

特 集

国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～



豪雨災害に対する減災について

名古屋大学大学院工学研究科 辻本 哲郎

1. はじめに

近年豪雨による災害が頻発している。われわれはさまざまな自然災害にさらされているが、世界を見ても水災害の被害は他を圧倒している。わが国は、アジアモンスーン地域独特の台風や梅雨前線による豪雨にさらされ、また地形が急峻で流出が早く、さらにわずかな沖積平野に人口・資産など人間活動が集中して水害のリスクの高い地域であるが、戦後半世紀以上の間に治水インフラを蓄積してきて抵抗力も高い。1959年に伊勢湾台風が来襲した折には5,000人以上の犠牲者を出したがその後の治水インフラの整備の蓄積は、犠牲者数を10のオーダーまで減じてきた。もちろん、この間、さまざまな水害が頻発したものの、水害の被害は、水害を前面で守る土木構造物に多く、一般資産は相当なレベルで守られるようになっていた。

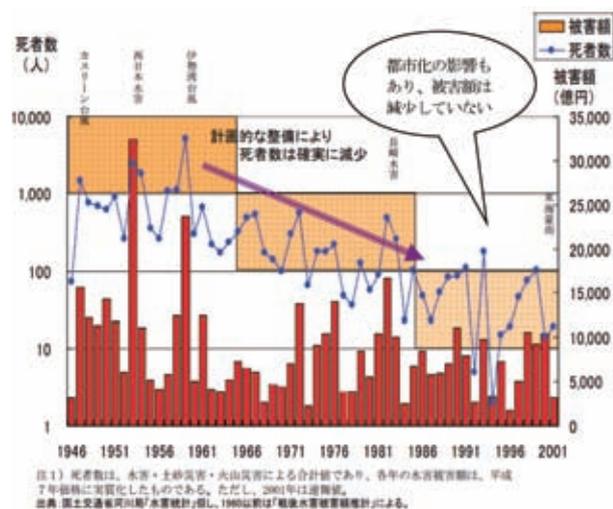


図-1 近年の水災被害の傾向

ところが2000年の東海豪雨災害では名古屋を中心に都市が攻撃され、被害の多くは一般資産に集中した。治水インフラの前線が破綻したとっていい。この災害は「都市水害」への警鐘となった。さらに、2004年には台風が10個も上陸した上に、200名以上の生命が奪われた。土砂災害はともかく氾濫によってこれほど多くの犠牲者が出たことは水害対策に関わるものにとって衝撃であった。堤防の決壊やダムの但し書き放流など、治水インフラの破綻時に、住民が適切に対応しきれないこと、あるいはそういう行動においてハンディキャップのある人たちへの対応が十分でないどころか、そういった対応力が弱体化していることが危惧された。

ダムが効果を発揮しつつも限界状況→「但し書き操作」頻発

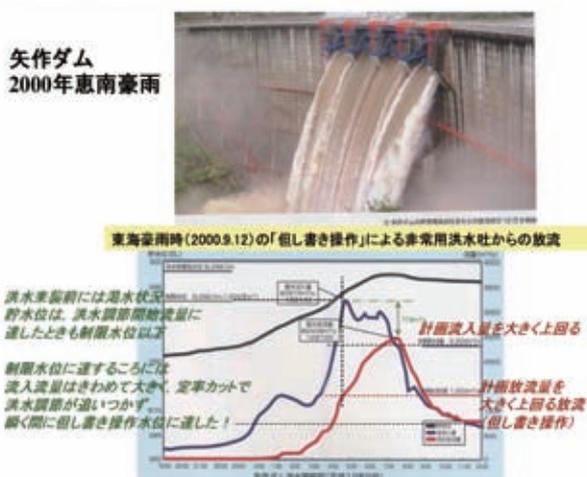


図-2 ダムの但し書き放流(矢作川, 2000年)

さらに2005年、米国東南部を襲ったハリケーンカトリナによるニューオリンズの水没と1,200人以上の犠牲者は、かつての伊勢湾台風を想起させ、温暖化に伴い気候変動による異常気象の超過外力への対応が焦眉の課題であることを認識せざるを得なくなった。伊勢湾地域ではニューオリンズと同様300km²に及び広大な海拔ゼロメートル以下の地域に100万人規模の人口が集中し、巨大台風時の広大でかつ長期の浸水への危機管理行動計画が必須であることが思い知らされたのである。現在「東海ネーデルランド高潮洪水地域協議会」(http://www.cbr.mlit.go.jp/kawatomizu/tokai_Nederland/)のもとで危機管理行動計画を策定、その実際の運用について議論している。また2008年頃から局所的に集中するゲリラ豪雨による被害が相次ぎ、これまで蓄積してきたインフラや防災対応の盲点も思い知らされた。広域長期浸水や局所的集中豪雨への危機管理の議論に加えて、これまで蓄積してきた連続堤防とダムによる治水や都市の雨水排除への下水道整備など、計画的に施設整備を進める、たとえば100年に一度とかいった議論に基づくある意味では「標準的な」豪雨への対応である治水インフラの今日までの整備レベルを超える豪雨が頻発して、各地から水害被害のニュースが届くこのごろである。

こうした最近の経験から水災害への対応について、これまでの考え方とこれから進めるべき方向についての議論のなかで、本誌の読者の興味であろう河川堤防に関わる部分について話題提供したい。



国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～

2. 治水の考え方

わが国で進められている「治水」は、いわゆる「水系治水」が基本である。河川に沿った沖積平野に人間活動が集中し、河川を介して雨水を海まで安全に流すのが治水の根本となった。上流から雨水を集めてくる仕組みに加えて、沖積平野を効率的に利用するため河川区域は堤防で限定される。安全に洪水を流下させるため高い連続堤防が築かれ、また堤内地への雨水の排除は下水道の整備(あるいは農地湛水防除事業)がこれを担い、河川に放流する。わが国では主として下流沖積平野に人間活動や資産が集中するため下流部が水系治水の主たる防護対象となることが多い。いわゆる治水の直轄区間が下流部に限定され、そこでの治水安全度が優先される。上・中流部での人間活動が活発化し治水対応をすれば、下流の流量負担が増えるのは当然である。また流域が市街化すると降雨がすばやく河川に流出するため、河川流量が増加することも容易に推測できる。このようにして、また加えて、求めるべき安全度のレベルの上昇によって、水系治水の負担流量は経年的に増加してきている。こうした「計画流量」を治水対象区間で安全に疎通させることが水系治水である。下流域の稠密な人間活動が展開しているところでは、河道(断面や堤防高さ)で流せる流量には限界があり、こうした場合には洪水流量そのもののピーク部分を貯留する洪水調節施設が計画される。いわゆるダムや遊水地である。このようにして、計画流量に対する沿川の安全を保障するのである。このことに、土構造物(盛土)である堤防の合理的な設計やその信頼性は大きな役割を担っている。

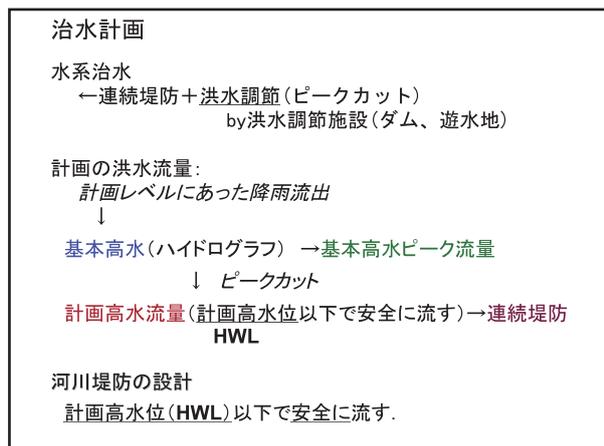


図-3 治水計画のフレーム

上記のような水系治水の計画は確率統計的手法に基づいており、河川計画の中で、長期にわたっても達成したいレベル(基本方針)と、今後30年までに達成すべきレベル(整備計画)とを決めている(1997年の河川法改正以降)。ちなみに大都市圏を流れる河川では200年、県庁所在地を流れる河川では150年、他の直轄河川では100年に一度確率的に超えるレベルで基本方針が、戦後最大規模などを中心にその地域の事情も勘案して整備計画が立てられ

ていることが多い。こうした確率統計(推計)にもとづいた議論では、台風、梅雨前線など標準的な降雨が対象となっている。場所的・時間的に集中するゲリラ豪雨はこうした推計になじまないため、確率議論するときの標本から棄却されていることが多い。また、確率統計的な安全の保障は、超過外力に対しては無力である。つまり、本来は、標準的な外力群への推計学に基づく計画洪水への安全確保(水系治水)に加えて、超過外力や(推計学での議論の外の)異常な降雨(ゲリラ豪雨)への対応が、総合的な水害対応にとって必要である。また、整備計画レベルにしても基本方針レベルよりかなり低いし、なお整備途上であるため、洪水が来襲する時点での施設の安全レベルは低いことを認識した上での洪水時の対応について考えておかなければならない。これについては、基本方針レベル豪雨・洪水時の氾濫想定区域図をもとにハザードマップが公表され、避難等で減災を図るという方向が認識されている。

3. 河川堤防

水系治水における連続堤防の役割は重要で、堤防設計の信頼性が治水対策のそれそのものとなる。

河川堤防は「計画高水位」(HWL、整備完了後計画流量の洪水をそれ以下に押さえ込む)以下で洪水を安全に疎通させることが要件である。それを上回ると破堤の危険性があるということである。洪水位を計画高水位以下に押さえ込むのは河道拡幅、河床掘削など河道改修と上流での洪水調節(ダム・遊水地)ということになる。逆に言えば、河川堤防は治水計画の対象要件と直接関係しているわけではなく、「計画高水位」以下の洪水に対してそれが安全に疎通できることが設計要件である。その意味で計画高水位というより設計水位で、危険水位という言い方も可能である。河川堤防は、計画高水位に余裕高を加えた土構造の盛土で、天端幅、余裕高、表・裏(河川側、堤内地側)法勾配を対象としたいわゆる形状規定されて設計される。

堤防＝原則的に盛土構造
洪水時に越水氾濫させない

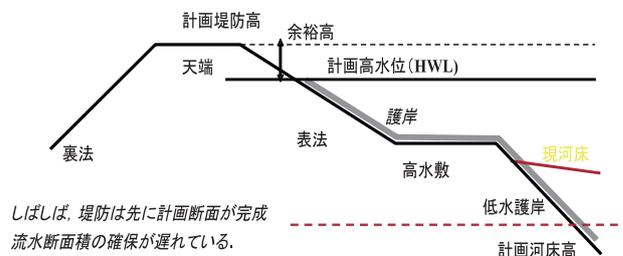


図-4 河川堤防の諸元

計画高水位までの水位の洪水疎通に対して安全であるということは、河川流による堤防側岸侵食・堤脚洗掘、河川水側からや雨水の浸透によって裏法崩れやパイピングが生じないことが要件で、形状規定で設計された後照査し、洗掘防止工(護岸・根固工)や浸透防止工など堤防本体に

必要な対策がされる。表法侵食に対しては現象が河川流に依存するので、河川平面形状とも関連して河川流を制御する水制が設置される。

さて、堤防の形状規定では、天端幅、余裕高(堤防天端高-計画高水位)は河川の重要度に応じて決められ、法勾配は2割が原則だが、最近は出来れば緩勾配にしたいということではある。形状規定を満たさない堤防については、有効な堤防高さを仮想して、治水の破綻(破堤)を覚悟する。たとえば余裕高が不足している場合は、天端高さから所定の余裕高を差し引いた高さに危険水位を想定したり、法勾配が急であったり天端幅が不足するなど瘦せた堤防の場合も現存断面に入る規定断面形の高さまでスライドダウンして堤防の性能(危険水位)を評価することになっている。逆にこの危険水位以下で流れる洪水流量で疎通能力と想定している。

照査に当たっては堤体材料が重要なパラメータであるが、一般に河川堤防は古い時代からの経緯の中で積み重ねられてきた例も多く、堤体材料が不明であったり、均質でないことが多く、照査に苦労する。また築堤には古くから河床や氾濫原と同じ材料が使われてきた(最適な材料という視点で調達されるものではないことが多い)。もっとも先述の浸透に関する照査から適度に混合した材料が推奨されるようである。

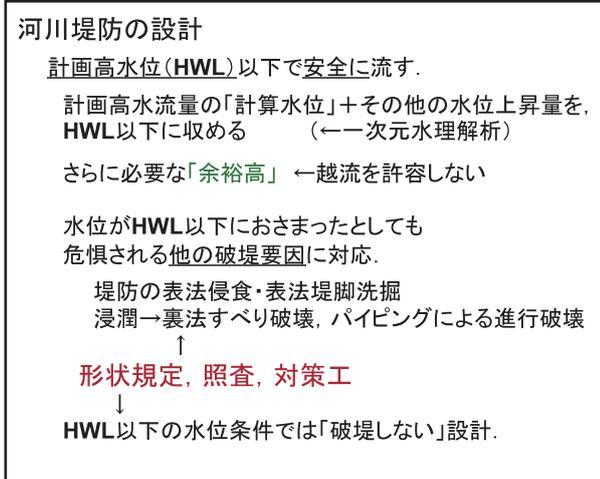


図-5 河川堤防の設計

さて、こうした堤防の信頼性の分野は土質工学の分野で、河川の計画、設計、施工であるのにもかかわらず土質工学の専門家の知見にゆだねられて来たところである。すなわち計画高水位の洪水プラス何らかの降雨条件のなかでの、すべりやパイピングが生じないか、またそういう危険性のあるときどのように対処すればよいかについては土質分野の専門家の判断にゆだねてきた。河川管理者は計画高水位以下での堤防の安全性確保について対策を含めて土質工学の課題と考えてきた(自ら十分な検討・研究をしてこなかった)。にもかかわらず計画高水位以下で破堤することは河川管理上大きな瑕疵責任を問われる。

4. 破堤の危険

治水計画は途上にあるため、豪雨時に計画高水位を超えることは計画上の再帰年より頻繁に生じる。計画高水位を越える洪水では、設計が限界設計であればすべりや動水勾配に関する安全率が1.0を割り込み破堤の危険性が高まり、現実に裏法すべりやパイピングで破堤した例も少なくない。また安全率が1.0を下回っても、破堤を免れた危険箇所も多い。1箇所破堤すると水位も低下するので他の箇所の危険度は一気に下がることが多いので、最初に切れるところはなかなか予測できない状況である。

一方、計画高水位を越しても破堤にいたらないような工夫も、河川管理者は土質工学者の支援やその知見を元に工夫を凝らしてきた。浸潤面が上昇しないようにドレーンを入れたり、表法や天端からの浸透を抑制するシートを張ったりする工夫もされ、暫定的な安全度を確保する例もある。しかし、水防災という視点では必ずしも信頼性はなく、こうした工夫にもかかわらず計画高水位を越えた時点で河川管理者は破堤を覚悟せざるを得ない。

さらに、計画の途上にあっては天端すら越える水位の洪水も起こりうる。堤防を洪水が越流すると、土構造であるため下流法面、裏法堤脚そして天端が次第に侵食・洗掘され、破堤に至る。破堤例の中で越流破堤は結構多い。しかしこれはその時点で整備された河道の流下能力を超えており、堤防設計・施工に責任があるわけではないので河川管理者も責任を問われることは少ないが、一方「計画高水位以下で流す治水整備をすること」が河川管理者の責任であるから河川計画とその進捗について責任を問われても仕方ないところだ。

計画高水位を越えて浸透破堤が生じた場合も、越流破堤と同じように計画高水位(危険水位)を越えていて堤防の設計基準を越えた外力なので事情は同じはずだが、一般に「越流なき破堤」には世間の目は厳しい。

計画高水位を越えない場合にも、見落とした堤防内部構造の欠陥などで不幸にも破堤に至ることはないとはいえない。これには堤防を設計・施工した河川管理者は重い責任を負わねばなるまい。計画高水位(あるいは先に述べたスライドダウン後の危険水位)までの確実な安全確保は怠ってはならない。

5. 破堤氾濫からの避難

さて計画高水位を越えると、越流しなくても破堤の危険性がある。また河川管理者は想定される計画洪水流量に対し計画高水位以下で流すことが求められているがこれには時間がかかる。整備計画レベルでも数10年、基本方針レベルだとさらに長期の整備を要する。しかしながら治水として望まれるレベルを基本方針で示したのだから、現時点でそれが達成されていない状況である。近年では「ハザードマップで確実な避難行動」というのが水防災の考

