscillation. The retreat of this wave apparently sucked out part of the southwest breakwater and tore loose a store and an aircraft hanger. However, the major damage came with the next two waves. The third wave, according to Wilson, was a compositeof the first progressive wave crest, overlaid by the second wave of the shelf induced oscillation and additional local oscillations, and reached 35 to 40 feet in height over a vast wave length. Besides damage to buildings, the shocks, slides and waves resulted in subsidence damage to the breakwaters, total damage to all boat floats, destruction of wharf decking, and loss or damage to a hundred vessels. Figure 2 is a photograph of Kodiak

waterfront on the day following the earthquake and tsunami. Total damage was estimated at over $1 million and eight lives were lost at Kodiak City.

In 1965 the Corps of Engineers rebuilt the 1250-foot long southwest breakwater and the 760-foot long southeast breakwater. Replacement of all floats and replacement or rehabilitation of all other harbor facilities was required to restore operation of the harbor. Figure 3 shows the reconstructed harbor.

Seward Harbor. Seward suffered its greatest damage from the subsidence and displacement of its entire waterfront facilities. This appears to have been a progressive action of the earthquake which could have been assisted by many things including the drawdown of the water resulting from the initial slide and the subsequent alternate wave loading and suction effect. Apparently the fire was started at the Standard Oil Co. dock during the continued earth shaking. However, the flooding wave spread the burning oil from the Standard Oil Co. tanks to the loaded tank cars and the Texaco tank farm. The resulting explosions engulfed the waterfront in flame. Figure 4 shows the remains of the Alaska Railroad Docks after the tsunami.

There were approximately 125 boats in the small boat harbor at the time the earthquake started. Most of the boats were lost; some were tumbled by the first wave before the harbor disappeared; others were washed over the breakwater. Twelve lives were lost, mainly among people aboard their boats in the small boat harbor. Figure 5 shows the Alaska Railroad freight yard with the tracks stripped of their rails. It was said that the rails were red from the heat of the fire and when the tsunami wave rushed upon them they curled and pulled from the ties. Figure 6 shows more of the wreckage of the waterfront. Seward is in the far background.

The total damage to port and harbor facilities at Seward has been estimated to be over $15 million of which over $14 million was related directly to tsunami.

The Seward waterfront was so severely damaged that it was considered a total loss. Further, the subsidence was so great, at the position of the outer end of the breakwater the depth was changed from 8 feet to 110 feet, that it was not economically feasible to reconstruct in the original location. The Corps of Engineers constructed a new harbor in the northwest portion of Resurrection Bay enlarging the area from 4.75 acres to about 17.25 acres. The railroad terminal, yards, warehouses and related dock facilities were also reconstructed. Figure 7 shows the new harbor constructed after the earthquake.

Valdez. Valdez Harbor, the northernmost all-weather port in Alaska, suffered damage of a somewhat parallel nature to Seward. Landslides and tsunami caused displacement of wharves, warehouses, canneries and breakwaters. The entire waterfront was totally destroyed, and seismic sea waves penetrated deep into the heart of town. Oil fires added to the damage. Most authorities have mentioned four waves as having been primarily responsible for the tsunami damage, two which occurred during and shortly after the earthquake, and two which occurred many hours later. However, there is no unanimous agreement on how the waves were generated.

Thirty-one lives were lost at Valdez and the estimated property damage was over $8 million. Though the total losses were higher at Seward, relative to population (about 1,000) Valdez suffered more acutely than Seward.

Submarine landslides resulted in depths of over 100 feet at the small boat harbor site, the town was almost entirely destroyed and the land mass along the waterfront was highly unstable. Therefore, it was necessary to

relocate the entire town to Mineral Springs, approximately 2.5 miles northwest of the original site. The new small boat harbor provided for a 7-acre anchorage, about 2.5 acres larger than the original harbor. Figure 8 shows the new harbor.

Whittier. The waterfront of the small town of Whittier was almost completely destroyed by shocks, land slides, fire, waves and about a 5-foot subsidence of the land masses. Tsunami related damage was estimated to be $10 million. Thirteen lives were lost. Relative to its small population of 70, Whittier suffered most acutely of all coastal communities of Alaska.

Cordova. Cordova, a fishing community at the mouth of Prince William Sound, is situated on bedrock and suffered relatively little damage from earth tremors, with the exception of the timber city dock. No lives were lost at Cordova but the total damage was estimated to be about $2 million and was caused principally by tsunami. The uplift of the land masses posed problems of harbor access. The reconstruction of the port consisted of dredging 350,000 cubic yards of material, removal and replacement of wharf and inner facilities and the relocation of buildings and utilities. Figure 9 is a plan of Cordova Harbor.

Homer. The Homer spit is about four miles long and varies in width from a few hundred to over 1,000 feet. The outer end of the spit subsided about 6.5 feet and the land mass at the base about 2 feet. A land slide occurred near the mouth of the harbor, destroying the outer 600 feet of the breakwater. The remains were located beneath 25 to 30 feet of water, which indicated a slump of about 50 feet. The general subsidence of the spit allows wave action to ride up higher. Therefore, all development

became more susceptable to damage from even moderate storms. Figure 10 shows Homer Spit and the new harbor.

It was necessary to completely relocate the harbor to near the end of the spit. The new harbor was increased in size to provide about 10 acres of berthing and anchorage space, about 7.25 acres larger than the original harbor.

Crescent City, California. The greatest damage resulting from the tsunami, excluding the Alaska ports discussed previously, occurred at Crescent City in the northern part of the state of California. The damage was entirely due to tsunami and principally due to runup into about 30 blocks of the community. Port and harbor damage was relatively minor. Fifteen fishing boats were capsized and three disappeared. Only minor damage occurred to the open pile docks and breakwaters. Figure 11 is a plan drawing of Crescent City Harbor and the waterfront street lay-out. Figure 12 shows the damage to the approach to Citizens Dock.

Two reasons were suggested for the occurrence of the high waves at Crescent City:

a. A "caustic" concentration of high energy bearing on Crescent City that may have originated as far back as the tsunami source region.

b. A resonance of a binodal form of shelf induced oscillation may have been promoted by the 3rd harmonic of the main tsunami waves (T_3 = 36 min).

It is probable that a majority of the estimated $11 million damage was the result of one or a combination of the following:

a. The impact of logs and other objects such as automobiles or baled lumber.

b. Increased area caused by collected debris placed greater than design pressure on structures.

c. Insufficient anchoring resulting in floating of structures.

d. General lack of resistance to horizontal forces in many structures.

DESIGN CONCLUSIONS

It is usually not economically feasible to design ports and harbors to completely resist forces or otherwise be damage free upon the occurrence of tsunami. However, certain precautions can be taken in design to reduce the damage.

In areas where tsunamis occur frequently structure decks should be constructed as high as practicable, considering operational facility. Buildings can be placed on piles to allow the wave to flow beneath. The flexibility of rubble-mound breakwaters or jetties minimize damage from wave impact.

It is surmised that the Dutton Dock, see Figure 11, survived mainly because of the steel straps and bolted connections between the decking and the pile caps, and the abundance of cross-bracing. The absence of ships moored to the docks also aided.

The need for proper provision and planning of oil storage tanks is extremely important. These are usually located near the waterfront of ports whose oil supplies must come from overseas. Invariably oil spillage caused by earthquake or its tsunami results in fire, which can spread rapidly. Oil tanks caught fire at Seward, Valdez, Whittier and Crescent City as a result of the earthquake of March 1964. If the oil tanks cannot be sealed off and recessed below normal ground level or placed on high ground out of reach of tsunami runup, they should be contained by a high perimeter wall or dike capable of repelling water and retaining oil.

It may be noted that due to the rapid growth of Alaska in recent years, most of the harbors were inadequate in size. The reconstruction permitted needed enlargement, and in some cases provision for future growth.

CRESCENT CITY TSUNAMI STUDY

Based on the damage that occurred at Crescent City as a result of the 1964 tsunami, it was considered that a barrier along the waterfront with a top elevation of about 25 feet above mean lower low water, extending from high ground on the east to high ground on the west may be justified to prevent runup from reaching the urban development. See Figure 13. Such a barrier, by its reflective characteristics, may have undesirable effects on navigation within the harbor. Therefore, a hydraulic model study was considered necessary, not only to determine the design and technical feasibility of a barrier plan, but also to determine its effect on the navigation project.

In order develop input for and to aid in the design of the 3-dimensional model, an analytical and flume study has been completed by the U. S. Waterways Experiment Station. The study will be described in detail in a Waterways Experiment Station Technical Report[2] entitled "Theoretics in Design of the Proposed Crescent City Harbor Tsunami Model," by G. H. Keulegan, J. Harrison and M. J. Matthews. The report will be published later this year and a copy will be furnished to you by the U. S. Panel. A different methodology for computing and plotting tsunami refraction diagrams by digital computer was developed by this study. It is to be reported on in a paper[3] by G. H. Keulegan and J. Harrison entitled, "Tsunami Refraction Diagrams by Digital Computer." The paper will be published in a future edition of the Journal of the Hydraulics Division

of the American Society of Civil Engineers.

The theoretical study was undertaken to determine wave heights and periods, wave front orientation and frequency of occurrence of waves of different heights. The tsunami refraction program was devised so that the ocean depths were determined from three sets of sparse data normalized by a modification of the least squares method and the depth positions were modified to compensate for the distortion inherent in the mercator projection maps. Diagrams were prepared for three recent tsunamis, Alaska 1964, Chili 1960 and Kamchatka 1952. The wave patterns were charted from each of the sources using Van Dorn's[4] initial orientation for the 1964 and the author's for the other two, and propogating them to the nearshore area at Crescent City. Tentative frequency relations were derived and risk relations were prepared from the frequency relations. Figure 14 shows the relationships. Based on the 1964 tsunami, a wave height of 22.75 feet with a period of 28 minutes was selected for use in the model.

The two-dimensional flume tests were made in a concrete flume 5 feet wide and 100 feet long with a pneumatic wave generator. Figure 15 is a sketch of the generator used. Three series of tests were made, first using an undistorted scale of 1 to 125; second, using a distorted scale of 1 to 125 vertically and 1 to 375 horizontally; and third, using the distorted scale of the second series but placing hardware cloth screens in front of the generator in an attempt to eliminate objectionable peaks affected by undesirable exit conditions of the generator.

The conclusions developed from the preliminary study follow :

a. The wave characteristics that should be used in the proposed model testing program to simulate the highest wave of the 1964 tsunami at Crescent City are a 23 foot high wave with a 28-minute period,

occurring as a rising tide with a maximum runup to about the +20-ft-mllw contour.

b. Shelf induced resonance in the offshore Crescent City area is a key factor in the unusual height and duration of the 1964 tsunami, and probably, but to a lesser extent, a factor in all other tsunamis that caused water-surface rise at Crescent City. See Figure 16.

c. Linear spectral analyses performed on a portion of the 1960 tsunami record at Crescent City show that the contained periods of this tsunami coincide with those derived by Keulegan and Wilson[1,2] to be the resonant oscillations of the offshore shelf area.

d. A digital computer program that allowed for the distortion present in maps drawn by Mercator projection was coded for tsunami refraction across the Pacific Ocean area and was tested successfully. Refraction diagrams computed and drawn by the above program for three recent tsunamis (Alaska, 1964; Chile, 1969; and Kamchatka, 1952) established near-shore wave-front patterns at Crescent City. These near-shore wave fronts will dictate the wave generator alignment in any subsequent model testing program. The refraction diagrams also showed that no overall tsunami height increase was caused by refraction in the open ocean.

e. The probability of occurrence studies indicated that tsunami heights at Hilo and Crescent City are similar and that the 1964 tsunami was a singular event with only a 20 percent probability of occurrence during any 45-year period.

f. The use of an undistorted tsunami model of the Crescent City area will not be feasible; and the sea environment of the model should be of such a magnitude that the fundamental period of the resonant oscillations of the model sea-to-land area corresponds to the largest period of the selected test wave.

g. Additional wave-flume tests are required to determine the optimum linear scales of the model and the required sea area that must be reproduced to ensure accurate reproduction of prototype tsunami action in the harbor and overbank areas at Crescent City.

It can be noted from the above conclusions that a sound basis for the 3-dimensional model design has been developed. There are some mechanical problems to overcome such as the double-peak on the 28 minute period wave which was not entirely overcome by the filter. These problems can be overcome by further study. Figures 17 and 18 show the effect of the wave screens on the shape of the tsunami wave. I do not know if the double-peak actually occurred in the prototype or if the coupling effect is a model effect. If Congress authorizes the construction of protective works for Crescent City, the 3-dimensional model study will be accomplished and the report on the study will be furnished to you, our Japanese counterparts.

REFERENCES

1. Wilson, B. W. and Torum, A., "The Tsunami of the Alaskan Earthquake, 1964: Engineering Evaluation." Technical Memorandum No. 25, U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Washington, D.C., May 1968.
2. Keulegan, Harrison and Matthews, "Theoretics in Design of the Proposed Crescent City Tsunami Model" Technical Report H-68, U. S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. (to be published in 1969).
3. Keulegan and Harrison, "Tsunami Refraction Diagrams by Digital Computer" to be published in Hydraulics Division Journal ASLE during 1969.
4. Van Dorn, W. G., "Source Mechanism of the Tsunami of March 28, 1964 in Alaska" Proceedings, Ninth Conference on Coastal Engineering, Lisbon, Portugal, June 1964, American Society of Civil Engineers, 1965.

LIST OF FIGURES

FIGURE 1 - General Map of South Central Alaska covering the area most effected by the earthquake and containing place names referred to.

FIGURE 2 - Waterfront of Kodiak on the day following the earthquake and Tsunami (photograph by Alf Madsen - see Reference 1)

FIGURE 3 - Reconstructed Kodiak Harbor

FIGURE 4 - Remains of Alaska Railroad Docks (Photograph by Irvin Cook, Anchorage, see Reference 1)

FIGURE 5 - Alaska Railroad freight yard (Photograph by Dave Thompson, Seward, see Reference 1)

FIGURE 6 - Wreckage left at the northwest end of the head of Resurrection Bay (Photo by U. S. Army)

FIGURE 7 - Reconstructed Seward Harbor

FIGURE 8 - Reconstructed Valdez Harbor

FIGURE 9 - Reconstructed Cordova Harbor

FIGURE 10 - Reconstructed Homer Harbor

FIGURE 11 - Crescent City Harbor plan

FIGURE 12 - Damaged approach to Citizens Dock, Crescent City (Photo by U. S. Navy)

FIGURE 13 - Crescent City barrier plan

FIGURE 14 - Probability of Wave height Occurrence

FIGURE 15 - Pneumatic wave generator

FIGURE 16 - Crescent City Shelf location

FIGURE 17 - Typical wave record in distorted flume

FIGURE 18 - Typical wave record in distorted flume using screen

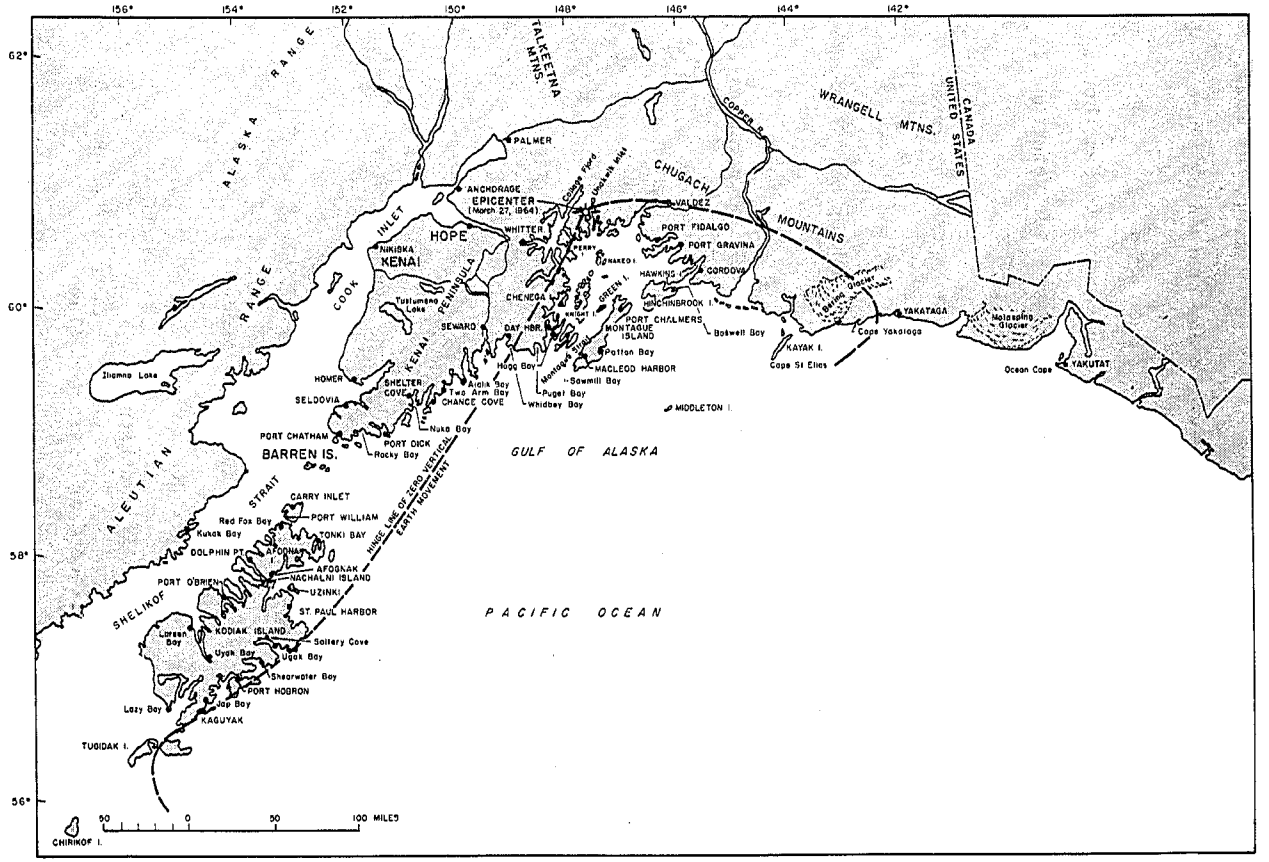


FIGURE 1 - General Map of South Central Alaska covering the area most effected by the earthquake and containing place names referred to



FIGURE 2 - Waterfront of Kodiak on the day following the earthquake and Tsunami (photograph by Alf Madsen - See Reference 1)

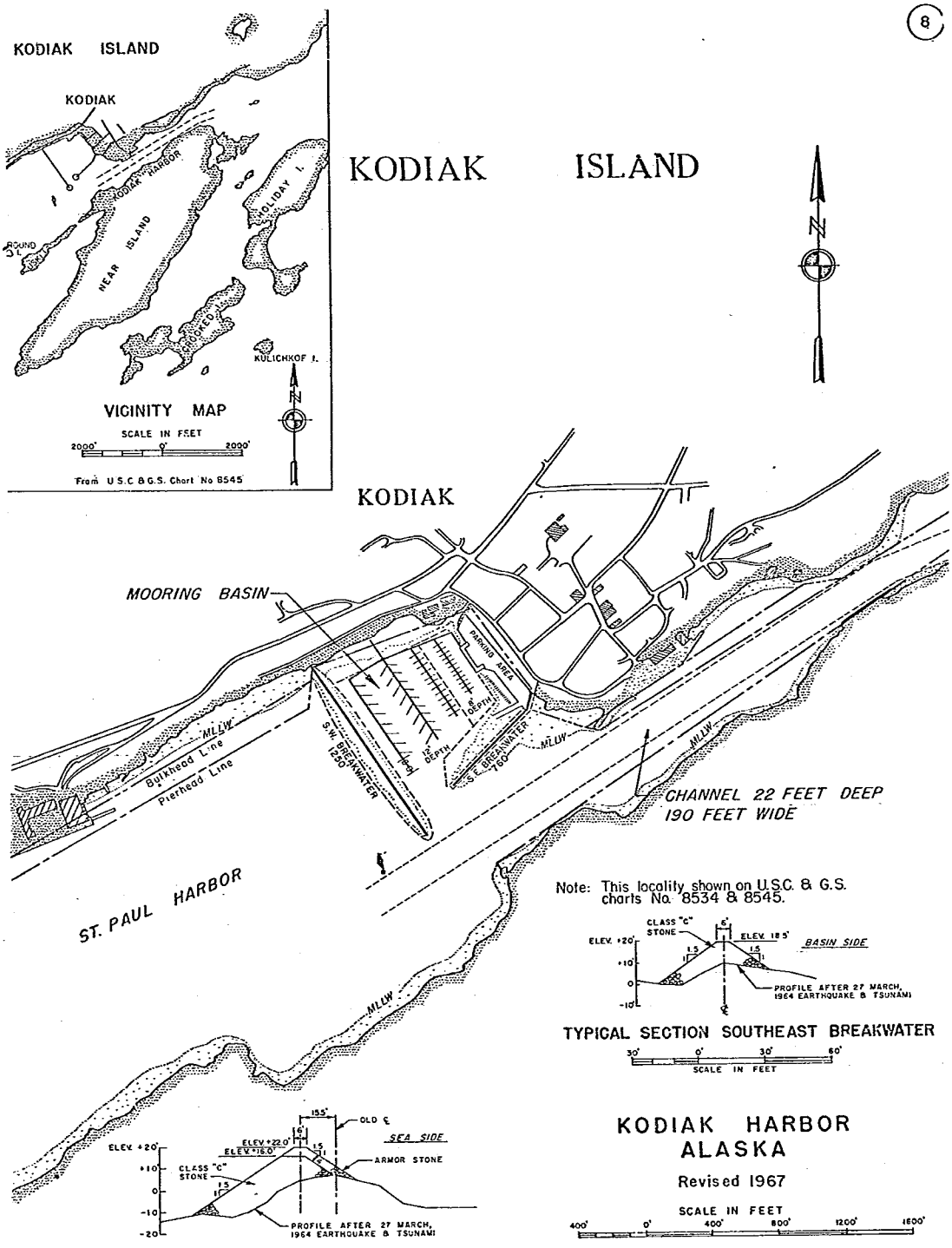


FIGURE 3 - Reconstructed Kodiak Harbor

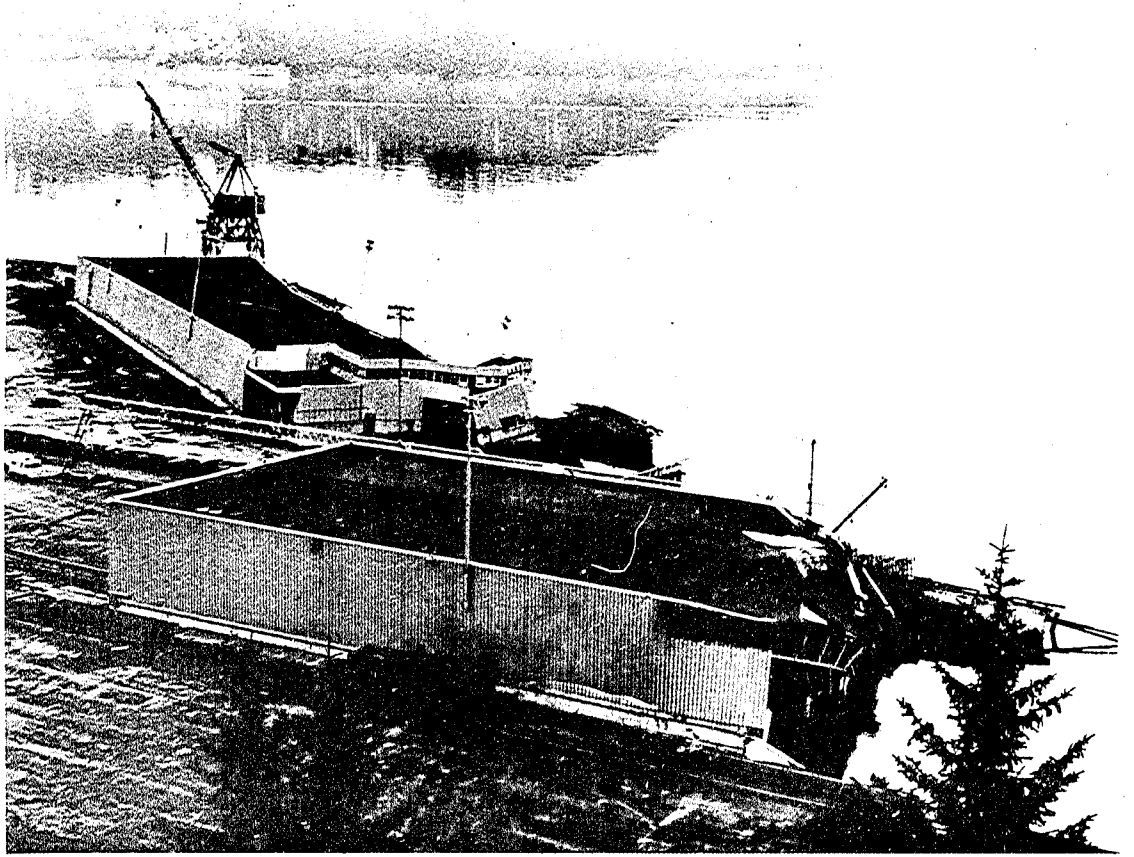


FIGURE 4 - Remains of Alaska Railroad Docks (Photograph by Irwin Cook, Anchorage, see Reference 1)

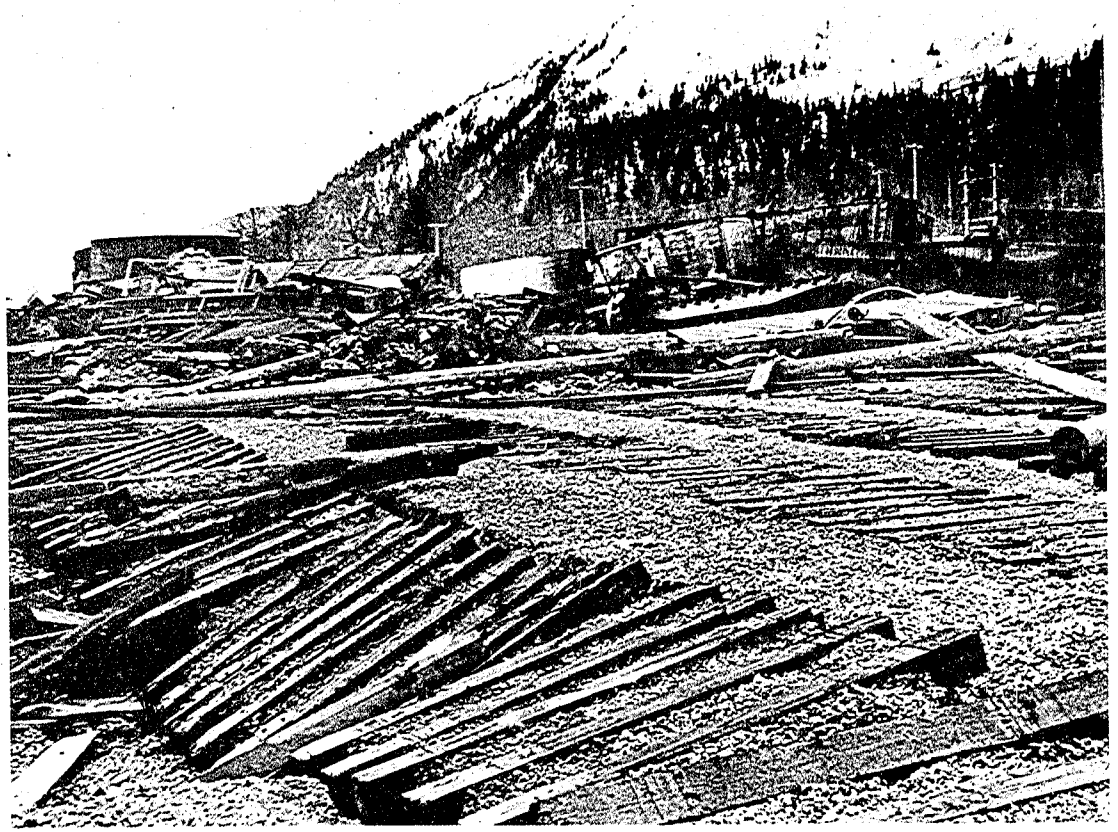


FIGURE 5 - Alaska Railroad freight yard (Photograph by Dave Thompson, Seward, see Reference 1)

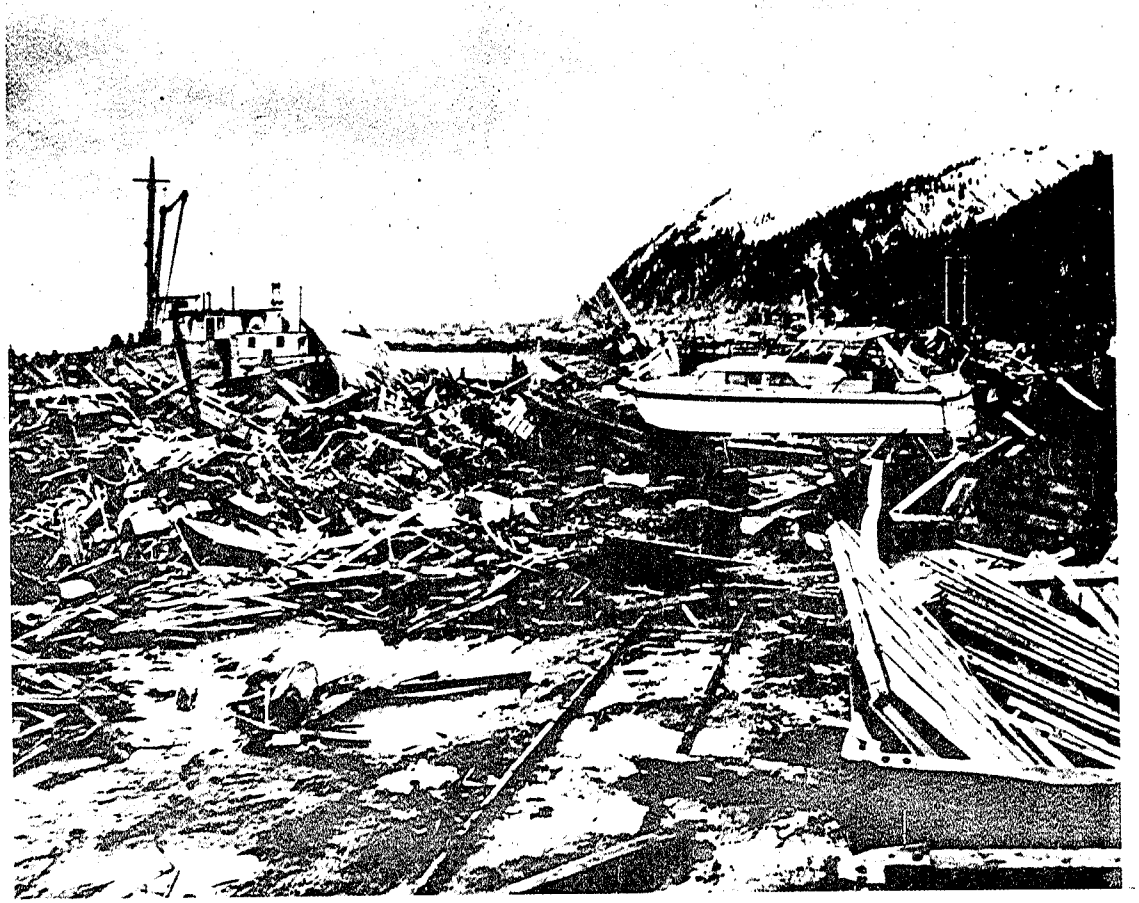


FIGURE 6 - Wreckage left at the northwest end of the head of Resurrection Bay (photo by U. S. Army)

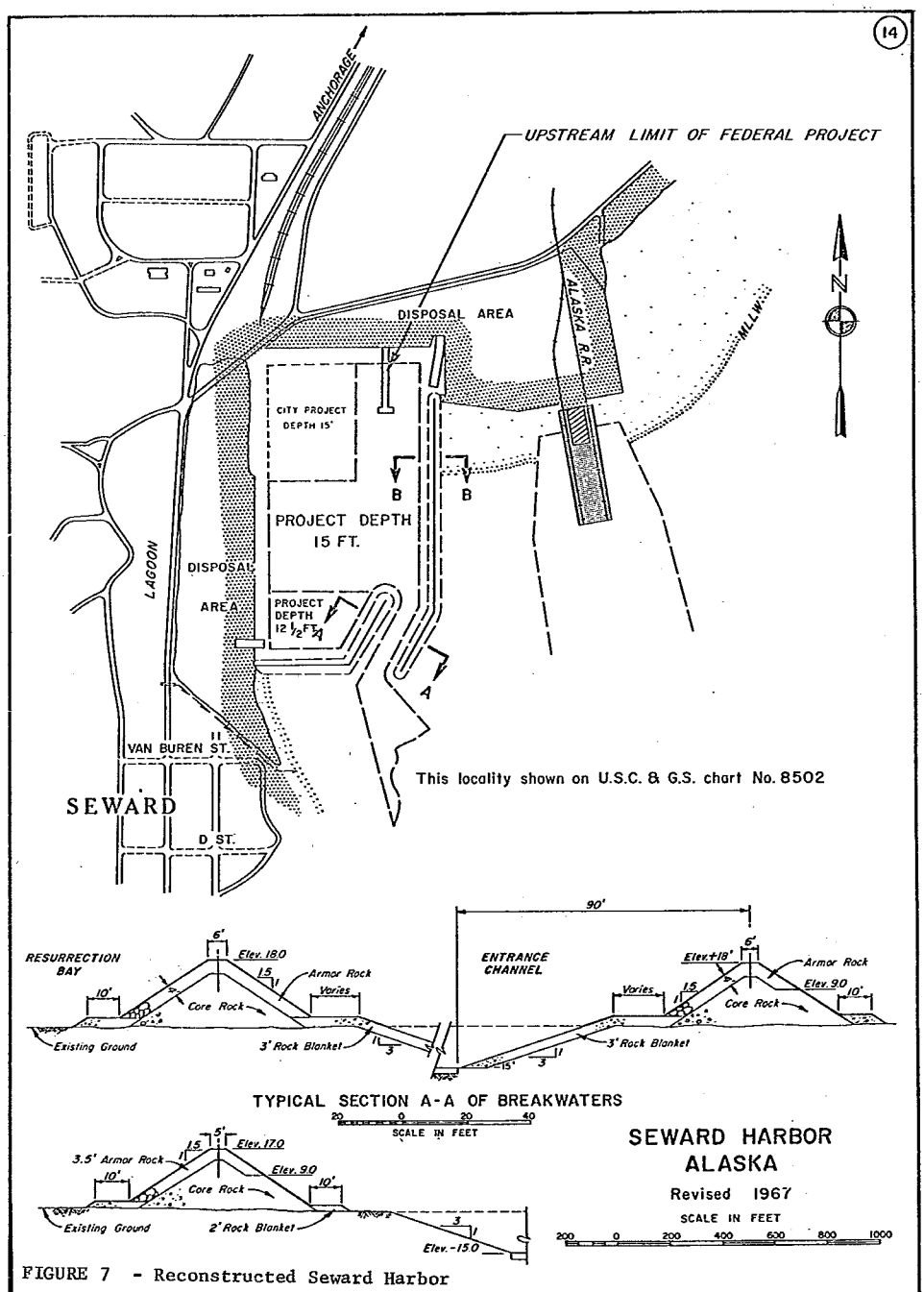


FIGURE 7 - Reconstructed Seward Harbor

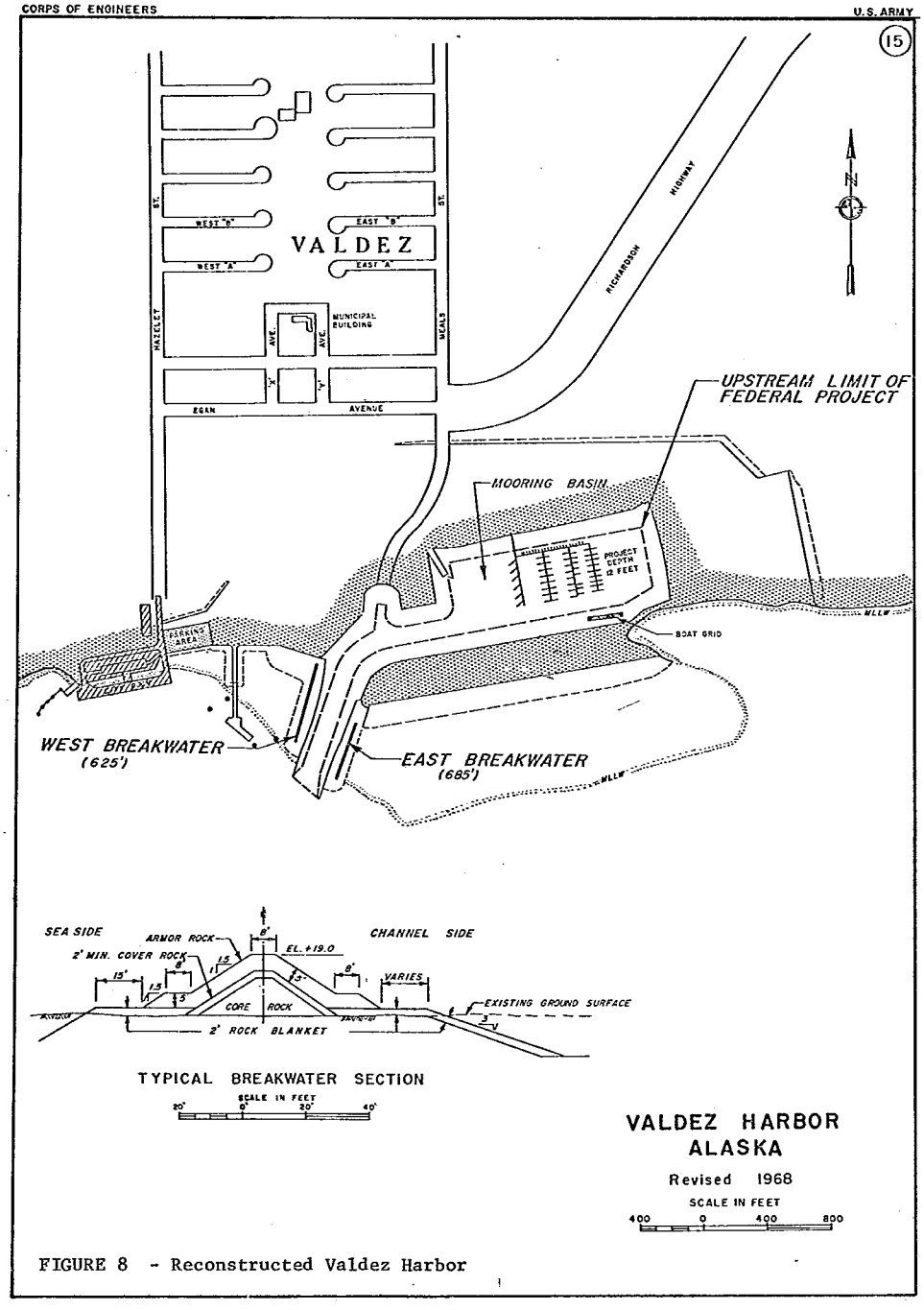


FIGURE 8 - Reconstructed Valdez Harbor

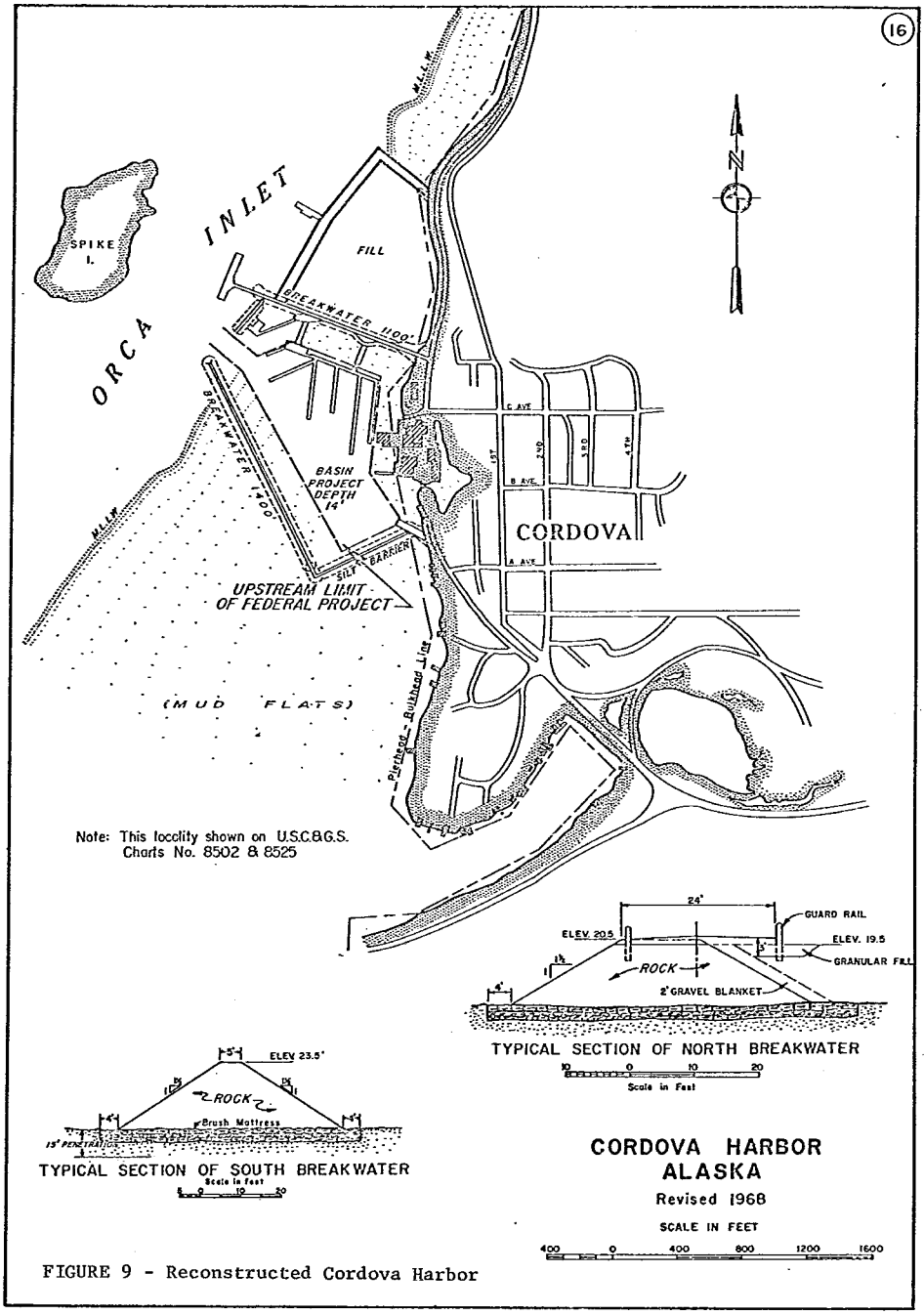
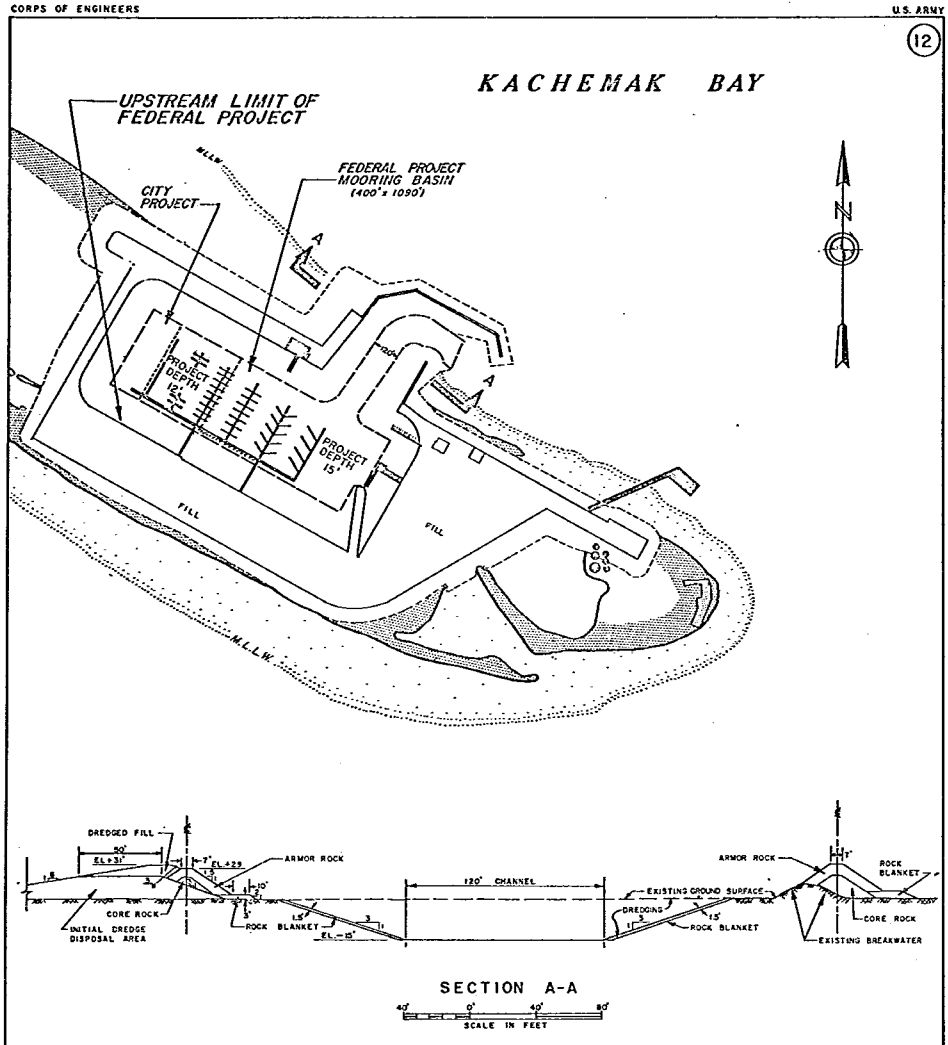
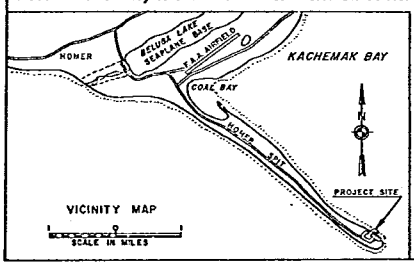


FIGURE 9 - Reconstructed Cordova Harbor



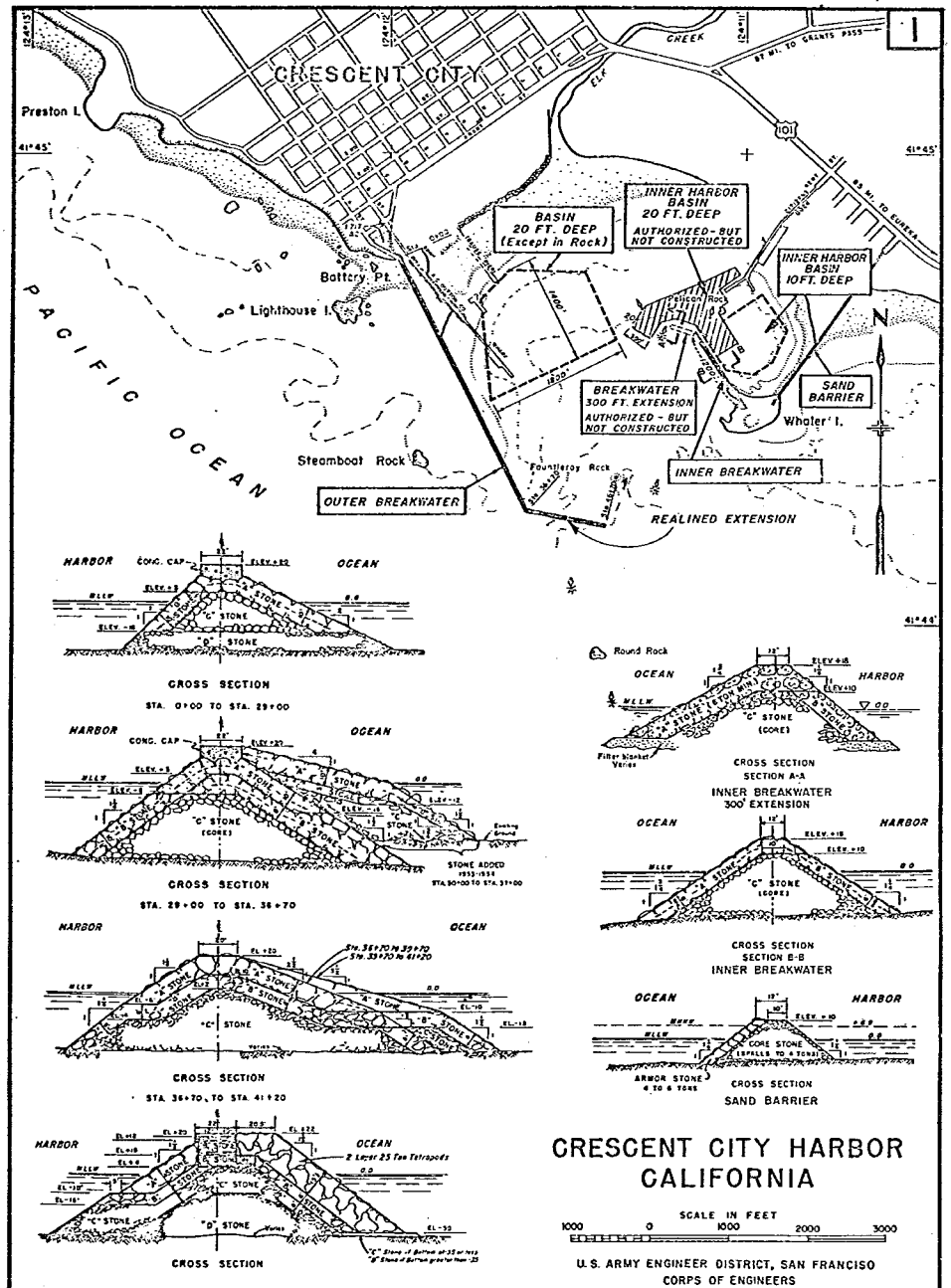
Note: This locality is shown on U.S.C. & G.S. Chart No. 8531.



HOMER HARBOR
ALASKA
Revised 1968

SCALE IN FEET
300 0 300 600

FIGURE 10 - Reconstructed Homer Harbor



CRESCENT CITY HARBOR
CALIFORNIA

SCALE IN FEET
1000 0 1000 2000 3000

U.S. ARMY ENGINEER DISTRICT, SAN FRANCISO
CORPS OF ENGINEERS
SAN FRANCISCO, CALIFORNIA
3 JANUARY 1967

FIGURE 11 - Crescent City Harbor Plan

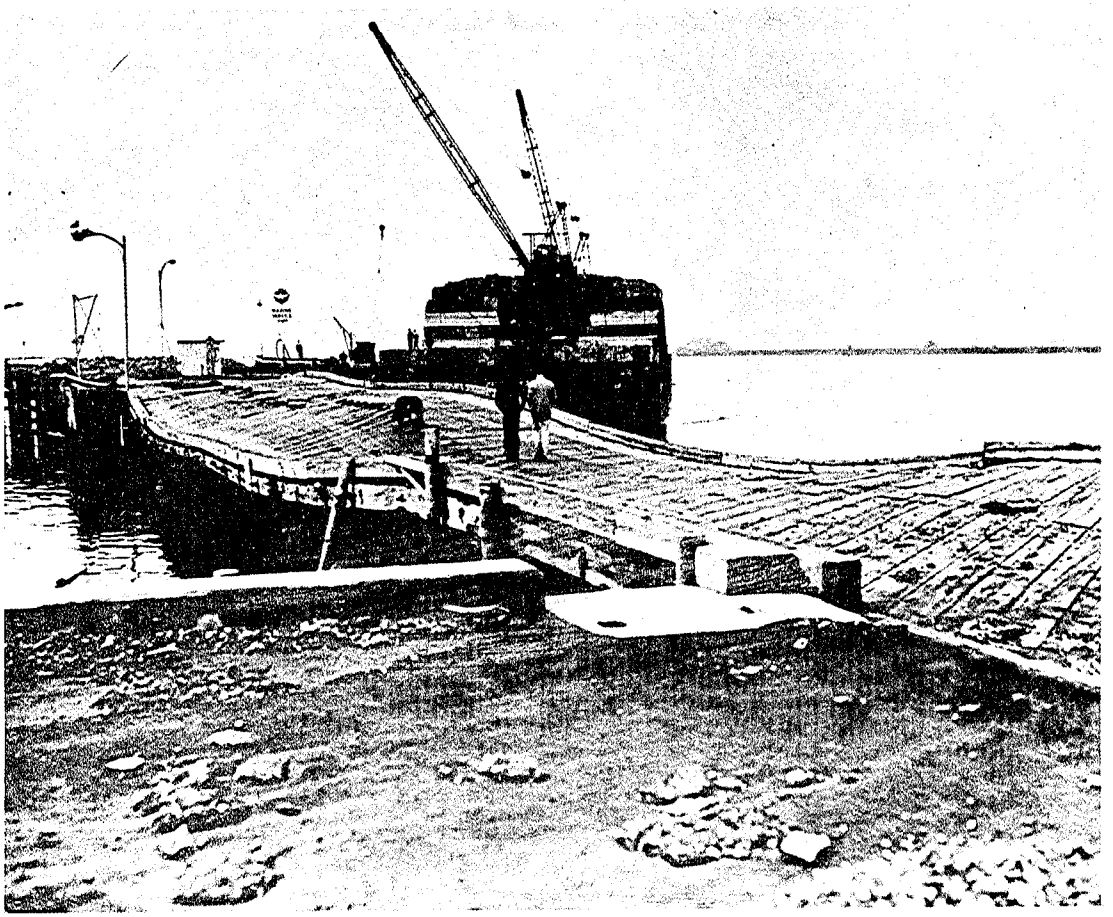


FIGURE 12 - Damaged approach to Citizens Dock, Crescent City (Photo by U. S. Navy)

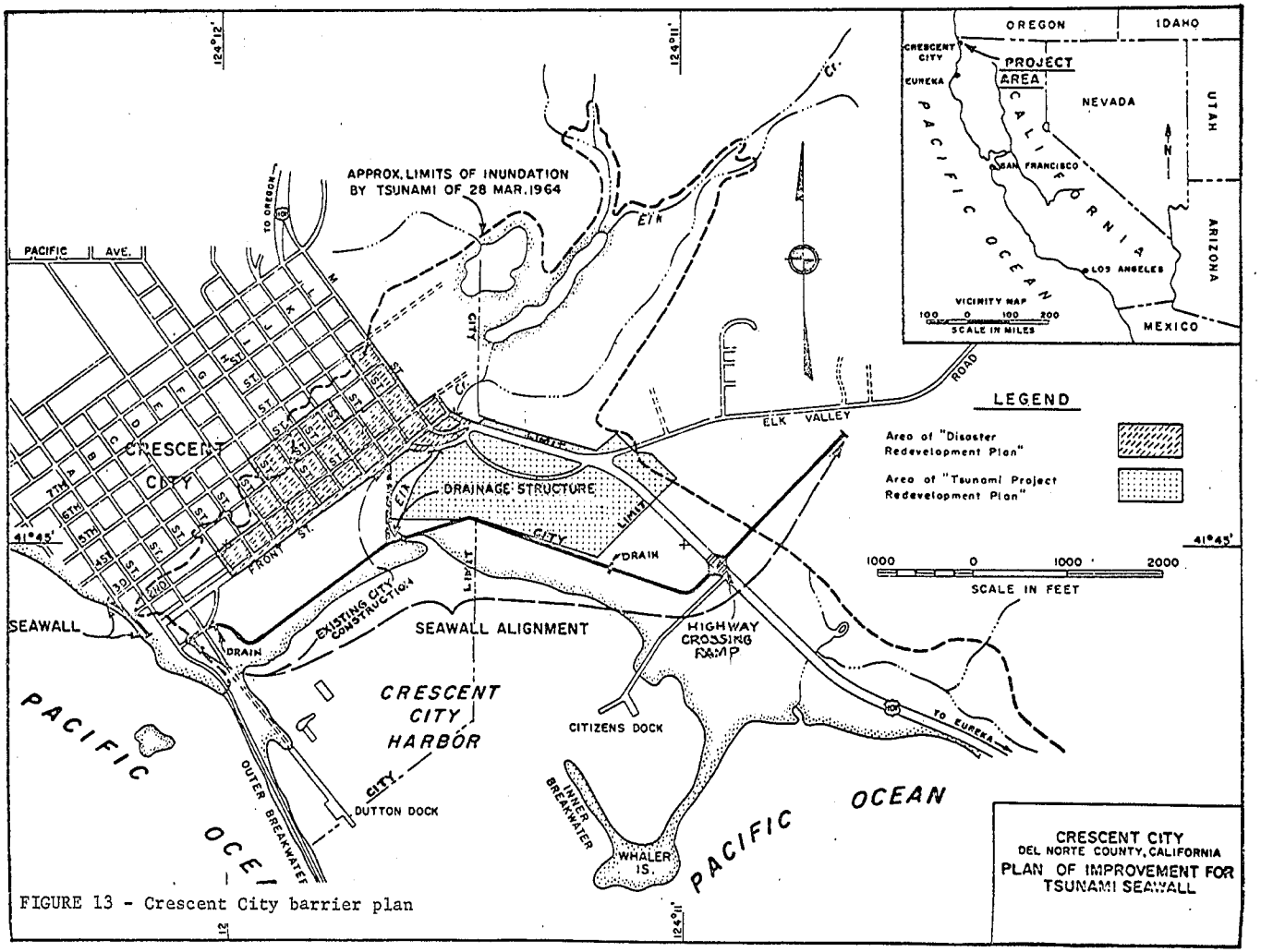


FIGURE 13 - Crescent City barrier plan

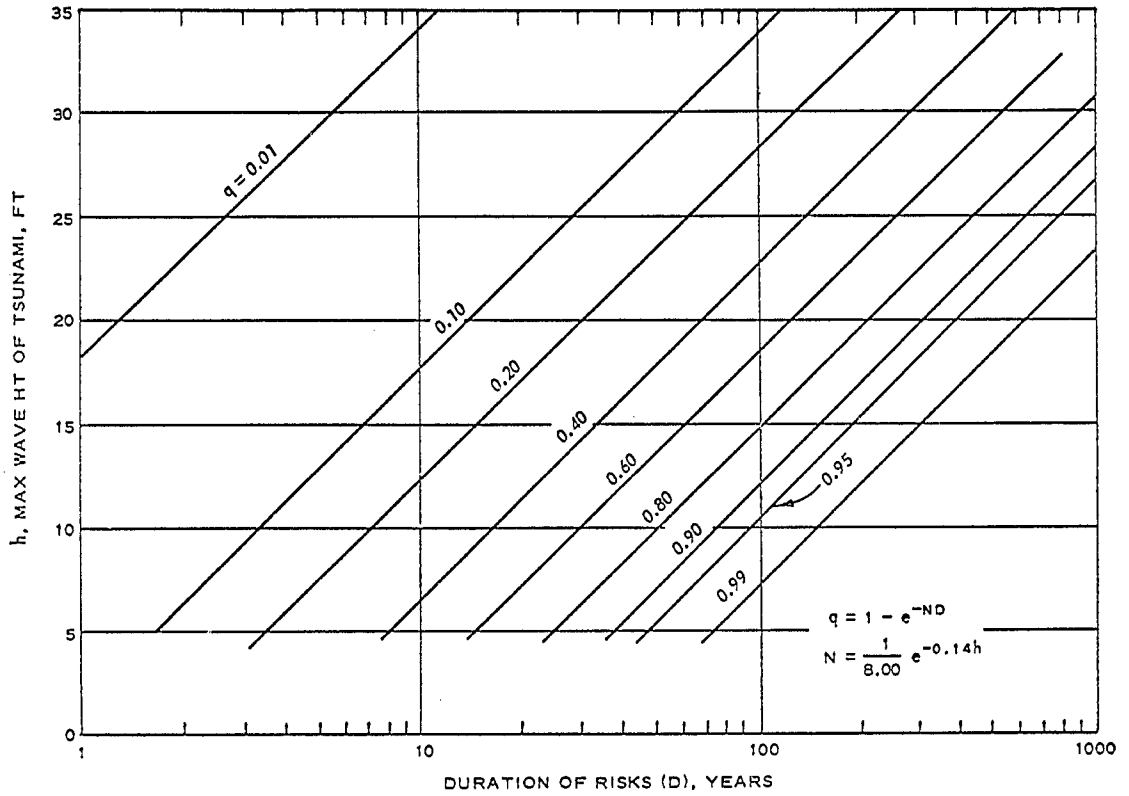


FIGURE 14 Probability of maximum wave height exceeding a given value in a given duration

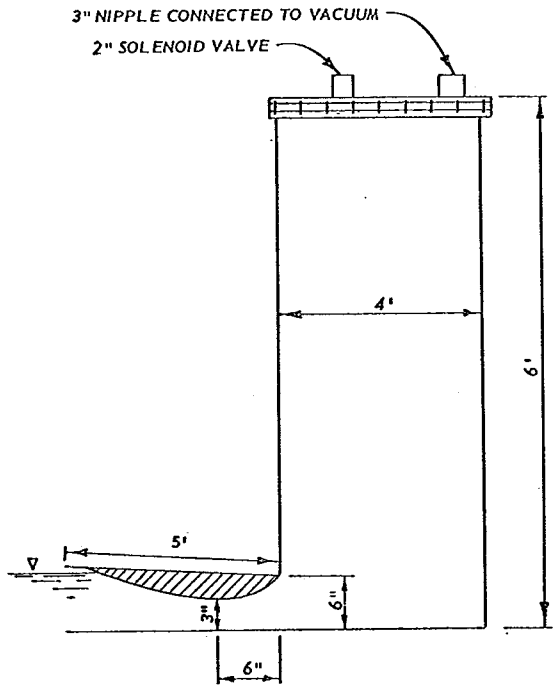


FIGURE 15 Pneumatic wave generator used in the majority of flume tests

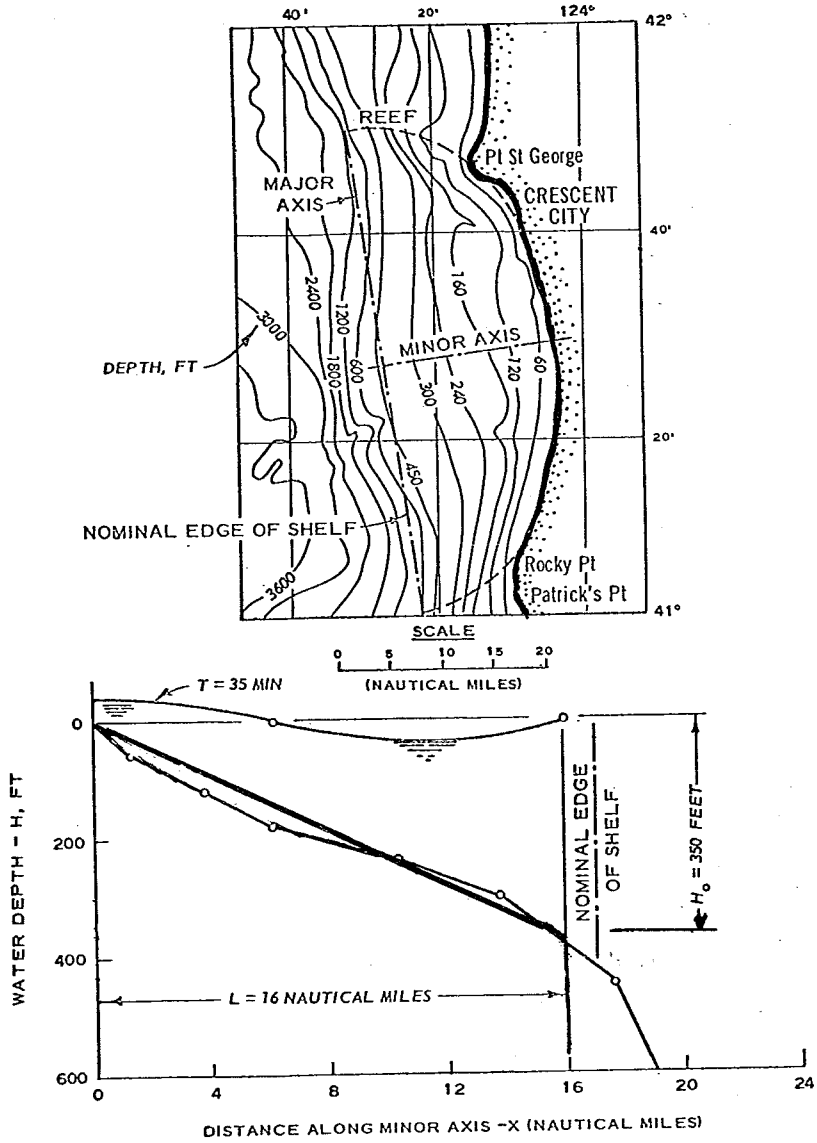


FIGURE 16 Crescent City shelf location and dimensions

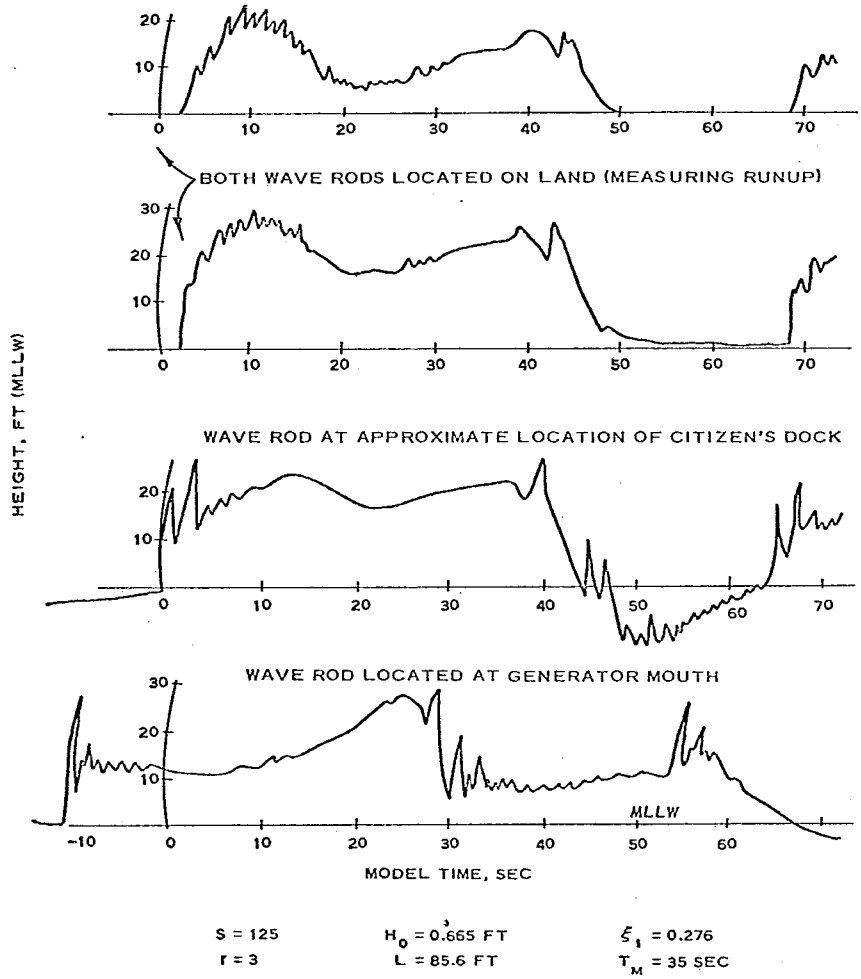


FIGURE 17 Typical wave record in distorted flume; T_m = 35 sec

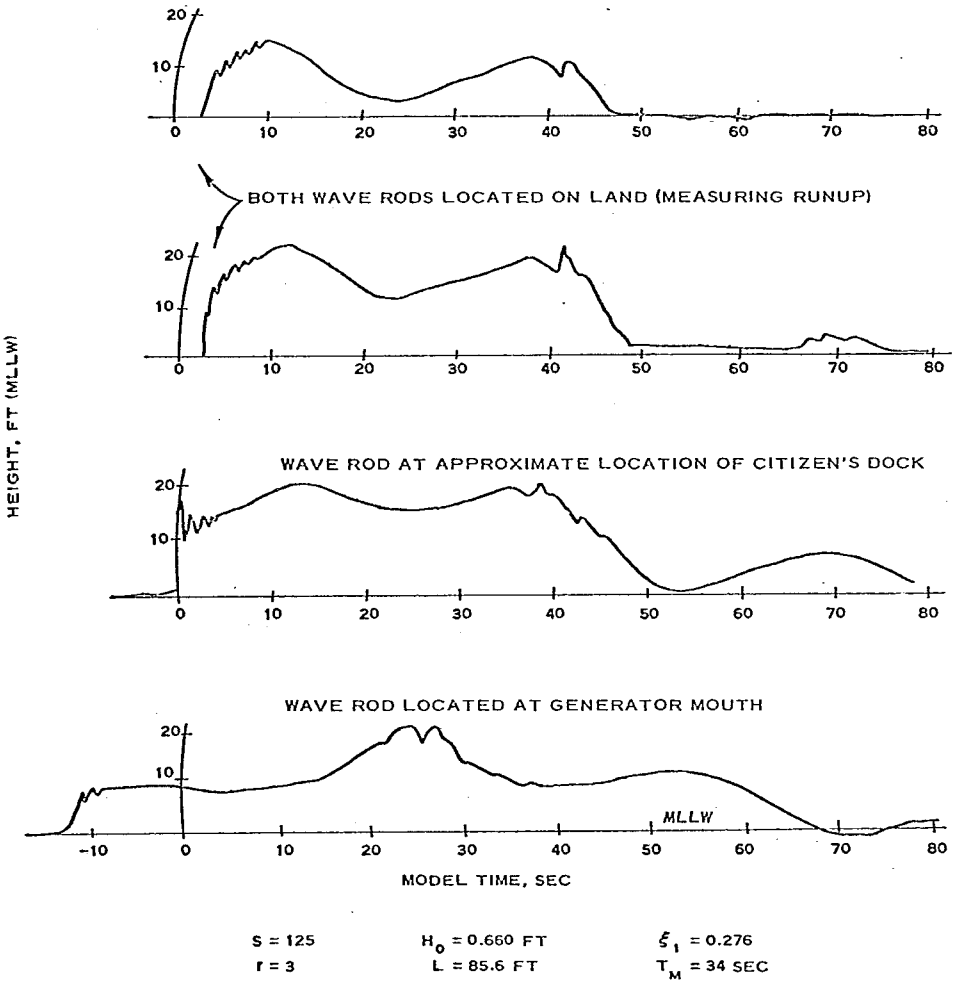


FIGURE 18 Typical wave record in distorted flume with screens

4.5. 土質構造物および基礎

1. 土　質　構　造　物

建設省土木研究所
所長工博　福　岡　正　巳

土質構造物のうち重要なものは盛土と擁壁である。

盛土にはフィルダムのような断面が大きなものと河川堤防や海岸堤防のような断面の小さいものがある。道路や鉄道の盛土は車や鉄道車輛を通すのが目的であり，ダムや堤防は止水が目的である。擁壁にはいろいろの種類があるが，最も典型的なものはコンクリート擁壁と矢板である。前者は剛性であり後者はたわみ性である。

土構造物の設計には一般に震度法が使用されている。しかし場合によっては耐震計算を特に行なわないこともある。震度の大きさは示方書を制定した機関によって多少の相異はあるけれども，水平震度Kは0～0.3車直，震度K′は0～0.1にとっている。震度の大きさは構造物の造られる地方，土質条件，構造物の重要性の全部あるいは一部を考慮して決定する。

(1) 地区別設計震度

設計震度は土木学会「Earthquake Resistant Design For Civil Engieering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan, 1968」のP43~6 に記載されている。これを通覧すると震度を2ないし3の区域ブロックにわけている。すなわち，強・弱ないし強・中・弱である。

これらの図は既往の地震の経験をもとにしてその地方の地震の発生しやすさと強度を考慮して描かれたものである。比較を容易にするために表－1都道府県別震度の比較を掲載した。最も右の欄に◎印をつけた地方は全規準の意見が一致して強いと判定している。◉印をつけた地方は全規準の意見が一致して弱いと判定している。国有鉄道（新）では最新の地震記録に基づいたものであるが，東北地方（青森，岩手，宮城，秋田，山形，福島），北関東（茨城，栃木，群馬），北陸（新潟，富山，石川，福井），東九州（大分，宮崎）を強の部にいれていることが注目をひく。港湾の基準も1967年に改正されたものであるが，旧基準を比較すると北海道の留萌が弱(1)から中(2)に改められている。

表－1　都道府県別震度

	建設省ダム (1)	建設省建築 (2)	運輸省港湾 (3)	国有鉄道(旧) (4)	国有鉄道(新) (5)	通産省鉱害ダム (6)			
									注(1)
青森	2	2	2	2	3	2			アースダム　ロックフィルダム
岩手	2	2	2	2	3	2		3	K=0.15～0.25　K=0.12～0.20
宮城	2	2	2	2	3	3		2	K=0.12～0.20　K=0.10～0.15
秋田	3	2	2	2	3	3			
山形	3	2	2	2	3	2			注(2)
福島	3	2	2	2	3	2		3	K＝0.120～0.300
茨城	3	2	2	2	3	3		2	K＝0.108～0.270
栃木	3	2		2	3	3		1	K＝0.096～0.240
群馬	3	2		2	3	3			
埼玉	3	3		3	3	3	◎		注(3)
千葉	3	3	3	3	3	3	◎	3	K＝0.15
東京	3	3	3	3	3	3	◎	2	K＝0.10
神奈川	3	3	3	3	3	3	◎	1	K＝0.05
山梨	3	3		3	3	3	◎		
長野	3	3		3	3	3	◎		注(4)
新潟	2	2	2	2	3	2		3	K＝0.3
富山	2	2	2	2	3	2		2	K＝0.2
石川	2	2	2	2	3	2		1	K＝0.1
静岡	3	3	3	3	3	3	◎		
愛知	3	3	3	3	3	3	◎		注(5)
岐阜	3	3	3	3	3	3	◎	3	K＝0.2
福井	2	2	2	3	3	2		2	K＝0.15
三重	3	3	3	3	3	3	◎		
滋賀	3	3	3	3	3	3	◎		注(6)
京都	3	3	3	3	3	3	◎	3	K＝0.12～0.25
大阪	3	3	3	3	3	3	◎	2	K＝0.1～0.2
奈良	3	3		3	3	3	◎		
和歌山	3	3	3	3	3	3	◎		
兵庫	3	3	3	3	3	3	◎		
岡山	2	2	2	2	2	2	◉		
広島	2	2	2	2	2	2	◉		
山口	2	1	1	1	2	2			
鳥取	2	2	2	2	3	2			
島根	2	2	1	1	3	2			

		建設省ダム (1)	建設省建築 (2)	運輸省港湾 (3)	国有鉄道(旧) (4)	国有鉄道(新) (5)	通産省鉱害ダム (6)	
徳島		3	2	2	2	3	3	
香川		2	2	2	2	2	2	◉
愛媛		2	2	2	2	2	2	◉
高知		3	2	2	2	3	3	
福岡		2	1	1	1	2	2	
佐賀		2	1	1	1	2	2	
長崎		2	1	1	1	2	2	
熊本		2	1	1	1	2	2	
大分		2	1	1	1	3	2	
宮崎		2	1	1	1	3	2	
鹿児島		2	1	1	1	2	2	
北海道	宗谷	2	1	1	1	2	2	
	留萌	2	1	2	2	2	2	
	上川北	2	1		2	2	2	
	上川南	2	2		2	2	2	
	空地北	2	1		2	2	2	
	空地南	2	2		2	2	2	
	網走	2	1	1	2	2	2	
	根室	2	2	3	3	3	2	
	釧路	2	2	3	3	3	2	
	十勝	2	2	3	3	3	2	
	日高	2	2	2	2	2	2	◉
	胆振	2	2	2	2	2	2	◉
	石狩	2	2	2	2	2	2	◉
	後志	2	2	2	2	2	2	◉
	檜山	2	2	2	2	2	2	◉
	渡島	2	2	2	2	2	2	◉

地域別の震度の大きさを決定する場合の最も有力な参考資料は「Earthpuake Resistant Design」のP48および86に掲載されている河角　土の75年間の地震最大加速度，期待値である。この国は1951年に造られたものであるが，その後「Earthquake Resistant Design」の表紙に近く挿入されているMap of strong earthquakesならびにList of recent strong earthquakesに示されたように7つの大きな地震が発生している。そしてこの中のいくつかは0.1以下のところにも大きな被害を与えている。

震度のとり方についてはいろいろの規定がある。ここでは機関別，構造物別にわけて詳しくのべることをしない。

(2) 擁　　壁

擁壁に関係のある技術基準，指針類の抜粋を掲載する。

№1　建設省河川砂防技術基準，建設省河川局，1958

7.2.2　地　震　力

地震力を考慮する必要のある場合には地震力は一般に構造物の重量と設計震度により定めなければならない。設計震度は地方状況，地盤，構造物等に応じて定める。地震時土圧，地震時水圧については一般に認められている理論によって定め，なお過去の実例などと比較して安全を確めなければならない。

解　　説

(1)　設計水平震度は通常0.1～0.3の範囲で定める。

(2)　設計震度は，その地方における既往の地震のひん度，規模を考慮し地盤の性質，構造物の種類，重要性に基づいて定める。

(3)　弾性振動の小さいものについては，すべて地盤と構造物とを一体として常時鉛直に対して $\theta=\tan^{-1}K$ だけ危険な向きに回転し，すべての重量が $(1-k_v)$ 倍になるものと考え，この状態で土圧，抵抗土圧その他設計諸元を定める。ここにkは合成震度，k_v は鉛直方向の震度である。

注：ダムについては「ダム設計基準，国際大ダム会議，日本国内委員会，1957」による。

№2　道路土工指針，道路協会，1967

擁壁の高さが8m以下の場合は，テルツアギー，ペックの「土質力学」に書いてある土圧係数を求めて静的計算をする。これは，この土圧係数は地震時を考慮しても十分に安全な値であると考えられるからである。8m以上の擁壁については，原則として盛土材料，基礎地盤の土質調査を行ない，クーロンの公式により常時土圧を計算する。地震に関しては「地震時における土圧を考慮する場合には，物部－岡部式を用いるとよい。」としている。設計震度については何等規定していない。

No 3　道路技術基準，建設省

道路技術基準における考え方は大体道路土工指針と同様である。基準は次のようである。

5.1.3　震地時の土圧

地震時には擁壁にかかる土圧は増大する。特に粘着力が少なく内部摩擦角の大きい砂，砂利の場合にいちじるしい。

地震時土圧は，砂質土については図－5.1（平時土圧の項参照）によって計算することができるが，一般に5.1.1，5.1.2によって土圧をもとめ，5.2にのべるように設計にあたって十分な安全率をもとめておけば地震力を考慮しなくてよい。しかし特に高い擁壁，破壊により近傍に影響を及ぼすことが大きい擁壁の場合には（5.1）式による検討を行なうことがのぞましい。

解　　説

地震時土圧に関しては，いまだ不明な点が多い。地震時土圧の考え方の一つとして次のようなものがある。

（物部博士の理論）

地震時における最大水平震度をk_h，最大鉛直震度をk_vとすれば合成震度kは

$$k=\frac{k_h}{1-k_v}=\tan\theta_0$$

となり，地震時に土及び擁壁がθ_0だけ危険側に回転し　さらにすべての重量が$(1-k_v)$倍に減じたものとして土圧を計算する。

$$P_E=\frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)\times\frac{\cos^2(\phi-\theta-\theta_0)}{\cos\theta_0\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\theta_0)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi-\beta-\theta_0)\sin(\phi+\delta)}{\cos(\delta+\theta+\theta_0)\cos(\beta-\theta)}}\right\}^2}$$

（5，1）

ただし，分母の平方根中の$\sin(\phi-\beta-\theta_0)$は$\phi<\beta+\theta_0$のときには0とおく。

ここに　ϕ：裏込め土の内部摩擦角

δ：壁面と土との間の壁面摩擦角（壁背面の法線と土圧の作用方向とのなす角度とみなす。）

β：地盤面と水平面のなす角度

θ：壁背面と鉛直面がなす角度

ただし壁背面が，鉛直面に対して裏込の土の外側に傾斜する場合を正，内側に傾斜する場合を負とする。

$k_h=0.2$，$k_v=0.1$ とし $\theta=0$，$\delta=0$，$\beta=0$ の場合の主働土圧係数を求めると次表のとおりである。（建築基礎構造設計基準より）

表－5.1

内部摩擦角φ		10°	20°	30°	40°
土圧係数	常時	0.7	0.49	0.33	0.22
	地震時	1.05	0.76	0.60	0.47
地震時／常時		1.50	1.53	1.82	2.13

平時土圧　1－1－13〔№3道路技術基準〕の5.1における分類法により分類された土について上式により計算を行なう場合には①，②，③についてのみ適用し，内部摩擦角をそれぞれ35° 30°および24°とし，単位体積重量 γ をそれぞれ，1.80および1.75 t／m³ とおけばよい。

注：図－5.1はテルツアギー・ペックの土圧表。

安全率としては，転倒に対して1.5，滑動に対しては2とする。基礎地盤に対する安全をチェックする。

№4　港湾構造物設計基準，運輸省港湾局，1967

港湾構造物設計基準の土圧計算式はクーロンの土圧式を地震時に拡張した物部－岡部式を用いている。（10.12）式と道路土工指針の（5.1）式と比較すると，裏込の地表面こう配をとり入れていること，層をなしている裏込土についての取扱いを示している。（10.16）には粘性土の場合の土圧計算法が示されている。

港湾構造物は水と接触しているから10.3.2 には地震時の動水圧についてのべてある。

10.2　地震時の土圧

10.2.1　砂質土の土圧

(1)　主働土圧

壁面に作用する土圧強度は，式（10.12），崩壊面が水平となす角は，式（10.13）によって算出する。

$$p_{Ai}=K_{Ai}\left\{\Sigma\gamma_i\ h_i+\frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right\}\cos\psi \qquad (10.12)$$

$$K_{Ai}=\frac{\cos^2(\phi_i-\psi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi+\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2}$$

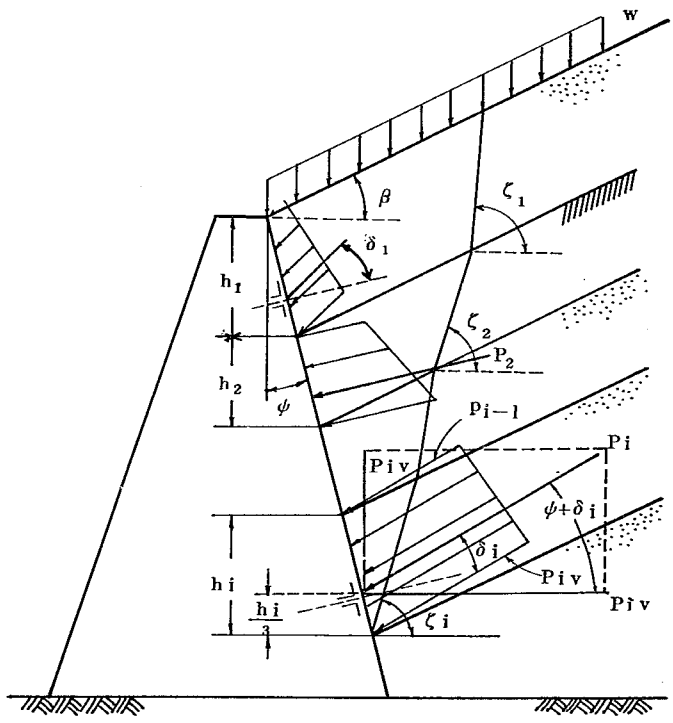
$$\cot(\zeta_i-\beta)=-\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}} \qquad (10.13)$$

ここに

θ：地震合成角で $\theta=\tan^{-1}k$ あるいは $\theta=\tan^{-1}k'$ で表わされる。

k：震度

k′：見掛けの震度，$k'=\dfrac{\gamma}{\gamma-1}$



図－10.1　土　　圧

p_{Ai}，p_{pi}：i層下面の壁面に働く主（受）働土圧強度（t／m²）

ϕ_i：i層の内部摩擦角(°)

γ_i：i層の土の単位体積重量（t／m³）

h_i：i層の厚さ（m）

K_{Ai}，K_{pi}：i層の主（受）働土圧係数

ψ：壁面が鉛直となす角(°)

δ：壁面摩擦角(°)

ζ_i：i層の崩壊面が水平となす角(°)．

w：水平単位面積当りの積載荷重（t／m²）

(2) 受 働 土 圧

壁面に作用する土圧強度は，式（10.14），崩壊面が水平となす角は，式（10.15）によって算出する。

$$p_{pi}=K_{pi}\left\{\Sigma\gamma_i h_i+\frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right\}\cos\psi \qquad (10.14)$$

$$K_{pi}=\frac{\cos^2(\phi_i+\psi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi-\theta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi-\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2}$$

$$\cot(\varsigma_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\sin(\psi+\delta-\theta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}} \qquad (10.15)$$

(3) 壁 面 摩 擦 角

一般に±15°以下とする。

(4) 残留水面以下の土圧

(a) 残留水位面においては，空気中における震度を用いて土圧強度を求める。

(b) 水面下においては，各層の上下面において見掛けの震度を用いて土圧強度を求める。

(c) 層内においては境界面の土圧強度を直線で結ぶ。

解　　説

(1) 地震時に常時の土圧がどのように　　するかまだ明らかにされていない。ただ過去の大地震による岸壁の被害を説明するため　　物部・岡部公式として知られている式（10.12）式（10.14）程度の土圧が地震時に作　　とであろうと推定されている。[10)11)12)]

また物部・岡部公式の仮定に近い多　　もとで実験する振動台による振動実験結果は[13)14)15)]，乾燥状態ならば式（10.12）で求め　　ら程度の土圧が作用することを示している。

(2) 参考資料として，$\beta=0$，$\psi=$　　場合の$K\cos\delta$，$K\sin\delta$およびςの値を図－102，図－103に示す。

(3) 松尾，大原は地震時に重力　　い船岸に作用する圧力として，背面土を弾性体と仮定して求めた振動土圧とけい船岸前　　（10.18）のウェスターガード(Westergaard)の動水圧および背面にウェスターガー　　力水圧の70％の値を常時の土圧に加えることを提案している。[16)]

(4) 市原は動かない壁に作用する地震時土圧として，常時の静止土圧に地震時の土圧増加量を加えることを提案している。[17)]

10.2.2 粘性土の土圧

解　　説

現在粘性土の土圧については常時についても不明な点が多い。まして地震時についてはほとんど解析されていない。特別な根拠はないが，一応次のような便法で求めることができる。

(1) 主 働 土 圧

(a) 主働土圧の計算式

主働土圧強度は式（10.16）または式（10.17）によって算出し，構造物と危険となる土圧分布をとるものとする。

$$P_A=\frac{(\Sigma\gamma h+w)\sin(\theta+d)}{\cos\theta\ \sin\alpha}-\frac{c}{\cos\alpha\ \sin\alpha}$$

$$2\alpha=90°-\mu$$

$$\mu=\tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{b^2-a^2}}$$

$$a=\sin\theta$$

$$b=\sin\theta+\frac{2c\ \cos\theta}{\Sigma\gamma h+w}$$

（10.16）

$$p_A=Kc(\Sigma\gamma h+w)\qquad(10.17)$$

ここに　γ ;土の単位体積重量（t／m³）

h ;土層の厚さ（m）

w ;上載荷重（t／m²）

c ;粘性土の粘着力（t／m²）

θ ;地震合成角（°）　$\theta=\tan^{-1}k'$

Kc ;圧密平衡係数

(b) 土層による式の適用

(i) 粘土層が海底面下10m より深い場合

海底面および海底面より上の土圧強度は(a)による。海底面以下については，海底面以下

10m の点で震度をゼロとし，(a)により土圧を算定する。この場合，海底面における値より小さな値となった場合は海底面における値を用いる。海底面と海底面下10m の間の土圧は，直線的に変化するものとする（図—10.4(a)参照）。海底面下10m より深い所の土圧強度は，10.1.2 粘性土の土圧によって求める。

(ii) 粘土層が海底面下10m より浅い所にある程度砂層をはさむ場合，

海底面および海底面より上の土圧は(a)による。海底面以下の粘土層については，海底面以下10m まで一様な粘土層があるものとして(i)の方法で求め，実際の粘土層の部分の土圧強度とする。ただし，海底面の値より小さい場合は海底面の値を用いる。その下の砂層に

---

5) 引用文献1）参照

6) 引用文献2）参照

7) A.W. Skempton, "Horizontal Stresses in an Overconsolidated Clay", Proc. 5th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.1, (1961)

8) 引用文献1）参照

9) 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所，"土圧図表"，そのI，（昭和39年）
"土圧図表"，そのII，（昭和40年）

10) 物部長穂，"土木耐震学"，常盤書房，（昭和27年）

11) 岡部三郎，"General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam"，土木学会誌，第10巻，第6号，（大正13年）

12) 天野良吉，"岸壁の設計法"，技報堂，（昭和34年）

13) 松尾春雄，"擁壁に作用する地震時土圧の実験"土木学会誌，第27巻，第2号，（昭和16年）

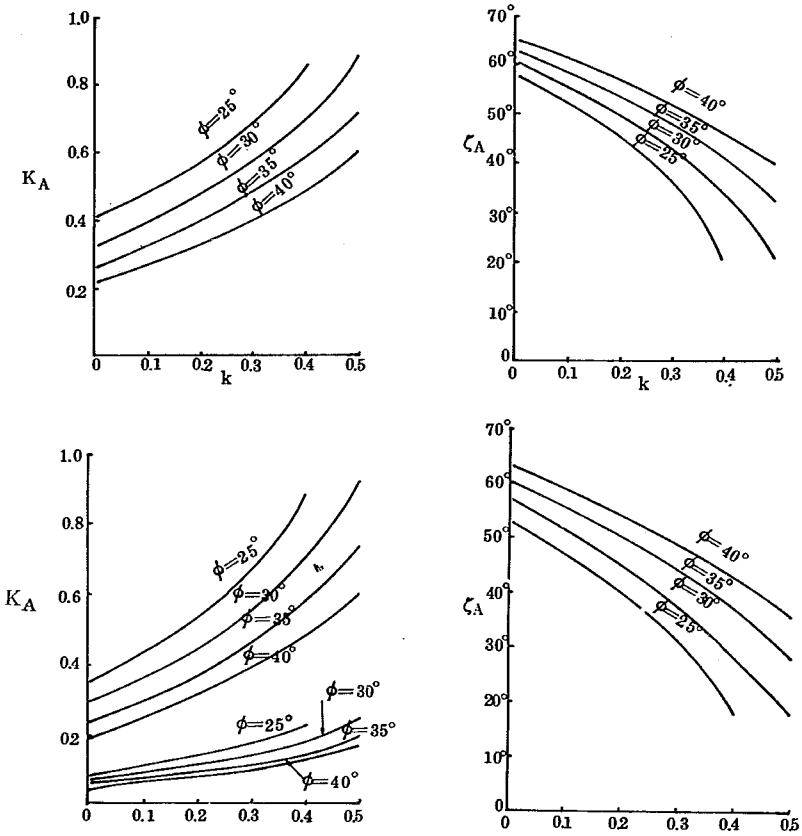
14) 石井靖丸，荒井秀夫，"振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究"，運研報告，第12巻，第2号，（昭和37年）

ついては，式（10.12），式（10.14）により砂層の上下面で土圧強度を計算し，これを直線で結んだものとする（10.21砂質土の土圧参照）。砂層の下の粘土層は上部粘土層が一様にあるものとし，10.1.2 粘性土の土圧により求めるものとする（図—10.4(b)参照）。

(2) 受 働 土 圧

受働土圧は式（１０.１８）によるものとする。

$$p_p = \Sigma \gamma h + w + 2c \qquad (10.18)$$

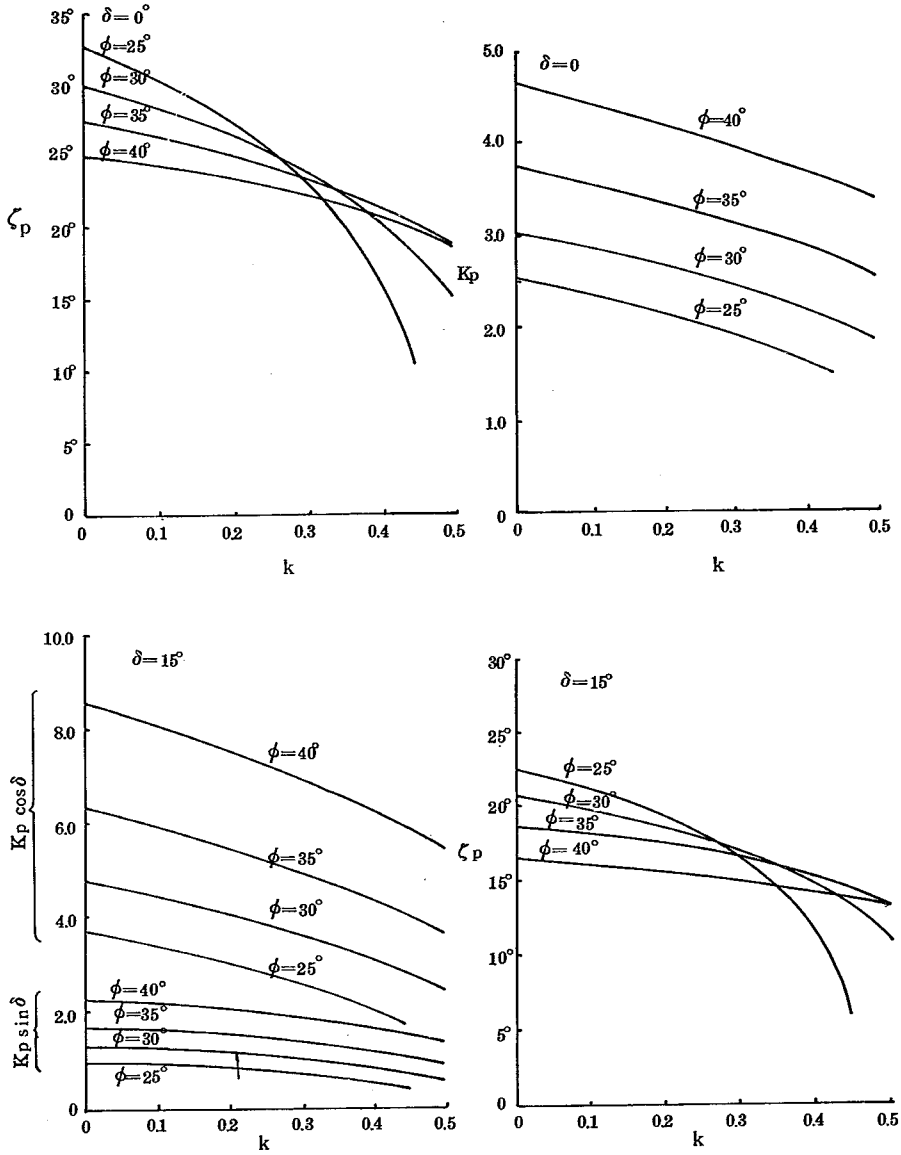


図－１０.２　主働土圧係数と崩壊角

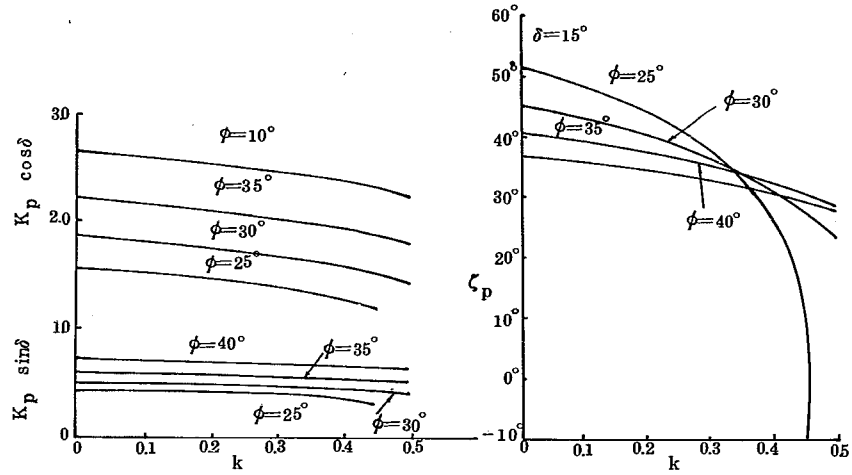
15) 畑野　正，" 固定壁に対する砂の振動圧 "，土木学会論文集，３８号，（昭和３７年）

16) 松尾春雄，大原資生，" 動式岸壁の耐震性についての一考察 "，土木学会論文集，７０号，（昭和３５年）

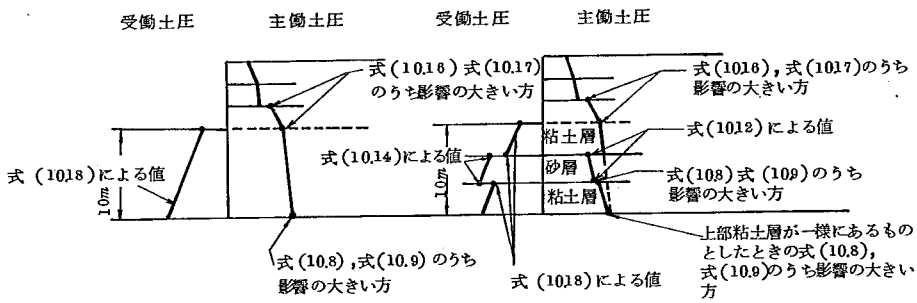
17) 市原松平，" 土質 "，土木学会誌，第４８巻，第９号，（昭和３８年）



図—10.3(a)　受働土圧係数と崩壊角



図－１０.３(b)　受働土圧係数と崩壊角



図－１０.４　粘　性　土　の　土　圧

注：式（１０.８）$p_A=\Sigma\gamma h+w-2c$　ここに c：粘着力（t／m²）

式（１０.９）$p_A=Kc(\Sigma\gamma h+w)$　ここに Kc：圧密平衡係数 0.5

１０.３.２　地震時の動水圧

(1)　壁体に作用する動水圧

(a)　壁体前面の水による動水圧

解　　説

重力式けい船岸や矢板式けい船岸のような壁体には，地震時にその前面の水による動水圧が作用する。従来，壁体前面の水による動水圧を設計外力として取り入れた例はほとん

どない。しかし，これまでの研究結果からみて壁体前面の水による動水圧を考慮するのが合理的であり，その方向に進むべきであろう。

上に述べたことは，現在用いられている動水圧を考慮しない設計法が動水圧に相当するだけ危険側の設計法であることを意味するものではない。現在用いられている設計法は種々な経験的事実に基づいて改良を加えられてきたのであるから，動水圧を考慮していなくてもそれをどこかで補って全体としては安全な設計となっていると思われる。それゆえ，従来の設計法にそのまま壁体前面の水による動水圧を外力としてとり入れたのでは安全すぎる設計となる。従来の設計法に動水圧を外力としてとり入れるときには，設計法のどこかで動水圧に相当するものを補償していないかを調べてから行なう必要がある。新しい設計法を組み立てるときは設計外力に壁体前面の水による動水圧を含むものとすることがのぞましい。

壁体に作用する動水圧はダムの設計のとき考慮すべき主な外力の一つであるので，ダムに関連して研究が進められた。広く知られているものではウェスターガード(Westergaard)の研究がある。[18] ウェスターガードは貯水池を上流に向って半無限にひろがり，ダムと平行方向には貯水池断面の変化がないものとして数学的に解いて，その結果を簡易化して式(10.20)に示すような公式を提案した。

$$p_{dw}=\pm\frac{7}{8}k\gamma_w\sqrt{Hy} \qquad (10.20)$$

ここに p_{dw}；壁体前面に作用する動水圧(t／m²)

k；震度

γ_w；水の単位体積重量(t／m³)

y；水面から動水圧を求める点までの深さ(m)

H；壁体前面の水深(m)

この公式により与えられる動水圧は，地震動を加速度振幅がkg(gは重力の加速度)の正弦振動としたときに，壁体に作用する動水圧の最大値または最小値である。実際に壁体に作用する水圧は静水圧よりも大きくなり，負号をとれば静水圧よりも小さくなる。動水圧は壁体の振動に応じて変動するもので，壁体と地盤との相対変位が小さく，地震動を正弦振動とすれば，上記の二つの値を最大値，最小値として周期的に変化する。

畑野はウェスターガードの解が数学的に不備な点があって，共振周期およびそれ以下の周期に対しては適用できない点を指摘し，より正確な解を導いた[19]。

けい船岸に作用する動水圧については，安蔵が理論解を導いた[20]。

けい船岸などの設計に動水圧を考慮するときは，ウエスターガード公式を用いるのがよい。数学的に求められた解は無限級数で表わされていて実用上不便であり，けい船岸などの港湾構造物ではウエスターガードの解について畑野が指摘した点が問題となることはない。壁体に作用する地震力と動水圧の位相関係は，地震動を正弦振動とすれば壁体が海側に変位したときに壁体前面の水圧は静水圧よりも小さくなり，見掛け上壁体は海側へ引かれることになる。したがって，式（10.20）で正号を用いて計算した動水圧を地震力と同じ方向に作用させればよい。ただし，式（10.20）で与えられる動水圧は周期的に増減するものの極値であって，式（10.20）による動水圧が常に作用しているのではないことに注意すべきである。

また，これまでの動水圧の研究はすべて地震動を定常的な正弦振動としているが，実際の地震動は非定常振動である。この点は今後研究されねばならない問題である。

(b) 裏込めの中の間ゲキ水による動水圧

> 裏込めの中の間ゲキ水による動水圧は，裏込めの地震時土圧を見掛けの震度を用いて計算した場合にはとくに考慮しない。

---

18) H.M.Westergaard, "Water Pressure on Dams During Earthquakes," Trans. of A.S.C.E., Vol. 98, (1933), p.418~p.433

19) 畑野正，"重力式堰堤に作用する地震力の影響（其の二）（地震時動水圧の正解）"土木学会論文集，（昭和24年），p.174~p.183

20) 安蔵善之輔，"地震時岸壁の前面ならびに背面に及ぼす水圧に就て"，第3回工学会大会講演作，(1943)，p.304~p.307

解　　説

地震時の土圧を見掛けの震度を用いて計算すると，クーロンの土けい(楔)内の間ゲキ水に作用する地震力が含まれたものが土圧として求まる。したがってその場合には間ゲキ水による動水圧を考慮しないこととした。裏込めの透水性が大きい場合には地震時に間ゲキ水による動水圧が壁体に作用することが考えられ，種々な研究[21)22)23)]が行なわれているが，設計に適用するにはさらに若干の研究が必要と考えられるので，本文の規定を設けた。

(2) 中空部の水による動水圧

直方体状の空間を占める水がその空間の一辺と平行な方向に振動する地震を受けたときに，その振動方向に垂直な壁面に作用する動水圧は式（10.21）により計算する（図－10.7 参照）。

$$p_{dw}=\pm\frac{7}{8}ck\gamma_w\sqrt{Hy} \qquad (10.21)$$

ここに

p_{dw}；動水圧（t／m²）

k；震　度

γ_w；水の単位体積重量（t／m³）

y；水面から動水圧を求める点までの深さ（m）

H；水　深（m）

L；水が占める空間の振動方向の長さ（m）

c；補正係数

$\frac{L}{H}<1.5$ のとき　　$c=\frac{L}{1.5H}$

$\frac{L}{H}\geqq 1.5$ のとき　　$c=1.0$

このとき底面に作用する動水圧は，式（10.22）により計算する。

$$p_{dw}=\pm\frac{7}{8}ck\gamma_w H\frac{\cosh\left(\frac{\pi}{2}\frac{x}{H}\right)-\cosh\left(\frac{\pi}{2}\frac{L-x}{H}\right)}{\sinh\left(\frac{\pi}{2}\frac{L}{H}\right)} \qquad (10.22)$$

ここに

x；振動方向に垂直な壁面から動水圧を求める点までの距離（m）

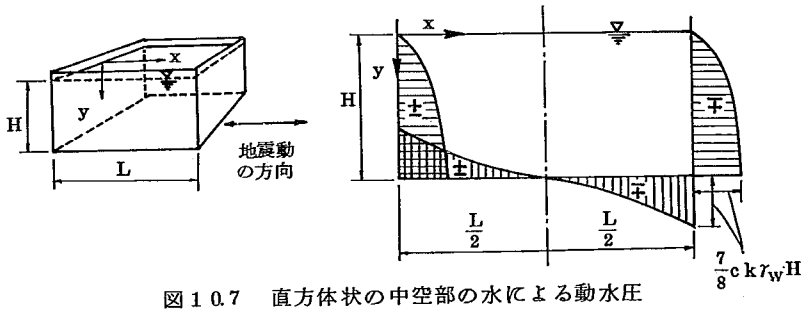


図10.7　直方体状の中空部の水による動水圧

21) 石井靖丸，土田肇，古部哲兵，" 振動時の飽和砂の土圧と間隙動水圧に関する研究 "，港研報告，第2巻，第2号，（昭和38年），p.25~p.71

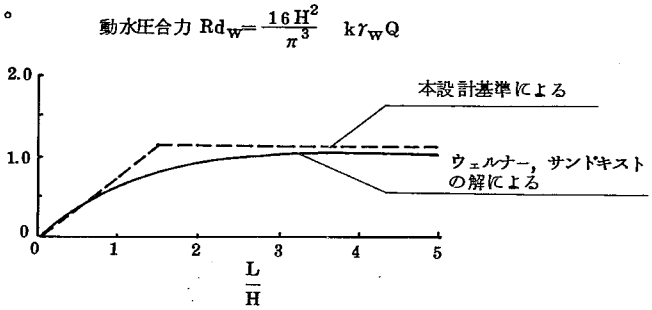
22) 大原資生，" 岸壁裏込間隙水による動水圧について "，土木学会論文集，87号（昭和39年），p.9~p.16

23) 引用文献 17) 参照

解　　説

直方体状の空間を占める水がその一辺と平行な方向に振動するとき，振動方向に垂直な壁面に作用する動水圧の合力はウエルナーとサンドキスト（Werner，Sundquist）が理論的に求めたところによると[24]，図－10.8に示すようにL／H が0から3までの間を漸増しそれ以上では一定となる。

しかし，ウェルナーとサンドキストが求めた動水圧は複雑な式で表わされていて実用上不便なので，図－10.8 に点線で示すようにL／Hが1.5 以上でウエスターガード公式と同じになり，L／Hが1.5 以下では



図－10.8　ウェルナー，サンドキストの解による動水圧と設計基準による動水圧

動水圧の分布形はウエスターガード公式と同じで合力が震度に対応して減少する近似公式を採用した。実際はL／H が小さくなると動水圧は等分布形に近づくので，L／H が0.5以下のときには壁の下端に関するモーメントを求めると，この公式では実際よりもやや小さな値が求まる。しかし，実用上はこれは無視してもよい程度である。もし，正しい動水圧の分布やモーメントが必要なときは，ウェルナーとサンドキストが求めた解に基づいて計算すればよい。符号のとり方は壁体に作用する動水圧の場合と同じである。ただし，この場合一端で正の動水圧をとると，他端では負の符号をとらねばならないから，水を入れている容器には全体として一端面に作用する動水圧の2倍の水平力が作用する。水平方向の振動であっても底面にも動水圧が作用する。この動水圧は無限級数で表わされたウェルナー，サンドキスト解の第1項と同じ分布をするものとし，両端で鉛直壁に作用する動水圧と一致するように定めた。長方形以外の空間（たとえば円柱状の空間を占める水の動水

圧）については文献[25)26)]を参照のこと。

(3) 中詰内の水による動水圧

中詰の間ゲキを占める水については地震力を考え，動水圧は一般には考慮しない。

解　　説

地震時には中詰内の水は，中詰の透水性が小さい場合には中詰と一体となって運動し，中詰の透水性の大きい場合には中詰の間ゲキ内を運動して動水圧を発生させると考えられる。しかし裏込め中の間ゲキ水による動水圧と同じ理由により本文では，地震力を考えることとした。

---

24) P.With.Werner, K.J.Sundquist, "On Hydro-dynamic Earthquake Effects", Trans.of A.G.U.,Vol.30, No.5,(1949),p.636~p.657

25) 引用文献 24) 参照

26) G.W.Housner, "Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers", Bulletin Seismological Society of America,Vol 47,No.1,(1957), p.15~p.35

6.5 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)，日本国有鉄道，1955，61

設計に用いる震度を本文におき，地震時の土圧の取り方は〔参考〕にのべているにすぎない。地震時土圧の計算法として，物部長穂博士の方法の他に，佐野利器博士の方法についても述べている。地震時の水圧についてはWestergard 氏法の他にCiuil Engineering の方法，高橋竜太郎博士の方法についてものべている。

19 条

死荷重，土圧および水圧にたいしては地震の影響を考えなければならない。地震の水平震度として一般に表－7に示す値を用いる。鉛直震度を考える場合には，その値は水平震度の1／2 とする。

表－7　設計に用いる水平震度

区　分	地　方	都　道　府　県	水平震度
A	北海道	根室，釧路国，十勝	0.3
	関　東	千葉，埼玉，東京，神奈川	
	中　部	山梨，長野，静岡，愛知，岐阜	
	近　畿	滋賀，京都，兵庫，三重，奈良，大阪，和歌山	
B	北海道	留萌，網走，上川，空知，石狩，後志，日高，胆振，渡島，檜山	0.2
	奥　羽	青森，岩手，秋田，宮城，山形，福島	
	関　東	茨城，栃木，群馬	
	中　部	新潟，富山，石川，福井	
	中　国	鳥取，岡山，広島	
	四　国	香川，徳島，愛媛，高知	
C	北海道	宗谷	0.15
	中　国	島根，山口	
	九　州	大分，福岡，佐賀，長崎，宮崎，熊本，鹿児島	

解　　説

構造物の設計に当っては，地震の影響は便宜上，構造物，土，等に表－7に示した加速度が静的に加わるものと仮定する。この加速度は地震動によって構造物および基礎地盤中におこる最大変形と同一の変形をおこさせるのに必要な静的加速度であって地域，地盤，構造物の種類，強度計算の別，構造物の背面土，および基礎地盤のそれぞれの振動性状を考慮したつぎの表－aおよび表－bに基づいている。

表－a　設計に用いる水平震度

計算の種類	自由に振動する構造物の強度計算						自由に振動する構造物の安定計算および土圧の影響を考える場合の強度および安定計算		
	マッシブな構造物			スレンダーな構造物					
地域区分 / 地盤の種類	A	B	C	A	B	C	A	B	C
第1種地盤	0.35	0.25	0.20	0.20	0.15	0.10	0.20	0.15	0.10
第2種地盤	0.25	0.15	0.10	0.30	0.20	0.15	0.25	0.20	0.15
第3種地盤	0.15	0.10	0.10	0.30	0.20	0.15	0.30	0.20	0.15
第4種地盤	0.15	0.10	0.10	0.30	0.20	0.15	0.35	0.25	0.20

表－b　地　盤　の　種　別(1)

名　　称	地　　盤　　の　　種　　類
第１種地盤	２m以下の厚さの沖積層(4)を表面層としてもち，その下にすぐ相当広範囲にわたって第三紀以前の堅硬な地層がある地盤
第２種地盤	3～１５mの厚さの洪積層(2)(3)または２～１０mの厚さの沖積層(4)を表面層として有する地盤
第３種地盤	１５m 以上の厚さの洪積層(2)(3)または１０～２５mの厚さの沖積層(4)を表面層として有する地盤
第４種地盤	著しく軟弱な地盤(5)または２５m 以上の厚さの沖積層を有する地盤

（注）

(1)　地盤の種類は地形および地質構造にたいする考慮と現場試験とによって定めるのを理想とするが，大体の目安は上表によってもえられる。

(2)　沖積層と共存する洪積層はその厚さの0.7 倍の厚さの沖積層と等価であると考える。

(3)　「洪積層」は砂利層，砂交り硬質粘土層，ローム層，等からなる地層であって，台地の表面層などに多い。洪積層を伝わる弾性波（横波）の速度は大体１００～１５０m／secである。

(4)　「沖積層」は砂利層，砂礫層，粘土層，等からなる現在堆積中の地積であって，谷間および低地の表面層などに多い。沖積層を伝わる弾性波（横波）の速度は大体１００m／sec以下である。

(5)　「著しく軟弱な地盤」とは例えば沼沢地，泥海，等およびそれらを新しく埋めたてた地盤をさす。表－aおよびbからわかるように，同一地域においては構造物に働く水平加速度は地盤が堅硬な程，また構造物がマッシブな程大きい。また，スレンダーな構造物では洪積層または沖積層にあるときは比較的大きな加速度を考えなければならない。

しかし，表－aおよびbは関東，今市，福井，等の地震の考察とアメリカの強震観測とに基づくもので，未だ大地震時の観測，岩盤地での観測，構造物の振動性状に関する知識，等に乏しいため，理論的に推定したところが非常に多く，直ちにこれを設計に用いるには未だ研究の余地がある。

表－７の震度は今迄の経験を考え，また表－ａに示す地盤，構造物の種類，強度計算，安定計算，等の種々の条件を考えた場合，大きな方の震度をとるとA 地域では 0.35~0.25

というほぼ一定の値となり，またBおよびC地域ではA地域のそれぞれ¾および½となることから簡単化して地域別の震度を決定したものである。また表－7の震度は線路の重要性を考えて増減できる。

表－7の地域区分は河角博士による75年間の最高震度期待値の分布図をもとにして定めたもので，Aは最高震度期待値が大体0.15以上の地域，Cは大体0.05以下の地域，BはAとCとの中間の地域を示す。A地域の中で関東地方の南部は最高震度期待値が特に大きく0.6に達する所がある。従って此の地域内では事情が許せばなるべく大きな震度を採用するのがよい，また岐阜県は本来はその南部だけがA地域に入っているが全県をA地域とした。

〔参　　考〕

(1)　地震時の土圧

地震時の土圧についてはまだ一般に信頼できる計算理論や十分な実測資料がないので，地震の影響は実状に応じて判定する以外に方法がない。物部博士の計算理論では壁体，基礎および土塊が剛体であるとみなし，どの部分にも同時に等しい大きさの「地震の加速度」が働くと仮定している。この仮定に近い場合もまれにはあるが地震時の土圧は各部の複雑な振動や変形の状態によつて異なり，大体において物部理論の計算値より小さいもののようである。

物部理論が提案されるまえに地震の影響を考えないで設計した擁壁その他で往時の大地震に耐えたものも少なくなく，また，同理論が与えるような大きい土圧がおこれば擁壁その他が前方に転倒したかまたは破壊したはずであるが，このような例は殆んどみられないで，震害としては基礎や前方の土の降伏により壁体の下端が前方へせり出して壁体は後方に傾いた例が多い。これは基礎が弱かったためである。

基礎の弱い構造物は大体において地盤の圧縮性が大きいとか，基礎幅が小さいとかいうような理由で相当のロッキングをするが，背後の土は変形量が余程大きくない限りロッキングによる壁の傾きに追従しないため，大きな土圧が働かないでむしろ壁面は土から離れる傾向をもち，これが逆に後方へゆり返って土と衝突する方が，大きい影響をもつ場合も考えられる。ただし，ゆるい砂や極めて軟かい粘性土の場合，ゆり込みその他の影響で大きい土圧が壁体の傾きに追従して作用することもあるであろう。

矢板工のように柔軟な構造物は振動変形が大きいからロッキングをするものと同様に地震時の土圧が小さいものと考えられる。

例えば矢板で造った繋船岸壁に働く地震時土圧の模型実験によると，ゆり込みによっては土圧がある程度増加するが，周期的に増減する土圧は無視できる程小さい。

基礎が岩盤のように剛体に近いものであるが，または基礎幅が大きい場合で構造物が剛性の大きいものであれば，非常に大きな瞬間土圧が働くことも考えられる。しかし，実際の構造物では幾分のロッキングが考えられる。また地震は振動であって静的に考えるほど大きい土圧の影響はないようであり，ゆり込みの影響その他が甚だしくなければ構造物は転倒しないようである。

従って地震時の土圧を判定するには，基礎および壁体の剛性，背後の土の粗密または硬軟の程度，土のゆり込みの傾向の大小，等をあわせて考えるのが適当である。

地震時の土圧の計算方法としては，Kを震度とするとき，従来つぎの方法が用いられている。

(a) 土は有効息角が $\theta = \tan^{-1}K$ だけ減少するものとして常時土圧と全く同様に計算する方法。（佐野利器博士）

(b) 地盤と構造物とを一体として重力の方向にたいし，$\theta = \tan^{-1}K$ だけ危険な向きに傾け $W=mg$ の代りに $W' = mg(1-K_v) \times \sec\theta$ を用いて常時土圧と同様に土圧を計算する方法（物部長穂博士：土木耐震学または土木工学ハンドブック１６８頁）

(2) 地震時の水圧

水中にある橋脚，擁壁等に作用する地震時の水圧の計算式としてはつぎのようなものがある。

(a) アメリカの実験結果（Civil Engineering Aug 1939）によると，水中の橋脚に作用する地震の影響は，橋脚の水中にある部分の密度が $\frac{\pi}{4}d^2 \times 1\,t/m^3$（$t/m$）だけ大きい橋脚が空気中にあるものとして計算できる。ここに，dは運動方向に直角な面に投影した橋脚各部の幅（m）である。

(b) ダムの上流面に作用する水圧は

(I) Westergard によると

$$\Delta p = \frac{7}{8} KW\sqrt{HX}$$

ここに Δp = 地震時の静水圧の増加量（t/m^2）

K= 合　震　度

H= 水　　深（m）

X= 水面からの深さ（m）

W＝水の単位重量（t／㎥）

(III) 高橋竜太郎博士によると

$T \leqq \frac{8}{3}\sqrt{H}$ のときは　　$\Delta p = \frac{7}{8} K_h \ T^2$

$T \geqq \frac{8}{3}\sqrt{H}$ のときは　　$\Delta p = \frac{7}{8} K_h \sqrt{H} \ T$

ここに

Δp＝地震時の静水圧の増加量

K_h＝水平震度

T＝地震動の週期（sec）

H＝水　　深（m）

№6　建築基礎構造設計基準，同解説，日本建築学会，1960

常時土圧の計算はクーロンによる。地震時については次の83に簡単に記しているにすぎない。

「14条　擁壁に作用する土圧

4. 地震動によって土圧が著しく増大するおそれのある場合には，これを考慮しなければならない。」

「15条　地下壁に作用する土圧

4. 地震動を受ける場合の土圧に関しては，擁壁の場合に準ずる。」

№7　道路橋下部構造設計指針，橋台，橋脚の設計篇，日本道路協会，1968

土圧の計算は物部・岡部式によって計算する。

以上を要約すると，擁壁にかかる地震時土圧計算にはクーロン式を変形した物部・岡部式が用いられている。

擁壁の地震時土圧について物部・岡部式がどの程度適用性があるかについては数多くの議論がある。また擁壁に加わる土圧の大きさについて，いろいろな実験的研究が繰返され，また理論的な動的解析研究もなされてきた。しかしながらいまだに設計基準を大幅に変化させるまでは至っていない。その理由はいろいろあるが，(1)計算式が比較的簡単なこと。(2)静的土質試験の結果が使用できること。つまり動的土質試験を要しないこと。(3)経験的にきめた土の内部摩擦角を用いれば土質試験すら必要としないこと。(4)数少い地震の経験ではあるが，実際の大地震に際しても大きな支障がおきていないこと。－などであろう。

土木研究所においては1967年松代群発地震を利用して物部・岡部式の適用性の試験を実施した。[1)] 実験には，高さ2mのコンクリート擁壁を使用した。擁壁№1は震度0でも土圧だけで倒れるように設計した。擁壁№2は震度0.1で，擁壁№3は震度0.2で倒れるように設計した。ところが最大

加速度７３gal あるいはそれ以上の地震が起た場合でも何れの擁壁も倒れなかった。また，擁壁に取り付けられた土圧計も物部・岡部式で求められるような土圧を示さなかった。松代群発地震は地震としては非常に特徴のあるもので，継続時間の短かいものであり，加速度の大きな波がただひとつだけである。動的解析はまだ実施していないし，この実験結果からだけ物部・岡部式の設計への適用性を否定することは早急であるが，ひとつの参考資料を提供するものであると考えられる。

1) 松代群発地震における擁壁にかかる土圧，加速度の観測結果，土木研究所資料，第２３３号，１９６７

地震時における擁壁の基礎の安定はフーチングの計算法に準じて計算している。つまり，地盤に対する圧力分布は直線的に変化するものとし，最大圧力が地震時の許容地耐力を超過しないようにする。すべり出しに対しては1.5～2.0の安全率をとる。基礎地盤面より下を通るすべり面によるすべりに対する安定は斜面や盛土に対する安定計算と同様の方法でチエックする。もしくいを使用したり，キーをつけたりしてあれば横抵抗をチエックする。

基礎地盤や裏込の砂質土は強震に際して液状化して，擁壁破壊の原因になるが，これらについては今のところはっきりした規定が設けられていない。

固定壁に対する地震時土圧としては，まず不動壁に対する地震時主働土圧と常時主働土圧とを計算してその差を求め，その差額を静止土圧の値に加えるようにしたものがある。

(3) フィルタイプダム

フィルタイプダムの設計は１９５７年に国際大ダム会議，日本国内委員会が制定した「ダム設計基準」によっている。この基準は第１章総則，第２章余水吐，第３章コンクリート重力ダム，第４章アーチダム，第５章ロックフィルダム，第６章アースダムとなっている。

第１章総則，第４節外力のなかに第１０条動水圧，第１４条地震力が含まれている。

「第１０条　動水圧

鉛直な面に作用する動水圧は，次式により計算するものとする。

$$p_d = \frac{7}{8} w_0 k_i \sqrt{H \quad h}$$

p_d：動水圧（t／m²）

w_0：水の単位体積重量（t／m³）

k_i：満水時の水平震度

H：常時満水面から基礎地的までの水深（m）

〔解　　説〕

地震の際の堤体に働く外力としては堤体自体に作用する地震力以外に池水の慣性に基づく動的な力があって，動水圧と呼ばれている。

動水圧の分布は堤体が剛体で，かつ破壊的な力を発揮する地震の周期が，堤体の固有振動周期に比し相当に長いものと仮定して求めると，上記のようになる。

地震によって水面に生ずる波浪の動水圧に及ぼす影響は，小さいものとして省略されている。この式は，鉛直な面についての式であるが，一般の重力ダムのように，上流が大体鉛直な場合にも，そのまま適用してよい。」

「第14条　地　震　力

地震力は水平に作用するものとし，その震度は基礎地盤の良否およびダムの重要性等を考慮して，下記範囲において決定するものとする。

(1)　満　水　時

ダムの種類	東北（福島，秋田，山形），関東，中部，近畿，南四国	北海道，東北（岩手，宮城，青森），中国，北四国，九州
コンクリートダムおよびロックフィルダム	0.12～0.20	0.10～0.15
アーチダム	0.15～0.25	0.12～0.20

(2)　空　虚　時

満水時の50％とする。

〔解　　説〕

震度は基礎地震の状況により異なるもので，一般に軟弱地盤においては硬地盤より大きいことが認められている。

本条の表は，従来の地震記録からダムの築造される基礎地盤を考慮して，地域別に想定した法である。」

第5条にロックフィルダム，第3節設計，第8条下流のり面こう配にこう規定してある。

「ダムの下流のり面こう配は，実際に使用する本体ロックフィル用岩石の安息角より急であってはならない。この場合，地震の影響を考慮しなければならな。

〔解　　説〕

下流のり面こう配は緩であれば安定上都合がよいが，これを徒らに緩にすれば施工上不経済となる。投石の安息角程度であれば，施工上最も都合がよい。安息角は一般に1.3：1～1.45：1程度である。

施工上数リフト積上げるダムでは，地震時に安息角が緩になることを考慮して，リフト毎に犬走りを設けて平均こう配を緩にすることが普通である。低いダムでは1リフト積上げるような場合は，堤頂幅員の余裕で加減する。」

滑動に対する安定は第10条に規定され，地震に対する注意が解説に書いてある。

「第10条　滑動に対する安定

ダムは，基礎地盤面および堤体内における水平方向の滑動に対して安全でなければならない。

〔解　　説〕

一般に，ロックフィルダムを滑動させるようとする力は，遮水壁に作用する水圧の水平方向分力で，一方これに対し滑動を阻止しようとする力は，遮水壁より下流の堤体の自重および遮水壁に作用する水圧の鉛直方向分力である。内部遮水壁型の場合には，このほかに，保護層の水中時重量等による抵抗が考えられる。その上に地震時には，地震力および動水圧の影響がこれに加わる。」

このような設計基準で造られたロックフィルダムには，皆瀬ダム，石淵ダムがある。仙北地震，新潟地震，十勝沖地震に際してほとんど損傷はなかったのでこの基準は妥当であったと考えられる。

第6章アースダム，第6条のり面こう配に地震時の定安計算の方法が記載されている。その考え方は震度法である。

「第6条　のり面こう配

のり面こう配は築堤材料および基礎地盤の土質試験結果に基づく安定計算により決定するものとする。一般に次の3つの場合を検定し，各因子はその必要に応じて考慮する。

(1)　上下流側につき，完成直後時

（堤体内に残存する間げき水圧を考慮）

(2)　上流側につき，完成後における急速な水面降下時

（浸透水による間げき水圧を考慮）

(3)　下流側につき，完成後における満水時

（浸透水による間げき水圧および地震を考慮）

普通平均こう配としては次の法を参考として定めるが，経済的に築堤するには堤頂付近を急に漸次緩こう配とする。

上流側　（0.05Ho＋1.5）割

下流側　（0.05Ho＋1.0）割

ただし，Ho は地盤面から堤頂までの高さ（m）で上式はHo が20～40mの場合に適用する。

〔解　　説〕

のり面の滑動に対する安定計算は一般に斜面崩壊に対する円形すべり面法による。これに用いる安全率S.F.は次式から求め，最も危険な円弧にそうせん断抵抗力と全せん断力との比により検定する。

$$S.F.=\frac{(\Sigma N-\Sigma P_p-\Sigma N_e)\tan\phi+L\times c}{\Sigma T+\Sigma T_e}$$

ただし，ΣN：築堤材料の重量による重さ分力の和

ΣT：築堤材料の重量による接線分力の和

ϕ：築堤材料の内部摩擦角

c：築堤材料の粘着力

L：円弧の長さ

ΣPp：間げき水圧

ΣNe：地震力による垂直分力の和

ΣTe：地震力による接線分力の和

この計算に用いる築堤材料の重量，内部摩擦角，粘着力，間げき水圧等は施工上の諸規正と関連して滑動時の状態を推定し，それに近い状態を実験室で再現して定めなければならない。

また基礎地盤が深く，そのせん断強度が甚しく小さい時は，底部破壊に対しても検定して見る必要がある。

間げき水圧については完成直後時，および特に急速に水面が降下した時の安定を検定すべきである。また直接安定との関係は少ないが，築堤材料の圧密沈下（特に粘土質材料の場合）および基礎地盤が圧縮され易いときには，地盤の沈下をあわせ考える。特に重要なダムについては地震に対する考慮が必要である。しかし従来経験的に使用されていた数値も無視すべきでなく，上述の方法による場合においても参考とすべきである。」

ダム設計基準は目下改正中である。改正案ではロックフィルダムおよびアースダムをひとつにしてフィルタイプダムとしている。ダム設計基準の改正案の主要点を抜書きすると次のようである。

安全率を求める計算式は同じである。

「安定計算は次のケースについて行なうものとする。

ケース１：完成直後，上流面および下流面について。

(注)　建設中の間げき水圧が残存している状態。

ケース２：常時満水で浸透水が定常状態にあるとした場合。

上流面および下流面について。

ケース３：貯水位が満水位から，低水位にいたる間の水位まで急激に低下した場合。

上流面について。

以上のほか，次のケースについても検討を行こなわなければならないことがある。

ケース４：建設中の間げき水圧と貯水を考慮した場合。

上流面について。

ケース５：貯水位が満水位から低水位にいたるまで低下したとした場合。

ケース１およびケース２の場合，上流面または下流面のうち一方が明らかに安全率が小さいと認められる場合は，他方の面についての計算を省略してもよい。

ケース３およびケース５の水位として堤高の５０％ 前後に相当する水位をとると，もっとも危険なことが多い。低水位がこの水位より高い場合は，低水位がもっとも危険な水位となることが多い。

ケース４については不透水ゾーンが厚いダムおよび傾斜コア型のダム等に検討を行なうものとする。

ケース２の場合の堤体震度は第１章第１１条に規定する満水時の地盤震度をとるものとする。ケース１およびケース４の場合は地盤震度の５０％ をとるものとするが，完成後速やかに貯水を行なう場合および重要でないダムでは地震力を考慮しなくてもよい。ケース３については，揚水発電所等の日調整池のように水位急低下が日常行なわれている場合の堤体震度は地盤震度をとるが，実際の水位低下が緩まんな場合は地震力を考慮しないものとする。

安全率の値は 1.0 に多少の余裕を見込んだ値をとるべきである。余裕は設計値のとり方によって異なり，一概に言うことはできないが，参考として円形滑り面スライス方法を用いる米国の開拓局の例を挙げると余裕を見込む安全率の値は普通 1.5 程度とし，特に地震力を考慮したり，水

位急降下時のような条件をつける場合は，これをやや下廻る値を用いている。……　」

地震時においてフィルタイプダムの地盤と堤体とは異なった震動をすること。しかも堤体に加わる加速度が大きいことが実測の結果から明かにされている。地震を受けたダムの被害についての調査報告も数多く公表されている。[1] 模形実験や解析も次第に進んできた。しかしながら実験室に

1) 高瀬国雄，アースダムの安全性に関する統計的研究，1967

おける土質試料の試験を動的に実施し，その結果を用いてダムを設計するまでには至っていない。

(4) 低いダムおよび盛土

河川，海岸，干拓，堤防については一般に耐震計算が行こなわれていない。特に重要な場合にはフィルタイプダムと同様な方法での計算が実施される。護岸のある堤防では動的な解析や模形実験の行なわれた例がない。

震害の調査結果によると，軟かい粘土，ゆるい飽和した砂の上に造られた低いダムの被害が大きい。

道路や鉄道の盛土についても特に重要な高い盛土では耐震に対して考慮が払われる場合もあるが計算の手法はフィルタイプダムに準じている。

(5) 基　　礎

A 直 接 基 礎

極限支持力 q_d ，許容支持力 q_a はテルツァギー，マイヤーホフなどの式を用いている。

テルツァギー式……

$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad \cdots\cdots (1)$$

$$q_d' = \frac{2}{3}\cdot cN_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma' \quad \cdots\cdots (2)$$

$$q_{ds} = 1.3\, cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\, \gamma B N_\gamma \quad \cdots\cdots (3)$$

(1)は巾Bの帯状荷重に関する一般剪断破壊。

(2)は　〃　局部剪断破壊。

(3)は幅Bの正方形フーチングに関する臨界荷重。

テルツァギー式の系列のものは震度法を用いて計算した結果基礎荷重面には三角形もしくは台形の反力が発生するとし，最大の応力が許容応力を超過しないかどうかをチエックする。最も典型的な例は建築学会の建築基礎構造設計基準であるからこれを引用する。

「17条　地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力度は次の各項のいずれかによって算定する。

1. 長期許容支持力度

$$qa=\frac{1}{3}(\alpha cNc+\beta\gamma_1 BN\gamma+\gamma_2 DfNq) \qquad t/m^2$$

短期許容支持力度

$$qa=\frac{2}{3}(\alpha cNc+\beta\gamma_1 BN\gamma+\frac{1}{2}\gamma_2 DfNq) \qquad t/m^2$$

（略）」

安全率は常時において，地震時において2をとっている。基礎荷重面に水平力が作用するときは，横すべりに対する検討をする。

許容支持力は載荷試験から求めてもよい。

これと類似の支持力公式を用いた日本道路公団，国鉄では次のようにしている。日本道路公団の高速自動車国道，設計要領ならびに日本鉄道技術協会，土構造物の設計施工指針では安全率として常時3，地震時2をとついている。日本港湾協会の港湾工事設計要覧では常時，地震時とも，重要な構造物ではFs≧2.5，他の構造物ではFs≧1.5としている。

日本道路協会の「道路橋下部構造設計指針，直接基礎」では偏心傾斜荷重を考慮した次のような式を用いている。

$$qa=\frac{1}{\nu}(\alpha\, cNc\,\alpha_c\, i_c+\beta\gamma_1 BN_\gamma\alpha_\gamma i_\gamma+\gamma_2 D_f Nq\alpha_q i_q)E$$

ここで　ν：安全率

α：根入係数

i：傾斜係数

E：偏心係数

安全率としては常時3，地震時2をとつている。

転倒に対しては，常時において合力の作用点が基礎外縁端より，基礎幅の$\frac{1}{3}$以上内側に，地震時にくいて合力の作用点が基礎外縁端より基礎幅の$\frac{1}{6}$以上内側にはいるようにする。

新潟地震以後にできた基準では砂の液状化現象のことを考慮している。土木学会の土木構造物の耐震設計指針（案），日本道路協会の道路橋下部構造設計指針，直接基礎では，N<15 の砂地盤においては地震の影響を入れて内部摩擦角を減少している。

B　くい基礎

地震時の支持力に対しては常時よりも安全率を小さくとつている。日本道路協会，道路橋下部構造設計指針，1964.は次のように規定している。

「支　持　力

a)　載荷試験による求め方

載荷試験による軸方向押込許容支持力は，軸方向押込極限支持力をつぎの安全率で除した値とする。

くいおよび地盤の種類 / 載荷時の種類	支持ぐい	摩擦ぐい	
		良質な砂層	その他
常時	3	3	4
地震時	2	2	3

b) 静力学公式による求め方

i) くい長さが短い場合およびN値が30以下の場合はテルツァギー公式より求める。

ii) くい長さが長い場合はマイヤホフの式より求める。

引抜力

a) 引抜試験による求め方

引抜試験による許容引抜力は，極限引抜力をつぎの安全率で除した値をする。

地盤の種類 / 載荷時の種類	良質の砂層	良質の粘土層	その他
常時	※	※	※
地震時	2	3	※

※ 引抜力は考慮してはならない

b) 静力学公式による求め方

静力学公式による許容引抜力は，極限抜力を上表に規定する安全率で除したものとする。

軸直角方向支持力

載荷試験による軸直角方向許容支持力は，軸直角方向極限支持力をつぎの安全率で除した値とする。

地盤の種類 / 載荷時の種類	良質な砂層	良質な粘土層	その他
常時	3	4	※
地震時	2	3	※

※ 支持力は考慮してはならない

」

日本鉄道技術協会，土構造物の設計施工指針１９６６では次のように規定している。

「支　持　力

1.　支持ぐいの許容支持力

先端の極限支持力に，くい側面の極限摩擦力を加えて求めた極限支持力を

死荷重＋活荷重のとき　3

地震時　　2　で除したもの

2.　摩擦ぐいの許容耐力

1.の場合と同様

但し，極限周辺摩擦力は次式による。

a)　粘　土　　$f = qu/3$（最大値２t/m²）

b)　砂　　$f = r\ell K \tan\phi$

引　抜　力

くいには死荷重で引張力が作用しないように設計しなければならない。活荷重時および地震時等の短期間に作用する荷重に対しては条件に応じ，くいの引抜抵抗力を考慮して設計してもよい。

軸直角方向支持力

単ぐいの水平方向許容抵抗力はくいの水平載荷試験より求めた水平方向極限抵抗力を死荷重および活荷重時３，地震時２の安全率で除した値とする。ただし，この値が上部構造から定まるくい頭の軸直角方向の許容変位量に対するものより大きい場合には，許容変位量から定まる抵抗力を許容抵抗力としなければならない。」

C　井筒ケーソン

土の水中単位体積重量 r'（t/m³），地震時の受働土圧係数K，根入深さの計算式，内部摩擦角ϕ，壁面摩擦角δ，支持力などについて各基準は規定している。

例えば日本道路協会，道路橋下部構造設計指針，１９６５　では次のようにしている。

「土の水中単位体積重量 r'（t/m³）

水中における重量をとる。

地震時の受働土圧係数K

$$K = \frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

常時と同じ値を用いてもよい。

根入深さの計算式

物部式，池原・横山式

支　持　力

鉛直荷重のみを受ける場合—ケーソン底面の支持力，またはケーソンの支持力を側面の摩擦抵抗の和。

鉛直荷重と曲げモーメントの和。

鉛直許容支持力はテルツァギー公式により，常時３，地震時２の安全率をとる。

ケーソン側方の水平許容支持力

受働土圧を安全率で除して求める。

常時：1.5　　地震時：1.0

この他，ケーソンの変位の検討，負の周面摩擦力の検討を行なう。　」

内部摩擦角についての考慮をしているものには，土木学会，土木構造物の耐震設計指針案1965がある。それによれば，

「N＜15　の砂地盤

$$\phi' = \phi - \theta$$

ここに　$\theta = \left(\frac{15-N}{10}\right) \tan Kh$

Kh＝水平震度

N＜15　の飽和した純砂地盤

$$\phi = 0°$$

2. 地震荷重を受ける土質構造物および基礎

ハロルド　J．ギブス

地震時の土の挙動について近年多くの研究が実施され土質調査，土質構造物や基礎の設計に関して必要な，新らしい概念や，理論が発展してきた。土質基礎工学者は，現在，流動化しやすい砂と，盛土のように締固められた粘性土の密度に最も大きな関心を払つている。

新らしい重要な考え方として土の動的強度は静的強度と全く異なるということが挙げられる。動的強度が小さい土に対して，いわゆる震度法によつて大きな震度を与えて，設計することは，静的強度を基準とするかぎり，妥当な解析方法とはいえない。ここで，設計震度をどのように定めるべきかという問題と，地震時の盛土や基礎を支持するのに，どれだけの土の強度が必要なのかという2つの問題が生じてくる。

これらの設計震度と土の強度という工学上の問題解決に必要な2つの要素に注目すれば，流動化とは，動的荷重により，強度が殆んど0近くに減少することと見てよい。したがつて，流動化現象について，震度法を通用することは，たとえより大きな震度を考慮したとしても殆んど無意味である。そのため，流動化を生じる。地震荷重の大きさと継続時間を知ることが重要な問題となつてくる。流動化現象について，この数年間多くの研究がなされ，初期の密度，拘束応力粒度，粒径，粘性土か非粘性土か等を含む，いくつかの条件に支配されることが明らかになつた。

これらの条件の中で，実際の工学的問題を扱う技術者にとって，その性質を変化させて，適当な値にする上で，土の密度は都合の良い土の性質であり条件であると考えられる。

そのために，土構造物や基礎の耐震設計を行なう上で第1に必要なのは，その地盤の密度を正確に知ることであり，第2に予測される地震の大きさと，その継続時間に応じて行なう室内試験により破壊基準を正しく定めることである。この室内試験は，対象とする地盤で，流動化による破壊を生じさせないために必要な，土の密度を定める目的で行なわれる。

実際の地盤における密度増加の方法として，例えば，海岸に近い深い砂地盤上に建設される原子力発電所のような構造物に対して次の方法が挙げられる。

1. 流動化しやすい土を掘削し，密度の高い材料で置換する。
2. 振動ローラー，ヴアイブロフローテーション，置杭により，現位置での土の密度を増加する。
3. 流動化しやすい層を貫通して，杭基礎工法を採用し，さらに杭間の地盤の密度をヴアイブロフローテーションにより増加させる。

耐震設計と土質調査法

砂地盤において，ことに，緩く，かつ飽和している砂の完全なボーリング及びサンプリングを実施することは非常に困難である。したがつて浅い層から深層まで基礎地盤全体に数多くの調査ができ，かつ経済的な，原位置試験を行なうことが要求される。

アメリカ国内では・この目的のために，標準貫入試験が，最も広く用いられている。その理由は，相対密度をかなり正確に知ることができ，また測定方法も簡単であるためである。しかし，実際の工学上の問題に，調査結果を適用するには，結果の数量的な解析が必要である。

1956 年にホルツとギヴスが提案した，相対密度と標準貫入試験値と深度の相関関係を一般的に適用することができる。多くの研究者・技術者により，この相関関係と基準の有意性が認められてきたが，他の意見も種々あり，修正を加えたり，さらに安全側に考えることが行なわれてきた。

そこで，米国開拓局研究所では，できるだけ正確なデータを集め，この基準をより正確なものにするよう努力してきた。

最近のある原子力発電所における，流動化を考慮した密度増加の基準を例として挙げる。砂層の基礎地盤は，深さ25m（83ft）あり，設計震度は0.25gに対して，上部14.5m（48ft）の相対密度を85％に，次の7.5m（25ft）の相対密度を80％に，次の3.0m（10ft）に対し，相対密度を75％に増加させることが必要であると，解析されこの要求に対し，殆んどの砂は掘削置換することが定められた。

設計の対象とする地震

設計対象とする地震をどのように定めるかは，構造物の設計の上で，非常に重要である。その地盤の地震工学的な検討と，過去の地震履歴について完全な研究を行なうことが必要である。

粘性土の動的性質

粘性土の土質試験の結果を調べると，動的荷重による強度は，静的荷重により定められる強度と全く異なることがわかる。非粘性土と同じく，密度は，粘性土の動的性質を支配する重要な工学的性質である。密度の大きな粘性土は，静的荷重試験によるよりも，大きな拘束応力と繰返し荷重をうけても安定しているのに対し，低い密度の粘性土ではこの逆の結果がでている。この意味で密度の小さい粘性土が基礎地盤や，斜面に含まれる場合，設計に際し，動的強度を考慮すべきである。アースダムで，その堤体材料が，良く締固められている場合，地震に対しても，安定していることが示される。

結　論

1）土の密度は，非粘性の砂，シルト，あるいは粘性土について，流動化を考える時最も重要であ

る。

2）土の相対密度や締固め密度を判定する土質調査法として，サンプリングが理想的であるが，砂の場合，標準貫入試験のようにより経済的な原位置試験を併用すべきである。又，試験結果と相対密度との相関関係をより正しく定めることが必要である。

3）細かい砂で均等係数の大きい飽和砂はより流動化しやすい。したがつて地震の予測される地域の重要な構造物に対しては，砂地盤の密度は８０～８５％以上であることが望ましい。

4）繰返し三軸試験のような，動的室内試験により，砂の流動化を生じさせるせん断力や，粘性土の動的強度を求めることができる。

5）基礎地盤における設計対象とする地震と，震度は，その地域における地震履歴と，構造物の地震応答の性状を考慮して定められる。

実際問題への適用

以上の結論を実際の土質工学上の問題へ適用した例を図によつて説明する。

図－1*と図－2*は，深度と相対密度と標準貫入試験値の相関関係である。図－3*は，ある原子力発電所の基礎地盤で，深さ２４m（８０ｆｔ）以上の砂の相対密度は大部分８０％以下である。白丸は乱さない試料により，黒丸は標準貫入試験で得られた相対密度である。この砂地盤は掘削置換され，振動ローラーによる締固めを行なつた。図－5*は置換し，締固め後の貫入試験値を示し，相対密度は８０％以上の非常に固い地盤に改良されたことがわかる。

図－8*はもう一つの原子力発電所の深さ２４m（８０ｆｔ）の基礎地盤の相対密度を示している。この例では，すでに杭基礎を用いることが計画されていたが，新潟地震の調査から杭間の砂層をヴアイブロフローテーションを施工して，締固め密度を増加させることにした。この図－8*に明らかなように，かなり小さな相対密度の層か，杭間の砂層に残ることがわかる。図－１１*はヴアイブロフローテーション後の貫入試験結果で，全て相対密度は８０％以上である。

最後に砂地盤の相対密度と流動化の判定基準について補促したい。テルツアギーとペックは，全て砂地盤は，貫入試験値５０以上必要であると，より厳格な値を与えている。シートは，新潟地震の調査から，ペックのと，ギブスの値の平均値を判定基準にしている。さらにこのような流動化と砂の相対密度の判定基準の値について，多くの研究者，技術者の検討を期待している。

＊　Appen dix

3　討　　議

山　村　：図－1は，河川堤防について，新潟地震による被害地区の地盤と被害を受けなかつた堤防の地盤のコーン貫入試験結果を示したものである。これらのコーン貫入試験結果は被害の有無にかかわらず，ほとんど同じで有意の差はないと考えられる。

図－2は被害のあつた堤防基礎地盤のオランダ式コーン貫入試験の結果を示している。標準貫入試験では深さにより大きな変化はないが，コーン貫入値は，細かい地盤条件の変化を示している。そして，被害地盤では特にこの変動の幅が大きく，流動化現象と関係があるものと思われる。このことから流動化を判定する土質調査法としては，標準貫入試験よりも，オランダ式コーン貫入試験のように地盤の部分的な細かい性質の変化をより連続的に測定できる原位置試験法を採用するべきである。したがつて標準貫入試験の結果からのみで重要な構造物に対する相対密度の基準80～85％とすることは，一般的に安全側にすぎる。たとえば，河川堤防のような土構造物部では60％程度の低い相対密度でも良いと思われる。

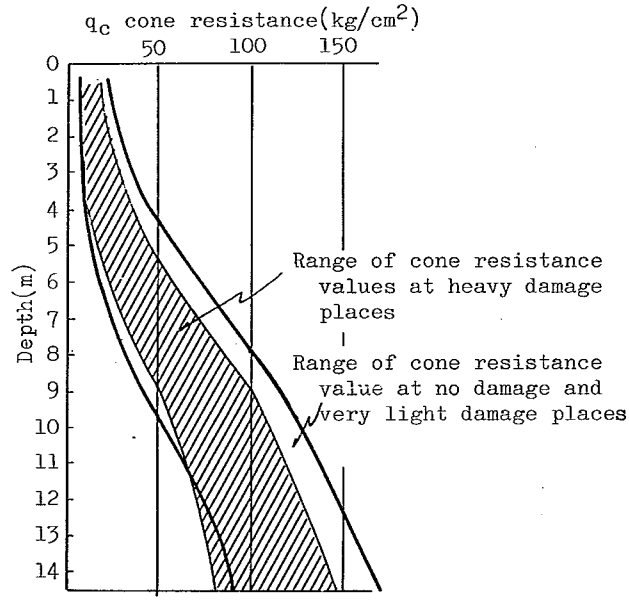


Fig.1 Comparison of soil conditions

ギブス　：新潟地震およびアラスカ地震の経験から，80％というやや安全側の設計基準をとることにしている。

シードの論文では，流動化を生じた新潟の砂地盤の相対密度は39～50％であるとしているし，ギブスの判定基準では52～65％が，新潟の流動化を生ずる相対密度として得られる。

この意味で，構造物に応じた基準をとると共に，より正しい，判定基準を得ることが大切である。また，標準貫入試験が完全な原位置試験法でないことは認める。このことも，安全側の設計基準を採用する理由となつている。

吉　田　：流動化を生じる砂の粒度について述べる。えびの地震，十勝沖地震の調査では60％径が0.1㎜で均等係数の大きい砂が，新潟地震では60％径0.2㎜の砂が流動化している。

このように0.1～0.2㎜以下の均等係数の大きい砂と流動化現象の関係を判定基準の中に入れることが必要である。

岸　田：美濃尾張地震その他の調査から飽和砂の流動化を生じる限界の相対密度は７５％であることがわかかつた。

もう一つ重要なこととして，流動化しやすい砂層の上に流動化しない地層がある場合，同じ条件で砂層のみの場合と比較して流動化しにくく，また地表面まで達する完全な流動化は生じないことがわかつた。このことから非流動化層と流動化層の層厚の比を，地盤全体の流動化の判定基準として用いることが可能である。

ギブス：流動化の限界相対密度７５％という値は，アメリカ国内に於いて，実際に適用されている値と大体同じである。又，粒度の粒動化に対する影響，ことに細粒分の多い砂については，今後の研究の発展を望みたい。

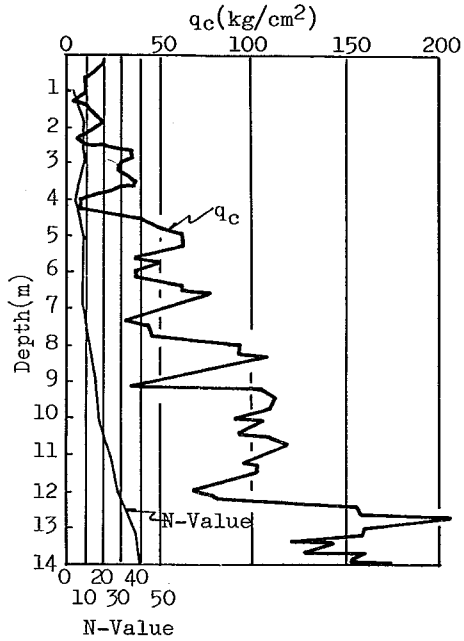


Fig.2 Comparison of test results at heavy damage place

図－２

福　岡：繰返し三軸試験による結果を地震時の土の強度として用いることが述べられたが，シードは最近になつて，繰返し三軸試験によるよりも動的純粋せん断試験により土の動的強度を定めることが適当であると主張している。今後さらに，動的せん断試験結果を数多く比較検討すると共に，日本およびアメリカ両国で，動的せん断試験法の協同研究を進める必要があると思われる。

4. 所　　感

栗　林　栄　一

1. Gibbs 氏の砂質土の地震時の流動化の判定基準の提案は興味あるものであつた。

林　　聰

2. Gibbs氏の発表によつて飽和砂の流動化の問題にパネルメンバーの興味が集中した。Gibbs氏の発表に含まれる流動化の判定条件，流動化に対する対策工法等の内容は大変教訓的であつたと思います。我々の研究所でもこの問題を研究しており主として飽和砂の流動化が壁体に及ぼす土圧（主動土圧と受動土圧）の影響にPointをおいております。

日米両パネルでこの様に問題をしぼつて討議する機会が望ましいと思います。なおこの問題を契機として土の動的剪断試験法等について情報技術，器機の交換等が，今後の活動として望ましいと思います。

福　岡　正　巳

3. アメリカ側の発表はゆるい砂の液状化防止のために砂層をバイブレーティングローラー，バイブロフロテーションによつて締め固めるさいの締固め度についての規定ならびに施工管理の方法についてであつた。規定の数値については議論はあるにしても，とにかく研究成果を実用化する努力とその方法について大いに学ぶところがあつた。数値については今後本会議の主要研究項目として両国協同して研究を継続すべきであろう。

George B. Begg

4. Dr. M. Fukuoka's paper on Earth Structures presents information on retaining walls and pile foundations that is valuable to U.S. Federal building programs. To single out one item, we are currently reviewing a long established design approach to the allowable bearing capacity for piles. Dr. Fukuoka's comments on this item give us another important approach to investigate.

EARTH STRUCTURES AND FOUNDATIONS SUBJECT TO SEISMIC LOADING

By H. J. Gibbs*
Bureau of Reclamation
Denver, Colorado

ABSTRACT

The large number of studies concerning soil behavior during earthquakes has yielded many new concepts in investigation and design of earth structures and foundations. For stability problems, the application of a single seismic coefficient has been questioned as to adequacy. Because the dynamic soil strength may be appreciably different from the static strength values, it should be considered. The liquefaction problem which is most critical in low density sands and silts that are saturated is a very real danger during earthquakes. The foundation engineer must determine the critical nature of in-situ conditions. The standard penetration-resistance test is a useful means of evaluating the relative density of sand deposits and for checking this condition after densification. Laboratory tests of sands at various conditions using cyclic loads and the number of cycles to represent earthquake effects may be performed to determine shear stresses necessary for liquefaction and failure. Seismic coefficients and design earthquakes are selected from a review of the earthquake history in the construction area to compute expected shear stresses for comparison to the shear stresses necessary to cause liquefaction.

The practicing foundation engineer is most concerned with acceptable densities both in sands susceptible to liquefaction and

*/Chief, Soils Engineering Branch, Division of Research

cohesive soils compacted in embankments. The details of laboratory tests and analyses provide variable limits of this property for different depths and types of soils.

INTRODUCTION

There has been a great amount of new information in earthquake engineering for earth structures and foundations during the past decade and there have been increasing efforts to determine more precisely the strength of soil under dynamic loadings. For many years, it has been the practice in earth stability studies when using the forces acting on a sliding mass to apply a fixed earthquake coefficient of some amount. In conventional structural design, this has amounted to a horizontal seismic coefficient of some magnitude, K. Even the value of K has become a standard and, with relatively unexplained reasons, virtually all organizations doing such designs have used a value of K equal to 0.1g. This became so standard that the old building codes on the West Coast of the United States required that 0.1 be used in seismic stability analyses of buildings.

This factor appears to be a form of adding a safety factor to a design to account for an unknown. However, with newer developments and studies this so-called safety factor may not have been as safe as previously assumed. It now appears that such a coefficient may vary within an earth structure or foundation and, in some cases, may be more properly at a value as high as 0.5. On the other hand, it can be considered that such forces act in an earth structure for such a relatively short time that some deformations could be tolerated, allowing consideration of a more moderate coefficient. If it is desired to design an earth structure, such as a foundation or a dam to behave "elastically" without plastic strain,

the seismic coefficient would be necessarily large but, if we are content to accept some degree of plastic deformation or some degree of permanent deformation from a major earthquake, the energy absorbed by such strain will greatly decrease the seismic coefficient for which a design is made. An elastic design procedure simplifies the analysis by keeping the soil stresses within the elastic stress range, involving little or no permanent strain, but the resulting configuration of the earth structures may be unreasonable and unjustified.

Another of the newer viewpoints which should not be neglected is that soil strength can be quite different under dynamic forces than the strengths usually evaluated from statically-loaded testing equipment. In cases where lower dynamic strengths are experienced, the seismic coefficient, even though it is assumed high, could be inadequate when applied to static strength values.

Therefore, there are two questions involved, (a) How large should the coefficient be, and (b) What soil strength is available to support the embankment or foundation during the earthquake forces.

Going still further into low strength of soils under dynamic loading, the problem of liquefaction has been found to be a principal cause of major earth movements during earthquakes. The failures in Niigata, Japan, are described as most notable foundation examples and the numerous slope failures in Alaska, such as the Turnagain Heights slide, have emphasized this to us in the United States. In relation to the above parameters for engineering design, liquefaction can be looked at as a reduction in soil strength under dynamic loading to the point of near zero strength. Under such conditions, the application of a seismic coefficient in design would be meaningless, regardless of how large the assigned value is. Therefore, it becomes extremely important

to the practing soil mechanics engineer to know whether or not liquefaction can develop within the load range and time the earthquake is acting.

LIQUEFACTION CONSIDERATION

Liquefaction experiences have shown that the greatest probability for failure exists in saturated, low-density sands and silts. Its cause is a tendency of the soils to settle or consolidate while in a saturated condition. If this tendency occurs suddenly as a result of a dynamic loading and if rapid drainage does not occur significantly, the stresses which were carried by the soil structure are transferred to the pore water which is not capable of shear resistance. The extent of such probability has been investigated considerably in recent years and has been found to be dependent on several factors, including initial density, confining pressures, gradation (uniform or well-graded), fineness, and whether or not it is cohesionless. Certain combinations, such as suggested by D'Appolonia (1)*, make soils most susceptible to liquefaction as follows:

(a) The percentage of silt and clay-size particles less than 10 percent.

(b) The particle diameter at 60-percent passing between 0.2 and 1.0 mm.

(c) The uniformity coefficient between 2 and 5.

(d) Low relative density.

Density is the condition that the practicing engineer looks at as the property he can possibly control or adjust. The influencing degree of importance shown by the others would be evaluated through research experience and laboratory tests.

Therefore, in a critically suspected soil deposit, the first step is to evaluate the denseness. The second is to evaluate the degree of failure probability through laboratory testing within the range of

*Numbers in parentheses refer to the list of references at the end of this paper.

expected earthquake loadings and cyclic durations. Such tests are used to establish the denseness required to resist failure for the particular soil involved.

Densification procedures of large deposits have been considered unwieldy in the past, but are now a common consideration to guard against liquefaction. For such important structures as nuclear powerplants commonly located on deep sand deposits near water, practical procedures are:

(a) Excavate the liquefiable material and replace it in a dense state.

(b) In-situ densification by vibratory compactors, vibroflotation, and displacement piles.

(c) Pile foundations to bypass the liquefiable soil, plus vibroflotation to densify it sufficiently between piles.

FOUNDATION INVESTIGATION

Procedures for investigating the in-situ condition of liquefiable soils is of current interest in the United States and, because of the significance to the earthquake problem, such studies are important to our earthquake research efforts. It is well-known that reliable borings in sand deposits are difficult, particularly in sand that is loose and saturated and require very specialized techniques to accomplish undisturbed sampling of even moderately acceptable quality. Because of this, the thoroughness of a foundation investigation by undisturbed sampling is limited. Therefore, a definite demand exists for in-situ tests that can be made from shallow levels to great depths, that can be made in numerous drill holes over a foundation area, and that are economical enough to be a practical supplement to limited information gained from a few expensive undisturbed sampling holes. As an example, current investigations of the previously mentioned nuclear power stations involve questionable deposits for

depths of 80 feet or more.

The Standard Penetration Resistance Test (SPT) (ASTM Designation D1546) has attracted the attention of most investigators in the United States. A significant influence in this trend was its extensive use to evaluate the liquefaction failures of the Niigata earthquake (Seed and Idriss (2) and (3)). Initial emphasis was given to this test by Terzaghi and Peck (4). It had been labeled as being sensitive to the relative density of sand, but had only been related to the degree of relative density in descriptive terms. Nevertheless, this test provides simplicity in operation that makes it particularly attractive to fill the requirements for a practical supplement to more expensive sampling. To be of use there was the need for a more quantitative interpretation of the results than only descriptive terms. It was not desired to interpret the results only in terms of blow count (N-value) of the driving hammer, but to evaluate relative density as done by sampling and as used in the laboratory tests which establish the limiting requirements.

A criteria by Gibbs and Holtz (5) for correlating standard penetration blow count (N-value) with relative density was looked at by many investigators as having an application to such an approach in foundation investigations. This correlation was developed in the Bureau of Reclamation through research in which sand was placed at controlled density and loaded with a surcharge to represent varying overburden pressures which, in turn, represent depths at which the tests are made. It was found that overburden pressure definitely influenced the correlation, making it a necessary consideration in evaluating the relative density. The principles of this criteria have been used in many foundation investigations. For example, it was applied in the investigation of the Niigata failures.

Most investigators agree that this criterion has meaning and varying overburden pressures should be considered, but the difference of opinion have primarily concerned adjustments in the original trends shown by Gibbs and Holtz. Generally, the adjustments have been toward a more conservative interpretation; that is, an estimate of lower relative density with respect to blow count. Although some conservatism may be desirable for certain engineering applications where the penetration test is the only measure for foundation design, a nearer average trend in the correlation would be more useful when cross correlations are made with the requirements of laboratory tests and when it is later used to evaluate a foundation that has been treated by densification. For the control of foundation treatment, some of the conservative adjustments appear to be impossible to meet, even by the most stringent consolidation and densification measures taken.

Therefore, it has been of current interest to the Bureau of Reclamation to check this criteria by every correlation available. In view of the many applications now being made to liquefaction investigations, this study has been included as a major item in the Bureau's current earthquake research program for soils engineering.

D'Appolonia (1) indicates that, in general, experience suggests that liquefaction might occur for soils having a relative density less than 50 percent during ground motions with accelerations of approximately 0.1g. For relative densities greater than 75 percent, liquefaction for most earthquake loadings is unlikely. In reviewing the works of others, it appears that these values may be a little low. For example, a recent nuclear power station in which the ground motion was assumed to have an acceleration of 0.25g resulted in an analysis of 83 feet of sand foundation which required relative densities

(D_r) of 85 percent for the first 48 feet, 80 percent for the next 25 feet, and 75 percent for the bottom 10 feet to bedrock. This required that most of the sand had to be excavated and replaced and compacted by vibratory rollers, except for 9 feet in the bottom which could satisfactorily be compacted by a heavy vibratory roller. The analysis used was similar to that described by Seed and Idriss (2) for the Niigata earthquake. In this connection, it is interesting to note that penetration-resistance values for Niigata indicated relative density values by the Gibbs and Holtz criterion to be from 52 to 65 percent for the upper 30 feet of depth in the heavily damaged area. The more conservative interpretation by Seed and Idriss, however, suggested relative density values from 39 to 50 for this range of depth.