特集

国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～

え方である。浸水災害に対する避難などの防災の直接関係者は市町の長で、彼らがハザードマップを周知し、避難に誘導することが水防災対策に一体化された(これが一つの「減災」)。河川管理者はハザードマップ作成のための浸水想定区域図を基本方針レベルの洪水時に現況の整備状況で出現する危険箇所から溢水や破堤で氾濫するケースをシミュレーションし、さまざまなケースを重ねあわせた(オーバーレイして最大浸水深を示した)ものとして作成する。市町の長は、水防の指揮も執る。水防の一つの役割は水位上昇時の堤防の点検を実施し、弱体部分に対して水防工法を実施する。シート張りなどで堤体への雨水浸透を抑制したり、土俵積で越流・溢水を抑制したり、堤体の亀裂を抑えたり、また月の輪工や釜段工で漏水現象の水頭差を下げて浸透を抑制するなど伝統的な工法が受け継がれている。かつては各地に水防団が組織されていたが、生活様式の変遷の中で消滅した組織が多く、市町の消防組織が水防も担っている状況である。伝統的工法の技術伝承とともにそれらの効果を科学的に検証することも重要な課題である。

水防の原点は治水施設の機能を補助することだが、さらに氾濫浸水時の避難を確保することも水防組織に期待される役割である。それには避難経路の安全性の確保や誘導なども忘れてはならない。

2004年の各地の水害では、避難の遅れが犠牲者の増加に致命的であった。市町の長が自身の直感や経験だけで

避難勧告等を出すのは至難である。また、勧告・指示を逡巡している間に事態が進行し、遅れたり、ついに発令できなかったりすることがしばしばあった。こうした反省から最近では、河川管理者が、河川水位と避難や水防活動の目安を明確にした上で、河川の水位情報を的確に伝えるような仕組みが整備されている。しかしながらこうした情報伝達から市町の長の判断までの流れがスムーズに行かない例もまだまだ散見される。

それでもさまざまな啓蒙や経験から近年では早めの避難勧告が発令される状況になってきている。たとえば、2011年の名古屋市では100万人に避難勧告が発令された。実際に庄内川で危険水位を超え、その地点での破堤によって氾濫が予想される区域の全住民に勧告が出された。これまで遅くなりがちだったのが早めの勧告になり、一部では高い評価がされた一方、現実には5%足らずの人たちの避難に結びついただけだった。しかしどれだけ避難場所が確保されていたかとか受け入れ態勢の問題、また破堤を免れ浸水区域が極めて限定されたこともあって、どれだけの人たちが本当に避難しなければならなかったのかの検証が課題となっている。

実際に氾濫シミュレーションを実施した経験のあるものはわかるが、破堤部周辺では、破堤が始まってからでは逃げられない(流速も大きく生命の危険性も高い)一方、河川から離れたところでは破堤してから氾濫が伝播してくるまで時間のかかるところもあるだろう。

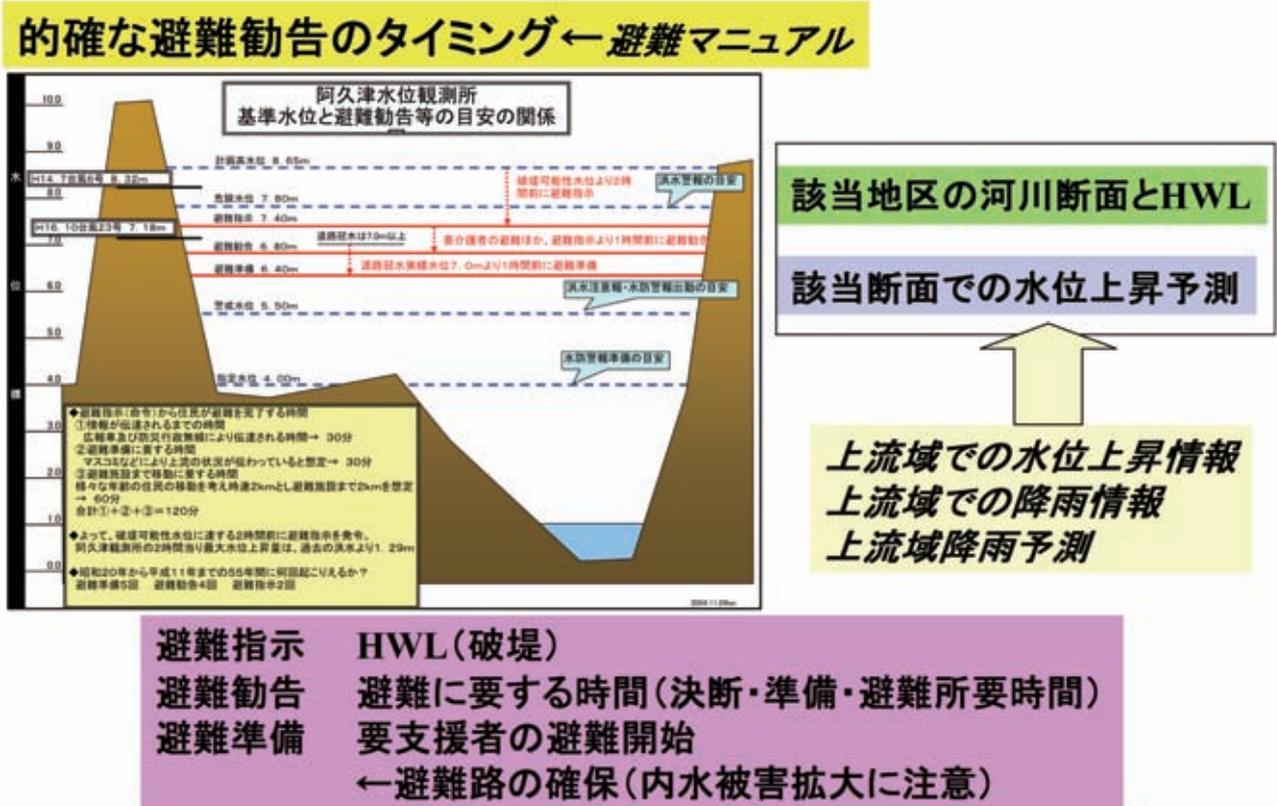


図-6 避難勧告等と河川水位の関係の概略



図-7 名古屋市の避難勧告についての新聞記事

こうした状況を、避難勧告を出す側がしっかり伝えるか、あるいはそれを考慮した勧告の出し方をすべきなのか、住民側が判断して避難行動をとるか、あるいは避難所への水平避難でなく近隣の高所への鉛直避難をするかを判断するか、少し議論しなければならないところである。とにかく、これまでは、このどちら側も、こうした水害危機に関してきわめて無関心であったことは確かで、住民の中にはまだ無関心層が多い。

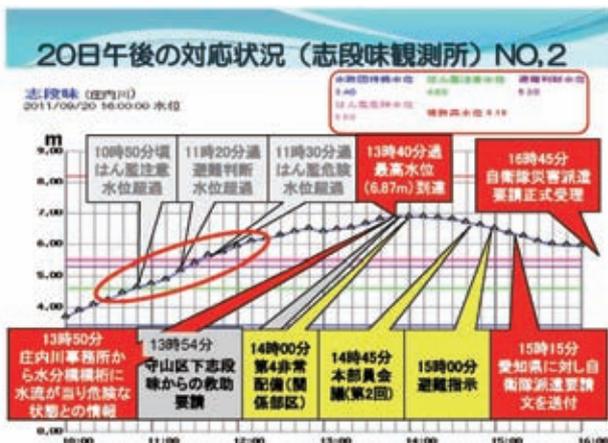


図-8 河川水位情報の伝達と避難関連情報

愛知県では、水害とそれから自らを守ることに無関心な層、また関心はあっても水害の発生や治水の仕組みを知らないため自分たちがどの程度安全であるかや一方どうい

危険性があるかを理解できていない層の多いことに鑑み、無関心層が関心とさらに知識を持った層に、さらにその層が防災・減災行動をとれる層に転換していけるプログラムに取り組んでいる (<http://www.pref.aichi.jp/0000048848.htm>)。

6. 破堤機構

破堤は、①越流破堤、②洗掘破堤、③浸透破壊に分類される。①越流破堤では、越流によって天端、裏法、裏法堤脚が侵食・洗掘されて破堤口が開き、河川流が集中して破堤口が拡大する。②洗掘破堤では、表法が浸食を受け、薄くなった堤体が水圧で破壊され一気に破堤口が形成されたり、表法堤脚が洗掘され表法斜面がすべり、堤体が薄くなったあと水圧で堤体が破壊されて破堤口が開く。また、③浸透破壊では、裏法ですべりが起こって薄くなった堤体が水圧で破壊されて破堤口が開いたり、浸透・漏水によって堤防材料が抜け出して形成されるパイピングが発達しこうした空洞が押しつぶされ天端が沈下してその部分から河川水が集中的に流れ出して破堤口が形成される。

破堤口が開くと、河川水はそこに集中して破堤口が上下流に拡大していく。ということであれば、越流、洗掘、浸透破壊はきっかけによって分類され、一旦破堤口が開いてしまった後は、河川水がそこに集中し、堤防断面を侵食し破堤口を拡大させていくプロセスであるといえる。破堤口の拡大とともに流量が集中し氾濫流量が増加していく発達過程であるが、氾濫流の増加とともに河川流量が減少したり、また洪水ハイドロが減衰して破堤口拡大は収束する。

ハザードマップ作成に必須な氾濫シミュレーションにおいて破堤口拡大過程は大きな要素であるが、これまではいくつかの経験から非常に単純な破堤口拡大過程と最終破堤幅を想定していた。

現場での破堤進行のプロセスはなかなか観察されにくいですが、最近では実験によって知見が集積されて来た。当初は正面越流で大型実験が実施されたが、主として法面保護の効果や破堤進行速度が調べられた。河川流を想定した実験は1980年代に藤田が砂を用いて実験室規模で果敢に取り組んで、さまざまな知見を得た¹⁾。破堤口の上下流非対称性や、破堤事例から注目されていた堤体位置から堤内地との境界付近に形成される洗掘(落堀)も再現された。著者らは最近こうした砂を用いた室内実験を再評価している²⁾。築堤材料は粘性土をブレンドしたものが推奨されているが、これまでの多くの堤体材料では河床材料が使われており、また沖積地であれば、河床材料も築堤材料もそして氾濫原もほぼ同じ材料であると見なしている。むしろこうした場で沖積河道があり、氾濫原があり、そしてそれらの材料での堤防が築かれる。そして破堤はある程度の広い範囲での現象であることに注目すべきである。

著者らは広範囲を対象に取り込むことを優先して縮尺の小さな実験室規模の実験を実施するとともに、平面2次



国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～

元水理モデルを用いた河床変動解析によって、河道・堤防・氾濫原の地形変化を調べた。この結果、破堤口の拡大過程、最終破堤幅だけでなく、落堀の形成、氾濫原での土砂堆積（破堤災害では土砂堆積が農地災害に直結する）、さらには河道の流れ（川幅の中でどの領域の流量が氾濫流量として氾濫原に出て行くか）や河床変化（河道の土砂が氾濫原に吸い出されて河床低下する）も議論できた。

小規模実験で検証された数値解析は、現地スケールへの適用性もある程度保障され、現実起こった破堤（2000年新川破堤、2004年五十嵐川・刈谷田川）も数値解析で再現できた。

河川流のある状態での破堤の進行は、正面越流でのそれと若干異なる。その主なものとして破堤口の拡大が下流に向かって非対称に進むことである（下流へ破堤口が拡大する）。これは数値解析でも確認される。数値解析では河道特性（湾曲や蛇行）や堤防の大きさ、氾濫原との相対地形による現象の相違が推測される。

さらに、最近、十勝川千代田実験水路ではほぼ実物スケールでの破堤実験が実施され、破堤の発達過程について

の知見が蓄積されている。（http://www.hkd.mlit.go.jp/zigyoka/z_kasen/chiyoda_gaiyo/index.html）。この実験は礫床河道での破堤実験（河床材料を築堤材料にした）で、河道、堤体、氾濫原をある程度視野に入れた実験で、かなりの実物大スケールが実現された。破堤実験では、初期に天端で越流の集中する切欠き部が準備される。こうした状況では天端の侵食と裏法侵食が期待され確実に破堤口拡大過程が実験で再現できる。つまり、堤防天端で越流が集中し高い掃流力が与えられると、天端侵食がさらなる越流流量の集中を呼び破堤にいたる。逆に言えば、天端面が平坦で、幅広く薄く越流する場合には越流しても破堤に至らないことが多い。

こうした破堤現象の認識は、危機管理という視点で必須のものである。現象を知ってこそ危機管理（とくに沿川地域の危険性認識）ができるのであり、また、この破堤にどのように対処するかが見えてきてそれが災害拡大を防ぐ（減災）の手立てになる。

破堤現象の理解
↓
河道・堤防・氾濫原を含む領域の同時解析（実験・数値解析）が必須

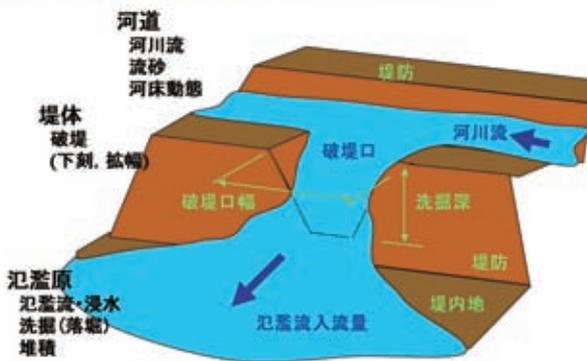


図-9 破堤に関わる河道・堤防・氾濫原

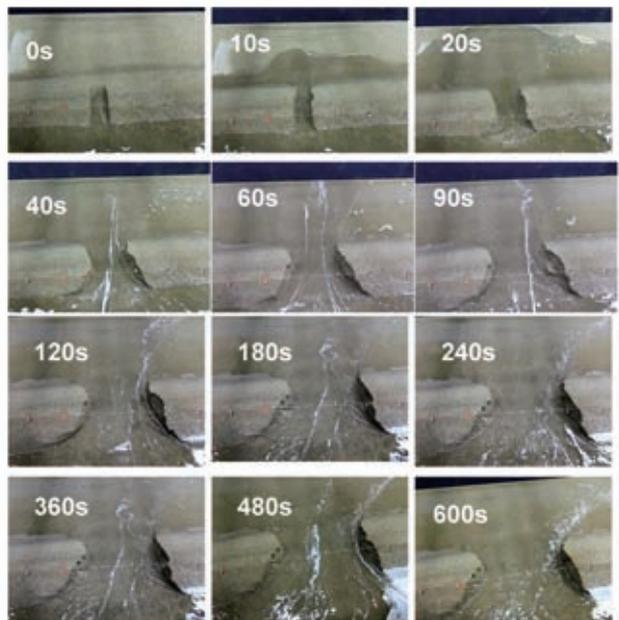


図-11 小規模実験で見られる破堤口拡大過程

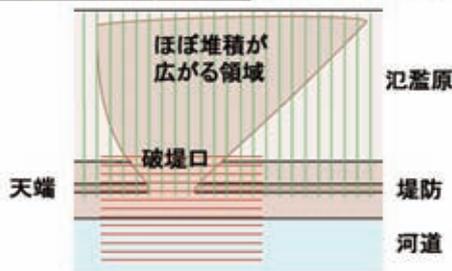
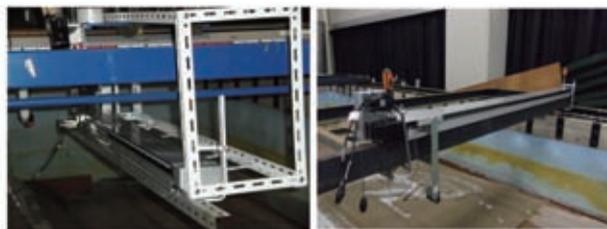


図-10 小規模実験水路(名古屋大学)

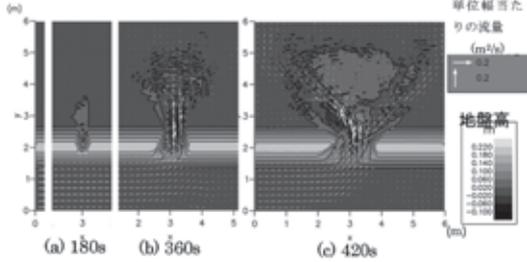
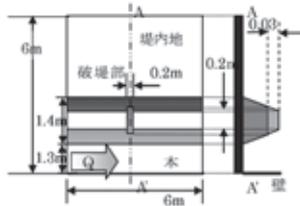
7. 破堤の拡大防止～緊急締切

破堤口の拡大阻止や緊急締切も減災の大きな手段である。破堤の発達過程における「荒締切」では大型土嚢やブロックを破堤口に投入するのだが、土嚢やブロックが流失したり河床に潜り込んで効果が出ない場合が多い。破堤口の規模や河川に特性に応じてあらかじめこうした緊急工法も「設計」出来るようにしたい。先に述べた破堤口発達に関する知見の集積や数値シミュレーションによってこれに何らかええられる可能性がある。