For many years, the Bureau of Reclamation in its Earth Manual (6) has suggested a minimum of 70-percent relative density, particularly for well-graded sand, for normal structural foundations and for very fine sands 80-percent relative density is often specified. It is contended to be of extreme importance that standard procedures should be used for the relative density test as minor variations can greatly influence the values obtained. The standard test of the American Society for Testing and Materials (ASTM Designation D2049) is recommended. Possibly, variations in recommendations of different engineers can be attributed to the variations in the relative density tests that were used. The importance of a standard test procedure is likewise true for the penetration-resistance test.

LABORATORY TESTING

Density and saturation are, undoubtedly, major properties which influence susceptibility to liquefaction. Yet, the intensity and duration of the earthquake forces will govern whether these properties

are critical. Consider a completely saturated fine sand. If sufficient dynamic force is applied to cause a breakdown in soil structure and a tendency for volume change, although small, the momentary restriction of drainage could result in the load being fully carried by the pore fluids and failure would occur. Therefore, it might be said that any saturated sand will develop liquefaction under some loading condition. However, the important testing variable becomes the investigation of whether it will occur within the expected range of an earthquake loading and its duration. The danger of failure has been shown by Seed and Lee (7) to be influenced by the following:

(a) The void ratio (or density) of the sand--the higher void ratios are more critical.

(b) The confining pressure acting on the sand--the lower confining pressures are more critical.

(c) The magnitude of the cyclic stress or strain--larger stress or strain results in less cycles for failure.

(d) The number of stress cycles to which the sand is subjected--representing the earthquake duration.

Another influencing characteristic shown by tests now in progress in the Bureau of Reclamation laboratory appears to be the stress history of the soil and the magnitude of previous loadings.

Testing procedures are now in use to apply pulsating dynamic forces to represent the earthquake cyclic loads and the number of cycles to represent the duration (8). These tests are performed with varying sustained loads on the soil to represent the existing or applied confining pressures. A particular soil foundation condition or embankment placement condition can then be investigated for the probability of critical failure. The pulsating loads are usually continued well beyond the

expected duration or until failure by liquefaction occurs. The number of cycles necessary will then suggest the soils' critical condition. It appears that the critical limits for judging soil ranges between 10 and 100 cycles as being representative of most earthquake durations. However, this may vary, depending on the expected or known intensity and duration of earthquakes in the area. As a result of such testing, the strength requirements of the soil to be gained through denseness of sand or cohesiveness of cohesive soils can be established.

The principles of such testing appear reasonable but the actual form of testing and selection of the pulsating loads to represent the earthquake is still a major question. At present, the principle testing equipment being used is the triaxial shear test with the cyclic loading being applied through the axial load. Such testing has the advantage of being capable of comparison to the usual statically-loaded triaxial tests that are in common soil mechanics use. Also, such tests are within the capabilities of most soil mechanics laboratories in the United States.

The test results can be analyzed in the simplest form through experience of known critical trends. In so doing, the practicing engineer would probably select loading conditions and cyclic durations that would indicate soil conditions well on the conservative side. In view of many assumptions that are made in the more detailed analysis of test results, such procedures may be justified. However, rather detailed analysis procedures have been developed at the University of California by Professor H. Bolton Seed and Dr. I. M. Idriss. Their method was shown to provide a reasonable basis for evaluation of the liquefaction phenomena observed at Niigata, Japan, in1964 (Seed and Idriss (2)). The scope of the analysis is as follows:

(a) To determine the shear stresses necessary to cause liquefaction of sand samples representative of the site material by means of cyclic triaxial tests.

(b) To simulate the soil profile into an analytical model consisting of an equivalent, linear, elastic, lumped-mass system with internal damping, and using computer analysis, to determine the response of the system to the design earthquake calculating the shear stresses induced by the design earthquake.

(c) To evaluate the liquefaction potential by comparing the shear stresses induced by the design earthquake with those necessary to cause liquefaction. Usually a safety factor of 1-1/2 is desired.

More recently, however, the use of the simple shear test has been suggested. In this case the cyclic loads can be applied in the horizontal direction with the sustained loads acting vertically. Thus, the critical earthquake forces are more truly represented. The development of such a test procedure, however, is quite new and the mechanics of equipment operation and sample preparation are considerably more critical, making the test limited to laboratories with specialized capabilities. With enough research, there is the possibility of a cross-correlation, both theoretical and experimental, allowing consideration of the principles that are most applicable.

At present, the rate of cycling for laboratory tests is quite standard at 1 to 2 cycles per second. This has been based on judgment as being close to typical earthquake cycles but is, undoubtedly, a subject for further research as the dynamic rate of loading applications is quite critical to the strength shown by a soil.

CONSIDERATION OF THE DESIGN EARTHQUAKE

The selection of the design earthquake is the principal assumption that has to be made in the detailed analysis. It involves a thorough seismology study of the area involved, going into a complete review of earthquake history. In the United States, generalized areas of varying earthquake intensity have been established for rough approximations. With a complete review of the seismology and a geologic examination of the history and nearness to known faults, selection of the maximum ground acceleration and total duration of ground motion is made. Sometimes this may involve the selection of two design earthquakes: A maximum probable design earthquake and a hypothetical maximum possible design earthquake. This gives a better working range for consideration of the consequence of an earthquake on the structure.

A few accelerograms recorded by strong-motion seismographs during historical earthquakes are available; for example, the 1940 EL Centro, California; the 1949 Olympia, Washington; and the 1952 Taft, California, earthquakes. Usually, the response spectra are compared and a selection is made to most nearly represent the area under study. Sometimes a combination or lengthening of the durations may be assumed if the area under study suggests this. The selected accelerogram and response spectra are adjusted in mathematical proportions to fit the desired maximum ground acceleration and total duration for design. In the Seed and Idriss method theoretical calculations of shear stresses induced by these design earthquakes for an assumed soil profile are made for comparison to the shear stresses necessary to cause liquefaction as shown by the laboratory tests.

CONSIDERATIONS OF COHESIVE SOIL

Laboratory tests of cohesive soil show that strength under cyclic load conditions is quite different from that mobilized under

slowly applied (static) load conditions and is a function of the number of stress cycles as well as the stress intensity. As in cohesionless soils, density is an important property influencing the critical nature of cohesive soils. A dense lean clay may be able to withstand higher total loads of sustained plus repetitive loads than shown by the static load tests; whereas the comparison for low density cohesive soils may be reversed. To the practicing engineer, it would be appropriate to use strengths from the static load tests when high densities are obtained in an embankment. However, when low densities are involved in foundations and natural slopes, the latter dynamic strength consideration must be made if it is more critical.

Earth dams which are composed of materials which are well-compacted historically show good resistance to the seismic vibrations of earthquakes. The failure of Sheffield Dam during the Santa Barbara earthquake in 1925 was described by See, Lee, and Idriss (9) and indications are that it was not investigated and constructed by today's best standards. Adequate densification of the silty sand, which comprised the dam and its foundation, would have greatly increased its resistance to loss of shear strength and ultimate failure.

Ellis and Hartman (10) have demonstrated the procedure for testing soils using the usual triaxial shear test with cyclic loading. The test is conducted by comparing the strength shown by the cyclic loading test, involving appropriate sustained and cyclic loads, to that shown by similar values from standard tests of static loading. If the dynamically loaded test is less by a certain percentage, the consideration of the lower strength is simply made in the stability analysis by reducing the safety factor computed from static strength values by the

4. Laboratory tests, such as the triaxial test with cyclic loadings, are used to determine the shear stresses necessary to cause liquefaction in sands. The shear stresses induced by design earthquakes are computed. The comparison should indicate a safety factor of 1-1/2.

5. Laboratory tests, such as the triaxial test with cyclic loadings, are used to evaluate any difference in expected strength of cohesive soils under dynamic load with respect to static strength tests. If lower strengths are found, these would be used in a stability analysis in which appropriate seismic coefficients are applied.

6. The design earthquake and seismic coefficients for ground motion are selected after a thorough study of the seismic histry of the area and consideration of the consequence of an earthquake on the structure.

other groups and other countries are doing about the same problems. The objectives of the proposed program are to obtain a better understanding of earthquake movements, earthquake loads, responses of structures and materials to those movements and loads, and to develop materials test procedures, design data, and design methods to best cope with earthquake engineering problems. The major goals will be to translate the knowledge gained into meaningful and useful design concepts and parameters, to put this knowledge into immediate use, and to widely disseminate the information through reports, monographs, and technical papers.

In the Bureau of Reclamation field studies will be made on existing structures such as dams, water intake towers, bridges, etc. Vibrations of various modes, frequencies, and intensities will be induced in these structures by mechanical vibrators. Field measurements will also be made of the performance and response of selected structures during real earthquakes, and during earth shocks created by controlled events such as programed blasts. The response of the structures to these forces will be measured and recorded, then compared with the responses predicted analytically. Comprehensive engineering and engineering geological measurements and evaluations also will be made of soil and rock foundation behaviors under earthquake, shock loadings, and natural microseismic vibrations.

Laboratory studies will be conducted using the Bureau's 50,000-pound vector force system. This facility is capable of creating cyclic vibrations and vibrations of a programed nature which can represent the random frequencies and intensities of recorded natural earthquakes. Structural models or full-size structural components will be tested. Available advanced soil-testing equipment will be used to further study soil properties under dynamic loadings, including the liquefaction of

granular soils and the dynamic strength properties of cohesive soils in relation to the stability of slopes, embankments, and foundations. Field exploration procedures for soil foundations will be investigated to better predict conditions that may be susceptible to earthquake effects.

Analytical procedures will be reexamined in the light of expertise gained from the above studies, and from information gained through literature searches. Full use will be made of advanced mathematical techniques and electronic computer capabilities. Better uses of new or existing materials, improved designs, and better construction methods will be investigated.

CONCLUSIONS

1. To the practicing engineer, denseness of the foundation is probably the most important consideration with respect to either cohesionless sands and silts or cohesive soils.
2. Investigation procedures to evaluate the relative densities of cohesionless sands and the compactness of cohesive soils becomes the practicing engineer's most important responsibility. Undisturbed sampling is of first importance but is limited by expense. In sands it should be supplemented by economical in-situ tests, such as the standard penetration test, but reliable correlations with relative density and accounting for the depth of the tests must be used.
3. Fine, uniform, saturated sands are most susceptible to liquefaction and, for strong motion earthquake areas, it appears that relative densities above 80 to 85 percent are necessary. Also, good drainage to reduce saturation is a possibility to preclude the danger of liquefaction. Embankments that are well-compacted historically have shown good resistance to seismic vibrations

same percentage. At the same time, the usual procedure of applying appropriate seismic coefficients is still made in the stability analysis, but a more appropriate soil strength is considered.

There is the question, however, of selection of failure in the laboratory tests. It could be the ultimate strength attained or some maximum percentage of strain. The latter appears more logical as cohesive soils tend to strain an excessive amount under dynamic loads before failure occurs. Newmark (11) concluded that one should not concentrate solely on strength values in earthquake studies, but displacements or motions likely to be realized must be kept at levels such that they can cause no danger. The concept of establishing safety factors based on a limiting axial strain appears to have merit. A great deal of research is needed, however, to develop more confidence in the axial strain approach to be certain that it is compatible with the actual structure.

EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH

We need to improve our ability to design and build structures which will withstand earthquake shocks safely and as economically as possible. Further, it is important that all engineers and architects realize that foundations and superstructures interact to a degree that dictates their design as a single entity. Landslides, liquefaction of foundations, and other secondary effects often cause far more damage to property and life than the direct effects of quakes. This type of damage and destruction can only be economically reduced or prevented through new knowledge gained by means of comprehensive engineering research.

A very broad approach must, therefore, be taken to obtain sufficient data to yield workable, generalized results for appropriate regions. The program should be conducted with the full knowledge of what

REFERENCES

(1) D'Appolonia, E., "Dynamic Loadings," presented at the ASCE Specialty Conference on Placement and Improvement of Soil to Support Structures," Massachusetts Institute of Technology, August 1968.

(2) Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 93, No. SM3, Paper No. 5233, May 1967, p. 83.

(3) "Soil and Foundation," The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. VI, No. 2, March 1966.

(4) Terzaghi, K., and Peck, R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York, 1948.

(5) Gibbs, H. J., and Holtz, W. G., "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetrative Testing," Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957, Vol. 1, pp. 35-39.

(6) Earth Manual, 1st Edition, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1963, pp. 313.

(7) Seed, H. B., and Lee, K. L., "Liquefaction of Saturated Sand During Cyclic Loading," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM6, Paper No. 4972, November 1966, p. 105.

(8) Seed, H. B., "Soil Strength During Earthquakes," Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.

(9) Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M., "An Analysis of the Sheffield Dam Failure," Report to the State of California Department of Water Resources, Department of Civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, April 1968.

(10) Ellis, Willard, and Hartman, V. B., "Dynamic Soil Strength and Slope Stability," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, Paper 5321, July 1967.

(11) Newmark, N. M., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," Geotechnique, Vol. 15, No. 2, June 1965, p. 139. (Fifth Rankine Lecture).

APPENDIX TO THE PAPER
By H. J. Gibbs

To illustrate the problems of foundation investigation and density control in sand foundations, the following figures are appended to the paper on Earth Structures and Foundations Subject to Seismic Loading, by H. J. Gibbs.

As mentioned in the paper the Standard Penetration Resistance Test (ASTM Designation D 1546) is frequently used to evaluate denseness of sand. In recent years it is noted that it is being used to evaluate the critical nature of sand with regard to liquefaction during earthquakes. There are few criteria for interpretation of the penetration test results. One criterion discussed in the paper by Gibbs and Holtz (5) is shown in Figure 1. This criterion relates penetration to relative density for different overburden pressures which in turn can be related to depth.

This criterion is made more convenient to use for analyzing a foundation investigation if the same three parameters in Figure 1 are converted to the form shown in Figure 2. This allows the penetration resistance to be plotted with respect to depth (in terms of overburden pressure). Then the plotted point would indicate the relative density. For two nuclear power plants in eastern Nebraska, the desired relative densities were in the shaded area above 80 percent relative density.

The investigations at one of the power plants indicated that the penetration resistance values of the natural sands were well below this 80 percent value as shown in Figure 3. Also this was confirmed by relative density tests on undisturbed samples as shown by the hollow circle points in Figure 3. As a result, the foundation of this plant

was excavated as shown in Figure 4 and sand was replaced and compacted by vibratory rollers as shown in Figure 5. After replacement, penetration tests indicated the sand was at densities well above the 80 percent value as shown in Figure 6. In fact the firmness from vibration and compaction caused penetration values to be above the 100 percent limit indicated by the criterion.

At another nuclear power plant, heavy steel piles as shown in Figure 7 were used as the primary foundation support, but the sand between the piles was desired to be above 80 percent relative density for adequate lateral support and resistance to liquefaction. Penetration tests indicated that much of this sand was below this density as shown in Figure 8. Therefore the sand was consolidated by using the vibroflotation process as shown in Figures 9 and 10. Figure 11 is an example of a series of tests showing the accomplishments of the vibroflotation process, and by the penetration resistance criterion showed densities above the 80 percent goal.

The purpose of these illustrations is to show the frequent practice of engineers in the United States to use the penetration resistance test as a guide to denseness of sand and the requirements of high relative densities to resist liquefaction of sand foundations for such important structures as nuclear power plants. Therefore, as stated in the paper it becomes very important that future research substantiate these criteria or other practical methods of evaluating foundations be established.

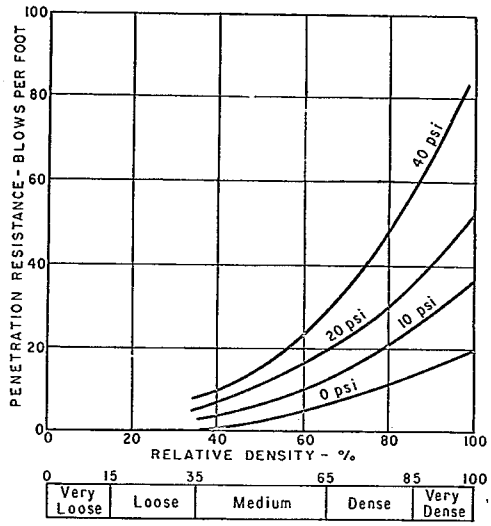


Figure 1. Criterion suggested by Gibbs and Holtz. (Reference 5) (PXD-6130)

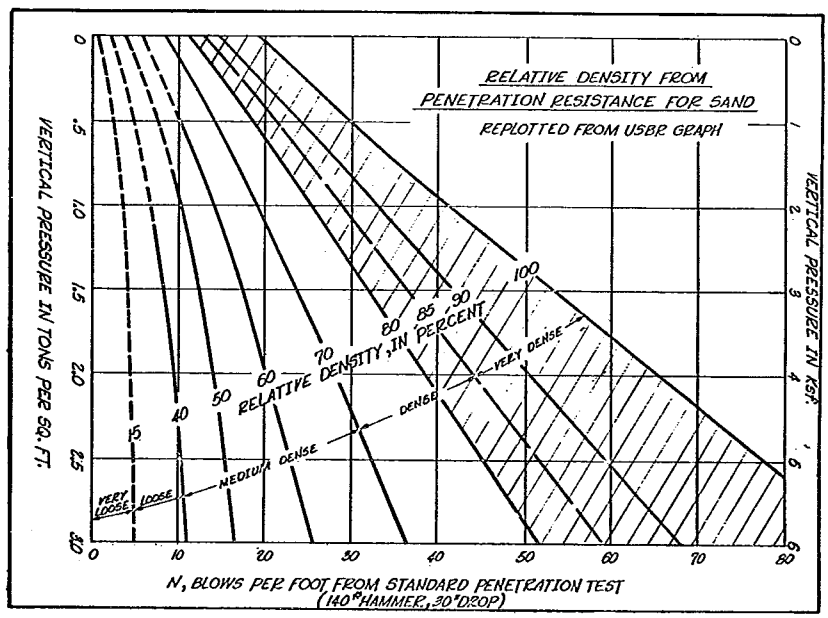


Figure 2. The criterion shown in Figure 1 converted to more convenient from for evaluating foundations. (PXD-64135)

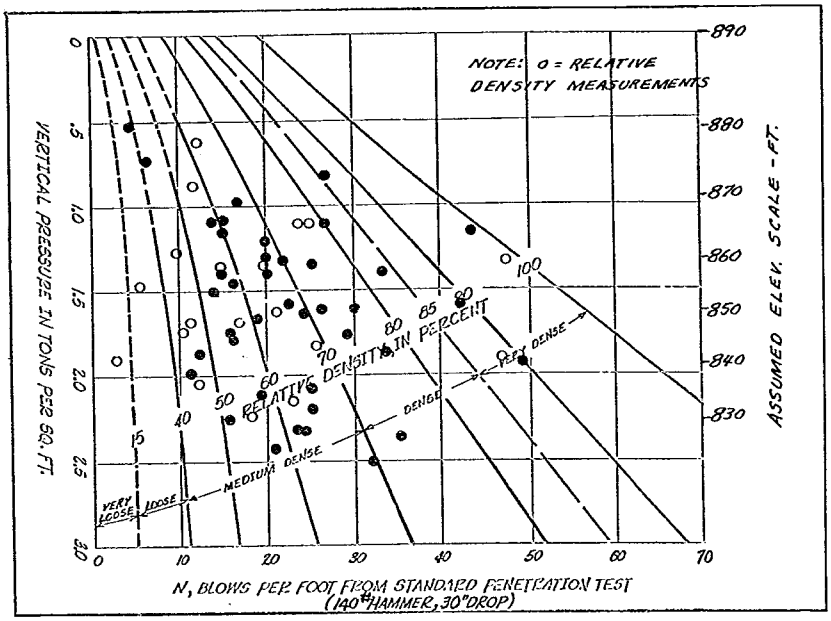


Figure 3. The initial investigation of the foundation for a nuclear power plant in eastern Nebraska. (PXD-64132)



Figure 4. Because of the inadequate density in Figure 3 the sand was excavated so that it could be replaced at higher density. (PXD-64139)

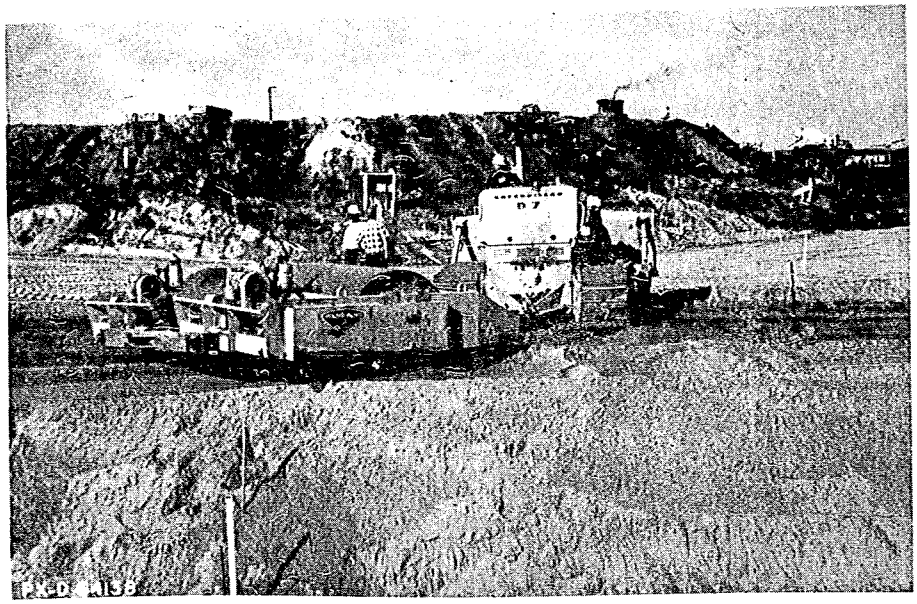


Figure 5. The excavated area in Figure 4 was refilled and compacted with vibratory rollers. (PXD-64138)

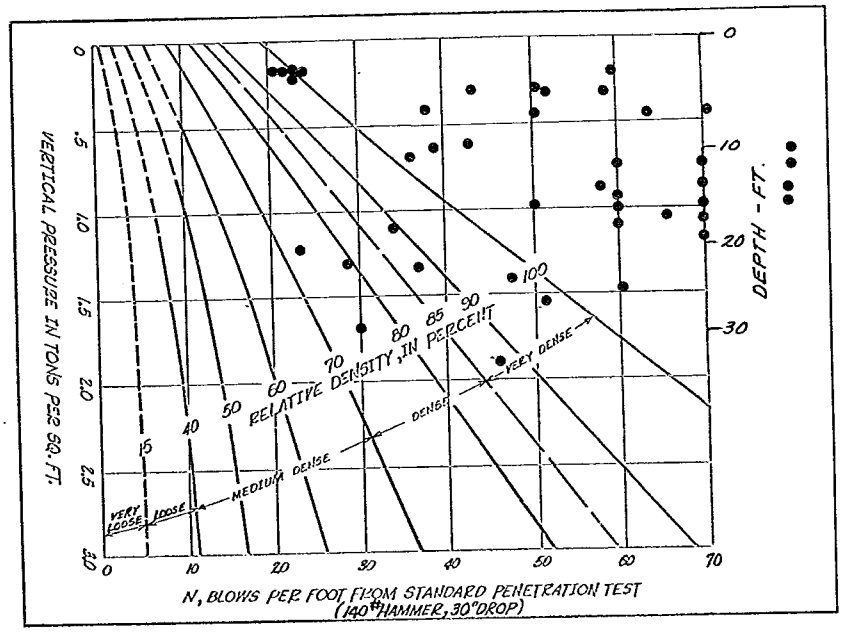


Figure 6. Penetration resistance test data after refill and recompaction. (PXD-64134)

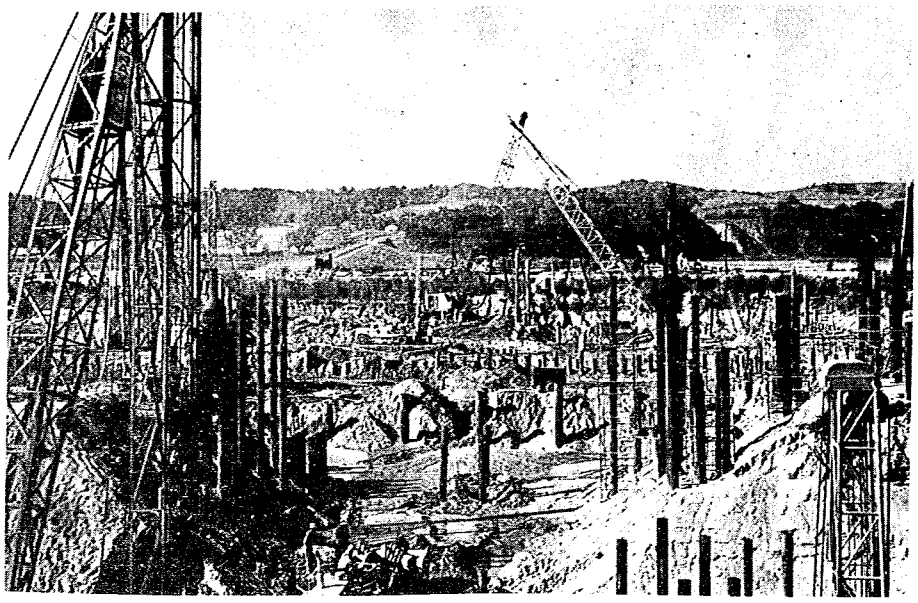


Figure 7. Another nuclear power plant utilized piles as the primary support but required the sand to have adequate dencity between piles. (PXD-64137)

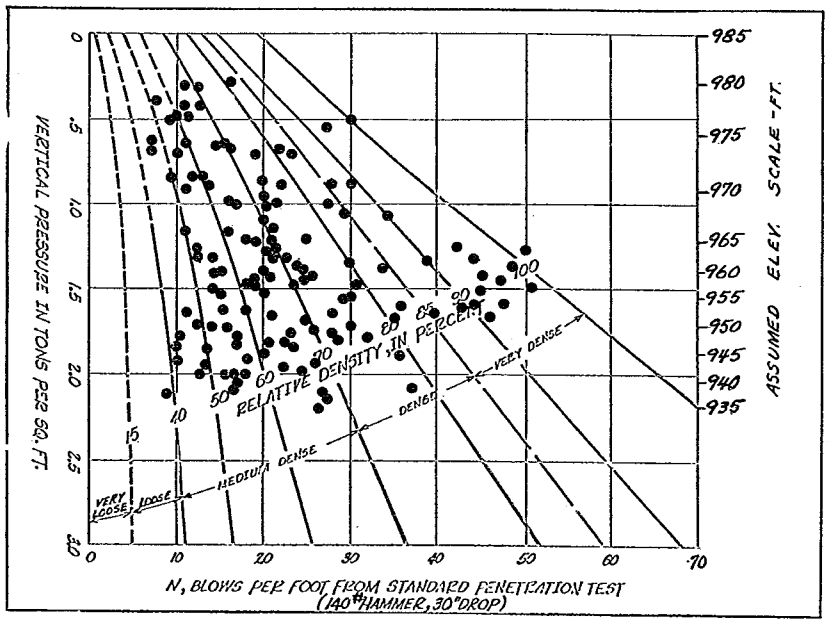


Figure 8. Penetration resistance tests showed that the sand in Figure 7 required densification. (PXD-64133)



Figure 10. As the sand consolidated additional sand was added. (PXD-64140)



Figure 9. Vibroflotation was used to density the sand of Figure 8.(PXD-64136)

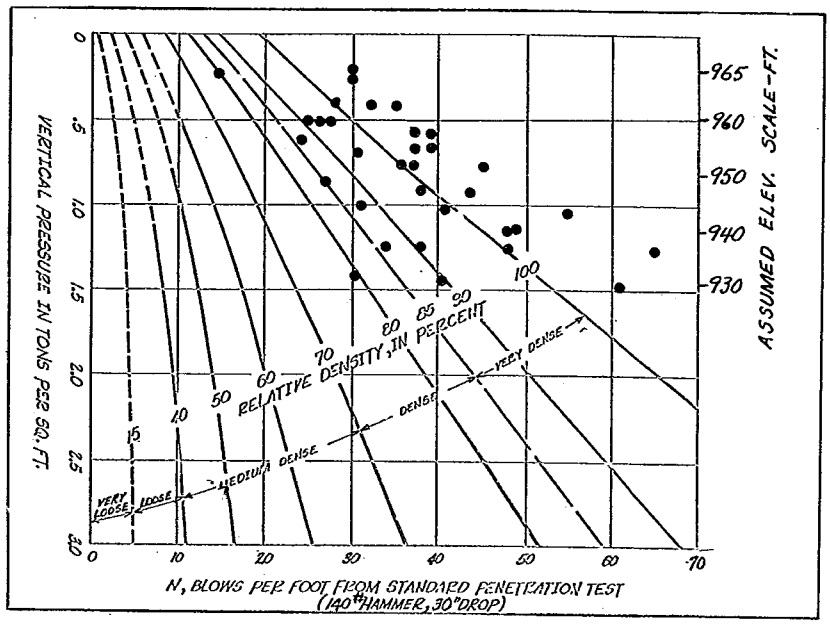


Figure 11. An example of the indicated densities obtained after vibroflotation. (PXD-641131)

4.6. 橋梁の耐風・耐震設計

1. 日本における道路橋の耐風・耐震設計基準

建設省土木研究所千葉支所
構造橋梁部長 多 田 安 夫

要　　旨

日本における現行の道路橋の耐風・耐震設計基準について説明したものである。はじめに道路延長，橋梁延長，橋種別橋数および橋長，基礎構造形式の現況等設計基準作成にあたって考慮すべき道路橋の現況についてのべ，ついで日本の道路橋設計基準を総覧し，耐風・耐震基準の位置づけを行なった。本論の現行耐風・耐震基準の記述にあたっては各示方書の関連規定をあげ，その中の主な点についてふれて説明した。特記した本州四国連絡橋耐風・耐震設計指針は，主橋梁が海中に基礎を有する長大吊橋のため耐風・耐震設計が全体の設計に重大な影響を及ぼすところから，とく別に土木学会において作成されたものであって必ずしも一般的でないが，今後のこの種の基準の基本的方向を示すものとして重要なものであるので全文を示した。

目　　次

1. 序
1.1 日本における道路橋の現況 …… 260
1.2 道路橋の設計基準 …… 263
2. 耐風設計基準
2.1 鋼道路橋設計示方書 …… 264
2.2 道路橋下部構造設計指針 …… 264
3. 耐震設計基準
3.1 鋼道路橋設計示方書 …… 268
3.2 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書 …… 269
3.3 プレストレストコンクリート道路橋設計示方書 …… 271
3.4 道路橋下部構造設計指針 …… 271
3.5 高橋脚橋梁に対する耐震設計基準 …… 277
4. 本州四国連絡橋設計指針
4.1 概　　要 …… 278
4.2 耐風設計指針 …… 279
4.3 耐震設計指針 …… 286
4.4 上部構造設計指針および下部構造設計指針のうちの関連規定 …… 292

1　序

1.1　日本における道路橋の現況

日本は全面積の８０％が山地であり，かつ多雨地帯であるので，河川の数が多い。このため道路延長あたりの橋数は外国に比べ多い。一般的に交通に供されている道路は，道路法で規定されている道路が主であってこれは建設省の行政監督下にある。農林省の監督下にある農道，林道は延長は大きいが，構造物の規模は小さい。建設省関係の道路および橋梁（橋長２ｍ以上）についての各種統計を表－１に示す。

道路の建設は建設省，地方公共団体（東京都，北海道，各府県，市，町，村等），公団（日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団）および一部の県に設けられた道路公社が行なっている。建設省は一般国道のうち指定された区間を担当している。公団および公社は有料道路の担当である。高速自動車国道は有料なので日本道路公団が実施している。また大橋梁は建設資金の関係で有料が普通なので，ほとんど日本道路公団が建設している。

橋梁の設計は各機関ともコンサルタントを用いており，直接設計するのは少ない。しかし施工監督は各機関とも直接行なうのが普通である。

道路橋の橋種は表－１に示すとおりコンクリート橋が主であるが，橋長２０ｍ以上の新設橋梁では，鋼橋の方が多くなってきている。基礎構造の形式は５０％以上が直接基礎である。これは内陸地帯はおゝむね良好な洪積層以上の地盤のためである。しかし地盤がよくても，上流の急流部では，施工上の必要性からオープンケーソン基礎（ウエル基礎）を用いることが多い。この場合の根入れは５～１０ｍ程度である。直接基礎以外ではケーソン基礎とくい基礎であるが，最近数年間くい基礎工法の発達によりくい基礎が急激に増加しつゝある。くい基礎には大別してプレ

表－１（ａ）　道　路　現　況

	実延長						渡船場	
	道路	橋梁		トンネル		計		
	(Km)	個数	延長	個数	延長	(Km)	個数	延長
高速自動車国道	150.7	279	34.6	8	4.5	189.8	—	—
一般国道	27,006.5	24,846	516.7	887	171.6	27,694.8	3	19.2
主要地方道	32,548.6	28,241	446.8	609	74.3	33,069.7	14	5.7
一般都道府県道	88,476.9	73,823	945.4	957	98.6	89,520.9	83	32.1
市町村道	842,978.8	430,698	3,266.7	1,403	98.3	846,343.8	407	111.5
合計	991,161.5	557,887	5,210.2	3,864	447.3	996,819.0	507	168.5

注：１）　昭和４２年３月３１日現在
　　２）　高速自動車国道は昭和４２年１１月１日現在供用中のもの。

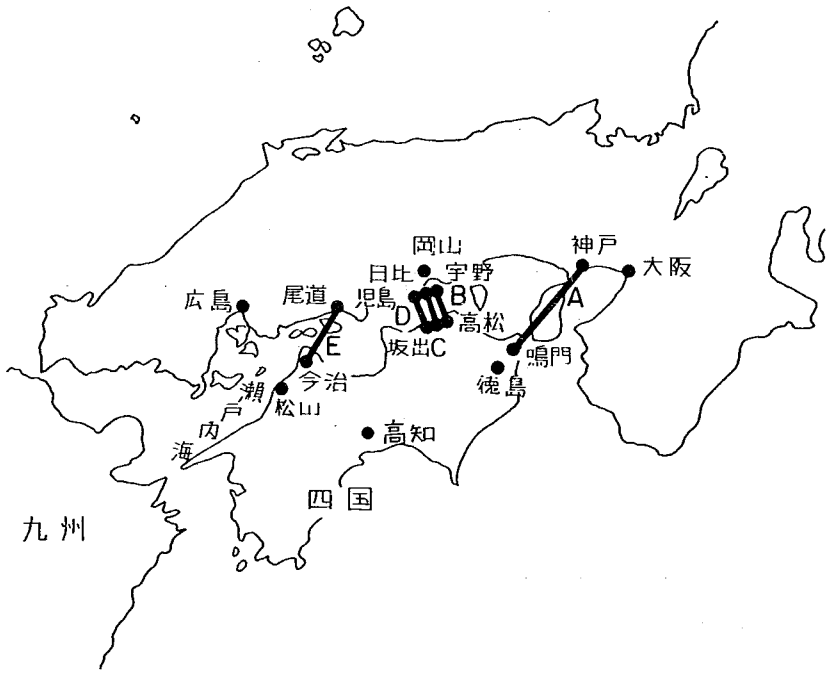
表－1（b） 橋梁現況

注：1) 昭和42年3月31日現在

区分			鋼橋					コンクリート橋					鋼橋とコンクリート橋との混合橋					木橋	石橋	鋼橋又はコンクリート橋と木橋又は石橋との混合橋	合計				
			100m以上	30m～100m	15m～30m	15m未満	計	100m以上	30m～100m	15m～30m	15m未満	計	100m以上	30m～100m	15m～30m	15m未満	計				100m以上	30m～100m	15m～30m	15m未満	計
一般国道	橋数		522	1,010	668	330	2,530	354	1,537	2,104	16,795	20,790	55	54	33	68	210	199	982	116	938	2,657	2,952	18,280	24,827
	橋長		124,156	55,867	14,503	3,371	197,897	69,095	77,271	43,796	94,525	284,739	16,046	2,856	689	438	20,030	1,553	9,601	2,872	210,750	138,333	62,189	105,420	516,692
	現況別橋数	交通不能	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12	—	—	—	—	12	12
		荷重制限	—	6	1	3	10	—	5	3	41	49	1	1	1	4	7	27	442	12	6	32	45	464	547
		安全	522	1,004	667	327	2,520	354	1,532	2,101	16,754	20,741	54	53	32	64	203	172	528	104	932	2,625	2,907	17,804	24,268
主要地方道	橋数		268	606	404	425	1,703	290	1,360	2,121	19,173	22,944	56	48	38	92	234	488	2,809	63	645	2,205	3,027	22,364	28,241
	橋長		69,528	33,246	8,815	3,178	114,767	54,657	67,598	44,934	104,484	271,673	15,968	2,660	816	665	20,109	3,194	33,307	3,723	146,053	112,139	63,676	124,905	446,773
	現況別橋数	交通不能	4	—	—	2	6	—	—	—	5	5	—	—	—	—	—	2	159	—	6	1	12	153	172
		荷重制限	5	8	1	4	18	2	5	13	71	91	1	1	1	2	5	70	1,578	8	24	131	256	1,359	1,770
		安全	259	598	403	419	1,679	288	1,355	2,108	19,097	22,848	55	47	37	90	229	416	1,072	55	615	2,073	2,759	20,852	26,299
一般都道府県道	橋数		420	931	624	712	2,687	545	2,459	3,988	47,815	54,807	83	68	51	273	475	1,883	13,742	229	1,300	4,451	6,471	61,601	73,823
	橋長		90,948	52,585	13,775	6,474	163,783	95,946	121,679	82,677	247,509	547,811	18,415	3,852	1,088	1,537	24,892	9,969	186,745	12,221	250,998	227,629	134,592	332,201	945,420
	現況別橋数	交通不能	2	7	10	15	34	—	1	3	181	185	1	—	1	—	2	56	1,110	4	36	64	104	1,187	1,391
		荷重制限	12	17	15	14	58	8	38	32	323	401	8	9	10	58	85	437	6,349	61	149	545	901	5,796	7,301
		安全	406	907	599	683	2,595	537	2,420	3,953	47,311	54,221	74	59	40	215	388	1,390	6,283	164	1,115	3,842	5,466	54,618	65,041

キャストＲＣぐい，プレキャストＰＣぐい，ＲＣ場所打ぐい，鋼ぐい（主として鋼管ぐい）が使用されている。長尺ぐいは打込みの確実性を考慮して鋼ぐいを使うことが多い。近年とくに経済的発展をとげている臨海地方の諸都市は沖積層が多いので基礎構造に多くの工費を要している。首都公団（東京），阪神公団（大阪－神戸）は高架橋が主体であるため地盤の軟弱と地震の影響によって基礎構造の工費は著しく内陸地方の橋梁に比べて高くなっている。

一般橋梁の他に海峡を連絡する海峡連絡橋の建設も，大きい工事である。日本は北海道，本州



ルート	海上部橋長
A: 神戸 － 鳴門	6.6 km
B: 宇野 － 高松	13.4 〃
C: 日比 － 高松	7.1 〃
D: 児島 － 坂出	6.1 〃
E: 尾道 － 今治	9.0 〃

注 A～D は道路鉄道併用橋。
E は道路橋のみ。

図－1　本州四国連絡橋(道路橋)比較ルート

四国，九州という４つの大きい島から成立している。このうち北海道と本州は鉄道トンネルの試掘工事中である。本州と九州は道路，鉄道ともトンネルで連絡されており，さらに道路橋を建設中である。（関門橋，吊橋，中央支間712ｍ）。残っているのは本州―四国のみである。このため本州四国連絡橋が計画されており，１９６９年中にはそのルートが決められるであろう。これには図―１のように５ルートの比較線がありその規模は表―２のとおりである。

表―２　本州四国連絡橋（道路橋）の工事規模と外国長大橋工事内容比較表

表―3・8 工 事 内 容 比 較 表

橋名	ベラザノナロース	セバーン	サラゾール	グレートベルト計画	Aルート	Dルート	Eルート
橋長 (m)	2,039	1,597	2,278	7,000	7,105	8,708	11,421
最大支間長 (m)	1,298	988	1,013	300～400	1,514	1,111	1,010
基礎最大水深 (m)	13	10	27	20	50	35	15
使用鋼材 (t)	195,000	29,000	89,000	不明	315,200	260,600	310,800
使用コンクリート (m³)	519,000	100,000	300,000	不明	895,800	807,600	844,600
事業費(億円)	1,170	80	222	道路橋 500 併用橋 680	1,884	1,475	1,683
工期							
実施調査 (年)	4	2	3	3	3	2.5	2
準備期間 (年)	0.5	0.5	0.5	1	2	2	1.5
現場工事 (年)	5	5	4	7	9	6.5	6.5
計 (年)	9.5	7.5	7.5	11	14	11	10

1.2　道路橋の設計基準

現在道路橋の設計施工に適用されている基準は表―３のとおりである。道路技術基準は内容的には日本道路協会のものをそのまゝ採用しているので実際に日本の道路橋に適用されている設計基準は日本道路協会作成のものである。ただコンクリート橋に関しては，RC，PCとも土木学会の

表―３　日本において道路橋の設計施工に際し適用されている基準

（４４.４現在）

No.	名称	作成機関	発行者	発行年月（昭和）
1	道路技術基準	建設省	日本道路協会	36.
2	鋼道路橋設計示方書（リベット結合）	日本道路協会	〃	39. 8
3	鋼道路橋製作示方書	〃	〃	39. 8
4	鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針	〃	〃	41. 7
5	溶接鋼道路橋示方書	〃	〃	39. 6
6	同上　１９６７年追補	〃	〃	42.11
7	同上　１９６８年追補	〃	〃	43. 5
8	鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針	〃	〃	40. 6
9	鉄筋コンクリート道路橋設計示方書	〃	〃	39. 9
10	プレストレストコンクリート道路橋設計示方書	〃	〃	44. 1
	道路橋下部構造設計指針			
11	(1) くい基礎の設計篇	〃	〃	39. 3
12	(2) 調査および設計一般篇	〃	〃	41.11
13	(3) 橋台・橋脚の設計篇 直接基礎の設計篇			43. 8
14	(4) くい基礎の施工篇			44. 1
15	コンクリート標準示方書	土木学会	土木学会	42. 5
16	プレストレストコンクリート設計施工指針(参考)	〃	〃	36. 8
	〔参考〕			
17	木道路橋設計示方書（案）	内務省国土局		15.11
18	横断歩道橋設計指針	日本道路協会	日本道路協会	40. 3

標準示方書，指針を大巾にとり入れている。これらの示方書はいずれもその適用範囲は支間150 mまでである。これをこえるものについては事業実施機関において特別に示方書をまとめるが，多くは一般道路橋関係のを準用している。本州四国連絡橋についてはその規模が世界にも類例がないので，土木学会において基本的な指針を別章のように作成した。

道路橋の安全度確保の設計手段としては基本的に許容応力度システムによっている。鋼材の許容引張応力度はもっとも一般的なSS41（降伏点24 kg/mm^2以上，引張強さ41～52 kg/mm^2）で，1,400 kg/cm^2である。したがって安全率は1.72である。他の鋼種についても1.7をおゝむね基準としている。コンクリートの設計基準強度は，ϕ15 cm×30 cmのテストピース28日強度の$\frac{1}{3}$である。合成げたの床版に対してのみ1/3.5である。

強風時，地震時はこれらの許容応力度を増加させることになっている。それらの値については後述する。

2. 耐風設計基準

耐風設計に関する規定があるのは鋼道路橋設計示方書と道路橋下部構造設計指針（調査および設計一般篇）である。コンクリート橋はこれを準用している。

2.1 鋼道路橋設計示方書

関係規定を表－4に示す。条文は約55 m／secの風を想定し$P=\frac{1}{2}\rho v^2 C$においてρ 0.125 $kg-sec^2/m^4$，C＝1.6として算出したものである。この風速はかなり大きいので，架設場所によってはこれより相当低い場合もあるが，橋の剛性保持の点からすべてこの風荷重の値を適用している。風荷重を作用させたときの材料の許容応力度は表－5のとおりである。

2.2 道路橋下部構造設計指針

関係規定を表－6に示す。

上部構造に適用される鋼道路橋示方書の考え方を準用したものであるが，風速は50 m／secに低減し，抗力係数も図－2のような値をとっている。柱が2本風向に対して前後にならんだようなときは径の2倍以上離れている場合は単一部材が2本存在すると考えて有効投射面積を2倍し，それ以内の場合は1.5倍する。風荷重を作用させたときの材料の許容応力度は表－7のとおりである。

断面の形状	抗力係数	断面の形状	抗力係数
→○	1.0	→▭	1.4
→□	2.0	→▯	2.2

図－2 風荷重規定に用いた抗力係数（道路橋下部構造設計指針）

表—4　風荷重（鋼道路橋設計示方書）

風荷重　11条

風荷重は，橋軸に直角に作用する水平動荷重とし，その大きさは次のとおりとする。

1.　プレートガーダー・2主構トラス

表—6　プレートガーダー・2主構トラスの風荷重（橋軸方向の長さ1mにつき）

形式			風荷重（kg）
上路プレートガーダー			240+450h≧600
下路プレートガーダー			450h≧600
2主構トラス	載荷弦	載荷時	330+450h≧600
		無載荷時	360+900h≧600
	無載荷弦	載荷時	450h≧300
		無載荷時	900h≧300

h＝プレートガーダーまたは弦材の高さ（m）

2.　その他の形式

活荷重を載荷しないとき

風上側上部工の有効鉛直投射面に対して　300 kg/m²

風下側各上部工の有効鉛直投射面に対して　150 kg/m²

活荷重を載荷するとき

風上側上部工の有効鉛直投射面に対して　150 kg/m²

風下側各上部工の有効鉛直投射面に対して　75 kg/m²

活荷重に対して橋面上 1.5 m の位置に　150 kg/m

表—5　許容応力度の割増し（鋼道路橋設計示方書）

許容応力度の割増し　31 条

従荷重または従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合には 27～30 条に規定する許容応力度を 表—17 の率によって増加することができる。

表—17

	増加率 %
1. 主荷重と温度変化の影響	15
2. 主荷重と風荷重	25
3. 主荷重と制動荷重	25
4. 主荷重と温度変化の影響と風荷重	35
5. 風荷重だけ	20
6. 制動荷重だけ	20
7. 地震荷重または死荷重と地震荷重	
鋼材に対して	70
コンクリートおよび鉄筋コンクリートに対して	50
8. 主荷重と衝突荷重	
鋼材に対して	70
コンクリートおよび鉄筋コンクリートに対して	50
9. 架設荷重	25

ただし，主荷重とは，主荷重および主荷重に相当する特殊荷重

注：1）主荷重とは，死荷重，活荷重，衝撃である。

表—6　風荷重（道路橋下部構造設計指針）

2.8条　風　荷　重

風荷重は橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とし，橋軸直角方向には動荷重とする。ただし同時に二方向に作用しないものとする。

上部構造に作用する風荷重と下部構造に直接作用する風荷重の大きさと載荷方法は次のとおりとする。

(1)　上部構造に作用する風荷重

(a)　橋軸直角方向に対しては，鋼道路橋設計示方書11条の規定による。

(b)　橋軸方向に対しては考慮しない。

(2)　下部構造に直接作用する風荷重

(a)　軀体の表面が閉じた形状の場合

風荷重の大きさは活荷重を載荷しないとき橋軸直角ならびに橋軸方向鉛直面に対する有効投射面積に対し 表.3 のとおりとする。活荷重を載荷するときはこの値の 1/2 とする。

表.　3

軀体の断面形状	風荷重(Kg/m²)
風向 → ○	160
→ □	310
→ ▭	220
→ ▯	340

(b)　軀体の表面が開いた形状の場合

風荷重の大きさは橋軸直角ならびに橋軸方向に対しつぎのとおりとする。

活荷重を載荷しないとき

風上側軀体の有効鉛直投射面に対して　250kg/m²

風下側各軀体の有効鉛直投射面に対して　125kg/m²

活荷重を載荷するとき

風上側軀体の有効鉛直投射面に対して　125kg/m²

風下側各軀体の有効鉛直投射面に対して　65kg/m²

表—7　許容応力度の割増し（道路橋下部構造設計指針）

4.6条　許容応力度の割増し

従荷重または従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合は4.1条～4.5条に規定する許容応力度を表13の率によって増加することができる。

表．13

荷　重　の　組　合　わ　せ	増加率(%)
(1) 鉄筋コンクリート構造	
a　主荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	15
b　主荷重＋風荷重	25
c　主荷重＋制動荷重	25
d　主荷重＋地震の影響	50
e　主荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響＋地震の影響	65
f　主荷重＋衝突荷重	50
g　施工時の荷重の組合わせ	
(i)　完成後の応力度が著るしく低くなる部分	50
(ii)　完成後の応力度が許容応力度と同程度になる部分	25
(2) 鋼構造	
a　主荷重＋温度変化の影響	15
b　主荷重＋風荷重	25
c　主荷重＋温度変化の影響＋風荷重	35
d　主荷重＋地震の影響	50
e　主荷重＋衝突荷重	70
f　主荷重＋制動荷重	25
g　施工時の荷重の組合わせ	
(i)　完成後の応力度が著るしく低くなる部分	50
(ii)　完成後の応力度が許容応力度と同程度になる部分	25
(3) 木ぐい 鉄筋コンクリート構造に準ずる。	

3. 耐震設計基準

耐震設計に関する規定があるのは，鋼道路橋設計示方書，鉄筋コンクリート道路橋設計示方書，プレストレストコンクリート道路橋設計示方書，道路橋下部構造設計指針である。耐震設計法はいずれも震度法にもとづいたもので，地震の強さは鋼道路橋設計示方書に規定されているのが基本である。

これらについては別冊資料“Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earthstructures and Foundations in Japan, Japan Society of Civil Enginer , 1968”のなかのEarthquake Engineering For Bridges にのべている。（以下EEBと略す。）

以上の基準の他に高橋脚の橋梁に適用する指針が日本道路公団で採用されている。

3.1 鋼道路橋設計示方書

関連規定を表—8に示す。震度の強さは東京の臨界地帯における軟弱地盤に建設する場合で0.3で全国的には0.2が標準であり，つぎに0.15が多い。震度の適用の仕方をより具体的にすべく現在道路橋耐震設計指針を日本道路協会において審議中である。上部構造においては設計上地震の影響は横構の一部と支承部程度で工費には大きい影響はない。たゞ支承部の破損は落橋につながるので，その設計は重要視され，いろいろの設計細目がEEB に示すように考えられている。

表—8 地震の震度規定（鋼道路橋設計示方書）

地 震 13条

地震の影響は死荷重だけを受ける状態において考えるものとする。地震の水平震度は次のとおりとする。

表—7

地域＼地盤	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤
しばしば大地震が起った地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15
大地震が起ったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10
その他の地域	0.20	0.15	0.10

地震の鉛直震度は 0.1 を標準とする。

許容応力度の割増しは鋼材に対しては７０％であるので，地震時安全率は１となる。これはその発生が稀な強い地震時には局部的な破損があっても経済的にみてやむを得ないということゝ，外国に比べ震度も大きいので，経験的にこの程度の安全率でも安全であろうという考え方にもとづいている。しかしCalifornia 州のDesign Manual と比較すると表—９のとおりとなり，日本の安全度は高いことになる。

表—9　日本とCalifornia州との道路橋耐震安全度の比較

	震　度	鋼材の許容引張応力度		日本規定への換算（震度）
		常　時	地震時	
California	0.1～0.02	$\sigma_a = \sigma_Y / 1.8$	$\sigma_a \times 1\frac{1}{3}$ 1) $= \sigma_Y / 1.35$	0.135～0.027
日　本	0.3～0.15	$\sigma_a = \sigma_Y / 1.7$	$\sigma_a \times 1.7$ 2) $= \sigma_Y$	

注：1) この割増し率はＡＡＳＨＯの道路橋標準示方書の規定と同様である。
2) 鉄筋コンクリートの場合は５０％増である。したがって$\sigma_a \times 1.5 = \sigma_Y / 1.13$。
このときの震度換算値は0.12～0.024。

3.2　鉄筋コンクリート道路橋設計示方書

関係規定を表—１０に示す。許容応力度の割増しが，鋼橋（表—５）に比べ５０％と低いのは施工のバラツキを考慮したものである。表—１０—(2)の規定はベッドプレートの下面にリブのない支承は既往の地震の際，アンカーボルトが破断した例が多かった経験によるものである。そこで第一にリブで，万一それが破損した場合はアンカーボルトでと二重に耐震を配慮したものである。揚力に対するアンカーボルトの設計は，常時は活荷重（衝撃をふくむ）の２倍と死荷重との最も不利な組合せに対して行なうことになっている。この場合下部構造のアンカーボルト定着部は２倍以上の安全率を有するよう設計しなければならないことになっている。これは3.1の鋼道路橋設計示方書も同様である。(3)の構造細目は，既往の震害の経験から考えられたもので，とくにけたの落下防止を配慮したものである。

表—１０　耐震関係規定（鉄筋コンクリート道路橋設計示方書）

(1) 許容応力度の割増し　3.4 条

従荷重を考慮する場合には，コンクリートおよび鉄筋の許容応力度を表—3の率によって増加することができる

表—3

荷　重	増加率（%）
主荷重＋温度変化＋乾燥収縮	15
主荷重＋衝突荷重	50
死荷重＋地震の影響	50
死荷重＋温度変化＋乾燥収縮＋地震の影響	65

上表以外の荷重の組合せの場合でも増加率は65%をこえてはならない。

不静定構造物において2.4条にしたがって支点移動の影響を計算した場合は，許容応力度の割増しはしない。ただし，支点に生じた移動および回転に対し，それをもとに戻す作業を確実に実施する場合は増加率を15%とすることができる。

(2) 支承に働らく水平力および揚力の取らせ方　9.4 条

(1) 支承に働らく水平力を台座に伝える場合，アンカーボルトおよびソールプレート，ベッドプレートに設けられたリブはいずれも一方だけで水平力に抵抗できるように設計するものとする。
(2) 支承に働らく揚力はアンカーボルトにより確実に支承台座に伝達させなければならない。

(3) 支承の構造細目一般　9.5 条

(1)　支承部は地震その他不測の事故によるけたの移動を防止する構造としなければならない。

　とくにロッカー支承ではロッカーの転倒を防止するとともに別にけた受けを設けるのがよい。

(2)　ソールプレートおよびベッドプレートの厚さは22mm以上とする。

(3)　ベッドプレートは直径25mm 以上のアンカーボルトで支承台座コンクリートに定着しなければならない。9.1条(2)により揚力を生ずる場合には，アンカーボルト下端にアンカープレートあるいはフレームを設けることとする。9.1条(2)により揚力を生じない場合には，アンカーボルトの埋込長さは，直径の10倍以上としなければならない。

(4)　ソールプレートには主げたと緊結するための鋼材を溶接またはねじ込みできるようにしておかなければならない。

(5)　支承には浮上り止めを設けることを原則とする。

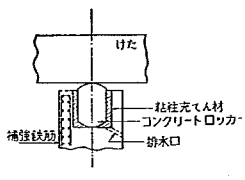
(6)　ベッドプレートがコンクリートに接する面には必ずリブを設けるものとする。リブは均しモルタル層を通して橋台あるいは橋脚天端内に十分入っていなければならない。

(解説)

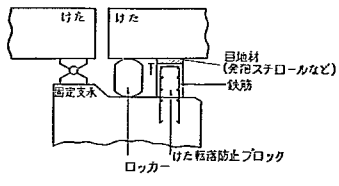
(1)　について

ロッカーの転倒防止およびけた受けを設ける場合の構造として図—9.5.1～3を参考にし

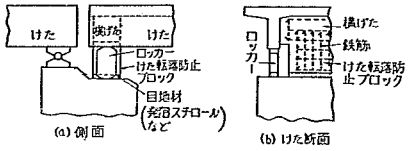
図—9.5.1　ロッカーの転倒防止と防水を考慮した構造



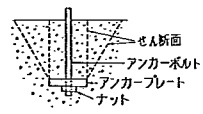
図—9.5.2　転倒防止ブロックを別に橋脚に設けた例



図—9.5.3　転倒防止ブロックを横げたと一体に取付けた例



図—9.5.4　アンカーボルト引抜時に生ずるせん断面



(3)　について

アンカープレート，アンカーフレームなどで揚力を受けさせる場合，プレート，フレーム縁端から円筒状あるいは円錐台状に上に拡がるせん断面に沿ったせん断について検討を要する。(図—9.5.4参照)

コンクリートを孔状に打ち残し，あとでアンカーボルトを入れる方法はさけた方がよ

3.3 プレストレストコンクリート道路橋設計示方書

関係規定を表－１１に示す。地震時に材料の許容応力度を定めたのは，破壊安全度のみで検討すると，断面によっては塑性域にはいる場合があり，その場合はプレストレスの減小が大きくなり他の形式の構造物と比較して，以後の耐荷力が減ずるおそれがあるためである。

表－１１　耐震関係規定（プレストレストコンクリート道路橋設計示方書）

5.1.7　荷重の組合せに対する許容応力度

荷重の組合せを考える場合の，コンクリートおよび鉄筋の許容応力度は表—9 による。

表—9　荷重の組合せに対する許容応力度または割増率

適用範囲	部材引張部のコンクリートの許容曲げ引張応力度 (kg/cm^2) σ_{ck} (kg/cm^2)			部材圧縮部のコンクリートの許容曲げ圧縮応力度の割増率（%）	鉄筋の許容引張応力度の割増率（%）	行
	300	400	500			
主荷重＋温度差（または温度変化）	17	20	23	15	15	1
主荷重＋温度差＋温度変化	22	25	28	20	20	2
主荷重＋衝突荷重	25	30	35	50	50	3
施工中の一時的荷重	22	25	28	25	25	4
地震時*	—	—	—	65	降伏点応力度	5

* 地震時の荷重の組合せとは，死荷重＋プレストレスの影響＋乾燥収縮の影響＋クリープの影響＋温度変化の影響＋地震の影響とする。

表—9　5行の荷重の組合せに対するP·C鋼材の許容応力度は降伏点応力度の90%までとする。

5.2.1　破壊に対する断面の安全度

破壊に対しては，次の荷重状態で断面が安全であることを確かめなければならない。

(a)　1.3×(死荷重)＋2.5×(活荷重)

(b)　1.8×(死荷重＋活荷重)

(c)　1.3×(死荷重と地震の影響の最も不利な組合せ)

3.4　道路橋下部構造設計指針

関係規定を表－１２に示す。日本の下部構造の設計においては地震の影響が最も大きい。したがって下部構造の設計基準は，地震時に重点をおいて考慮されている。

(1) の支持地盤の選定は既往の地震において，良好な支持地盤に基礎構造が到達している場合は，下部構造の不等沈下による震害はなかったので，これをまづ第一の要件としている。良好な

表—12　耐震関係規定（道路橋下部構造設計指針）

(1)　調査及び設計—般篇

1.2条　支持地盤の選定

下部構造の支持地盤は十分な支持力を有し，気象や洗掘の影響をうけない安定した地盤でなければならない。

2.5条　土　　圧

土圧は壁面に働く分布荷重とし，荷重強度は次式により計算する。

(1)　常時土圧

(a)　可動壁に働く土圧はクーロン土圧による。

i)　砂質土

$$p_a=\gamma\cdot K_A\cdot x+K_A\cdot q$$

$$p_p=\gamma\cdot K_P\cdot x+K_P\cdot q$$

ii)　粘性土

$$p_a=\gamma\cdot K_A\cdot x-2\cdot c\cdot\sqrt{K_A}+K_A\cdot q$$

$$p_p=\gamma\cdot K_P\cdot x+2\cdot c\cdot\sqrt{K_P}+K_P\cdot q$$

(b)　固定壁に働く土圧は静止土圧による。

$$p_a=\gamma\cdot K_S\cdot x+K_S\cdot q$$

(2)　地震時土圧は物部岡部法による。

$$p_a=(1-k_v)\gamma\cdot x\cdot K_{EA}$$

$$p_p=(1-k_v)\gamma\cdot x\cdot K_{EP}$$

〔記　号〕

γ：土の単位体積重量 (t/m³)

p_a：深さ xm における主働土圧強度(t/m²)

p_p：深さ xm における受働土圧強度(t/m²)

K_A：クーロン土圧による主働土圧係数

K_P：クーロン土圧による受働土圧係数

K_S：静止土圧係数

x：土圧 p_a, p_p が壁面に作用する深さ(m)

c：土の粘着力(t/m²)

q：常時の地表載荷重(t/m²)

K_{EA}：地震時主働土圧係数

K_{EP}：地震時受働土圧係数

ϕ：土の内部摩擦角

α：地表面と水平面とのなす角

θ：壁背面と鉛直面とのなす角

δ：壁背面と土との間の壁面摩擦角

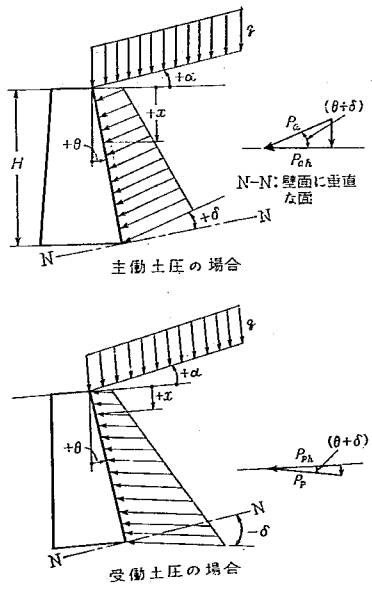


図. 1

縁端までの距離 S (cm) を与えるものである。

$\ell\leqq 100\ m$ ： $S\geqq 20+0.5\ell$

$100\leqq\ell\leqq 150\ m$ ： $S\geqq 30+0.4\ell$

4.2(2)については，支承直下の下部構造のコンクリート部にはφ16以上の鉄筋を用いた籠状

支持地盤の目安としてはN値で25～30以上と考えられているが，最近の研究によってこの値はさらに小さくとれそうである。とくに洪積世粘性土層はN値10程度でも，相当の支持力を有することが明らかになりつゝあるので，この値は将来は現在より小さくとられることになろう。地震時土圧は，橋梁の橋台は一般の擁壁より重要なので，十分の大きさを考慮している。許容応力度の割増しは表—7に示すとおりである。下部構造では上部構造とことなり地震の影響で断面が決定されるので，安全をみて鋼構造（鋼ぐいを含む。）でも50%にとどめている。なお鋼ぐいの常時の許容応力度（溶接部も含む）は上部構造と等しく規定されている。

(2)の4.2(1)にのべる橋座の寸法はけたの落下防止を考慮してつぎの式をすいしょうしている。これはスパン（ℓ_m）によって支承縁端と下部構造躯体頂面の

(2) 橋台・橋脚の設計篇

4.2 躯体橋座部の構造

(1) 橋台および橋脚の橋座の寸法は，上部構造の種類，支間長および桁の架設，架け換え，躯体の修繕などを考慮して決めなければならない。

(2) けた座面は上部構造から伝えられる荷重に対して十分安全でなければならない。

(3) 橋座面には排水をよくするため適当な勾配を付け，支承の腐食を防止するのがよい。

支承のすえつけはけた座面と密着させ，支圧応力および水平力に対し十分耐えうるようにしなければならない。

(3) 直接基礎の設計篇

3.3 地盤支持力

3.3.1 静力学公式による求め方

(1) 地盤の許容支持力は，荷重の偏心傾斜を考慮して求めた地盤の極限支持力を次の安全率で除した値とする。

常　　時	地　震　時
3	2

(2) 荷重の偏心を考慮した地盤の支持力は，偏心量に応じて載荷面積を減じた有効載荷面積を用いて計算するものとする。

(3) 荷重の傾斜を考慮した地盤の支持力は，地盤の全般せん断破壊の条件で求めるものとする。

(4) 荷重の傾斜角の正接(水平力/鉛直力)が0.1以下の場合には，地盤の許容支持力度を3.3.3「推定による求め方」によって求めてよい。

3.3.2 平板載荷試験による求め方

(1) 偏心傾斜を考慮した地盤の支持力は平板載荷試験の結果に当てはめて確認した地盤の c, ϕ を用いて 3.3.1 に従って算定することができる。

(2) 基礎に加わる荷重の傾斜角が小さい場合（正接が0.1以下）には，平板載荷試験の結果から得られる極限支持力を，載荷面積および3.3.1の規定に示す安全率で除して，地盤の許容支持力度を求める。この場合，3.3.3 推定による求め方で決まる地盤の許容支持力度を用いる場合と同じ取扱いをするものとする。

3.3.3 推定による求め方

荷重の傾斜角の正接(水平力/鉛直力)が0.1以下の場合で，かつ根拠の明らかな場合には，推定によって地盤の許容支持力度を求めてもよい。

（参考）

基礎地盤の種類		常時 (t/m²)	地震時 (t/m²)	目安とする値 N値	目安とする値 一軸圧縮強度(kg/cm²)	備考
岩盤	き裂の少ない均一な硬岩	100	150	—	100以上	
	き裂の多い硬岩	60	90	—	100以上	
	軟岩，土丹	30	45	—	10以上	
れき層	密実なもの	60	90	—	—	
	密実でないもの	30	45	—	—	
砂質地盤	密なもの	30	45	30～50	—	標準貫入試験のN値が15以下の場合には，基礎地盤として不適
	中位なもの	20	30	15～30	—	
粘性土地盤	非常に堅いもの	20	30	15～30	2.0～4.0	
	堅いもの	10	15	8～15	1.0～2.0	
	中位のもの	5	7.5	4～8	0.5～1.0	

3.4 地盤の水平支持力

(1) 根入れ部分で荷重を分担する場合には，地盤の水平反力は，水平許容支持力を越えてはならない。

(2) 前項の水平許容支持力は，地盤の受働土圧を次の安全率で除した値とする。

常時	1.5
地震時	1.1

(3) 受働土圧は，土質試験の結果に基づいて，道路橋下部構造設計指針調査および設計一般篇2.5条土圧の規定により算出する。

3.5 滑動抵抗

(1) 基礎底面における滑動抵抗は次式により求める。

$$H_u = cA' + V\tan\phi$$

ここに

H_u：基礎底面における滑動抵抗(t)

c：基礎底面と地盤との間の粘着力(t/m²)

ϕ：基礎底面と地盤との間の摩擦角(度)

A'：有効載荷面積(m²)

V：鉛直荷重(t)　ただし，浮力を差し引いた値とする。

(2) 滑動抵抗を増加させるため，基礎底面に突起を設けてもよい。突起は水平力を地盤に伝えるよう，十分支持地盤に貫入しなければならない。

4.1 支持に対する安定

直接基礎は種々の荷重状態に対して，基礎底面における鉛直作用力が，その基礎に対する地盤の許容支持力以内に収まるように，その寸法，根入れ長さを決めなければならない。

荷重の傾斜が小さい（正接が0.1以下）場合には，最大地盤反力度が地盤の許容支持力度以下でなければならないとする慣用法によってよい。

4.2 水平支持に対する安定

荷重を基礎底面と根入れ地盤との共同で分担させる場合には，直接基礎は，種々の荷重状態に対して基礎根入れ部に作用する水平方向の地盤反力が，地盤の水平許容支持力以内に収まるようその寸法，根入れ長さ，地盤反力係数などを決めなければならない。

4.3 滑動に対する安定

直接基礎は滑動に対し，常時1.5以上，地震時1.2以上の安全率をもたなければならない。

4.4 転倒に対する安定

基礎底面における荷重の作用位置は，基礎外縁端から測って常時においては底面幅の⅓，地震時においては⅙より内側になければならない。

(4) くい基礎の設計篇

3.1 1本のくいの軸方向押込力に対する許容支持力

3.1.2 載荷試験による求め方

載荷試験による軸方向押込許容支持力は，軸方向押込極限支持力をつぎの安全率で除した値とする。

表—1

くいおよび地盤の種類 / 載荷時の種類	支持ぐい	摩擦ぐい	
		良質な砂層	その他
常時	3	3	4
地震時	2	2	3

3.2 1本のくいの軸方向引抜力に対する許容引抜力

3.2.2 引抜試験による求め方

引抜試験による許容引抜力は，極限引抜力をつぎの安全率で除した値とする。

表—2

地盤の種類 / 載荷時の種類	良質な砂層	良質な粘土層	その他
常時	※	※	※
地震時	2	3	※

※ 引抜力は考慮してはならない。

3.3 1本のくいの軸直角方向力に対する許容支持力

3.3.2 載荷試験による求め方

載荷試験による軸直角方向許容支持力は，軸直角方向極限支持力をつぎの安全率で除した値とする。

表—3

地盤の種類 / 載荷時の種類	良質な砂層	良質な粘土層	その他
常時	3	4	※
地震時	2	3	※

※ 支持力は考慮してはならない。

3.4 1本のくいの許容支持力に加わる制限

3.4.1 変位による制限

上部構造から決まるくい頭の許容変位量が，くい反力によるくい頭の変位より小さい場合，許容支持力はこの許容変位量で制限される。

のもので補強することをすいしょうしている。

(3) 3.3の地震時の許容支持力の割割しは、常時の許容支持力の５０％増ということである。これは後述のくい基礎ならびに現在作成中のケーソン基礎においても同様の方針をとっている。荷重の偏心傾斜を考慮した支持力を求めることを規定しているのは，考慮しない場合は支持力が過大に計算される危険性があるからである。一方日本では支持力の安定設計は地震時の荷重偏心傾斜の状態できまるからである。4.3の滑動に対する安定の地震時安全率を常時に対し２５％増にとどめているのは，地震時に５０％増とすると安全率１となり，危険であるからである。

(4)ではくい基礎の設計法を，基礎全体に作用する荷重をくい１本当りの作用荷重に分配し，その値が１本のくいの許容支持力以内

におさまるように設計し，求められたくい断面と本数と配列によって群ぐいによる支持力低下を照査し，群ぐいの影響で１本当りの許容支持力を制限しなければいけないときは，改めて計算をくりかえすという方法を前提としている。極限支持力の求め方は載荷試験によるものを第一としつぎに静力学公式による方法，くい打ち公式を用いる方法，経験による推定による方法の順序としている。変位による制限は上部構造の形式によってことなるので，一律にきめていない。一部には１０㎜～２０㎜におさえている例がある。この制限値を適用すると，表層付近の地盤の水平支持力が小さいときは，作用応力度でなく，変位制限によってくい断面，本数が決定されることがある。これは上部構造の設計において部材の材料の作用応力度が，許容応力度以内にあっても，タワミの制限により部材の断面が決定される方式と同様である。

3.5　高橋脚橋梁に対する耐震設計基準

日本道路公団では，東名高速道路，中央高速道路の建設にあたり急峻な山岳地帯を路線が通るため，高橋脚（３０m～６０m）の橋梁が必要となったので，その耐震設計基準の作成を高速道路調査会に委託した。公団における高橋脚橋梁はすべてこの基準によっている。他の機関においても準用している例が多い。表－１３にその規定を示す。この作成にあたっては動的解析を①平均応答スペクトルによる方法，②直接数値積分による方法の２方法で行なって検討している。計算仮定は①地震時最大加速度200 gal，②弾性計算による。③許容応力度は降伏点応力度までとする。④地盤と構造物は一体として働く，としている。委員会は一応の基準を示したが問題点として応答解析にあたって相加平均をとったこと，減衰定数として５％をとったこと，この場合地

表－１３　高橋脚橋梁の耐震設計基準
（高速道路調査会）

第４編　動的解析を考慮した設計規準

４－１　高橋脚の橋軸直角方向震度

４－１－１　適　用

この案は日本道路公団設計要領７－２－２の補足案で次の形式に適用される。

上部構造；　橋の巾員略10.5m，支間略50～80mのＲＣ床版を有する連続鋼橋

下部構造；　橋脚高２５m以上の鉄筋コンクリート充腹断面

尚その他の形式については別途検討するものとする。

４－１－２　橋軸直角方向の設計水震度は橋脚の高さをＨとすれば

(i)　$0<H<15\,m$　　基準震度の割増しなし

(ii)　$15\leqq H<25\,m$　　５m毎に５％の割増し

(iii)　$25\leqq H<40$　　５m毎に１４％の割増し

(iv)　$40\leqq H$　　Ｈ＝４０mと同じ

４－１－３　脚の高さが異る場合には(2)で求められた水平震度を更に割増すものとする。

４－１－４　支点対傾構の地震時圧縮許容応力度の割増しは４０％とする。

４－１－５　使用する鉄筋の品質は異形鉄筋ＳＤ３５とする。

震エネルギーの地下逸散等は考慮しなかったこと，直接数値積分の際の入力として現地の地盤特性と何等の相関性のないEL CENTROの地震記録を使用したことなどを指摘している。このためこれら橋梁のうち主なものに強震計を設置し強震観測を行なうことになっている。また施工時振動実験を行なっている。

4. 本州四国連絡橋設計指針

4.1 概　　要

本州四国連絡橋は比較5ルートのいずれにおいても中央支間長1,000 m以上の長大吊橋と，巨大な海中基礎工を必要とする。これに加えて架設ルート地帯は台風常襲地帯でありかつ地震地帯でもある。したがって耐風・耐震設計は橋の設計のうち安全性を左右する重要項目である。ところが何分にも世界に類例のない規模と，きびしい自然条件のため日本は勿論，諸外国の経験，技術を適用できないので，建設省および日本鉄道建設公団は土木学会に連絡橋の架橋技術の調査を依頼した。以下この調査報告のうち耐風・耐震設計指針をのべる。

4.2 耐風設計指針

本州四国連絡橋耐風設計指針 (1967)

1. 総　　則

1.1 適用範囲

この指針は，本州四国連絡橋の耐風設計についての一般的指針を示すものである。ただし，土木学会・建設省・日本国有鉄道の仕様書・示方書・指針に定めのあるものについては，それぞれの定めるところによる。

1.2 記　　号

この指針にはつぎに示す記号を用いる。各量の単位はすべて重力単位とする。

1.2.1 空気密度

ρ: 空気密度 $\left(\frac{\mathrm{kg\cdot sec^2}}{\mathrm{m^4}}\right)$

一般には $\rho=0.125\ \frac{\mathrm{kg\cdot sec^2}}{\mathrm{m^4}}$ とし，風胴実験等とくに精密を要する場合には次式で求める。

$$\rho = 0.13186\times\frac{273}{273+T}\times\frac{H-0.378\,h}{760}\ \cdot\ \frac{\mathrm{kg\cdot sec^2}}{\mathrm{m^4}}$$

ここに，T: 空気の温度 (°C)　　H: 空気の圧力 (mmHg)

h: 空気中の水蒸気圧 (mmHg)

1.2.2 記　　号

記　号	内　　容	単　位
V_{10}	基本風速	m/sec
V_Z	高さ Z m における十分間平均最大風速	m/sec
V_D	設計風速	m/sec
Z	地表面または水面から測った高さ	m
R	再現期間	年
p	地表の状況により定まる定数	
P_D	単位長当りの抗力	t/m
	(設計基準軸方向の成分であらわす)	
P_L	単位長当りの揚力	t/m
	(設計基準軸方向の成分であらわす)	
M_t	単位長当りの空力モーメント	t·m/m
C_D	抗力係数	
C_L	揚力係数	
C_M	モーメント係数	
δ	対数減衰率	

A	単位長当りの投影面積	m^2/m
B	構造物または部材の幅	m

2. 設計の基本とする風の特性

2.1 基本風速

2.1.1 定　　義

基本風速とは設計の基本とする風速であって，橋梁架設地点の地表上または水面上 10 m の高さにおける，10 分間平均風速をいう。

2.1.2 基本風速値

鳴門海峡をのぞき，本州四国連絡橋架橋計画地域における基本風速の値は 45 m/sec とする。鳴門海峡における基本風速の値は 50 m/sec とする。

2.2 設計風速

2.2.1 定　　義

設計風速とは，基本的設計の風圧荷重の算定に用いる風速をいう。

2.2.2 設計風速の求め方

設計風速は，基本風速に対し，構造物の高度による補正を行なった後，さらに水平長または鉛直長による補正を行なって求めるものとする。

2.2.3 高度による風速の補正

地表または水面上 Z m の高さにおける 10 分間平均風速は次式で求める。

$$V_Z = V_{10}\left(\frac{Z}{10}\right)^p \qquad (240 \geqq Z \geqq 10)$$

$$V_Z = V_{10} \qquad (Z \leqq 10)$$

ここに，p は地表の状況により定まる定数であって，架橋地点周辺における観測を基にして定めるものとするが，これにより難い場合には，表 1 の値を参考として定めてよい。

表 1 p の値

地表の状況	p の値
開けた水面	1/8
開けた平地	1/6
森林地帯	1/3.5
都市域内	1/2.5

2.2.4 水平長による風速の補正

水平方向に長い構造物に対しては，設計風速を求める場合，基本風速に対して高度による補正を行なった後，さらに水平長により表 3 の係数を乗ずるものとする。

2.2.5 鉛直長による風速の補正

吊橋の主塔および塔状の構造物に対しては，設計風速を求める場合，基本風速に対して高度による風速の補正を行なった後，さらに鉛直長により表 4 の係数を乗ずるものとする。

表 2 $\left(\frac{Z}{10}\right)^p$ の値

Z ↓ p→	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3.5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2.5}$
10	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
15	1.052	1.060	1.070	1.084	1.107	1.123	1.145	1.176
20	1.091	1.104	1.122	1.149	1.189	1.219	1.260	1.320
30	1.147	1.170	1.201	1.246	1.316	1.369	1.442	1.552
40	1.189	1.219	1.260	1.320	1.414	1.486	1.587	1.741
50	1.223	1.258	1.308	1.380	1.495	1.584	1.710	1.904
60	1.251	1.292	1.348	1.431	1.565	1.668	1.817	2.048
70	1.275	1.320	1.383	1.476	1.627	1.744	1.913	2.178
80	1.297	1.346	1.414	1.516	1.682	1.811	2.000	2.297
90	1.316	1.369	1.442	1.552	1.732	1.873	2.080	2.408
100	1.334	1.389	1.468	1.585	1.778	1.931	2.154	2.512
120	1.364	1.426	1.513	1.644	1.861	2.034	2.289	2.702
140	1.391	1.458	1.552	1.695	1.934	2.126	2.410	2.874
160	1.414	1.486	1.587	1.741	2.000	2.208	2.520	3.031
180	1.435	1.511	1.619	1.783	2.060	2 284	2.621	3.178
200	1.454	1.534	1.648	1.821	2.115	23 54	2.714	3.314
220	1.471	1.555	1.674	1.856	2.166	2419	2.802	3.443
240	1.488	1.575	1.698	1.888	2.213	247 9	2.985	3.565

表 3 水平長による補正係数

地域 ↓	水平 (m)→ / Z (m) ↓	150	300	450	600	750	900	1,050	1,200	1,350	1,500
開けた海上または平地	10	1.400	1.302	1.246	1.208	1.179	1.156	1.137	1.120	1.106	1.093
	30	1.243	1.188	1.157	1.135	1.118	1.105	1.094	1.084	1.076	1.069
	50	1.195	1.152	1.128	1.111	1.098	1.088	1.079	1.071	1.065	1.059
	70	1.169	1.121	1.112	1.098	1.087	1.078	1.070	1.064	1.058	1.053
	100	1.145	1.115	1.097	1.085	1.076	1.069	1.062	1.057	1.052	1.048
	130	1.130	1.104	1.088	1.078	1.070	1.069	1.057	1.052	1.048	1.044
	160	1.120	1.096	1.082	1.072	1.064	1.057	1.052	1.048	1.044	1.041

注 1. 150 m 以下の水平長に対しては 150 m の値を採用する。
2. 150 m 以上で表にない水平長および Z に対しては内挿法で求める。
3. 水平長の決め方は 3.3.2 による。

表 4 鉛直長による補正係数

地域 ↓ 鉛直長 (m)→	30	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
開けた海上または平地	1.500	1.432	1.316	1.256	1.221	1.192	1.171	1.157	1.144	1.132	1.121	1.144

注 1. 鉛直長 30 m 以下は定数とし 30 m の値を用いる。
2. 30 m 以上で表にない鉛直長に対しては内挿法で求める。
3. 鉛直長のとり方は 3.3.2 による。

2.3 風　　向

2.3.1 風　　向

風は構造物に対して最も危険な方向に吹くものとする。観測資料等より，架橋地点における風向に特性が認められる場合には，それを考慮するものとする。

2.3.2 迎　　角

風は鉛直面内で設計風速 50 m/sec 以上の場合には 5° 以下，設計風速 50 m/sec 未満の場合には 10° 以下の吹き上げ，あるいは吹き下しがあるものとする。観測資料等より，架橋地点における自然風の迎角に特性が認められる場合には，それを考慮するものとする。

2.4 変動風速

自然の風の中では，各点各瞬間の風速は一定でなく，平均値の上下に変動している。この変動の大きさは不規則であり，頻度分布は正規分布にしたがう。

2.5 観測および地形模型による実験

本州四国連絡橋の架設に先立って，架橋地点の周辺に観測点を配置し，10 分間平均風速，瞬間風速，風速の鉛直分布，風速の水平分布，風速評価時間による風速の変化，風向，迎角，変動風速等を観測することが望ましい。

また地形が複雑な地点においては，地形模型による風胴実験を行ない，風速分布に対する地形の影響をあらかじめ検討しておくことが望まれる。

3. 基本的設計

3.1 一　　般

基本的設計とは，与えられた自然条件，技術条件および社会条件のもとに設計荷重を定め，構造物に対する各種の限界値を侵すことなくこの荷重に耐え，かつ経済的な構造物の形状，寸法，構造を求める過程をいう。風により振動を生じやすい構造物においては，基本的設計により求めた形状，寸法，構造に対し，解析計算と模型実験による動的解析を行ない，その安全性を検討する必要がある。

本章は上記のうち，動的解析と模型実験を除いた過程への指針を示すものである。

3.2 風 荷 重

3.2.1 考慮すべき風荷重

風荷重は，橋梁各部に作用する空気力にもとづいて定められる。空気力は，抗力，揚力，回転モーメントからなりそれぞ

れ次式によって定めるものとする。

$$\begin{cases} \text{抗　　力} & P_D = \frac{1}{2}\rho V_D^2 \cdot C_D \cdot A \\ \text{揚　　力} & P_L = \frac{1}{2}\rho V_D^2 \cdot C_L \cdot B \\ \text{回転モーメント} & M_t = \frac{1}{2}\rho V_D^2 \cdot C_M \cdot B^2 \end{cases}$$

橋梁各部に考慮する風荷重はつぎのとおりである。

け　　た	抗力・揚力・回転モーメント
ケーブルおよびハンガー	抗　力
塔または橋脚	抗　力

3.2.2 空気力係数

設計風荷重を決めるための橋梁各部の空気力係数は，5. に定める風胴実験を行なって求めるものとする。当初の概略設計に当っては，表5に示した抗力係数の値を用いてもよい。

ただし，この抗力係数を用いる場合にとるべき投影面積は表6のとおりとする。

表5 各部の抗力係数 C_D

構造部分		C_D	備考
吊構造部		2.4	角ばった部材を用いた二面トラス補剛げたで充実率が30%以上の場合，単位橋長あたり(両面のトラスを含む)
塔柱		1.8	塔柱片脚の単位高あたり
ケーブル	シングル	0.7	片側ケーブル単位橋長あたり
	ダブル	1.0	〃
ハンガー		0.7	片側ハンガー単位橋長あたり
活荷重	道路部	1.6	車両単位長あたり
	鉄道部	1.8	
架設設備および機械		2.0	

表6 各部の投影面積 A

風向	構造部分	Aの単位	備考
橋軸直角方向	吊構造部	m²/m	単位橋長あたり
	塔柱	〃	塔柱片脚の単位高あたり
	ケーブル	〃	片側ケーブルの単位橋長あたり
	ハンガー	〃	片側ハンガーの単位橋長あたり
	活荷重	〃	単位橋長あたり
橋軸方向	塔柱	〃	塔柱片脚の単位高あたり
	吊構造部	m²	橋軸直角方向の一断面の外廓面積

3.3 風荷重の載荷方法

3.3.1 吊橋各部の高度

吊橋各部に対する設計風速を求める場合，2.2.2 に記した構造物の高度はつぎのとおりとする。

補　剛　げ　た：中央径間の中央点下面における高さ

ケーブルおよびハンガー：補剛げた中央点下面と主塔頂点の中央の高さ

主塔および塔状構造物：塔高の 65% の高さ

3.3.2 載荷方法

吊橋の補剛げたに対しては，主径間長を水平長として設計風速を求め，この風速から定められる風荷重を移動荷重として作用させるものとする。他の形式の橋梁についてもこれらに準じて取り扱うものとする。吊橋の主塔および塔状構造物に対しては，それぞれの高さを鉛直長として設計風速により定まる風荷重を等分布荷重として作用させるものとする。吊橋のケーブルおよびハンガーに対しては，主径間長を水平長として設計風速を求め，この風速により定まる風荷重を等分布荷重として作用させるものとする。

3.4 限界風速

3.4.1 弾性不安定現象に対する吊橋の限界風速

空気力による横座屈等の弾性不安定現象に対する吊橋の限界風速は，設計風速の 1.7 倍以上とする。

3.4.2 自励振動現象に対する吊橋の限界風速

空気力による自励振動現象に対する吊橋の限界風速は，設計風速の 1.2 倍以上とする。

3.4.3 その他風による振動に対する考慮

設計風速以下において，カルマン渦その他風による振動が，構造物に損害を与えることがないよう注意しなければならない。

4. 動的解析

4.1 一　　般

吊橋のごとく変形しやすい構造物の耐風設計には構造物の空力弾性学的挙動を考慮し，3.4 に定めた風速を基準として，4.3 にのべる現象を対象とした動的解析を行なうことが必要である。また外力としての風の時間的変動を考慮し，4.4 にのべる現象につき検討することが望ましい。

4.2 吊橋の振動特性

4.2.1 固有振動数と基準振動形

吊橋の動的解析に当っては，下記の各振動状態について，その固有振動数および基準振動形を求めておくことが必要である。

A 架設中の状態

a) 塔架設中　　橋軸方向曲げ振動(場合によってはねじれ振動)

b) ケーブル架設中　　鉛直たわみおよび横たわみ振動

c) 補剛げた架設中　　各方向のたわみ，ねじれおよび回転振動

B 完成後の構造物　　鉛直たわみおよびねじれ振動

なお A の b) c) および B については，必要に応じ連成振動も考慮する。

4.2.2 構造減衰

吊橋の動的解析に当って，他に適当な資料がない場合には，対数減衰率としてつぎの値を標準として用いる。

吊橋構造全体に対して：$\delta = 0.05$

塔のみの場合：$\delta = 0.02$

4.3 自励振動

構造物の空力弾性的な特性と関連して，空気力の作用により構造物は負減衰振動を生ずることがあり，これを自励振動現象と呼ぶ。自励振動は，設計風速の1.2倍未満では発現しないことを確かめておかなければならない。確認の方法は風洞実験によるものとする。

4.4 風速変動の影響

構造物は，風速変動の影響を受けて振動する。この振動の程度を評価し，その影響を設計に考慮することが望ましい。

5. 風洞実験

風洞実験の結果をもって構造物の設計資料とする場合は，実験方法，実験結果の処理などについて十分注意を払い，所要の精度が得られるよう実験を行なわなければならない。模型および気流は，実験目的に応じて定められる相似則を満足するものでなければならない。実験方法および測定値の精度は，できるかぎり詳細に明示しなければならない。

6. その他

6.1 施工条件に対する計算

構造物は完成後の耐風強度が十分であるばかりでなく，架設各段階において可能性のある最も不利な風の影響を考えて計算しなければならない。

ただ，そのときの風は再現期間 30 年の値を用いる。

6.2 施工時の注意

ケーブル架設前の塔，ケーブル架設中，補剛トラスの架設中などに，風による影響が過大にならないよう，適当な手段を施すものとする。

この指針によって計算された各ルートの長大吊橋の設計風速は表－14のとおりである。

表－14　本州四国連絡橋の設計風速（道路橋）

地点		鳴門海峡	左記以外					
主径間長		m 800	1,500	1,300	1,150	1,000	650	500
設計風速	主塔	m/s 78.3	71.0	70.8	70.4	70.7	70.5	70.9
	補剛けた	m/s 66.2	60.5	60.9	60.9	61.5	61.7	60.9
	ケーブル	m/s 70.6	65.9	65.8	65.8	65.6	64.5	63.5

4.3 耐震設計指針

本州四国連絡橋耐震設計指針 (1967)

1. 総　　則

1.1 適用範囲

この指針は，本州四国連絡橋の耐震設計についての一般的指針を示すものである。

1.2 使用する記号

この指針にはつぎに示す記号を用いる。各量の単位はすべて重力単位とする。

記　号	内　　容	単　位
A	構造物の水平断面積	m^2
a	地震に平行方向の構造物の長さ	m
b	地震に直角方向の構造物の幅	m
d	水　　深	m
h	減衰定数	
K_D	設計震度	
K_{Dh}	設計水平震度	
K_h	地盤の水平方向ばね定数	t/m^3
K_R	基本応答震度	
P_{wx}	海面から深さ x m における地震時水圧	t/m
P_{ex}	地表面から深さ x m における地震時土圧	t/m^2
S_v	応答速度スペクトル	cm/sec
T	構造物の固有振動周期	sec
x	水面または地表面からの深さ	m
y	地表面から深さ x m における構造物の水平変位量	m
α	運動様式による補正係数	
γ_w	海水の単位重量	t/m^3
δ_x	地表面から深さ x m における地盤の水平変位量	m
μ	基本応答震度に対する補正係数	

2. 架橋地点に考えるべき地震

2.1 架橋地点に考えるべき地震

架橋地点に考えるべき地震は，つぎの2種とする。

1) 近距離の地震

瀬戸内海およびその周辺地域において 100 年当り 3~4 回の発生を予想されるマグニチュード 7 前後の規模の地震

2) 比較的遠方の大規模な地震

紀伊半島沖および土佐沖において 100 年当り 1~2 回の発生を予想されるマグニチュード 8~8.5 程度の規模の地震

3. 設計計算法の基本方針

3.1 設計計算法

構造物の耐震設計では，その基本的設計を，震度法または応答を考慮した修正震度法で行なう。基本的設計はさらに 6.「動的解析」によって検討するのが望ましい。

4. 震度法による設計

4.1 構造物に作用する地震力

構造物の重量に 4.2 から 4.4 に規定する震度を乗じて，構造物に作用する地震力とする。

4.2 設計基準水平震度

設計に用いる基準水平震度は 0.2 とし地域による差異はないものとする。ただし構造物の置かれる地盤の種別にしたがって，補正を行なうものとする。補正は基準水平震度に表 1 の補正係数を乗じて行なう。

表 1

地盤種別	A 第3紀層またはそれ以前の古期岩層	B 洪積層	C 沖積層
補正係数	1.0	1.1	1.25

4.3 鉛直震度

鉛直震度は，水平震度の 1/2 とする。

4.4 構造物の高さによる震度の割増し

構造物の地中および地上 10 m までの範囲に作用させる水平震度は 4.2 の値とし，地上 10 m 以上の部分に対しては高さ 1 m を増すごとに 4.2 の水平震度の 1% を増加させる。

4.5 地中構造物に働く地震時土圧

比較的剛性の大なる構造物が表層地盤を貫いて堅固な基盤に基礎をおく場合，構造物の地中部分に周囲の表層地盤から作用する地震時土圧は次式により計算する。

$$P_{ex} = K_h(\delta_x - y)$$

ここに，P_{ex}: 地表面から深さ x m における地震時土圧 (t/m²)

K_h: 周囲の地盤の水平方向ばね定数 (t/m³)

δ_x: 地表面から深さ x m における地盤の地震時水平変位量 (m)

y: 地表面から深さ x m における構造物の地震時水平変位量 (m)

4.6 地震時水圧

地震時水圧は，次式により計算する。ただし，$b/a \leqq 3$ とする。

1) $b/d \leqq 2$ の場合

$$P_{wx} = \alpha K_{ph} \gamma_w A \frac{b}{a}\left(1 - \frac{b}{4d}\right)\sqrt[3]{\frac{x}{d}}$$

2) $2 \leqq b/d \leqq 4$ の場合

$$P_{wx} = \alpha K_{ph} \gamma_w A \frac{b}{a}\left(0.7 - \frac{b}{10d}\right)\sqrt[3]{\frac{x}{d}}$$

ここに，P_{wx}：海面から深さ x m における地震時水圧 (t/m)

α：運動様式による補正係数

K_{ph}：設計水平震度

γ_w：構造物をとりまく海水の単位重量 (t/m³)

A：構造物の水平断面積 (m²)

a：地震動に平行方向の構造物の長さ (m)

b：地震動に直角方向の構造物の幅 (m)

d：構造物の位置での水深 (m)

5. 応答を考慮した修正震度法による設計

5.1 設計の方法

構造物の応答を考慮した修正震度法による設計では，5.2 に規定する地震力ならびに 5.4 に規定する事項を同時に考慮するものとする。

5.2 地 震 力

地震力は設計震度に構造物の重量を乗じて算出する。設計震度は 5.3「応答を考慮した設計震度」によるものとする。

5.3 応答を考慮した設計震度

5.3.1 水平方向の基本応答震度

水平方向の基本応答震度は構造物の固有振動周期によって変わるものとし，その関係は吊橋の吊構造部およびケーブルについては 図 1，吊橋の主塔については 図 2，下部構造については 図 3 によって与えられるものとする。

5.3.2 鉛直方向の基本応答震度

鉛直方向の基本応答震度は原則として水平方向の 1/2 とする。

5.3.3 応答を考慮した設計震度

応答を考慮した設計震度は応答が最も卓越する周期に相当する基本応答震度につぎの補正を行なって定める。

$$K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4 \cdot \mu_5 \cdot K_R$$

ここに，K_D：応答を考慮した設計震度

K_R：基本応答震度(図 1～3 による)

μ_1：地震の最大加速度が 200 gal でないときの補正係数

μ_2：高次モードの影響による補正係数

β_3： 等分布震度に換算するための補正係数

β_4： 地震の作用方向と構造主系部材の運動の方向が直交している場合の補正係数

β_5： 経験的事実にもとづく補正係数

応答が卓越する周期とは，着目した構造主系の部材において最も苛酷な断面力または変位が生ずる周期とするが必ずしも基本振動周期を意味しない。

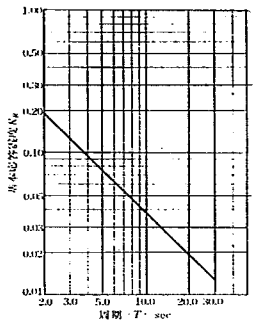


図 1 吊橋の吊構造部およびケーブルの基本応答震度（ケーブル定着部の最大加速度が 200 gal の場合）

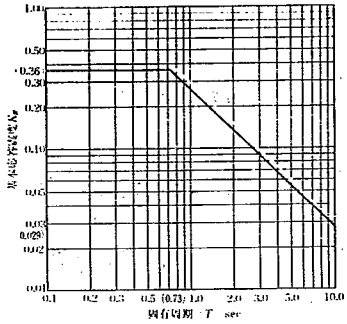


図 2 吊橋の主塔の基本応答震度（主塔基部の最大加速度が 200 gal の場合）

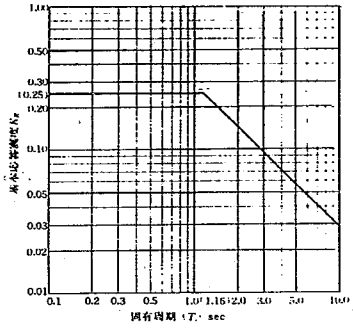


図 3 下部構造の基本応答震度（地震動の最大加速度が 200 gal の場合）

5.4 設計に考慮するその他の諸事項

5.4.1 構造物の振動および応力におよぼす地盤反力の影響

構造物の振動および応力におよぼす地盤反力の影響の算定にあたっては，地盤反力は構造物と地盤の相対変位に地盤のばね定数を乗じたものとする。

5.4.2 構造物の振動におよぼす周囲の土および水の影響

構造物の振動におよぼす周囲の土および水の影響の算定にあたっては，土およびに水による仮想質量はそれぞれ 6.4「構造物の振動におよぼす周囲の土の影響」および 6.5「構造物の振動におよぼす周囲の水の影響」を準用する。

5.4.3 下部構造と上部構造の連続性

上部構造の設計においては，下部構造の影響としてつぎの 2 点を考慮する。

1) 加速度の連続性

上部構造基部(主塔基部，ケーブル定着部)における加速度は下部構造頂部におけるものをとるものとする。

2) 変位の連続性

主塔基部における変位と回転角はそれぞれ下部構造に応じて設計上考慮すべき値をとるものとする。

6. 動的解析

6.1 解析の方法

構造物の動的解析はつぎの手順による。

1) 6.2 に規定する地震の応答速度スペクトル値をもとにして，応答の最大値を計算する。

2) 構造物に 6.3 に規定する地震動が作用するとき，その構造物の応答を計算する。

6.2 動的解析に用いる応答速度スペクトル

6.1 の 1) に規定する動的解析には，図 4 に示す地震動の応答速度スペクトル曲線を用いる。

ここに，S_v: 応答速度スペクトル (cm/sec)

T: 構造物の固有振動周期 (sec)

h: 減衰定数

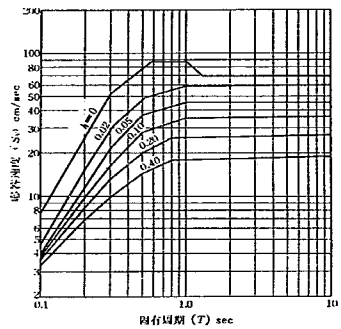


図 4 応答速度スペクトル曲線
(地震動の最大加速度が 200 gal の場合)

6.3 動的解析に用いる地震動

6.1 の 2) に規定する動的解析に用いる地震動としては，基礎地盤上においてつぎの 2 種の地震記録を最大加速度 200 gal に縮少または拡大したものを用いる。

1) 架橋地点付近で記録された地震記録のうち代表的なもの

2) 1940 年 El Centro における強震記録

6.4 構造物の振動におよぼす周囲の土の影響

下部構造に対する動的解析を行なうときは，地盤各層ごとにその周囲の土の重量，ばね作用および減衰作用を考慮するものとする。

6.5 構造物の振動におよぼす周囲の水の影響

水中構造物に対する地震時の水の作用は，4.6 に規定する地震時水圧を仮想質量に換算し，これが構造物とともに振動するものと考える。

6.6 構造物の振動特性

1) 考慮すべき地震動の方向

動的解析における地震動は橋軸方向，直角方向および上下方向のそれぞれを考慮するものとする。

2) 固有振動数と基準振動形

動的解析に用いる構造物の固有振動数およびこれに対応する基準振動形は架設中の必要な諸段階および完成後の状態において，構造各部の応答最大値が得られる次数までについて考慮するものとする。

3) 減衰定数

解析に用いる減衰定数は十分調査して定めるものとする。

7. 設計上の安全率

7.1 震度法による設計に用いる安全率

7.1.1 荷重の組合せ

上部構造： 死荷重＋地震時活荷重＋温度変化＋地震

下部構造： 上部構造からの荷重＋死荷重＋土圧＋水圧＋流水圧＋浮力＋地震

浮力については地盤および基礎の根入れに応じて適当な値をとるものとする。

7.1.2 構造物の安定

1) 許容支持力

地震時における地盤の許容支持力は常時の許容支持力の 50% 増とする。ただし，地盤の地震時降伏支持力の 3/4 以下で，かつそのとき生ずる地盤の変位による構造物の変位は許容範囲内でなければならない。

2) 許容偏心量

基礎底面における合力の作用位置は，基礎外縁から基礎幅の 1/6 より内側になければならない。

3) 滑動安全率

滑動に対する安全率は 1.5 以上とする。

7.1.3 部材の強度

地震時の部材応力は原則としてつぎの範囲内とする。

塔，ケーブル，補剛げた，ハンガーなどの鋼構造物では一般に弾性限界以内とする。ただし，局部的に弾性限界をこえてもこれが構造全体に重大な支障を与えないときは，弾性限界をこえることを許容する。

鉄筋コンクリートその他コンクリートの応力は土木学会コンクリート標準示方書による。

7.1.4 許容変位・変形

地震時の上部および下部構造の変位・変形に対しては，橋梁全体として変形に対し支障のないことを確認しなければならない。

7.2 応答を考慮した修正震度法による設計に用いる安全率

設計上の安全率は，原則として 7.1 に準ずるものとする。

7.3 動的解析結果に対する安全度の評価

動的解析結果に対する安全度の評価は責任技術者の判断によることを原則とする。

4.4 上部構造設計指針および下部構造設計指針のうちの関連規定

4.4.1 上部構造設計指針

鋼材の種類としてSS41(σ_Y=24Kg/mm²), SM50($\sigma_Y \geqq 32$Kg/mm²), SM50Y, SM53($\sigma_Y \geqq 36$Kg/mm²), HT50/60($\sigma_Y \geqq 50$Kg/mm²), HT63/70($\sigma_Y \geqq 63$Kg/mm²), HT70/80($\sigma_Y \geqq 70$Kg/mm²)などを考慮したためこれらの間の安全性を統一するため設計基本強度(σ_D)という概念を採用した。

$$\sigma_D = \frac{\sigma_Y}{\beta}$$

β：鋼種によって決まる係数

SS41, SM50, SM50Y, SM53 = 1.00
HT50/60 = 1.05
HT70/80 = 1.15

設計許容応力度として基本となる許容軸方向引張応力度は，σ_D に対し 1.7 の安全率を標準とした。

各種の荷重の組合わせに対する許容応力度の割増しを表－15に示す。地震時の割増しを45%におさえたのは構造物の重要性から一般橋より安全をとったためである。

表－15 許容応力度の割増し（本州四国連絡橋上部構造設計指針）

(1) 許容応力度の割増し

設計対象	荷重の組合わせ	許容応力度の割増し (%)
補剛トラス	$D+(SE)+T+L$	0
	$D+(SE)+T+W$	35
	$D+(SE)+T+L_W+W_L$	25
	$D+(SE)+T+L_{EQ}+EQ$	45
	ER	35
横構	W	35
	EQ	45
ハンガー	$D+T+L+I$	0
ケーブル	$D+T+L$	0
塔	$D+(SE)+T+L$	0
	$D+(SE)+T+W$	35
	$D+(SE)+T+L_W+W_L$	25
	$D+(SE)+T+L_{EQ}+EQ$	45
	ER	35
ケーブルアンカー	$D+T+L$	0
	$D+T+W$	25
	$D+T+EQ$	35

上記荷重の組合わせの記号はつぎのとおり。

D：死荷重
L：活荷重
L_W：風荷重載荷時の活荷重
L_{EQ}：地震荷重載荷時の活荷重
T：温度変化
W：暴風時風荷重
W_L：活荷重載荷時の風荷重
EQ：地震荷重
ER：架設時の荷重
SE：支点移動の影響
I：衝撃

(2)　荷重の組合わせと安全率

設計対象	荷重の組合わせ	$\nu=\sigma_B/\sigma_{ta}$
補剛トラス	$D+(SE)+T+L$	1.70
	$D+(SE)+T+W$	1.26
	$D+(SE)+T+L_W+W_L$	1.36
	$D+(SE)+T+L_{EQ}+EQ$	1.18
	ER	1.26
横構	W	1.26
	EQ	1.18
ハンガー	$D+T+L+I$	1.70
ケーブル	$D+T+L$	1.70
塔	$D+(SE)+T+L$	1.70
	$D+(SE)+T+W$	1.26
	$D+(SE)+T+L_W+W_L$	1.36
	$D+(SE)+T+L_{EQ}+EQ$	1.18
	ER	1.26
ケーブルアンカー	$D+T+L$	1.70
	$D+T+W$	1.36
	$D+T+EQ$	1.26

4.4.2　下部構造設計指針

荷重の組合せと許容応力度の割増しは暴風時，地震時ともに５０％増である。この際の荷重としては流水圧，波力，土圧等当然作用するものはふくまれる。なお常時の許容応力度は前述の一般橋と同様である。

2. 米国における橋梁の耐風・耐震設計の現況

チャールズ　F. シエフィー

1. 序　　文

本論文の目的は次の三点につき概要を述べることにある。

(1) 通常の形状・寸法をもった構造物に対する設計指針の動向

(2) 特殊大規模な構造物に対する特別研究

(3) 現在の手法を改善するために実施中または計画中の研究

2. 通常の形状・寸法をもった道路橋・鉄道橋の現状

通常の形状・寸法の橋とは，スパンで400ft（約120m）のけた・トラス・梁・アーチとし，たゞし橋脚の配列が普通でない場合を除くものとすると，このクラスには，全国の道路橋・鉄道橋の95％が入る。これに対する主たる示方書としては

(1) AASHO : Standard Specifications for Highway Bridges

(2) AREA : Specifications for Steel Railway Bridges

があり，連邦政府はこれらに該当するものをもつていない。耐震・耐風関係の規定の概要は以下のとおりである。

a. 耐 震 規 定

a.1 AASHOの規定

重量に震度をかけて水平力（lateral forces）を出す震度法により，地盤の許容支持力と基礎構造形式にしたがって，次表の震度を用いる。活荷重を除いた死荷重と主荷重の組合わせに対し許容応力を $\frac{1}{3}$ 増すことを認める。

基礎構造の形式	震　度
広いフーチング上の構造物 （地盤の許容支持力4米t／ft²以上）	0.02
広いフーチング上の構造物 （地盤の許容支持力4米t／ft²以下）	0.04
くい基礎構造物	0.06

(註)　4米t／ft² ＝ 37 t/m² × 9.765 t/m²

a.2　カリフォルニア州道路局の規定

ＡＡＳＨＯの規定と違い，構造物の固有周期と水平力への抵抗の仕方の両者を考慮して震度を定める。いま，震度Ｃ，固有周期Ｔ，死荷重Ｄ，1 in の水平たわろを生ずる力Ｐを考えると震度を求める式は　　$C = 0.05/T^{1/3}$ ，　$T = 0.32(D/P)^{1/2}$

地震力を求めるには更に次表の補正係数を乗ずる。たゞし震度の最低値を0.02とする。

水平力への抵抗の仕方	補正係数
水平力をダイアフラムで受け持つ場合	1.33
高さ・長さ比2.5以上の柱又は橋脚	1.00
水平力を剛節作用で受け持つ場合	0.67

これらの式は建築に対する〃Recommended Lateral Force Requirements〃（1969），Seismology Comittee，Structural Engineers Association of Californiaに主としてもとづいている。

b．耐風規定

風の効果に関する普通の取扱いは同様に経験的に行なわれている。ＡＡＳＨＯの規定によると，

b.1　上部構造

二つの荷重状態のいずれかによつて橋軸直角方向に対しチエック計算が行なわれる。荷重状態の一つは，活荷重を除き死荷重と他の主荷重を組合わせた状態で，その場合の風荷重は次表による。

上部構造	風荷重
トラスの鉛直投影面に対し	75 $\ell b/ft^2$
けた。はりの　〃	50　〃

(註)　$1\ell b/ft^2 = 4.9\,kg/m^2$

もう一つの荷重状態は，上記の風荷重の30％と100 $\ell b/ft$（約148 kg/m）の活荷重を組合わせた状態である。いずれの荷重状態に対しても，25％の許容応力の割り増しが認められる。

b.2　下部構造

橋脚ならびに風に曝露される下部構造の他の部材に対し40 $\ell b/ft^2$ の風荷重を考える。

3．特殊な構造物に対する特別な調査研究

吊橋，長径間アーチならびに高橋脚高架橋のような特殊で大規模な構造物の設計に対してはこれ

まで述べてきた手法は適切とは考えられないので，特別の調査・研究が行なわれてきた。

(1) Golden Gate 橋

主塔の耐風・耐震設計について詳細な研究が行なわれ，手法としては当時（1930）の水準をでるものではなかつたが，歴史的に興味深いものである。橋軸方向・橋軸直角方向の風荷重・地震荷重を求め検討を行なっている。とくに耐震性に関しては，地震を考慮することにより支配される設計の唯一の部分は塔基部のアンカー・ボルト系である。またケーブルを架ける前の架設段階において主塔に作用する地震力に対しても検討が行なわれている。

(2) San Francisco－Oakland Bay 橋

同様な仮定が耐震設計で行なわれたが，この場合には引き続いて検討が行なわれ，完成後には振動測定が行なわれた。1自由度系に，加速度 0.1 g・周期 1.5 sec の単振動を作用させ橋軸方向の動的解析が行なわれた。橋脚基部における水と泥の影響はWester gaard の仮定ならびに仮想質量の概念を用いて計算された。研究の結果，大略次の事が言える。

a．橋のいくつかの部分では地震応力は大きいが，橋全体からみて影響は比較的小さい。

b．二，三の位置，とくに橋脚基礎で応力は大きい。

c．地震力を考えた場合の経費増は5％を越えない。

(3) その他の耐震に関する最近の研究

同様な調査・研究がBosporus橋（トルコ），Tagus River橋（改称してSalazar 橋，ポルトガル），new Quebec 橋（カナダ）で行なわれた。

カリフォルニア州道路局と連邦政府道路局が，カリフォルニア大学工学部に委託して行なつた耐震設計の特別研究は，非常に湿潤な粘土層を通り支持層へ伸びている長いくいに支持された橋を取扱つている。結果は日本側委員も承知の事と思う。

(4) Tacoma Narrows 橋

Farquharson，Vincent，Von Karman が1940年のTacoma Narrows 橋の破壊に関し研究を行なつたのにつづいて，この問題を理解し明らかにするためにBleich，Vincent，Steinman が調査研究を行ない，その中には静的，空力弾性学的部分模型，全体模型，吊橋の振動モードおよび減衰に関する動的研究，現場ならびに室内研究が含まれていた。これらの調査の成果としては，実橋の固有振動モード・振動数を予測する計算の手法と空力弾性学的に作られた剛な部分模型から実物の挙動を推測する系統的手法が発展したことがあげられる。

(5) ＢＰＲの風胴

ＢＰＲは不安定振動を調査し，大規模な橋の設計に役立てるため，小さいが独特な風胴を作り，

過去4年間にわたり，new Quebec 橋，Narragansett Bay 橋，Lions Gate 橋，Bosporus 橋に対する実験を行なつてきた。

(6) その他の耐風に関する最近の研究

吊橋の空力弾性学的状態を取扱う際に残された問題の大半は模型実験結果の評価に関することであり，第一は大規模な実橋での減衰の量の問題，第二は実際の風の流れの不均等な乱れの影響の問題である。これらの二つの主要なる問題には現在解答を出そうとしており，論文の終りで述べる。

4. 現在実施中および計画中の研究

米国道路局（ＢＰＲ）は最近，耐風・耐震設計の分野の研究を活発にするための財源を得，その実施計画は〃Task and Study Statements, National Program of Research and Development in Highway Transportation〃（1965）の中の，事業6－6〃自然災害の防止〃の項にあり，

(1) 業務6－6－1　耐風設計と空気力学的安定性

(2)　〃　6－6－2　震害の防止

として挙げられている。

a．耐風関係の目的効果

a.1　実橋の減衰特性と実際の風の流れの不確定さに関して知識を得る。

a. 2　実際の吊橋での観測装置を開発する。

a. 3　不均一な風のもとでの動的応答の理論を発展させ，実橋試験，全体模型試験で照査する。

a. 4　高いレイノルズ数を有する円筒断面に関する基本的問題について，さらに研究を進める。

b．耐震関係の目的効果

b. 1　大規模な建築物の耐震設計に関する詳しい文献調査を行なう。

b. 2　橋に特有な特殊な問題を集約し，二年目から研究開始する。

3. 討　　議

成　田　　：私のほうでも部分模型による実験を行なつております。ところが，日本の場合非常に風の条件がシビアで，現在部分模型だけで問題を処理できるかどうかということが非常に心配になつているわけです。それで，数年前にヴインセント氏が日本を訪れたことがあります。その場合にフル・モデルに関するテストはもう不要だという意見を述べられておりましたが，その後もアメリカでタービユレント・フローを考えた場合にフル・モデル・テストは相変らず要らないと言われているのか，その後の状況をお教え下さい。

シエフイ　：これにつきましては，ずいぶん永年にわたりまして，ヴインセント氏と私の意見は対立しております。私はもちろんフル・モデルを使いまして試験するのが必要と考えます。そこでは実験の風の流れにおける乱れや非等質性の効果を調べるために，吊橋全体が対象となるべきだと思います。すべてがうまくいきましたならば，フル・モデルのウインド・トンネルは来年中に仕上がる予定であります。もちろんこのウインド・トンネルのフル・モデルにおきましては，傾斜角や風速について部分的に使用できるようなものにするつもりです。

多　田　　：アメリカの設計震度は0.02から0.10と，日本に比べて非常に小さいのですが，これは地盤の震度をどの程度と考えておられるのか，また基礎構造の違いによつて変えられておりますが，これはどういう理由でございましようか。日本の構造物の強震記録では0.2～0.3 g程度の記録はありますし，さらに理論解析を行なつても，普通の寸法・形式の橋では構造物の固有周期も短かく，したがつて，地盤の震度より構造物の震度が大幅に下がることはあまり考えられません。もちろんダンピングファクターその他の値のとり方で値が変わることは明らかでございますが，適当と思われる値を取ればやはり設計震度が地盤震度より大きく減ずることはないと思われます。

シエフイ　：まず始めにＡＡＳＨＯの基準とカリフォルニア州の基準とを区別してみたいと思います。私はこのＡＡＳＨＯの基準として設けられている震度が低いものであるということを弁護するつもりではありません。何故かというと，私自身このような低い震度がとられているということに不満を持つておりまして，現在アメリカでいろいろとこれに対しまして批判をなしているわけでございます。しかしながらカリフォルニア州の分は橋梁の地震力に対する基準としては非常に合理的なアプローチを取つていると思います。もちろん，カリフォルニア州の場合におきましても，日本で使用している震度よりも低い値が出ているわけであります。このような震度の違いが日本とアメリカのあいだにあるということは二つのことが考えられます。

まず第一に，スペクトラル・レスポンス・アナリシスに使うインプットの地震のサンプルが違う

ものであるということです。もちろん，私はこれに関しまして，どちらのほうがよいというようなことについてはわかりません。

第二番目に，カリフォルニア州のＳＥＡ（Structural Engineers Association）におきましては，構造物の中にある程度弾塑性的な損傷が起こるということを仮定してあるようであります。塑性状態でエネルギーの逸散が起こるということを考えますと震度を低くする要因としてはこの方が弾性応答で大きい減衰を考えるよりもつと大きいということになると思います。この場合におきましても，どちらが正しいというようなことは言えません。こういつた問題に関しまして，われわれの協力を通じまして，なんらかの形でもつと見方を広めていきたいと考えているわけであります。

シエフイ　：日本で地震によつて破壊された橋梁に関しまして，どのような要素が影響を及ぼしていたかということについてお伺いしたいと思います。なぜならば，米国におきましては地震が少ないということもございまして，適当な橋がロケートされたところで必ずしも地震が起こるとは限りませんから，十分な調査がなされておりません。このような意味において，このような質問をさせていただきたいと思うわけであります。

多　田　：本日お手元にお配りいたしました英文の土木研究所報告の第１の論文に土木研究所長福岡博士が新潟地震における橋梁およびその他の被害について述べております。また，残念ながら日本文でございますが，やはり新潟地震の土木研究所の報告を本日配りましたので，それをお開きいただきたいと思います。２０６ページの表2.5は上部構造，表2.6は下部構造の被害の種類とその数を表わしたものであります。この調査結果は新潟市を中心に或範囲内（震源地より最遠距離は110Km）の国道および主要地方道および新潟市内の橋長２０m以上の橋について全数調査し，橋種構造形式，支持地盤の種類等と震害の関係を明らかにしようとしたものの一部であります。対象は８６橋で，上部工530連，下部工616基（橋台172基，橋脚444基）であります。相関を調べた結果は他のページの図表に示してあります。結論を簡単に申上げますと，第一に震央距離から近いものほど被害が大きいという常識的な結果になりました。しかし，遠くても被害率が高いものがありました。これは基礎地盤の影響と考えられます。その他の相関性につきましては，この調査の結果ではなんとも言えませんで逆に言いますと，特にどの橋種形式および基礎構造形式がより耐震性を持つているということを言えなかつたということであります。

栗　林　：シエフイさんの，さきほどのダンピングに関するご意見に関連しまして，ちよつとお尋ねしたいと思います。カリフォルニアでの研究で，構造減衰については逸散を考慮されておるというふうにご説明がありましたが，大部分の道路橋あるいは鉄道橋におきましても，地震がきた場合

のダンピングに相当するものは地下逸散による減衰がかなり大きく期待されるというふうに考えておりますが，このほうのご研究はどういうふうになされておりますか。

シエフイ　：質問を正しく理解しているといたしましたならば，そのご質問は構造物の基礎から地盤へのエネルギー逸散に関して何かいろいろな研究を行なつているかということだと思いますけれども，現在では十分に推定ができるほど構造減衰に関する知識は進んでいません。このエネルギー・アブソーブションという方法に関する研究はいくらかはなされております。たとえば，自動車などがスーパーストラクチユアの上を走行する際にどのようにしてバイブレーションを少なくしたらよいかというような，そういつた方面での研究はなされております。

4　所　　感

多　田　安　夫

1. 米国の設計震度が日本に比べ非常に小さいことが従来から疑問であつたが，米国においても同じような意見があることがわかつた。また米国においては地震時の構造物の局部破損によるエネルギーの減殺を期待して，小さい震度をとつていることがわかつた。

この点経済性を重視する米国と，経済性は勿論重要であるが，地震時に橋梁の破損，落橋が与える社会的影響を重視する日本とでは耐震設計に対する態度に差があることが認められた。この経済性と社会性との均衡を如何にとるかということは基準作成上重要な問題であり，これに関しての協力が期待される。

2. 米国における橋梁の耐震・耐風の研究計画の内容が我々のものとよく似ており，今後の両者の研究の推進には相互の情報交換，問題の討議など密接な協力が有意義であることが明らかになつたことは有益であつた。

C. F. Scheffey

3. The design of bridge of ordinary size and form in both countries has followed the general practice in the design of buildings for seismic forces. Large and unusual bridges have been the subject of special analytical and physical model studies, the most extensive of which are the studies conducted in Japan to examine variouse configurations for the proposed Honshu-Shikoku bridge. Except for these special cases, the use of seismic coefficients and quasi-static design methods have been used in the general design specifications for both highway and railway bridges in the U.S. and in Japan. The seismic coefficients used in Japan for this purpose are in general quite a bit higher than those used in the U.S., with values of 0.2 — 0.3 as conpared to 0.02 to 0.06.

This difference can be explained only in past by the difference in seismic activity and the allowable increase of design stress when seismic forces are present. There is much to be by close co-operation in examination of these differences and in sharing of data on the actual performance of bridges under seismic conditions. The U.S. must accelerate its programs to get data in this area.

For Wind effects, the situation in quite similar, with anything more than an assumed force per unit area being used on all except unusual or large scale bridges. Most of the work in both countries has centred on the aeroelastic instability effects on suspension bridges. An exchange of models is planned to obtain confirmation of test techniques.

New work is seeded on the behavior of such structures in turbulent and 2 non-uniform winds. Data which characterizes the large scale vertical and horizontal structure of the wind is also needed.

5. Current Status of Design of Bridges in the United States For Resistance to Wind Effects and Seismic Forces

Charles F. Scheffey*
U.S. Department of Transportation
Washington D.C.

Introduction

The purpose of this paper is to present a summary of the current practice in the United States with regard to the design of highway and railway bridges for resistance to wind effects and seismic forces due to earthquakes. The guidelines used by the principal specification bodies for the design of such structures of ordinary size and type will be reviewed, and the special studies which have been conducted for large and unusual configurations will be described. Finally, the current and planned research efforts to improve these methods will be outlined.

Current Practice for Design of Highway and Railway Bridges of Ordinary Size and Type

For the purposes of this discussion, bridges of ordinary size and type shall be assumed to include those structures less than 400 feet (approx. 130 meters) in span of conventional girder, truss, frame or arch form except when supported on unusual pier arrangements. This broad class includes perhaps 95 percent of all highway and railway bridges and is the class to which the design specifications of the major national specification writing bodies

* Chief, Structures and Applied Mechanics Division
Office of Research and Development
Bureau of Public Roads, Federal Highway Administration

are intended to apply; namely, the "Standard Specifications for Highway Bridges" of the American Association of State Highway Officials, and "Specifications for Steel Railway Bridges" of the American Railway Engineering Association. It is to be noted that the U.S. Federal Government does not have any official specifications of its own with regard to such matters at the present time.

It is probably not unfair to state that the common practice in the design of bridges to resist seismic forces has lagged behind the corresponding practice with regard to the design of buildings. At the present time the Standard Specifications for Highway Bridges (Ref. 1) stipulate only that "In regions where earthquakes may be anticipated, provision shall be made to accommodate lateral forces from earthquakes as follows: ... (par. 1.2.20)." A simple quasi-static formula is then given which estimates the lateral forces by a seismic coefficient applied to the total movable weight of the structure. This coefficient is taken as 0.02 for structures on spread footings on soil rated as having allowable bearing pressures of 4 tons per square foot or better (approx. 37 metric tons per square meter), 0.04 for structures on spread footings on soils of lesser strength, and 0.06 for structures founded on piles. A one-third increase in allowable stresses is permitted when such forces are considered to act jointly with dead load and other primary forces exclusive of live load.

The State of California Division of Highways makes a somewhat more refined estimate of the forces to be resisted, as do some other states in areas of high seismic activity. Recognition is given to both the influence of the natural period of horizontal vibration of the structure and the manner in which the lateral forces are resisted. The seismic coefficient is made a function of the former by use of the relationship

$$C = \frac{0.05}{T^{1/3}}$$

where T is the natural fundamental period in seconds. It is permitted to estimate this natural period by the formula

$$T = 0.32\left(\frac{D}{P}\right)^{1/2}$$

where D is the dead load of the vibrating part and P is the force to produce one inch of lateral deflection. The estimated force is further modified by a multiplier of 1.33 for systems where the lateral forces are resisted by diaphragms, 1.00 for columns or piers which have a height/length ratio greater than 2.5, and 0.67 where lateral loads are resisted by rigid frame action. There is a further stipulation that the estimated force coefficient shall in no case be less than 0.02. These formulas are based primarily upon the "Recommended Lateral Force Requirements" (1959), Seismology Committee, Structural Engineers Association of California (ref. 3), for

buildings. It has been proposed by some that these California provisions be adopted for the A.A.S.H.O. specifications, but no official action has been taken as yet.

The most recent edition of the bridge design specifications of the American Railway Engineering Association available to the writer (Ref. 2) make no mention of seismic forces, although it is implied that railway bridges will be proportioned for "other lateral forces" (Par. 201), and railroad companies operating in high seismic areas do consider such forces in design. As in the case of highway bridges, however, such forces seldom control the design of major elements due to the fact that rather sizable forces in the lateral direction are assumed for the effect of wind. Exceptions occur with bridges on tall piers.

The situation concerning the normal practice with regard to wind effects is in a similar empirical state. The A.A.S.H.O. specifications (Ref. 1, par. 1.2.14) provide only for a check of static wind forces, assumed to act in any prescribed horizontal direction, and computed on a basis of a stipulated pressure per square foot assumed for a given design wind velocity. The reference velocity in this case is 100 miles per hour, with forces for other velocities for exceptional exposure or partial protection derived by the usual rule of the square of the velocity. Superstructure is checked for transverse forces computed at 75 pounds per square foot on the vertical projection of trusses or 50

pounds per square foot on the vertical projection of girders and beams. These forces, however, shall not be less than 300 pounds per linear foot on the loaded chord and 150 pounds per linear foot on the unloaded chord of trusses and not less than 300 pounds per linear foot on girders. These forces are applied simultaneously with dead load and other primary forces except live load, with a 25 percent increase of basic allowable stress. A further check is made of wind forces with the live load in place, including an allowance of 100 pounds per linear foot on the live load but with only 30 percent of the wind load on structure, also with a 25 percent overstress permitted.

The substructures of highway bridges are designed for both the forces upon the superstructure which are transmitted into the substructure and those acting directly upon the substructure itself. In this case, the wind is assumed to act in any direction, with the unit pressure on any surface varying roughly with the cosine of the angle of deviation from the normal, according to a table of values. The basic normal pressures are 75 pounds per square foot for trusses or 50 pounds per square foot for girders in the superstructure and 40 pounds per square foot for piers and other elements of the substructure exposed to wind. The basic wind loads are combined with dead load, buoyancy, earth pressures and stream flow pressures with stresses permitted up to 125 percent of basic allowable. A check

is also made with 30 percent of such wind loads combined with wind forces on the live load and the vertical, lateral and longitudinal effects of live load, again with a permissible stress of 125 percent basic.

The railway bridge specifications (A.R.E.A.) are similar to those for highway bridges, (par. 209 and 210), except that variable allowances for unit pressure are introduced by multiplying factors applied to the projected area for various types of structural members, with a basic unit pressure of 50 pounds per square foot.

A reduced unit pressure of 30 pounds per square foot is used when live load is also considered, with an added force of 300 pounds per linear foot to represent the wind on such live load, acting 8 feet above the rail. A 25 percent increase over basic allowable stresses is also permitted for both cases (par. 217).

In summary, the common practice in the design of bridges of ordinary span and type is to provide for seismic forces by use of a coefficient to establish a quasi-static horizontal force, sometimes related to foundation conditions and the dynamic properties of the structure, and to provide for the static wind forces by using an assumed unit pressure. In both cases, the analysis of structural response is by conventional linear elastic analysis. Forces are assumed to act at the center of mass for seismic effects, and at the centroid of area for wind loads.

Special Investigations for Unusual Structures

The procedures outlined in the previous section have seldom been considered adequate for the design of large and unusual structures such as suspension bridges, long span arches and viaducts supported on very tall piers. For such structures, special investigations have been conducted.

The special studies of the towers of the Golden Gate Bridge (Ref. 4) were quite detailed and precise with regard to the structural response. The method of obtaining the forces to be resisted was not much different than conventional procedures of that era (1930), but it is of historic interest. Transverse static wind loads on the tower were computed on a basis of 30 pounds per square foot on twice the projected area of trusses and cables and 50 pounds per square foot on twice the vertical projection of the tower. Longitudinal wind forces were computed by assuming 50 pounds per square foot on the vertical projection of the tower and 30 pounds per square foot on one half the sum of the vertical projections of the floorbeams, truss web members and knee braces. Seismic forces were estimated by assuming that accelerations would not exceed 0.05 g. in either longitudinal or transverse direction. The result of this assumption is that the only part of the design controlled by seismic considerations is the system of anchor bolts at the base of the tower, which were critical for seismic forces on the tower at the erection stage before the cables were in place to supply longitudinal support.

Similar assumptions were made in the seismic design of the San Francisco-Oakland Bay Bridge, but in this case a subsequent check was made (Ref. 5) in which some actual vibration measurements were made on the completed structure. (Ref. 6). The assumptions in design in this case consisted of an acceleration of 0.10 g. and a period of 1.5 seconds, with a consequent displacement of 2.2 inches at the base. The effect of water and mud on the pier base was computed on the assumptions of the paper by H. M. Westergaard (Ref. 7) and using concepts of apparent mass. A simplified mathematical model of the cable and suspended structure system showed that forces in the cable due to longitudinal accelerations of the anchorage at the prescribed period produced forces only 0.0265 times the normal cable force due to dead load. An analysis of the transverse vibration characteristics of the towers and the attached suspended structure was made. Periods of the suspended structure were computed to be from 6.1 to 18.5 seconds for the center spans and from 1.6 to 4.9 seconds for the side spans, depending on the assumptions as to loading and end fixity. Except in the lowest side span mode, these periods are well in excess of the assumed earthquake predominant period. Measured frequency for the center spans was 9.0 seconds. The forces on the towers from the assumed earthquake motion were computed from these data, and a similar procedure was used for the forces exerted by the cable at the top of the tower. The tower was checked for

these forces plus the inertia forces due to its own mass, assumed at 0.10 g. A quite similar analysis was made of the large cantilever and truss spans for both longitudinal and transverse vibrations. The results of all of the studies on this bridge may be summarized as follows:

1. Although the forces involved were large, they were along the same directions as other major force systems and had little effect on the design.
2. Unit stresses were higher in a few locations, especially in the pier foundations.
3. The increased cost of the structure to provide for the earthquake forces probably did not exceed 5 percent.

Similiar investigations have been made of more recently deisgned structures of the suspension type built in high seismic areas. The firm of Steinman, Boynton, Gronquist and London of New York City have made special studies on the Bosporus bridge in Turkey, the Tagus River bridge in Portugal, and the new Quebec bridge over the St. Lawrence river in Canada. Special studies of the piers for the Tagus River bridge were conducted by Tudor Engineering Company of San Francisco and their consultants.

The State of California Division of Highways and the Bureau of Public Roads sponsored a special study of the seismic design problem on a bridge supported on long piles extending through highly saturated clays into a supporting

stratum. This study was conducted by the Structures Division, University of California (Ref. 8), and involved a mathematical simulation of the entire bridge, pier, water, clay and foundation system by modern techniques. A digital computer program was developed to permit subjection of the system to the El Centro earthquake pattern and various response spectra were obtained. Properties of the actual clay media under dynamic and repeated loads were measured and incorporated into the analysis. The results clearly show the amplification effects of such foundation materials for low frequency components, the need for post elastic strength in the structure, and the fact that a critical enforced deformation condition on the pile exists at the interface of the clay and the supporting media, favoring a larger number of smaller piles than originally planned.

Special studies of wind effects on bridges have been concerned primarily with the aeroelastic problems. The initial period of intense research into this problem following the failure of the Tacoma Narrows Bridge in 1940 is well known. The work of Farquharson, Vincent, Von Karman and others (Ref. 9) in these early studies is well known. Subsequent papers by Bleich (Ref. 10), Vincent (Ref. 11) and Steinman (Ref. 12) have aided in understanding and clarification of this problem. These investigations have included both static and aeroelastic section models and full models,

analytical studies, and field and laboratory studies of vibration modes and damping on suspension bridges. A limited amount of work has also been done on the prototype wind stream existing at a few bridge sites, but these were all done before anemometers capable of response to higher frequency variations in the wind were widely available.

The net result of this work has been the evolution of procedures of computation by which the natural mode shapes and frequencies of the prototype structure are predicted, and a systematic process by which the results of aeroelastically mounted rigid section models can be extrapolated to prototype behavior. This is not to say that all problems related to aeroelastic effects on suspension bridges have been solved. The present techniques do, however, give a reasonable level of confidence that instable oscillations will develop and have been used to investigate most large bridge designs prepared by American designers. The Bureau of Public Roads operates a small but unique wind tunnel facility for such work and has completed tests over the last four years for the new Quebec Bridge, the Narragansett Bay Bridge, the existing Lions Gate Bridge and the revised Bosporus design.

The test procedure which is used consists basically of the following:

1. Set springs of suspension system to computed stiffness and spacing to provide proper scaled frequency of a selected set of vertical and torsional modes.

2. Model damping in still air is measured by manual displacement and decay.
3. For each selected angle of attach (normally seven values from -6^{o} to $+6^{o}$) the wind velocity is slowly increased to establish a series of steady state oscillations and the double amplitude of angular motion measured for each.
4. The model is then subjected to various constant velocities above those for steady state, and the negative logarithmic decrement measured as the double amplitude is increasing through the 2^{o} level at each velocity.

From the data, the energy levels required to excite the various modes may be determined. It is now required to make two estimates in order to extrapolate the results to prototype behavior. First one must estimate the damping available in the prototype. The value of the measured damping in the model is subtracted from this estimated prototype value, and the resulting value is used as the ordinate to enter the logarithmic decrement versus velocity for 2^{o} amplitude, from which the critical velocity is obtained in a uniform wind stream. Further correction of this velocity to get critical prototype velocity is made by estimating the effects of non-homogeneity in the prototype wind stream. This results in an increase in the critical velocity.

A limited number of special tests for static lift and drag effects on large truss and arch bridges have been made. Aeroelastic effects on large highway sign support structures have also been studied. These latter were instigated because excessive vibration had caused fatigue failure of some of these structures built of welded aluminum. More recently, studies to check the wind forces on such structures and to develop sign background materials with lesser resistance have been completed (Ref. 13). An unusual study by the California Division of Highways (Ref. 14) developed a wind screen to avoid loss of control problems for heavy vehicles on an exposed mountain bridge.

Present and Planned Research

Over the past several years, research in both these areas with respect to bridges has been relatively minor. The Bureau of Public Roads has continued to perform section model tests on a number of configurations and has discovered some unusual effects on deck sections in which a solid median barrier was installed and found to be highly beneficial to the aerodynamic stability. The Bureau has also made its facility available to Professor R. H. Scanlon and his associates who have done some fundamental studies on several cross sections in an attempt to predict dynamic behavior from basic lift and drag properties (Ref. 15). Some fundamental work has also been done on the validity of the fundamental scaling laws for such models.

The U.S. Bureau of Public Roads has recently obtained funds to reinvigorate research in these areas. The intended program is described in "Task and Study Statements, National Program of Research and Development in Highway Transportation" (1965) under Project 6-6 "Protection Against Natural Hazards," "Task 6-6-1 - Design for Wind and Aerodynamic Stability" and "Task 6-6-4 - Protection Against Seismic Effects."

In the first of these tasks, the current unsatisfactory state of the knowledge of both the prototype damping properties and the uncertainties with regard to full scale wind streams will be attacked. A system of instrumentation for prototype suspension bridges which will be capable of measuring the azimuth and angle of attack as well as the velocity of the wind at ten or more stations upstream of the bridge will be developed. The system will be capable of response at frequencies up to five cycles per second for wind effects and will also be capable of measurement of the structural response. A parallel staff study will be initiated to develop a theory of dynamic response under non uniform wind conditions and will be checked against the prototype tests and full model tests. Additional studies will be sponsored to explore some of the fundamental problems raised by recent work on cylindrical sections at high Reynolds numbers.

In the second task, the initial effort will be to make a careful review of the extensive literature on design of large buildings for seismic effects in order to determine

which of the new approaches may be adopted for bridge design. Special problems unique to bridges will be identified and research effort on these will be initiated in the second year of the program.

References

1. "Standard Specifications for Highway Bridges," Ninth edition, 1965 , American Association of State Highway Officials, Washington, D. C.
2. "Specifications for Steel Railway Bridges," ed. (19), American Railway Engineering Association, Association of American Railroads, Chicago, Illinois.
3. "Recommended Lateral Force Requirements," July,1959, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, San Francisco, California.
4. Strauss, Joseph B. "The Golden Gate Bridge - Report of the Chief Engineer to the Board of Directors," Sept.,1937. Published by Golden Gate Bridge and Highway District.
5. Raab, Norman C. and Wood, Howard C. "Earthquake Stresses in the San Francisco-Oakland Bay Bridge," Trans. A.S.C.E., Vol. 106, pp. 1363-1390, 1941 .
6. Carder, Dean S. "Observed Vibrations of Bridges" Bulletin of the Seismological Society of America , Vol. 27, No. 4, Oct.,1937.
7. Westergaard, H. M. "Water Pressure on Dams During Earthquakes" Trans. A.S.C.E. Vol. 98, p. 418 (1933).
8. Parmelee, R. A., Penzien, J., Scheffey, C. F., Seed, H. B., and Thiers, G. R., "Seismic Effects on Structures Supported on Piles Extending Through Deep, Sensitive Clays," University of California Institute of Engineering Research, Report SESM 64-2, Aug., 1964.

9. Farquharson, F. R., Smith, F. C., Vincent, George S., Von Karman, T., and Dunn, L. G. "Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, with Special Reference to the Tacoma Narrows Bridge." Bul. Engr., Experiment Station, University of Washington, Vol. 12, No. 116, Parts I - V, 1950-54 , in cooperation with the U.S. Bureau of Public Roads.

10. Bleich, F., McCullough, C. B., Rosencrans, R., and Vincent, G. S. "The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges," U.S. Bureau of Public Roads, G.P.O. 1950.

11. Vincent, George S. "Correlation of Predicted and Observed Suspension Bridge Behavior," Trans. A.S.C.E., Vol. 127, 1962.

12. Steinman, D. B., "Rigidity and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges," Trans. A.S.C.E., Vol. 110, 1945 .

13. Olson, R. M. and Ross, H. E., "Wind Loads on Roadside Signs," Texas Transportation Institute report on project HPR-2(104), July, 1967.

14. Nordlin, E. F., and Bourget, L. "Wind Screen Subdues Gale Force Winds on a Mountain Bridge," State of California, Division of Highways, Materials and Research Department, Report M&R 636357, Jan., 1969.

15. Sabzevari, Ali and Scanlon, R. H. "Aerodynamic Instability of Suspension Bridges," Journal, Engr. Mechanics Division, A.S.C.E., April, 1968.

16. Office of Research and Development, U.S. Bureau of Public Roads, Washington, D. C. "Task and Study Statements, National Program of Research and Development in Highway Transportation," 1967 .

4.7　地震特性と被害

1.　日本の地震活動度および地震被害

建設省建築研究所国際地震工学部長理博
表　　俊一郎

（表委員におかれては，和文の論文が提出されなかったため，その時の速記録をここに紹介するものです。）

それでは，日本のサイス・ミステイと被害のことについてご説明いたします。

地震活動につきましては，現在の地震活動の点からも，また過去の地震活動の点からも，日本は世界でもつとも詳しく知られている地域でございます。日本では，地震観測業務として責任を負っておりますのは気象庁でありまして，気象庁は国際的にも第一級の地震観測所として高い評価を受けております松代地震観測所を始め，その管下の気象台および測候所に合計１１０の地震観測点を持ち，毎日地震観測を行なっております。気象庁の中の地震課がこれら１１０ケ所の観測点からの地震記録にもとづきまして，日本および日本付近に発生する地震の深さおよびマグニチユードなどの計算を行なっております。これらの計算を行ないますには，もちろん電子計算機が用いられておりまして，約1ケ月後には地震観測速報，3ケ月遅れまして，再計算を行なった地震観測報告が順序正しく発行されております。これによりまして，近頃の地震につきましては，マグニチユード4以上の地震につきましては十分信頼さるに足る観測が行なわれております。

このほかに，地震学研究のために，大学関係で地震観測法を行なっておりますステーシヨンがいくつかあります。これらのステーシヨンはそれぞれ独自の目的を持つものであります。したがいまして，装備しております地震計も最新の高感度の地震計をたくさん備えた，世界的にも一級である観測点たとえば，築波地震観測所を初め，わずかに一テーブルの地震計しか置いていないサブ・ステーシヨンまで，いろいろなものがございます。合計しますと，これらは約４０点ぐらいの観測点があることになりますが，それぞれが独自の目的を持つて観測を行なっております。あるものは，ある限られた地域の微小地震の活動の研究，またあるものは地震予知の問題に直接関心を持つ極微小の地震の観測などを目的として，それぞれ活発な活動を行なっております。

地震観測網が整備されておりませんでした古い時代の地震活動につきましても，日本においてはかなり信頼するに足る結果が持たれております。

日本は，現在もそうでありますように，大昔からしばしば大地震に襲われてきております。地震

による災害はしばしば政治的にも経済的にも大事件でありましたので，地震の記録は，推古天皇の第７年，西暦５９１年にまで遡ることができます。これらの地震の記録に基づきまして，河角博士その他によりましてマグニチュードが推定され，古い大地震の分布については十分信頼するに足る地図が得られております。これら日本のサイス・ミステイにつきましては，１９６０年に，ここに出席されておりますドクター広野によりまして詳しく調べられたものがございます。これによりますと，日本における地震活動がどのようであるかを非常に明瞭に知ることができます。

テキストの１９０ページ，第１図に，日本の地震の毎年の数が示されております。途中に高い一つのピークがございますけれども，大体一年間に１０００個から２０００個のあいだ，もう少し詳しく申し上げますと，1923年の関東地震以後，平均的に次第に減少する傾向があるかに見られます。地域的にどのあたりに地震が多く，どのあたりに少ないかということを示したものが１９１ページの第２図でございます。東京付近で大体平均年５０回となっておるのが見られます。また，実際に地震の地図を書きましたものが第４図であります。この第４図は，マグニチュード４以上の地震について，1926年から1956年までの３０年間の震央を示したものであります。

次の第５図には，１年ごとのこれらの地震の数を示したものでございます。さらに，もう少し大きい地震，すなわち，マグニチュードが$5\frac{3}{4}$以上の地震の数は，５図のＢの曲線に示されてありますように，平均年２３回ぐらいになります。しかし，実際に地震災害を起こすような地震は，日本ではマグニチュード６以上のものでありますので，そんなような地震の震央分布を書いたものが第６図であります。これを見ますと，このような大きい地震について地震活動の最も盛んなのは，東北日本の太平洋岸と日本海峡とのあいだの地域であることが見られます。この図に二重マルが四つ書いてございますけれども，これはＭが８より大きかった地震であります。この期間では，８以上の地震で陸地に起ったものはありませんでした。いずれも太平洋の中でありまして，このうち，1932年の三陸地震は大津波により激尽な被害を与えました。2000年間の歴史を通じて，大被害を与えた地震の震央を調べたものが１９図ページの第７図に示されておりますが，これを見て，その年間の大地震の図，すなわち第６図と大体相似た傾向が見られます。

日本では，震度を表わしますのに，気象庁サイシ・ミツイス・ケールを用いておりますので，１９６ページ，Table １　，ＪＭＡ，インテンシテイ・スケールの説明がされております。第10図に，ＪＭＡ，スケールによる震度４，すなわち，モデイフアイル・メルカリーニジに直しまして，６ないし７以上の震度を３８年間に何回経験したかの分布図が示されております。これによつても，東京付近は大きい震度を最も頻繁に受ける地域の１つであることが明らかに見られます。

図の順序で説明があとになりましたけれども，第８図には深い地震の分布が示されております。

この分布は地球物理学的にもきわめて興味深いものであり，火山の分布，重力異状，地殻熱有量の測定結果なぞと照し合わせまして，コンドル・対流の問題を研究する最も興味ある実験場を提供しておるものであります。

このほか，気象庁は津波警報組織を完成しており，日本近海に起こる津波の被害を減少させるために多大の貢献をしていることを付け加えなければなりません。

以上，1959年までの震央の分布を示しましたが，それ以後の地震活動につきましても，日本の地震活動について特に傾向に変わりはございません。

199 ページの震央分布図は，1957年から62年まで，マグニチュード6以上のもの，6と7.5のあいだのもの，それから，マグニチュード5より小さいものについて示したものでありますが，全体の傾向として，前に述べたところと変わらないことから解いただけると思います。

深い地震につきましても，200 ページの図に見ますように，同様でございます。

ただ，1つ，特に申し述べなくてはならないことは，1965年の8月から約2ケ年にわたりまして，中部日本の松代地域で非常に活発な群発地震活動が見られたことであります。たまたま群発地震が発生しました地域は，松代地震観測所のすぐ近くでありましたために，この群発地震はその活動の全く初期の段階から完全な記録が取られたということは気象庁の大きな功績であるとともに，地球物理学的に貴重なデーターを提供するものとなりました。この大体のあらましは201ページ，202 ページの図に示されておりますが，最盛期には1日に5000回の地震が記録され，2ケ年間に68万こ以上の地震が数えられ，人体に感ずるものだけでも6万回を越えているということは地震学の歴史の上でもきわめて珍らしい例ということができましょう。

最後に，最近の50年間に人が1人以上死んだ大地震を拾い上げましたものが第2表としてあとからお手元にお配りしたものでございます。この表で特に注意すべきことは，加速度が書いてございますけれども，大部分のデーターはドンブストーンのオーバータンニングから求めたものであります。加速度の欄で，gal で書いてございますのが，最近加速度計から求められた結果でございます。

簡単でございますが，これで発表を終わります。ご静聴を感謝いたします。

2. 耐震設計における地盤増巾と地盤崩壊について

ウイリアム．B．ジヨイナー

1. 要　約

小規摸な地震に対しての厚い軟弱地盤における増巾度は岩盤に比較すると数倍であることは．Guten berg，金井氏らによつて判明している。しかし，破壊をともなう大地震時にもこれを適用出来るかは問題である。トルコのヴアルト地震によって地盤と建物被害の関係を明らかに示すことに成功している。軟かい地盤上の構造物は被害率が大きいのである。地盤の増巾度を知る1資料として核爆発時における岩盤上，サンフランシスコ湾堆積層上，等の加速度記録を示す。（図2）岩盤と比較すると大体5～7倍の振巾記録をこの若い軟かい層厚15mの地盤上で示している。

地質のせん断係数と減衰常数を知れば理論的に地盤上の増巾度を入力の大小の関数として知ることが計算上可能である。（Seed，Idris）

地盤のスペクトルを基盤のスペクトルで除したものを地盤の増巾度スペクトルと考える。核爆発時およびサンフランシスコ地震（1957年3月22日）時におけるこの増巾度スペクトルを図示する（図4）

同様に建物の増巾度スペクトルを州庁舎およびSouthern Pacific鉄道会館において求めたものを示す。このことから建物自身の影響はむしろ少こく地盤条件が支配的であることが判った。

新潟地震，アンカレッジの地震の　　被害原因は砂層の液化現象であり粘土地盤等の地すべりによるものである。土質の安定問題について卓越した研究が行なわれているが（Seed）今後の問題として大いに研究し，土質の破壊機構を明らかにすべきであろう。

3. 討　　議

ジョイナー：　表教授の素晴らしい御発表に敬意を表します。松代群発地震は特異な現象だと思いますがこの地震の特徴等について御意見を伺いたい。

表　：　松代地震の記録は６０万もありこの観測は東大地震研究所，気象研究所を始め多くの研究所によつて行なわれた。

例えば２０２頁図１３において地震の発生回数が判ると思いますが，1965 年の８月から始まり，1965 年の１１月に１日1000 回，1966年 3月に極めて活発になり，その後減少したが1966 年９月に再び活発となり同年11月に減少した。震源の活動区域は，始めは皆神山周辺であつたが，その後除々に拡がつていった。地震時には地下水の噴出があり，地すべりも生じた。小規模の地震断層も認められた。強震計は松代町におかれた。記録によると継続時間は極めて短かく短周期の波であった。最大加速度記録は450gal ～ 500gal のものもあった。

大　崎：　表氏説明に補足いたします。松代地震では500gal の記録が得られたがその割には建物の被害は少ない。これは500gal を生じた波の数が１～２波しかなく震動と云うより衝撃である。この事は昨日 Dr. Cloud が説明した様に，建物への被害は最大加速度の値によるもののみでなく，震動の継続時間が重要だと云う事と同じ事を意味しています。

林　：　Joyner 氏へ，図４～図６において1957 年，1966 年の地震の観測点での地震の加速度および核爆発時の加速度の値はいくつ位だつたのですか？

ジョイナー：　Cloud氏に聞いてみましよう。1957 年のものは金門橋で 0.１９であり修正メリカリスケールによる震度はⅦでした。核爆発時の観測点での加速度は極めて少さいものです。

福　岡：　ここで議長から質問したいのですが，土質工学会の土の動的委員会において，その地域に生じる小さな地震と大きな地震との関連について討議が行なわれたことがあります。この点について表氏，Joyner 氏御両人に御意見を伺いたい。

表　：　日本において地震計を地上だけでなく地盤内にボーリングをして地盤内部に設置し増巾係数を観測しております。小さな地震による増巾係数は多く観測されているが，これが大地震時に同じ値になるか否かは未だ解明されておりません。

大地震時の周期成分は小さな地震の周期成分と異つており，このことは地盤の増巾係数に影響を与えている。

大地震時には小地震時に比較して長周期成分がありまた地震波の数も多くなるので，核爆発の震動で得られた増巾係数が小地震の記録と一致したからと云って，それが大地震時に適用出来るか否か

は未だ研究の必要があると思います。

ジョイナー：　表博士と同意見です。確かに地盤の減衰常数や土質の応力歪特性が大地震時のときは小地震時とは異る値を示すので増巾係数は必ずしも一致しない。しかし核爆発の振動や小地震の観測結果から得られた増巾係数は大地震のときの被害分布を良く説明し得ることは明らかである。この事が重要な事なのであります。更に強調したいことは軟弱地盤の層厚が増大するにつれて増巾係数の値が増大していることがあります。

福　岡：　どうもありがとうございました。林さんどうぞ

林　：　地盤状態が増巾係数に及ぼす影響についての簡単な模型実験の結果を説明します。実験は港湾技研の任意地震波形振動台を用いて行ないました。加速度を増加すると共振振動数は低下した。台と地盤上との加速度比も低下した。これことは大地震時に地盤が弾性的性質と異つたものであることを示していると思います。但し試験室の土と自然の地盤の土とでは相異があるとは思います。

福　岡：　時間もございませんが何か御質問がありましたら，広野氏どうぞ

広　野：　Joyner氏の増巾係数の考え方は優れたものであると思います。この方法の主眼は地震記録での最大加速度成分を比較するものなのですが震度は最大加速度と極めて関係が深く震度を用いてもこの種の増巾係数をもとめることが出来ます。気象庁は関東地方において上述の事柄を観測しています。

ジョイナー：　米国では地震の記録が少なくいろいろの地盤に対する震度の記録がありません。日本においてこの種の研究が発展し好結果をもたらすことを期待致します。

広　野：　気象庁は多くの点に観測点を置いておりそこで得られた小地震の記録から大地震のときの増巾係数を求めようとしております。

4. 所　　感

伊吹山　四　郎

1. Joyner博士により原子力による地震スペクトルと実際の地震スペクトルの比較を示してくれたことは印象的であつた。この分野でアメリカ側が，少い地震にもかかわらずかなりの進歩を見せるのではないか。

栗　林　栄　一

2. Joyner 氏の表層地盤の増幅に及ぼす影響性の評価法に関する研究は将来の進展が大いに期待できる。

広　野　卓　蔵

3. 地盤の良否を地震動振幅の増幅度によつてきめること。それを振幅スペクトルによりきめることはよい方法と思う。同じ場所でのさらに多くのデータを使つてこゝに述べられた結論をたしかにすることが望ましい。

Georg B. Begg

4. Dr. S. Omote's paper on Seismicity of Japan presents a detailed (and frightening) picture of the seriousness of the earthquake problem in Japan. (I have repeatedly used his Figure 13 concerning the daily frequency of earthquakes observed at Matsushiro Seismological Observatory, J M A, to underscore the size of the problem facing the Japanese). Dr. Omote's documented coments on the habit of repetition of earthquake occurrence at the epicentral region of large earthquakes are something that American engineers should carefully ponder.

5. The U. S. has benefited greatly from learning about seismological research in progress in Japan. Of special value was the excellent summary of information on the seismicity of Japan presented in the formal session by Dr. S. Omote. Dr. Omote's presentation included a valuable discussion of the wealth of data that has been obtained from the Matsushiro earthquake swarm, which is a unique occurrence highly significant for seismological theory. Through other presentations, the U. S. Panel was informed of the details of earthquake-resistant construction codes and specification for buildings, highway structures and harbor structures and recived the benefit of the latest thinking in Japan on this important subject. Information on provision in Japanese code to take account of ground conditions was of particular interest to the U. S. Panel because of the importance and controversial nature of this subject in the United States.

The Panel discussion of the difficult technical problem of the effect of ground conditions on earthquake motions was especially valuable. Probably the most important benefit to the U. S. Panel of the Joint Meeting was the opportunity it provited for Panel members to meet there Japanese counterparts, exchange ideas in informal discussion, and arrange for continuing exchange of ideas and current research results.

5. The Problem of Ground Amplification and Ground Failure in Earthquake-Resistant Design

by William B. Joyner,
U.S. Geological Survey

One of the most important problems in setting design criteria to resist earthquake loads is making provision for enhanced shaking over soft, unconsolidated materials. An important set of related problems is earthquake-induced landslides and other forms of ground failure. It is my understanding that Japanese building codes provide for amplified shaking on soft ground. U. S. codes in general do not, primarily because agreement has not been reached on the form such provisions should take and the degree of amplification to be expected in major earthquakes.

It has been known for some time from the work of Gutenberg[1*] in the United States and Kanai and others[2,3] in Japan that significant amplification does indeed occur, at least for small earthquake motions. Ground motion measured over thick deposits of unconsolidated sediments showed amplitudes several times greater than at nearby sites on bedrock. The degree of amplification was approximately proportional to the thickness of unconsolidated material. More ominous, perhaps, was the observation that both the predominant period and the duration of motion were significantly greater over unconsolidated materials.

The key question is the extent to which these observations on small motions can be extrapolated to the large motions responsible for major earthquake damage. The importance of ground conditions as a factor in earthquake damage is beyond dispute. Wood[4,5] concluded

* Supercript numbers indicate literature references at and of paper

from his study of the distribution of damage in the San Francisco earthquake of 1906 that local geology was the primary factor controlling the damage pattern. The relationship between ground conditions and earthquake damage has been further documented by Duke[6].

The point is dramatically illustrated by Figure 1, a photograph by Robert E. Wallace of damage at Varto, Turkey in the earthquake of 1966. The buildings in the photograph are all modern, reinforced-concrete structures, built at essentially the same time. Most of the buildings located on the sediments of the old stream channel collapsed, whereas the adjacent structures stood. A rather frightening aspect of this picture is that the contrasting ground conditions are not bedrock versus unconsolidated materials. Such a contrast would be easily recognized. The contrast here is a rather subtle one between the soft, water-saturated sediments in the old stream channel and the gravel sediments of the bank.

Although the fact of greater damage over soft ground is not seriously disputed, there is some disagreement as to what extent the increased damage is due to enhanced ground shaking as opposed to other factors. Steinbrugge[7] believes that settlement during earthquakes combined with added loads placed on structures by pre-earthquake settlement are significant factors. In designating areas of special hazard it might not be of prime importance to know whether ground amplification or other factors are more important, but in devising remedial measures it would be important to know. Is it the building that needs strengthening, or the foundation?

Intensive research is underway in the U. S. to obtain better information on ground amplification. The strong motion records of the U. S. Coast and Geodetic Survey are data of major importance. Wiggins[8] used those records in a study of the influence of site conditions on

earthquake intensity. Other investigations based on these records are underway, including work by C. M. Duke at the University of California, Los Angeles.

Work is also continuing on the recording of small motions from distant earthquakes and nuclear explosions as well as small local earthquakes. The advantage of this approach is that it makes possible the collection of data from a large number of different sites within a reasonable length of time. The U. S. Geological Survey's National Center for Earthquake Research has recorded seismic waves from distant nuclear explosions, at a number of recording sites around San Francisco Bay. This is a part of the Center's comprehensive investigation of the geology of the San Francisco Bay sediments, their seismic response and engineering properties. Examples of these recordings are given in Figure 2, taken from the work of Roger Borcherdt[9]. The records in Figure 2 show the horizonal ground motion at three sites underlain by varying thicknesses of unconsolidated material referred to as the younger bay mud. Also shown are recordings at site S1 on bedrock. (The seismometers used were 1-Hz EV17 units with response essentially proportional to ground velocity for frequencies above 2Hz.) The two sites underlain by more than 50 feet of younger bay mud show maximum amplitudes 7 to 10 times greater than the bedrock site. The amplitudes at sites on bay mud show a general increase with increasing thickness of the mud layer. The duration of shaking is longer at bay mud sites than over bedrock.

Similar measurements have been made by the U. S. Coast and Geodetic Survey at a number of localities. Near Ft. Tejon in southern California recordings of distant earthquakes were made at two sites on bedrock and one on alluvium. Some of these records have been analyzed by Brady[10].

Fourier amplitude spectra computed by him indicate amplification at the alluvium site of 3 to 5 times in the period range from one-half to three seconds.

The Coast and Geodetic Survey is also carrying out a ground amplification study in Caracas, Venezuela, under the leadership of S. T. Algermissen. One of the purposes is to explain the sharply localized damage pattern during the Caracas earthquake of July, 1967. The study is being done by Kanai's method, which uses two instruments. One is located at a permanent station on bedrock and the other is moved from point to point along a profile over the ground to be studied. Microseisms and small earthquakes are recorded simultaneously by the two instruments. Fourier amplitude spectra are computed for both records, and the spectrum of the profile record is normalized by dividing by the base station spectrum. The normalized spectra are then compared along the profile to determine the amplification characteristics.

The principal question concerning amplification factors derived from these measurements of small motions is the extent to which they can be extrapolated to earthquake motions of destructive amplitude. As has been argued by Seed and Idriss[11], the effective shear modulus and damping charactaristics of soils are properties that are strongly strain dependent, and different behavior must be expected for large strains. Idriss and Seed [12,13] have recently developed a computer method for predicting the surface response of a soil deposit to a given input motion at the underlying rock surface. The method is an equivalent linear lumped-mass analysis. It assumes knowledge of the shear moduli and damping ratios of the soil materials as functions of cyclic shear strain. Such data is taken from laboratory measurements. Trial values of the soil properties are chosen for each of a number of layers based on assumed values of strain. The analysis is then run and the average strain computed in each layer. If the computed values differ significantly from those assumed, new values are chosen. The process is repeated until satisfactory agreement is obtained. Ground accelerations computed by Idriss and Seed using this method agreed rather well with the Coast and Geodetic Survey's strong-motion records from the San Francisco earthquake of 1957 (M=5.3). The method should prove to be extremely useful in extrapolating small motion data to the strong motion range.

In making such analyses it is important to consider the frequency content of the input motion. This point has been emphasized by Harold Olsen and Albert Chen (written communication) of the Geological Survey. The longer period motions to be expected in a major destructive earthquake may be amplified to a greater extent at sites on soft, unconsolidated materials than the shorter period motions in a smaller earthquake. This point is of particular importance in regard to seismic damage to multistory buildings.

Significant new data on the extrapolation of amplification factors from records of small motion have been obtained recently by Roger Borcherdt[9] of the Geological Survey. He computed spectral amplification curves for recordings of distant (530 km.) nuclear explosions at sites in San Francisco where the Coast and Geodetic Survey had strong motion records from the San Francisco earthquake of 1957. The spectral amplification curves for the nuclear explosions agreed well with those he computed from the strong motion records. Furthermore, the sites with greater amplification for small motions were the sites with the higher intensities in the 1906 earthquake (M=8.3).

Figure 3 is a map of the San Francisco Peninsula showing the recording sites and the instrumental epicenter of the 1957 earthquake. Site L5, Golden Gate Park, is located on bedrock. Note also sites K5, State Building, and P5, Southern Pacific Building. The numbers beside the sites indicate the amplification factors determined from the recording of a nuclear explosion by taking the ratio of the maximum amplitude recorded at the site to that recorded on bedrock at Golden Gate Park. The variations in distance from the sites to the epicenter are not great enough to affect the analysis. In order to examine amplification as a function of frequency and to compare the recordings of the nuclear explosion with the strong motion records, Borcherdt computed amplitude spectra (absolute value of Fourier transform) for the records. The spectra were appropriately smoothed to avoid the "leakage" problem.

Amplitude spectra for the sites on soft ground were normalized by dividing by the corresponding spectra computed for the site on bedrock at Golden Gate Park. The normalized spectra (amplification spectra) represent the amplification characteristics of the sites independent of the nature of the input motion and of the characteristics of the recording system.

Figure 4 shows the amplification spectra for the northeast component of motion at the Southern Pacific Building. The spectrum of a nuclear explosion is compared with that for the 1957 earthquake. Figure 5 presents the same comparison for the northwest and vertical components of motion. In the frequency band from 0.5 to 1.5 Hz the amplification for horizonal motion is of the order of 10. It is only 2 to 3 for vertical motion. The curves for the nuclear explosion and the earthquake are sufficiently similar to indicate that amplification spectra derived from measurements on small motions can be extrapolated at least to the level of the ground motion produced by a local earthquake of magnitude 5.3.

Figure 6 gives the amplification spectra for the recording site at the State Building. The two spectra for the east-west component of motion show satisfactory agreement. The agreement for the vertical component is not so good. No record was made of the north-south component from the nuclear explosion. As at the Southern Pacific Building, amplification is greater for horizontal than for vertical motion. Amplification of horizontal motion is significantly less at the State Building than at the Southern Pacific Building corresponding to a smaller depth to bedrock.

In the San Francisco earthquake of 1906 (M=8.3) Rossi-Forel intensity of VIII was experienced in the vicinity of the bedrock site at Golden Gate Park. Intensity VIII was also assigned to the State Building Site. At the Southern Pacific Building the intensity was IX to X corresponding to the much higher amplification spectra obtained from the small motion recordings. This suggests that amplification spectra can be used to identify areas of high intensity in future earthquakes.