また、実務の経験の伝承や模擬体験として国交省は各地方整備局や事務所で「堤防決壊時の緊急対策シミュレーション」として机上訓練を定期的に行っている。なお、

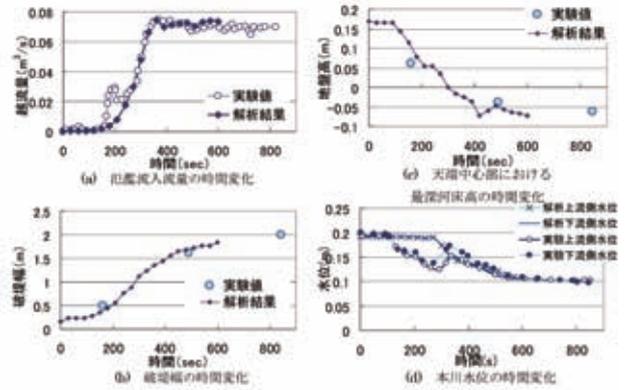
砂を用いた小規模実験
(藤田・田村・村本, 1984-87)

| | |
|-------|---------|
| 堤体高 | 0.2m |
| 天端幅 | 0.2m |
| 法面勾配 | 1:3 |
| 河床砂粒径 | 1.42mm |
| 供給流量 | 70.1l/s |



数値解析 (NHSED2, 辻本・北村・墨・岸本, 2001-03)での再現

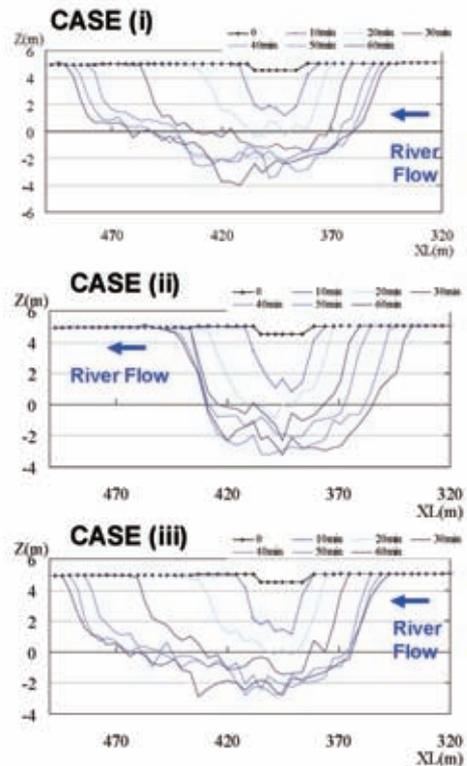
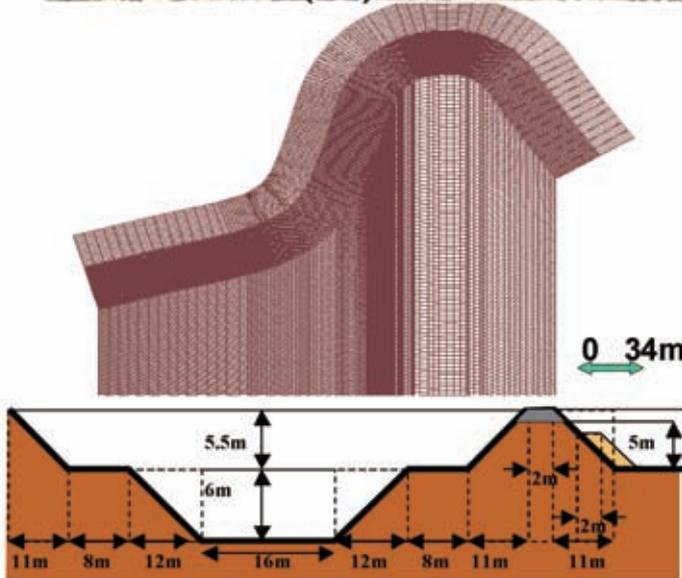
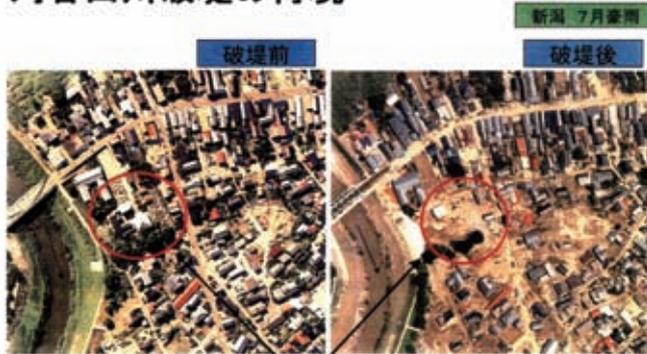
図-12a 小規模実験結果(藤田)と数値解析による再現(1)



(平面2次元)数値解析の小規模実験による検証

図-12b 小規模実験結果(藤田)と数値解析による再現(2)

刈谷田川破堤の再現



Case (i): 基本ケース
Case (ii): 裏法小段がある場合,
Case (iii): 裏法面が護岸で覆われて
破堤のない越流

図-13 刈谷田川破堤(2004)の再現

特集

国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～



図-14 千代田実験水路での破堤実験

河川によっては洪水が低減すると河川水位が低下し、破堤口から氾濫水が河川に戻るのを、破堤口を完全に締め切ることが得策ではないし、海拔ゼロメートル地帯など堤内の氾濫水をポンプでしか排水できない場合には、破堤部を水中で緊急締切しなくてはならない。ハリケーンカトリーナ災害時には大型ブロックをヘリコプターで破堤口に投入して締め切る工法が目された。また、伊勢湾台風後の干拓堤防締切(白鷺堤)の様子はフィルムに残っているので参考になる。

破堤の発達過程がある程度わかってくると、破堤の発達の制御・抑制を含む「締切」に興味もたれる。先述の千代田実験水路では、破堤の時間プロセスが把握できたとして、その初期過程(下刻が進む段階)で、その先進行する破堤口拡大過程を予測、対策工の施工に要する時間との関連で、破堤口に投入すべきブロックを破堤が進行してくる破堤口下流側堤防に前もって並べる。破堤が拡大してくると、これらのブロックは破堤を抑制するとともに、破堤の進行に応じて破堤口周辺に集積して破堤の進行を止める働



図-15 ヘリコプターで大型ブロック投入するニューオリンズでの破堤箇所の緊急締切(2005)

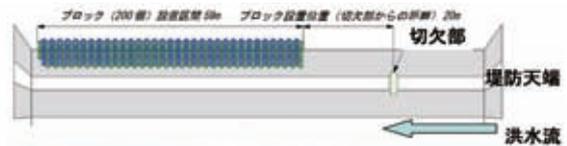


図-16 千代田実験水路での破堤拡大抑止工の実験

きが確認された。図-16に示す例では破堤開始位置から20m下流から予め裏法にブロックを並べ破堤実験を行った例である。この例では予め配置したブロックが崩れ落ちで開口部の河床を保護し、洗掘が抑制され下流側の堤体壁面(破堤口側)の崩落が抑止されて破堤口拡大が止まった例である。まだ数少ない実験例であるが、小規模実験や数値計算との連携で考察できるアプローチが認識された現在、こうした破堤拡大抑止工もその枠組みのなかで検討されることが期待される。

8. 治水システムの破綻をカバーする減災

これまで述べてきたように治水の基本は「水系治水」で、基本方針で定めた計画規模の豪雨・洪水に対し流域の軸である水系で安全に流す。沿川平野部は雨水を速やかに排除して河川に排水するが、沿川の都市化とともに河川の負担が大きくなっていることは否めない。全体的には都市化は飽和状態ではあるが、その状況でも基本方針レベルの安全度を達成するにはかなりの時間を要する。ということは、多くの河川では破堤を伴う氾濫がある程度の頻度で起こるといことは認識しなければならない。その時々安全度を認識して、適切な被害軽減をはかることが重要である。まずは、堤防が決壊する条件を知り、事態がそれを目安にどう推移してきているかを知ることが誰にとっても(河川管理者も、防災担当者もそして住民も)必須である。こうしたなかで危機的状況になり、それにどのように対処し、できるだけ破堤を遅らせることが先にも述べたように重要である。水位上昇を緩和する適切な洪水調節が期待されるし(標準的な操作は操作ルールに定められているとはいえ)、破堤がおきる閾値である計画高水位付近では堤防が決壊に至るのを遅延する努力としての水防を工夫することが望まれる。また破堤の危険性が迫ると避難のための努力をすること。避難の必要性を住民に伝え、避難手段・経路、避難場所を提供できることが防災担当に望まれる。それを動かす市町の長のリーダーシップが問われる。とともに、市民がそれを理解し行動できることが必須である。これにハザードマップが基本的に重要なツールである。

それでも、破堤を伴う深刻な氾濫を避けられないことも認識しよう。いったんその事態(破堤)になれば当然迅速な対応が必要である。とくに緊急締切が減災に大きな役割を果たすことは述べてきたところである。さらに一歩進んで、破堤拡大のプロセスを知ること、その過程の中で現象進行を抑止する努力も可能である。こうした、治水と減災を組み合わせたプログラムを、河川管理者と防災行政でしっかり作成し、市民に知らせていくことが望まれる。そのための学術的・技術的側面の進展は期待されるところであるが、複雑な条件のなかでどれだけ信頼性のある解を提示できるか、解に曖昧さがあるときにはどのように実務・行政が対応するか、あるいはそれを支える論理や仕組みを工夫していくことも課題となっている。

9. あとがき

本稿では治水や堤防に関わる技術と仕組みをもとに豪雨災害の減災について話題提供したつもりである。地球温暖化に伴うと考えられる気候変動下での異常気象・極端現象の深刻化、少子高齢化に代表される社会の変化についてはまだまだ違う切り口からの議論も必要だが、今回はこれで筆をおく。今回の話題に一番近い次の話題は、巨大台風来襲への低平地の備えであろう。巨大台風に伴う高潮が伊勢湾ゼロメートル地帯を襲えば300km²以上の地

域が浸水し100万人以上の人の生活に影響を与える。これだけの広大な浸水地域の排水(緊急締切と排水)には長期を有するから、広域避難という課題がある。浸水してからの応急復旧、救援、排水など様々な緊急対応が必要な中で、浸水域に孤立した人達の2次的広域避難や支援は難しいから、事前避難が望ましい。幸い、巨大台風の強さや進路の予測精度が向上し、現在われわれは1.5日のリードタイムを持った。こうした時間を利用した「減災」についての戦略がホットな話題になってきた。

参考文献

- 1) 藤田・田村・村本(1984)河川堤防破堤口の拡大課程に関する実験的研究, 京大防災研年報, 27B2, pp.369-392.
- 2) 辻本 哲郎, 鷺見 哲也, 寺本 敦子, 前田 和(2005):破堤拡大過程と河川特性の関係について, 河川技術論文集, Vol. 11, pp.121-126.



震災後の液状化調査に関する取り組み

東京大学生産技術研究所 清田 隆

1. はじめに

2010年以降、チリ、ハイチ、スマトラ周辺、トルコ、ニュージーランド、そして日本など、巨大地震が世界的に頻発し、多くの人的・社会資本的被害が発生した。そのうち、地盤の液状化に焦点を当てると、2010年9月の本震とそれ以降の一連の余震を含むニュージーランド・Canterbury地震、および2011年3月の東北地方太平洋沖地震による被害が突出して顕著であった。筆者は、甚大な地盤災害を引き起こしたこれら二つの地震の発生後、土木学会・地盤工学会の地震被害調査団の一員として被害調査を行ってきた^{1),2),3)}。いずれの地震も社会基盤整備が比較的進んだ国で発生したという共通点があり、液状化被害の形態も類似点が多かった。即ち、深刻な液状化被害は、対策の推進が遅れていた戸建て住宅やライフラインに集中しており、半世紀前の新潟地震で生じたような中層構造物や橋梁の致命的な液状化被害は非常に限定的であった。このような状況を踏まえ、特に我が国の関係機関では地盤情報の拡充と見直し、および将来想定される大地震を対象とした液状化危険度マップの構築が積極的に進められている。本稿では、甚大な液状化被害を引き起こしたCanterbury地震と東北地方太平洋沖地震について、発生後に実施された被害調査の動向、および筆者の所属する研究グループが実施してきた取り組みを紹介する。

2. 地震後の現場調査

ここでは、2010-2011年ニュージーランド・Canterbury地震と2011年東北地方太平洋沖地震による液状化被害について、著者が実施してきた現場調査活動の一部を紹介する。

2.1 Canterbury 地震

2.1.1 何度も発生した再液状化

ニュージーランドで発生したCanterbury地震は、

2010年9月のDarfield地震を本震として、その震源域で連続的に発生している一連の地震をいう。ここでは、筆者が実施した3度の調査(2010年9月, 2011年2月および6月の地震後)を紹介する。

地盤は液状化すると再液状化し易いのか、し難くなるのか等に関する議論は以前から行われていたが、Canterbury地震では筆者が知る限り、クライストチャーチ市の同じ場所で9ヶ月間に4回の液状化が発生していることを確認している⁴⁾。例えば、写真-1はクライストチャーチ市東部に位置する住宅地内の家屋であるが、2010年のDarfield地震を皮切りに何度も液状化による噴砂が生じていることが判る⁵⁾。

現時点において最も大きな被害が生じた地震は、これまでの最大余震である2011年2月のChristchurch地震である。Christchurch地震は、M6.1の内陸直下型地震であり、プレート境界型の東北地方太平洋沖地震(M9.0)と比較して主要動の継続時間は短かったが、液状化地域で発生した噴砂の量は東京湾の埋立地での液状化に匹敵するほどであった。また、東北地方太平洋沖地震による液状化は、特に東京湾や利根川下流域の戦後の埋立地盤に集中したが、Christchurch地震を含む一連のCanterbury地震では、近年の埋立地盤に限らず、沖積自然地盤でも顕著な液状化が発生した。被害の多くは戸建て住宅と埋設管であり、側方流動による橋台の変状も発生した¹⁾。

Canterbury地震の調査における特徴的な点は、図-1に示すように液状化による噴砂の有無を確認して地図に記録することが積極的に試みられた点である⁴⁾。過去の液状化に関する被害調査では、液状化による被害や発生箇所のみ焦点があてられていたが、被害が生じていない箇所も記録されることで、液状化の発生やそれによる被災メカニズムに及ぼす様々な要因の検討に供じられ、教訓を次のステップに残すことができる。このような調査手法は、Christchurch地震から数週間後に発生した東北地方太平洋沖地震による関東地方の液状化調査でも踏襲された⁶⁾。



写真-1 Canterbury地震の再液状化による家屋の液状化被害と噴砂の様子⁵⁾

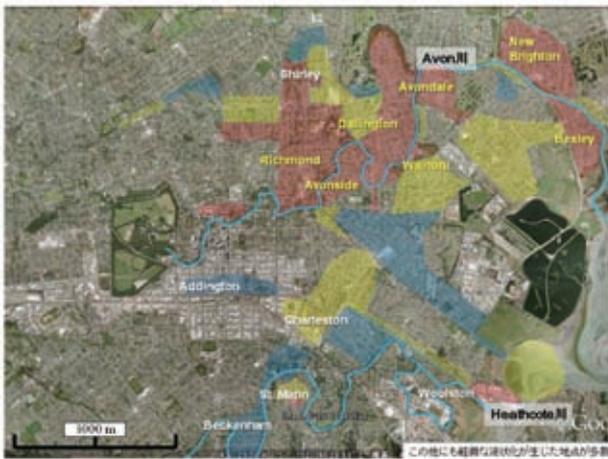


図-1 Christchurch地震による噴砂発生箇所⁴⁾

2.1.2 数回の液状化後に実施したSWS試験

一連のCanterbury地震について、2010年9月のDarfield地震後と、2011年6月の余震後に実施したSWS試験結果⁵⁾を図-2に示す。二つの試験箇所の距離は約3mである。試験実施箇所(クライストチャーチ・エイボンサイド)では、本震であるDarfield地震を含めて既に4回の液状化が発生しており、6月13日の後の余震でも再液状化が発生している。Darfield地震後の結果(図-2(a))より、 $N < 7$ の非常に緩い砂質土が約7m程度連続しており、この部分が液状化したものと考えられる。また、GL-7.3m程度からN値20以上の砂礫層が出現した。

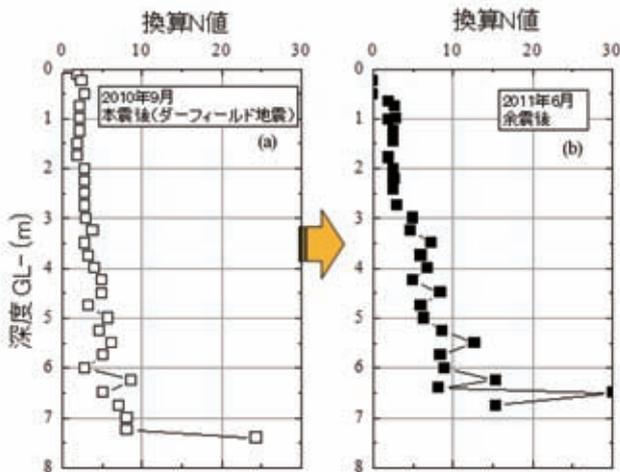


図-2 Caunturbury地震の本震と余震後に実施したSWS試験結果⁵⁾

一方、再液状化を複数回経た2011年6月の結果(図-2(b))では、砂礫層の出現深度が、Darfield地震後と比較して数十cm浅くなっていることが興味深い。これは、Darfield地震後から2011年6月の調査実施時(約9ヶ月後)までの再液状化により、地表面が沈下したことを示している。また、それぞれの深度での測定値を比較すると、GL-3m以深においてN値の値が若干増加している様子が

うかがえる。この傾向は、再液状化により地盤の密度は増加するが、その増加量は僅かずつであることを示していると言える。液状化の可能性がある地盤は、数々の地震と液状化を経験して再液状化のリスクが低下していくことを、本調査結果は示唆している。実際、2011年6月の余震による最大加速度は2010年のDarfield地震よりも大きかったが、噴砂の量は比較的少なかった(写真-1からも見て取れる)。

2.2 東北地方太平洋沖地震

2.2.1 液状化被害とその特徴

我が国観測史上最大の地震を受け、発生直後より、主に地盤工学に係る諸先輩、諸兄姉の献身的な調査が積極的に行われた。関東地方の液状化による噴砂の発生箇所や発生しなかった箇所等の情報は、図-3に示されるような液状化噴砂マップとして、関東地方整備局よりその成果が報告されている⁶⁾。同地震による液状化の特徴的な点は、東京湾や内陸部の低地において主に住宅向けに開発された戦後の埋立地盤に被害が集中したこと、M9.0の連動型プレート境界地震により地震動継続時間が非常に長くなり、これにより液状化被害が拡大したこと、および適切な対策が施工されていた箇所での液状化被害は限定的であったことが挙げられる。被害の多くは液状化対策が積極的に実施されてこなかった戸建て住宅やライフラインに集中したが、このような構造物の復旧・補強、および対象地盤も含めた耐震設計の導入は、その要求性能の設定の困難さも含めて、我々が直面している課題である。

一方、これまであまり想定していなかった事例として、津波被害に及ぼす液状化の影響がある。宮城県女川町ではRC4階建てのビルが、津波により当初の位置から約70m以上流された。転倒したビルの底面には約4mの杭基礎がつながったままの状態になっていたことから、杭の周面摩擦力が地盤の液状化により損なわれた状態で津波を受けた可能性が考えられる⁷⁾。津波からの避難確保が容易ではない沿岸部において、RC構造の中・高層ビルは津波非難ビルとして期待されているが、女川町の事例は将来想定されている連動型巨大地震に対する教訓として受け止める必要がある。

なお、東北地方太平洋沖地震による液状化被害の詳細や各自治体の今後の対応については、平成26年3月以降に刊行される予定の合同調査報告書共通編第3編において詳細に報告されている。

2.2.2 浦安市弁天町2丁目における被害調査

東北地方太平洋沖地震による東京湾湾岸地区や利根川下流域における液状化被害の実態に関しては既に多くの報告⁸⁾があるが、ここでは筆者らの取り組みの一例として、浦安市弁天町2丁目において実施した調査⁹⁾について紹介する。

浦安市の新町地区の南西部に位置する弁天町は、1968年に竣工された埋立地盤に位置している。図-3(b)の液状化噴砂マップ⁶⁾に示されるように、弁天町では同時期に浚渫された同市の地域と同様、そのほぼ全域で液状化が発生した。弁天町2丁目の液状化の特筆すべき点として、図-3(b)に実線で示した範囲(長さ600m、幅20m)において顕著な被害が集中していたことが挙げられる。この範囲の代表的な被害の様子を写真-2、3に示す。埋立は同時期になされているが、この範囲に分布する家屋の被害は範囲外のものと比較して明らかにその程度が大きく、写真-2の家屋の傾斜は60/1,000であった。また、噴砂量も範囲外と比較して非常に多かった。写真-3は小学校のグラウンドの様子であるが、グラウンド内の赤線で示す範囲において噴砂痕が集中していた。この範囲は、図-3(b)の実線の位置に対応しており、同範囲内では周辺の被害と比べて、道路の沈下や電柱の傾斜が大きかったり、道路の埋設管の損傷密度が高いなど、隣接地域との被害のコントラストが非常に明瞭であった。



図-3 2011年東北地方太平洋沖地震による
(a)東京湾沿岸地区、および(b)浦安市の噴砂の発生状況
(赤:噴砂確認箇所、青:噴砂が確認されなかった箇所)⁶⁾

このような埋立年代とは無関係な液状化被害の差は、浦安市では舞浜3丁目でも確認されており、その他にも多数潜在していると考えられる。一方、千葉県我孫子市の布佐地区でも液状化被害が帯状に集中する箇所があったが、

古い池を埋め立てた影響であることが指摘されており¹⁰⁾、浦安市のように地盤全体が同時期に造成された埋立地とは条件が異なる。



写真-2 浦安市弁天地区で発生した家屋の被害



写真-3 浦安市弁天地区で帯状に発生した噴砂

同じ時期の埋立地盤に液状化被害の差が生じる可能性がある要因として、工学的基盤面の分布や沖積層厚の違いなどに起因する地震動の地形効果などが従来から指摘されている。しかし、それらよりも説得力のある要因としては、埋立時の手順や埋立以前の海底地形の影響が考えられる。一般的に、浚渫時には護岸内部へ浚渫土を配砂管の取り回しにより投入する。従って、完成した埋立地の地盤の粒度分布は一様とは言えず、地震時の液状化の程度は浚渫土の投入箇所や順番に依存すると言える。さらに、埋立前に滞筋が存在していた箇所は必然的に埋立土の層厚が厚くなり、液状化の程度の局所的な差を生じさせ得る傾向となる。

これまでにも、土地利用や微地形が液状化と密接な関係があることは指摘されていた¹¹⁾。しかし、東北地方太平洋地震以降では、本章冒頭で述べた多くの関係者らの初動調査による被害情報をベースとして、上記のような詳細かつ局所的な地勢的素因に関しても詳細に検討されている¹²⁾。一方、このような検討が進められると、限られた本数

のボーリング調査による地域レベルの液状化評価には限界があることも容易に理解できる。比較的高価なボーリングのデータを補完する簡易な地盤調査手法や、表面波探査などの積極的な併用は、地域の液状化危険度評価の精度向上に大いに貢献すると考える。

2.2.3 液状化前後に実施したSWS試験

図-4に弁天町2丁目地内の同一敷地内で実施したSWS試験結果を示す。地震前の結果として2002年9月、地震後の結果として2011年3月、4月、5月の結果が示されている。地震発生1週間後(3月18日)に計測された貫入抵抗(換算N値)は、地震前の値(2002年9月)と比較して大きく低下しており、特にGL-4m以浅についてはその低下の程度は大きい。しかし、全体的に貫入抵抗はその後増加している。図-5に調査箇所の浚渫土層内で計測されたN値の平均の変化を示す。地震による液状化発生後、N値は3程度まで低下したが、その1~2ヶ月後にはほぼ地震前の値に回復している。その後、地震発生から13ヶ月後まで、約2ヶ月~半年の間隔でSWS試験を実施したが、N値には大きな変化はなかった。

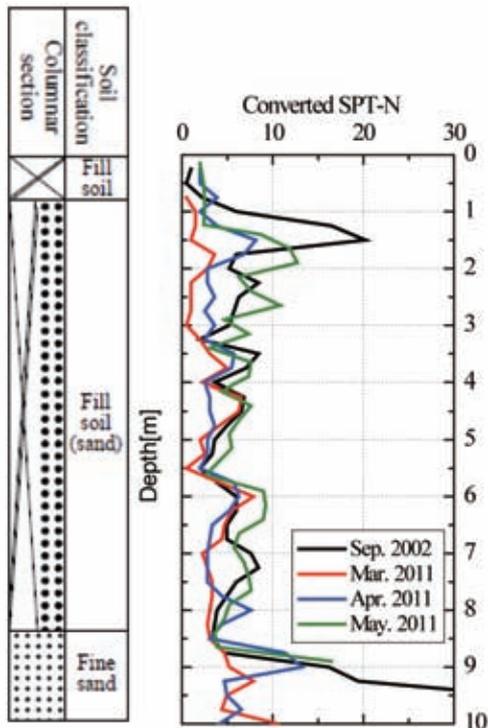


図-4 浦安市弁天町にて実施されたSWS試験結果 (地震前~2011年5月)

これら1年間にわたる継続的な調査により、言及すべき留意点は二つある。一つは当該地の埋立地盤のN値は地震前の値とほとんど変化がなく、液状化に対する抵抗性にも変化がないと考えられる点である。前述したクライストチャーチ市でのSWS試験では、本震から少なくとも4回にわたる液状化を経て若干のN値の増加が見られた程度であった(図-2参照)。一方、浦安市弁天町では2011年3月11日以降、液状化が発生したという報告はない。図-4に示

されるように、依然として $N < 10$ が地表面から8m以上連続しており、クライストチャーチの結果と対応させても、当該地では再液状化の発生する可能性は高いと言える。もう一つの留意点は、地盤調査の時期が結果に及ぼす影響である。図-5に示すように、調査箇所の貫入抵抗は液状化後1~2ヶ月で概ね回復・安定しているが、これは液状化直後に実施した調査結果に基づく対策工の設計や液状化評価は、長期的には必ずしも適切ではないことを示唆している。

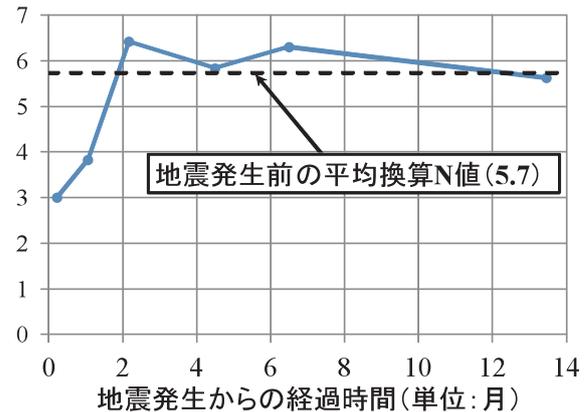


図-5 SWS調査結果による浚渫土層の平均N値の推移

3. 液状化調査における航空レーザの有効利用

広範囲に及ぶ地表地盤変状の客観的かつ定量的な把握について、航空レーザ測量により得られる二時期の地表面標高データの利用は有効である。筆者の所属する研究グループは、2011年の東北地方太平洋沖地震により顕著な液状化が発生した東京湾沿岸部を対象に、航空レーザ測量に基づく液状化地盤沈下マップ(以下、液状化沈下マップ)を整備してきた¹³⁾。ここではその液状化沈下マップの有効活用方法の一例を紹介する。

3.1 液状化沈下マップ

Konagai et al.¹³⁾は、2011年東北地方太平洋沖地震の前後に得られた二時期の航空レーザ測量によるDSM(Digital Surface Model)を用い、支持杭基礎構造物を不動点と仮定して震災後のDSMをマッチングさせた。図-6に浦安市で得られたDSMによる液状化沈下マップを示す。なお、液状化沈下マップの鉛直方向に関する精度を検証するにあたり、現地計測による沈下量と液状化沈下マップから得られる沈下量の比較も実施したが、その平均誤差は約5mmであり、標準偏差は約4cmであった。図中の濃い青を示すところほど、地震後の沈下量が大きいことを示している。また、図中の点線は戦前の海岸線を示しているが、これより海側の埋立地では沈下の傾向が内陸部より大きいことがわかる。これは、これまでの多くの報告にもあるように、液状化被害は埋立地に集中していたことと整合しており、図-3の液状化噴砂マップとも良く整合している。

国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～

特集

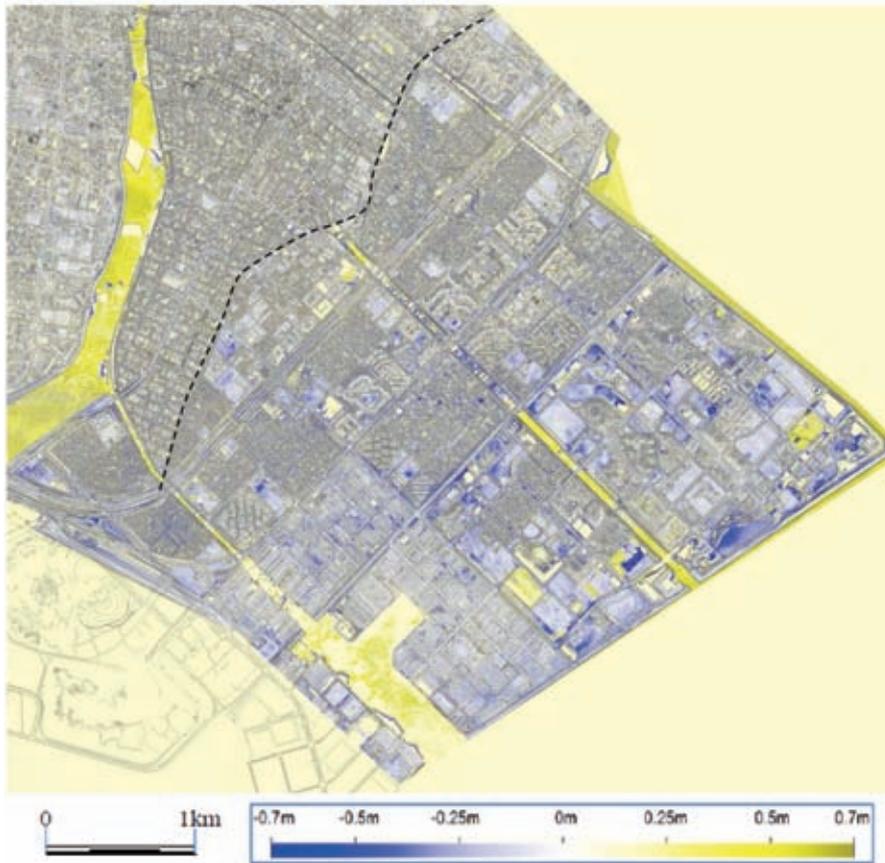


図-6 地震前後の航空レーザ測量に基づく浦安市の液状化沈下マップ¹³⁾

なお、図-6の浦安市の液状化沈下マップ¹³⁾はオープンアクセス論文として公表されており、デジタルデータはウェブサイトからダウンロード可能である(<http://shake.iis.u-tokyo.ac.jp/flyovers/>)。

3.2 液状化被害予測の高度化に向けて

従来、多くの自治体・インフラ機関では、管内の既存ボーリングデータを用いて液状化ハザードマップを作成・公表してきた。被害想定の根拠となる簡易的な液状化被害の評価指標であるPL値は、道路橋示方書¹⁴⁾などに代表されるように、検討地点の各層における液状化に対する抵抗率FLより求められる。PL値は、例えば表-1のような目安¹⁵⁾を拠り所として、液状化被害のランク分けに使用されてきた。

表-1 液状化判定基準の例¹⁵⁾

| 区分 | 液状化の程度と対応 |
|---------|---|
| PL=0 | 液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。 |
| 0<PL≤5 | 液状化危険度は低い。特に重要な構造物の設計に際しては、より詳細な調査が必要。 |
| 5<PL≤15 | 液状化の危険度が高い。重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。 |
| 15<PL | 液状化危険度が極めて高い。液状化に対する詳細な調査と液状化対策は不可避。 |

しかし、表-1のような表現では、具体的な被害との関連性が把握し難い。また、東北地方太平洋沖地震後の液状化現場調査では、写真-4に示すように、生活道路における路面の変状は交通量の多い幹線道路と比較して顕著であったことを確認している。この原因の一つとして、道路舗装・路盤層厚の違いが考えられるが、ボーリングデータによる地下情報のみによって求められる液状化強度に基づくPL値では、このような地表面の環境が液状化の程度に及ぼす影響を表現することができない。