The damage in the 1957 earthquake was greater at the Southern Pacific Building than at the State Building. In the 1906 earthquake, the damage in the area of the Southern Pacific Building was also greater than in the area of the State Building. This is what one would expect both from a comparison of the geologic conditions and from the amplification spectra. It is significant, however, that the maximum acceleration recorded in the 1957 earthquake was greater at the State Building than at the Southern Pacific Building. The reason for this is probably to be found in the fact that the predominant periods in the acceleration records were relatively short, about 0.2 seconds, compared to the period range which would be expected to cause damage.

In order to determine the role played by the building in amplification at the Southern Pacific Building site, the nuclear explosion was also recorded in a vacant lot about 150 feet from the building. Amplification spectra for the building relative to the empty lot are shown in Figure 7. Comparison with Figures 4 and 5 indicates that the building itself has a minor effect and that the ground conditions are the principal influence on the signal recorded in the building.

Closely related to the question of ground amplification are the problems of ground failure triggered by earthquake motion. Modes of failure include settlement resulting from compaction of sands, liquefaction of saturated sands and loss of strength in sensitive clays. The consequences of liquefaction were dramatically illustrated in the Niigata earthquake of 1964 by the severe tilting of buildings, in one case to an angle of 80°. Most of the damage at Anchorage in the Alaskan earthquake of 1964 was the result of massive landslides caused by liquefaction of sand lenses or loss of strength in sensitive clays. An excellent review of soil stability problems caused by earthquakes has been published by Seed[14].

These problems have only begun to receive adequate attention within the last few years. The U. S. Geological Survey has underway a program of research in engineering geology and soils engineering designed to develop criteria for predicting the behavior of unconsolidated materials under earthquake motion and for delineating areas subject to various forms of ground failure. Laboratory work is being done to clarify the physical mechanisms controlling the process of liquefaction of sands and theoretical work is underway on the development of methods of dynamic stability analysis in complex geologic systems.

Extensive research on these problems is underway in the United States by other government agencies, universities, and private engineering firms. I won't even attempt to summarize all this effort but will mention as significant examples the work of Seed and Idriss[15] on liquefaction and that of Seed[16] and Idriss[17] on slope stability.

March 15, 1969

REFERENCES

1. Gutenberg, B., The Effects of Ground on Earthquake Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 47, p. 221-251, 1957.

2. Kanai, K., Tanaka, T., and Osada, K., Measurement of the Microtremor, I, Bulletin of the Earthquake Research Institute, vol. 32, Part 2, p. 199-209, 1954.

3. Kanai, K., Tanaka, T., and Yoshizawa, S., Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground (multiple reflection problem), Bulletin of the Earthquake Research Institute, vol. 37, Part I, p. 53-88, 1959.

4. Wood, H. O., Distribution of Apparent Intensity in San Francisco, The California Earthquake of April 18, 1906, Report of the State Earthquake Investigation Commission, p. 220-245, Carnegie Institution of Washington, Washington, D. C., 1908.

5. Wood, H. O., Apparent Intensity and Surface Geology, Bulletin of the National Research Council, Number 90, Physics of the Earth-VI, Seismology, p. 67-82, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, D. C., 1933.

6. Duke, C. M., Effects of Ground on the Destructiveness of Large Earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, vol. 84, no. SM3, August 1958.

7. Steinbrugge, K. V., Earthquake Hazard in the San Francisco Bay Area: A Continuing Problem in Public Policy, Institute of Governmental Studies, University of California, Berkeley, 80 p., 1968.

8. Wiggins, J. H., Effects of Site Conditions on Earthquake Intensity, Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, vol. 90, p. 279-313, 1964.

9. Borcherdt, R. D., Effects of Local Geology on Ground Motion Near San Francisco Bay, to be published in Bulletin of the Seismological Society of America, 1969.

10. Brady, A. G., Studies of Response to Earthquake Ground Motion, Ph. D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California, 156 p., 1966.

11. Seed, H. B., and Idriss, I. M., The influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes, Research Report, Soils Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, 31 p., 1968.

12. Idriss, I. M., and Seed, H. B., Response of Horizontal Soil Layers During Earthquakes, Research Report, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, 36 p., 1967.

13. Idriss, I. M., and Seed, H. B., An Analysis of Ground Motions During the 1957 San Francisco Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 58, p. 2013-2032, 1968.

14. Seed, H. B., Soil Stability Problems caused by Earthquakes, Research Report, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, 20 p., 1967.

15. Seed, H. B., and Idriss, I. M., An Analysis of Soil Liquefaction in the Niigata Earthquake, Research Report, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, 30 p., 1966.

16. Seed, H. B., Slope Stability During Earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 93, p. 299-323, 1967.

17. Idriss, I. M., Finite Element Analysis for the Seismic Response of Earth Dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, vol. 94, p. 617-636, 1968.



Photograph by Robert E. Wallace
U.S. Geological Survey

Figure 1. Earthquake damage commonly is much more severe in buildings situated on water saturated alluvium. Here twelve of fourteen buildings situated on an old river channel collapsed whereas buildings on an adjacent dry bench did not. Earthquake of 1966, Varto, Turkey.

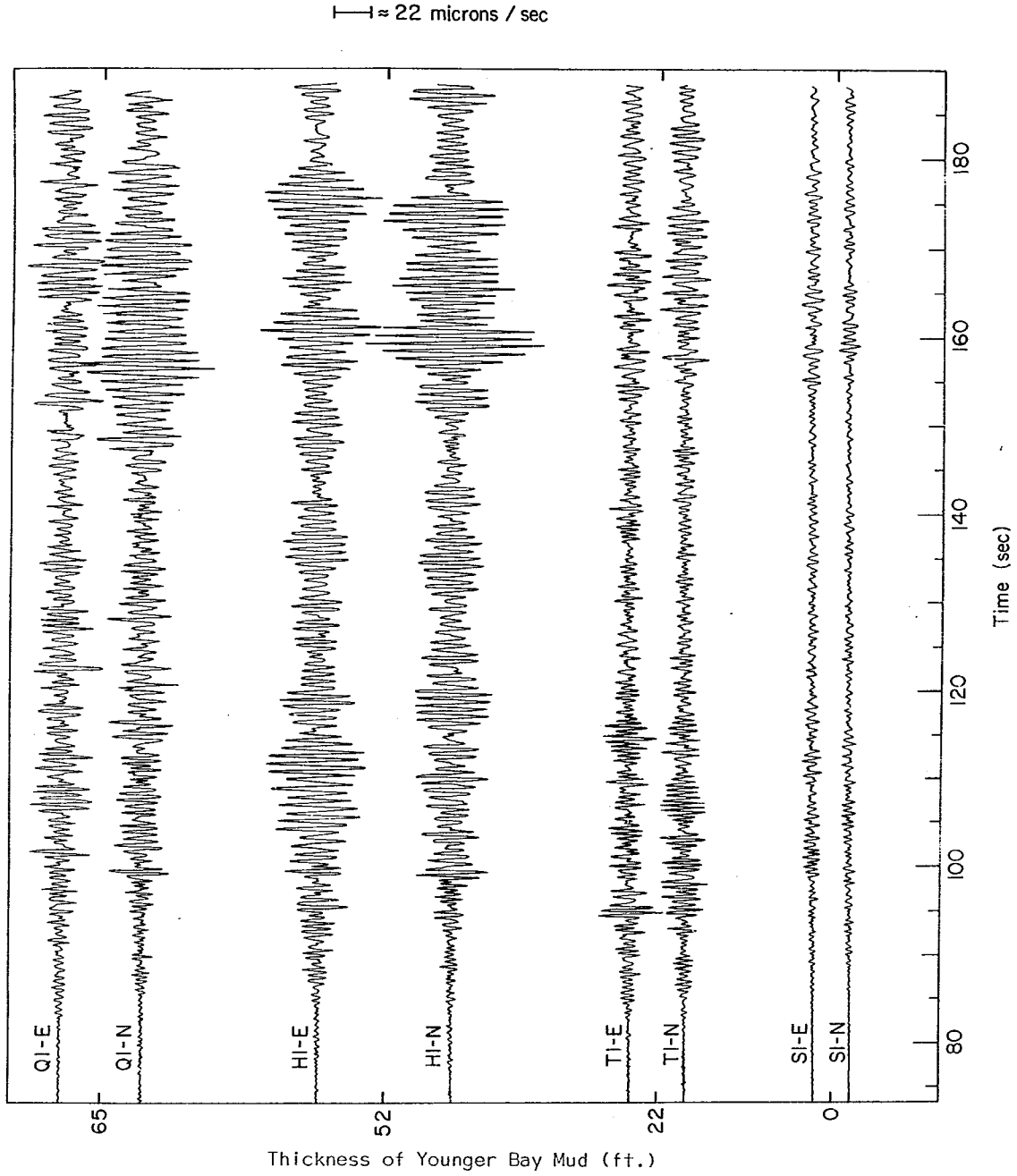


Figure 2. Recordings of horizontal ground motion from a distant nuclear explosion. The thickness of younger bay mud at each recording site is shown. Magnification at all instruments is the same. (After Borcherdt[9])

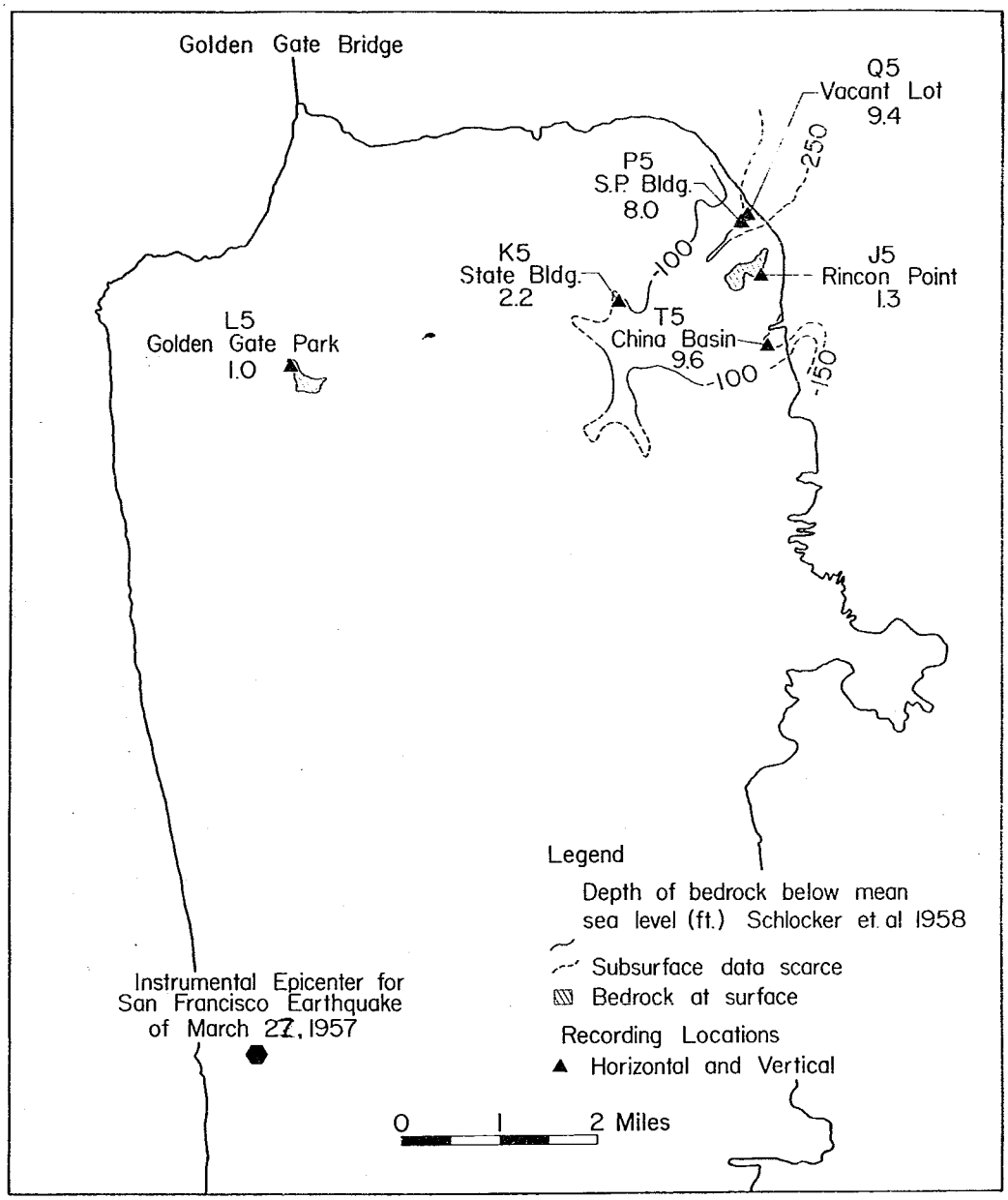


Figure 3. Locations of recording sites in downtown San Francisco. (After Borcherdt[9])

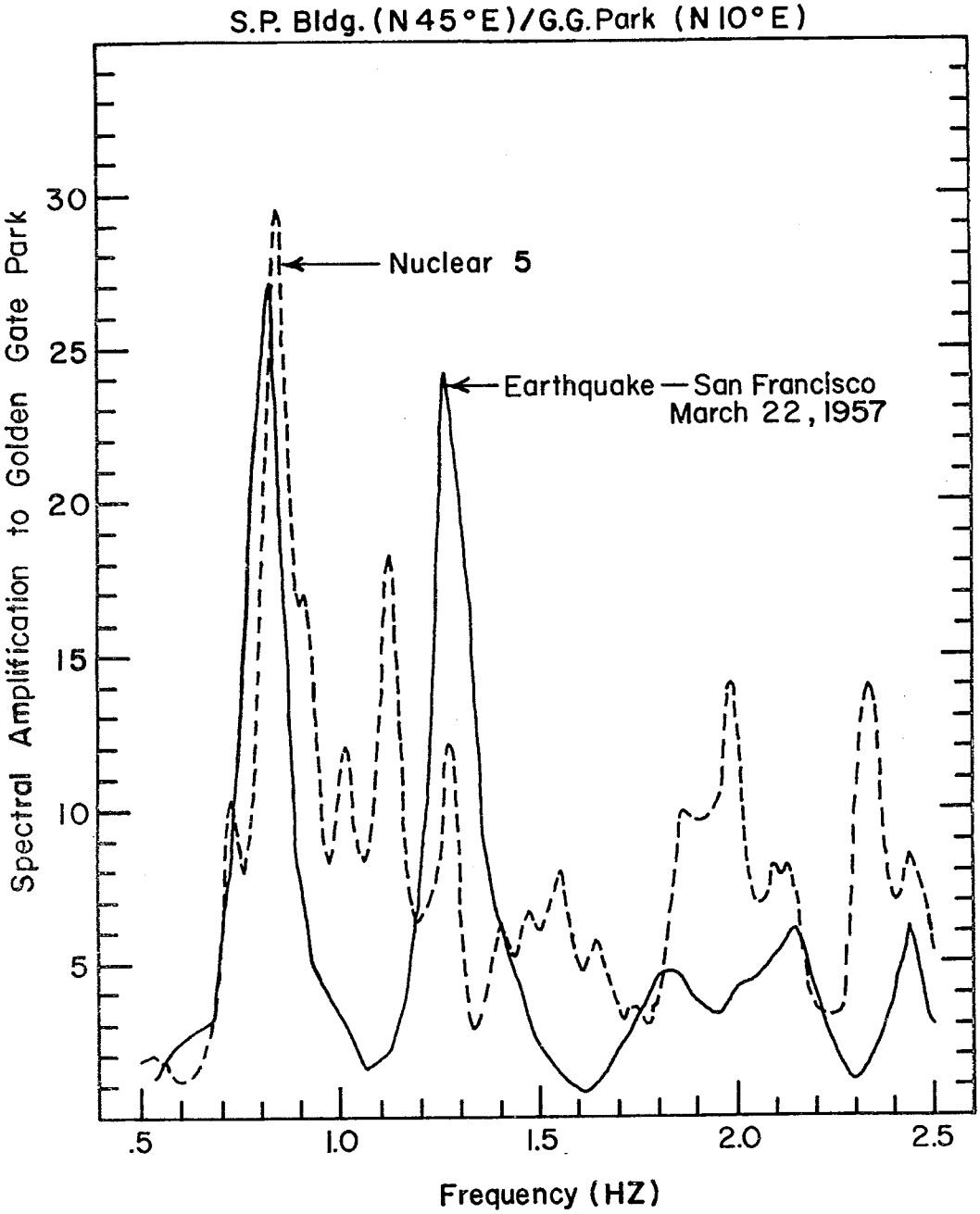


Figure 4. Horizontal spectral amplifications to Golden Gate Park determined from recordings of nuclear explosion 5 and the San Francisco earthquake of March 22, 1957, in the basement of the Southern Pacific Bldg. (After Borcherdt[9])

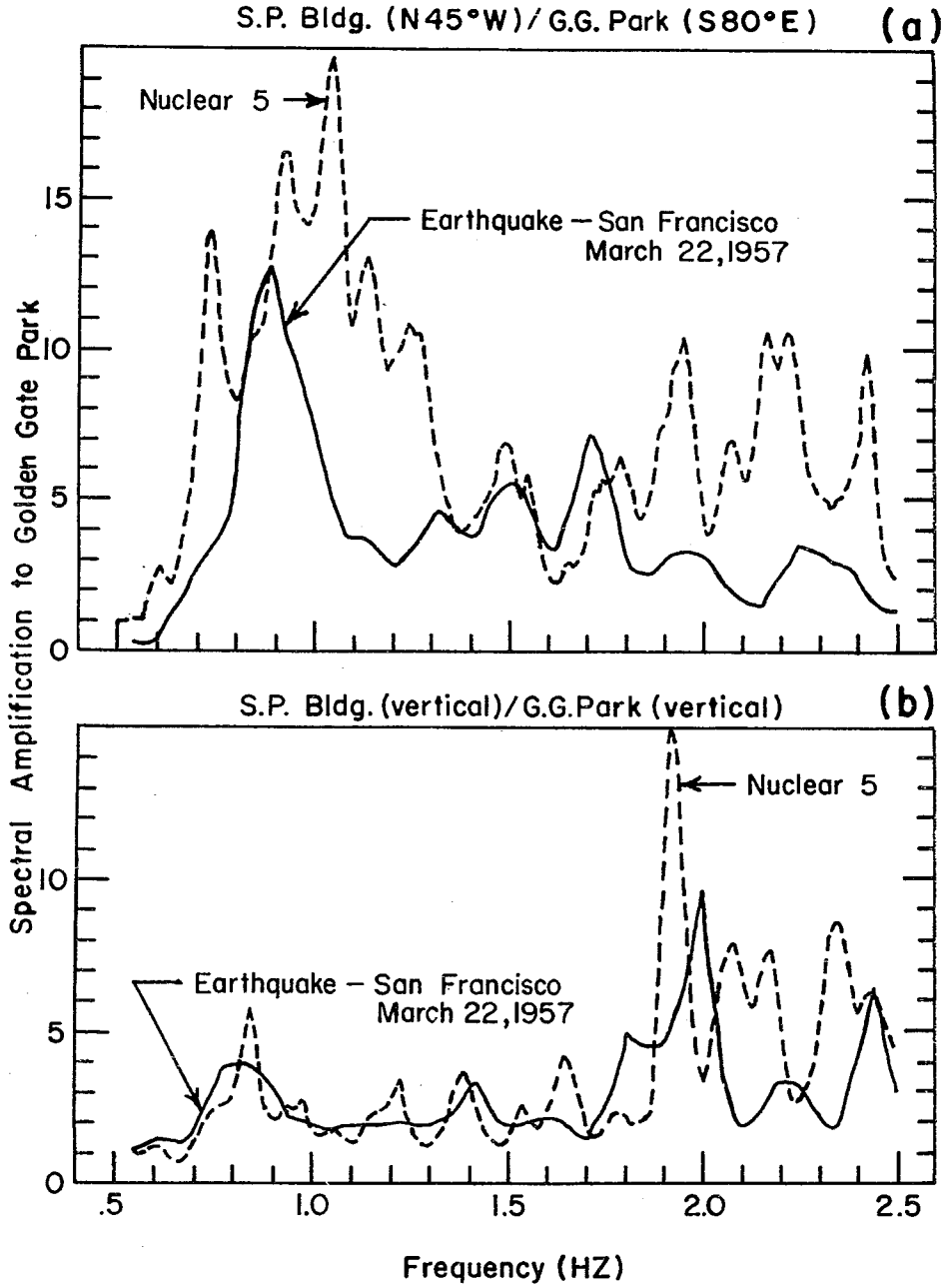


Figure 5. Horizontal (a) and vertical spectral amplifications (b) to the Golden Gate Park determined from recordings of nuclear explosion 5 and the San Francisco earthquake of March 22, 1957, in the basement of the Southern Pacific Building. (After Borcherdt[9])

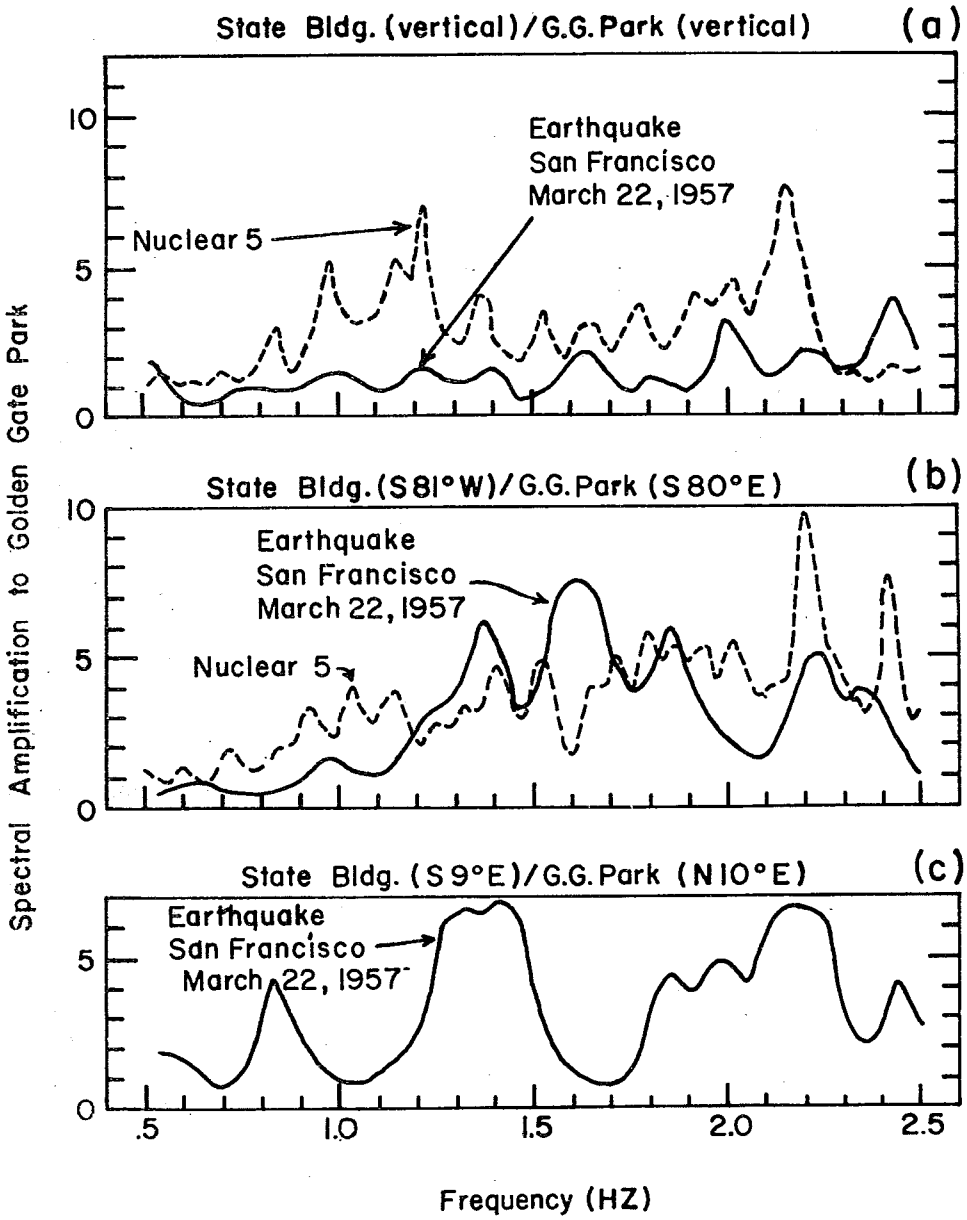


Figure 6. Vertical (a) and Horizontal spectral amplifications (b and c) to Golden Gate Park determined from recordings of nuclear explosion 5 and the San Francisco earthquake of March 22, 1957, in the basement of the State Bldg. (After Borcherdt[9])

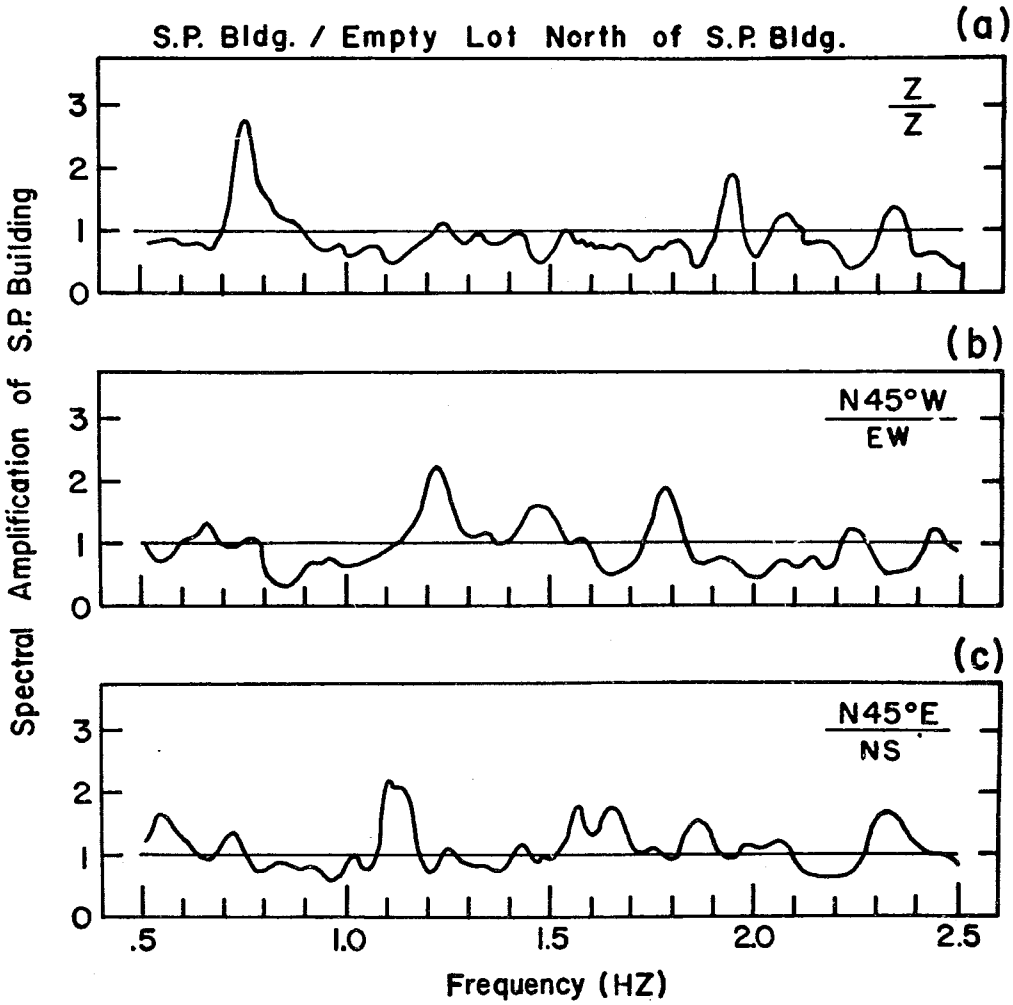


Figure 7. Vertical (a) and Horizontal (b and c) spectral amplifications computed from recordings of nuclear explosion 5 in the basement of the Southern Pacific Building and in a vacant lot about 150 feet north of the building. (After Borcherdt[9])

4. 8　強風および地震災害保険

1.　建築災害とわが国の地震保険

日本大学講師　工博　　亀　井　幸次郎

1. ま　え　が　き

日本における建築構造学の目覚ましい発達を促進したのは，人為たると自然たるとを問わず，建築物が各種災害によつて甚大な影響を受けてきたからである，といつても言い過ぎではないような気がする。少なくとも，明治時代より甚大な破壊現象をもたらした大規模地震災害は，わが国独特の耐震構造学の進歩発達を促進せしめたのは争えない。例えば明治24年（1891）の濃尾大地震が震災予防調査会という組織を設置させたという事実の外に，明治以来輸入された西洋の建築技法による煉瓦造りの建築物や橋脚などの崩壊と破壊が非常に目立つたばかりでなく，地震国日本においては，このような工法によつて建物を建築することは不向きであることを実証したのである。その結果耐震的建築工法開発の必要を強く認識したのである。

特に1906年のサンフランシスコ大震火災の実態を調査して帰朝した故佐野利器先生は，収集してきた調査資料を基礎として耐震構造の研究を進め，その成果を家屋耐震構造論（上下二巻）としてまとめ，震災予防調査会に提出したのである[*1]。日本の建築学会は，これを契機として，建築の工学的方面の研究を非常に刺激し，多数の若い学徒がこれに参加し，今日の華ばなしい発達をもたらした基礎を据えたことは確かである。ところが大正12年（1923）9月1日の関東大震災は，日本の大都市中枢部を構成する建築物は，耐震耐火性の建物でなければならないことを更に決定付けた。しかるに当時の政府や世論の動向が必ずしも建築家やその他進歩的文化人の希望と一致しなかつた。従つて大規模のビルを耐震耐火造にするということは今日ほど顕著ではなく，主として当時の市街地建築物法（今日の建築基準法）の改正といつた程度でお茶を濁さざるを得ない客観状勢に置かれていた。しかしながらこの間にあつて発生した多数の大災害は否応なしに災害の実態における建築工学調査研究を刺激し，多くの研究成果をもたらし建築の防災工法の進歩発達を促進してきたのは事実である。

このようにして，われわれは敗戦というきびしい現実をむかえると，ほとんど同時に終戦の混乱期に突入し，建築法規の無政府時代を招来したのである。だがこのような混乱期も何時までも長続

本報告は建築雑誌（昭和43年12月号）より転載したものである。

＊1　震災予防調査会報告，第83号（甲）および（乙）大正5年6月および同12月

きする筈はなく，世の中の秩序回復に伴ない乱れた無政府的建築法に秩序を与え，都市建築の乱雑化の防止に役立てようとしたのが，終戦後の建築基準法であろう。

しかし大正の大震火災以後貫いてきた都市建築の耐震・耐火造化への強い信念は，この新しい基準法のなかには，相当程度の緩和の状態で残されたに過ぎなかつた[*2]。従つていわゆる耐火造建物でも燃えかつ甚大な災害を被る危険性を内蔵している事実を幾多の災害実例があますところなく実証してきた[*3]。そしてあるときは緩和しまたあるときは強化し，ということで幾度か法の改正が行なわれてきたのである。だがそのことは必ずしも建築災害の減少という効果をもたらさなかつた。

この間にあつて，大都市（特に東京・横浜・京都・大阪，その他国際的観光都市）の建築活動に強い刺激を与え，かつ設備投資に巨額な資本を注ぐ動機を与えたのは，何といつてもオリンピックの誘致という事実であつた。東京はこれを契機として，過去の二回の機会も逸してきた都市改造を，ある程度実現したのである。すなわち都市の立体化を中枢部において具体化したのである。しかも耐震構造法も従来の高さ 31 m までの建物に対し剛構造法一本立てで対処してきたものに，柔構造法というのが新たに加わつて，20 ～ 40階くらいの超高層ビルを建築し得る可能性を，霞が関ビル建築で実証したのである。

しかしながらこのような新しい構造学の発達が，多数の建築物が毎年被つている建築災害への不安を除却したということにはならなかつた。そこに筆者がこれから述べようとする一種の防災に関する問題点がある。それはもしも建築物が災害によつて甚大な損失を被つても経済的に再起し得る方法があるということである。それは損保という仕組みを導入することであろう。というのは，現在時点におけるわれわれの建築工学の研究目標は，人命を損じても骨組さえ残れば，設計者としては目的を達したのだといつた過去の生産優先の姿勢は許されなくなつたものと判断するからである[*4]。しかも地震学のなかで予知が，計測学や計測器械の開発で可能となつたとしても，見透しが付かない今日，何時発生するかも知れない大地震（少なくとも関東地震程度のもの）に備えての防災工学的要件を設計のなかに折り込んでおく必要は，当然すぎる程当然の常識でありたいと望むのは，筆者だけの願望であろうか。

けれども，どのように防災工学上の要件を折り込んだ巧みな設計の建築物といえども，あらゆる災害に対処して絶対的に安全であるといつた建物は存在し得ないというのが筆者の見方である。

＊2　いずれもその時代を支配する権力者の意志に従つて，それぞれの理由を付して緩和させられてきたのは事実である。

＊3　木造や鉄骨造に比較しての耐火性であるというに過ぎない。

＊4　設計段階において長期消費材としてより短期消費材として回転を早めるような設計が企業的には有利であるといつた米国的考え方は，人命尊重という視点から再検討さるべきであろう。

ましてや大地震発生の予想が付かない現時点において，われわれのなし得る可能性は，何時そのような大地震に直面しても被害を最少限度に喰い止めようとする努力より外仕方がないのである。しかもその最少限の範囲で万が一その災害に直面して甚大な損傷を被つた場合どうするか，といつた問題が頭のなかに浮かんでくる。ここに人間が共同的集団社会を形成して生活を営む場の経済的安全性に関する願望から，相互扶助という哲学の上に，生活の知恵として創意工夫された共済的損害保険（以下損保と略称する）という仕組が存在するのではなかろうか。

2. 災害と損害保険

いうまでもなくわれわれが日々生活している周囲を見回すと，如何に多くの偶発性のある危険に包囲され，しかも何時それらに直面して生命と財産を失うかも知れないという状態に置かれているのを認識する。長い時間または長期間の蓄積によつてもたらされる公害を除き，われわれの身の回りを囲んでいるこのような偶発性のある災害というものは，火災のみならず，風水災，雪災，地震および爆災など数え上げればまい挙にいとまがない程無数ある。損保という仕組は，保険学的にはいろいろな説または定義が存在するであろうが，とにかくこれらの危険による経済的損失より逃れたいという，人間本来の本能に等しい要求を満足せしめる一種の生活の知恵であるとみなすことができよう。

従つて被保険は彼等の持つ危険コストに応じた保険料を支払つて約束の期間（または契約期間）の安全性を購入し，保険者（Underwriters ）は，その反対に，危険に見合つた保険料を受取つて危険を引き受け安全を売る，といつた仕組であるといえよう。これは成田山の信仰と頗る似ている。だがそれは似て非なるものであるともいえる。というのは成田山では納めたお賽銭で安心という信仰を得るかも知れないが，万が一災害に直面し具体的に損害を被つた場合，成田山はビタ一文も支払つてくれないのに対し，損害保険という仕組は契約額を基礎に損傷の程度に応じた金額が支払われることになつているからである。従つて物それ自体は災害で消滅しても，復旧が可能であるように契約に応じて金額が支払われるところに経済的防災性の意義があると思う。これが現代の文化社会に生存するために人間があみ出した生活の知恵である。ところで「地震・雷・火事・なんとか」というがこの「なんとか」はさておき，地震というものはその昔より恐ろしい災害であることには間違いない。だがこの恐ろしい大地震の周期に対し河角博士は統計的研究結果として 69 年説を 4，5 年前に発表している。従つてもしもこの説の通りの周期で関東大地震程度のものが再発するとするならば，この 15 ～ 20 年の間に再びわれわれは，あの恐ろしい大地震に直面せざるを得ないわけである。しかもその 15 ～ 20 年というのが明日であるかも知れないという不安にさらさ

れているのが現実である。

3. 日本的地震保険の創設まで

一口に地震保険といつても簡単に説明できるようなものではない。ましてや如何なる基準によるものかなどという課題は筆者の能力以上のものである。従つてここでは最近発足をみたわが国の地震保険につき，臣視的に知れる範囲のラフスケツチをして与えられた課題の責を果したい（だがそれも与えられた頁の範囲内で上手に解説できるか頗る疑問であるが）。従つて以下貧弱な頭脳を絞つて，新たに発足をみた日本の地震保険の持つ特殊性を説明し，建築関係者のご理解に資しようとするものである。

地震国であるわが国において，地震保険の必要性が感じられ，いろいろな研究が行なわれてきたが容易に実現しなかつたのは，地震発生の頻度および損害の程度を把握するのがまことに困難であるということが理由の一つであつた。しかしながらわが国の地震学は，地震災害とこれに対応しようとした日本人の悪戦苦闘による努力の所産が，今日のような目覚ましい伸展をもたらしたものであるといえよう。すなわち明治24年に震災予防調査会という組織が設けられて以来，各方面の地震学者や研究家の努力によつて，目覚ましい進歩をとげ，地震史の研究も逐年その精度を高めつつあつたことも事実である。

日本損害保険協会は，昭和27年8月，地震，風水害保険調査委員会を設けて，住居用建物と家財を対象とした地震保険の研究に手を染めた。この研究は，損害保険料率算定会（以下損保算定会と略称する）の火災保険部および技術研究部が中心となつて，今日までの地震学の成果を利用して行なわれてきたものであつて，約1か年の検討の結果，全社プール制と政府が再保険を引き受けるということを大体の構想としてまとめられたのである。けれども当時政府側に引受方策がたたなかつたので，実現をみるに至らなかつたものである。

ところが国の高度成長の結果は，損保事業の体質改善という要請と相俟つて，昭和39年4月1日にはIMF[*5] 8条国に移行し，また同月28日にはOECD[*6] に加盟すると，自由化の波は産業界全体を大きくゆさぶり，わが損保事業界もその圏外に立つていることが許されなくなつた。そして自由化を指向した各種の検討がOECDのなかで進められていつたのである。

このような情勢のなかにあつて，保険審議会は，わが国損害保険会社の国際競争力強化のための

＊5　国際通貨基金（International Monetary Fund）

＊6　経済協力開発機構（Organization for Economic Co-operation and Development）

体質改善について審議を重ねられていた。

この審議の過程のなかで，担保範囲の拡張といつた課題の一つに「地震保険および風水害保険の研究」が示唆された。けれども協会会長から地震保険および風水害保険は，実施をはばむ困難な理由があつて，私企業としてその全面的引受けには踏み切れないまま今日に至つており，現在でもその困難性に変りないが，なんらかの方法で社会の要求に応える具体策を考えたい」という旨が述べられた。そこで昭和38年1月日本損害保険協会理事会（以下協会理事と略称する）は企画委員会（委員長　水沢謙三氏）に対し，地震保険制度創設の可能性の有無につき，新たな角度から前向きの姿勢で研究すべきことを命じた。

この企画委員会は，下部機構として，地震保険専門委員会を設けて，これに技術的検討を行なわせつつ，約1年半にわたつて鋭意研究を重ねてきた結果，昭和39年4月，住宅総合保険に地震保険を5％自動的に付帯させる案と，定額任意付帯2案の案を企画委員会に報告した。

そこで企画委員会は，この2案について理事会への中間報告を準備する一方，さらに再保険の方式の検討に入つたのであるが，このとき新潟地震（昭和39年6月16日13時2分）が発生しこれがキッカケとなつて地震保険は，基礎的研究段階から急速に実施のため具体的検討へと大きく局面を転回せざるを得なくなつたのである。

当時，衆議院大蔵委員会は，たまたま保険業法の一部を改正する法律案を審査中であつた。大蔵委員は6月19日この保険業法改正法案を可決するに当たり，次の付帯決議を行なつた。すなわち「わが国のような地震国において，地震にともなう火災損害について，保険金支払いができないのは，保険制度上の問題である。

さし当り今回の地震災害に対しては，損保各社よりなんらかの措置を講ぜしめるよう指導を行ない，さらに既に実施している原子力保険の制度も勘案し，速やかに地震保険などの制度の確立を根本的に検討し，天災国ともいうべきわが国の損害保険制の一層の整備充実をはかるべきである」というのが，それである。

この決議を受けて，7月9日に開催された損害保険協会定例理事会は，さきに基礎的研究の終つていた地震保険の研究経過および構想について，企画委員会から中間報告を聴取するとともに，慎重審議の結果，満場一致で地震保険の創設を決議した。

4. この地震保険料率の計算条件

この度新たに発足をみた地震保険に関する料率計算の基礎的条件は次の5条件よりなつている。

① 計算の条件　地震保険で担保される危険は，約款に定める地震もしくは噴火およびこれによ

る津波（以下地震などという）である。

② 保険の目的（引受対象物件） 居住の用に供する建物または生活用動産に限る。

③ てん補される損害 約款に定める保険の目的について生じた損害に対して，それが全損である場合に限る。

④ 地震保険の金額 地震保険金額は，付帯する総合保険金額の３０％相当額とする。ただし建物にあつては９０万円，生活用動産にあつては６０万円をそれぞれ限度額とする。

⑤ 付加保険料率 普遍性をもつこの保険は地震保険なる本質に鑑み，できうる限り事業費率を圧縮する方針をとり，予定損害率を８０％とし，予定事業費率を２０％とす。

上記の諸条件のなかで，まず理解がむずかしいのは④と⑤であろう。従つて順序として④について簡単に述べれば，どのように高額の火災保険を付けそれに地震保険が（住宅総合保険あるいは店舗総合保険として）付加されていようとも，地震損害によつて支払われる金額は全損の場合に限るのであつて，それは建物にあつては９０万円，生活用動産にあつては６０万円を限度とする，という約束になつているのである（後章の計算を参照）。

また(5)は地震コスト（いわば純率に等しい）が８０％で残りの２０％はこの保険事業を運営して行く上の諸掛りということである。従つてこの２０％の内訳は代理店手数料１０％，社費 9.8％，そして損害査定費 0.２％ということになつている。

5. 地震保険の料率計算への基本資料

この保険の料率計算のために利用した資料はおおむね二つに大別することができる。その１）が主要な地震記録および２）が学者の理論などである。

１）地震記録

① 1498 年から 1964 年まで 467 年間に日本および隣接地域に生起し，災害をともなつた 320の地震（以下地震ａという）（理科年表：日本および隣地域大地震年代表）。

② 地震ａと同期間に生起した，噴火・遠海津波・地震による山津波（以下地震ｂという）（理科年表：日本の活休火山の噴火年代表，日本地震史料など）。

③ 1792 年以前の北海道の地震記録が不明であることに対する補正（以下地震ｃという）。

以上資料をａ，ｂ，ｃ，に分類して，取扱つた。

２）学者の理論と建物構造別を応用した料率計算法

① 上記地震ａのそれぞれにつき，マグニチュードと震央距離から各地区の震度を東大名誉教授河角広博士の理論に，地盤の良否を織り込んで求める。

② 木造建物の倒壊率と震度との関係を故物部長穂博士の理論にしたがつて求める。

③ 河角・岸上両博士の論査に基づく関係式より，木造建物の倒壊率から出火率を地区ごとに求め，これらの出火率に該当する地区の木造建物の数を乗じて地震出火数を算出する。

④ 地震出火数のうち，単位市街地面積あたりの延焼阻止不能の大火数とそれによる市街地焼失率との間には，ある関係があるので，この関係式から地震火災による焼失率を求める。

⑤ 倒壊による損害と焼失による損害との重複を調整し，各地震，各地区ごとの損傷度（倒壊・焼失率）を求める。

⑥ 津波による損傷度（流失率）は飯田汲事博士らの研究をもとに，地区別に求める。

⑦ 各地震などによる各地区の損傷度（倒壊・焼失および流失率）と当該地区の総地震保険金とから各地震等ごとの損害額を求め，これらを総合計して地震aによる総損害額とする。

⑧ 地震bおよび地震cによる総損害額として，地震aによる総損害額の5％を地震aによる総損害額に加え，その467分の1に相当する金額を木造建物ならびに生活用動産の1か年平均純保険料とし，これと次の項で述べる等地別地震保険金額とから等地別ロの構造の純保険料を算出し，これに付加保険料20％を織り込み，等地別ロの構造の地震保険料率を算定した。

⑨ イの構造の地震保険料率は，ロの構造の純保険料からイの構造の保険料の関係式にしたがい，⑧に述べた等地別ロの構造の純保険料率に準拠して，等地別イの構造の純保険料率を求め，これに付加保険料率20％を織り込み，等地別イの構造の地震保険料率を算定した。

6. 等地の地域別設定

この等地の地域別設定というのは，火災保険同様，公正妥当な料率算定の基本となるものである。このためまず河角博士による歴史時代からの日本各地の破壊的地震の頻度の大小と，次に明白な災歴と純保険料率算定に必要な専門学者の諸研究とを具備し，それらに基づいて算定された純保険料率の大きさとを等地の地域別設定の尺度とし，これに普遍性をもつこの保険の普及をはかりやすくすること，契約手続きなど保険事務処理の簡素化を合わせ勘案して，地震保険料率表に示すような3等地制をとったのである。

7. 地震危険と建物構造級別

地震保険に対する建物構造の良否は，以下記述する諸要因の総合結果の良否によってきまる。すなわち

a. 耐震性の良否（地震動に対する抵抗力の大小）

b．耐火性の良否（地震火災に対する抵抗力の大小）

c．耐浪性の良否（津波に対する抵抗力の大小）

建物の構造級別をきめた要件

前述のような手法で料率を計算するためには，建物の構造級別を次のような考え方で決めている。

a．地震動に対する耐震性・地震火災に対する耐火性・津波に対する耐浪性などを総合した地震危険からみた建物構造級別を，火災保険のための建物構造級別をもとに行なうには理論上の難点がある。

b．個々の建物について耐震性などを調べ，その級別を定めることは，専門家が行なえば可能であるが，普遍的にこれを実施するとなれば事実上不可能である。

c．常識的にみれば火災保険のための建物構造級別を，ある程度耐震・耐火的に級別することは可能である。

d．ブロック造・プレハブ造などは現在多少の問題をはらんでいるが，わが国の住宅政策上その奨励助成を求められる面もある。

e．この保険普及のため，契約手続き・統計作成など保険事務処理の簡素化をはかる必要がある。

以上のことから地震保険料率表に示すような火災保険料率表のA．B(B_1，B_2)建物構造を非木造建物類とみて，これをイの構造とし，その他の建物構造すなわちC．D建物構造を木造建物類とみて，これをロの構造とした。

8．地震保険の料率

上述のように最も重要な基礎的要件の一つである等地別は次のようである。

1）等地別

1等地　北海道，青森県，岩手県，宮城県，秋田県，山形県，福島県，茨城県，栃木県，群馬県，新潟県，富山県，石川県，山梨県，鳥取県，島根県，岡山県，広島県，山口県，徳島県，香川県，愛媛県，高知県，福岡県，佐賀県，長崎県，熊本県，大分県，宮崎県，鹿児島県

2等地　埼玉県，千葉県，東京都（ただし3等地を除く），神奈川県（ただし3等地を除く），長野県，福井県，岐阜県，静岡県，愛知県，三重県，滋賀県，京都府，大阪府，兵庫県，奈良県，和歌山県

3等地　東京都のうち墨田区・江東区・荒川区，神奈川県のうち横浜市の鶴見区・中区・西区および川崎市の東海道線以東の地区

2） 建物構造級別 *7

イ．構造　住宅物件料率表のAおよびB構造一般物件料率表のA，B_1 および B_2 構造

ロ．構造　住宅物件料率表および一般物件料率表のCおよびD構造

注　A……耐　火　構　造

B…… B_1 簡易耐火構造
B_2 不　燃　構　造

C……防　火　構　造

D……木　　造

3） 保険料率

料率というのは地震金額千円で保険期間1年に対応するものをいう。

単位・円

建物構造別＼等地別	1　等　地	2　等　地	3　等　地
イ　構　造	0.60	1.35	2.30
ロ　構　造	2.10	3.60	5.00

総合保険金額千円，保険期間1年に対応するのは下表の通りとする。

単位・円

建物構造別＼等地別	1　等　地	2　等　地	3　等　地
イ　構　造	0.60	0.405	0.69
ロ　構　造	0.63	1.08	1.50

注　総合保険金額が，建物300万円，生活用動産200万円をこえる保険料の算出は次の方式による。

建物 300 万円超　　$R \times \frac{300\text{万円}}{A}$

動産 200 万円超　　$R \times \frac{200\text{万円}}{A}$

上式でR……料率　　A……総合保険金額

9. あ　と　が　き

地震保険は，総合保険契約に付帯して引き受けられる建前であるから，総合保険で引受除外物件となっているものは，この保険でも引き受けることができないのも当然である。たとえば，居住の用に供される建物であつても，1,650m^2 以上の病院・ホテル・指定マーケット・特別危険品割増物

＊7　損害保険料率算定会刊行の住宅物件料率表　一般物件料率表　参照のこと。

件・火薬類販売店などは，この保険の対象物件とならない。

工場物件の構内に所在する住居専用建物（寄宿舎・アパートを含む）は，総合保険の対象であるから，この保険においても対象物件となる。

10. 計　算　例

地震保険金額は建物－90万円，家財－60万円が限度（地震保険金額限度額）である。従って，主契約保険金額に30％を乗じた額が，建物について90万円，家財について60万円をこえるときは，それぞれ90万円，60万円が地震保険金額になる。換言するならば，主契約である総合保険の保険金額が建物については300万円，家財については200万円をこえるときは，地震保険金額は，主契約の金額にかかわらず，建物90万円，家財60万円になるのである。

この保険金額限度額は，建物については1被保険者，1構内ごとに，家財については1世帯，1構内ごとに適用される。したがって，同一構内に同一被保険者の所有する建物が二つ以上ある場合には，地震保険金額は，次の通りあん分して定められる。

11. 同一構内に2以上の建物がある場合の限度額の適用

それぞれの建物に対して，主契約の保険金額の30％の額を計算した結果，その合計額が限度額90万円をこえたときは，その限度額90万円を，主契約の保険金額によってあん分した金額がそれぞれの建物に対する地震保険金額となる。

たとえば，主契約保険金額		限度額を適用しない場合の地震保険金額（30％）
母　屋	600万円	180万円
はなれ	300万円	90万円
計	900万円	270万円

このときは，

$$\text{母屋に対する地震保険金額} = 90\text{万円} \times \frac{600\text{万円}}{900\text{万円}} = 60\text{万円}$$

$$\text{はなれに対する地震保険金額} = 90\text{万円} \times \frac{300\text{万円}}{900\text{万円}} = 30\text{万円}$$

すなわち合計90万円が地震保険金額である。家財についても建物の場合と同様の方法によって限度額60万円を各収容建物ごとにあん分する。

以上のような計算例によつて日本特有の地震保険の性格を説明したつもりである。

この稿を草するのに参考とした図書は下記の通りである。

(1) 震災予防調査会報告，第83号甲および乙：大正5年6月および12月

(2) 萩原尊礼：地震の予知，地学出版社，昭和41年1月

(3) 損保協会監修：地震保険のすべて，保険毎日新聞社，41年8月

(4) 坪井忠二：新・地震の話，岩波新書，1967年5月

(5) 藤井陽一郎：日本の地震学，紀伊国屋書店，1967年8月

(6) 木村耕三：大地震の前後，総合図書，1968年2月

2. 米国における暴風災害保険

トーマス　R．キヤラウエイ

この議題のために準備された2つの論文を紹介します。最初は米国における暴風保険についての私の論文で，次のは地震保険についてのDressel氏の論文です。

この部会の主題は構造物をより耐風的に設計施工する工学的な取扱いですが，風害は米国では生活上，経済上見逃し得ない問題です。構造物の耐風設計は，経済上，美学上また使用上の必要条件の下で地理的な暴風による災害確率に関連して最良の建物とすることです。特定の建物の場合，風害の危険率が使用者によって容認されるかどうかが問題となります。一般に認められている安全限界以上には投資しないのが最適設計であるならば，この限界を越えた領域では保険が建物の使用者と投資者の両者を保護する基本的な媒体となるものです。

米国における暴風保険がいつ始められたかよく解っていません。初期の保険組織は，多く同業組合，宗教団体あるいは同じ民族の間での狭い地域社会の会員によって維持される相互組織で，暴風保険を火災保険に附加することが多くおこなわれました。

危険率についての記録が欠けているので，危険を最小評価し勝ちで，これら相互組織のある狭い地域に大被害が発生すると，しばしば破産に追いこまれたようです。

気象観測業務は1870年までは発足していませんので暴風の地域ごとの頻度推定をおこなうデータを集めるのには時間がかゝりました。

保険株式会社は，1822年までは暴風保険に興味を示しませんでしたが，1902年には30社が取扱い現在は3000社あまりに増加しています。

被害を及ぼす風は米国全土に及び，1963年から1967年の間アラスカ，ワシントンD.C.，ロードアイランド，プエルトリコを除いて3554のトルネードがあばれ，同じ時期に10のハリケーンが東海岸とメキシコ湾岸を襲っています。

被害額の大きさでは，1965年9月フロリダ，ルイジアナ，ミシシピーにおいて2日間の暴風のために，5億ドルの保険金支払の記録があります。この値は保険のかけられていない，あるいは低く見積られている古い建物があることを考えると実際の被害の一部に過ぎないのに注目すべきでしょう。

過去一世紀の暴風の頻度と強さから速度圧分布がまとめられ，毎時67マイル以下から100マイル以上の範囲で大陸内を5つに区分しております。

米国では暴風保険制度は私企業にまかされ，連邦保険は抵当によって保償された総額の払い戻し

にのみ関係していて，政府は厳密には風災の可能性の問題には関係していません。

連邦の事務局は暴風保険を要請していますが，実際の政策は各州の法規によって規制されています。

風害が保険に要求されている引受部分となりましたので，通常の拡張保険が自動的に，総合保険に用いられる基本条項の中の暴風保償に充当されたことは注目すべきことであります。

損害保償保険の品質と掛率は，各州の法律とこの分野の多数の会社の激烈な競走によって規制されています。保償は通常暴風被害に対してであって風害ではありません。暴風とは何かは微妙な問題で，通常は一ケ所以上で直接的被害を起す程の風速に達したとき暴風と定義するのが一般的な標準です。もしあるところで数軒の家が損傷しますと，附近で残りの家に何の損傷がなくてもこの標準に達し，十分提訴の根拠となり得るものです。

危険率が同じような州の間に小数の地方的組織はありますが，料金を決定する全国的な組織はありません。特殊な団体が，州法によって各種の名目とその要求に従う機能の下で認可されています。ある州の管理者は州自身の組織を持っていますが，このような組織の多くは本質的に会社の協会であります。

総合保償の下で組合せられる災害に対しては業務が完成しているため，それが不可能ではないとしても保険料の何%が暴風を含め与えられた時，与えられた災害の保償に帰与するものであるかを決めることは難しい問題です。被害の位置，頻度および大きさに関する統計的データの検討と，工学的判断および関連する各種の部門の全支出の評価が実際の料率を決めるでしょう。

保険が掛けられるためには，構造物は風害に耐えられるよう規準化されている必要があります。均一な水準を得る方法は建築法規の耐風設計の適用とその励行によらねばなりません。

自然災害は広範囲に甚大な被害を招くため，連邦政府は復旧の需要が保険によって保償され得る個々の財産を越えるものであり，個々の社会や州の経済的，技術的能力をこえるものであることを認めています。結局連邦の一連の法律は，被害が甚大とされる州の救助が目的となります。

救護所，輸送路，水道，電力そしてその他の生活上の建物以外のものが影響されるので，各省庁が災害救護局によって統合されます。

1965 年のハリケーンベッチイの後での復旧の場合のように，大災害を取扱うには特別立法がおこなわれます。このときの，5億ドルの保険金は受けた損害の半分にも足りませんでした。1965 年の立法の結果，住宅と都市開発局は南東部ハリケーン災害救助法の下に，洪水および地震を含む他の自然災害における財貨の損出をうけたところに財政的援助をおこなうための新たな方策の検討をおこないました。

地震保険の検討は2つの大きな時期に分かれます。

1. 米国商務省の環境科学サービス部の沿岸測地局によっておこなわれた研究による基本データの発表と，

2. 地震保険を準備する新たな方法に関する住宅と都市開発局の勧奨です。

地震によって損害を受ける人々を援助するために要求された2つの基本的データは

1. 強さ，あるいはマグニチュードによつて表わされる地震の頻度あるいは再現確率

2. 破壊的地震に際しての構造の種別による損害です。

アラスカとハワイを除き，米国の地震活動度は既往の地震記録によって展開されています。1638年からの26123 個の記録が集められていますが，1934 年以前は不完全です。そのうち75%は1930年以降のもので91%は1900 年以降です。記録された地震の65%はカリフォルニア，5%がネバタ，4%がモンタナで，10%がこれの近くの大平洋岸で，そして2%がカナダのセントローレンス渓谷で起きています。

住宅および都市開発局のために修正メルカリ震度階が歴史的記録の解析に用いられました。

地震の強さを一層よく理解するために，1900 年から1963年までの全記録に対する修正メルカリ震度階の最大値の分布を示す地図が用意されています。1900 年以前の記録を無視しますと米国の東部は地震がありません。しかし極めて稀ですが初期の記録は大地震が東部諸州に起ったことを示しています。

時間がありませんので，論文をはなれ，Sternberg Mcclure および Snow 氏が住宅局に書いた報告にふれたいと思います。

東部と西部での保険の形の違いを簡単にふれますと，西部では標準の火災保険の条項が使用されますが，東部では火災保険に附加されている住宅の保償を除いて，特別の地震と噴火の保険条項が用いられております。

西部では損害の15%までは小損害として免責となり，所有者の責任となります。東部では小損害のときの免責は強制されていませんが保険金の25%の信用供与が2%の小損害免責条項を適用するのに認められています。

西部の方法では，地震保険が火災保険の拡張として書かれているときは，このような保険は追加部分を保償する額だけ火災保険を拡大致します。東部では地震保険の金額は追加額で火災保険に寄与するものではありません。

検討の結果の一つとして，カリフオルニア地域では住宅はその建設月日と形式で格付がされます。1939 年が境でこの年地下室の代りにコンクリート床が，プラスターの代りに石膏ボードが一般に

用いられるようになりました。

建築年令と構造による格付けでの２０種類に加えて，被害による２４の組合せがあります。構造，内装，外装等の組合せによる各種の要素が危険率の算定に用いられています。

他の研究は一連の有効な小損害免責についての理論的解析です。100 ドルから1000 ドルの範囲で考える場合，ある金額と時価の５％を加えた場合，建物の格付に応じて建物の時価の１％から10％を考える場合の３種について検討されています。

保険の広範囲な取扱のことですから表面的なことしか申し上げられませんでした。料率の算定方式や保険についての報告の写しは福岡博士にゆだねたいと思います。

3. 討　　議

キャラウエイ　：暴風雨に対する災害保険と地震の災害保険は性格が違います。強風災害保険は，今世紀になりましてからは，私企業として有利な条件で成立するようになりました。Hurricane Betsy の場合，保険額は5億ドルに達しましたが，保険業界への打撃は一時的で，いまではこのような保険の会社の業務は活潑で，民間でも最も豊かな企業になつています。

地震保険も大きな問題はないようです。しかし，予測しえないような非常に大きな災害が，産業の分野にもたらされた場合には，やはり政府が乗り出す必要があるでしょう。

多　　田　：　米国では，橋梁に保険が掛けられていると聞いたことがありますが事実ですか。

キャラウエイ　：橋梁を含め大きな構造物は保険の対象となりますが，橋梁についてはScheffey氏がご存知と思います。

シェフィー：　有料橋とか民間鉄道の橋梁には保険が掛けられています。これは，主に強風と地震に関するものです。しかし地震保険の場合，金門橋のような大きな橋では，保険会社が十分に保償する能力がなく，一部分しか保険の対象とならないという問題があります。

州の道路橋には保険は掛けられていません。各州の橋梁の数は多く，危険が分散すると考えられるからです。

多　　田　：　保険を掛ける橋梁では，保険会社が設計施工を審査するため，常套的な設計になると聞きましたが。

シェフィー　：　保険会社が良い設計を妨げると云うようなことは聞いていません。しかし大きな有料橋の場合には，その建設の為の公債を買つた人々の利益を守るために保険をかけねばならないのです。

4. 所　　感

有　賀　世　治

1. 米国の風害がひどく風災保険が企業的に成り立つという体制には注目したい。

栗　林　栄　一

2. Callaway氏，および亀井氏の興味深い御報告から，つぎのことを知り得た。米国においては風害に関する保険は，すでに民間企業として採算の採れる事業となつているが震害に関しては，余りにもその損害額が莫大なる故に，未だ特殊な場合を除いて，保険企業として成り立つ見とうしも樹つていない。また震害の危険度に関する理念も確立していない。

また我国の地震保険は，云わば社会保障的な理念から，新潟地震を契機として生まれた政府管掌保険の一種であり，保険額は限定されている。

多　田　安　夫

3. 米国においては有料道路の橋梁にも保険をかけられている事例の報告をうけたが，今後日本においても地方自治体，特殊会社に有料道路を建設させようという動きがあるときに，興味ある報告であつた。

Thomas R. Callaway

Jhon T. Dressel

4. In rogard to benefits from the exchange and the conference, the UJNR activity is very timely in light of present activities in the Department. The Department of Housing and Urban Development is closely concerned with the problems of earthquake and flood damage. As a result, HUD has initiated activity within its own organization and has financed research activity by appropriate institutions in order to gather data for use in its own programs, and provide the basis for recommendation to the industry.

The Department's interest in improved construction and post disaster reconstruction stoms from its involvement in mortgage insurance and other housing programs plus its general concern for the housing industry in its role as the national housing and urban development agency. The present level of activity results from past disasters such as Hurricane Betsy and the Alaska

Earthquake which opened the general question of preparation for and response to natural disasters.

Recently, concern has increased relative to possible major damage due to intensified seismic activity in such areas as California.

With the above in mind, it can readily be seen that an exchange of data with a country such as Japan, which shares the hazards of wind and seismic activity, and in addition has an advanced research and applied engineering capacity, provides the Department with valuable data to supplement and compliment its own efforts and those of associated agencies in the design of wind and seismic resistant structures. Data from the continuing UJNR exchange generally and the information exchanged during the recont conference on Wind and Earthquake Resistant Design Criteria of Buildings in particular will be a part of the basis for recommendations to the construction industry, re-evaluation of the Department's programs, plans for future insurance programs and disaster response, and will eventually be reflected in improved standards for the guidance of architects and engineers in the design and construction of improved housing and related amenities.

A further benefit to the Department involves the establishment of personal contacts with our Japanese counterparts which will undoubtedly result in a better understanding of common problems and potential solutions, leading to a broadened and improved exchange of data in the future.

5. WINDSTORM INSURANCE IN THE UNITED STATES

by Thomas R. Callaway*
Department of Housing and
Urban Development
Washington,D. C.

Introduction

While a major concern of this panel is the engineering concepts and techniques applicable to the design and construction of more completely wind resistant structures, damage from windstorms in the United States is still a fact of life -- and economics. While the professional designer is capable of creating structures which are virtually wind proof, he must accommodate himself to limitations arising from available economic resources and aesthetic and space use demands. These considerations may limit the structural capacity of his building or encourage the use of forms which, though highly resistant to damage, may be vulnerable under extreme conditions. As a result, a point of balance must be reached in construction of the best building possible, within the necessary limitations and in keeping with the probability that its geographic location will be hit by damaging winds. Therefore, if the ultimate insurance against damage cannot be provided structurally, another type of insurance -- that of being financially able to repair or rebuild if necessary -- must be found.

Over the past century, insurance companies have greatly broadened their approach to what risks can and will be covered. While there is some truth in the statement that today anything can be insured against any risk for a price, the more meaningful question is whether the margin of risk of wind damage for a particular structure in a particular location can reasonably be borne by the

---

* Chief, Technical Services Staff
Division of International Affairs

user of that structure. In other words, what is the optimum engineering design in view of the necessity to minimize investment beyond the point where life safety is reasonably assured. Beyond that point, insurance coverage becomes the basic medium for protecting both the user of and the investor in a given structure.

History

Like so many processes and procedures that we have come to take for granted, the exact origin of windstorm insurance in the United States is obscure. Most of the pioneer companies in this field have long since ceased to exist, and records have, in many cases, disappeared as well. There was no central repository for data or for mandatory, systematic reporting policies sold until the State of Iowa amended its law relating to mutual associations in 1878. This amendment provided for annual reporting by insurance associations on "loss or damage by tornadoes, lightning, hail, cyclones and windstorms." (See A. M. Upham, Origin and Development of Tornado Insurance.)(1)*

a. Mutuals

Many of the first insuring bodies were mutuals, made up of individuals of the same trade or profession, religious group, or national origin, living in small geographic areas and depending entirely on their memberships for financial support. They formed mutual associations spontaneously, without reference to laws or regulating bodies which were then generally non-existent. Once insurance laws came into being, however,

* Number in parentheses indicate literature references at the end of this paper.

records were required to be kept, and the course of historical development becomes much more clear.

Upham relates what he believes to be the first existing record of a wind insurance policy as being written in 1854 by the Line Lexington Mutual Fire and Storm Insurance Company, Lansdale, Pennsylvania. It is quite possible that similar policies may date back to that company's charter year of 1843. Such coverage may well even have been based on the experience of other previous insuring organizations.

Chester A. Kline, in Windstorm Insurance, A Survey of the Nature, Development and Present Status of Losses on Land Due to Windstorm (1931) records that "insurance against loss by fire or storm" was being sold by mutual companies in rural Pennsylvania in 1858.(2) Both Kline and Upham describe the early farm mutual insurance associations of Pennsylvania as frequent sources of windstorm damage insurance often provided as an addition to some other type of coverage such as fire.

As a case in point, Upham records what is now an amusing story, but at the time of its occurrence was a deadly serious matter. A group of German settlers in the State of Pennsylvania were losing their animals to thieves. As a result, they formed "The Horse Thief Protective Association" to cover their losses through mutual insurance. The same organization later wrote policies on fire, storm and lightning damage and became "The Farmers' Mutual Insurance Company."

Several sources indicate that early mutual insuring associations charged an annual premium of $1 per $1000 of value insured. Such premiums were necessarily based on personal judgment or pure guess work, in view of the lack of recorded experience of risk. It is likely that under-estimates of risk, coinciding with incidents of major damage in the small local areas served by these early mutuals probably brought many of them to an abrupt bankruptcy.

By the 1880s, some 30 to 50 mutuals were active in the field of windstorm insurance all being local and basically rural in character. Failures were still frequent; even with broadening experience in the writing of policies, the lack of weather data and a reliable means of predicting the probable frequency of damaging storms made such enterprises a continuing gamble with nature. The Signal Service (later to become the United States Weather Bureau) was not established until 1870, and it was some time before sufficient data was collected to make relative storm frequency predictions on a regional basis a realistic process.

b. Stock Companies

Kline states that the first joint stock insurance company was the German Insurance Company of Freeport, Illinois. It was not until 1882, however, that such stock insurance companies considered windstorm coverage an acceptable risk. Even then, these companies were less than enthusiastic about such coverage. Upham records a letter written in that year by H.M. Mogill, a respected officer of the Phoenix Insurance Company of Hartford,

Connecticut, which reads in part:

> "we beg to say that windstorms be entirely foreign to the business of fire insurance in which we are engaged. We have nothing to do therewith. Neither do we suppose that any respectable fire company does, but only such companies as must resort to some ludicrous method or worse in order to get any business. One would hardly expect to find ready-made horse shoes for sale in a hat store, yet such a commodity would have as fit a place in such a stock as windstorms have in the business of fire insurance."

In spite of all doubts and difficulties, the windstorm insurance business grew, and by 1902 some 32 stock companies were active in this field on a permanent basis. This number had increased to 299 by 1929, and today over 3000 companies write various forms of property and liability insurance which include windstorm coverage.

3. Policy Forms

While even in the 19th Century separate policies could be obtained on wind risk alone, most coverage was obtained by attaching a rider to existing fire coverage. In several states where this practice was illegal, a separate policy had to be issued. Kline indicates that a typical rider form was as follows:

> This Slip to Attach to and Form a Part of Policy No.....
>
> In consideration of the payment of .....dollars extra premium, this policy to cover loss or damage by Tornado or Cyclone, under the express terms and conditions that the loss on any building must exceed fifty dollars before a claim can be made; also that hay and grain while in stack in field, not insured against Tornado and Cyclone.
>
> The terms and conditions of this slip be null and void unless countersigned by the authorized and commissioned agent for this Company at .....
>
> Countersigned this .....day of .....18..

Though this type of wording was used quite frequently, nothing resembling a uniform windstorm insurance policy was adopted until 1905. At that time, representatives of all companies writing such policies met in Chicago, Illinois, to consider tornado coverage. A uniform contract was adopted at this meeting and the practice of having uniform policies for various geographic regions has continued until the present. The wording of a windstorm policy used in the 1930's is provided in Appendix A, item 1 and of a current such policy in item 2.

4. The Windstorm Problem - A Regional Variable

All areas of the United States are subject to damaging winds. For example, during the period 1963 - 1967, only Alaska, the District of Columbia, Rhode Island, and Puerto Rico were free of tornadoes, while some 3,554 storms struck other parts of the country. (Insurance Facts, Insurance Information Institute.) (3) During the same period some ten major hurricanes struck the East Coast from Florida to New England and the Gulf Coast, particularly Texas and Louisiana. (See Appendix B, item 1.)

As a measure of potential damage, records indicate that in September of 1965, Florida, Louisiana, and Mississippi, suffered over a two-day period damages which resulted in insurance loss payments of $500,000,000. In April of 1967, the residents of the midwest states of Iowa, Illinois, Indiana, and Michigan, received insurance loss payments of $40,000,000 due to tornado and other windstorm damage. (See Appendix B, item 2)

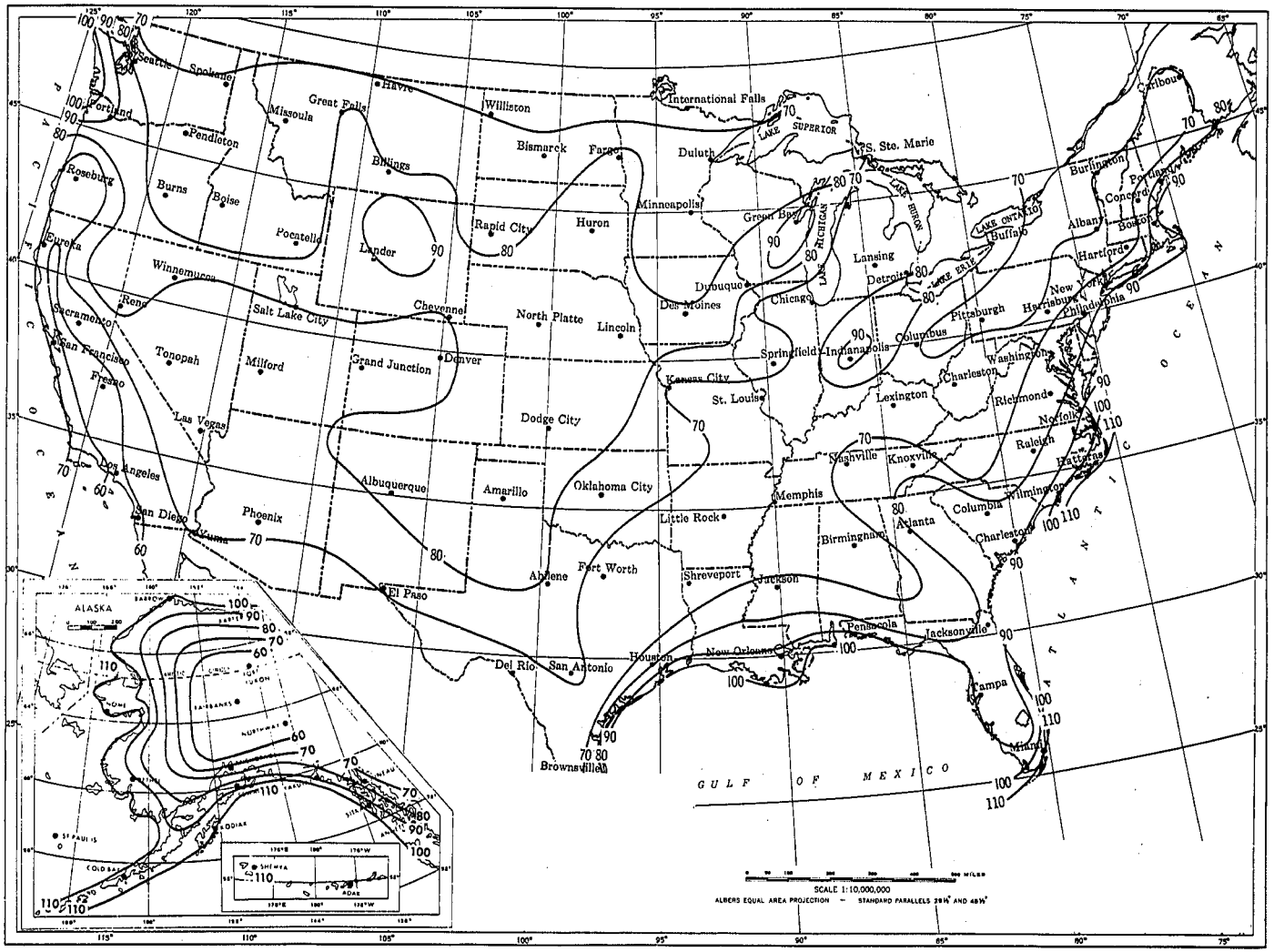
It should be noted that these figures represent only a part of actual damage incurred, since many older structures in particular were uninsured or under-insured.

Over the past century, patterns of frequency and severity of storms have been recorded, and have been translated into maps of wind pressure areas (See page 7a). Within the continental United States wind velocities range from less than 60 to more than 110 miles per hour. The highest velocity category includes such areas as Eastern Florida, the infamous Cape Hatteras in North Carolina, and a narrow belt along the Gulf of Mexico. Such maps, coupled with continually updated statistical data, provide invaluable aids to the insurance actuary and the engineer.

5. Requirements for Wind Damage Coverage

Due to the nationwide potential for some level of wind damage, insurance coverage against such risk has become a mandatory part of the sale and transfer of property involving structures of any significant value. This circumstance reflects the understandably conservative attitude of lending, hazard insurance, and mortgage insurance institutions.

To indicate what such requirements entail in terms of individual contracts, it is only necessary to observe that in 1968,



- ISOTACH 0.02 QUANTILES, IN MILES PER HOUR. ANNUAL EXTREME-MILE 30 FT ABOVE GROUND, 50-YR MEAN RECURRENCE INTERVAL.

approximately 1,500,000 new dwelling units were completed in the United States. Almost all of these were financed through private institutions, some 1,200,000 not being covered by federal mortgage insurance programs. Federal government programs insured some 344,000 units -- Department of Housing and Urban Development, 228,000; Farmers Home Administration of the Department of Agriculture, 60,000; and Veterans Administration, 56,000. Despite the relative disparity of participation in the mortgage market, federal requirements have tended to set a standard for the industry as a whole. One reason is that federal programs are national in scope while the thousands of private institutions involved in housing finance and insurance tend to be regional or local in nature.

The United States Government programs, generally speaking, do not provide insurance against specific risks. This is left to private industry. As federal insurance is concerned only with the repayment of the sum covered by the mortgage, the government is not, strictly speaking, concerned with the problem of possible wind damage as such. On the other hand, anything which might reduce the value of the property below the outstanding balance of the mortgage, or which might reduce the capability or willingness of the buyer to make his payments would make the mortgaged property a liability to the government, and therefore to the taxpayer.

Necessary repair or replacement of the property, therefore, is assured through requirements in the mortgage agreement for the

provision of adequate insurance. For example, a typical Federal Housing Administration mortgage states in part that the buyer "will keep the improvement now existing or hereafter erected on the mortgaged property, insured as may be required from time to time by the Mortgagee against loss by fire and other hazards ...,etc." (4) Insurance Regulations of the same agency state in part; "When the property is transferred, or a mortgage is assigned to the Commissioner, the property shall be undamaged by fire, earthquake, flood or tornado ..., etc." And, elsewhere -- "The mortgaged premises shall at all times be insured against fire and other hazards as provided in the mortgage. The duty shall be upon the mortgagee to provide such coverage in the event the mortgager fails to do so." A similar Farmers Home Administration mortgage states that the borrower shall "keep the property insured as required by and under insurance policies approved by, delivered to and retained by the Government."

While federal agencies require windstorm insurance, the exact form such policies may take is governed by the regulations of the various states. As a result, a typical Farmers' Home Administration regulation reads as follows: "if insurance for windstorm and hail to meet all FHA requirements is not available in a hurricane area, the County Supervisor may accept from the borrower or applicant the windstorm and hail insurance policy that most nearly conforms to FHA requirements." (5)

Coverage against windstorm damage is similarly required by banks, savings and loan institutions, insurance companies, retirement funds, and other institutions and individuals providing loan funds for the construction of housing and commercial and industrial property, where the property in question is the sole or major collateral for the loan. It is generally true, therefore, that windstorm damage insurance is required on a reasonably standard basis, for all significant construction in the United States.

Some of the previously quoted regulations state simply the necessity for "hazard" insurance. It should be noted, however, that wind damage has become such an accepted part of insurance requirements that normal "extended coverage endorsements" automatically place wind coverage among the basic items included in homeowner policies.

6. Regulatory Authority

The quality and rates of property insurance are controlled both through formal regulations at the state level and by the intensity of competition among the relatively large number and variety of companies in this particular field. This number and variety makes necessary a relatively high degree of cooperation within the industry concerning the data needed for the determination of risk.

Each state has accumulated a body of laws relating to the insurance industry, generally administered through a State

Superintendent or Commissioner of Insurance. Although varying from state to state, such laws and regulations have a degree of uniformity, thus allowing companies to operate efficiently on a regional basis. Such laws fix the procedure for establishment of new companies.

State laws define, for example, what types of coverage are regulated. For instance, Title 35 of the District of Columbia Code reads in part:

> "The provisions of this chapter shall apply to insurance in the District of Columbia against loss of or damage to property or any valuable interest therein by or as a consequence of fire, lightning, tornado, windstorm, and explosion, or any one or more of such hazards, including all supplemental, additional, or extended forms of coverage written in connection with fire insurance, and including any policy which insures property, while it is at a permanent location, against the hazard of fire, lightning, tornado, windstorm, or explosion."

Also defined are the authorities and duties of the prescribed administrator:

> "In addition to any powers hereinbefore expressly enumerated in this chapter, the Superintendent shall have full power and authority, and it shall be his duty, to enforce by regulations, orders, or otherwise all and singular, the provisions of this chapter, and the full intent thereof. In particular he shall have the authority and power --
>
> (a) to examine all records of companies and rating organizations and to require any or every company, agent, broker, and rating organization to furnish under oath such information as he may deem necessary for the administration of this chapter, etc.

And of particular interest:

> "(d) The Superintendent may designate one or more rating organizations or other agencies to assist him in gathering statistical data and in making such compilations thereof as may be necessary for the proper administration of this chapter. Such compilations shall be made available, subject to reasonable rules promulgated by the Superintendent, to companies and rating organizations."

Various methods of appeal from risk or rate decisions of property are open to any insured person or institution relative to rates or type of coverage. These include investigations or other intervention by a regulatory body, self-regulating review by the company or rating board, or resort to the courts.

7. Definition of Windstorm

While property insurance companies have been commendably consistent in policing their own ethics, most are profit making institutions and must operate in an economically efficient manner. As coverage is normally provided for "windstorm damage," but not for "wind damage," the question of what constitutes a "windstorm" has become quite critical.

Early attempts at defining "windstorm" utilized the Beaufort Wind Scale, which is recognized by the United States Weather Bureau. Under this system, a "storm"does not occur until the wind velocity reaches 64 miles per hour. While strict application of this definition would obviously be unreasonable, a haphazard application of individual judgment might well lead to inequity for both insurer and insured. The generally accepted test has come

to be stated as follows; a "windstorm" exists when the wind has attained sufficient velocity to have caused direct damage at more than one location." This means, in effect, that damage to a single structure in a built-up area would not normally meet the required test. On the other hand, if several houses in a single neighborhood were damaged, even though the rest of the community remained unaffected, the test would be met and there would appear to be reasonable basis for a claim.