そこで筆者らは、液状化沈下マップの有効活用法の一例として、先ず道路構造の違いが地表面沈下量に及ぼす影響を抽出した。図-6の浦安市の液状化沈下マップから抽出した125箇所の道路について、各地区の舗装・路盤層厚と平均沈下量の関係を図-7に示す。これより、舗装・路盤層厚が増加すると沈下量の値は低減する傾向が見られる。舗装・路盤部分が十分締め固められていて非液状化層であったと仮定すると、表層部に非液状化層が厚く分布しているほど、地表面での液状化の影響が少なくなることは容易に考えられる。また、同地震の特徴として約30分後の大きな余震が液状化被害を拡大させたことが指摘されている。本震による液状化に伴う過剰間隙水圧の増加が地下水位を地表面付近まで押し上げた可能性も考えると、舗装や路盤に代表される地表部の非液状化層の存在は液状化被害の軽減に大きな影響を及ぼしたと考えられる。



写真-4 地震発生後の生活道路(上)と幹線道路(下)の様子

また、戸建て住宅等の液状化対策の一つに、液状化対象層厚のうち表層部分のみを改良する浅層盤状改良工法がある。既往研究¹⁶⁾では改良層厚の増加とともに液状化による家屋の沈下量が低減される傾向が実験と数値解析により示されており、図-7の傾向と整合している。

次に、道路舗装・路盤層厚の違いの影響を受ける液状化沈下量について、沈下抽出箇所想定されるPL値との関係を図-8に示す。なお、この図の作成に用いた道路沈下量の抽出箇所は156箇所である。また、使用したPL値分布図の作成については文献¹⁷⁾を参照されたい。PL値に対する道路の沈下量の値は大きくばらついており、その傾向は舗装・路盤層厚が薄いほど顕著である。しかし、この傾向は、地震により顕著な液状化が確認された地域では、道路に大きな起伏が生じたことを考えれば理解できよう。

特に注目する傾向としては、同じPL値を示す場合でも、舗装・路盤層厚により道路の沈下量が大きく異なることであろう。各舗装・路盤層厚で生じた沈下量の最大値に着目すると、例えばPL値が15および25程度では、舗装・路盤層厚が65cm以下の場合には沈下量はそれぞれ25cm、50cm程度であるのに対し、舗装・路盤層厚が115cm以上の場合にはそれぞれ5cm、10cm程度となっている。参考までに、図中には舗装・路盤層厚毎の回帰直線を重ねてい

るが、その勾配は舗装・路盤層厚が薄くなるほど大きくなっている。このような現象は、地表部の環境を考慮しない従来の液状化沈下予測手法(例えば地表変位Dcy¹⁸⁾)では当然評価できない。

筆者は、この知見は液状化ハザードマップの高度化に寄与できると考えている。従来の液状化ハザードマップは、表-1のように液状化による想定被害をPL値に基づいて定性的に表現している。一方、今後異なる地域・地震によるケーススタディの収集が望まれるが、図-8のようなPL値と沈下量の関係を被害関数として活用することにより、対象道路の構造を反映した定量的なハザードマップを構築できる可能性がある。また通常、道路ではコスト的にも本格的な液状化対策を施すことは困難であるが、図-7の舗装・路盤層厚と液状化による沈下量を利用して、地震時の要求性能を満足できる道路構造の判断材料としても利用できよう。

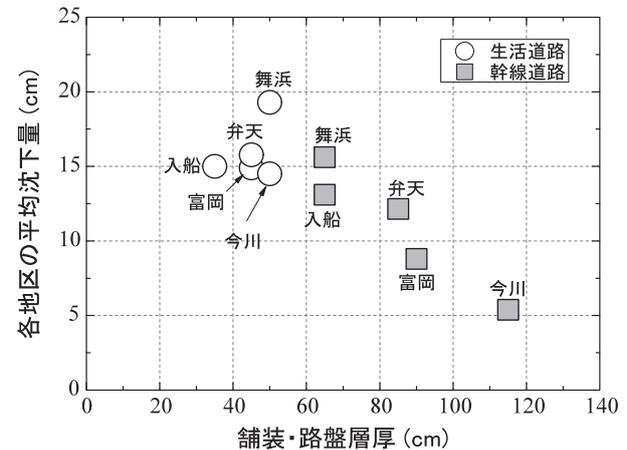


図-7 舗装・路盤厚と沈下量の関係¹⁷⁾

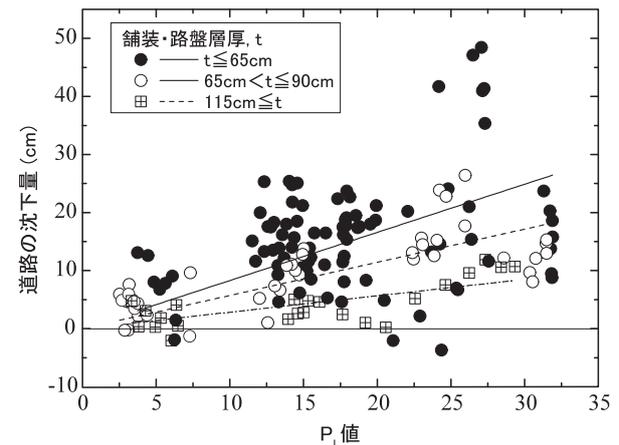


図-8 PL値と沈下量の関係¹⁷⁾

4. 不攪乱試料を用いた室内試験による液状化強度

新設・既存に関わらず、最近のインフラの設計・診断時には性能設計の概念が主流となり、更に2011年東北地方太平洋沖地震以降は、国民の防災意識の高まりに応じて、より精度の高いハザードマップの構築が求められてき

ている。従って、それらに用いられる地盤情報の重要性は非常に高まっている。

一方、第一級の地盤情報を提供するボーリング調査手法については、全体的には長い間目新しい進展がないという事実がある。特に、合理的な設計に不可欠な地盤パラメータは、ボーリング調査時に採取される不攪乱試料を用いた室内土質試験より提供されるが、特に砂地盤の場合、既存の採取方法では試料の構造を破壊し、原地盤の強度を見誤る可能性がこれまでも国内外から数多く指摘されている¹⁹⁾。にもかかわらず、従来の試料採取方法が適用されている背景には、従来の採取法による地盤試料は実際の地盤強度を過小評価することが多いため安全側の設計となり、結果として問題が顕在化し難いことが考えられる。一方、液状化が生じるような緩い地盤の場合、従来手法による試料は地盤強度を過大評価する可能性もある。

2011年東北地方太平洋沖地震後、顕著な液状化が発生した東京湾埋立地において採取された不攪乱試料(シンウォールサンプリング)を用いて実施された室内試験による液状化強度曲線を図-9に黒い破線で示す。一般的に液状化強度として利用される繰返し回数20回に相当する繰返し応力比の値は0.35程度となっている。この値は、既往文献に示される液状化強度の目安²⁰⁾と比較すると「中位」～「大きい」値となり、同地震による地震動継続時間が非常に長かったことを考慮しても、事実との整合性はあまり高くはないと言える。この原因の一つとして、試料採取地盤が非常に緩く(平均N値5程度)、試料採取時に密度化、および土粒子構造の強化が生じた可能性が考えられる。

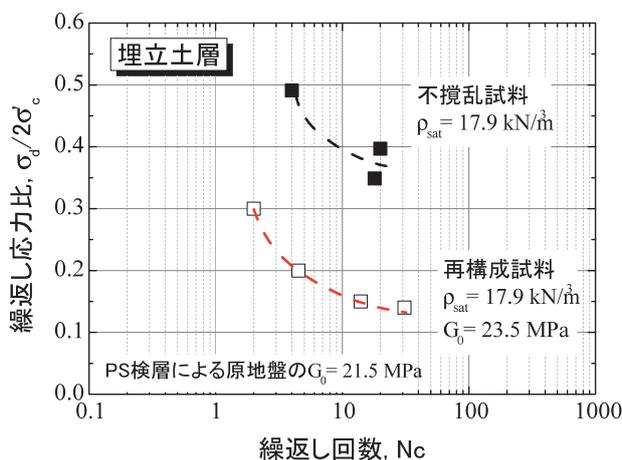


図-9 不攪乱試料と初期せん断剛性を原位置に合わせた再構成試料の液状化強度曲線

従来の採取法による不攪乱試料の状況を踏まえ、不攪乱試料に代えて再構成試料で原地盤の液状化強度を検討する試みは、実は古くから提案されている。時松らの研究グループ²¹⁾は、試験供試体に初期せん断を与え、そのせん断剛性を原位置速度検層に基づくせん断剛性の値に調整することで、再構成試料でも原地盤の液状化強度を再現できることを提案した。また、Kiyota et al.²²⁾は、土粒

子の構造に基づく砂地盤の年代効果にはセメンテーションとインターロッキングの効果があるとし、後者が支配的な沖積地盤や埋立地盤では時松ら²¹⁾の手法により、原位置の液状化強度特性を適切に評価できることを示した。このようなせん断剛性を基準とした試験供試体の評価は、決して目新しいことではない。例えば、採取された不攪乱試料の乱れの程度を検証するに当たり、原位置速度検層の値と比較することは多くの既往研究²³⁾により示されている。図-9の不攪乱試料では微小せん断剛性が計測されていないため定量的な判断はできないが、採取時の乱れを受けていた可能性が高い。

ここで、筆者らは上記手法を参考に、原位置PS検層に基づく微小せん断剛性と同等の値になるよう作成した再構成試料を用いて液状化試験を実施した。再構成試料の供試体密度は不攪乱試料と同等であるが、その液状化強度曲線は図-9の赤い破線に示すように不攪乱試料よりもかなり低い位置となり、その液状化強度は2011年東北地方太平洋沖地震による顕著な液状化が発生した事実を説明できる値となっている。

過去の液状化検討において、このような手法が積極的に導入されたケースは筆者の知る限りほとんどない。その理由として、これまでの液状化検討では実現象の解明より新設建造物の検討が主体であったこと、N値による簡易判定との比較で安全側の値が採用されていたことなどが挙げられよう。また、一般業務において採取した不攪乱試料を「乱れている」と評価することは、自己矛盾となる点も無視できない。しかし、高精度な情報の発信は成熟した社会の防災対策には不可欠であり、かつ限られた地盤条件で構築された従来の簡易判定の限界を考慮すると、原位置試料に基づく室内試験による適切な液状化強度の提供は非常に重要である。

筆者は、現在の不攪乱試料採取法を全て否定していない。例えば、図-9のような非常に緩い埋立土層では、不攪乱試料は原地盤の強度を過大評価している可能性を示したが、その下位に分布していた沖積砂層で採取された不攪乱試料の初期せん断剛性は、原位置PS検層による値と同等であったことを確認している²⁴⁾。我が国の地質調査技術と関連する業界の発展のために、「高品質な不攪乱試料採取手法の開発」は必要である。一方、従来の採取手法で適切に試料を採取できる地盤の明確化も重要であろうと考える。そのためにも、不攪乱試料は採取するだけでなく、品質評価、具体的には「乱れているor乱れていない」ではなく、「どの程度の乱れであるか」という検討も同時に行われる必要があると強く考える。

5. おわりに

本稿では、2010年-2011年ニュージーランド・Canterbury地震、および2011年東北地方太平洋沖地震の発災以降に行われてきた液状化調査の動向について、筆者の活動

報告を交えて概説した。現場での被害調査においては、SWS試験に基づいて液状化後の長期にわたる地盤強度の変化について言及した。また、「埋立地で発生した液状化」という傾向の背後に、局所的な液状化被害の分布と複雑な要因が存在する可能性を示した。航空レーザ測量に基づく調査では、地震前後に得られたDSMが、地盤防災に役立つ可能性を示した。最後には、不攪乱試料の品質という、地質調査において未解決のまま残されている課題について言及した。いずれも震災後の重要な研究テーマとして、筆者は現在も取り組んでいる。本稿は、地質調査業協会の機関誌ということを念頭にまとめた。読者の業務・研究活動の一助となれば幸いである。

謝辞

不攪乱試料の液状化試験結果、および試験後の乱した地盤試料は、地盤工学会「浦安市における液状化対策技術検討調査委員会」よりご提供いただいた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 地盤工学会 ニューゼalandDarfield地震災害緊急調査団(2010): ニューゼalandDarfield地震災害緊急調査団報告書, http://www.jiban.or.jp/file/saigai/nz_earthquake_20110106.pdf.
- 2) 地盤工学会 2011年ニューゼalandChristchurch地震による被害に対する災害緊急調査団(2011): 2011年ニューゼalandChristchurch地震による被害に対する災害緊急調査団報告書, <http://www.jiban.or.jp/file/saigai/2011christchurch.pdf>.
- 3) 土木学会 東日本大震災被害調査団(地震工学委員会)(2011): 東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, <http://committees.jsce.or.jp/report/node/43>.
- 4) 山田 卓, 細野 康代, 清田 隆(2012): Canterbury地震(New Zealand)による再液状化について, 地盤工学会誌, 60(1), 40.
- 5) Kiyota,K.,Yamada,S.and Hosono,Y.(2012): Repeated liquefaction observed during the 2010-2011 Canterbury earthquakes,Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center,Institute of Industrial Science,University of Tokyo,No.45, 115-121.
- 6) 国土交通省関東地方整備局, 東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明, 2011.
- 7) 京川 裕之, 小長井 一男, 清田 隆(2011): 東北地方太平洋沖地震津波により被害を受けた杭支持RC/S構造物, 第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, Paper No.2-024.
- 8) 例えば, 安田 進, 原田 健二, 石川 敬祐(2012): 東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp. 103-115.
- 9) 京川 裕之, 清田 隆, 近藤 康人, 小長井 一男(2012): 東北地方太平洋沖地震による浦安市の液状化被害調査, 地盤工学ジャーナル, 7(1), pp. 265-273.
- 10) 先名 重樹, 長谷川 信介, 前田 宜浩, 藤原 広行(2012): 東北地方太平洋沖地震における利根川流域の液状化被害, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第5号, pp.143-162.
- 11) 若松 加寿江(2011): 日本の液状化履歴マップ 745-2008, 東京大学出版会.
- 12) 例えば, Sekiguchi, T. and Nakai, S.(2012): Effects of local site conditions on liquefaction damage in Mihama Ward of Chiba city, International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp. 339-347.
- 13) Konagai, K., Kiyota, T., Suyama, S., Asakura, T., Shibuya, K. and Eto, C.(2013): Maps of soil subsidence for Tokyo bay shore areas liquefied in the March 11th off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 53, pp. 240-253.
- 14) 社団法人日本道路協会, 道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, 2012.
- 15) 岩崎 敏男, 龍岡 文夫, 常田 賢一, 安田 進(1980): 地震時地盤液状化の程度の予測について, 土と基礎, Vol.28, No.4, 23-29.
- 16) 谷 和夫, 松下 克也, 橋本 隆雄, 山本 彰, 竹内 秀克, 野田 利弘, 規矩 大義, 大林 淳, 清田 隆: 浅層盤状改良工法による戸建て住宅の液状化被害軽減効果の検証と経済性評価, 地盤工学ジャーナル, 投稿中, 2014.
- 17) 須山 翔太, 清田 隆, 小長井 一男, 京川 裕之, 上村 健太, 濱中 亮(2014): 航空レーザ測量に基づく浦安市の液状化による道路沈下分析, 土木学会論文集, 投稿中.
- 18) 日本建築学会(2001): 建築基礎構造設計指針
- 19) 例えば, 吉見 吉昭(1993): きれいな砂の乱さない試料の液状化抵抗~N値~相対密度関係, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 977-978.
- 20) 安田 進(1988): 液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会.
- 21) 例えば, Tokimatsu, K.and Hosaka, Y.(1986): Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand, Soils and Foundations, 26(1), pp. 53-64.
- 22) Kiyota, T., Koseki, J., Sato, T. and Kuwano, R.(2009): Aging effects on small strain shear moduli and liquefaction properties of in-situ frozen and reconstituted sandy soils, Soils & Foundations, 49(2), pp. 259-274.
- 23) 例えば, Ferreira, C., Fonseca, A. V and Nash, D. F. T.(2011): Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil, Soils and Foundations, Vol. 51, No. 4, pp. 683-692.
- 24) 横山 悠(2014): 微小せん断剛性率に基づく原位置地盤試料の液状化強度の合理的評価, 東京大学大学院工学系研究科修士論文.

SPGAモデル—構造物の耐震検討を目的とした海溝型巨大地震の新しい震源モデル

独立行政法人 港湾空港技術研究所 野津 厚

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)は、今日のような密な強震観測網^{1),2)}が構築されて以来、初めて発生したM9クラスの巨大地震である。この地震の発生により我々はM9クラスの巨大地震による強震動の実態を初めて知ることになったと言える。今後、他の地域を対象として、同程度の規模の地震を想定した強震動評価を行う機会が増えるものと考えられるが、その際の震源のモデル化においては、東北地方太平洋沖地震の強震記録から得られる知見を反映させることが極めて重要と考えられる。その際、強震動予測の目的が構造物の耐震検討である場合には、対象とする構造物に影響を及ぼしやすい周波数帯域の地震動を正確に計算できる震源モデルが求められる。

港湾の分野では、岸壁に対して最も影響を及ぼしやすい周波数帯域は0.3-1Hzであることが指摘されている³⁾。建築の分野では、周期1.2-1.5秒(周波数0.67-0.83Hz)の弾性加速度応答スペクトルが建物被害率と良く対応することが境ほか⁴⁾により指摘されている(対象は低層住宅および中低層RC建物)。これらに加え、多くの高層建物の固有周波数が0.2-1Hzの範囲に存在することを考えると、0.2-1Hzの周波数帯域は、工学上極めて重要性の高い周波数帯域であると言える⁵⁾。そこで、著者らはこれまで特にこの周波数帯域に力点を置いて海溝型巨大地震の強震動の特性を調べ、この帯域の強震動を正確に計算できるような震源モデルの開発に取り組んできた。

東北地方太平洋沖地震の際、震源断層に比較的近い宮城県から茨城県にかけての観測点で観測された0.2-1Hzの帯域の速度波形は、2章で述べるように、明瞭なパルスによって特徴付けられている。それらのパルスの重要な点は、工学上重要な周波数帯域に現れているという点である。工学上重要な周波数帯域に現れるパルスの本稿では強震動パルスと呼ぶ。

過去において、1995年兵庫県南部地震^{6),7)}や1994年ノースリッジ地震⁸⁾のような内陸地殻内地震の際、震源近傍で生じた強震動パルスが大被害をもたらしたことは広く知られている。そのため、現在、内陸地殻内地震を対象とした強震動予測においては、強震動パルスの生成に対する注意が十分に払われていると考えられる。それに対して、海溝型巨大地震がもたらす強震動パルスの重要性については、現時点では必ずしも十分に認識されているとは言えない。しかしながら、上述の通り、現実には海溝型巨大地震が強震動パルスを生成しており、その周期特性は内陸地殻内地震がもたらす強震動パルスと大きく異なるものでない

ことから、海溝型巨大地震がもたらす強震動パルスも構造物に大きな影響を及ぼす恐れがある。実際、東北地方太平洋沖地震がもたらした強震動パルスが、仙台市内における構造物被害の主たる原因となった可能性が高い。しかも、2章で述べるように、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成は、東北地方太平洋沖地震だけに見られる現象ではない。今後、海溝型巨大地震に対する強震動予測、特に構造物の耐震検討を目的とする強震動予測を行う場合には、強震動パルスを含む0.2-1Hzの周波数帯域の地震動を正確に計算できるような震源モデルを用いることが求められる。

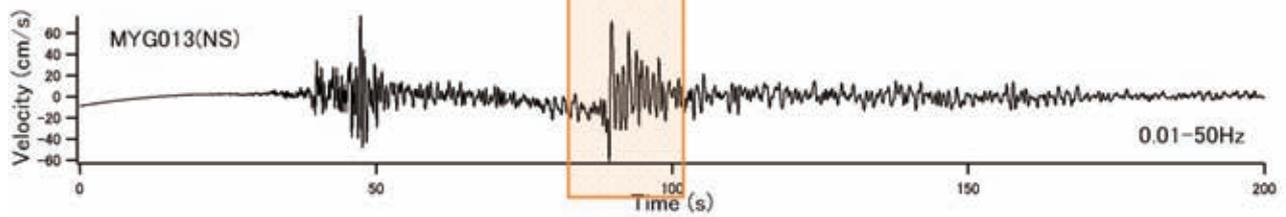
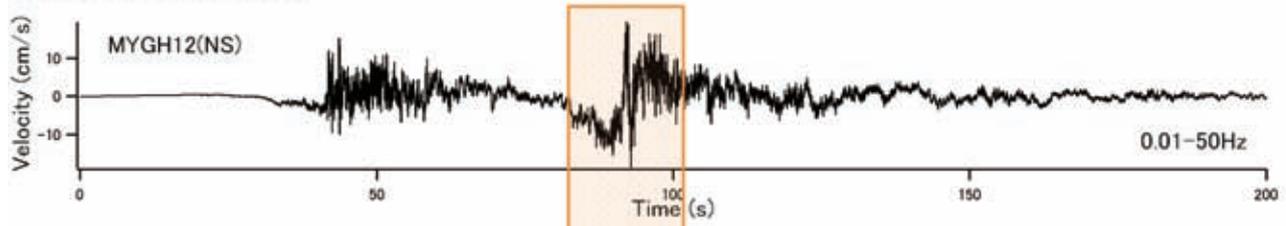
そこで、本稿においては、まず、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成事例を示すとともに、その重要性について述べる(2章)。次に、強震動パルスを含む0.2-1Hzの周波数帯域の地震動を正確に計算することを目的として著者らが開発した震源モデルであるSPGAモデル^{9),10)}について説明する(3章)。さらに、SPGAモデル、SMGAモデルなど異なる震源モデルから計算される地震動と実際に観測された地震動との誤差を定量的に評価することにより、震源モデルのパフォーマンスに関する定量的な比較を行う(4章)。そして最後に、南海トラフ巨大地震へのSPGAモデルの適用について述べる(5章)。

2. 海溝型巨大地震おける強震動パルスの生成とその重要性

図-1の上段は2011年東北地方太平洋沖地震の際に宮城県内の二つの観測点、MYGH12とMYG013で観測された広帯域(0.01-50Hz)の速度波形を示したものである。これらは、積分するために0.01Hz以下をカットしただけで、基本的にフィルタリングの影響を受けていない波形である。この広帯域の波形にすでに強震動パルスが表れており、周期数十秒程度のゆるやかに変動する成分に、周期2秒程度の鋭いパルスが複数重なっていることが確認できる。特に90秒付近の四角で囲ったパルスは顕著である。

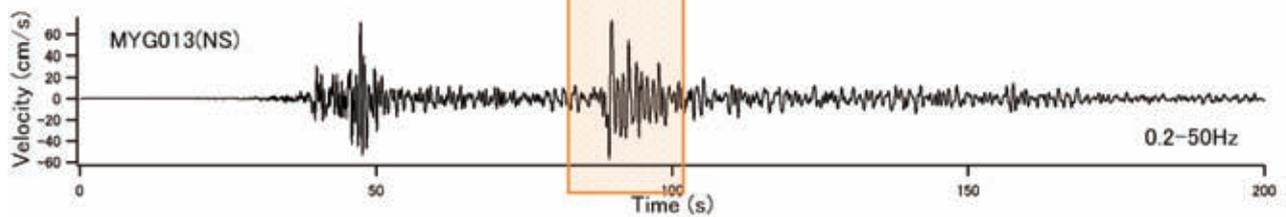
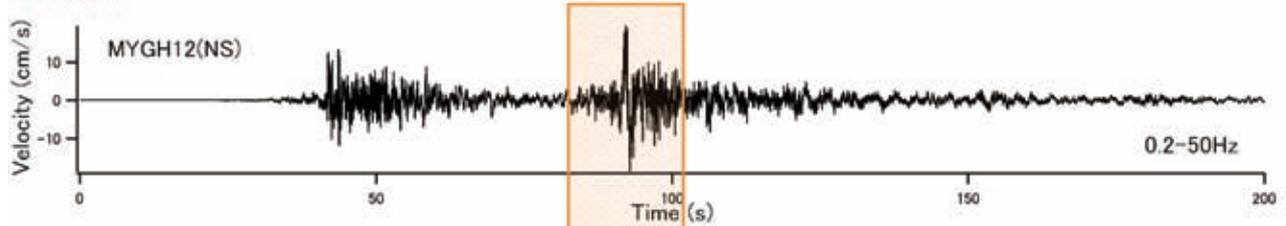
これらの波形から、一般的な構造物に対しては影響が少ないと考えられる0.2Hz以下の成分をカットしたものが図-1の中段である。この図からわかるように、0.2Hz以上の成分においては、パルスが支配的となっている。さらに、1Hz以上の成分をカットし、0.2-1Hzの周波数帯域の波形、すなわち、本稿で主に着目する帯域の波形を示したものが図-1の下段である。この帯域の波形は、離散的な複数のパルスから構成されていると言っても良い状況にある。

0.01-50 Hz (broadband)



↓ remove low frequency components lower than 0.2Hz

0.2-50 Hz



↓ remove high frequency components higher than 1Hz

0.2-1Hz

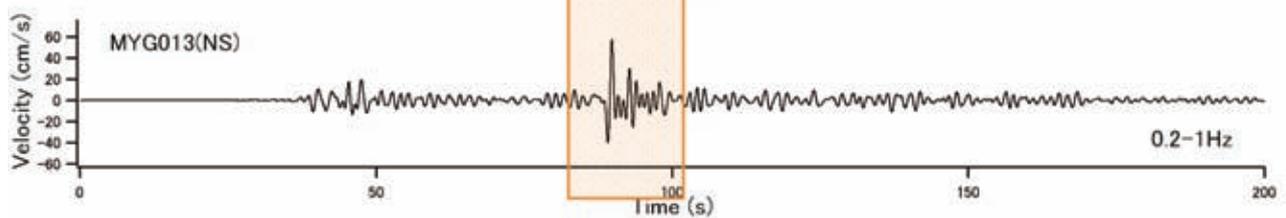
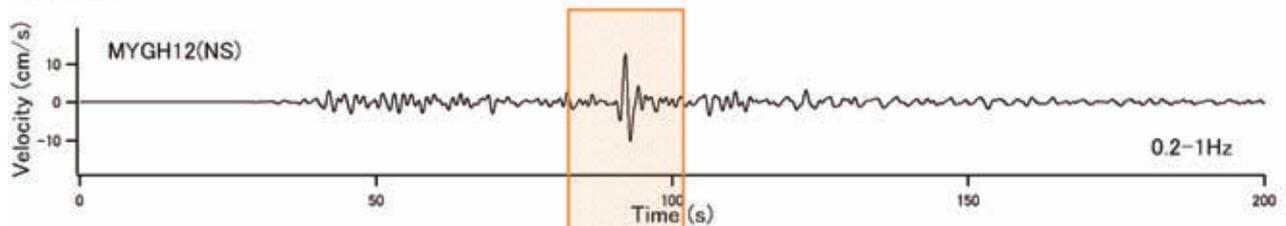


図-1 2011年東北地方太平洋沖地震の際に観測された強震動パルス例

国土強靱化

特集

～脆弱な地盤への対応～

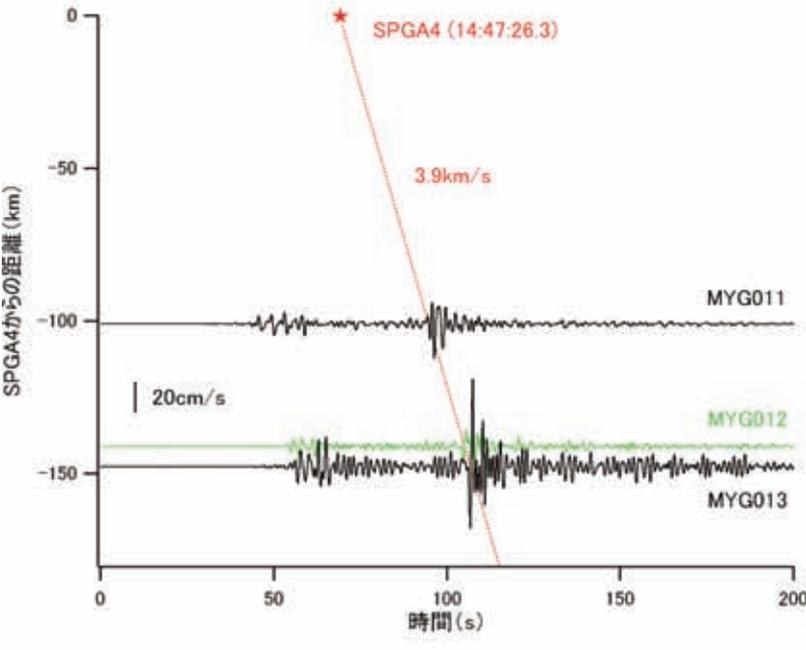
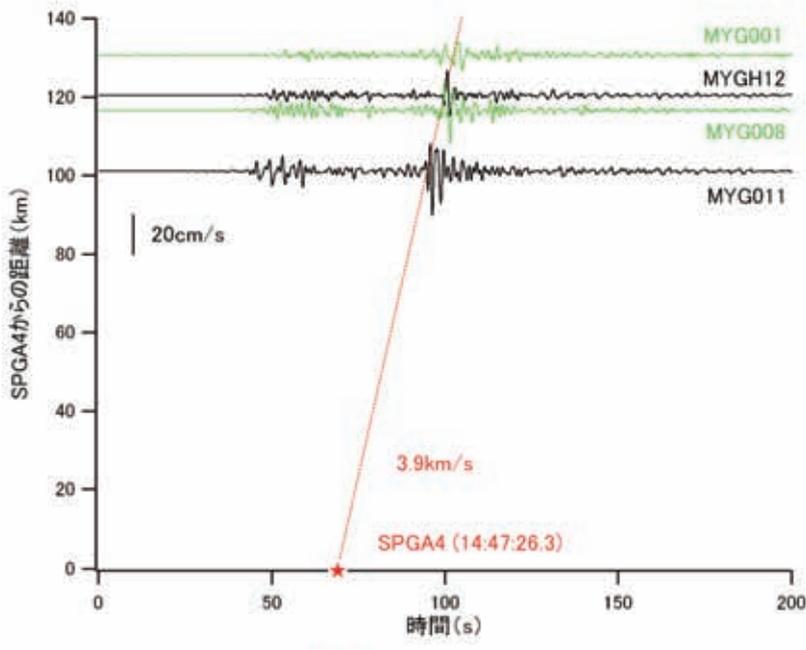
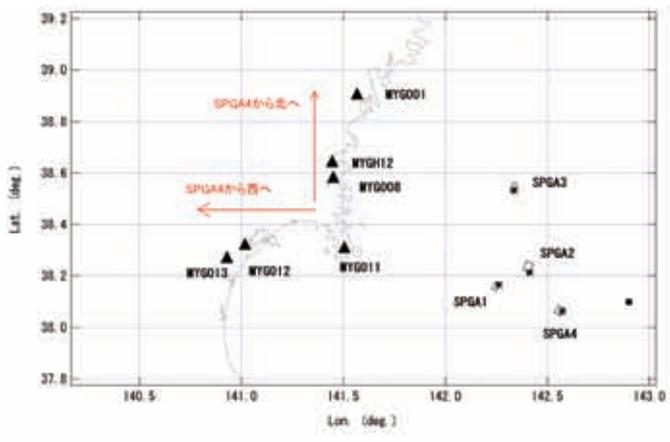


図-2 強震動パルスの伝播の様子(中)南から北へ(下)東から西へ

図-2は、最も顕著なパルスに着目して、パルスが伝播する様子を示したものである。ここで着目する観測点を図-2の上段に示す。牡鹿半島の先端に位置するMYG011から北に向かっていくつかの観測点が存在するが、それらの観測点に沿ってパルスが南から北へ伝播する様子を示したものが図-2の中段である。図の横軸は時間であり震央での破壊開始時刻をゼロとしている。図の縦軸は、上段の地図において「SPGA4」として示した位置から各観測点までの距離である。斜めの破線は、仮に「SPGA4」において14時47分26.3秒にパルスが生成され、それがS波速度3.9km/sで伝播するとした場合に、各観測点にパルスが到達する時刻を示したものであるが、ほぼその時刻に実際にパルスが到来している。同様に、パルスが東から西へ伝播する様子を示したものが図-2の下段である。これらの図から、パルスが震源に起源を有するものであることは明らかである。

また、図-2の下段では、MYG011、MYG012では振幅の小さかったパルスが、MYG013では地下構造の影響で大振幅のパルスに成長していることがわかる。つまり、震源で生成されたパルスが地下構造の影響で増幅されるという、兵庫県南部地震⁶⁾で起きたのと同じ現象が、ここでも起きている。このようにして増幅されたパルスが、仙台市内の構造物被害^{11),12)}の原因となった可能性が高い。

これと同様の強震動パルスは、東北地方太平洋沖地震の際、震源断層に比較的近い宮城県から茨城県にかけての広い範囲で観測されている(図-3の黒線)。比較のため、図-4には、内陸地殻内地震によって生成された強震動パルスの事例を示す。図-4の上段は1995年兵庫県南部地震の際、鷹取で観測された強震動パルス、図-4の下段は1994年ノースリッジ地震の際、Sylmar County Hospitalで観測された強震動パルスである。これらはいずれも大きな被害に結びついたものとして知られている。図-3と図-4の比較からわかるように、パルスの形状や周期特性という点で、東北地方太平洋沖地震の際に観測された強震動パルスは、内陸地殻内地震による強震動パルスと類似している。