8. Rating Bureaus

Because normal property insurance coverage is relatively comprehensive, and because the actual payout attributed to any specific risk may vary widely from time to time, specialized bodies have been created in each state to review periodically the rate structure and the general nature of such coverage. There is no national body which determines rates, although there is a limited amount of regionalization among states in areas with similar risks. In order to assure reasonably equity in standardization of rates, the National Insurance Acturaial and Statistical Association, located in New York City, represents about 70% of the industry and serves as a collecting and disseminating center for data needed in assessing risks.

Specialized bodies mentioned in the foregoing paragraph are licensed by state law under various names and function in accordance with its requirements. One state administers its own rating organization, but most such bodies are essentially company

associations. Their titles include "Fire Rating Bureau," "Insurance Rating Association," "Underwriter Rating Bureau," "Inspection Bureau," "Surveying and Rating Bureau," etc, prefixed by the name of the state or region which they serve. As examples of regional operations, companies in Massachusetts, Maine, and Connecticut, operate under the "New England Insurance Rating Bureau," while those in Alaska, California, and Nevada, work through the "Pacific Fire Rating Bureau." Separate state bureaus may also function as sub-units of a regional bureau. Though, as some of their names indicate, many of these bureaus were originally concerned only with fire risk, they have now assumed broader responsibilities, including windstorm coverage.

State regulations define what types of institutions will be represented in these organizations, their powers and duties, the apportionment of their expenses, their reporting responsibilities, etc. (See Appendix C, item 1). Such rating bureaus are generally responsible to the State Superintendent of Insurance. Their determinations are thus subject to government review with respect to such matters as rates, schedules, rating methods, bylaws, and agreements. (See Appendix C, item 2).

While company procedures and rates are generally subject to review by the various rating organizations on an annual basis, actual changes are imposed only as indicated by presumably major statistical trends. Generally speaking, wind damage statistics

for the previous 10 year period are used as a basis for study (as compared to a five year period for fire). One or more major catastrophies, generally defined as those resulting in insurance payments in excess of one-million dollars, may of course provide the basis for a change in rates.

While past experience and individual judgment play a large role in establishing wind insurance criteria, it, like all other rare event risks can be reduced to a mathematical formula in an attempt to predict future frequency and geographic location of damaging windstorm. (See Appendix C, item 3).

It should be noted at this stage that due to the now well established practice of combining hazards under a package coverage, it is difficult, if not impossible, to determine what portion of a premium can be attributed to coverage of a given hazard at a given time. Examination of statistical data relative to location, frequency, and magnitude of a given type of damage, plus engineering judgments and an appraisal of total payouts for the various categories concerned allow a realistic determination of rates.

Appendix C, item 4, lists claims paid on a historical basis. As such experience accumulates, computer technology and other developments make more precise estimates of potential risk possible.

As an example of rates at the time of writing, the Illinois Inspection and Rating Bureau has indicated that for the southern part of the state (which is considered a "medium risk" area) each $100 coverage of a dwelling will cost 24 cents, with 18 cents per

$100 for coverage of household goods, subject to $50 deductible. Commercial structures of traditional construction run 0.163 cents per $100 and 0.027 cents per $100 coverage for structures built to wind resistant specifications. This is again subject to $50 deductible and 80% co-insurance. To put these package rates in perspective, the Western Actuarial Bureau indicates that wind damage claims have constituted some 80% of the total real property damage claims.

9. The Role of Codes and Standards

To constitute singly or collectively, an insurable risk, structures must of necessity be predictably standard in their resistance to wind damage. The means of achieving such uniform quality is through the provision and enforcement of wind load design criteria in building codes and standards. As another paper presented here specifically covers the area of such codes and standards, I will make only brief reference to some of the requirements which directly effect the question of insurance.

All United States building codes and standards which make any pretense of being comprehensive have requirements relative to wind load design criteria. In areas of particularly high risk from this type of damage, these criteria are both broad in scope and specific in detail. The state of Florida, which is prone to both hurricane and tornado damage, has evolved one of the best sets of guidelines, the South Florida Building Code. This document covers one of the more densely populated areas of the state, one frequently

affected by hurricanes from the South and Southwest seaward "storm breeding" areas. Basic requirements in this code outline the general framework for design, while specific guidelines range from foundations to fixed glass in exterior walls. (See Appendix D, items 1, 2 and 3.)

Because structural and weather proofing qualities are utilized in determining risk, substantial improvements in structural techniques can favorably affect rates. For this reason, it has become common practice to recognize "classes" of construction, rated according to potential levels of risk. For example, a Florida Windstorm and Hail Manual of 1956 lists four major categories -- Wind Resistant, Semi-Wind Resistant, Masonry, and Frame. Subgroups are then based on wall, floor, and roof construction, and the height of the structure. As further acknowledgment of the resistance of various structural types to different wind intensities, the state is divided into four zones, with decreasing rates as the distance from the coast increases. Because the potential risk is high under the best of circumstances for such items as glass, a deductible clause is commonly used. The rates are effectively kept within reasonable limits by thus making the insured responsible for any damage under $50 in value.

The federal government, as noted earlier, is concerned with the maintenance of value of properties on which it insures mortgages. Its own codes and standards, therefore, reflect a concern for the wind resistant characteristics of such structures. A prime example

is the Federal Housing Administration of the Department of Housing and Urban Development, which has requirements similar to those discussed above.

Because of changing technology and the normally slow processes involved in updating codes and standards, problem areas exist under the best conditions. For example, current areas of concern in the Miami, Florida area include glazing details, sealing of joints in frames, exterior door details, and roof details. These latter range from the location of scuppers to drain off wind-driven water to the problem of bonding fiberglass to traditional roofing materials in order to resist negative wind pressures -- each a potential subject for insurance claims.

10. Federal Disaster Relief

Due to potentially widespread and severe damage from natural disasters, the federal government has recognized that reconstruction needs might well extend beyond individual properties covered by insurance and could exceed the economic and technical capacity of individual communities and states. As a result, a series of federal laws have been directed to the relief of states which qualify as major disaster areas.

The basis for federal assistance is outlined in Public Law 875, 81st Congress, which reads in pertinent part:

AN ACT To authorize Federal assistance to States and local governments in major disasters, and for other purposes

Be it enacted by the Senate and House of Representatives of the United States of America in Congress assembled, That it is the intent of Congress to provide an orderly and continuing means of assistance by the Federal Government to States and local governments in carrying out their responsibilities to alleviate suffering and damage resulting from major disasters, to repair essential public facilities in major disasters, and to foster the development of such State and local organizations and plans to cope with major disasters as may be necessary.

Sec. 2. As used in this Act, the following terms shall be construed as follows unless a contrary intent appears from the context:

(a) "Major disaster" means any flood, drought, fire, hurricane, earthquake, storm, or other catastrophe in any part of the United States which, in the determination of the President, is or threatens to be of sufficient severity and magnitude to warrant disaster assistance by the Federal Government to supplement the efforts and available resources of States and local governments in alleviating the damage, hardships, or suffering caused thereby, and respecting which the governor of any State (or the Board of Commissioners of the District of Columbia) in which such catastrophe may occur or threaten certifies the need for disaster assistance under this Act, and shall give assurance of expenditure of a reasonable amount of the funds of the government of such State, local governments therein, or other agencies, for the same or similar purposes with respect to such catastrophe;

Because shelter, transportation routes, water supply, power, and other basic family and infrastructure items may be affected, several Departments and agencies may become involved, with coordination provided by the Office of Emergency Preparedness (OEP). The general responsibilities of the Department of Housing and Urban Development, which is a key agency in this program are outlined briefly in Appendix E, items 1 and 2.

Special legislation may be enacted to deal with major disasters, as was the case with reconstruction following Hurricane Betsy in 1965. In this instance, the $500,000,000 in insurance payments was probably less than half the value of damage sustained. A

portion of the statute in question is given in Appendix E, item 3.

The disaster relief statute makes up to $5 million available for immediate allocation by the President without consultation with Congress. An Executive Order has been issued to establish an expeditious procedure whereby states may request and receive assistance up to this amount. In the rare event that further funds are needed, these may be provided by further Congressional action.

When one considers the potential destructive force of the many windstorms of various types that affect the United States within the period of a year, a great deal of credit must be given to the construction and insurance industries for their cooperation in what have been largely effective efforts to prevent damage, and when necessary to make possible prompt and comprehensive reconstruction. The evolution of the insurance mechanisms described in this paper has greatly reduced individual hardships, and has kept federal involvement and expenditures at a very low level.

12. Summary

Wind damage insurance has been in operation at a significant level in the United States for over a century. This function of private industry has operated efficiently with little federal involvement other than to make its provision a requirement under mortgage insurance programs. While its early activities were basically rural, the industry has kept pace with the rapid trend to urbanization and has modified its form accordingly. Although the stock company has become a major factor in the industry, the

mutual, both large and small, still has a role to play, and allows relatively direct participation by the insured.

Wind coverage generally reflects a large part of the value of the property in question, and insurance payments have allowed major reconstruction following storm damage. Premiums for this type of coverage have been standardized according to the level of risk, and state regulating and rating bodies assure consistency in coverage and fairness of rates.

The volume of coverage has increased dramatically, to a point where most property improvements are now involved. Insurance activity has also benefited the nation by encouraging improved building codes and standards for the million and a half housing units, and a corresponding volume of commercial and industrial structures, built each year.

With the foregoing in mind, it is safe to say that insurance programs, including wind storm coverage, have been an important factor in bringing the United States building industry to its present capacity and standard.

From: Windstorm Insurance,
Chester A. Kline, 1931

STOCK COMPANY STANDARD WINDSTORM POLICY

(Middle Western and Southern Form)

Ownership. This Company shall not be liable under this policy for an amount in excess of the ownership interest of the insured in the property described; nor if any change other than by the death of the insured, take place in the interest or title of the subject of this insurance; nor if this policy be assigned without the written consent of this Company, endorsed hereon.

Uninsurable and Excepted property. This Company shall not be liable for loss or damage to accounts, bills, money, deeds, evidences of debt, securities, bullion, manuscripts, nor (unless otherwise provided by agreement in writing endorsed hereon), to casts, curiosities, drawings, medals, models, jewelry, patterns, pictures, scientific apparatus or sculpture.

Hazards not covered. This Company shall not be liable for any loss or damage caused by snowstorm, blizzard, frost or cold weather; nor for loss or damage occasioned directly or indirectly by or through any explosion, tidal wave, lightning, high water, overflow, cloudburst, theft, nor for neglect by the insured to use all reasonable means to save and preserve the property during and after a windstorm, cyclone or tornado, nor for any loss or damage by fire, except that in case any building or any material part thereof, fall as the result of windstorm, cyclone or tornado, immediately followed by fire as a direct result, then this insurance is extended to cover such resultant fire loss to only such fallen building or buildings and/or contents covered under this policy; provided, however, that if there shall be other windstorm, cyclone or tornado insurance on the property covered under this policy, this Company shall be liable by virtue of this extension of liability for the proportion only of such resultant fire loss to only such fallen building or buildings and/or contents covered under this policy, as this insurance bears to the total windstorm, cyclone or tornado insurance on such property covered under this policy, whether other such insurance does or does not cover resultant fire loss, and whether or not other insurance be valid or collectible; provided further that even though fire follows immediately as a direct result of any windstorm, the maximum liability of this Company for any or all hazards insured hereunder shall not exceed the amount of windstorm, cyclone and tornado insurance specified on the face of this policy.

Water and Rain Damage Exclusions. This Company shall not be liable for any loss or damage caused by water or rain, whether driven by wind or not, unless the building described or containing the property described shall first sustain an actual damage to roof or walls by the direct force of the wind, and shall then be liable only for such damage to the interior of the building or the described property therein as may be caused by water or rain entering the building through openings in roof or walls made by direct action of the wind, or by water from sprinkler or other piping broken by such damage to roof or walls.

Hazards not covered except by Special Agreement. Unless otherwise provided by agreement in writing added hereto, this Company shall not be liable for any loss or damage caused by hail, whether driven by wind or not, nor for loss or damage to metal smoke stacks, awnings, signs, temporary or board roof additions, nor for loss or damage to buildings (or their contents) in process of construction or reconstruction unless same are entirely enclosed and under roof, with all outside doors and windows permanently in place.

Plate Glass Contribution. It is expressly stipulated that only such proportion of the insurance under this policy on any building covers on plate, stained, leaded or cathedral glass therein as the value of such glass bear to the total value of said building; and the amount of insurance on such glass as thus ascertained shall apply to each plate in the proportion that the value of each plate bears to the total value of such glass; and plate glass, accident or casualty insurance shall be deemed other insurance and treated as contributing insurance.

Item IM

The following extracts are from a typical policy now being sold in the State of Maryland. The area is periodically subject to gale force winds and occasionally to tornadoes. The items related to windstorm damage are quoted in full, and the other risks covered under the comprehensive package are named to indicate the range covered by the single premium.

The particular policy quoted covers $17,000 risk on the dwelling, $1,700 for detached structures, $6,800 for unlisted personal property, $3,400 for living expenses elsewhere while any necessary repairs are being made, plus liability coverage in the event anyone is injured while on the property. The annual premium on this particular wood-frame dwelling is $40 for the coverage described.

"Extended Homeowners Policy

Part I - Real Property and its protection

This policy covers the described dwelling, including building equipment, fixtures, and outdoor equipment pertaining to the service of premises."

(1) Fire and lightning, and (2) smoke

(3) "Windstorm and Hail, but excluding loss(a) to trees, shrubs, plants or lawns; (b) caused directly or indirectly by frost or cold weather; and, (c) to the interior of a building caused by rain, snow, sand or dust, whether driven by wind or not, except as such driven by wind or not, except as such enter the building through openings in roof or walls made by direct action of wind or hail."

(4) Explosion, (5) Riot and Civil Commotion, (6) Aircraft and Vehicles, (7) Vandalism and Malicious Mischief, (8) Theft, (9) Breakage of Glass, (10) Falling objects, (11) Weight of ice, snow and sleet, (12) Collapse of a building or any of its parts, (13) Accidental Electrical Damage, (14) Bursting or bulging of a steam or hot water heating system, (15) Freezing of plumbing, heating and airconditioning systems, and (16) Accidental discharge, leakage or overflow of water or steam.

"Part II

This part of the policy insures against all direct loss from the perils named under Part I with respect to the dwelling, subject to applicable to exclusions and extensions. The following special provisions pertain to the coverage of personal property.

(1) Windstorm and Hail, but excluding loss to (a) personal property within a building caused by rain, snow, sand and dust, whether driven by wind or not, except as such enter the building through openings in roof or walls made by direct action wind or hail; (b) boats, their trailers, furnishings, equipment, and outboard motors unless inside a fully enclosed building (except to rowboats and canoes on the premises of the described dwelling)."

(2) Theft, and (3) Falling objects.

The company issuing this policy operates over a large area of the Central and South Eastern part of the United States. As a result, the following special provisions are provided for the areas indicated.

"Special Additional Windstorm and Hail Provisions (Alabama, Florida, Georgia, and South Carolina only) it is understood and agreed that the loss to the following property is excluded from Windstorm and Hail protection.

Loss to cloth awnings and their frames, fences, seawall or property lines and similar walls, greenhouses, hothouses, slathouses, trellises, pergolos, cabanas and outdoor equipment pertaining to the services of premises, wharves, docks, piers, bathhouse, bulkheads or other structures located or partially over water and property therein or thereon.

Additional provisions (Florida only) The company shall not be liable for loss to paint or water proofing material applied to the exterior of the building(s) or structure(s) covered hereunder, caused by windstorm or hail, if situated in the following areas: Broward, Dade, Martin, Monroe, and Palm Beach Counties east of the West Bank of the Inter-Coastal Waterway." (This latter describes a narrow strip of lowland immediately adjoining the Atlantic Ocean, and quite open to potentially frequent damage from wind and wind driven seas.)

HURRICANES			TORNADOES		
Year	Number	Deaths	Year	Number	Deaths
1918	1	34	1918	81	135
1923	2	0	1923	102	109
1928	2	1,836	1928	203	92
1933	5	63	1933	258	362
1938	2	600	1938	213	183
1943	1	16	1943	152	58
1948	3	3	1948	183	140
1953	2	2	1953	437	516
1958	0	2	1958	565	66
1959	3	24	1959	589	58
1960	2	65	1960	618	47
1961	2	46	1961	681	51
1962	0	4	1962	658	28
1963	1	11	1963	461	31
1964	4	49	1964	713	73
1965	1	75	1965	898	299
1966	2	54	1966	570	105
1967	2	18	1967	912	116

APPENDIX B - Item 2

SELECTED ITEMS FROM CATASTROPHE RECORD

1956 - 1967

	Date	Place	Catastrophe	Estimated Loss Payment
1956	Feb.24-25	Illinois, Indiana, Ohio, Maryland, New York, Pennsylvania	Tornadoes, Wind and Hailstorms	20,000,000
1960	Sept.9-11	Florida, Massachusetts, New Jersey, New York, North Carolina, Rhode Island, Virginia	Hurricane "Donna"	91,000,000
1964	Aug.26	East Coast of Florida	Hurricane "Cleo"	67,200,000
	Sept.9-10	Northern Florida and Southeastern Georgia	Hurricane "Dora"	12,000,000
	Oct.3-4	State of Louisiana	Hurricane "Hilda" and accompanying Tornadoes	23,300,000
1965	Apr.11	Northern Ohio, Southern Michigan, State of Indiana Northern Illinois and Southern Wisconsin	Tornadoes and Hail	70,000,000
	Sept.7-9	Southern Florida Louisiana and Mississippi	Hurricane "Betsy"	500,000,000
	Sept.14	Peoria and Central Illinois	Tornado, Wind and Hailstorm	3,000,000

1966	Mar.3	East-Central Mississippi	Tornado and Wind	5,000,000
	Apr.4	Central Florida	Tornadoes and Wind	7,500,000
	June 8	Northeast Kansas	Tornadoes and Wind	57,000,000
	June 8-9	State of Florida	Hurricane "Alma"	5,400,000
1967	Apr.21	Iowa, Illinois and parts of Indiana and Michigan	Hail, Tornadoes and Wind	40,000,000
	May 25	Eastern Massachusetts Eastern Long Island Maine, New Hampshire and Rhode Island	Windstorm	6,500,000
	Sept.19-20	Texas	Hurricane "Beulah"	34,000,000
	Dec.21	Arkansas, Missouri, Mississippi and Illinois	Tornadoes and Wind	3,000,000

35-1404. Organization of rating bureau -- Membership -- Powers and duties -- Apportionment of expenses.

Within one hundred and twenty days after June 1, 1944, and under the supervision of the Superintendent, the insurance companies authorized to effect insurance in the District against the risk of loss or damage by hazards within the scope of this chapter shall organize a rating bureau for the purpose of administering rates for such insurance, and all such companies now or hereafter authorized to transact such business in the District shall be members of such bureau. The government of the rating bureau shall be vested in its members and it shall not be subject to the direction or control of any other bureau, association, corporation, company, individual, or group of individuals. The rating bureau shall have power to establish reasonable agreements and bylaws for its governance, and shall be permitted to adopt reasonable rules and regulations necessary to carry out its functions, but such agreements, bylaws, rules, and regulations shall not be inconsistent with the provisions of this chapter, and the same and amendments thereto shall be approved by the Superintendent before becoming effective. The rating bureau, subject to the approval of the Superintendent, shall apportion the expenses of its operation among its members in proportion to the premium income on risks in the District. (June 1, 1944, 58 Stat. 268, ch. 224, 4.)

Item 2

35-1408. Effectiveness of rates, rating methods, rules, policy forms, etc., dependent upon filing with and approval of Superintendent.

No rate, premium, schedule, rating method, rule, bylaw, agreement, or regulation shall become effective or be charged, applied, or enforced in the District by the rating bureau, or by any company, ageny, or broker goverened by the provisions of this chapter, until it shall have been first filed with and approved by the Superintendent: Provided. That a rate or premium used or charged in accordance with a schedule, rating method, or rule previously approved by the Superintendent need not be specifically approved by the Superintendent. No company, agent, or broker shall issue any form of policy, clause, warranty, rider, or endorsement until such form shall have been filed with and approved by the Superintendent. (June 1, 1944, 58 Stst. 269. ch. 224, 8.)

" RECOMMENDED PROCEDURE FOR RATING BUREAU REVIEW OF THE OVERALL EXTENDED COVERAGE RATE LEVEL BY STATE

"Some Considerations Underlying the Catastrophe Frequency Modification (CFM)

"The windstrorm catastrophe is commonly considered as a typical 'rare event' -- often with an implication of extreme unpredictability. Yet the windstorm phenomenon is actually subject to the same type of mathematical necessity to which the incidence of fire loss responds. The respective probabilities may be thought to differ only in their order of magniturde.

"Thus, it is generally recognized in property insurance that the experience period required to properly evaluate overall rate levels must be longer for coverages which include windstorm than for fire. Yet, however, long the experience review period selected for ECE it must be recognized that the laws of probability would still be operative. For instance, if over even a 50 year period State A should suffer two catastrophes while State B had four, it cannot necessarily be concludéd that the inherent frequency in State B is precisely doubt that in State A.

Furthermore, it is not likely that, say, an 80% Catastrophe Element should have the same significance -- if in one state it is due to five separate occurrences; while in another, it is due to only a single catastrophe. Consequently, there appears to be ample justification in considering the number of occurrences which contribute to the Catastrophe Element.

"The mathematics of 'rare events' have been documented in many actuarial studies and are the basis of familiar statistical tests applied widely in various scientific endeavors. It has been determined that the repetition of 'rare events' can be, in many instances accurately described by the Poisson Exponential equation which has the form:

$$y = \frac{e^{-m} m^r}{\lfloor r}$$

"For ECE Catastrophes, the symbols have the following meaning:

'y' the probability of the occurrence of a given number of ECE catastrophes in any single state over the entire experience review period,

'r' the number of catastrophe occurrences in a given state for which the probability is to be computed,

'm' the average number of catastrophes per state per year over the experience review period,

'e' a mathematical constant equalled to 2.72,

'$\lfloor r$' factorial or (r) (r-1) --- 3,2,1."

From: Insurance Year Book
Spectator Co., 1930

PREMIUMS AND LOSSES - (WINDSTORM ONLY)
(In Thousands of Dollars)

"1925	Premium	36,848
	Losses	13,203
	Ratio	35.8
1926	Premium	37,096
	Losses	17,518
	Ratio	47.2
1927	Premium	39,786
	Losses	26,248
	Ratio	65.9
1928	Premium	42,211
	Losses	12,466
	Ratio	29.5
1929	Premium	44,767
	Losses	15,254
	Ratio	34.0
Average	Preimum	40,161
	Losses	16,938
	Ratio	42.5"

See Also Appendix B - Item 2

From: SOUTH FLORIDA BUILDING CODE
Amended 8 April 1967

2306 WIND REQUIREMENTS

"2306.1 General

"(a) Building and structures and every portion thereof shall be designed and constructed to resist the forces due to wind pressure. The wind velocity shall be taken as not less than 120 MPH at a height of 30 feet above the ground, except as may be otherwise set forth herein.

"(b) Such forces shall be applied in any direction, with all possible combinations based on height and shape factors, but in no case shall any roof be designed for less than 30 pounds per square foot live load. The said live load shall not be considered to act simultaneously with the wind load.

"(c) Systems shall be designed and constructed to transfer wind forces to the ground.

"(d) No allowance shall be made for the shielding effect of buildings or other structures.

"(e) The minimum unit wind pressures to be used in design shall be obtained by multiplying the velocity pressures set forth in Table 23-B of Sub-section 2306.2 by the Shape Factors as described in Sub-section 2306.3

(f) The Building Official may accept a design based on other nationally recognized and accepted data, the validity of which is shown by wind tunnel and/or satisfactory test data, and may require evidence to support the values for wind pressure used in the design of structures not specifically included in this Section.

"(g) Structural members, providing stability for the building or structure, shall designed to resist the forces set forth in Table 23-B multiplied by the shape factors set forth in Paragraph 2306.3(a).

"(h) Building components such as, but not limited to, purlins, girts, wall panels and sheathing, transferring wind loads to the structural frame shall be designed to resist the forces set forth in Table 23-B multiplied by the shape factors set forth in Paragraph 2306.3(b)."

"2306.2 Velocity Pressures: (a) Velocity pressures, in pounds per square foot, based on height above ground, in feet, shall be taken as not less than those in Table 23-B.

Table 23-B

Height Above Ground (in feet)	Minimum Velocity Pressure in pounds per square ft.
0 to 5	22
5 to 15	27
15 to 25	33
25 to 35	37
35 to 55	41
55 to 75	46
75 to 100	50
100 to 150	55
150 to 250	63
250 to 350	71
350 to 550	80
550 to 750	89
750 to 1000	97
over 1000	100

"(b) Velocity pressures are based on the formula

$$P = 0.00256 \times V^2 \times \left(\frac{H}{30}\right)^{2/7}$$ where:

V = 120 MPH; and
H = the height above grade (in feet) of the pressure being computed.

"(c) Velocity pressure for heights above 1000 feet may be taken as that for 1000 feet.

Item III

"2310.2 Where the pressure on the foundation due to wind is less than 25 percent of that due to dead and other live loads, wind pressure may be neglected in the footing design. Where this ratio exceeds 25 percent, foundations shall be so designed that the pressure due to combined dead, live and wind loads shall not exceed the allowable soil bearing values or allowable loads per pile by more than 25 percent."

From: U.S. Department of Housing and Urban Development Circular Regional Disaster Relief Activities
November 18, 1968

GENERAL RESPONSIBILITIES

Under Public Law 875, declarations of the existence of "major disasters" which warrant Federal assistance are made by the President. The Office of Emergency Preparedness (OEP) designates the areas affected and administers the programs. HUD responds when called on by OEP to assist in necessary relief activities in such areas and cooperates with local, state, and other Federal agencies as may be required. Over-all coordination of Federal activity in disaster areas is the responsibility of OEP.

HUD personnel may be utilized by OEPto investigate housing and community facilities conditions in disaster areas, to plan and supervise actual work on community facilities, and to provide technical advice to both OEP and local governmental authorities with respect to housing and community facilities and urban planning and reconstruction.

Item II

Disaster Aids for Individuals

a. Suspension or Reduction of Payments

(1) Without prior approval FHA lenders are authorized by FHA to permit reduction or suspension of payments on defaulted existing insured home loans caused by death, illness, curtailment of income and damage to property not adequately protected by property insurance. If lenders cannot for any reason exercise this forbearance, the mortgage may be assigned to FHA which may extend the appropriate relief.

From: Basic Laws and Authorities on Housing and Urban Development
December 27, 1965

Item III

Be it enacted by the Senate and House of Representatives of the United

States of America in Congress assembled, That the Congress hereby recognizes that the States of Florida, Louisiana, and Mississippi suffered extensive property loss and damage as a result of Hurricane Betsy in 1965 (including, but not limited to, loss and damage from flood, high waters, and wind-driven waters caused by such hurricane) and that there is a need for special measures designed to aid and accelerate these States in their efforts to provide for the reconstruction of highways and public works projects, and to otherwise rehabilitate these devastated areas.

Sec. 4. In the administration of the emergency loan program under subtitle C of the Consolidated Farmers Home Administration Act of 1961, as amended (7 U.S.C. 1961-67), in the case of property loss or damage in the States of Florida, Louisiana, and Mississippi, resulting from flood, high waters, or wind-driven water or uninsurable crop loss, caused by Hurricane Betsy, the Secretary of Agriculture shall, to the extent such loss or damage is not compensated for by insurance or otherwise, at the borrower's option on that part of any loan in excess of $500, (1) cancel up to $1,800 of the loan, or (2) waive interest due on the loan in a total amount of not more than $1,800 over a period not to exceed three years without regard to whether the required financial assistance is otherwise available from private sources.

From: Insurance Facts
1968

DEFINITIONS

Property and Liability Insurance: Property insurance provides financial protection against loss or damage to the insured's property caused by such perils as fire, windstorm, hail, explosion, riot, aircraft, motor vehicles, vandalism, malicious mischief, riot and civil commotion, and smoke.

Liability insurance provides protection for the insured against loss arising out of his legal liability resulting from injuries to other persons or damage to their property.

Catastrophe: A severe loss, frequently causing widespread damage resulting from such perils as hurricanes and other violent occurrences.

Coinsurance: A provision in an insurance policy which requires the insured to carry insurance equal to a certain specified percentage of the value of the property. It provides for the full payment, up to the amount of the policy, of all losses if the insurance carried is at least equal to the percentage of the value specified. Otherwise, loss payment would be only a percentage of the actual loss. The insured receives a reduction in his rate when he elects to include this clause in his policy.

Deductable Insurance: A method of coverage under which a policy holder agrees to contribute up to a specified sum per claim or per accident toward the total amount of the insured loss. Insurance is written on this basis at reduced rates.

Extended Coverage Insurance: Protection for the insured against loss or damage to his property caused by windstorm, hail, smoke, explosion, riot, riot attending a strike, civil commotion, vehicle and aircraft. This is provided in conjunction with the fire insurance policy.

Homeowners Policy: A package type of insurance for the homeowner that includes coverages ranging from fire and extended coverage, theft and personal liability to "all risk" coverages, all in a single policy.

Hurricane: A tropical storm with a wind velocity of 75 or more miles an hour.

Multiple Line Insurance: Policies that combine many perils previously covered by individual policies of fire and liability companies. The homeowners policy is one example. Other examples are the commercial property policy, the farmowners policy and the special multiperil policy for motels and apartments.

Reinsurance: Assumption by one insurance company of all or part of a risk undertaken by another insurance company. Purpose is to reduce or spread liability.

B I B L I O G R A P H Y

1/ Origin and Development of Tornado Insurance
A. M. Upham
Des Moines, Iowa 1943

2/ Windstorm Insurance
A Survey of the Nature, Development and Present Status of Coverage of Losses on Land Due to Windstorm
Chester A. Kline,
Philadelphia, Penna. 1931

3/ Insurance Facts - 1968
Insurance Information Institute
110 William Street, New York, N. Y.

4/ FHA Regulations
Project Mortgage Insurance
Department of HUD/Washington, D.C.

&

4/ FHA Regulations
Home Mortgage Insurance
Department of HUD/Washington, D.C.

5/ Real Property Insurance (426.1)
Farmers Home Administration
U. S. Department of Agriculture, Washington, D. C.

Additional References

Windstorm Damage Prevention
National Board of Fire Underwriters
5 John Street, New York, N. Y.

Study of Federal Financial Assistance to National Disaster Victims, Committee on Banking and Currency,
Eighty-Ninth Congress, June 1965
Government Printing Office, Washington, D. C.

Analytical Expressions of Risk Involved in General Insurance
Proceedings of the XV International Congress of Actuaries
New York, 1957, Vol. IV

Regional Disaster Relief Activities
Department of HUD/Washington, D. C.

HUD National Disaster Aids (Revised Jan. 1968)
Department of HUD/Washington, D.C.

Insurance Facts for Farmers
Bulletin No. 2137
U.S. Department of Agriculture
Washington, D. C.

Farmers Mutual Fire and Windstorm Insurance In the United States
Agricultural Information Bulletin No. 165
U. S. Department of Agriculture
Washington, D. C.

Florida Windstorm and Hail Manual
May, 1956

Recommended Procedures for Rating
Bureau Review of the Overall Extended Coverage Rate Level
by State, Revised March 1965
Fire Insurance Research and Actuarial Association
125 Maiden Lane, New York, N. Y.

Property and Casualty Insurance
Curtis M. Elliott
McGraw Hill, New York, N. Y. 1960

Insurance: Principles and Practice
Frank Joseph Angell
Ronald Press Co., New York, N. Y. 1957

Windstorm and Tornado Insurance
Frederick L. Hoffman, LLD
Spectator Company, Insurance Exchange
Chicago, Illinois, 1926

Basic Laws and Authorities on Urban Development
December 27, 1965

6. U. S. PANEL ON WIND & SEISMIC EFFECTS

PROGRAM FOR INSURANCE AGAINST EARTHQUAKE DAMAGE

A REPORT ON STUDIES PREPARED BY

The Department of Commerce
Environmental Science Services Administration
Coast & Geodetic Survey

For

THE DEPARTMENT of HOUSING & URBAN DEVELOPMENT

Reported By: John T. Dressel
Department of Housing and
Urban Development
Washington D. C.

ABSTRACT

The Department of Housing and Urban Development (HUD) will report to Congress in July 1969 on programs to provide financial assistance to those suffering property losses in flood or other natural disaster, including alternative methods of Federal disaster insurance. The report on the feasibility of earthquake insurance will be based on two studies prepared for HUD by the Department of Commerce, Environmental Science Services Administration (ESSA), Coast and Geodetic Survey (C&GS).

The first ESSA - C&GS report, Studies in Seismicity and Earthquake Damage Statistics, Parts 1 and 2, was transmitted to HUD in September 1967. The

---

* Office of Technical Standards
Federal Housing Administration

second report, on the feasibility of earthquake insurance in California, is expected to be transmitted in late April, 1969.

The report prepared for this panel is a summary of selected material from the first C&GS study and tentative advance material from the second study. The background for the legislation authorizing the disaster insurance studies has been added by way of introduction.

The reported seismicity studies include the use of historical data, the relation of intensity to magnitude, delineation of seismic regions, earthquake frequency, ground amplification studies, and an instrumentation and field recording program.

Material from the report by Frank E. McClure Studies in Gathering Earthquake Damage Statistics is presented.

Tentative material is presented from advance information on the second ESSA - C&GS report. The methodology used and a program developed and computerized for determining the probable damage to dwelling units in the San Francisco Bay Area in a reoccurrence of the catastrophic 1906 San Francisco earthquake is reported.

TABLE OF CONTENTS

	Page
Abstract	408
Table of Contents	409
Introduction	411
I. ESSA/C&GS-HUD Studies in Seismicity and Earthquake Damage Statistics (1967)	
A. Seismicity Studies	
1. Historical Data	414
2. Earthquake Intensity & Magnitude	415
3. Epicenter & Maximum Modified Mercalli Intensity Maps	416
4. Delineation of Seismic Regions or Zones	421
5. Earthquake Frequency	421
6. Ground Amplification Studies	427
7. Instrumentation & Field Recording Program	428
B. Earthquake Damage Statistics	
1. The McClure Report	
a. Introduction	429
b. Definition of Value Lost	430
c. Use of Damage Ratios	430
2. Authoritative Review & Comment on the McClure Report	431
II. ESSA/C&GS-HUD Study of Feasibility of Earthquake Insurance in California (1968)	
A. Probable Damage Studies	
1. Standard Location Areas & Seismicity	433
2. Dwelling Classification & Sampling	433
3. Damage Factors, Damage Ratios, & Damage Products	435

	Page
B. Computer Program	436
C. Additional Data	436
III. HUD Report to the Congress	437
Table I	438
Figures	440
References	441

INTRODUCTION

The Secretary of Housing and Urban Development (HUD) was directed, under the Southeast Hurricane Disaster Relief Act of 1965, to undertake an immediate study of alternative programs which could be established to help provide financial assistance to those suffering property losses in flood and other natural disasters, including alternative methods of federal disaster insurance. The secretary was further directed that his findings and recommendations on earthquake insurance be reported to the President for submission to the Congress not later than three years after appropriation of funds for the study. The date for reporting on the study has now been extended to July 1969.

The legislation authorizing this study was enacted to provide federal assistance to the states of Florida, Louisiana and Mississippi following the devastation of Hurricane Betsy in 1965. Because of the fury of its impact, concentrated largely on a densely populated area, Betsy may be the worst natural disaster ever to strike the continental United States. Insurance loss was estimated at $500 million--more than that resulting from the San Francisco earthquake and fire and more than twice that resulting in 1954 from the combined effects of Hurricanes Carol, Edna, and Hazel. Total property damage in Louisiana alone was estimated to be in excess of $1 billion.[1]

A series of disasters requiring federal legislation preceded Betsy, beginning with the Alaska earthquake and including the Northwest Pacific Floods and floods in the upper Mississippi. The Relief Act was therefore designed to provide for a full study of the whole problem of disaster insurance.

The study of earthquake insurance consists of two major phases:

1. The development of basic data through studies by the Coast and Geodetic Survey (C&GS) of the Environmental Science Services Administration (ESSA), U. S. Department of Commerce; and
2. Findings and recommendations by HUD as to alternative methods of providing earthquake insurance.

The initial studies were made in conformity with an agreement between the Office of the Secretary of the Department of Housing and Urban Development and the Director, Coast and Geodetic Survey, on April 18, 1966. The agreement provided, in part, that "The Director shall collect, analyze, and develop technical data, prepare maps, and submit preliminary and final reports for use in the Office of the Secretary study of alternative methods of providing earthquake insurance,...". The two-part report by ESSA - C&GS, entitled "Studies in Seismicity and Earthquake Damage Statistics, Parts 1 and 2", was transmitted to HUD in September 1967.

Agreement for a second ESSA - C&GS study for HUD was made on March 6, 1968, for completion by April 1, 1969. The objective of the study is, in part:

> "...to analyze available seismicity and engineering data to yield for California, and as specified....for other areas, estimates of probable and maximum damage rates for the purpose of evaluating the feasibility of earthquake insurance.....".

The second phase of the overall study, the recommendations of alternative methods of federal insurance against earthquake damage, will be undertaken by HUD on release of the current ESSA - C&GS study.

This report will be based primarily on the ESSA - C&GS studies for HUD as released in 1967, but is not intended in any way to be a complete coverage of the study. Such pre-release material as may be available from the report scheduled for submission to HUD in April 1969 will be similarly used as base material.

I. ESSA - C&GS - HUD STUDIES IN SEISMICITY AND EARTHQUAKE DAMAGE STATISTICS (1967)

The two basic data requirements for developing programs of assistance to persons suffering property losses from earthquakes are:

1. Frequency, or recurrence probability, of earthquakes by strength or magnitude.
2. Damage by class of construction in the event of a destructive earthquake.

The first of these data is developed from seismicity studies, while the second is developed from studies of earthquake damage statistics.

These data requirements are common to all programs whether in the public sector, the private sector, or a combination of the two.

A. SEISMICITY STUDIES

1. Historical Data

The seismicity of the United States, exclusive of the states of Alaska and Hawaii, has been developed from the historical record of earthquake occurrence. Data were collected and entered on punched cards for 26,123 earthquakes, from as early as 1638. The record is very incomplete before 1934, with 75 percent of the recorded events occurring since 1930, and 91 percent occurring since 1900. The incompleteness of the record causes serious difficulties in determining the average earthquake frequency for most areas.

Of the recorded earthquakes, 65 percent occurred in California, 5% in Nevada, and 4% in Montana, while in closely adjoining areas, 10 percent have occurred along the Pacific Coast and 2% in the St. Lawrence Valley of Canada. Nearly all of California, Nevada. Idaho, and the western parts of Washington, Montana and Utah have experienced Modified Mercalli intensities of VI or greater at least once, whereas much of the remainder of the conterminous United States has never experienced intensity VI during the historical record.

2. Earthquake Intensity & Magnitude

Two scales, the Modified Mercalli intensity scale and the Richter magnitude scale, are commonly used to measure the relative strength of earthquakes. Because focal depths of earthquakes in the United States do not vary greatly, the maximum intensity may be used in lieu of the magnitude to rate earthquakes according to strength. This procedure is followed as it is the only means available for rating earthquakes which occurred prior to widespread instrumental recording. All intensities herein refer to the Modified Mercalli intensity scale, Table I.

Earthquake intensity is determined by observing its effects throughout the area over which it was felt. For large earthquakes, experienced observers survey resulting damage in the immediate vicinity of the epicenter in detail, and use their findings to assign intensities according to the above scale. The more remote regions are surveyed by means of written questionnaire. The results are used to assign an intensity to each

position canvassed, usually all towns. The intensities are plotted on a map and lines are drawn separating areas of equal intensity. The resulting map is referred to as an isoseismal map. Figure 1, the isoseismal map of the 1965, Puget Sound, Washington, earthquake (Algermissen and Harding, 1965) is an example.

3. Epicenter and Maximum Modified Mercalli Intensity Maps

The simplest means of presenting historical seismicity is a map, such as Figure 2, which displays epicenters of damaging earthquakes in the conterminous United States through 1965. Different symbols must be used to indicate different intensities, or ranges of intensities.

To better understand earthquake intensities, maps have been prepared showing maximum Modified Mercalli intensity distribution throughout the United States for the period 1900 through 1963 and for the entire historical record prior to 1966 (Figures 3 and 4). These maps were constructed from approximately 170 isoseismal maps which were available in the literature. These figures show that the pattern of maximum intensities results largely from isoseisms of major earthquakes (intensity IX or greater). They further indicate the significance of the earlier, incomplete historical data. Without the records prior to 1900, the eastern part of the nation would appear relatively free of earthquake hazard. The earlier record indicates that great earthquakes have occurred in the eastern states, even though such events may be rare.

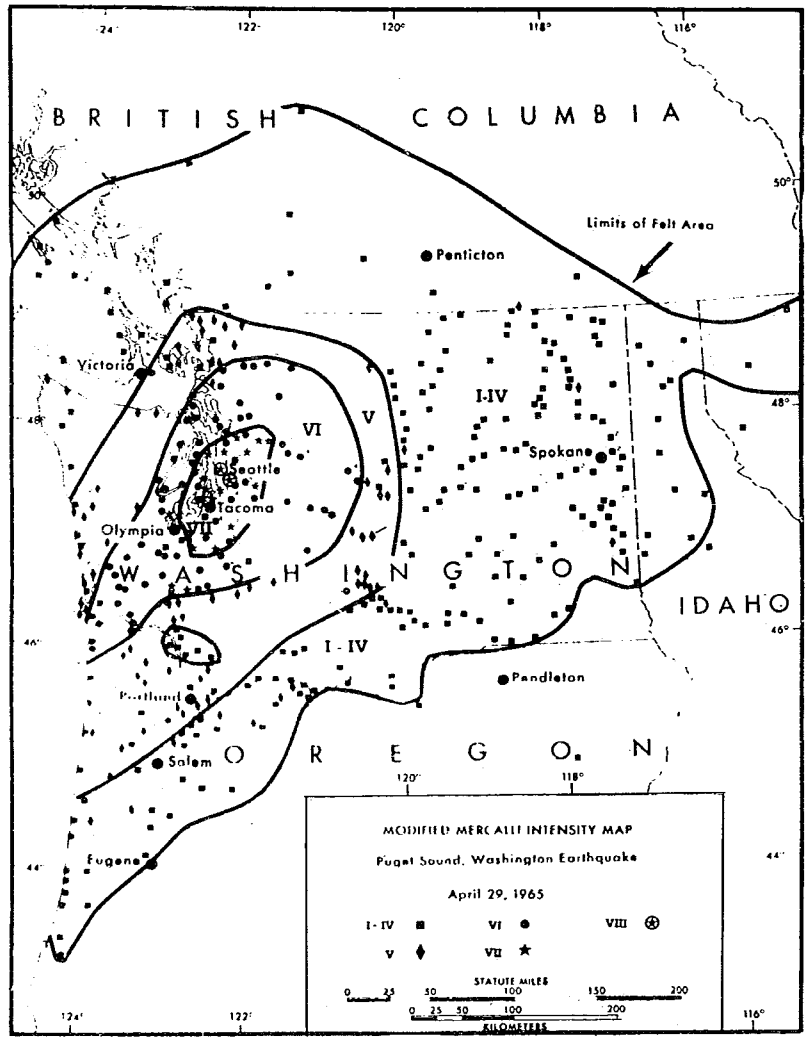


Figure 1. Isoseismal map of the Puget Sound, Washington, Earthquake of April 29, 1965. Maximum Modified Mercalli intensity is VIII.

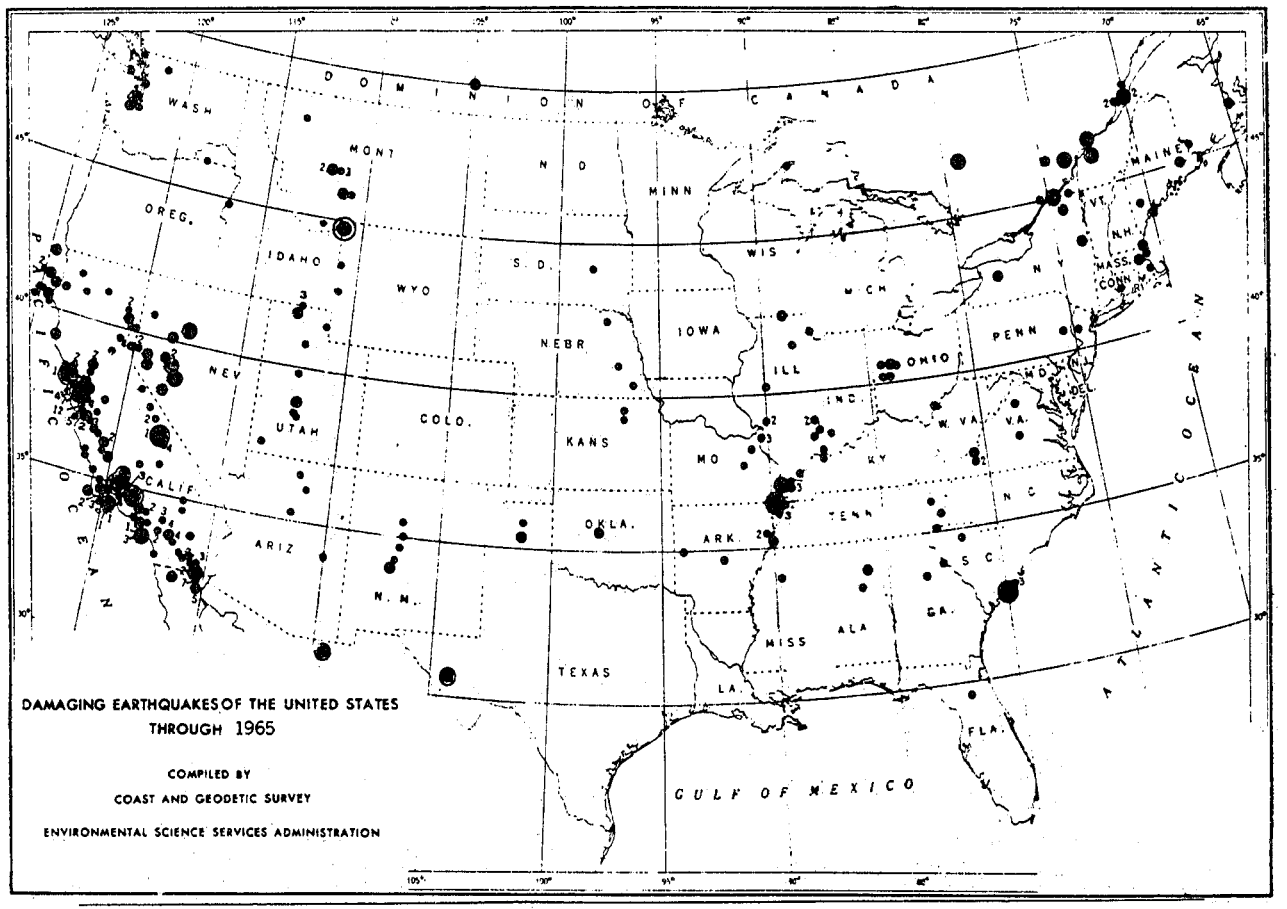


Figure 2. Damaging earthquakes in the conterminous United States through 1965.

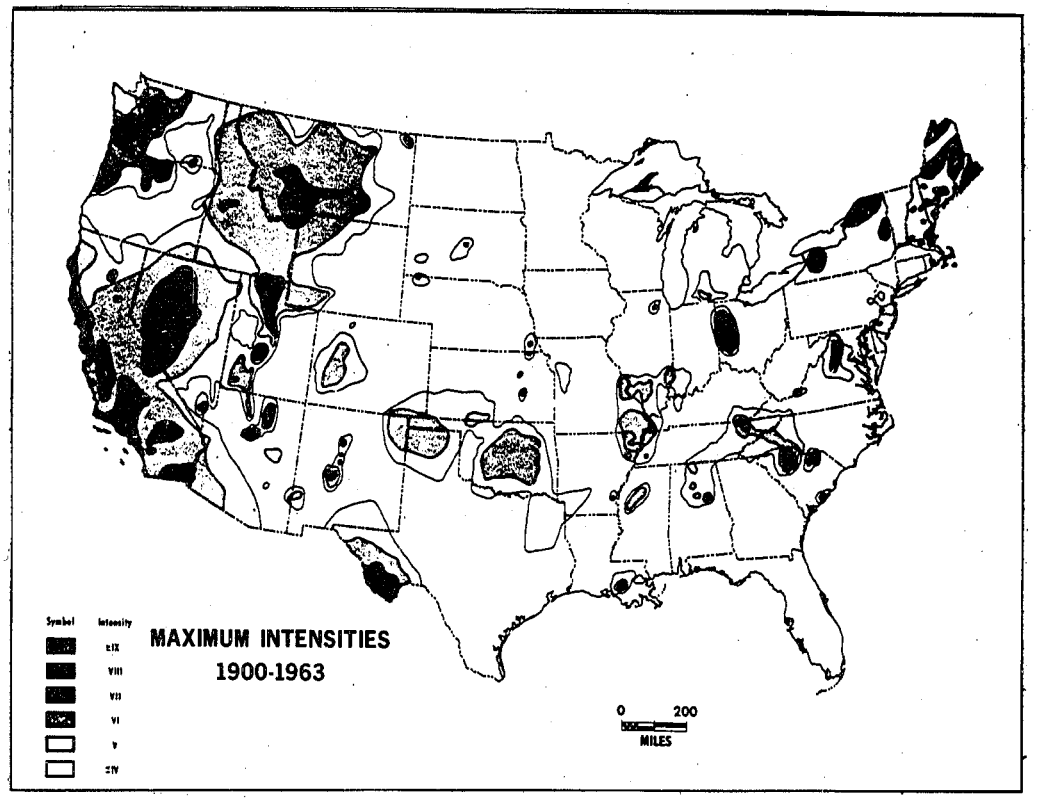


Figure 3. -- Reported Maximum Modified Mercalli intensities, 1900 through 1963.

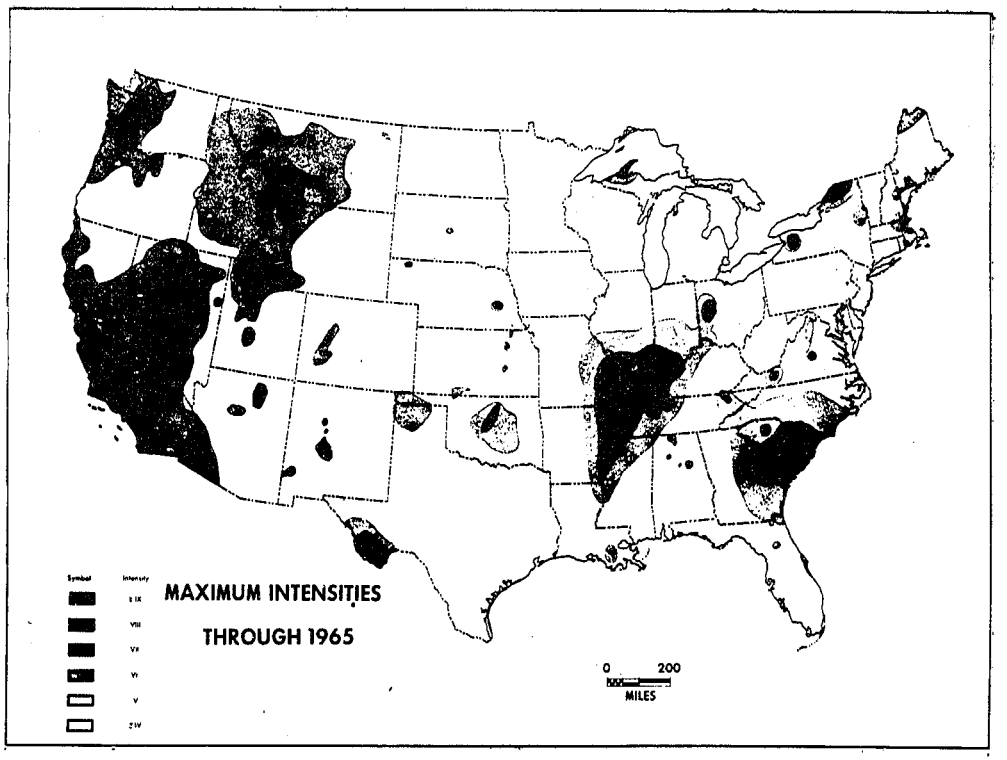


Figure 4. -- Reported Maximum Modified Mercalli intensities for the historical record through 1965.

4. Delineation of Seismic Regions or Zones

Regions or zones of seismic activity were delineated by use of the method of strain release in terms of equivalent numbers of earthquakes of an arbitrary magnitude. Strain release was represented in terms of equivalent numbers of magnitude 4.0 earthquakes so that $N4.0 = 100.75(M-4.0)$

Two earthquakes differing by one unit in magnitude differ by a factor of about six in strain release. Since the function is exponential, large earthquakes are weighted very heavily. A magnitude 8.0 shock is equivalent to 1000 magnitude 4.0 earthquakes.

This method of data presentation as shown in Figure 5, based on the record since 1900, indicates significant trends in seismicity without regard to earthquake frequency.

5. Earthquake Frequency

Earthquakes of different intensities recur at different time intervals or with different frequencies. The number of earthquakes in a given area and time interval increases with decreasing intensity. The frequency may be related to the intensity by a logarithmic function of the form

$$\log N = a + bI$$

where a and b are constants determined by the data sample.

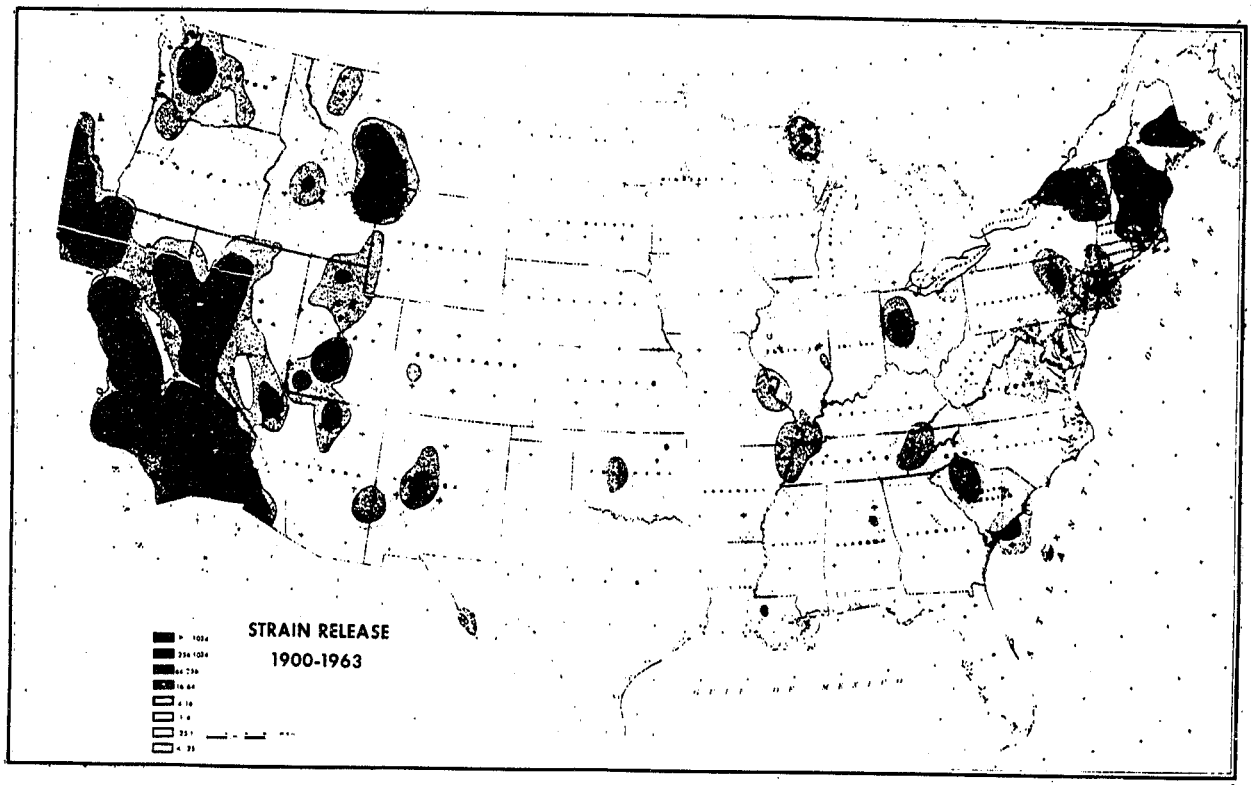


Figure 5. -- Strain release in terms of equivalent number of magnitude 4.0 earthquakes per 10,000 square kilometers, 1900-1963.

The whole problem of earthquake risk is closely tied to the intensity-frequency relation. An effort has been made to show how often a given site has been subjected to intensity VI and VIII earthquakes in an average 50-year interval. Frequency-intensity curves at one-degree-of-intensity intervals were constructed for the entire United States, based on the historical record. An example is shown in Figure 6. At each location, earthquakes within a 150 kilometer radius were summed by maximum intensity for the entire historical record. Since the time interval represented by the sample varies with position, the data were normalized to earthquakes per year. A least squares curve was then fitted to the normalized data and the parameters "a" and "b" were computed. The recurrence formula is then independently determined for each sample area.

To show spatial variation of these results, the number of intensity VI and VIII earthquakes per 50-year interval in each sample area was determined from the recurrence curves. The value so determined was plotted at the center of the area, and its variation contoured. Figure 7 shows the results for intensity VI earthquakes, while Figure 8 displays the results for intensity VIII earthquakes. Similar maps can be constructed for each level of intensity and for any desired interval of time, for example, 25 or 100 years.

Where data permitted, frequency versus intensity curves were computed for all cities with populations of 100,000 or more. In each city, the data were drawn from an area 150 kilometers in

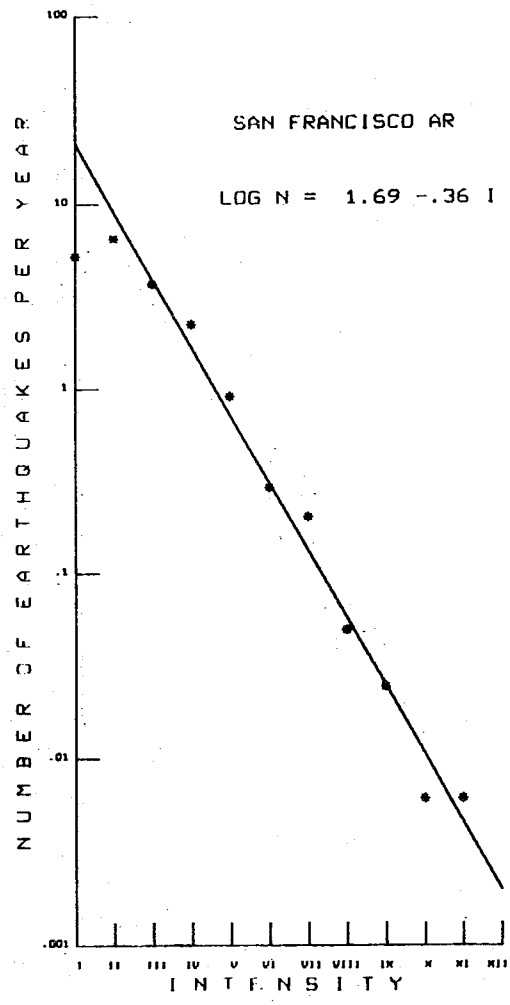


Figure 6. Earthquake frequency versus intensity for the area of San Francisco, California.

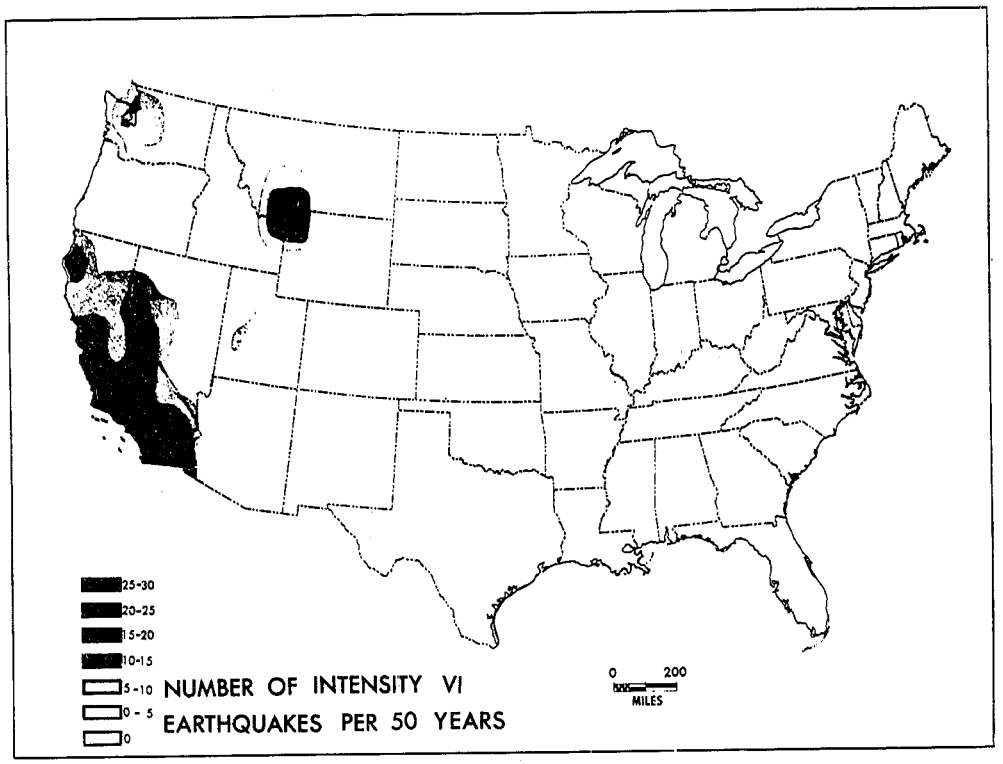


Figure 7. -- Numbers of Modified Mercalli intensity VI earthquakes per 50 years derived from the historical earthquake record.

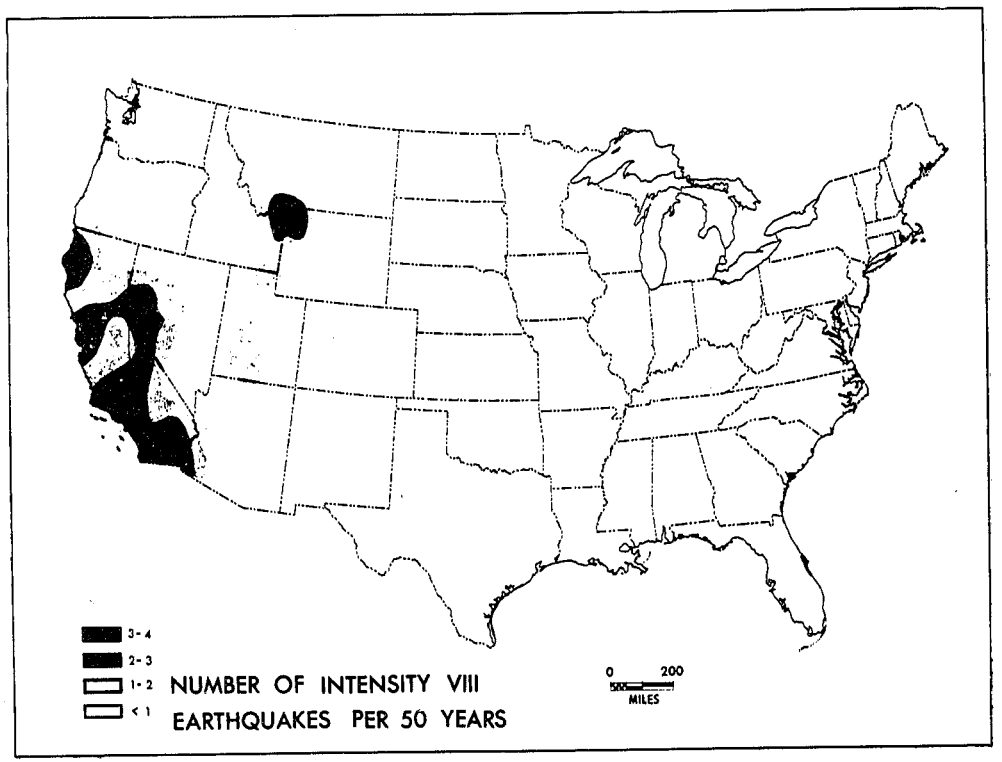


Figure 8. -- Numbers of Modified Mercalli intensity VIII earthquakes per 50 Years derived from the historical earthquake record.

radius centered about the city. The computed average numbers of earthquakes per 50-year interval from intensity VI through XII were compared with the corresponding observed values during the 50-year interval from 1915 through 1965. The computed average values are generally less than the observed values, with the difference increasing in the lower intensities.

Additional recurrence curves were constructed for eleven regions corresponding to the zones of rather continuous activity on the strain release map (Figure 5). The average numbers of earthquakes in a 50-year interval computed from the curves were in all cases less than the earthquakes reported during the period. This results from the incompleteness of data, and suggests that a weighting function should be applied to give greater weight to the more complete data.

6. Ground Amplification Studies

The effect produced by ground conditions on the intensity of earthquake motions was studied. Recordings of nearby earthquakes and explosions were made at closely adjacent sites located on different near-surface geology. Earthquakes in the Richter magnitude range 4 to 5, located in California, Nevada, and Baja California, along with underground nuclear explosions at the Nevada Test Site, were used as energy sources.

Field recordings of 14 events were obtained at two station pairs. A ground amplification factor of 3.1 was obtained from six nearby earthquakes at two stations located on alluvium and

granite, and a factor of 2.7 was obtained from eight nearby events at two stations located on sandstone and on granite.

It was found that variations of intensity at equal distances from an earthquake source are mainly the result of site properties. Earthquake waves passing through near-surface low-density low-velocity layers are amplified. It appears that site amplification can cause intensity to vary over a range of three units at equal distances from the source. Since site amplification varies with wave frequency, sites are best compared by means of their amplification spectra ratios.

7. Instrumentation and Field Recording Program

An instrumentation development effort has been undertaken as a part of the C&GS - HUD program. The purpose has been to develop field instruments which can be used to accelerate the collection of basic data, to evaluate the effect of local geology on ground motion due to earthquake waves, to determine the extent to which the earth responds linearly to strong earthquake motions, and to provide the laboratory equipment necessary for processing the field data. Two complete short-period three-component seismographs recording on magnetic tape have been fabricated at the Albuquerque Seismological Center and an analog-to-digital converter was purchased to process the tapes. Analysis of data obtained was not completed for inclusion in the report to HUD.

B. EARTHQUAKE DAMAGE STATISTICS

1. The McClure Report

a. Introduction

The basic work on earthquake damage statistics in the first HUD - C&GS study is the report in Part 1 by Frank E. McClure, Studies in Gathering Earthquake Damage Statistics, April 18, 1967. The scope of the work is set out in the agreement of April 18, 1966 which required, with respect to Bakersfield, the preparation of estimates of the percentage of the total real property value lost in the series of earthquakes in Kern County, California, during the 1952-54 period; and, with respect to Bakersfield, the preparation of estimates of the percentage of all structures, by class of construction and amount of specific lateral bracing to the extent practicable, (a) torn down, (b) repaired, and (c) undamaged, as a result of the series of earthquakes in Kern County, California, during the 1952-54 period. This work was expanded to estimate the damage in Bakersfield if a similar earthquake occurred in 1966 in Kern County, and to make recommendations of methodology for future similar studies.

The report includes a detailed study of earthquake damage losses in terms of insurance classification of structures according to earthquake resistance. It is based on inspections in 1952 and 1966 in Bakersfield, photographs taken in 1952 and over 250 photographs taken in 1966, discussions with Architects, Engineers, and public officials who were in Bakersfield in 1952, and a very detailed building-by-building analysis of the final disposition, replacement value, and damage value loss of these buildings shown on documents still available today.

b. Definition of Value Lost

Three approaches are taken to define "value lost" and show the significance of each definition.

1. "Actual Cash Value" - appraised value of demolished buildings, plus building permit repair values.
2. "Replacement Value" - replacement cost of demolished buildings, plus building permit repair values.
3. "Federal Government Program" - the losses in 2 above, if there had been a Federal Program except that the structural repair values were increased to repair the buildings to a higher standard than was established in Bakersfield during the reconstruction period.

"Damage Ratio" as used in the report refers to the ratio of value lost to the value at risk at the time of loss, expressed in percentage.

c. Use of Damage Ratios

A careful analysis is made of performance and damage experienced by class of construction. The author notes that the study is one of the first by class of construction in such detail, and that more studies and more sampling would be needed for application of the damage ratios to other cities and to other earthquakes. He further notes that the damage ratios could only be extended to other cities in general terms:

1. If the same type of earthquake were the basis of the new studies;
2. If the same type of surficial geology existed;
3. If the same age and type of construction exists within each class as in Bakersfield; and

4. If the history of building code enforcement, inspection of construction, and quality of materials and workmanship are similar.

Many pertinent suggestions are made in the McClure report including methodology for use in future studies. It is noted that the U. S. Bureau of the Census publications on Census of Housing, when used in combination with advice from local appraisers, are the best source of data concerning total value at risk for dwellings.

It is also noted that any study of probable losses to dwellings should include the influence of a minimum lump-sum deductible, a percentage of value deductible in terms of 2%, 4% and 5%, and exclusions or other forms of deductibles. A 5% deductible is used in the Bakersfield study.

2. Authoritative Review & Comment on the McClure Report

Part 2 of the ESSA - C&GS 1967 report to HUD is devoted principally to the methods for gathering earthquake damage statistics by class of construction and is centered about the reviews of the McClure report. Because of the exploratory nature of the work developed in the report, it was considered desirable that a group of independent authorities review it. The objectives established to guide the reviewers were:

1. To review the report critically and constructively with reference to insurance, alternatives to insurance, economics, and engineering;
2. To recommend other types of scientific data and engineering research programs for use in the study;
3. To recommend methodology for gathering of damage data after the next damaging earthquake in the United States. The data would include engineering information as well as property loss information.

Part 2 consists of a status report of the study and a review of the McClure report by Mr. Karl V. Steinbrugge, head of the Earthquake Department, Pacific Fire Rating Bureau, San Francisco, California, and independent reviews by ten highly qualified person of several disciplines. The reviewers may be grouped as follows:

A. Structural engineers - authorities in the field, with extensive experience in the nature of dollar losses from earthquakes (S. B. Barnes, John A. Blume, Harold M. Engle and Donald F. Moran).

B. Insurance personnel - in statistical methods, forms, loss adjustment, or in a combination of these fields (Richard Blanc, Christian Hansen, L. M. McKinley, and A. J. Snow).

C. Economist with interest in disaster insurance (Professor Kunreuther).

D. Socio-economist familiar with disaster relief methods (Richard Gordon, American Red Cross).

The valuable data, comments and suggestions in the status report and the several reviews of the McClure report were carefully considered in preparation of the second ESSA/C&GS-HUD study and are not summarized here.

II. Second ESSA/C&GS-HUD Study, Feasibility of Earthquake Insurance in California

The second ESSA - C&GS report is expected to be received by HUD the latter part of April, 1969. The following material, informally received in advance, is therefore tentative and subject to change.

The major thrust of the report is the methodology used to establish:

1. The probable damage to dwelling units in the San Francisco Bay Area in the event of a catastrophic earthquake of the intensity of the 1906 San Francisco earthquake; and

2. The probable average annual damage to be expected over a 50-or 100-year period.

Additional data for determination of insurance feasibility are described following the damage study material.

A. Probable Damage Studies

1. Standard Location Areas & Seismicity

The geographical unit used in the studies is the Standard Location Area (SLA), or Census Bureau tract, which is designed to include numerically equal population groups. Units in a single county range from 1300 SLA's in Los Angeles County to a single SLA or census tract in a remote mountain county. There are some 800 census tracts within the nine Bay Area counties, and a total of 3572 SLA's in the State. By use of isoseismal maps or other findings, intensities were assigned to each SLA for given intensities of earthquakes at given epicenters.

2. Dwelling Classification & Sampling

To determine the dollar value losses to dwellings to be expected from a repetition of the 1906 San Francisco Earthquake, it was necessary to secure from the field certain basic data. This included the type of structural frame of the house, the type of exterior, the type of interior partitions, the number and type of chimneys, and the date constructed. It appeared that many census tracts would have similar proportions of these properties, and that a sampling of census tracts within these groups would produce highly representative results.

The census tract characteristics most closely associated with the desired dwelling data were found to be the age of the homes and their value. Further study indicated that tracts with homes built in 1939 or earlier would

be significantly different from tracts with homes built after 1939. Similarly, it was found that a significant difference would exist between tracts with homes with average values in three groups: less than $15,000; between $15,000 and $20,000; and above $20,000. The combination of these two bases created six basic groups or cells of census tracts for sampling. Of the total 767 tracts in the six cells, samples were taken in 123 tracts, with 20 homes sampled in each tract. The six basic groups or cells with the corresponding number of census tracts, and the single family dwellings within each group of tracts, are shown in Table II.

TABLE II

Six basic groups ("cells") of census tracts for sampling in the Bay Area counties.

	1939 OR EARLIER		SINCE 1939		
Less than $15,000	CELL 1		CELL 4		
	Number C.T.	157	Number C.T.	215	TOTAL CT 372
	Number S.F.D.	124,494	Number S.F.D.	273,014	TOTAL SFD 397,508
$15,000 or $20,000	CELL 2		CELL 5		
	Number C.T.	84	Number C.T.	156	TOTAL CT 240
	Number S.F.D.	81,111	Number S.F.D.	265,600	TOTAL SFD 346,711
Greater than $20,000	CELL 3		CELL 6		
	Number C.T.	60	Number C.T.	95	TOTAL CT 155
	Number S.F.D.	39,818	Number S.F.D.	140,940	TOTAL SFD 180,758
	Total C.T.	301	Total C.T.	466	TOTAL C.T. 767
	Total S.F.D.	245,423	Total S.F.D.	679,554	TOTAL S.F.D. 924,977

Each sampled dwelling was classified as follows:

Classification Base	Description
Age (Year Built)	(A) 1939 & earlier, (B) after 1939.
Foundation (Structural)	(A) Crawl space, (B) Basement, (C) Concrete Slab (since 1940).
Interior Finish	(A) Plaster on Lath, (B) Gypsum Board.
Exterior Finish	(A) Wood Frame Stucco, (B) Masonry Construction (C) Masonry Veneer, or (D) Wood
Chimney	(A) Masonry (B) Steel or Terra Cotta.

This classification, with chimneys excluded, gives 20 dwelling classes. Age and Interior Finish together give only two classes, since "Plaster on Lath" is always "1939 and earlier," and "Gypsum Board" is "after 1939". Foundations give $2\frac{1}{2}$ classes, since Concrete Slabs are only 1940 and later. With the final group of four Exterior Finish classes a total combination of $2x2\frac{1}{2}x4=20$ is obtained. From the sampling, the number of dwelling units in the census tract in each class is determined. Using the census value of each unit, the total dollar value of each dwelling class is obtained.

For use with each classified element of the dwelling, five degrees of damage were established: None, Slight, Moderate, Severe, and-for chimneys only-Total.

3. Damage Factors, Damage Ratios, and Damage Products

The Damage Factors table relates given Modified Mercalli intensity for a Standard Location Area to the percent of single unit structures by age group in each classification base and description, as "structural, crawl space", or "interior finish, lath on plaster", for each degree of damage.

Damage Ratios, corresponding to each of ten value classifications, ranging generally in increments of $2,500 from under $5,000 to $35,000 and more, are similarly developed for each distinct classification and degree of damage, giving loss as a percent of the structure's value.

The Damage Product, the damage factor times the damage ratio, may then be applied to the dollar value in each class to determine dollar loss. This is a gross over-simplification of the process, but is presented as an overview of the basic methodology.

B. Computer Programming

The actual single unit structure damage percentages, as a function of intensity as well as the definition of degree of damage in terms of loss, are still subject to final adjustment, but the method has been computerized.

The computer printout for losses by SLA or by county for a given intensity event shows the number of dwellings and the mean value each, total loss and number of units damaged, and three applications of deductibles:

a. Total loss with flat dollar deductibles of $100, 250, 500 and 1000, and corresponding number of units damaged and the loss elimination ratio;

b. Total loss with a flat deductible plus 5% of actual value, with loss elimination ratio; and

c. Total loss with a percentage of actual cash value of improvements, i.e., 1%, 2, 3, 5 and 10%, with corresponding number of units damaged and loss elimination ratios.

C. Additional Data

For further assistance in the HUD feasibility study the ESSA/C&GS report will contain a wide variety of additional data and insurance practice methodology and procedures. This will include present insurance practice

in this country and Canada and also in Japan, the Phillipines, New Zealand, Australia, Mexico, Puerto Rico, South America and Europe.

III. HUD REPORT to the CONGRESS

The report to the Congress on earthquake insurance feasibility is to be submitted in July, 1969.

The report will be based largely on an analysis of the 1968 ESSA - C&GS study now in preparation. Definitive work on the report will be undertaken on receipt of advance release of portions of the ESSA study prior to its formal submission.

End

Table I Modified Mercalli Intensity Scale of 1931

(Abridged)

I. Not felt except by a very few under especially favorable circumstances. (I Rossi-Forel scale)

II. Felt only by a few persons at rest, especially on upper floors of buildings. Delicately suspended objects may swing. (I to II Rossi-Forel scale)

III. Felt quite noticeably indoors, especially on upper floors of buildings, but many people do not recognize it as an earthquake. Standing motorcars may rock slightly. Vibration like passing of truck. Duration estimated. (III Rossi-Forel scale)

IV. During the day felt indoors by many, outdoors by few. At night some awakened. Dishes, windows, doors disturbed; walls make creaking sound. Sensation like heavy truck striking building. Standing motorcars rocked noticeably. (IV to V Rossi-Forel scale)

V. Felt by nearly everyone, many awakened. Some dishes, windows, etc., broken; a few instances of cracked plaster; unstable objects overturned. Disturbance of trees, poles, and other tall objects sometimes noticed. Pendulum clocks may stop. (V to VI Rossi-Forel scale)

VI. Felt by all, many frightened and run outdoors. Some heavy furniture moved; a few instances of fallen plaster or damaged chimneys. Damage slight. (VI to VII Rossi-Forel scale)

VII. Everybody runs outdoors. Damage negligible in buildings of good design and construction; slight to moderate in well-built ordinary structures; considerable in poorly built or badly designed structures; some chimneys broken. Noticed by persons driving motorcars. (VIII Rossi-Forel scale)

VIII. Damage slight in specially designed structures; considerable in ordinary substantial buildings with partial collapse; great in poorly built structures. Panel walls thrown out of frame structures. Fall of chimneys, factory stacks, columns, monuments, walls. Heavy furniture overturned. Sand and mud ejected in small amounts. Changes in well water. Persons driving motorcars disturbed. (VII+ to IX- Rossi-Forel scale)

IX. Damage considerable in specially designed structures; well-designed frame structures thrown out of plumb; great in substantial buildings, with partial collapse. Buildings shifted off foundations; ground cracked conspicuously. Underground pipes broken. (IX+ Rossi-Forel scale)

X. Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroyed with foundations; ground badly cracked. Rails bent. Landslides considerable from riverbanks and steep slopes. Shifted sand and mud. Water splashed (slopped) over banks. (X Rossi-Forel scale)

XI. Few, if any, (masonry) structures remain standing. Bridges destroyed. Broad fissures in ground. Underground pipelines completely out of service. Earth slumps and land slips in soft ground. Rails bent greatly.

XII. Damage total. Waves seen on ground surfaces. Lines of sight and level distorted. Objects thrown upward into air.

FIGURES

Fig. 1 Isoseismal map of the Puget Sound, Washington, Earthquake of April 29, 1965 (Algermissen and Harding, 1965).

Fig. 2 Damaging earthquakes in the conterminous United States through 1965.

Fig. 3 Reported Maximum Modified Mercalli intensities, 1900 through 1963.

Fig. 4 Reported Maximum Modified Mercalli intensities for the historical record through 1965.

Fig. 5 Strain release in terms of equivalent number of magnitude 4.0 earthquakes per 10,000 square kilometers, 1900-1963.

Fig. 6 Earthquake frequency versus intensity for the area of San Francisco, California.

Fig. 7 Number of Modified Mercalli intensity VI earthquakes per 50 years derived from the historical earthquake record.

Fig. 8 Number of Modified Mercalli intensity VIII earthquakes per 100 years derived from the historical earthquake record.