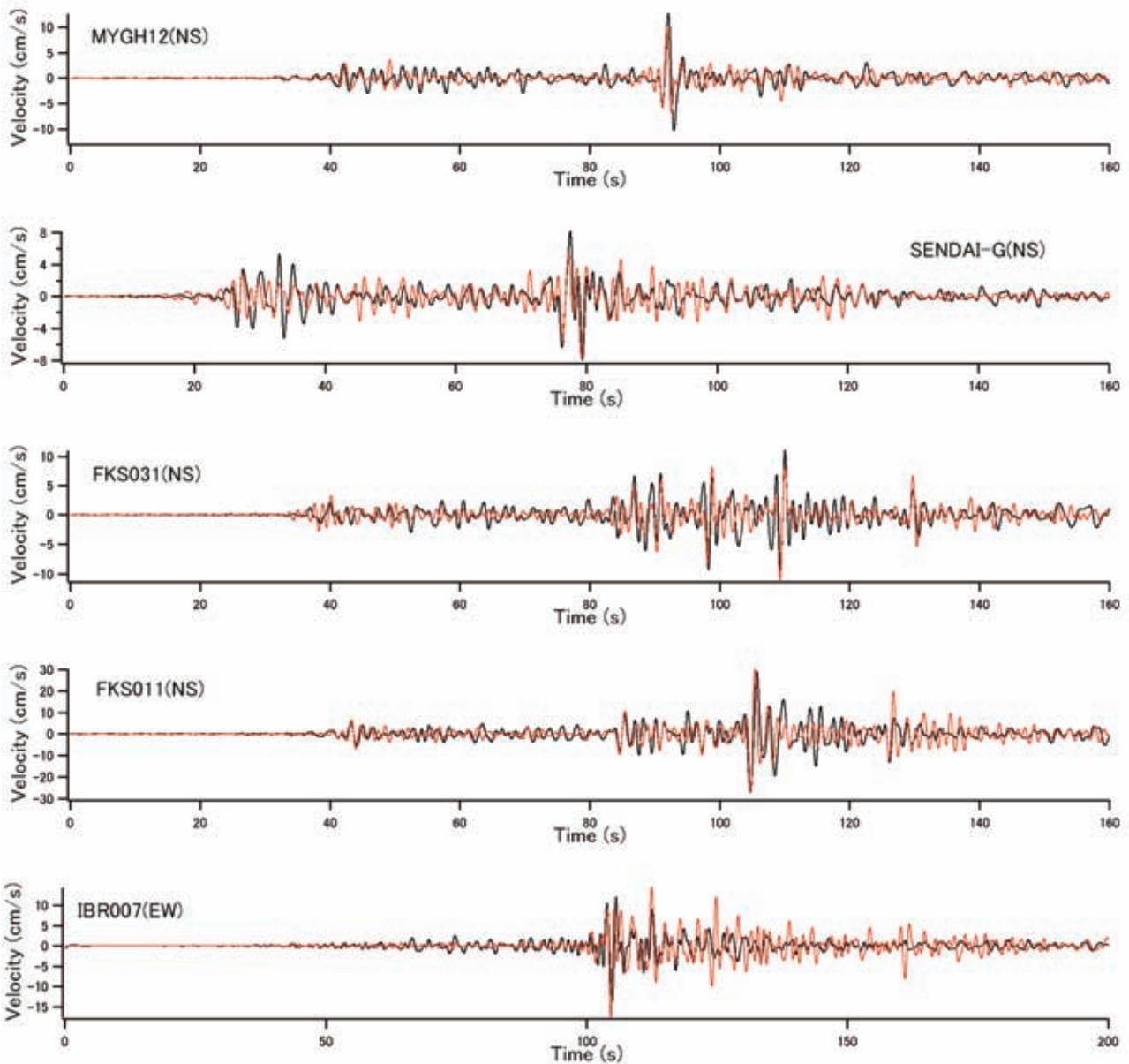


図-3 黒線は東北地方太平洋沖地震の際に観測された強震動パルスの例。
赤色の線はSPGAモデルによるそれらの再現結果(3章参照)。いずれも0.2-1Hzの帯域の速度波形

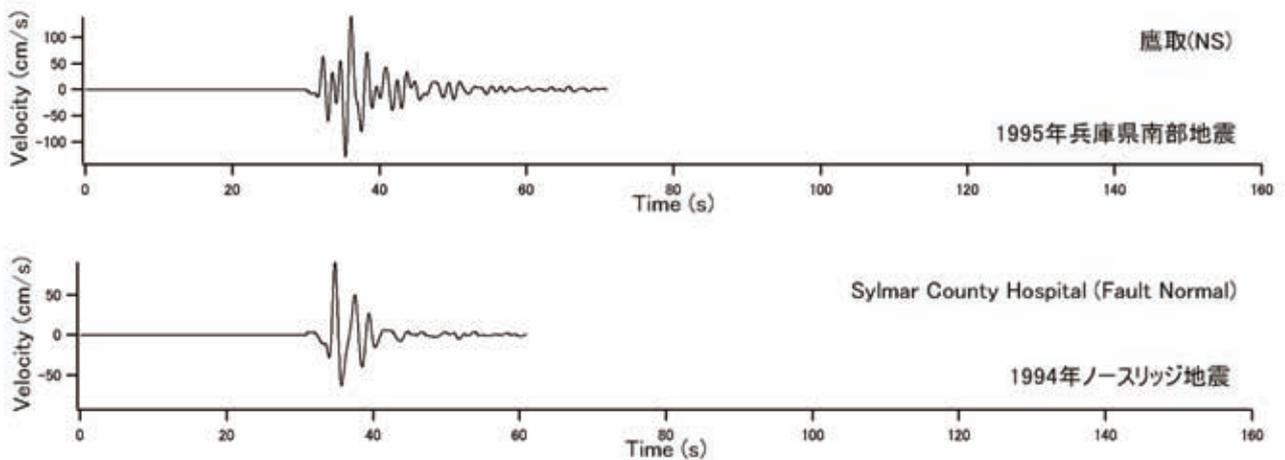


図-4 比較のために示す内陸地殻内地震による強震動パルスの例(0.2-1Hzの帯域の速度波形)

海溝型巨大地震による強震動パルスの生成は、東北地方太平洋沖地震だけに見られる現象ではない。2003年十勝沖地震や1978年宮城県沖地震など、強震記録の取得されている主要な海溝型巨大地震において(1978年宮城県沖地震は巨大地震と呼ぶにはやや規模が小さいが)、強震動パルスの生成が確認されている¹⁰⁾。特に1978年宮城県沖地震の際、開北橋¹³⁾で観測された強震動パルスは著名であり、これまで、著者ら¹⁴⁾や松島・川瀬¹⁵⁾により、それを説明するための震源モデルの作成が行われている。さらに遡ると、1968年十勝沖地震の際、強震動パルスが観測されており、それを説明するための震源モデルがMori and Shimazaki¹⁶⁾により作成されている。Mori and Shimazakiの論文では、強震動パルスという用語は用いられていないが、1章で述べた定義に即して言えば、そこで解析対象となっているのは強震動パルスである。

このように、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成はかなり普遍的な現象であるように思われる。

3. 強震動パルスを含む周期1～5秒の地震動を正確に計算するための震源モデル —SPGAモデル

本章では、強震動パルスを含む0.2-1Hzの周波数帯域の地震動を正確に計算することを目的として著者らが開発した震源モデルであるSPGAモデル^{9),10)}について説明する。SPGAモデルとは、東北地方太平洋沖地震をはじめとする海溝型巨大地震において特徴的な強震動パルスのパルス幅と調和的なサイズのサブイベント(SPGA: Strong-motion Pulse Generation Area)から構成される震源モデルであり、サブイベントのサイズは、地震にもよるが、一辺が数km程度である。それに対して、より広い領域(東北地方太平洋沖地震の場合、一辺が数十km程度の領域)からまんべんなく強震動が生成されるとする震源モデルもあり、それらはSMGAモデルと呼ばれる。

2011年東北地方太平洋沖地震を対象に著者らが開発したSPGAモデルと、他の研究者により提案されているSMGAモデル^{17),18),19)}を比較して図-5に示す。また、SPGAモデルのパラメータを表-1に示す。断層面上においてサブイベントが位置する場所については、細部はともかくとして、SPGAモデルとSMGAモデルとの間に類似性が見られる。SPGAモデルとSMGAモデルとの本質的な違いはサブイベントのサイズである。

図-6および図-7に、MYGH12およびIBR007における観測波形(0.2-1Hz)と、SMGAモデルおよびSPGAモデルによる計算結果との比較を示す。各モデルによる地震動の計算には、各々の震源モデルの構築に用いられたのと同様の計算手法を用いた。すなわち、佐藤¹⁷⁾のSMGAモデルについては壇・佐藤の経験的グリーン関数法²⁰⁾を用い、Asano and Iwata¹⁸⁾、川辺・釜江¹⁹⁾によるSMGAモデルについては入倉他の経験的グリーン関数法²¹⁾を用いた。グ

リーン関数イベントとして用いた中小地震も、個々の文献に示されたものと同様である。SPGAモデルについては文献9)に示された方法、すなわち、経験的サイト増幅・位相特性を考慮して設定したグリーン関数を入倉他の方法²¹⁾で重ね合わせる方法で地震動を計算した。

なお、2011年東北地方太平洋沖地震を対象としたSMGAモデルとしては、図-5(右)に示したものの他に、Kurahashi and Irikura²²⁾の震源モデルがある。しかしながら、この震源モデルでは、2005年8月16日宮城県沖の地震(Mw7.2)の記録から前半部分を削除したものが経験的グリーン関数として用いられており、著者にとっては一部の観測点において記録を前半部分と後半部分に分けることが困難であったため、ここでは計算の対象としていない。

図-6および図-7では、観測波形には強震動パルスが明瞭に表れており、SPGAモデルではそれを再現できているが、SMGAモデルでは残念ながらそれを全く再現できていない。Asano and Iwataと川辺・釜江のモデルでは、強震動パルスに該当する部分が過小評価となっている。佐藤のモデルでは、過小評価とはなっていないが、計算結果はランダムな波形となっており、観測された波形とは特性が全く異なっている。

ここに示している帯域は、はじめに述べたように、岸壁や建物など多くの構造物にとって極めて重要性の高い周波数帯域である。従って、この帯域が正確に計算できないということは、構造物の耐震検討に用いる入力地震動を策定するための震源モデルとして見た場合には、SMGAモデルの致命的な問題点であると言わざるを得ない。現時点では、SPGAモデルが、この帯域の強震動を精度良く計算できることが確認されている唯一の震源モデルである(正確には「疑似点震源モデル²³⁾を除けば唯一の」と書くべきところかも知れないが、疑似点震源モデルは本稿の主題とは直接関係がないのでここでは割愛させていただく)。

なお、SMGAモデルにより強震動パルスが再現できず、SPGAモデルではそれが再現できる理由は極めて単純である。もともと、SMGAモデルやSPGAモデルの構築に用いられている入倉他の波形合成法²¹⁾では、低周波側では要素波がコヒーレントに重なり合ってパルスを生成し、高周波側では要素波がランダムに重なり合うように工夫されている(壇・佐藤²⁰⁾も同様)。ただし、ここで言う「低周波」「高周波」がどの程度「低周波」「高周波」なのかが問題である。

入倉他の方法で生成されるコヒーレントなパルスは、サブイベントのサイズに起因した時間幅を持っている。この時間幅に対応したコーナー周波数(patch corner frequencyと呼ばれる)よりも高周波側では、入倉他の方法では、ランダムな波形が生成される。従って、サイズの大きいSMGAモデルにおいては、patch corner frequencyは0.1Hz程度あるいはそれよりも低周波側となるので、0.2-1Hz程度の帯域はランダムな波形にしかならず、この帯域にコヒーレントなパルスを生成することは

| SPGAモデル | SMGAモデル |
|--|--|
| <p>東北地方太平洋沖地震をはじめとする海溝型巨大地震において特徴的な強震動パルスのパルス幅と調和的なサイズのサブイベント(SPGA)から構成される震源モデルであり、サブイベントのサイズは対象地震の場合一辺が数km程度。</p> | <p>より広い領域(対象地震の場合、一辺が数十km程度)からまんべんなく強震動が生成されるとする震源モデル。</p> |

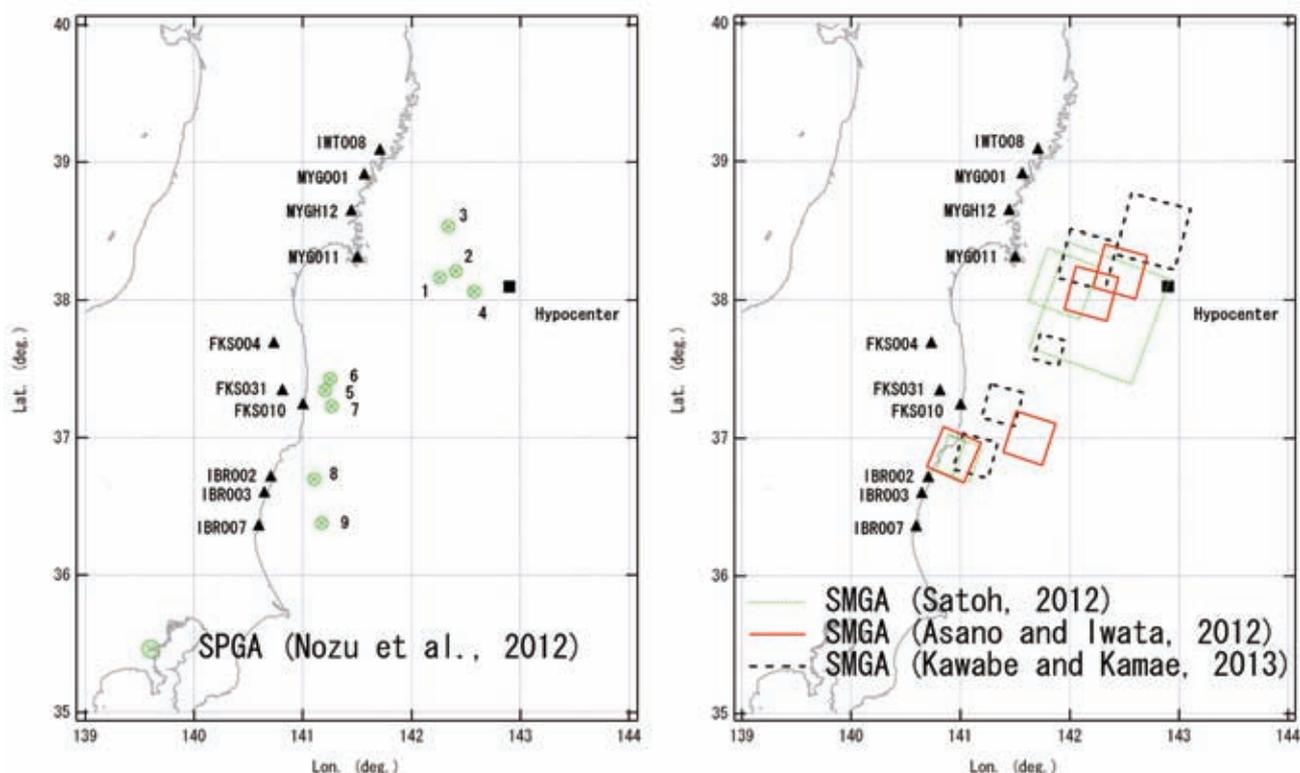


図-5 2011年東北地方太平洋沖地震を対象としたSPGAモデルとSMGAモデルの比較

表-1 2011年東北地方太平洋沖地震を対象としたSPGAモデルのパラメーター

| | Rupture time (h:m:s) | Length (km) | Width (km) | Area (km ²) | M ₀ (Nm) | Rise time (s) |
|-------|----------------------|-------------|------------|-------------------------|---------------------|---------------|
| SPGA1 | 14:46:43.5 | 3.0 | 2.0 | 6.0 | 8.00E+18 | 0.17 |
| SPGA2 | 14:46:46.9 | 4.0 | 3.0 | 12.0 | 8.00E+18 | 0.25 |
| SPGA3 | 14:47:33.4 | 4.0 | 2.0 | 8.0 | 4.00E+18 | 0.17 |
| SPGA4 | 14:47:26.3 | 3.5 | 3.0 | 10.5 | 2.10E+19 | 0.25 |
| SPGA5 | 14:47:57.1 | 3.0 | 4.0 | 12.0 | 3.00E+18 | 0.33 |
| SPGA6 | 14:48:04.4 | 3.0 | 4.0 | 12.0 | 3.00E+18 | 0.33 |
| SPGA7 | 14:48:15.0 | 6.0 | 2.0 | 12.0 | 5.00E+18 | 0.17 |
| SPGA8 | 14:48:25.8 | 8.0 | 3.0 | 24.0 | 9.00E+18 | 0.25 |
| SPGA9 | 14:48:30.9 | 7.0 | 7.0 | 49.0 | 2.00E+19 | 0.58 |