REFERENCES

1. Southeast Hurricane Disaster (Hurricane Betsy), Hearing before the Committee on Public Works, Hose of Representatives, Eighty Ninth Congress, on H. R. 11539, October 13, 1965.

Acknowredgement

Note: The 1967 & 1968 ESSA - C&GS Studies for HUD have been used almost exclusively for this report, as noted herein. The assistance of the following in preparation of the report is gratefully acknoeledged.

ESSA - C&GS:	Chief, Geophysics Research Group
Dr. S. T. algermissen	Geophysicist
Mr. Wilbur Rinehart	
HUD:	
Mr. Henry Schecter	Director, Office of Economic & Market Analysis
ESSA - C&GS Consultant:	
Mr. Karl V. Steinbrugge	Head, Earthquake Department Pacific Fire Rating Bureau

4. 9　強　風　の　影　響

1. 構造物の耐風設計上の問題点

建設省土木研究所
構造研究室長　大久保　忠　良

要　　約

この報告は，構造物の耐風設計に考慮すべき風の作用と，これに対する構造物の応答の概要を紹介するとともに，今後に残された問題点を指摘するものである。

筆者は風の作用を系統的に分類し，耐風設計の基本的要素として設計風速，構造物断面の空気力学的特性，構造物の剛性の三者をあげ，設計風速，風圧および静的風荷重，風による構造物の不規則振動，風琴振動，風胴模型実験ならびに観測のそれぞれについて，研究の現況と問題点を指摘する。

また，不規則振動，風琴振動などの強制振動は，その影響を風速または風荷量に換算して，将来構造物の耐風設計基準に規定すべきことを提案する。

1. まえがき

この報告は，各種構造物の耐風設計に考慮すべき風の作用に関する，現在までの研究成果の概要を紹介するとともに未解決の問題点を指摘し，将来における構造物の耐風設計規範を充実させる一助たらしめようとするものである。

近時，構造理論と計算手段の発展，新材料の発達および新工法の開発に伴なつて，構造物の設計においても重量の最小化建設費の最低化等，設計の最適化が求められ，構造物の軽量化，単純化がはかられるとともに長大化，高層化が進められてきたが，このことは同時に構造物の可撓性の増加と減衰性の低下を招き，衝撃，振動などの動的荷重に対する応答を増大せしめる結果となつている。

中でも風は，従来考慮されていた静的作用のほかに複雑な動的作用を及ぼし，時には破壊的振動を惹起するなど，構造物の安全性を脅かす重大な要因の一つとなつている。

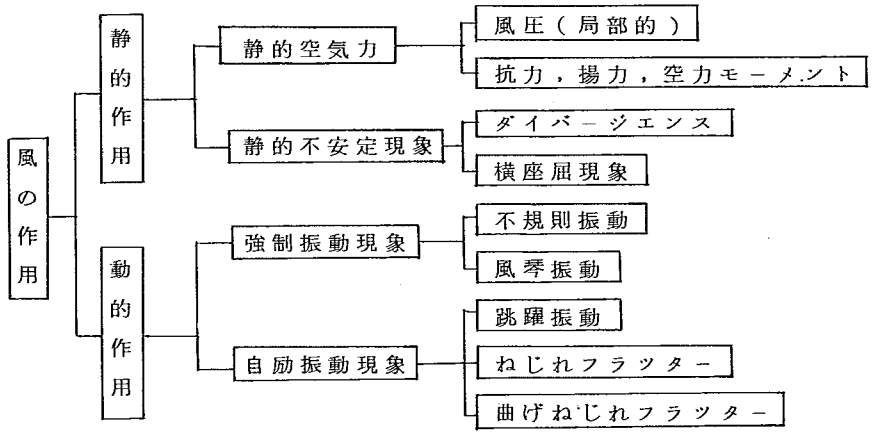
しかしながら大気は粘性流体であり，かつ通常の構造物は非流線形物体である上に，後述するごとく風の動的作用は多岐にわたつており，それぞれが構造物の応答に影響されて変化するとともに，互いに影響し合いながら複合的に作用するので，これを理論的に解明することは現在のところ不可

能である。しかし最近における計測手段と風洞模型実験技術の発達に支えられて，個々の構造物に対する動的，静的な風の作用を現象的に求めることは可能になりつつある。一方，静的のみならず動的な風の作用をも考慮した耐風設計規範に対する要求は高まつており，一部では具体的提案も出[1) 2) 3)]されている。このような時点においては，風の作用に関する各方面の研究成果の現況を紹介し，解決すべき問題点を整理することは，耐風設計規範の今後の充実のためにも必要であると考えられる。

2. 風 の 作 用

構造物に対する風の作用は，静的な作用と動的な作用に2大別されるが，筆者はさらにそれぞれを構造物の応答に着目して表－1に示すように分類している。

表－1　風の作用と構造物の応答



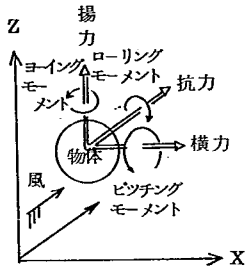
自然風の風速は，時間的にも空間的にも絶えず変動しており，風が構造物に及ぼす空気力もまた時間的に変動している。また通常の構造物の場合にはたとえ一様な気流中におかれても，構造物の後流中には気流の乱れを生じ，構造物に変動する空気力を及ぼすのが常である。したがつて風の作用は時間的に絶えず変動していると考えてよい。

しかしながら，構造物が非常に剛な場合には，風の作用が時間的に変動しても，これに対する構造物の応答は時間的に変動しないとみなして差支えない。また構造物の剛性がそれ程大きくなく，その応答が時間的に変動する場合であつても，この応答を平均的成分と変動成分とにわけ，平均的成分を平均風速と対応させて取扱うことが多い。このように変動を無視した風の作用を静的な作用

と称するが，上記の説明にも明らかなごとく，静的，動的両作用の区分は，主として構造物の応答に支配されるものである。

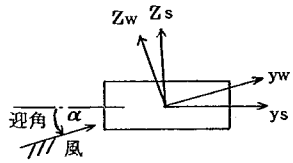
風の静的な作用はさらに静的空気力の作用と静的不安定現象に区分される。

気流中におかれた物体の表面には，流線の撹乱・剝離に起因する圧力と，空気の粘性に起因するせん断応力が作用し，これらの総合として，図－1に示すごとく互に直交する3ケの座標軸方向に作用する力と，これら各軸まわりのモーメントが得られる。これらの力とモーメントを空力6分力とよぶ。



図－1　空力6分力

橋のように線状の構造物で，かつ構造物の長軸に直角方向の風の影響が最も大きいと考えられる構造物においては上述の空力6分力のうち，抗力，揚力，およびピッチングモーメントの3者を考慮すればよい。これらを空力3分力と称する。



図－2　座　標　軸

図－2に示すように座標軸には構造物の主軸を基準とした構造軸（添字Sで示す）と，風向方向を基準とした風軸（添字Wで示す）とがあり，風胴模型実験結果の整理には後者を用いることが多いが，構造物の設計上は前者を用いる方が便利である。

よく知られているように，空力3分力は次式で与えられる。

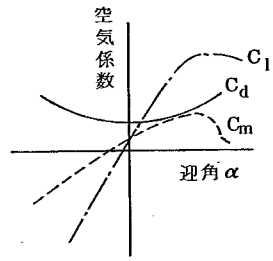
抗　力　　$P_d = \frac{1}{2}\rho V^2 C_d A$　　〔1－1〕

揚　力　　$P_l = \frac{1}{2} V^2 C_l A$　　〔1－2〕

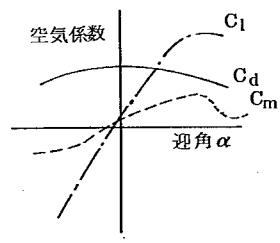
ピッチングモーメント　$M = \frac{1}{2}\rho V^2 C_m B^3$　〔1－3〕

ここに　ρ：空気密度　　V：風　速　　A：載荷面積

B：幅　　C_d，C_l，C_m：空力係数



a　風軸表示



b　構造軸表示

図－3　空力係数と座標軸の関係

空力係数の値は，構造物の形状，迎角によつて変化し，風胴模型実験によつて定められるが，図－3に示すように，抗力係数と迎角の関係は座標軸によつて異なるので注意を要する。

静的不安定現象のうちダイバージエンスは，構造物のねじり剛性が不足で，かつ断面に作用するピッチングモーメントが迎角に伴つて急激に増加する場合に生ずる現象であつて，構造物のねじれ復元力係数をK_θ，空気密度をρ，構造物の風向方向の

幅をb，ピッチングモーメントの迎角に対する勾配をmとするとき，ダイバージエンスの限界風速は次式で与えられる。

$$V_{cd} \geqq \sqrt{\frac{2K\theta}{\rho m b^2}} \qquad 〔2〕$$

通常の構造物においては設計風速の範囲内ではダイバージエンスのおそれはない。

一方，横座屈現象は，梁状の構造物に作用する風荷重が，風速の増加によつて一定値をこえる場合，荷重作用面内の曲げ撓みの外に，作用面外のねじれ変形を生ずる現象であり，これに関する平井[4]，岡内[5]，Vlasov[6]らの研究がある。吊橋の逆対称1次座屈形に対し平井の与えた限界風速式は次の通りである。

$$V^2_{ck} \geqq \frac{4\pi\sqrt{128EJ \cdot GK}}{\mu C_d \rho} \qquad 〔3〕$$

ここに，　EJ：吊橋の換算曲げ剛性　　l：吊橋の径間長

GK：吊橋の換算ねじれ剛性　　μ：空力係数により定まる係数

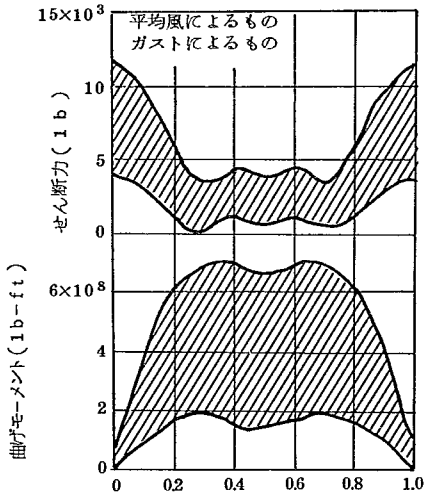
横座屈現象を生ずれば，構造物は一挙に崩壊するおそれがあるので十分に注意することが必要であるが，通常の耐風設計方法で設計された構造物においては，式〔3〕で求められる限界風速が設計風速よりも十分に大きい。

風によつて励起される振動には，強制振動と自励振動の両者があり，自然風の乱れまたは他の構造物の後流中の乱れにより生ずる不規則振動と，自らの後流中の周期的渦流により生ずる風琴振動が前者に，断面の揚力一迎角特性に起因する跳躍振動，剝離流の離着と構造物の振動角変位の間の位相差に由来するとされているねじれフラッターおよび，曲げ振動とねじれ振動が連成して生ずる曲げねじれフラッターは後者に属する。

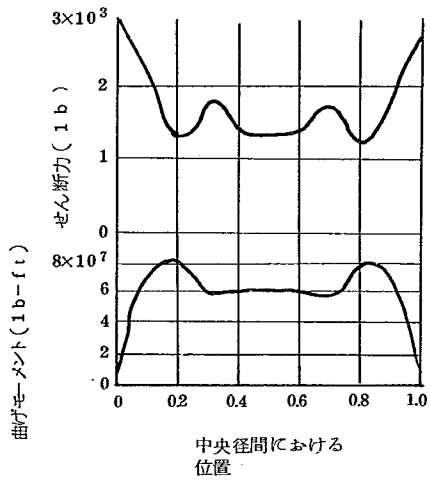
ここで強制振動と自励振動との区分法について一言すれば，構造物が気流中で振動しないよう剛に保持した場合においても，外力として周期的または非周期的変動空気力が作用するものを強制振動と呼び，構造物を剛に保持すれば励振空気力が消滅するものを自励振動とよぶことにする。研究者によつては風琴振動を自励振動であるとすることもあるが，ここでは上記の定義により強制振動に区分する。

自然風中におかれた構造物は，風速の不規則な変動に起因する，定常確率過程的な変動空気力の作用をうけて不規則に振動し，構造物の変位，応力等は平均風速の作用によるものにくらべて増加する。橋梁等に関する不規則振動の影響をはじめて解析し，量的に明らかにしたのはDavenport[7]であつてPanofskyの求めた鉛直風速のパワースペクトル，彼自身の求めた水平風速のパワースペ

クトルを用い，定常時系列の瞬間的極値の期待値に関するRiceの理論にしたがつて，中央径間長3,300ft(1,006.5m)，側径間長1,340ft(408.7m)の3径間吊橋のうけるせん断力および曲げモーメントの極値を求め，図－4に示すごとくこれらが平均風速による値の数倍に達することを示した。



(a) 平均風およびガストによる断面力(水平面内)の最大値分布(Davenport, 1962)



(b) ガストによる断面力(鉛値面内)の最大値の分(Davenport, 1960)

図－4　変動風による不規則振動の影響

その後この不規則振動の影響の重要性が認識され，構造物の耐風設計基準に考慮され始めていることは，まえがきに述べた通りである。不規則振動においては，振動周期は不規則であるが，構造減衰が小さい場合には変動風速のエネルギーの極値付近の周期と構造物の固有振動周期が卓越し，振幅は不規則に変動するが有限値であり，風速に伴つて増加する。

低レイノルズ数領域において，円柱の後流中にKarman渦と呼ばれる規則的な渦が発生し，構造物に周期的な変動空気力を及ぼすことはよく知られているが，円柱以外の構造物または部材においても，同様な現象を生ずる。後流中に発生する渦の周波数Nは，構造物の寸法をD，風速をV，Strouhal数をSとするとき，

$$N = \frac{SV}{D} \qquad 〔4〕$$

で与えられ，Sは構造物の断面と迎角によりほぼ一定の値を有する。渦の発生周波数Nが構造物の固有振動数に近くなる風速において振幅は急に増加し，共振に近い挙動を示す。このときの風速Vcは構造物の固有振動数をNsとするとき $Vc = \frac{NsD}{S}$ で与えられる。したがつてこの振動は特定の風速範囲で生じ振幅は有限で，振動数は構造物の固有振動数に等しい。

筆者は風による構造物の自励振動を，跳躍振動，ねじれフラッター，曲げねじれフラッターに区分したが，これらはそれぞれ曲げ振動，ねじれ振動，曲げとねじれの連成振動である。

跳躍振動は，氷雪の付着した送電線にしばしば観測される現象であつて，準静的解析によつて構造物の挙動をかなり正確に知ることができるものである。Den Hartog[8]は構造物断面の抗力係数 C_d と，揚力勾配 $\frac{\partial C_l}{\partial \alpha}$ の和が負となるとき，跳躍振動がおきるとした。すなわち

$$\frac{\partial C_l}{\partial \alpha} + Cd < 0 \qquad 〔5〕$$

またParkinson[9]は構造物に作用する空気力をChebyshevの多項式を用いて近以し，跳躍振動の臨界風速として次式を示した。

$$V_g = \frac{2C}{\rho h A_1} \qquad 〔6〕$$

ここに，　C：減衰係数

h：構造物の曝風幅

A_1：Chebyshevの多項式の第1項の係数

跳躍振動の周期は，撓み振動の固有周期に等しく，振幅は通常Limit cycleをえがいて有限であるがかなり大きい。

ねじれフラッターは，構造物表面における剝離流の離着が構造物のねじれ（回転）振動と位相差を有し，風が構造物にエネルギーを供給するために生ずるといわれているが，その機構はまだ解明されていない。この振動の周期は近時的にねじれ振動の固有周期に等しく，振幅は風速の増加にともなつてかなり急激に増加する。Tacoma Narrows 橋の落橋時の振動はねじれフラッターである。

曲げねじれフラッターは，撓み振動とねじれ振動が連成するものであつて，臨界風速をこえると振幅は急激に増大し，構造物を破壊するにいたるものである。臨界風速 V_f とフラッター振動数は，フラッター方程式を解くことにより求められる。この振動は構造物の撓みおよびねじれ振動の固有振動数の中間の振動数を有し，両固有振動数の比が1に近づけば，V_f の値は低下する。ポテンシャ

ル流中の平板の曲げねじれフラッターについては，有名なTheodorsen[10)11)]の研究がある。

以上に説明したごとく，風の作用とこれに対する構造物の応答は風速により定められるので，構造物の耐風設計に当つては，

(i) 考慮すべき風速の大きさ（設計風速）を定める。

(ii) 静的風荷重が小さく，かつ静的および動的不安定現象をおこし難い空気力学的特性をもつた断面を選定する，

(iii) 風の作用に抵抗できるような構造物の剛性を保つこと

の三者が，基本的な要素となる。

3. 設 計 風 速

設計風速に影響する自然風の特性には，風速の再現期待値，平均風速の鉛直分布形状，風速の時間的，空間的，変動等がある。

風速の再現期待値は，再現期間によつて異なる。再現期間が長くなれば，期待値は大きくなり，構造物の安全率は増すが経済的でない。また再現期間が小さくなれば構造物の耐用年数中に，設計風速をこえる風速を経験する確率が増し，安全性は低下する。構造物の耐用年数をa，考慮すべき再現期間をr，構造物がa年間に経験する風速がr年間の期待値をこえない確率をqとすれば，これらの間には次の関係がある。

$$r = \frac{1}{1-q^{\frac{1}{a}}} \qquad 〔7〕$$

aとqの各種の値に対するrの値は表－2の如くなる。qの値は構造物の破壊がもたらす経済的ならびに社会的損失，構造物の設計に考慮されている安全率等により定められるべきであるが，量的な基準はまだ確立されていない。長大吊橋等の重要構造物においては$r \geqq 2a$（$q > 0.6$）になるよう考慮されている。

表2. 再現期間と耐用年数

q \ a	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
0.10	21.8	26.6	30.9	35.2	39.6	43.9	48.3	52.6	57.0	61.3	65.6
0.20	31.6	37.8	44.0	50.2	56.4	62.6	68.8	75.1	81.3	87.5	93.7
0.30	42.0	50.3	58.6	66.9	75.3	83.6	91.9	100.2	108.5	116.8	125.1
0.40	55.1	66.6	76.9	87.8	98.7	109.6	120.6	131.5	142.4	153.3	164.2
0.50	72.6	87.1	101.5	115.9	130.3	144.8	159.2	173.6	184.8	202.5	216.9
0.60	98.4	118.0	137.5	157.1	176.7	196.3	215.8	235.4	255.0	274.6	294.1
0.70	140.7	168.7	196.8	224.8	252.8	280.9	308.9	336.6	365.0	393.1	422.8
0.80	224.6	269.3	314.3	359.1	403.7	448.6	493.2	531.6	583.1	628.1	677.5
0.90	475.1	570.1	664.9	759.7	854.7	952.4	1,045	1,139	1,235	1,330	1,425
0.95	975.6	1,171	1,366	1,560	1,754	1,949	2,146	2,342	2,538	2,732	2,924
0.99	4,975	5,989	6,944	7,936	8,929	10,000	10,989	11,905	12,987	13,889	14,925

後に説明するように風速の値は高さにより変化するとともに，風速評価時間によつても異る。したがつて任意地点の風速は，高さと評価時間を指定して定義される。日本においては地表上10mの高さにおける10分間平均風速のr年間の期待値を基本風速と定義している。

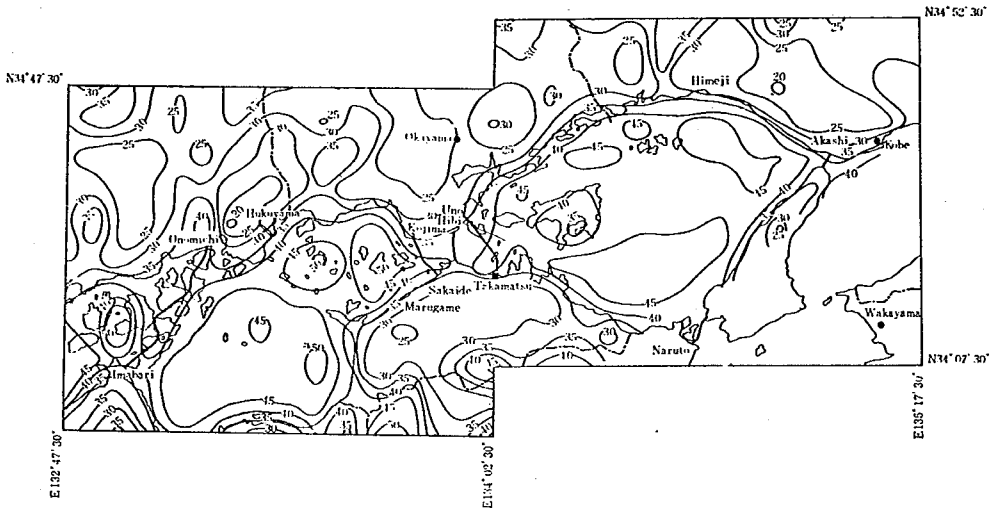
風速の年最大値Vの分布は一般に二重指数関係で与えられる。

$$F(V) = \exp\{-\exp(-\frac{V-\alpha}{\beta})\} \quad 〔8〕$$

ここにα，βはVの平均値および分散により定まる定数である。したがつて気象官署等のように既往の年最大風速の観測資料が豊富な場合には，式〔8〕から任意の期間の再現期待値を求めることができる。しかしながら，構造物の建設地点にこのような既往の観測資料が揃つていることは少ない。特に海峡連絡橋の場合はそうである。一方，年最大風速の値は局部的な地形の影響をうけるので，近傍の気象官署の期待値をそのまま用いることはできない。このような場合の期待値の推定方法には次のものがある。

第1は構造物の建設地点で比較的短期間の風速観測を行ない，最寄りの気象官署の観測値との相関を求め，これと気象官署における期待値を用いて推定する方法である。この方法の精度は，上記の短期間の観測期間における強風の観測回数に支配される。

第2は，構造物の建設地点の近傍における既往観測地点の局地的地形因子と期待値との関係を重回帰分析法により求め，これに建設地点の地形因子を代入する方法である。日本の長大橋梁にはこの方法が用いられている。図－5および6は，本州四国連絡橋計画のために作成された，重回帰分



図－５　瀬戸内海基本風速の５０年再現期待値

析法による５０年および１００年の基本風速である。また図－７は１９４０年より１９６５年の間に瀬戸内海付近を通過した台風の経路図，図－８はこれらの台風の襲来頻度図である。

平均風速の鉛直分布形状は，地表粗度の状況，大気の安定度，地形等の影響をうけるが，強風時には大気は中立状態であるとみなしてよい。

地形が平滑で地表粗度が一様とみなして差支えない場合には，風速の鉛直分布はべき法則に従うことが知られている。

$$\frac{V_z}{V_{z_0}} = \left(\frac{Z}{Z_0}\right)^p \qquad 〔9〕$$

ここにV_z：高さZ_mにおける平均風速

V_{z_0}：基準高Z_{om}における平均風速

べき指数pの値は地表粗度と風速評価時間によつて変化する。１０分間平均風速に対しては表－３の値を参考として定めてよい。またZ_0を１０mとしたときの１０分間平均風速の高さによる増加率

表３　p　の　値

地表の状況	p　の　値
開けた水面	1／8
開けた平地	1／6
森林地帯	1／3.5
都市域域	1／2.5

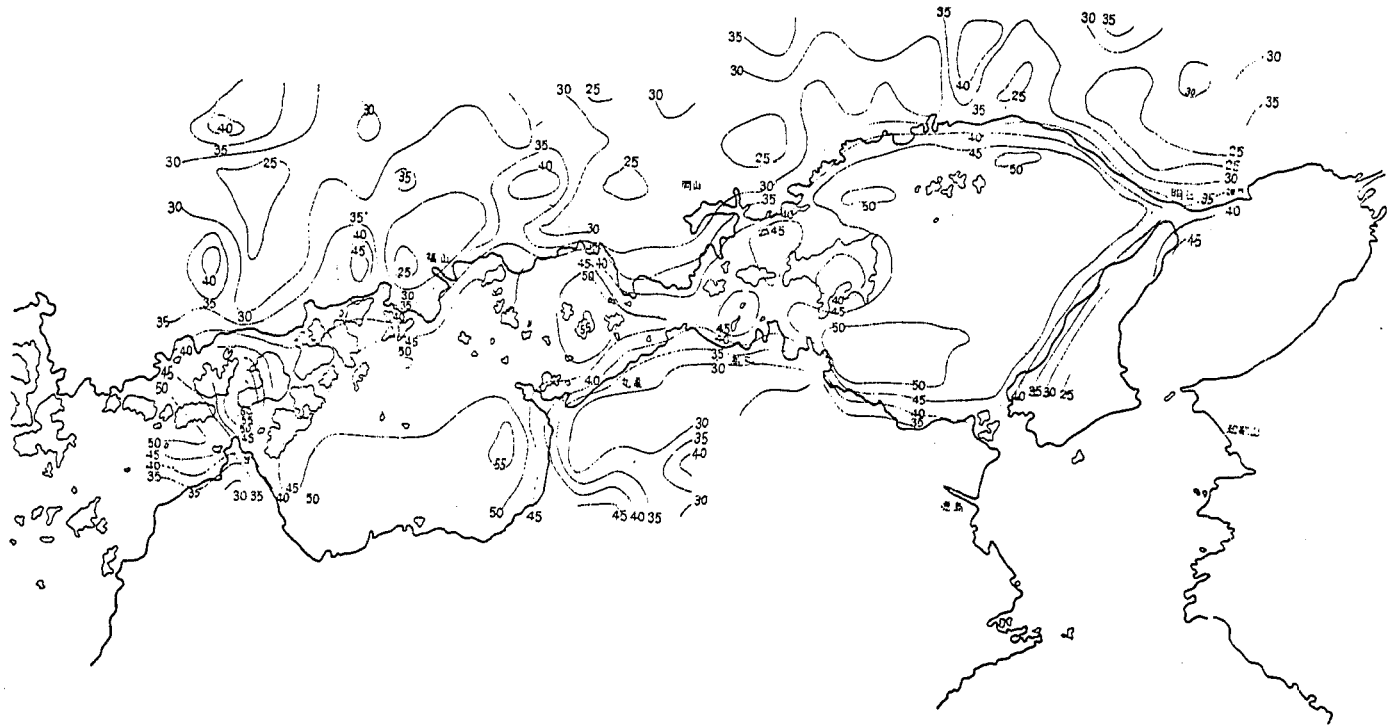
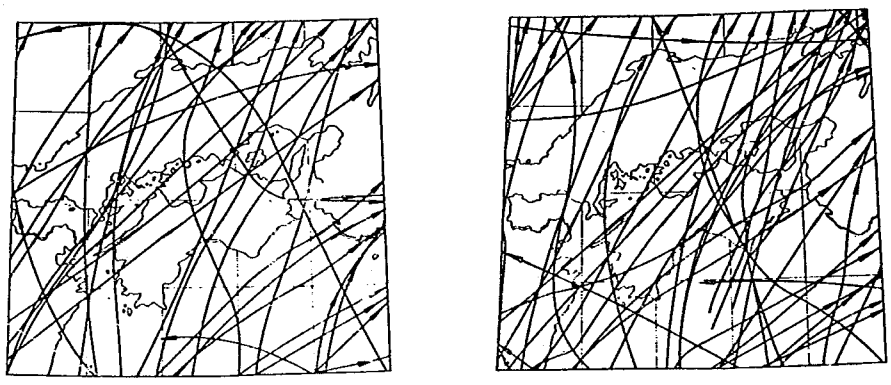


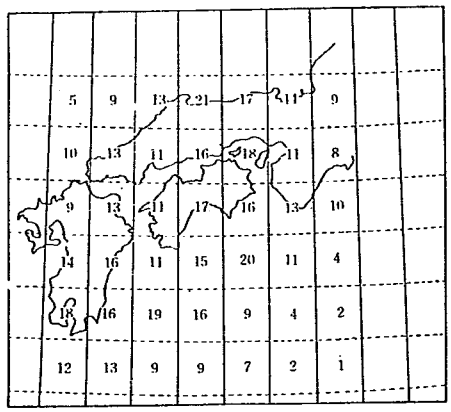
図 6.　瀬戸内海基本風速の１００年再現期待値



(a) 昭和１５年から昭和２４年までの台風経路

(b) 昭和２５年以降の台風経路

図－７　瀬戸内海付近の台風径路



図－８　西日本における台風襲来頻度図

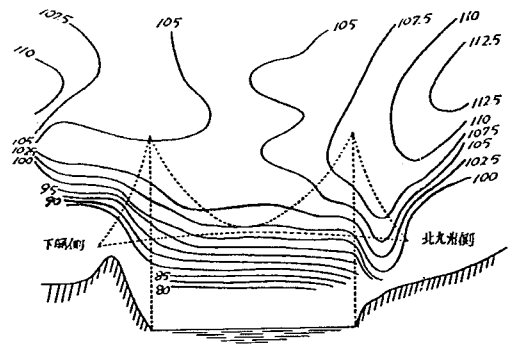
は表－４のとおりである。

地形が一様でない場合には，その影響をうけて平均風速の鉛直分布形状はべき法則には従わないことがある。関門吊橋（中央径間７１２ｍ）の架橋地点は，岬が突出し地形による風速の収束が予想されたので，地形模型の風胴実験を行ない，平均風速の空間的分布を求めた。図－９は一般流の風速に対する比率であらわした風速の空間分布である。同橋の設計風速は，この結果に基いて算定された。

この他，地形は一様でも，地表粗度が急変する場所の近くでは，風速の鉛直分布形状に関する遷移帯が存在する。

表 4.　　$(\frac{Z}{10})^p$　　の　　値

Z ＼ p	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3.5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2.5}$
10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
15	1,052	1,060	1,070	1,084	1,107	1,123	1,145	1,176
20	1,091	1,104	1,122	1,149	1,189	1,219	1,260	1,320
30	1,147	1,170	1,201	1,246	1,316	1,369	1,442	1,552
40	1,189	1,219	1,260	1,320	1,414	1,486	1,587	1,741
50	1,223	1,258	1,308	1,380	1,495	1,584	1.710	1,904
60	1,251	1,292	1,348	1,431	1,565	1,668	1,817	2,048
70	1,275	1,320	1,383	1,476	1,627	1,744	1,913	2,178
80	1,297	1,346	1,414	1,516	1,682	1,811	2,000	2,297
90	1,316	1,369	1,442	1,552	1,732	1,873	2,080	2,408
100	1,334	1,389	1,468	1,585	1,778	1,931	2,154	2,512
120	1,364	1,426	1,513	1,644	1,861	2,034	2,289	2,702
140	1,391	1,458	1,552	1,695	1,934	2,126	2,410	2,874
160	1,414	1,486	1,587	1,741	2,000	2,208	2,520	3,031
180	1,435	1,511	1,619	1,783	2,060	2,284	2,621	3,178
200	1,454	1,534	1,648	1,821	2,115	2,354	2,714	3,314
220	1,471	1,555	1,674	1,856	2,166	2,419	2,802	3,443
240	1,488	1,575	1,698	1,888	2,213	2,479	2,985	3,565



（地形模型による南西風の実験
図中の数字は風胴風速の百分率）

図－9　関門海峡における風速分布

設計風速に対する風速変動の影響は二つの側面をもつ。一つは風速の空間的変動であり，他は風速変動による構造物の不規則振動である。

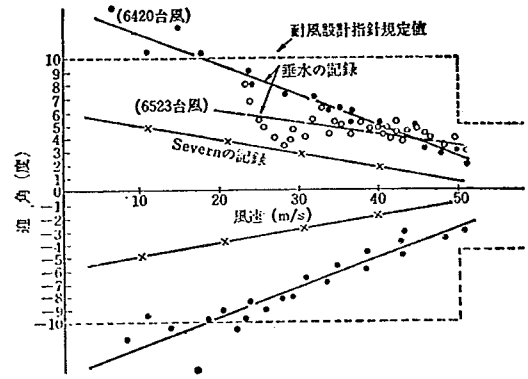
空間内の任意の二点における風速の相互相関は，これら２点間の距離が短い程高いので，構造物の寸法または面積が小さくなる程，構造物全体にわたる風速の平均値の時間的極大値は大きくなる。風速の相互相関またはパワースペクトルを一定の標準的な式で表わすことができれば，構造物の寸法または面積と考慮すべき風速の関係を求めることができる。このような例としては参考文献[1),2)]に示されるものであるが，風速の相互相関の観測例は少ないので，各地における実測調査が必要である。本州四国連絡橋の調査で作成した，吊橋の径間長と風速の補正率の関係を表－５に示す。

表 5.　水平長による補正係数

地域	Z (m) ＼ 水平長 (m)	150	300	450	600	750	900	1,050	1,200	1,350	1,500
開けた海上または平地	10	1,400	1,302	1,246	1,208	1,179	1,156	1,137	1,120	1,106	1,093
	30	1,243	1,188	1,157	1,135	1,118	1,105	1,094	1,084	1,076	1,069
	50	1,195	1,152	1,128	1,111	1,098	1,088	1,079	1,071	1,065	1,059
	70	1,169	1,121	1,112	1,098	1,087	1,078	1,070	1,064	1,058	1,053
	100	1,145	1,115	1,097	1,085	1,076	1,069	1,062	1,057	1,052	1,048
	130	1,130	1,104	1,088	1,078	1,070	1,063	1,057	1,052	1,048	1,044
	160	1,120	1,096	1,082	1,072	1,064	1,057	1,052	1,048	1,044	1,041

風による不規則振動については前節で例をあげて説明したが，構造物の剛性や構造減衰が小さい場合には，静的空気力の数倍以上の大きさの影響を与えることが知られている。しかし，変動風速のパワースペクトル，変動風速をうける構造物の空気力学的特性など今後の研究にまつところが多い。将来は静的風荷重または設計風速を割り増しすることにより，構造物の耐風設計に考慮することが期待される。

設計風速に関係して考慮さるべき要素として迎角がある。構造物に作用する空気力は迎角によつて異なるが，橋の場合，迎角は動的不安定性に影響する大きな要素である。迎角と風速との関係については，図－１０に示すごとくの英国 Severn 橋における観測，本州四国連絡橋計画に関する垂水での観測があるが，いずれも風速が大きくなると迎角が減少する傾向を示している。現在のところ，日本の長大吊橋の耐風設計では，５０ｍ／Ｓ以上の設計風速に対し± 5° 以下，５０ｍ／Ｓ以下の設計風速に対し± １０° 以下の迎角を考慮することになつているが，迎角と風速の関係を定量的に確定するには，風速の鉛直変動成分の観測を必要とする。



図－１０　風速と迎角の関係の実測値（建設省・気象調査中間報告・１９６６）

4. 風圧および静的風荷重

種々の形の構造物の表面における風圧の分布および静的風荷重の大きさについては，風胴模型実験の結果にもとずいて，耐風設計基準に規定されている。しかしながら，最近Newberry [12] は風胴模型実験，野外実験により，建物の壁の透気性が風圧分布に大きな影響を与えることを証し，実物の条件を出来る限り忠実に再現した模型実験の必要性を示した。このような模型実験の結果によつては，耐風設計基準を改訂する必要がある場合もあろう。

橋梁に対しては現在のところ，抗力のみが考慮されている。トラス構造の抗力と充実率についてPagonは，次の関係を与えた。

$$C_D = \sqrt{\frac{3}{2\phi}} \qquad 〔10〕$$

ここに　C_D ：抗力係数　　ϕ ：充実率

筆者は吊橋のトラス補剛げたに関して実施した風胴模型実験の結果から次の式を導いた。

$$C_D = \frac{5^3}{3}\sqrt{\frac{1}{\phi}} \qquad 〔11〕$$

この式は$\phi < 0.3$の領域において，式〔１０〕よりも実験結果とよく一致する。

一方，橋梁においても，揚力および空力モーメントを考慮することの必要性は，Chester橋の落橋事故にも示されているが，これらの値を耐風設計基準に示すには，模型実験結果をより多く集積することが必要である。

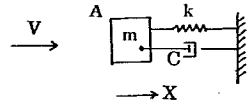
また最近，箱げたばりが橋梁に多く用いられるようになつている。橋幅にくらべた高の低い箱

げたの静的空力特性は，平板のそれに近いが，その空力係数の値についても今後の模型実験結果の集積を必要とする。なお箱げたについては局部的な風圧分布に関する考慮も必要である。流線形箱げたのよどみ点付近，多角形箱げたの稜線付近には大きな負圧を生ずる。関門吊橋の補剛げたに関し筆者らの行つた模型実験結果は風圧係数が－１に近くなることを示した。

風圧および静的風荷重の模型実験においては，前に記した構造物の特性の忠実な再現のほかに，風速の鉛直分布，風速変動など気流条件の再現に関しても注意を払うことが必要である。

5. 不 規 則 振 動

図－１１に示すような，質量m，バネ係数k，減衰係数C，曝風面積Aなる１自由度系が，風速Vなる風の作用をうけるものとする。ここにVは風速の瞬間値であつて，



図－１１　１自由度系の不規則振動

$$V = \bar{V} + u \qquad 〔12〕$$

$\bar{V}$ ：平均風速

V ：変動風速

である。

質点mは変動風速Vの作用をうけて不規則に振動するが，Davenport[7]は質点mの変位Xのパワースペクトルが次式で与えられることを示した。

$$XF(n) = \frac{\rho^2 V^2 Cp^2 A^2 VF(n)}{m^2 (2\pi n_o)^4 \{(1-\frac{n^2}{n_o^2})^2 + (2h\frac{n}{n_o})^2\}}$$

ここにXF(n)：変位Xのパワースペクトル密度

VF(n)：変動風速Vのパワースペクトル密度　　Cp：風圧係数

ρ　：空気密度

n_o　：質点mの固有振動数　　$(=\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}})$

h　：減衰定数　$(=\frac{C}{\sqrt{2mk}}=\frac{C}{4\pi m n_o})$

Davenportは地表のまさつ係数をKrとするとき風速のパワースペクトル密度が次式で与えられることを示した。

$$VF(n) = \frac{\bar{V}^2}{n} 2Kr \frac{X_D^2}{(1+X_D^2)^{\frac{4}{3}}}$$

$$X_D^2 = 1,200\frac{n}{V}$$

一方，日野[15]は高さと大気の安定度の影響を考慮し，次式の形のパワースペクトルを提案している。

$$VF(n) = 1,428Kr\frac{\bar{V}^2}{\beta}\{1+((\frac{n}{\beta})^2\}^{-\frac{5}{6}}$$

〔15〕

$$\beta = 1,169\times10^{-3}\frac{\bar{V}\alpha}{\sqrt{kr}}(\frac{Z}{10})^{(2m\alpha-1)}$$

ここに　α：平均風速の鉛直分布に関するべき指数

m：大気の安定度に関係する修正係数

またDavenportは，Riceの定常確率過程の極値に関する理論を用い，変位Xの極値Xmaxを近似的に次式で与えた。

$$Xmax=\bar{X}+(\sqrt{2\ln\nu T}+\frac{0.577}{\sqrt{2\ln\nu T}})\left[\int_0^\infty 2XF(n)dn\right]^{\frac{1}{2}}$$

〔16〕

ここに　$\bar{X}$：変位Xの平均値　$(=\frac{p\bar{v}^2CpA}{8\pi^2mn\sigma^2})$

ν：Vの平均値周波数をあらわす定数

また日野[15]は次式を与えた。

$$Xmax=\bar{X}+(\sqrt{2\ln\nu T}+\frac{0.577}{\sqrt{2\ln\nu T}}-\frac{0.99}{\sqrt{2\ln\nu T^3}})\left[\int_0^\infty 2XF(n)dn\right]^{\frac{1}{2}}$$

〔17〕

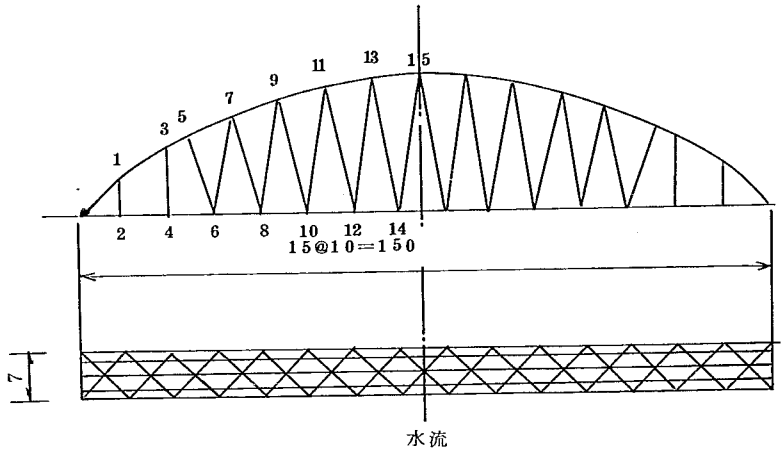
すなわち，変動風速により，式〔16〕または〔17〕の右辺第2項に示される変位が，平均風速による変位に付加される。これが変動風速の動的増幅効果であるが，そのもととなる変動風速のパワースペクトル，空力的応答関数の特性などについて，上にもその1例を示したように研究者により異つた式が示されており，今後の研究を必要とする問題である。さらに，2次元的または3次元的な実際の構造物の不規則応答を解析するためには，変動風速の相互相関の観測とその定式化が必要である。

6. 風　琴　振　動

従来の耐風設計基準においては，鋼製煙突の風荷重に風琴振動が考慮されているが，最近，ランガー橋の鉛直部材に風琴振動を生ずることが発見され，中にはガセットプレートにひび割れを生じた例もある。

四徳大橋[16]は，天龍川の支流に架設された，支間150mのトラスドランガー橋で，幅員は5.5m，最大構高21.5m，斜材には直径318.5mm，厚さ6.9mmの鋼管を用いている。その一般図は

図－１２のとおりである。また各斜材の部材長と，これらの両端がヒンジまたは固定であると仮定した場合の対称１次撓み振動の固有振動数を表－６に示す。



図－１２　四徳大橋一般図

表－６　四徳大橋鋼管斜材の固有振動数

部材記号		5－6	6－7	7－8	8－9	9－10	10－11	11－12	12－13	13－14	14－15
部材長（m）		10.67	13.85	13.93	16.41	16.41	18.20	18.10	19.46	19.46	19.75
固有振動数（C/S）	両端ヒンジ	8.26	4.82	5.06	3.64	3.68	3.02	3.08	2.70	2.70	2.65
	両端固定	18.8	11.0	11.5	8.28	8.35	6.88	6.99	6.13	6.13	5.97

本橋は１９６７年３月に完成したが，同年７月，橋軸直角方向からの弱風時に，中央部付近の鋼管斜材に主構面内のたわみ振動を生じていることが発見され，精査の結果ガセットプレートにひび割れを生じていることが判明した。その後の観測によれば，風速５～７m／Sで中央部付近の斜材に発生る振動は，風速の増加とともに端部に移行し，風速が１５～１７m／Sに達すると最端部の斜材が振動することが認められた。また振動時にガセットプレートに生ずる応力の最大値を，抵抗線ひずみ計で測定したところでは，約2,000 Kg／cm^2であつた。

本橋の風琴振動に関しては風胴模型実験が実施され，対策として最終的にはガセットプレートの補強と，交番渦の消滅を目的とした斜材へのトリップワイヤーの取付けが行なわれた。その後は目立つた振動は観測されていない。

このほかH型鋼等，円形以外の断面の鉛直部材を使用したランガー橋においても，風琴振動の発

生が認められている。また，斜張橋の橋げたにも風琴振動を生ずることが，風胴模型実験および実橋観測で認められた例[17]もある。

風琴振動の対策は，後流中の渦の規則性を破壊すること，構造物の剛性を大きくすること。構造減衰を増加させることの三つであるが，これらの対策をとり難い場合もあるので，各種の断面につき，作用する交番的空気力の値を計測し，耐風設計基準に規定することが望ましい。

7. 自 励 振 動

図１３に示すように，質量m，回転慣性Ｉｐなる構造物の撓みおよびねじのバネ係数をそれぞれk_hおよび$k\alpha$，減衰係数をそれぞれChおよびC_aとし，この構造物が風速Ｖなる気流中で振動するときの撓みおよびねじれ振動の振幅をそれぞれｈおよびα，作用する揚力および空力モーメントをＬおよびＭとすれば，運動の方程式は，

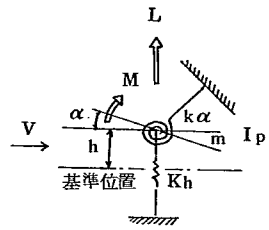


図--１３　撓みおよびねじれ振動系

$$m\ddot{h}+Ch\dot{h}+k_h h=L \qquad 〔22〕$$

$$I_p\ddot{\alpha}+C\alpha\dot{\alpha}+K\alpha\alpha=M \qquad 〔23〕$$

弦長２ｂなる平板の弾性中心が中央にある場合においてポテンシャル流理論により Theodorsen[10) 11)] が求めた揚力および空力モーメントは

$$L=\pi\rho b^2\left(V\dot{\alpha}-\ddot{h}\right)+2\pi\rho Vbc(k)\left(V\alpha-\dot{h}+\frac{1}{2}b\dot{\alpha}\right) \qquad 〔24〕$$

$$M=-\frac{1}{2}\pi\rho b^3\left(V\dot{\alpha}-\frac{1}{4}b\ddot{\alpha}\right)+\pi\rho Vb^2C(k)\left(V\alpha-\dot{h}+\frac{1}{2}b\dot{\alpha}\right) \qquad 〔25〕$$

ここにC(k)はTheodorsen関数と呼ばれるものであつて

$$C(k)=F(k)+iG(k) \qquad 〔26〕$$

$$k=\frac{b\omega}{V}$$

式〔24〕，〔25〕において，$\ddot{h}$および$\ddot{\alpha}$の項は仮想質量によるものであつて，通常はmおよびI_pにくらべて小さいので無視すると，右辺は$\dot{h}$，$\dot{\alpha}$，αによつて定まるものとなる。平板以外の構造物においても同様に表示できるものとすれば，式〔22〕，〔23〕は

$$m\ddot{h}+Ch\dot{h}+k_h h=L_1\dot{h}+L_2\dot{\alpha}+L_3\alpha \qquad 〔27〕$$

$$I_p\ddot{\alpha}+C\alpha\dot{\alpha}+k\alpha\alpha=M_1\dot{h}+M_2\dot{\alpha}+M_3\alpha \qquad 〔28〕$$

ただし$L_1, L_2 \cdots\cdots M_3$は換算振動数ｋの関数である。

いま撓み振動のみを考えれば

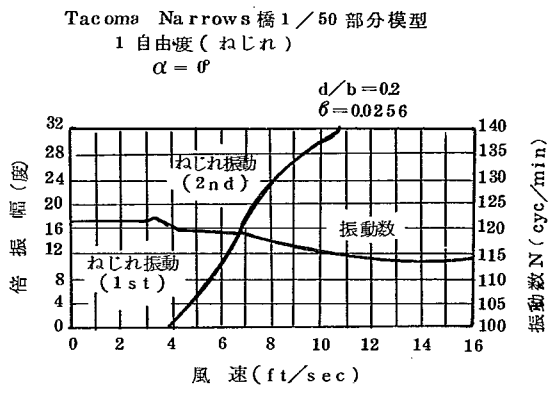
$$m\ddot{h}+(Ch-L_1)\dot{h}+k_h h=0 \qquad 〔29〕$$

すなわち，$Ch - L_1$が負の領域においては振幅は発散する。第２節で述べた跳躍振動はその１例とみなすことができる。またねじれ振動のみを考えれば

$$I_p\ddot{\alpha} + (C\alpha - M_2)\dot{\alpha} + (k_2 - M_3)\alpha = 0 \qquad 〔30〕$$

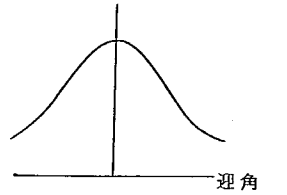
すなわち，みかけのバネ係数は換算風速によつて変化する。図－１４はTacoma Narrows 橋に関するFarquharson[18]らの実験結果の一例であるが，風速に伴つて振動数が変化することを示している。また式〔30〕は，$(C\alpha - M_2)$が負になれば振幅は発散する。これをねじれフラッターと呼ぶ。

図－１４ 風速と振動数の関係Farquhrson, 1952)



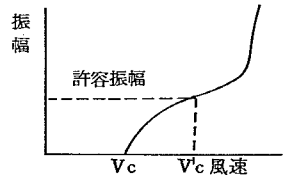
しかしながら，振動中の構造物に作用する空気力は非線型性が強く，式〔29〕,〔30〕で示される１自由度のフラッターの振幅は，通常発散せずLimit Cycleをえがく。これに反し，式〔27〕と〔28〕を連立させて得られる撓みとねじれ振動の連成フラッターは，臨界風速をこえると振幅は急激に増大する。

自励振動については，風胴模型実験で発現の有無を確かめるほか方法がない。吊橋，斜張橋等の橋では，通常ねじれフラッターがあらわれるが，その臨界風速は，図－１５に示すごとく，迎角の絶対値の増加に伴つて急激に減小することが多い。したがつて構造物の耐風設計基準には考慮すべき迎角範囲を示すことが必要となろう。



図－１５ ねじれフラッターの限界風速と迎角

Limit Cycleをえがくいわゆる Soft Flutter 現象においては，図－１６に示すように，風速の増加によつて振幅は徐々に増加することが多い。この場合，自励振動の臨界風速Ｖｃをこえると，構造物は風速により定まる振幅の定常振動をするが，構造物には機能的にも，構造的にも被害を生じない風速範囲が存在する。このようなときには実用的には振幅の機能的または構造的な許容限界を定め，これに対応する風速Ｖｃ′を臨界風速と定義することも考えられる。Selberg[19]の提案した３種類の臨界風速はその一例であるが，許容振幅の値は今後の研究課題の一つである。



図－１６ ソフトフラッターの風速と振幅

8. 模型実験および観測

構造物の耐風設計には模型実験を欠かすことができない。模型実験には，

(1) 構造物周辺の気流状況を知るための地形模型実験

(2) 構造物表面の風圧分布，作用空気力を求め，かつ準静的解析の資料をうるための剛模型実験

(3) 風による振動の性状を知るための弾性支持模型実験

の3種があるが，いずれにおいても，気流の特性と構造物の特性の双方を忠実に再現することが必要である。

構造物の特性に関する幾何学的，力学的相似則を満足させることは比較的に容易であるが，気流の特性に関する相似則を満足させることは困難である。最近，風胴内で風速の鉛直分布や自然風の変動を再現する技術が研究されているが対象とする乱渦のスケールによつて，相似則が異なるので注意を要する。また，3次元的な模型実験においては変動風速の相互相関も考慮しなければならないが，これに関する研究はまだなされていない。

現地または実物の観測もまた模型実験に劣らぬ重要な問題である。観測には，

(a) 自然風の特性とくに定常確率過程的な諸特性を知るための観測

(b) 構造物建設地点の局地的な風の状態を知るための観測

(c) 構造物の実際の挙動を知るための観測

(d) 構造物およびその機能の安全管理のための観測

などがある。(a)，(b)については従来も実施されているが(c)，(d)の観測は極めて稀である。最近長支間橋梁や超高層建物における観測が開始されているが，これらの観測資料の解析は，構造物の耐風設計方法の改善に大きな貢献を果すことができるので，重要な構造物においては，これらの観測を実施することが切望される。

9. 結　　び

従来の耐風設計基準においては，静的風荷重だけが規定されていた。しかしながら，構造物に対する風の影響は，強制振動，自励振動などの動力学的作用を含めて広範囲にわたるものであつて，とくに構造物の長大化，軽量化が進められるにつれて，動的な影響の占める重要性が増加しており，これを考慮した耐風設計基準を確立することが要求されるに至つている。

筆者は，風の作用とこれに対する構造物の応答を表－1に示すごとく分類しているが，構造物の耐風設計方法を確立するためには，このような分類により，風の影響を系統的に整理し，その機構を吟味することが必要である。

また筆者は，構造物の耐風設計の基本的要素として，設計風速の評価，構造物断面の空気力学的特性の改善，構造物の剛性の増加の三者をあげ，それぞれに関する問題点と今後の研究課題を指摘したが，これらが合理的な耐風設計基準の確立に寄与することができれば幸いである。

以　上

参　考　文　献

1) 土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋耐風設計指針（1967）土木学会，1967

2) USASI : Draft of Proposed Revision of the Portions of the ASA Standard A58.1-1955 which pertains to Wind Load.

3) Vellozzi, J. and Cohen, E. : Gust Response Factors; Proc. ASCE. ST6, June 1968.

4) 平井敦：吊橋のねじり振動に対する安定性について：土木学会誌，Vol.28,1942

5) 岡内功，根本紘一：吊橋の風圧による横座屈について：土木学会年次学術講演会概要，1967.

6) Vlasov, V.Z. : 薄肉弾性ばりの理論：（奥村敏恵外共訳）技報堂 1967

7) Davenport, A.G. : The Application of Statistical Concepts to the Wind Loding of Structures; Proc. ICE. Vol 19, 1961.

〃 : The Response of Line-like Structures to a Gusty Wind; Proc. ICE. Vol.20, 1962.

〃 : Buffetting of a Suspension Bridge by Storm Wind; Proc. ASCE, ST3, June, 1962.

8) Den Hartog : Mechanical Vibrations; McGraw-Hill, 1956.

9) Parkinson G.V. : Aeroelastic Galloping in One Degree of Freedom; Intn. Conf. on Wind Effects on Bldg. and Struc. Teddington, 1963.

10) Theodorson, T. : General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanics of Flutter; NACA. TR. No.496.

11) Theodorsen, T. and Garrick, I.E. : Mechanism of Flutter, a Theoretical and Experimental Investigation of the Flutter Problem; NACA. Rep. No. 685.

12) Newberry, C.W.,Eaton, K.J. and Mayne J.R. : Wind Loading of a Tall Building in an Urban Environment; Current PaPers 59/68, Bldg. Res. Sta., 1968.

13) Steinman, D.B. : Design of Bridges Against Wind; Civil Eng. Vol.15, No.10 & 11, 1945.

14) 大久保忠良，成田信之，榎波義幸：関門吊橋耐風調査報告書；土木研究所資料，1969.

15) 日野幹雄：瞬間最大値と評価時間の関係－特に突風率について－；土木学会論文集 No. 117,1965.

16) 田辺末信ほか：鋼管を用いた橋梁部材の風による振動とその対策；橋梁と基礎，Vol 2, No8, 9および11

17) Murakami, E. and Okubo, T. ; Wind-Resistant Design of a Cable-Stayed Girder Bridge; 8th Congress IABSE, New York, 1968.

18) Farquharson, F.B. et al : Aerodynamic Stability of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrows Bridge; Bull. of Univ. of Washington Eng. Exp. Sta. No.116 Part I-V.

19) Selberg, A. : Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges; ACTA Polytechnica Scandinavica, 1961.

2　強風に起因する構造物被害の調査

ワレン　A．ショー

構造工学者にとり，強風は常に設計上の重要問題であり，強風は世界中どこにでも発生するが，最大級の強風が発生する地域は限られている。

近年，建築基準の改善，新材料の開発，建設技術の進歩，警報体制の改良など大きな進歩がみられたが，なお風の諸現象や構造物の風に対する応答の研究を広範におし進める必要がある。かなりな被害を生ずる暴風は，構造物の耐久試験であるとみなすことができ，有能な構造工学者は，暴風被害調査により，設計法や施工法の改良点を学ぶことができる。

米国気象局は，旋風とそれ以外の暴風に区分された強風被害の長期にわたる記録を保存している。Thom 氏は最近1915年以降の旋風および暴風被害を図－1のようにとりまとめている。この図について，被害額の一般的レベルが増加してきていること，平均値をはるかに上廻る被害を生じることがあることの2点を指摘できる。

本文中に示すようにThom 氏は旋風および暴風被害額のそれぞれと，暦年時間との相関関係式を求めているが，将来の被害額をこれらの式の外挿により求めることは必ずしも適当ではない。暴風被害額の対数的増加傾向は米国人口の対数的増加と関連をもっている。

強風による被害を減少させるためには，被害の報告を得ること並びに風の大きさおよびその性格を正確に知る必要がある。被害報告を得るためには，一組又はそれ以上の十分な経験を有する調査団が，強風の発生後できるだけ早い時期に詳細な現場調査を行なう必要がある。

調査団の目的は暴風に関する情報を得ること，構造物の破壊の原因を決めることおよび可能な場合に改造を勧告することである。このためには，被害調査団は重大な証拠が除去されたり，修理されたりしない前の暴風直後に現地を訪れることが望ましい。被害調査団の目的は，できるだけ早く残骸を除去し，構造物を使用可能な状態にすることを望んでいるその地方の人々の目的と一致しない。この2つの相い反する目的は外交的に解決されなければならず，正確な被害調査の必要性を復旧にあたる人々にはっきりと説明しなければならない。

図－1に示される様に，1965年の暴風による被害は非常に大きかった。これは1965年9月に発生したハリケーンBetsy によるものである。Betsy はBahama 諸島を横断し，Florida の南端をかすめ，Mexico 湾を横断してLouisiana 州に上陸し，この地方の海軍基地に大被害を与えた。被害額は軍民あわせて，総額約1.4億ドルに達した。被害調査のため，構造技術者からなる調査団が派遣された。被害は，風の直接の作用，風に吹きとばされた破片，風により倒された構造

物や樹木，風浪，吹き流された浮遊物，降雨の直接作用および洪水によって生じた。

以下はこのハリケーンによって生じた被害の形態である。

永久構造物は耐用年数２５年で設計され，地域により異なるが設計風速は一般に１２０mile/hour（５４m/sec）から１５０mile/hour（６７m/sec）の範囲である。永久構造物は鋼構造物，コンクリートおよび石造構造物，および木造構造物などである。

Louisiana 海軍基地の１つにある木製の棟木を使用した鋼構造の倉庫の鋼板製の屋根および外張りが風のため剝ぎ取られた。（図－２）　内部の柱のうち２本はアンカーボルトのところで剪断され，約２フィート（６０cm）内側に移動した。（図－３）

New Orleans の他の基地では飛行機発着用のハンガーの屋根の１つに大きな被害を生じた。（図－４）このハンガーは鋼製のトランスと鋼製の棟木および２次的な梁からできており，２次的な梁の上に軽量のプレストコンクリート版が乗せられている。コンクリート版の上にはアスファルトの屋根材が用いられている。この構造物の屋根のうち約１５％が風によって吹き飛ばされた。

New Orleans 港の３つの大きな穀物用エレベーターはこのハリケーンによって破壊された。図－５はハリケーンBetsy がおそう以前の穀物用エレベーターであり，図－６はハリケーン通過後の様子を示したものである。

鉄筋コンクリートおよび鉄筋入りの石造構造物では構造的被害は観測されなかった。しかし，補強されていない石造構造物で被害が発生した。これは設計と施工が不適当なため発生したものである。

木造構造物は重大な構造的被害はまぬがれた。しかし，多くの木造構造物では，図－７に示す様に屋根に大きな被害を受けた。

プレハブ建築物およびトレーラーの様な移動式の構造物は耐用年数５年程度で作られている。この種の構造物の多くは正式に風に対する抵抗を考慮しては作られていないものと考えられるが，鋼製プレハブ建築物のあるものは７５mile/hour（３３m/sec）の風速で設計されている。仮設構造物でこれ以上の風速で設計されたものはないものと考えられるが，これ等の構造物の多くは大きな被害を受けずにすんだ。

被害調査でこの種構造物のただ一つの被害例は，あるモーテルの例である。このモーテルは，薄い鋼板の内板と外板に，クラフト紙でできたと2inch の蜂の巣状のコアーを接着したパネルからできている。この構造物の破壊はパネルの継目で起ったものと考えられる。（図－８）　鋼板が蜂の巣状コアーから分離し，パネルの剝離が発生した。（図－９）

多くのトレラーが転倒したり吹きちぎられたりして破壊した。（図－10）

調査したすべての海軍基地の主要被害は屋根の破壊である。屋根材が多くの場所で変形し，雨もりが発生して建物の内部および収容物にいろいろの程度の被害を与えた。驚くべきことに，ガラスの被害は予想されるようには激しいものではなかった。多くの場合，ガラスの前面に保護シャッターが設けられていた。

橋には軍が設計施工したもの民間が設計施工したものとも被害が発生しなかった。

多くの塔構造物について調査が行なわれたが，被害を受けたのはKey West海軍基地の65 フィート（20m）の塔だけであった。（図－11）この塔の破壊の原因は振動によってステイのターンバックルがゆるみ座屈したためであると考えられる。

この被害調査では，他の調査でも起るだろうと考えられる欠陥が感じられた。風に関する情報が不完全なのは残念であった。この地域には優秀な気象観測所がある。しかしながら，多くの観測所で記録の方法が非常に不適当であった。ある破壊の例では，破壊はある構造部材の劣化或は腐蝕によって発生したものと考えられた。破壊前の構造の状況についての正確な情報を得ることは非常に困難であった。

有能な被害調査団を被災地にすみやかに派遣することは耐風設計基準の勧告をする場合に大きな価値を持っている。しかし，これには被災地域の最大風速に関する情報が既知であることが必要である。

3　討　　議

ベッグ：　これ等の被害調査団は恒久的調査団で，彼等は連続的に資料を保存しているか。それともある特定の被害が起るたびに結成されるのか。

ショー：　恒久的なものではない。恒久的なもので，暴風のあとただちに出発出来るものであることが望ましい。我々の研究所では，ハリケーンBetsy の場合と1960の初めにGuan 島を襲った台風Keranの場合との2回，この様な構造調査に関係した。

久　田：　ショーさんにお伺いしたい。日本における建物の風害はほとんど屋根に生じ，屋根が剝がされることを防止することがきわめて大事だと考えている。アメリカの耐風法規のなかで屋根の局部的サクション，ローカルなサクションに対する係数，風力の係数はどのような値が考えられているか教えていただきたい。またさきほど大久保さんから動的効果，風の作用の動的効果の話があったが，アメリカの耐風法規で動的効果を考えているかどうかをお伺いしたい。

ショー：　多くの建築基準はこの様な係数を規定しているが，大きさは場所によって異なる。

キャラウェー：　同じ質問について，昨夜他の資料と一緒に渡した耐風基準の写しの中の数ページが風力係数に関するものである。それは南フロリダ建築基準の風についての節の写しで，設計時の基礎係数（basefacfor），風速係数（Wind uelocity factor），角度係数（angls factor），高さ係数（heiglt facfor），側面係数（side factor）等が示されている。

議　長：　その写しを久田氏にこの席でお渡して検討願うこととしたい。

シェフィー：　いまのお答えに付け加えたい。静的風圧以外についての構造物の設計はどの基準にも一般的には規定されてはいない。しかし，これ等の風の動的な影響，風琴振動およびフラッター又はその他の空力弾性的問題は煙突，送信塔および長大橋の設計の際には考慮されている。

トム：　合衆国の新しいUSASI 基準は構造本体と同様に外装にも動的係数を考慮している。

久　田：　それはまだドラフトで研究中のものか。

トム：　そうである。最新の草案の写しを日本側に送りたい。

久　田：　ぜひ見せていただきたい。

シェフィー：　大久保さんに意見と質問がある。まず，私は，風の構造物に対する影響の問題について非常に内容豊富な発表をされたことに対して讃辞を述べた，その報告中にあった四徳橋の風琴振動にあたるような例を米国でも経験しているので報告したい。

わが国には高速道路上に，案内標識の支持梁が沢山ある。これ等の多くはアルミニウムチューブで作られている。風琴振動によってこれ等の構造物に疲労破壊が発生しましたので風胴模型実験を

行なって設計を変えこの問題を解決した。

次は大久保さんの質問であるが風胴実験の一様な風にくらべて自然風には乱れがあるので，フラッターの問題に対する模型実験は一般に安全側であるといわれた。我々も同じ立場をとっているが，模型実験を解釈する場合，実物の挙動を予測するために風の効率係数(Wind efficiency factor)を用いている。しかし，この風の効率係数というものは我々の推定より多少いい程度であるということを認めなければならない。標準的には，計画の橋の架設地点の遮へいの程度によって75 %から90 %の値を用いているが，この点について御意見を伺いたい。

大久保： アメリカのほうで，ウインド・エフィシェンシー・ファクターというふうなものを考えておられるというのは非常に進んだやり方ではないかと思う。残念なことに，われわれはまだ風胴の中で自然風の乱れをそのまま相似するような実験を行なうことはできないでいる。したがってフラッター速度に関して，風の乱れの効果がどの程度あるかということをはっきり定量的に把握していない。むしろ，アメリカで75 %ないし90 %という数字を出された根拠を聞きたい。

シェフィー： この質問が出るのではないかと思っていた。一様でない風の影響について実際のデーターがある唯一の構造物はCaliforniaのGolden Gate橋である。これについてはVincent 氏の報告があるが，この構造物は高い丘によって北西方向が遮蔽されている。これが効果的に北側側径間および主径間の一部を最大の卓越風から保護している。観側された風速と橋の動的な応答の比較から75 %のウインド・エフィシェーシーを示すものと考えられる。これの多くは直接の遮蔽効果によるものであり，自然風の乱れによるものは少ないと考えられる。それ故，我々は計画地点に顕著な地形的な遮蔽物がある場合のみ最底値である75 %のウィンド・エフィシェンシー・ファクターを使用する。最近のNarraganset Bay橋のように露出した場所では90 %の値を用いた。しかし，これ等は工学的な判断であって，次の3ないし5年の間に行なう計測計画によって，これを洗練されたものにしてゆきたいと考えている。

大久保： 非常に興味深いお話でしたが，地形のシェルター効果が，いまなお話されたようなゴールデンゲート橋の場合と，それから，たしかブロンクス ホワイトストーン橋であったと思うが，その場合にはまわりの地形によって，かえって振動が誘発されるというか，地形によって乱された風が，ある特定の方向からの風がとくに橋に振動を誘発したという報告もあるので，いまのようなファクターはかなり慎重な判断のもとに採用さるべきではないかと思う。地形的な障害物の背後で，風が弱くなるとか強くなるとかいう問題に関しては，今日オブザーバーとして御出席の気象研究所の相馬さんが非常に興味ある実験および実物の観測を行なっているので，相馬さんの方からなにか一言お話しいただきたい。

議　長：　時間が大分迫ってきたので相馬さんに簡単にお話しをいただいてこのディスカッションを終りたい。

相　馬：　山の背後の気流は非常に複雑であって，必ずしも弱いとは言えない。ある場合には平均風速よりも強いことがあるし，また，非常に乱れていて，単に遮蔽効果だけを考えることは十分でないと思う。個々について話すと，非常に複雑になり，長くなるのでこの程度の説明で終りたい。

シェフィー：　どうもありがとう。われわれは大変な興味をもって，この分野で日本の行なう研究を見守ってゆきたい。

議　長：これをもって，時間は非常に少なかったが，討議を終りたい。

4. 所　　感

成　田　信　之

1. 長大橋梁の耐風性調査を現在の定常風の風胴実験から，自然風を相似させた，しかも3次元的な大型風胴を用いた風胴実験に移行しようとしている点，強風国での長大橋梁の耐風性問題を取り扱う者として興味深かつた。

大久保　忠　良

2. 同論文においてShaw博士は，強風を竜巻と，ハリケーン雷雨性強風等を含むその他の風に区分し，それぞれに起因する損害額の歴史的変遷に関する価値多き情報を提出するとともに，これら2種の風による損害額の一般的傾向を，統計的に最もよく代表する式を示した。さらに同氏は，構造工学者にとり有意義な情報の決定上風害調査団のもつ一般的有用性および有効性を満し，調査団の調査上の問題点を指摘し，かつ1965年9月のハリケーンベッチイにより被災地域に対する調査団の調査結果を紹介した。

被害の歴史的変遷に関する情報，被害調査団の有用性および有効性，調査団の調査上の問題点に関する論議および構造種別ごとの風による被害の紹介等彼の論文に示されたことは，日本の構造工学者にとり，強風による構造物の被害の解析上真に教訓的である。Shaw博士の暴風直後に有力な調査団を組織すべきであるとの提案は，第1回合同部会の最終結論に生かされている。

Warren A. Shaw

3. The Japanese paper on Theme 9 was titled " A Review on the Problems in Wind-Resistant Design of Structures " and was presented by Mr. T. Okubo. The paper presented an excellent summary of problems associated with the establishment of design standards and criteria for wind-resistant structures. The paper discussed estimation of design wind velocity, wind pressure and static wind loads, random vibration, aeolian vibration, self-excited oscillation of structures caused by wind, aerodynamic characteristics and rigidity of structures, and the usefulness of wind tunnel model tests.

Numerous equations, tables, and figures were given which should be of considerable value to structural engineers in the United States in the design of structures to resist large winds.

5. SURVEYS ON DAMAGE TO STRUCTURES CAUSED BY STRONG WINDS

Warren A. Shaw, PhD*
Naval Civil Engineering Laboratory
Port Hueneme, California

ABSTRACT

Information is presented on the historical trends in property loss caused by winds. The information is categorized in two classifications of winds defined by the U. S. Weather Bureau: (1) tornadoes and (2) all other storms including hurricanes, thunderstorms, etc., under the general terminology of windstorms. Equations are given which statistically best represent the general trend of property loss for these two categories of winds.

The general usefulness and value of damage survey teams in determining information of significance to the structural engineer are discussed. A few of the problems associated with the use of damage survey teams are mentioned.

Some results are presented which were obtained by a damage survey team which visited the Naval facilities in Miami, Key West, New Orleans, and the Bahama Islands after the occurrence of Hurricane Betsy in September 1965.

* Director, Structures Division

INTRODUCTION

Large winds have always been a serious problem to the structural engineer responsible for the design of structures. No area of the world is excluded from large winds although the occurrence of tornadoes, hurricanes, and typhoons is more prevalent in certain parts of the world than in others.

In recent years, considerable research has been devoted toward learning more about wind phenomena and developing means of overcoming the destructive forces of large winds. Building codes which have been prepared and improved provide a greater degree of protection against winds. Developments in stronger materials and better construction techniques have added to the effectiveness of a structure's resistance to winds. Warning systems have been greatly improved, thereby permitting protective measures to be taken for certain parts of structural systems prior to the arrival of large winds. Nevertheless, structural damage caused by winds remains as a serious and continuing problem to the structural engineer.

Large windstorms can serve as a testing ground for many of the innovations being introduced into the design and construction of structures. The occurrence of significant structural damage from winds provides the design engineer with a proof test from which knowledge can be extracted to further improve the building codes, design techniques, and construction

procedures presently being used. In order to profit from such damaged areas, detailed surveys of structural damage should be conducted by competent structural engineers.

This paper discusses briefly the historical trend in property loss caused by winds and the use of damage survey teams as a means of obtaining valuable information from structural damage incurred as a result of large winds.

PROPERTY LOSS CAUSED BY WINDS

The property loss from strong winds in the United States has been documented by the U. S. Weather Bureau for the past 50 years or so. It has been customary to differentiate between the losses caused by tornadoes, and the losses due to all other storms including hurricanes, thunderstorms, etc; this latter category is generally referred to as windstorms.

In a recent paper[1*], Mr. Thom presents a summary of the property loss from strong winds from documentation provided by the U. S. Weather Bureau. A significant contribution of this paper is to indicate damage in terms of the value of the 1968 dollar, rather than in terms of the actual dollar at the time; the purpose of this adjustment, of course, is to remove from the documentation the factor which would include the decreasing value of the U. S. dollar through the past 50 years. Figure 1 (from reference 1) shows the property loss in the United States as caused by winds since 1916. Two items of interest are noted in this figure. First, there is a generally increasing amount of property loss from winds

* Superscript numbers indicate references listed at end of paper

despite improved building codes, improved materials and construction techniques, and improved warning systems. Second, in certain years there are highly significant departures from the general increase in property loss; such departures are to be expected as large storms strike highly populated areas rather than areas of low population and building density.

Using appropriate statistical techniques, Mr. Thom has provided regression equations which best express the increase in property loss shown in Figure 1. The logarithmic regression equation for windstorm loss is

$$\ln L_W = 3.30 + 0.0540\ t \qquad (1)$$

where L_W is the windstorm loss in millions of dollars and t is the year number with 1916 being the number 1 (i.e. for property loss in 1920, t would be 5).

A similar regression equation for the property loss caused by tornadoes is presented by Mr. Thom as

$$\ln L_T = 2.99 + 0.0347\ t \qquad (2)$$

where L_T is the property loss in millions of dollars caused by tornadoes and t is defined the same as in equation (1). It should be pointed out, however, that use of the regression equations to extrapolate for the damage in future years is not completely justified.

The exponential increase in property losses caused by winds may well be related to the exponential increase in the population of the United States. It is postulated that wind damage would generally be approximately proportional to the number of buildings which might be expected to increase

with the exponential increase in the population.

DAMAGE SURVEY TEAMS

In order to attempt to achieve any decrease of damage caused by large winds, it is necessary that documentation of the damage be obtained and that the magnitude and character of the winds be accurately known. The documentation requires that one or more damage survey teams of experienced engineers conduct a detailed on-site investigation of damage as soon as possible after the occurrence of the large winds.

The objectives of damage survey teams should be to obtain information concerning the damaging wind forces, to analyze the damage so as to learn the probable mechanisms and sequences of failure, to determine contributory causes of failure such as improper design or construction or deterioration through corrosion or biological means, and to report the damage events so that design, construction, and maintenance personnel may adjust their procedures to prevent or reduce similar damage in the future. In order to perform these functions, it is advantageous that the damage survey teams visit the scene before significant evidence has been removed, repaired, or changed from its appearance immediately after the storm. The objectives of the damage survey teams generally are inconsistent with the objectives of local personnel who wish to remove wreckage and to restore the structures to a useable condition at the earliest possible date. Often the presence of damage survey teams are viewed as an unnecessary nuisance by the personnel in charge of restoring the site; the conflicting objectives of these groups of people have to be resolved diplomatically and the need for an accurate damage survey has to be clearly explained to

personnel responsible for repairing the damage.

DAMAGE CAUSED BY HURRICANE BETSY

Figure 1 shows that the property loss due to windstorms was much greater in 1965 than any other year of record; total losses in this year were in excess of $1.7 billions of dollars. The major contributor to these large property losses was Hurricane Betsy; total damage caused by Hurricane Betsy has been estimated to exceed $1.4 billions of dollars.[2]

Hurricane Betsy struck the Caribbean Sea, the Gulf of Mexico, and the southeastern portion of the United States during the period of September 6-10, 1965. The principal force of this storm was experienced in the Bahama Islands, in southern Florida, and in the delta regions of Louisiana, as well as in the large cities of New Orleans and Baton Rouge. Damage was caused by direct wind forces, by windblown debris acting as missiles, by wind-toppled structures and vegetation, by wind-induced water waves and surges, by uncontrolled waterborne structures and objects, by direct rainfall, and by water inundation caused by flooding of streams and other water areas.

Damage to numerous installations of the U. S. Navy in these areas was extensive. The Navy Bureau of Yards and Docks (now the Naval Facilities Engineering Command) formed a team of engineers to make an on-site inspection of Naval facilities in Miami, Key West, New Orleans, and the Bahama Islands and to document the damage resulting from Hurricane Betsy. Reference 3 is the report published by this damage survey team. The team began its 10-day tour in these areas on September 19, 1965.

Some of the damage to structures caused by Hurricane Betsy will be briefly described in the following paragraphs.

Permanent Buildings

Structures in this class were designed for a life span of 25 years, with low maintenance cost for that period. These structures in general were designed for maximum wind velocities varying between 120 and 150 miles per hour, depending on their location.

Steel-Framed Buildings. A steel-framed warehouse (47 years old) at Algiers Naval Base, New Orleans was badly damaged. This building was constructed of steel-laced columns, steel roof trusses, timber girts, timber roof purlins, and corrugated metal siding and roofing. A considerable amount of metal roofing and some siding, which was nailed to the timber girts and purlins, was torn from the building (Figure 2). The nails were pulled from the timber supports and some nailheads had pulled through the metal. The two interior end-wall columns were moved 24 inches inward at the base (Figure 3). The column base plates were anchored to the concrete footing with two 3/4-inch bolts, 12 inches long, and spaced 24 inches on center. The column footings were 18 inches wide and 32 inches long. Both concrete footings failed in shear across the 18-inch width at the inside anchor bolt. Although failure of this building was caused by wind-loading forces generated during the storm, a contributing cause of failure was corrosion damage which had existed in the fastenings of the steel frame and the steel sheathing.

A steel-framed, modern hangar at Callender Naval Air Station, New Orleans, sustained major damage to its roof structure (Figure 4). The

hangar roof was framed with steel trusses, steel purlins, and secondary steel beams on 3-foot centers. These secondary beams supported precast, lightweight concrete slabs, 18 inches by 36 inches by 3 inches thick, each weighing approximately 60 pounds. These lightweight roof slabs were laid on the bottom flanges of the supporting secondary beams but were not secured to the supporting frame. Portland cement mortar was placed as a grout in the cracks between adjoining slabs, and the joints were further sealed by application of adhesive-backed kraft paper. These slabs were covered with roofing felt mopped on in four plies with a hot tar application; the roof surfacing was covered with small gravel pebbles. Approximately 15 percent of the precast lightweight concrete roof panels were dislodged from their positions; some of the roof panels were carried more than 100 feet from their original positions.

Three identical 155-foot steel grain elevators in the Port of New Orleans were destroyed by the hurricane. Figure 5 shows the elevators prior to Hurricane Betsy; Figure 6 shows the appearance of the elevators after the passage of the hurricane. The elevators were designed to withstand a maximum wind velocity of 75 miles per hour. The elevators were guyed by four 7/8-inch steel ropes to the rail tracks on which the elevators, which are mobile, normally operate. Under the force of the winds, with a maximum velocity estimated at 125 miles per hour, the guy wires of the southernmost elevator apparently failed; this elevator fell and triggered the collapse of the other two elevators in domino fashion.

Concrete and Masonry Buildings. Reinforced concrete and reinforced concrete block structures at the Naval stations all withstood the hurricane successfully. At the New Orleans Naval Air Station, a 12-foot by 16-foot

unreinforced concrete block structure suffered major damage when the roof blew off, carrying with it a portion of an inadequate bond beam and about half of the concrete blocks in one side wall. Failure was attributed to poor design of the roof connection and the bond beam, to the lack of reinforcing in the block wall, and to the lack of tensile strength of the bonding mortar.

Wood Buildings. Many of the buildings at the various Naval stations were of wood construction. Most structures of this type escaped significant damage, although roof coverings in some cases were partially lost and water infiltration caused damage to the interior contents of the building.

At Algiers Naval Base, New Orleans, a two-story wood frame building suffered major damage to the roof structure (Figure 7). The roof framing consisted of timber joists which extended approximately 8 feet beyond the building's edge to form the roof for a second-story porch. The roof sheathing was 1 x 4 wood boards and the roof surfacing was 4-ply mop-on type with gravel cover. The outer edge of the porch roof was supported by wood columns although the tension ties between the roof and supporting columns were inadequate. Approximately 30 percent of the entire roof surfacing and approximately 15 percent of the woodboard sheathing were lost. The probable mechanism of failure was that the porch roof lifted free of the supporting wood columns and was carried upward and backward in a rotational action. This peeling back of the exposed roof section contributed to the destruction of parts of the roof section that enclosed the building. Damage to the roof surface extended far beyond the area of structural damage. Considerable damage was experienced due to water and wind infiltration into the rooms that were exposed by removal

of the roof. Since similar wood-framed buildings in the same general location survived the storm without serious damage, it is concluded that the damage to this building was caused by lack of tension ties at the points where the leading edge of the roof was attached to the wood supporting columns.

Temporary Buildings

This category includes 5-year buildings, special temporary buildings of the prefabricated type, hasty wartime construction, and flimsy sheds which had been built without benefit of formal design procedures. The prefabricated type of structure is generally designed for wind velocities of 70 miles per hour and it is probable that none of the temporary structures mentioned above had been designed for winds greater than this value. In spite of this, most of these structures survived the storm with little or minor damage. A number of these structures lost their roof coverings and portions of their roof and side sheathings. Complete collapse occurred in a few situations, but in general these temporary structures sustained the storm loadings in a surprisingly adequate manner.

Relocatable Buildings

Prefabricated Buildings. Only one example of this type of structure was observed during the damage survey; this was a motel-type structure with 10 units. The sandwich panels of which the structure was constructed were made of sheet metal (approximately 26 gage) for inner and outer skins, with a core 2 inches thick of honeycomb paper insulation. The honeycomb core and sheet metal skins were joined by an unknown type of adhesive. Failure probably occurred because of inadequate connections between adjoining panels.

The sandwich panels were badly damaged in many cases (Figure 8) and delamination had occurred on some of these panels (Figure 9).

Mobile Structures (Trailers). Many badly damaged mobile homes were observed in the vicinity of the Florida Keys (Figure 10). It is probable that most of these structures overturned, but many also sustained disintegrating damage from the wind forces. However, it is not believed that explosion, caused by differential barometric pressures inside and outside the structures, had occurred.

Roofs

The principal cause of damage at all Naval stations visited could be attributed to the failure of roof systems. Displacement of roof surfacing components occurred at many locations, allowing infiltration of rain which caused various degrees of damage to the interiors and to the contents of the buildings. Damage ranged from the loss of a few shingles or panels up to major loss of roofing surfaces which contributed to the failure of roof sheathing and other structural components. Types of roof surfacing which were damaged included cement asbestos shingles, slate shingles, thin tar-paper roofing, metal panels of various configurations, and 4-ply felt applied with asphalt, tar or pitch mop-on techniques. In many cases, displacement of the roof surfacing was apparently initiated at roof edges, at flashings, and at gravel stops; the mechanism involved peeling back or successive displacement of adjacent roof surfacing components.

Structural Appurtenances

Some damage was noted to overhangs and other projections from principal structures. Damage to glass areas was minimal. In some cases, shutters or

battens had been applied over glass areas; in other cases, wire screening protected against missiles strewn by the flying debris. In general, the pressures from the winds were not of a magnitude great enough to cause breakage of relatively small-paned glass areas.

Towers

Numerous tower structures, principally used for the support of antennas, were observed. The only case of tower structural failure occurred at Key West Naval Air Station where a 65-foot guyed tower had collapsed (Figure 11). The tower legs were 1½-inch steel pipe, forming a triangular section 18 inches long on each side. It was speculated that this tower failed by buckling when the guy wires were loosened due to vibration-induced uncoupling of turnbuckles; however, this could not be ascertained since the remaining parts of the tower had been dismantled and removed from its original location at the time the survey was made.

Bridges

Numerous steel and concrete bridges, all of which were civil works, were observed. None of these sustained significant damage from the hurricane effects.

Deficiencies in the Damage Survey

A survey of damage resulting from Hurricane Betsy, or from any other large storm, can be of major value only if sufficient information on the wind velocities is available. The principal U. S. Weather Bureau Offices at Miami and New Orleans and the weather offices at Naval Air Stations at Key West and New Orleans are very well equipped and recorded wind data

on automatic charting devices. However, the validity of much other wind data reported during Hurricane Betsy is questionable. Several weather stations reported wind-velocity information as "estimated" or "incomplete" or claimed failures or aberrations in their measuring instruments. Some eyewitnesses based wind-velocity estimates upon such unscientific references as previous measurements of lesser velocities during the same storm, experiences during previous storms, visual or sound phenomena associated with the winds, and hindcasting involving the assumed forces required to accomplish various types of damage. There is a pronounced need to have accurate information on the winds in order to be able to correlate wind forces with structural damage. Only in this way can valid information be obtained from which revisions to wind design criteria can be made.

SUMMARY

It has been shown that the average property loss over a period of years due to tornadoes and large windstorms generally increases in an exponential manner. It is reasoned that this increase is approximately proportional to the total number of buildings which in turn varies somewhat directly with the exponential increase in population. Some of this damage can be reduced if accurate information regarding the type of damage incurred is known. The rapid employment of a capable damage survey team to the storm area can be of considerable value in the forming of recommendations on wind design criteria; however, this can be effective only if valid information regarding the maximum wind velocities at the damaged locations are known.

REFERENCES

1. H. C. S. Thom. "Property Loss from Strong Winds in the Contiguous United States," Environmental Data Service, Environmental Science Services Administration, Silver Spring, Maryland, February 1969. (unpublished paper)

2. Arnold L. Sugg. "Economic Aspects of Hurricanes," Monthly Weather Review, vol. 95, no. 3, March 1967, p. 143.

3. Naval Civil Engineering Laboratory. Technical Note N-777: "Damage Caused by Hurricane Betsy at Certain U. S. Naval Shore Installations in Southeast United States," by P. J. Rush, T. T. Lee, H. A. Goldin, and H. T. Hurst. Port Hueneme, California, January 1966.

FIGURE CAPTIONS

1. Property loss due to windstorms and tornadoes. (1968 dollars)
2. Wind-damaged steel frame building (Bldg 50), Algiers Naval Base, New Orleans.
3. Damage to column footing of Building 50, Algiers Naval Base, New Orleans.
4. Roof damage to aircraft hangar, Callender Naval Air Station, New Orleans.
5. Grain elevators before Hurricane Betsy, New Orleans Harbor.
6. Grain elevators after Hurricane Betsy, New Orleans Harbor.
7. Roof damage to wood frame building, Algiers Naval Base, New Orleans.
8. Collapsed prefabricated building, Bahama Islands.
9. Delamination of panels in collapsed prefabricated building, Bahama Islands.
10. Damaged mobile home, Florida Keys.
11. Collapsed 65-foot tower, Naval Air Station, Key West, Florida.

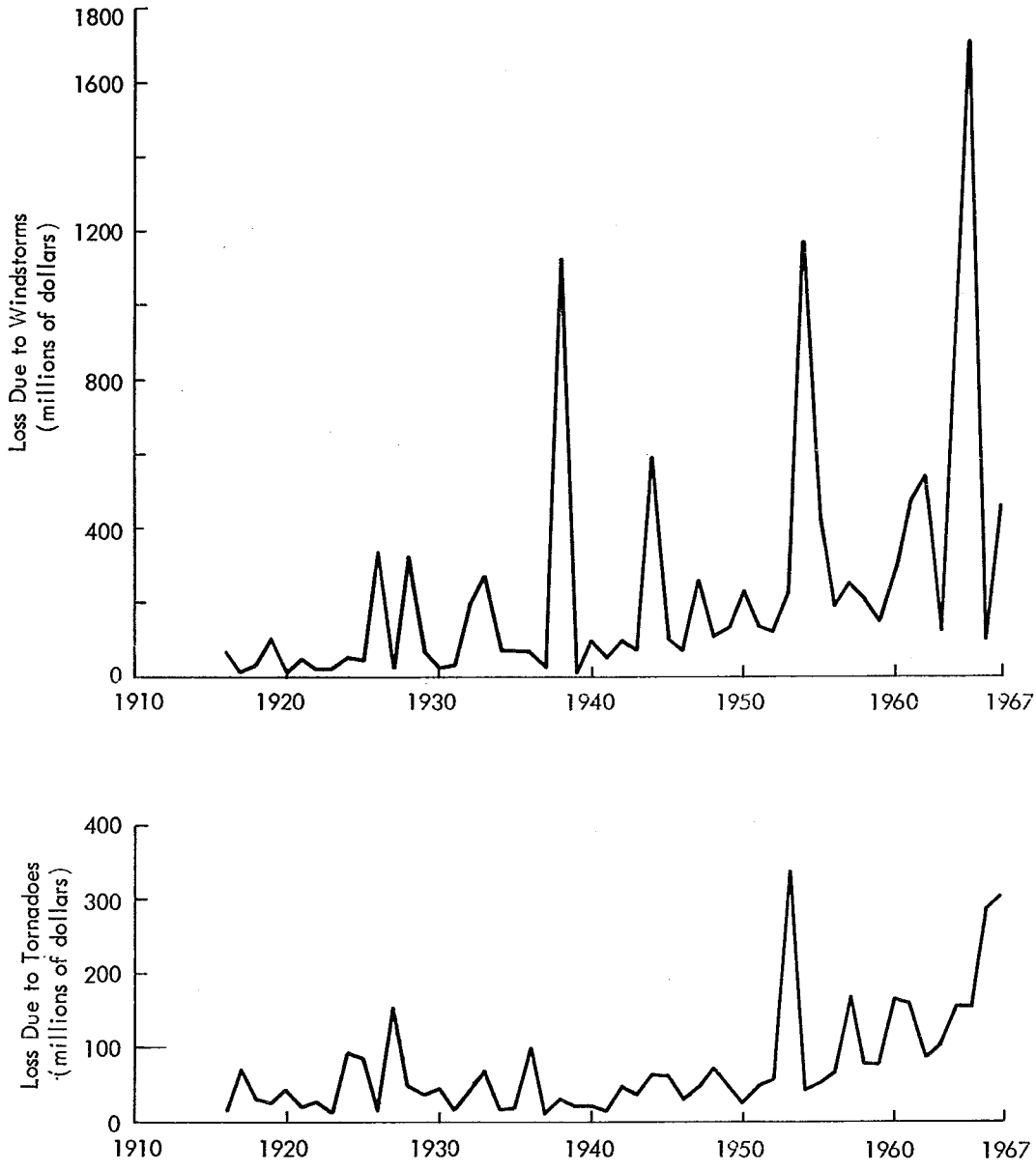


Figure 1. Property loss due to windstorms and tornadoes. (1968 dollars)

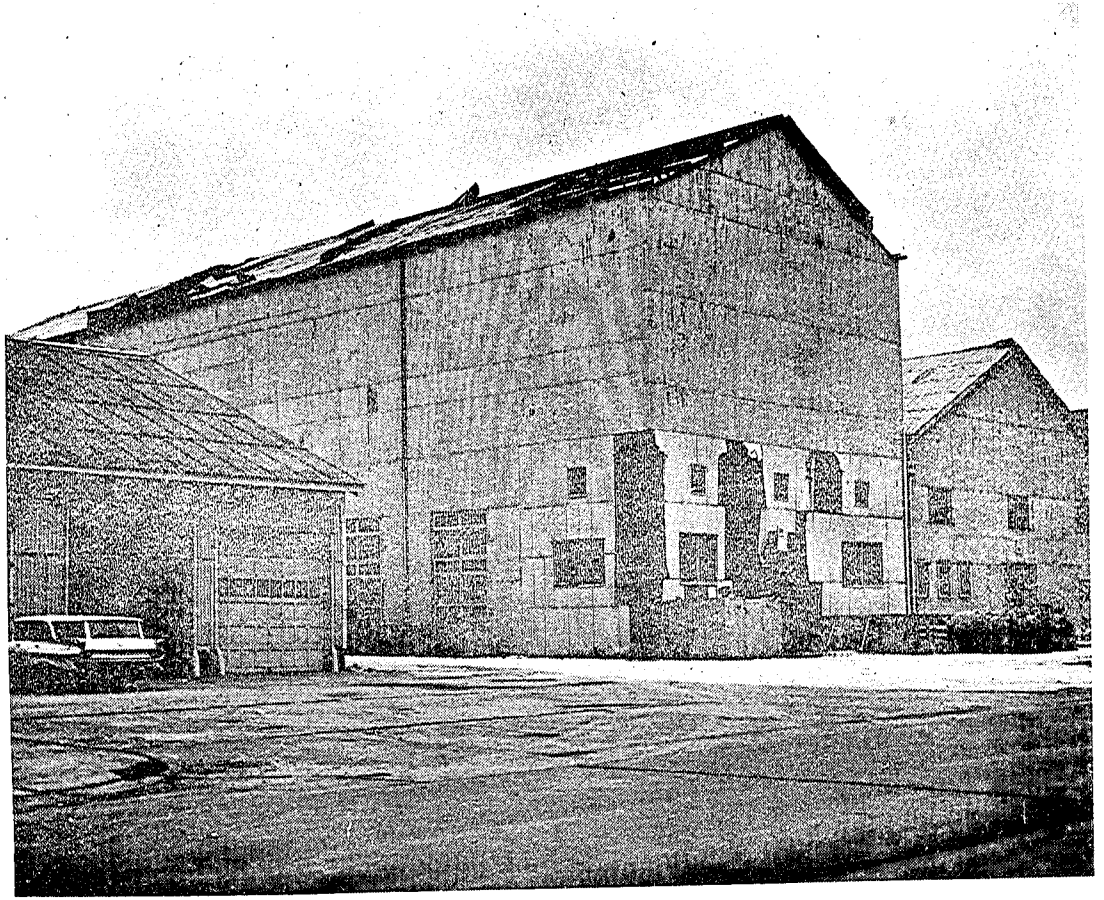


Figure 2.

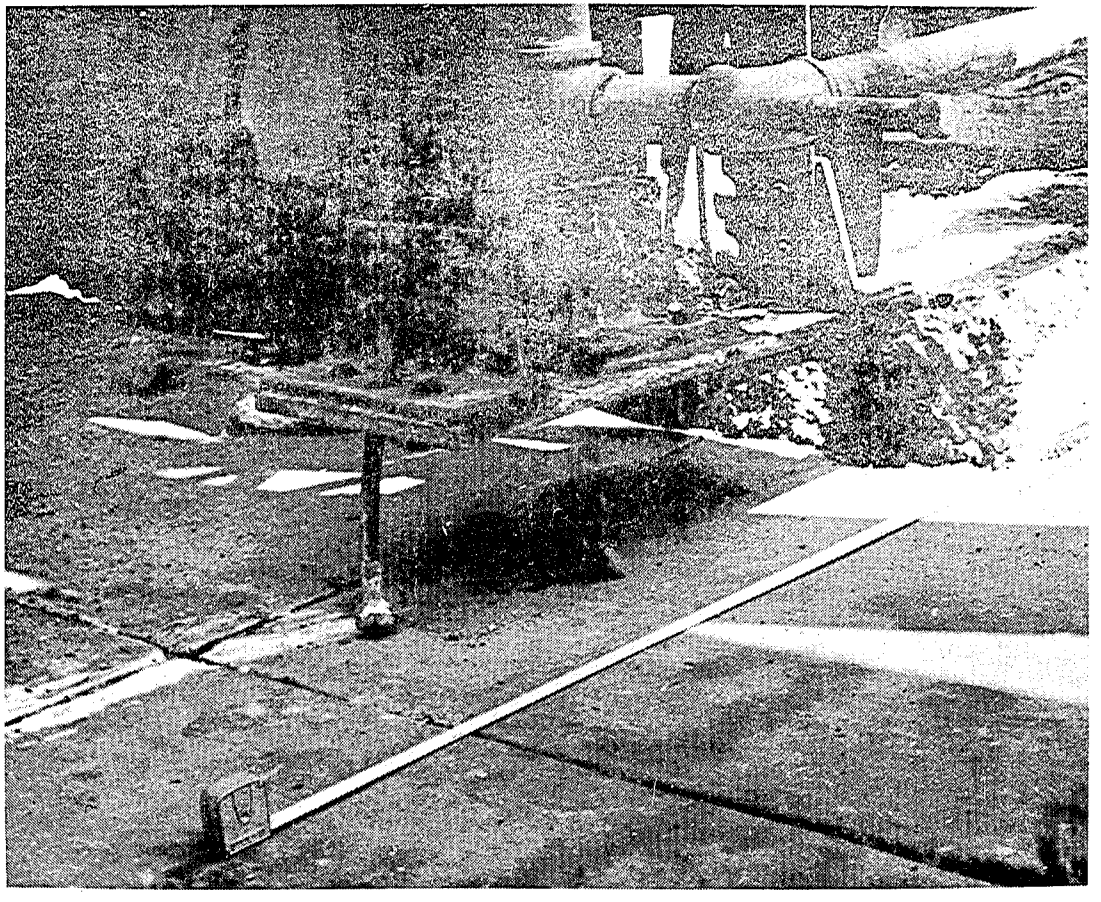


Figure 3.

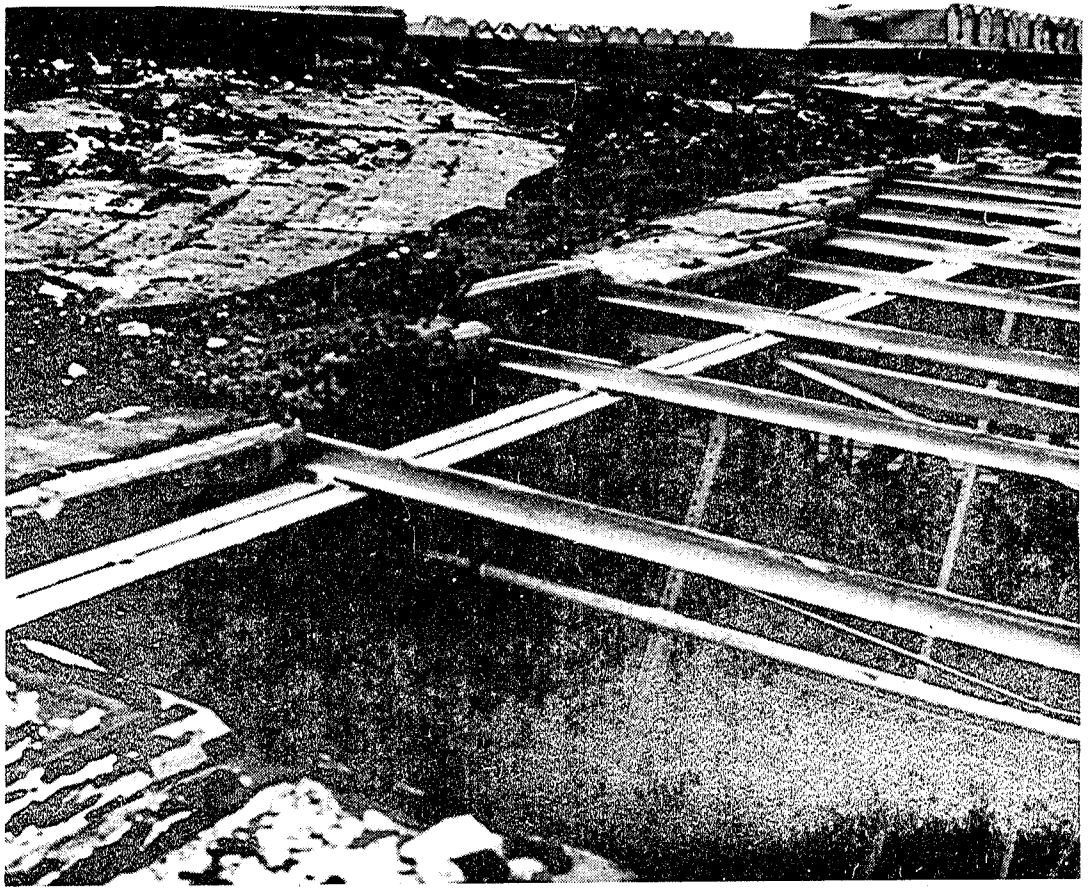


Figure 4.

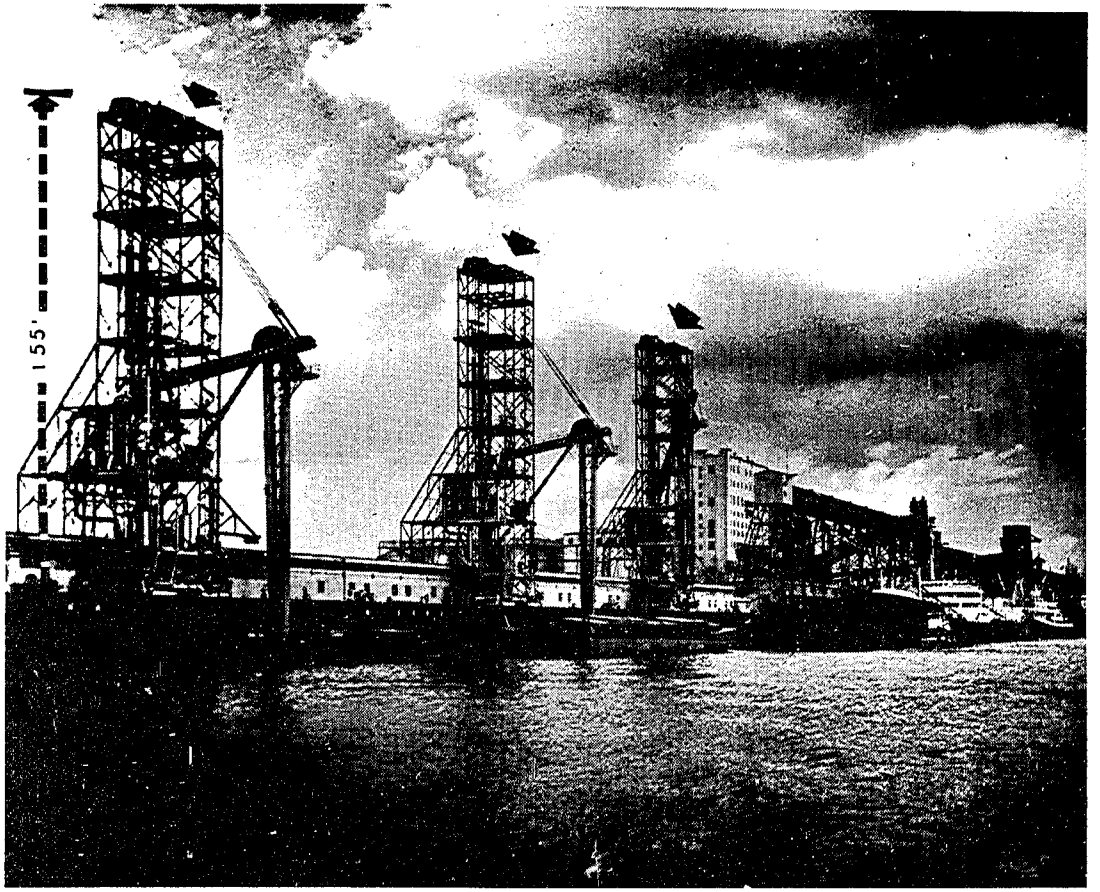


Figure 5.

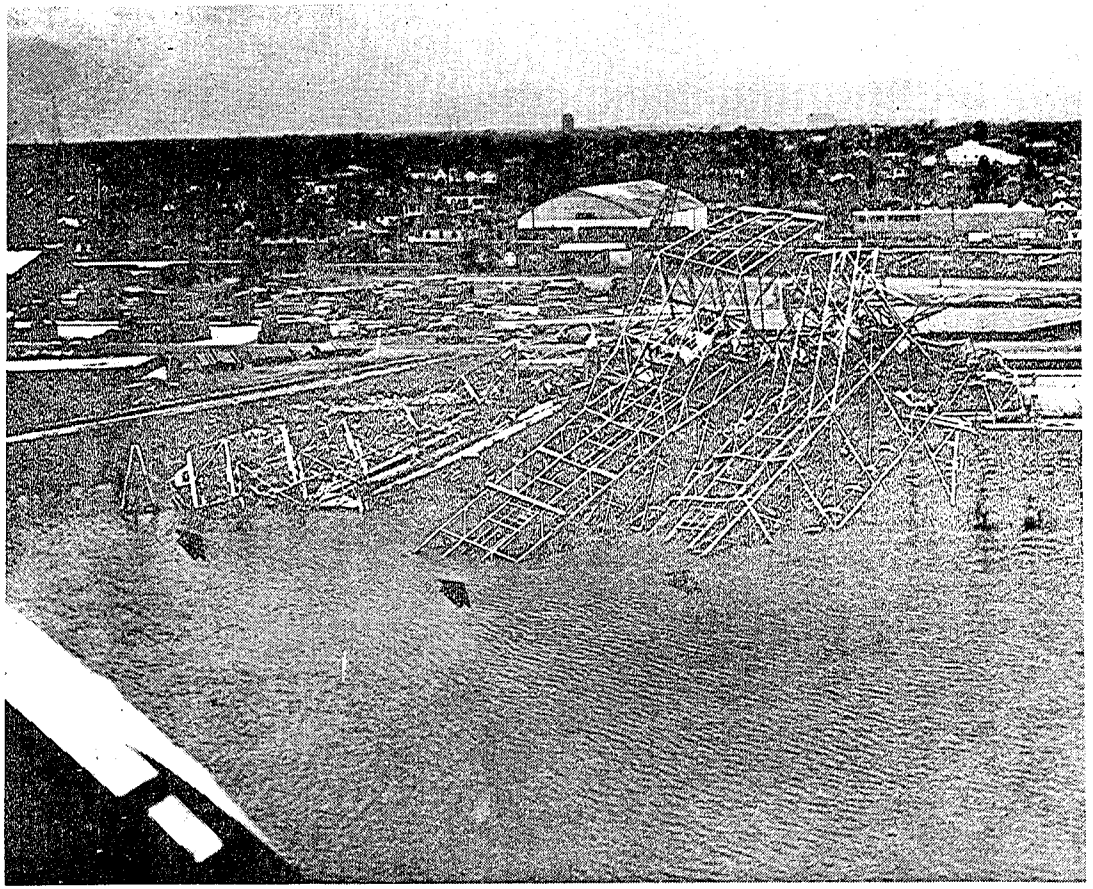


Figure 6.

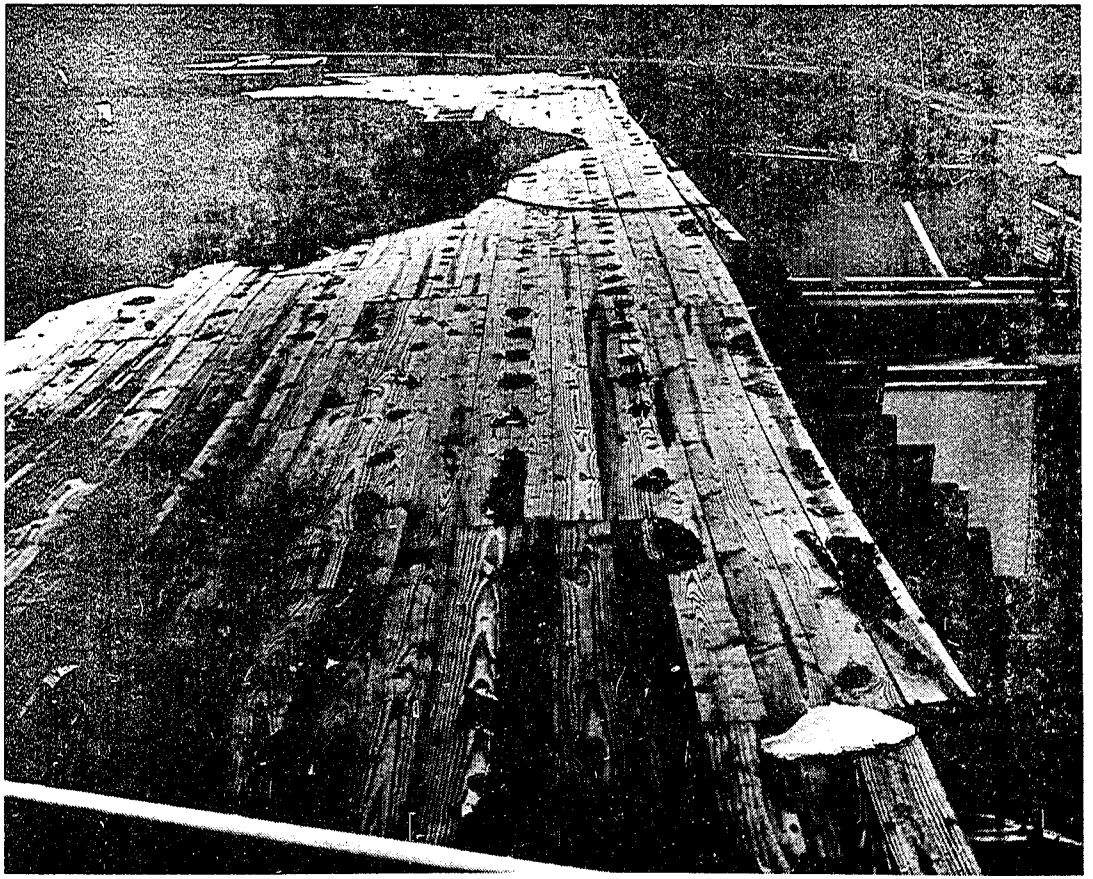


Figure 7.

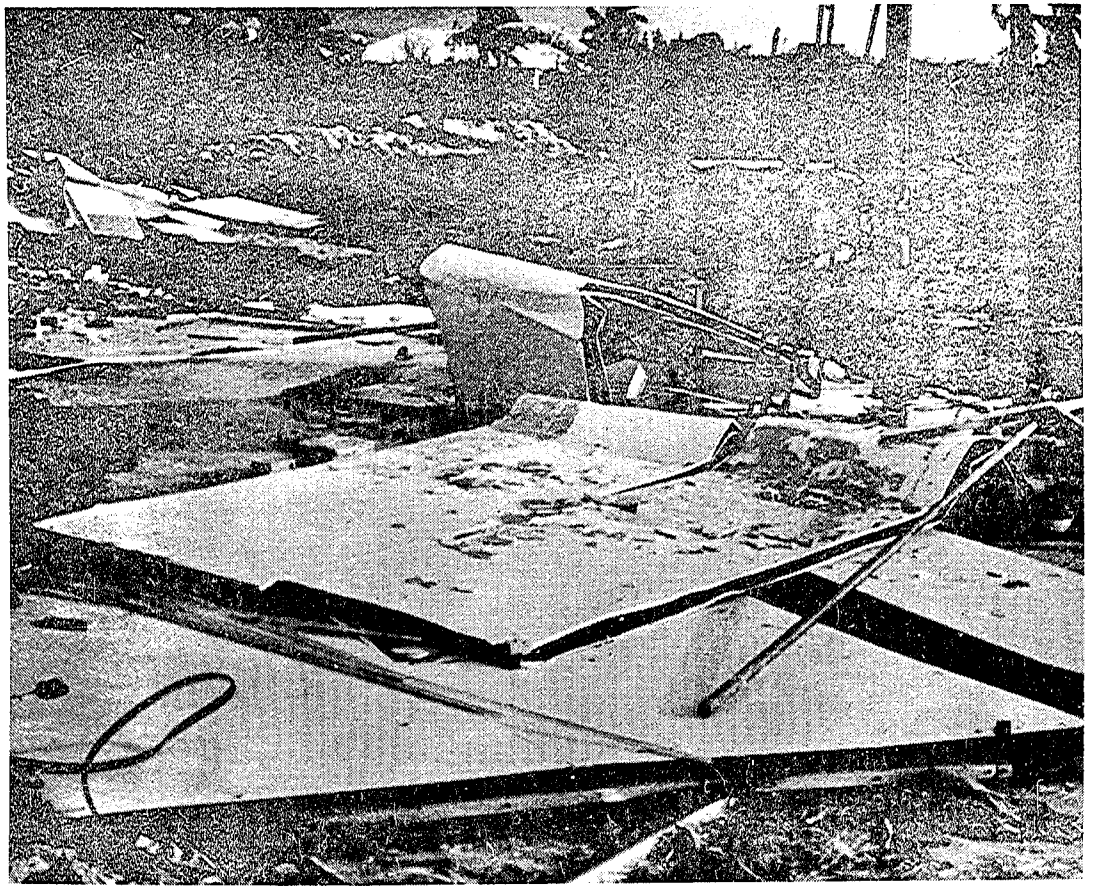


Figure 8.

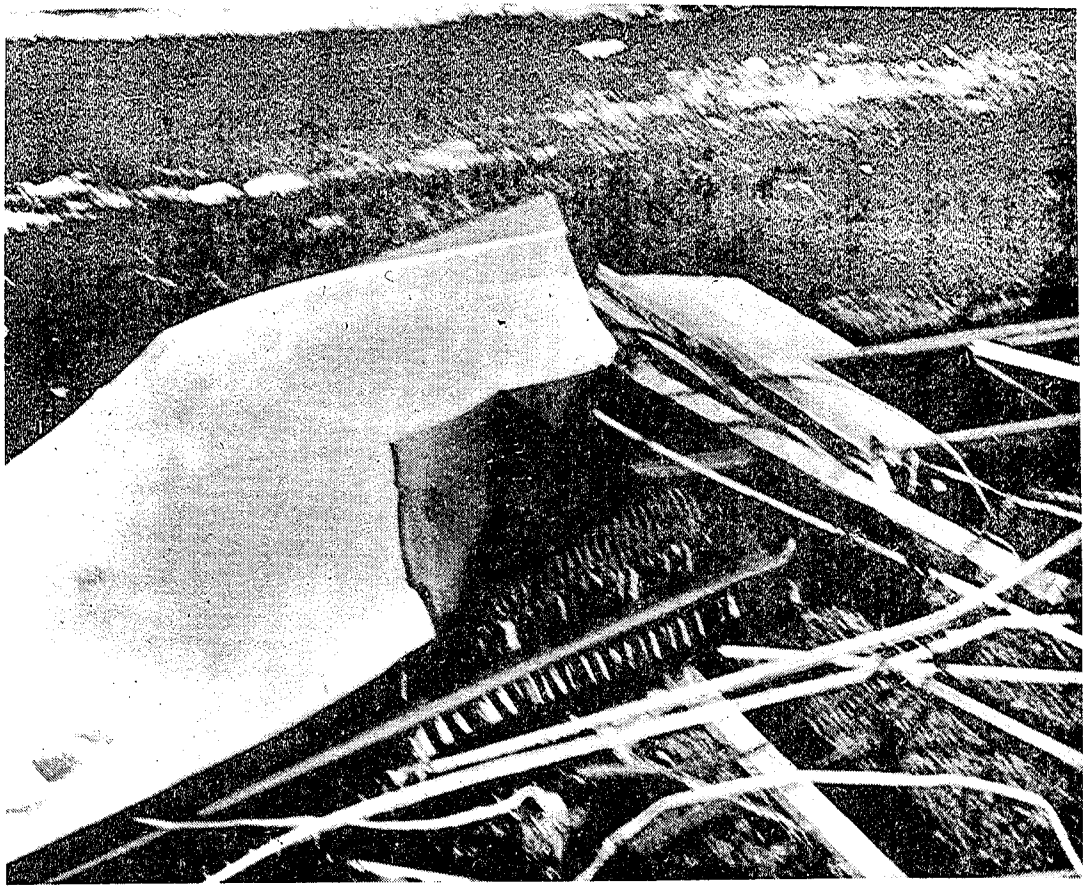


Figure 9.



Figure 10.

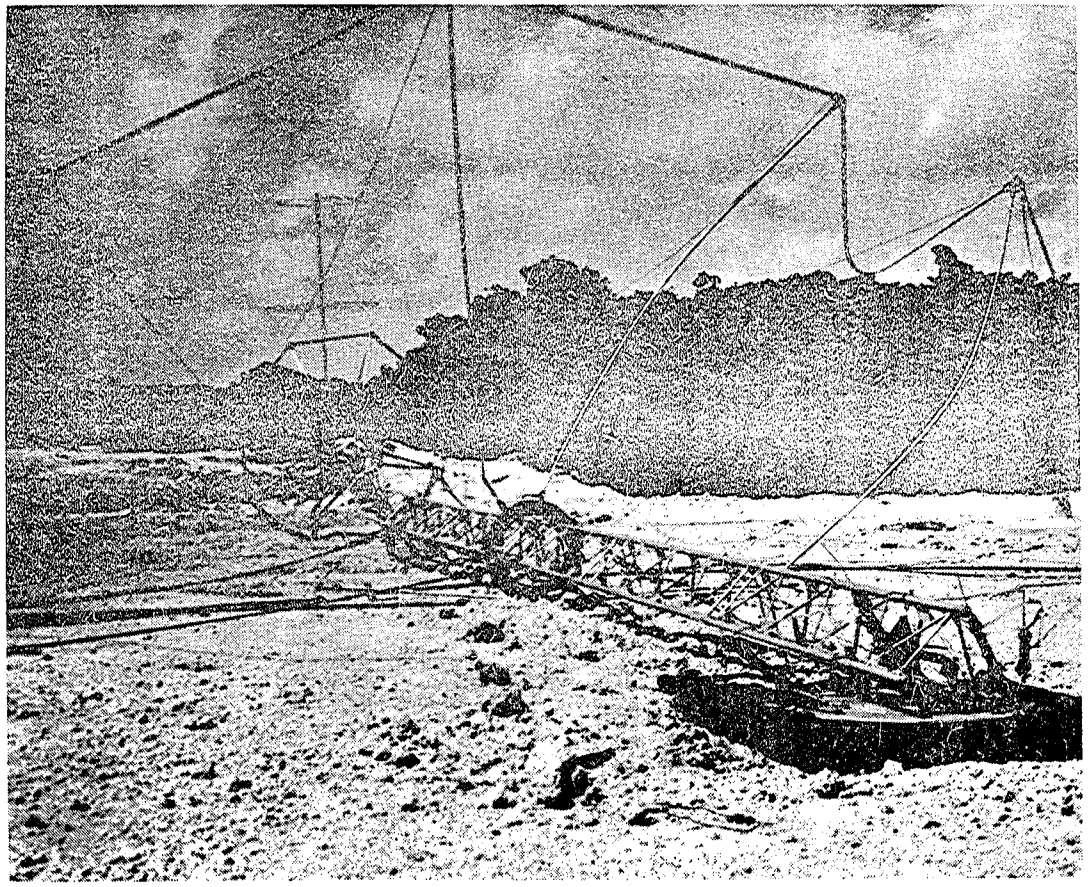


Figure 11.

5. 最終結論並びに閉会式

5.1 閉会式次第

閉会式は，本合同部会の最終結論を討議採択した後，E.O.フラング米側部会長並びに福岡正巳日本側部会長の検討をもつて，4日間にわたる発表および討議の幕を閉じた。

5.2 最終結論の討議・採択

本合同部会の最終結論に関する討議の経過は次のとおりであつた。

福岡議長：最終結論の草案をプリントして配布し，討議の材料とすることはできなかつたが，日米双方の部会長および幹事の間での打合せは終つているので，まず米側より最終結論に記載する事を希望される項目について御紹介願いたい。

フラング部会長：米側ではシエフイー氏が各出席者の意見を取りまとめたので同氏に発表させたい。

シエフイー委員：米側を代表して次の諸項目を提案する。

(1) 今回の第1回合同部会は，日米両国に多大の利益を与えたこと。この利益を情報交換と協力の拡大により継続すべきこと。合同部会を毎年交互に開催すべきこと。

(2) ワシントン特別区で開催予定の次回合同部会は，米側にとり，今回同代表に示された日本側の好意に返礼する好機であること。

(3) 下記の諸分野における交換活動の実施計画を作成すべきこと。

a アナログおよびデイジタル表示の強震計記録

b 動的荷重作用時の土質試験法並びに試験結果

c 微小地震の増幅作用と大地震の増幅作用および被害との相関

d 風および風の作用の測定技術と情報

e 構造物に作用する空気力，風の影響および風の統計的性質に関する資料

f 構造物の信頼できる耐用年数と安全性に関する研究

(4) 両国の部会員は，研究者と研究機材の交換に関し，それぞれの政府支持を求めること。

(5) 地震または強風被害を直ちに調査できる準備を進めること。

(6) 双方の専門家間における交換活動を積極化すること。

福岡議長：日本側からの追加事項はないか。

大久保委員：シエフイー氏提案の第(3)項に

g　構造物の耐風・耐震設計基準の草案

を追加したい。

フラング部会長：追加に賛成である。

北岡委員：予算要求の必要上，次回の年次合同部会の概略の期日を米側から知らせてほしい。

フラング部会長：日本側に対する招待の詳細は日本側で決めてほしい。米側としてはいつでも開催の準備を整えるが，ワシントン特別区に桜が咲いている時期がよかろう。

以上の討議の結果採択された最終決議は次のとおりである。

天然資源の開発利用に関する日米会議
耐風・耐震構造専門部会

昭和４４年４月２６日

(1) 今回東京で開催された第１回合同部会は，両国に多大の利益をもたらすものであつた。この利益は，情報交換と協力を拡大することによつて継続されるべきである。合同部会を日米両国で毎年交互に開催することが必要である。

(2) ワシントン特別区で開催される予定の次回の年次合同部会は，第１回の合同部会で米国代表団に与えられた心からの好意に，多少でも答えるために米国によつてよい機会となろう。

(3) 両国の専門部会が，組織的かつひんぱんな技術情報の交換を通じ，以下に示す各分野において特別の実施計画を作成すべきである。

a）アナログおよびデイジタル表示の強震計記録

b）動的荷重作用時の土質試験法ならびに試験結果

c）小地震の増幅作用と大地震の増幅作用および被害との相関

d）風および風の作用を測定する技術および情報

e）構造物に作用する空気力，風の影響および風の統計的性質に関する資料

f）構造物の信頼できる耐用期間と安全性に関する研究

g）構造物に対する耐風・耐震設計基準の草案

(4) 両国の部会委員は，研究者および研究機材の交換に関して，それぞれの政府の支持が得られるよう努力する。

(5) 両国の部会は，一方の国で生じた地震または強風による被害を直ちに調査できるよう，政府技術専門家の準備をする。

(6) 交通と技術情報および報告書の交換が，両国の専門家の間でより積極的に実施されることを期待する。

5.3 日米専門部会長挨拶

(1) フラング米側部会長挨拶

時間がございませんので，出来るだけ短かくいたしたいと思います。

この会議に対し両国政府から寄せられた支持を，われわれは認めたいと思います。この会議に対して与えられた支持をみましても，日本国政府および関係官庁がこの計画を高く評価していることは明らかであります。米国側に取りましては，今年度は財政的に非常に悪い年でありまして，特に外国に旅行することについては困難が伴ないました。しかし，米国政府の１０の官庁が喜んで代表を出したのであります。これはいままでにUJNR 交換計画で来日した中では一番大きな代表団であります。この種の合同会議によつて生れた個人接触は，交換計画を真に成功させる鍵であります。

最後に当りまして，日本側の全部会員に対し，講演に示される業績のすばらしさを認めたいと思います。中でも福岡氏はじめ事務局の方々がこの会合の準備に惜しみなき努力を払われたことをあげたいと思います。

それでは，米側部会から拍手をもつて日本側部会を賞賛したいと思います。（米側拍手）

最後に一言申し添えたいと思いますが，ここに二人の愛らしい通訳の方がおられますが，福岡博士，この方々にも心からの感謝の言葉を述べ，共に拍手をもつてその労をねぎらいたいと思います。（日米双方拍手）

また私どもは，日本側代表に非常に小さなものでございますが，感謝の印を捧げましたので，どうぞお受取り下さいませ。

これは土壌サンプルだそうです。

(2) 福岡正巳日本側部会長挨拶

フラング博士，すばらしいお話と，結構なプレゼントをありがとうございます。

時間がございませんので，フラング博士のお話しいただいたことを重ねて申し上げることを省略いたします。

この合同部会が非常に活発であつたという原因は，お話しのように，アメリカから１０名の方々が加わっていただいたということによるものでございます。私たちも今後とも個人的な接触を含めて，情報交換あるいは共同研究の実をあげていきたいと考えております。来年訪米いたします時にはひとつよろしくお願いいたします。

さきほどもいろいろお褒めのお言葉をいただきましたけれども，私考えてみますと，行き届かなかつた点がたくさんあつたと考えられます。その点につきましては厚くお詫び申し上げます。

最後に当りまして，フラング博士と共にこの会合に協力された方々に対して深く感謝の意を捧げたいと思います。特に難解なテクニカルタームを通訳していただいたお二人の方に感謝を捧げたいと思います。

まだ視察旅行が残つておりますが，どうぞ楽しい旅行をなさつていただきたいと思います。

ここに日本側メンバーに対しましても，アメリカの示されました絶大なるご協力に対して感謝の意を表して拍手を送るよう提案したいと思います。（日本側拍手）

これをもちまして第１回日米合同部会を終りたいと思います。

6. 視　察　旅　行

6.1 LOG OF ACTIVITIES AND VISITS UJNR PANEL ON DESIGN OF STRUCTURES FOR WIND EFFECTS AND SEISMIC LOADS

April 22 through May 1, 1969

Charles F. Scheffey

Activities of April 22

Visit to Building Research Institute

The members of the U. S. Panel were picked up at the Okura Hotel at 9 a.m. and taken to the Building Research Institute of the Ministry of Construction in Shinjuk-ku, Tokoyo. We were received at the Institute in its main conference room by Dr. T. Hisada who explained the organization of the Building Research Institute and its attached special division, the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering.

The Building Research Institute consists of five divisions as follows:

(1) Housing, Town Planning and Building Economy
(2) Materials
(3) Structures
(4) Production
(5) Building Physics and Fire

Dr. Hisada introduced Dr. Y. Ohsaki, Head of the Structures Division, Dr. Y. Kameda, Head of the Production Division, and Dr. K. Kawagoe, Head of the Building Physics and Fire Division. He then explained briefly the functions of each of the divisions in the research institute and indicated that we would be visiting the laboratory facilities of the Structures Division and the Building Physics and Fire Division. He stated that the total staff of the Building Research Institute consists of some 200 people. Approximately sixty of these are in the professional categories, thirty of which have academic training through the doctorate level.

Dr. Hisada then explained briefly the history and purpose of the special divisions known as the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. This Institute is financed jointly by the Japanese Government and the Special Fund of UNESCO and was established in 1962. Its purpose is

to provide for an international center for research on the problems on earthquakes and the design of structures to resist them and for training of personnel from those member nations which are confronted with these problems. In the years since its founding, the Institute has trained over 150 engineers, geologists, and seismologists from 30 countries in the world. Its faculty consists of certain permanent member residents in Japan and from two to four visiting scientists from other countries during each year. The services of Dr. Joseph Penzien of the University of California at Berkeley in 1964 were noted, as were the services of Professor E. N. Nielsen of the University of Illinois in 1967. Currently Dr. R. I. Skinner of New Zealand and Dr. A. Zatopek of Czechoslovakia are serving as visiting scientists. About 25 trainees are in residence in the current year.

Dr. Hisada next discussed briefly the annual budget of the Building Research Institute which runs approximately $970 000, of which approximately 55 percent is for salaries. In response to a question by Dr. Pfrang, Dr. Hisad_ stated that most of this budget comes directly from the Ministry of Construction, although some money is also received from other sources such as the Public Housing Corporation of Japan. It was noted that this Corporation had financed the construction of the special test facility in which full scale lateral load tests are performed on buildings up to five stories in height.

Dr. S. Omote, Acting Director of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering was introduced and he briefly explained the current research work of the Institute. The two most active current projects deal with the vibration characteristics of building structures in various seismic regions and studies of the earth crust as related to seismic activities.

During the concluding discussions, Dr. Pfrang asked whether the Building Research Institute was conducting any wind measurements or full scale structures, Dr. Hisadi replied that they have wind direction and velocity measurement equipment installed on a tower 80 meters in height (approximately 260 feet) and on the roof of an eighteen story school building. These structures are both in areas subject to typhoons, but since no major storms have occurred in this area since the installation of the instruments, there is no data of real value as yet.

The members of the U. S. Panel were then invited to inspect the laboratories of the Building Research Institute. As we enter the offices of the IISEE, we met and were introduced

to Dr. Skinner of New Zealand, one of the resident scientists of the institute for the current year. We then proceeded to the computer facility of the institute which contains three principal items of equipment. The first of these is a Tosbac 3400, digital computer, approxiamtely comparable to an IBM 7094 with a 16,384 word core memory, three index-register, and a 24 bit word size. The next major item is a high speed curve reader for the analysis of seismographic records built by National Electronics of Japan. This equipment is capable of converting typical seismographic record replicas to digitized forms or to analog magnetic tape for subsequent analysis. It is capable of following such records with great speed provided the maximum slope does not exceed 85°. A third piece of equipment consists of an analog device for making frequency distribution analysis of previously processed seismographic records.

We next proceeded to the outdoor areas adjacent to the laboratory where a racking test was in progress on a mounting system for building skin panels. Adjacent to this facility there was a piece of equipment for conducting column loading tests which was fitted with jacks of approximately 400,000 pounds capacity.

The earthquake simulation shaking table facility was next inspected. This shaking table is approximately five meters square and is mounted on an elastic suspension. The table is excited by synchronized eccentric mass oscillators attached to it. It is a one degree of freedom system, normally producing horizontal motion only. An arrangement is provided, however, by which the inclination of the elastic suspension springs may be adjusted such that the motion has both vertical and horizontal components. Model structures are mounted on this table and subjected to sinusoidal oscillation of various periods and the response of these models is measured with dynamic recording equipment. It is also possible to perform static test on these models for lateral forces by tilting the table on a fixed axis up to a maximum of 45°.

Perhaps the most impressive facility at the Institute is the large static test bed for subjecting full scale structures to a combination of vertical and horizontal loadings. The facility is housed in a building approximately 100 ft. long, 40 ft. wide, and 60 ft. high. The floor and one end wall are heavily constructed and reinforced to resist large

jacking loads. At the time of our visit, a specimen of a five story apartment house of reinforced concrete was in place. This specimen had been loaded by successively increasing loads in the lateral direction by jacks attached to the end wall. The jacking loads were applied alternately to push against the test structure and then to pull in the opposite direction by means of tension rods threaded through the structure and bearing against the opposite wall of the specimen. The cracking patterns which were developed during the test had been carefully labeled and marked by the investigators. Cracks produced by the pushing loads were labeled in black and those by the alternate pulling loads were labeled in red. The inspecting party climbed up through the test structure noting the types of failure which had occured at various levels and the cracking patterns which were produced. It was noted that the degree of cracking decreased dramatically as we proceeded to the higher stories in the test structure. In response to a question concerning the time required to complete the tests, Dr. Hisada indicated that about six months had been required after the completion of construction of the test structure. Dr. Hisada stated that the cracking pattern produced and the loads at which they were produced corresponded closely and with the predictions. He noted, however, that the thickness of the walls in the test structure were approximately 30 percent less than they used in the current public housing standards (13 centimeters thick instead of the standard 18 centimeters). This scaled down strength was used deliberately to produce major damage within the limitations of the loading equipment available. On the fourth floor of the test structure, some supplementary experiments were in progress. A floor slab was being loaded to ultimate capacity by the use of a water box. Measurements of strain in the bottom surface of the slab under the loads and in the top surface of the slab under the perimeter beams were being conducted.

The next facility visited was designed to conduct experiments on retaining walls and other earth-structure interaction problems. It consisted of a large chamber about 15x15 ft. square by 10 ft. deep. A retaining wall is built into this chamber and the whole thing is subjected to artificial rainfall to test the performance of the retaining wall under heavy rain conditions. One side of the test box is made of heavy glass plate so the behavior of the material behind the wall can be observed. No special provisions were made for reducing the affects of the friction of the materials against this glass plate.

The concrete laboratories of the Institute contained equipment for mixing, molding, and curing of concrete specimens. An environmental controlled chamber was in use for the conduct of experiments on the creep property of concrete. In addition to the conventional compression capacity tests on cylinders approximately 4x8 inches, there were also experiments in progress for specimens in torsion and 4x4x20 inch-specimens subjected to tension.

The inspection party next proceeded to the Structural Laboratory. The main activity in this laboratory at the time of the visit consisted of tests on prefabricated concrete wall panels for their reaction to thermal stress induced by radiated heat from artificial sunlight. One panel was in the test fixture and instrumentation was used to measure temperature on the exposed face and at various depths in the specimen. We inspected one of panels which had been previously tested in this apparatus and noted the cracking pattern on both faces apparently produced by cycles of radiant heat.

We next inspected a wind machine testing windows for penetration of rain under high gust loadings. The conventional wind arrangement is supplemented by a reciprocating piston that produces a simulated gust.

The next facility which we visited had an arrangement for studying the behavior of granular soil mixes against walls and other structural elements. It consisted of large concrete boxes approximately five meters square above which were facilities for handling and placing sand behind walls and other structures mounted in the boxes.

The final laboratory visited was one in which the resistance of various building materials and components were tested for their resistance to fire. This was a new facility and no tests were yet in progress at the time of our visit. Facilities were available for the test of slab elements and beam elements. The test furnaces were gas fired and a nearby control room provided for operating the furnace and recording of data.

After concluding our visit at the Building Research Institute, we were guests of the Japanese delegation at the Garden Restaurant in Tokoyo where we enjoyed a traditional Ghenjis Khan barbeque.

Visit to Chiba Branch, Public Works Research Institute

We then journeyed by automobile to the Chiba Branch of the Public Works Research Institute approximately 25 miles east

of Tokoyo near Chiba city. This particular branch of the Institute is devoted to problems of highway structures and highways. On arrival at Chiba, we were welcomed by Dr. M. Fukuoka, Director of the Public Works Research Institute. He then introduced Dr, S. Ibukiyama, Director of the Chiba branch. Dr. Ibukiyama explained the organizational arrangement at Chiba. It consists of three divisions as follows:

(1) Road Division consisting of a traffic engineer section, a pavement section, and a tunnel section,

(2) Construction Methods and Equipment Division consisting of an construction equipment section, construction methods section, and soil mechanics section, and

(3) Structural and Bridge Division consisting of foundation engineering section, structures section, bridge section, and earthquake resistance structural section.

The chief of each of these divisions was introduced; namely, Dr. K. Ichihara, Dr. M. Nagamori, and Mr. Y. Tada respectively. In addition, Dr. Ibukiyama intorduced Mr. T. Okubo, Chief Structures Section and Mr. Narita, Special Assistant to Mr. Okubo , who we were told would be accompanying us on some of our field inspection trips.

Dr. Ibukiyama next gave some comparison figures of the road construction budget in Japan and other parts of the world. The annual highway construction expenditure in Japan was indicated as approximately $2-1/2 billion. This was contrasted with the annual expenditure in the United States for all highway construction and maintenance, which he believed was currently running at about $14 billion. In their order of investment in highways, Japan ranks immediately after the United States and slightly ahead of the Federal Republic of Germany. It was indicated that the annual budget for research is approximately $2.3 million from the Ministry of Construction plus a small amount from private industries and other sources.

We began our inspections of the laboratories by visiting an experiment on the problem of tunnel ventilation. This experiment was being conducted by means of a model in which small scale vehicles were being moved at various speeds on a guide track to study "piston" effects of self-ventilation of tunnels by moving vehicles. The model is built at 1/10 scale and various ratios of vehicle size to tunnel cross section are being investigated. Measurement of pressure

variations are taken by piezometer tube connected to the wall of the tunnel. Model is approximately 150 ft. long, 2 ft. wide, and 18 inches high.

The next laboratory to be visited was part of the structural section activities in which a scale model of one version of the Honshu-Shikoku bridge was being investigated for its vibrational characteristics. This particular form for the bridge consists of a five span continuous suspension bridge structure. The model is scaled in its stiffness and artificially loaded withweights to maintain correct dynamic symilitude. Oscillations are introduced by an electrodynamic drive system which induces periodic vertical forces at selected periods on the structure. This particular model was used to investigate the increase in rigidity which could be obtained by the use of diagonal stays from the tops of the towers to approximately che quarter points of the spans. Instrumentation was provided for the measurement of the deflection response of the structure when excited and also for the measurement of the vibrations in cable tension.

The Chiba branch has a special wind tunnel which was constructed specifically to permit the investigation of the aerodynamics characteristics of suspension bridge cross sections. The cross sectional dimensions of the test chamber or throat are 1.8 meters in width by 3 meters in height. A maximum velocity in the test section of approximately 21 meters per second (75 ft. per second) is possible. At the time of our visit, a 1/50 scale model was installed in the test section and was being subjected to wind speeds of approximately 14 meters per second. This permits representation of prototype velocity up to about 100 meters per second or about 225 miles per hour, somewhat in excess of the maximum velocities which have been recorded in typhoons. The wind tunnel is used for three types of measurement:

(1) The steady state aerodynamic forces on a cross section consisting of lift, drag, and moment, measured by a three component sensitive balance system.

(2) The rate or increase or decrease of unsteady oscillation can be obtained by exciting a steady state oscillation with the electrodynamic damping system and then allowing the model to oscillate freely after the forces are removed.

(3) The actual forces working during instable aerodynamic oscillation can be measured.

The resulting measurements can be directly sampled and digitized by a data system capable of sampling rates up to 6,000 samples per second. Displacement measurements of the vertical and torsional oscillations are made by means of a special TV camera and video motion analysis system. This system permits any three points on the model to be selected for displacement measurements without any physical attachment to the model which would interfere with its vibration character or energy dissipation.

In the next laboratory visited, a dynamic model of a three span suspension bridge was arranged so that the base of the towers could be subjected to simulated seismic oscillations. This oscillation is achieved by an electrodynamic moving coil shaker system which receives its input from a magnetic tape drive. The acceleration records of actual earthquakes on the magnetic tape drive furnish signals which pass through a linear amplifier and then to a power amplifier to provide signals of adequate power to drive the coil oscillator. At the time of our visit, the base of one tower was being subjected to oscillation parallel to the long axis of the bridge. The mode which was excited involved the flexural bending of the tower in a single wave between the deck level and the top, with corresponding waves in the deck structure on either side of the tower. Displacements and forces were being measured in the deck and in the cable system. It was indicated that in earlier experiments both towers had been subjected to in phase motion in the longitudinal direction and in the transverse direction.

In the main Structures Laboratory some sample prefabricated bridge deck systems consisting of light weight concrete and steel stiffening members were being subjected to repeated loadings with equipment similar to the Amsler hydraulic system. These tests were being conducted to determine the fatigue life of such special deck sections for possible use on the Honshu-Shikoku bridge.

A rather unusual facility was provided at the institute for studying behavior of embankments during heavy rainfall. A building approximately 120 ft. sq. was equipped with sprinkler nozzle at ceiling level to create heavy artificial rainfall (up to 20 millimeters per hour). Under this system, embankments are constructed in which pore pressure meters, moisture content meters and soil pressure meters are installed. By turning on the artificial rainfall, the process by which such embankments are weakened and eventually collapse due to saturation can be studied in detail.

In order to work out development details for such an unusual project, a one-half scale model of the eventual prototype shaking table has been built and tested. It was this model which we saw in operation at the Mitshubishi plant. We also saw a number of the large components which have already been fabricated for the large shaking table.

The bed of the shaking table rides on a high pressure film of oil which is forced between fixed and movable steel plates at about 1,000 psi. Lateral guides are provided by roller bearings. The actuator is an electrohydraulic system operating at 3,000 psi and capable of dealing up to 2,000 lbs. of thrust under programmed control. Maximum acceleration is 3 g's in a frequency range from .1 to 50 cycles per second. During our visit the table was subjected to sinusoidal motion and to a random input wave taken from the El Centro earthquake of California. Reproductions of the displacement pattern appeared to be extremely good.

This model table did not provide for the vertical degrees of freedom which will be available in the larger facility. In the large facility the vertical motions will be achieved by an independent set of actuators.

Monday - April 28

Visit to Wind Observation Towers, Tarumi

At 6:30 a.m. we left the Rokko Oriental Hotel west of Kobe by bus for Tarumi, which is on the coast at the point where one of the possible alignments of the Honshu-Shikoku Bridge begins. At this location, the Ministry of Construction has erected a tall tower to permit reliable data collection on the nature of the winds at this site. Anemometers, bivane wind direction devices, and sonic anemometers are installed on extension platforms at various levels on the tower. At approximately the 30 ft. level, there is an instrumentation room which contains recording equipment and a diesel driven electric generator for standby power. Recording instruments are located at the top of the tower (80 meters) and on extension platforms at the 50 meter, 30 meter, 20 meter and 10 meter levels. Each set contains a wind velocity cup type anemometer and a bivane for indicating vertical and horizontal wind directions. At the 10, 30, and 50 meters levels, there are two sets of such instruments on identical platforms on opposite corners of the tower. In addition, there is a three component sonic anemometer maintained at one corner on the tower at the 30 meter level.

any location. This particular feature is especially necessary in Japan because some public power is on 60 cycles and some on 50 cycles. The system operates on 60 cycles. The system accepts and digitizes a total of 6,000 samples per second. This capability may be distributed among the 30 information channels in an arbitrary fashion. The equipment has been used for both prototype and large scale model tests. It was mentioned that within the past year an experiment was conducted on embankments excited by artificial explosives near Nagoya. It was also interesting to note that at the time of our visit, this mobile data acquisition system was connected to an experiment being conducted in the adjacent building.

We next visited a general data processing and reduction laboratory. This laboratory contained a rather large but somewhat outmoded analog computer, digital computer and facilities for converting analog magnetic tape to digital form. It also contained a number of special data reduction devices for reading replica seismograph records. These replicas are made on special film which is highly resistant to temperature and moisture change. Facilities are also available for converting either analog or digital magnetic tape to punched paper tape. The seismographic processing devices are used in the reduction of records from many stations installed on harbor installations and structures in Japan.

The next laboratory visited was one in which wave action on waterfront structures could be simulated. It consisted of a channel three meters wide, 2-1/2 meters deep, and 105 meters long. The channel is fitted at one end with a wave generating mechanism driven by a 75 horsepower motor and capable of producing waves up to 80 centimeters in amplitude. The generating paddle is double pivoted with an adjustable linkage mechanism which permits various combinations of swing and parallel motions to be imposed, thus changing the shape of the generated wave. At the far end of this channel, a vertical blockhead was installed. This bulkhead was fitted with pressure measuring devices for assessing the effects of the wave upon the bulkhead. One face of the channel in the section where studies are conducted is fitted with a glass wall to permit accurate observations of the wave profile. The wave which was being generated at the time of our visit was essentially a regular wave shape with a spacing between waves equal to about four times the wave length of wave itself.

We were shown facilities for model studies of the mechanism by which wind shear generates waves on a free water surface.

This facility consisted of a water channel approximately one meter wide and onehalf meter deep above which there was a closed air space approximately one meter high. Fans at one end created controlled air movements through the air space above the water. During our visit we witnessed an increase in the wind velocity from 10 meters per second to 15 meters per second with a consequent change in the wave formation. Quantitative measurements of the wave patterns are taken at three points across the width of the channel by pressure sensing devices and recorded on an analog magnetic tape, after which they are digitized and processed by a computer to obtain power spectrum and cross correlation measurements. At about the mid-length of the channel, there is a special diversion plate which can be lowered from the top to permit escape of the air stream at a level just above the waves. This permits the study of the bahavior of the waves in the remaining length of the channel.

The velocity profile in the wind strain is measured at a number of heights and lateral positions by both pieziometer tubes and standard wind anemometer. The data taken from these measurements is also subjected to cross correlation analysis to obtain measurements of turbulence.

April 26 - Saturday

Large Shaking Table at Mitshubishi Factory

On the afternoon of the 26th, we visited the Mitshubishi Aircraft Factory in Nogoya. This plant has an established device for electrohydraulic systems and is building a very large shaking table for earthquake research for the Japanese government. This shaking table will be approximately 50 ft. sq. and will be capable of testing structures with masses in excess of 500 tons. This facility will eventually be installed in the Technical City to be built some 40 miles north of Tokoyo and will be a National Japanese facility available to each of the research institutes. It will be housed in a building sufficiently large to permit construction of large scale models or even prototype structures. It will have the capability of generating various wave forms including random patterns in the frequency range between 0.1 and 50 cycles per second. Maximum acceleration will be 560 gallns in the horizontal direction using 500 ton-masses on the table or 1,000 gals in the vertical direction with a 200-ton mass.

Activities of April 23

Visit to port and Harbor Technical Research Institute

On the afternoon of April 23, we boarded a train for a visit to the port and Harbor Technical Research Institute of the Ministry of Transportation, southeast of Yokohama. This institute is concerned with the design of water front structures, protective sea walls, and wave resistant structures. We were welcomed by Dr. Y. Hayashi, Director. Several members of the staff reported briefly on current research work, after which we made an inspection trip of their laboratory facilities. In the first laboratory which we visited, research was being conducted on the forces exerted by water and sedimentary deposits upon bulkheads during a seismic disturbance. The principal facility consisted of a large box mounted so that it could be subjected to horizontal accelerations. The force to produce the oscillations is supplied by a large electrodynamic driver. The dimensions of the box are approximately 5 ft. deep by 7 ft. wide by 15 ft. long. The extremely heavy weight of the box when filled with a test specimen and water is supported upon highly finished hardened steel plates between which a high viscosity oil is forced under pressure. This leads to a quite effective elimination of frictional forces, which they claim to have measured at 0.01 percent. The truth of their statements seems apparent in that the eight tons of mix could be easily moved by hand pressure when the oil is turned on. The test chamber can actually hold up to 20 tons of material and the electrodynamic system is capable of driving at between frequencies of 0.1 to 100 cycles per second. Vibration is limited by maximum displacement which may not exceed $\pm$ 5.0 centimeters. The drive system is controlled by a magnetic tape in part and is capable of periodic motion or random motion simulating real earthquake acceleration patterns. The recording system provides for both oscillographic and magnetic tape (analog) records and up to 15 channels of information.

This Institute has a mobile data acquisition system for the study of behavior of large structures in the field. It has been used principally to measure the response of seacoast structures to heavy wave action. The system provides for signal conditioning, amplification, digitizing, and recording on magnetic tape for 30 channels of information. Provisions are made for selective filtering of input data. The digitized magnetic tape record may also be played back into the system and converted to an analog signal for oscillographic recording. A portable diesel driven electrogenerator is provided in order to insure a reliable source of power at

In the instrumentation chamber, there are sets of strip chart recorders for each level. The upper recorder indicates the wind velocity on each of the two anemometers and the lower recorder indicates the wind direction. In addition, other strip chart recorders make a record of the integrated wind travel for anemometers at the 30 meter level and at the top of the tower. Additional records are taken of temperature, and the sonic anemometer records on a separate magnetic tape system.

Some of the results to date from these wind observations were displayed on wall charts. One significant result, from a standpoint of suspension bridge design, indicates that the angle of attack (absolute value without regard to sign) decreases with an increase of wind velocity. Values of from 6 to 8 degrees are typical for velocities in the 20 to 30 meter per second range, but reductions to values around four degrees occur at high velocity on the order of 60 meters per second. A second chart indicated the number of days per year in which the wind velocity exceeded certain arbitrary levels. The 10 meters per second velocity criteria shows that this velocity was exceeded approximately 200 days per year at the 80 meter level by only 100 days per year at the 20 meter level. The 15 meter per second criteria shows 70 days per year at the 80 meter level and only 10 days per year at the 20 meter level.

Another chart showed the character of two typhoons which had passed over the instrument site; one in September 1964 and one in September 1965. The first of these reached a peak velocity of 50 meters per second (112 miles per hour) and the second reached a velocity of 65 meters per second (146 miles per hour).

The details of the instrument installations were inspected. The anemometers were mounted on cantilever platforms standing approximately 15 ft. out from the tower framework. We were told that some difficulty had been experienced in maintaining proper calibration on the bivane direction indicators during typhoons because of the heavy rain which usually accompanies these events. Sufficient rain water accumulates on and between the vanes to affect the static balance and give some error in the direction readings.

Wind Observation Towers at Satorua

At about 9:30 we left Tarumi and traveled by bus and ferry across the straits to Naruto on Skikoku Island. The ferry crossed the straits approximately parallel to the proposed alignment of the bridge and at a small distance from the shore we passed a low tower mounted in the water on which wind observation instruments were mounted. We were informed that this tower was being operated by the Metrological Research Institute for the purpose of studying wind velocity profiles close to the sea surface and relating these to wave pattern development. We arrived in Satorua at about 11:00 and inspected the wind observation system at this location. The primary purpose of this installation is to study horizontal turbulent structures of the wind. Five towers had been erected of approximately 40 meters in height with spacings of 12, 23, 45, and 110 meters. The base of the fourth tower contains an instrument house and auxiliary power source. The line of towers is parallel to and about 100 ft. inshore of a sea wall which rises above the level of the ground on which the towers stand. We were informed that there is another tower at Nakagawa where vertical turbulence is being studied and where the instruments are at 15 meters, 30 meters, 50 meters, 80 meters, 110 meter and a total height of 150 meters, mounted on a tall guide tower. In reply to inquiries about the sea wall and its possible affects on the observations, we were informed that it had just been constructed one year previously. Each of the towers has a cup type anemometer at the top and sonic anemometer at both the top and the intermediate level. The output of the transducer is recorded on a seven-channel magnetic tape system. The sonic transducers are of the single transmitter, double receiver type with pulses transmitted approximately 45 degrees up stream and 45 degrees downstream of the wind component being measured. The pulse pattern received by these two receivers is processed electronically and the phase difference is recorded as a measure of wind velocity. Between towers No. 4 and 5, a catenary cable is in place with a span of 110 meters and a sag ratio of about 1/8. This cable is fitted with a force transducer to measure wind effects. The output of the cup type anemometers is recorded on a seven channel analog magnetic tape. The output of the sonic anemometer is recorded for selected periods on oscillographic records.

Activities of April 29

Meteorological Research Institute in Tokoyo

We were shown some interesting work being conducted in a rather small wind tunnel on the patterns of distribution of wind around the Kasumageseki building in Tokoyo. The model was at approximately 1/1000 scale and was mounted on a turntable approximately 5 feet in diameter. Both the building exterior and the surrounding structures were modeled within limits of the area reproduced on the turntable. Dr. Pfrang noted that the prototype structure in this case has been instrumented for obtaining actual wind pressures and velocities and asked as to whether any pressure measurements had been made on the scale model. We were told that no pressure measurements had been taken on the model. Rather detailed measurements had been taken on the velocity distribution in the vicinity of the model with a hot-wire anemometer. In response to inquiries as to whether scale effects had been evaluated at different velocities, we were told that this particularly model had been tested only at 50 meters per second.

We were next shown a motion picture produced by lapsed time photography of the cloud formation around the summit of Mr. Fujiyama. These pictures clearly demonstrate that a vortex stream is formed behind the peak, resulting in large scale convective and turbulent flows. We were told that these prototypes observations compared quite well with studies made on a small model of the mountain and its surrounding terrain at about 1/25 000 scale. These particular studies were made in an effort to assist the Ministry of Transportation to find the cause of an aircraft disaster involving a BOAC transport some two years ago.

The study has provided a dramatic demonstration of the usefulness of even very small models in studying the manner in which the normal wind stream is modified by topographic features. It was stated that the model studies indicated that at velocities about 35 meters per second the separation with its accompanying turbulence was driven closer to the bank slope of the mountain and that at high velocities it was nearly completely surpressed. In the case of steep slope the degree of suppression would not appear to be a function of the degree of turbulence in the incoming wind stream.

6.2 研究施設訪問

当初予定していた，4月29，30両日の青森，函館の十勝沖地震被災地の視察については，おりからの沖縄デーによる東京駅周辺の紛争のため，大阪からの新幹線が延着となり中止の止むなきに至つた。

そこで4月29日は休養のため行事を中止し，4月30日は米側メンバーの専門事項調査ということで各班に分れ，気象研究所・建設省官房営繕部，住宅金融公庫及び土木研究所赤羽支所を訪ずれることとなつた。

訪問先	訪問者	内容
気象研究所	E.O.フラング チヤールズF.シエフイー H.L.S.トム 随行者 北岡委員 大久保委員 案内者（気象研究所） 須田健 小平信彦 桜庭信一 広野卓蔵	午前中は気象研究所中野分室にある物理気象研究部を見学し，都市風害および地形と気流に関する研究状況を見聞した。風洞実験と実際の風との相似性の問題について質疑あり，富士山の乱気流に関する16耗映画を映写し，両者の類似性を示した。（第1研究室長相馬清＝研究官説明）それより高円寺の気象研究所長室に須田・小平・桜庭・広野研究部長を交え昼食会あり。昼食後測器研究部のレーザー（第3研究室長内藤恵吉研究官説明）と台風研究部のドプラーレーダー（第3研究室青柳二郎研究官説明）を見学してから辞去した。
日本国有鉄道構造物設計事務所	同上 随行者 大久保委員 案内者（日本国有鉄道構造物設計事務所） 尾崎寿 田村浩一 阿部英彦	鉄道橋の活荷重および地震荷重につき，田村次長および阿部主任技師から説明があつたのち，主としてC.F.Scheffey氏と阿部氏の間で，耐震構造の細部にわたる質疑が交換された。 東海道新幹線の運転制御方式については中央制御室において，実際の制御作業を目前にしつつ，地震時の制御に重点をおいた説明がなされた。 なお，E.O.Pfrang氏と阿部氏が同時期にイリノイ大学の大学院に在籍していたことが判り，相互の対談に興味を添えた。

訪問先	訪問者	内容
金竜（築地）	ウイリアム K.クラウド ウイリアム B.ジョイナー 案内者 金井 清 （日大教授） 中川恭次 （大林組，技術研究所次長） 大薬志夫 （清水建設技術研究所長）	日本の建築構造物における地震工学の研究の現状，民間会社の研究所の研究方針ならびにその大学における研究との関連，協力等について，米人側から質問があつたので，大薬，中川，金井より種々説明し討論を行い合せて懇親の実を上げた。
建設省営繕部 住宅金融公庫	ジョージ B.ベック トーマス.R.キャラウエイ	営繕部においては，発注の仕方，監督検査の要領，営繕予算の配賦方法等について 日米の現行方式について，卒直な意見交換を行うと共に，営繕部で現在使用中の諸資料を交換し，米側は後日の送付を約束した。特にRegg氏は日本の官庁ビルの建築日数が米国に比して短期間であることに感心していた。 住宅金融公庫に於ては，現行の融資制度の概要説明を聴取し，その後現場視察に赴いた。
土木研究所 赤羽支所	チャールズ E.リー ワーレン A.ショー 案内者（土木研究所） 富永正照	日本より十勝沖地震の津波による被害状況及び津波の性格について，米国よりアリューシャン沖地震の津波による被害について活発な意見を交換した後，赤羽支所の水理関係の施設を視察した。
土木研究所長室	バルド J.ギブス 案内者（土木研究所） 福岡部会長 吉田巌 山村和也 岩崎敏男	話題はBurean of Reclamation および土研で行なつている土質調査に関する一般的な問題と，会議においても討議された砂の流動化についての問題などであつた。 砂の流動化について特に問題になつたのは，新潟地震で大きな被害を受けた地域の地盤の相対密度の値であつた。すなわちシードらの論文"Analysis of Soil Liquefaction Niigata Earthquake"にはN値から換算して相対密度が示されているが，Gibbs and Holtz と Terzaghi and Peck の方法ではかなり異つた値になつている点である。この点に関しGibbs氏はTerzaghi and Peck によつてはN値と

訪 門 先	訪 門 者	内　　容
		相対密度の関係を数値によつては提案されていないことを示し，Gibbs and Holtsの提案した関係を用いて換算した相対密度の方がより妥当であろうとの意見を述べた。 この他Gibbs氏より原子力発電所の基礎の流動化防止のために適用された砂の締め固めによる地盤改良についての補足説明がなされ，施工管理の基準になつた地盤の締め固め後の相対密度８０～８５ ％以上という値の根拠について討議が行なわれた。

附　　録

1. 日米専門部会メンバー

1.1 日本側構成員

(1) 現委員

◎ 部会長

○ 幹事

◎	福岡正巳	(建設省)	土木研究所長
	有賀世治	(科技庁)	国立防災科学技術センター第1研究部長
	伊吹山四郎	(建設省)	土木研究所千葉支所長
○	大久保忠良	(建設省)	土木研究所構造橋梁部構造研究室長
	大崎順彦	(建設省)	建築研究所第三研究部長
	表俊一郎	(建設省)	建築研究所国際地震工学部長
	川越邦雄	(建設省)	建築研究所長
	北岡龍海	(運輸省)	気象庁気象研究所長
	栗林栄一	(建設省)	土木研究所構造橋梁部振動研究室長
	多田安夫	(建設省)	土木研究所構造橋梁部長
	成田信之	(建設省)	土木研究所構造橋梁部構造研究室主任研究員
	林聰	(運輸省)	港湾技術研究所構造部長
	広野卓蔵	(運輸省)	気象庁気象研究所地震研究部長
	牧野稔	(建設省)	建築研究所国際地震工学部第二耐震工学室長

事務局

	桑垣悦夫	(建設省)	土木研究所企画室長

(2) 前委員

荒川秀俊 (前気象庁気象研究所長)

川瀬二郎 (前気象庁気象研究所長)

久田俊彦 (前建築研究所長)

1.2 米国側構成員

(1) 現委員

Dr. E. O. Pfrang, Chairman
Chief, Structures Section
Building Research Division, LAT
National Bureau of Standards
Washington, D. C. 20234

Mr. George B. Begg, Member
Director, Research and Standards
General Services Administration
19th & F Street, S. W.
Washington, D. C. 20405

Mr. Thomas R. Callaway, Member
Chief, Technical Services Staff
Division of International Affairs
Department of Housing and Urban Development
Washington, D. C. 20410

Mr. William K. Cloud, Member
Chief, Seismological Field Survey
Coast and Geodetic Survey
390 Main Street, Room 7067
San Francisco, California 94105

Mr. Harold J. Gibbs, Member
Chief, Soils Research Branch
Bureau of Reclamation
Building 67
Denver Federal Center
Denver, Colorado 80225

Dr. William B. Joyner, Member
U.S. Geological Survey
Room 3201, GSA Building
Washington, D. C. 20242

Mr. Charles Scheffey, Member
Chief, Structures and Applied
Mechanics Division
Office of Research and Development
U.S. Bureau of Public Roads
Federal Highway Administration, DOT
Washington, D. C. 20591

Mr. H. C. S. Thom, Member
Senior Research Fellow
Environmental Data Service
Environmental Science Services Administration
Silver Spring, Maryland 20910

Mr. Wesley T. Hayes, Consultant
171 2nd Street
San Francisco, California 94105

Mr. Charles E. Lee, Consultant
Assistant Chief
Hydraulic Design Branch
Office of the Chief of Engineers
Washington, D. C. 20315

Dr. Warren A. Shaw, Consultant
Director, Structures Division
U.S. Naval Civil Engineering Laboratory
Port Hueneme, California 93041

Mr. B. J. Brink, Alternate
Bureau of Reclamation
Interior Building, Room 7631
Washington, D. C. 20242

Mr. John T. Dressel, Alternate
Architectural Division
FHA-HUD
Washington, D. C. 20410

Dr. Richard D. Marshall, Secretary and Alternate
Structures Section
Building Research Division, IAT
National Bureau of Standards
Washington, D. C. 20234

Mr. Leonard M. Murphy, Alternate
Chief, Seismology Division C-23
Environmental Science Services Administration
Rockville, Maryland 20852

Mr. L. C. Pakiser, Alternate
Chief, Office of Earthquake Research and
Crustal Studies
U.S. Geological Survey
345 Middlefield Road
Menlo Park, California 94025

(2) 前 委 員

Mr. Roy W. Potter, Member
Chief, Technical Services Staff
Division of International Affairs
Office of Urban Technology and Research
Washington, D. C. 20410

Dr. George C. Rouse, Alternate
Structural Engineer
Bureau of Reclamation
Building 67
Denver Federal Center
Denver, Colorado 80225

2. 事　　務　　局

桑垣悦夫　　事務局長

高平三朗　　計画局振興課

総括班	蒔田　実	企画室	企画室長補佐
	大竹祐吉	〃	調整係長
	井口宣子	〃	係員
	小浦卓爾	〃	〃
	松原美和子	〃	〃
記録班	稲葉誠一	土質研究室	研究員
	今田徹	トンネル研究室	〃
	岩崎敏男	振動研究室	〃
	榎波義幸	構造研究室	〃
	小山田欣裕	振動研究室	〃
会場班	松本熙	会計課	出納決算係長
送迎班	平野康雄	総務課	管理係長

後　　記

日米両部会長の協議の結果，第1回合同部会の会議録は日米両国でそれぞれ作成することになつた。日本側では日本語を主にして（米側委員の提出論文視察旅行記は原文のまま英文）まとめることになり，ここに本会議録を作成した。なお，編集の項目方法等については，日米両国とも統一することにし，種々資料も両国間で相互に交換したが，細部においては両国独自に編集しており，全く同一のものを互に翻訳しあつたものではない。

初の合同部会でもあり，会議および視察旅行の準備，運営，会議資料の作成など十分な準備にもかかわらず，思わぬところで思わぬ事件にぶつかり大いに気をもむことも多かつたが，大きな成果をあげ，会議録も完成した現在，これらもまた楽しい思い出となつている。例えば，視察旅行において明石・鳴門の風観測塔の視察後，大阪から東京を経て青森へ向う途中，沖縄デーの学生デモ隊に東京駅に占拠されたことにより，青森行きを断念せざるを得ないばかりか，新幹線が5時間以上も遅れ夜中の2時頃ようやく新横浜駅に到着するような事態になつた。連日の会議，視察旅行と特に米側委員の疲れは非常なものだつたと思われたが，夜おそい車中の時間を終始なごやかな交歓の機会として歓談して戴けたのは，事務局としては全くの救いであつた。日米両部会長をはじめ，両国委員のこのような個人的な親交が今後の本専門部会の一層の活動，発展を約束するものと確信している。

最後に，日米両国の政府関係各位の絶大なる御援助を深く感謝し，あわせて本会議録が真に活用され，本専門部会がなお一層発展していくことを願つている。

日本側事務局長
桑　垣　悦　夫