特集 国土強靱化

～脆弱な地盤への対応～

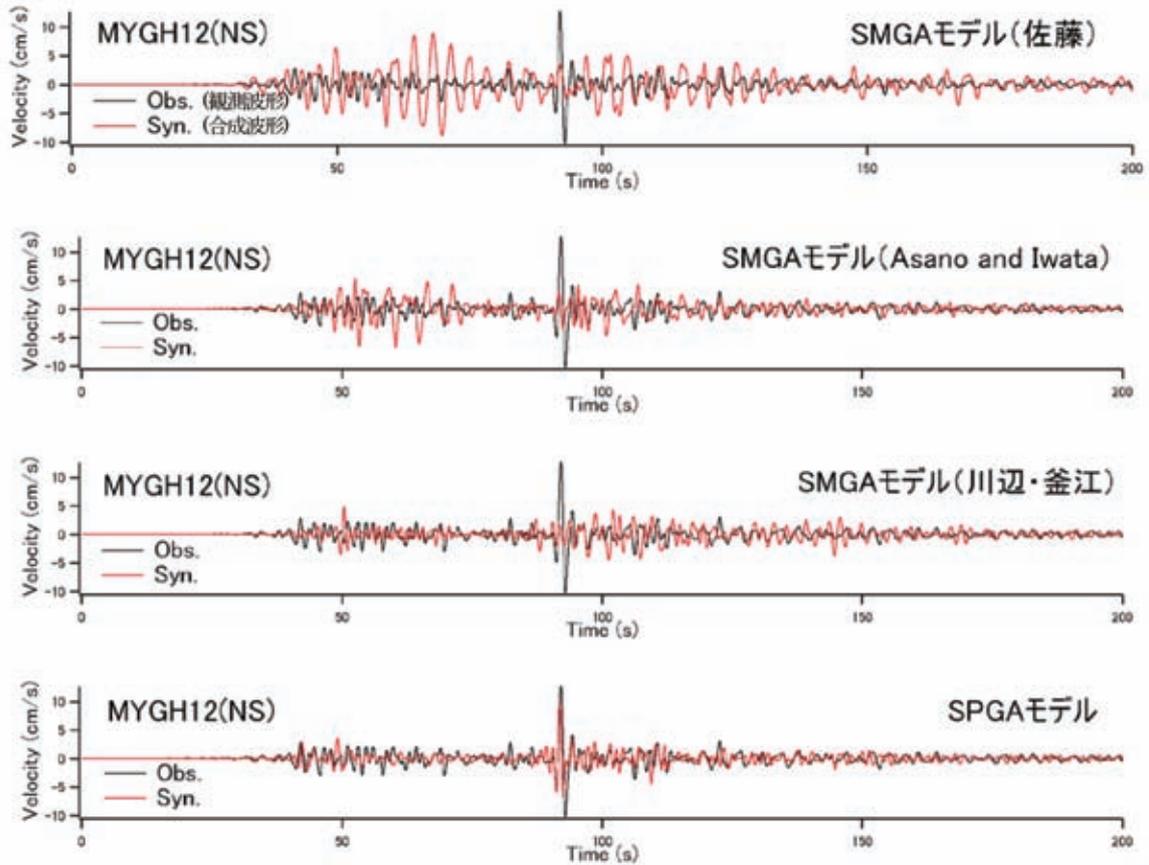


図-6 MYGH12における速度波形(0.2-1Hz)の観測結果とSMGAモデルおよびSPGAモデルによる計算結果

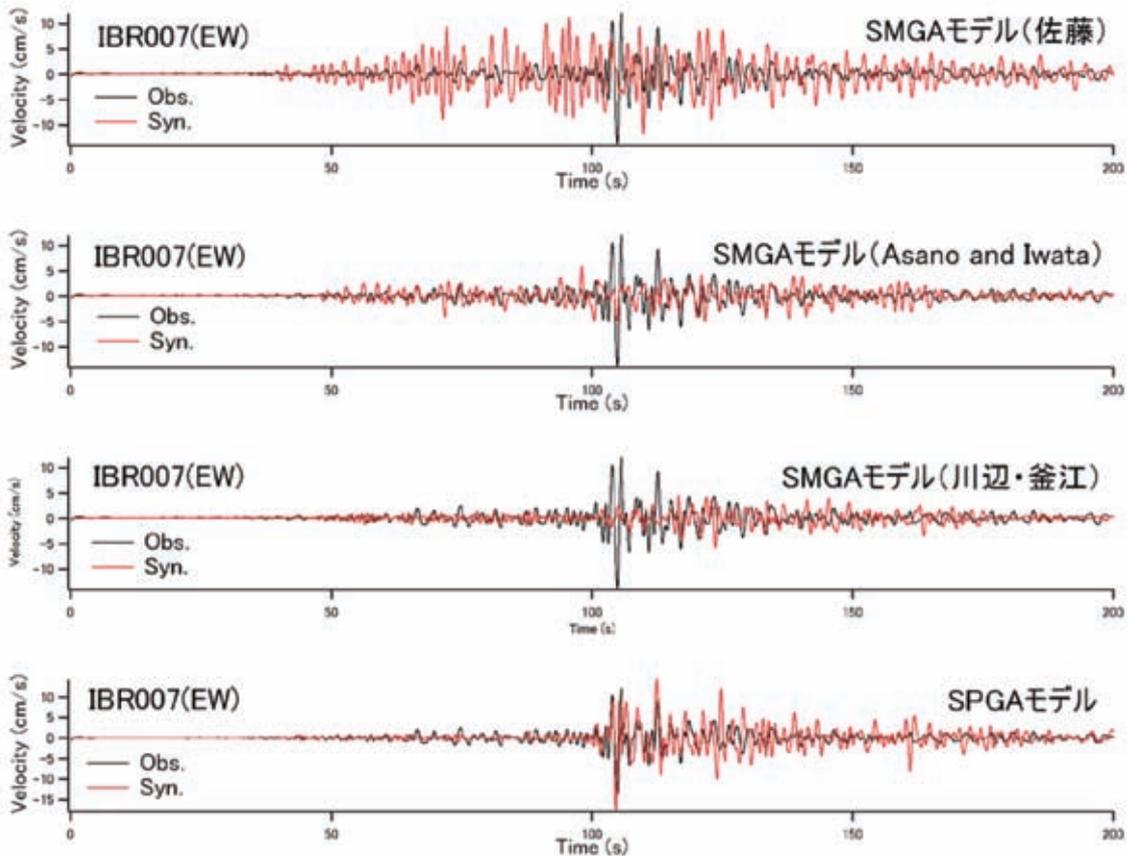


図-7 IBR007における速度波形(0.2-1Hz)の観測結果とSMGAモデルおよびSPGAモデルによる計算結果

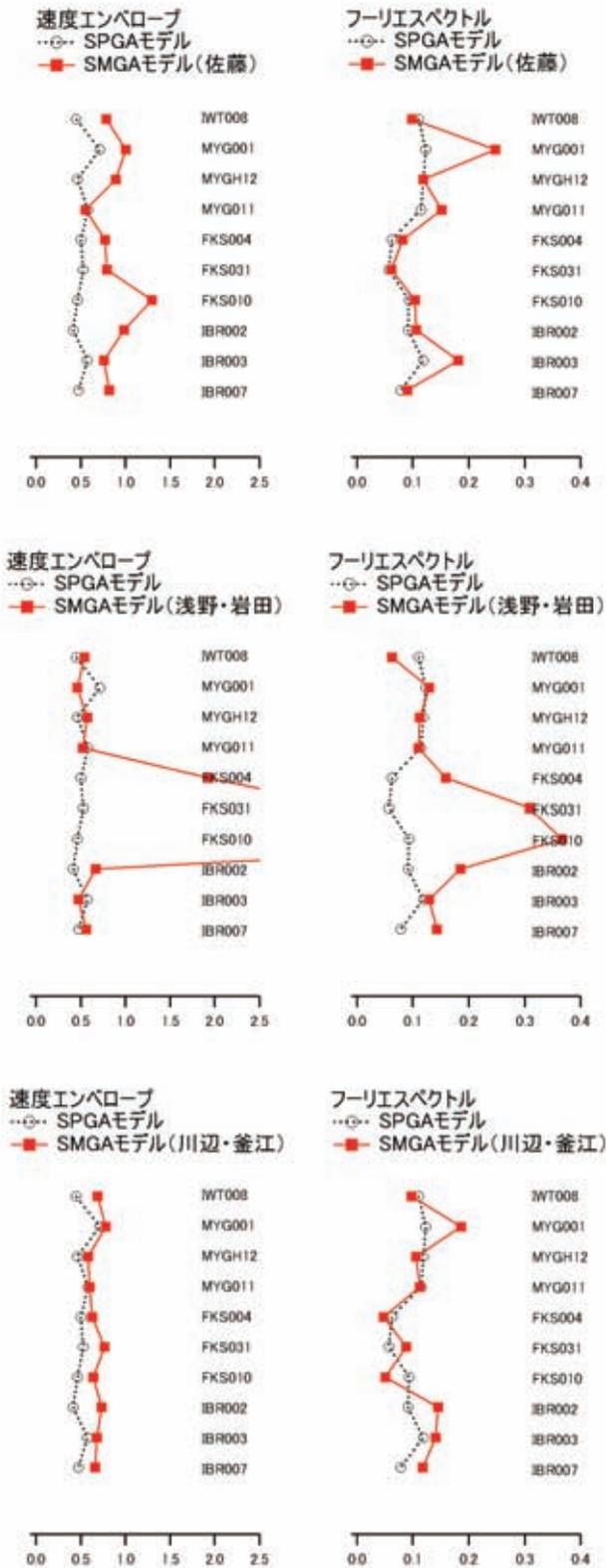


図-8 SPGAモデルとSMGAモデルによる速度エンベロープとフーリエスペクトルの誤差評価結果

不可能である。一方、SPGAモデルでは、これまで述べてきたように、観測されたパルスの幅と調和的なサイズのサブイベントを導入しているため、パルスを再現することができる。

表-2 各種の誤差の全地点における平均値

| | 速度 envelope | フーリエスペクトル | 1-2秒震度 |
|----------------|-------------|-----------|--------|
| SPGAモデル | 0.52 | 0.096 | 0.21 |
| SMGAモデル(佐藤) | 0.87 | 0.124 | 0.47 |
| SMGAモデル(浅野・岩田) | 1.61 | 0.171 | 0.80 |
| SMGAモデル(川辺・釜江) | 0.68 | 0.109 | 0.57 |

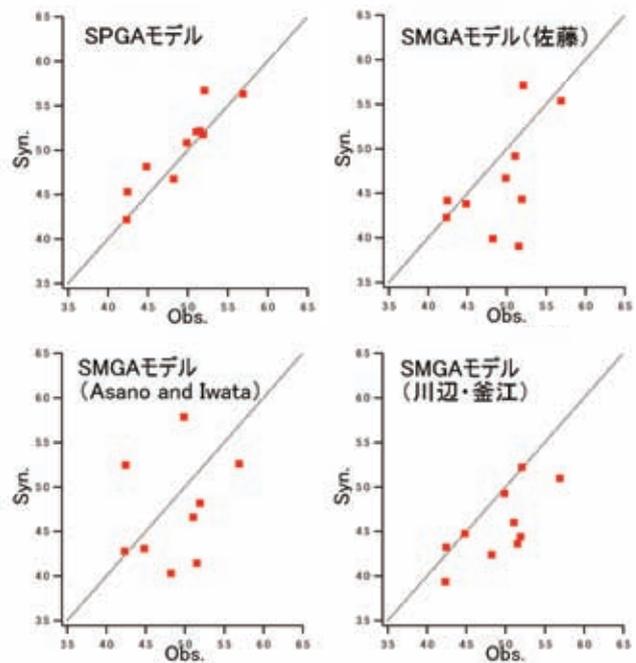


図-9 「1-2秒震度」²⁴⁾の観測値と計算値の比較

以上のように、0.2-1Hzの帯域のパルスをSMGAモデルで再現できないのは本質的な理由によるものであり、従来のSMGAモデルの枠組みを維持したまま、パラメータの修正のみで0.2-1Hzの帯域での波形の計算精度を向上させることは困難であると考えられる。

一方、最近、新たな試みとして、SMGA内部における応力降下量の不均質を陽に与える震源モデルが提案されている²²⁾。このような試みは、SMGAモデルの適用性を拡大するものとして、有望であると考えられる。

なお、ここまでは専ら東北地方太平洋沖地震について議論してきたが、それ以外の海溝型地震として、2003年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、1968年十勝沖地震に対してもSPGAモデルが作成されており、成果を挙げている。それらの結果については、ここでは紙数の関係で示すことができないため、文献10)を参照していただきたい。

4. 記録との適合性に基づく震源モデルの評価

ここまで、SPGAモデルは主に0.2-1Hzの周波数帯域に着目して作成した震源モデルであることを述べてきたが、より短周期側における適用性も調べてみる必要がある。

そこで、ここでは、図-5に示した10地点を対象に、SPGAモデルおよびSMGAモデルにより地震動を計算し、0.2-10Hzの帯域の速度エンベロープおよび0.2-10Hzの帯域のフーリエスペクトルを対象に、観測波形との誤差を文献23)の評価式で評価した。結果を図-8および表-2に示す。これらの結果から、0.2-10Hzの広帯域で見ても、SPGAモデルによる誤差はSMGAモデルによる誤差よりも小さいことがわかる。

最後に、境ほか²⁴⁾により提案されている「1-2秒震度」の計算を行った。この「1-2秒震度」は、気象庁の震度とは定義が異なっており、主に周期1-2秒の帯域における地震動の強さを表しており、建物被害との対応が良い指標として知られている。観測波による「1-2秒震度」と合成波によるそれとの比較を図-9に示す。この図から、SPGAモデルは観測波の「1-2秒震度」を概ね再現できているのに対し、SMGAモデルは再現できていないことがわかる。「1-2秒震度」の誤差を全地点に対して平均したものを表-2に示す。SMGAモデルではSPGAモデルに対して2.2倍～3.8倍程度の誤差が生じている。

なお、以上に述べた結果に対して、もう一点付け加えておきたい情報として、内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会」²⁵⁾においては、SMGAモデルによる東北地方太平洋沖地震の震度分布(気象庁の定義による震度)の再現性を検討しており、特定の手順でSMGAのパラメータを設定すれば、震度分布が十分に再現できることを確認している。「南海トラフの巨大地震モデル検討会」では、この結果を踏まえ、南海トラフ巨大地震による震度の推定にSMGAモデルを用いている。この結果から、波形の情報までを必要とせず、震度の情報だけを必要とする場合には、SMGAモデルで十分であるとも言える。ただし、この結果が、構造物の地震応答解析に必要な波形の生成にSMGAモデルが利用可能であることを意味するものではなく、この点には十分な注意が必要である。

5. 南海トラフ巨大地震へのSPGAモデルの適用

ここまで述べてきたように、現時点ではSPGAモデルが海溝型巨大地震による工学上重要な周波数帯域の地震動を精度良く計算できる唯一の震源モデルであるため、南海トラフの巨大地震を対象とする場合にも、構造物の耐震検討に用いる入力地震動を策定するための震源モデルとしては、SPGAモデルを活用していくことが必要である。このような観点から、著者らはこれまで、南海トラフ

の巨大地震にSPGAモデルを適用するための工夫を行ってきている^{26),27)}。その詳細については文献を参照していただきたいと考えているが、ここではその概要について述べる。

対象は、文献25)と同様、南海トラフの巨大地震(Mw9.0)である。文献25)では、南海トラフの巨大地震(Mw9.0)に対し、SMGAの組み合わせからなる震源モデルを提案している。このとき、SMGAの配置は基本ケース、東側ケース、西側ケース、陸側ケースの4通りが考えられている。いずれのケースも震源モデルは12個のSMGAから成り立っている。これらのSMGAを、以下に述べるとおり、1個1個、SPGAに置き換えていく。

文献10)では、既存のSPGAモデルについて整理を行い、SPGAの諸特性と地震規模との関係について検討し、経験式も示している。一般に、地震全体の規模が与えられた場合に、SPGAのパラメータを決定するためには、上記の経験式を利用することが考えられる。しかし、ここでは、対象とする地震の規模はMw9.0であり、東北地方太平洋沖地震と同規模であることから、個々のSPGAのパラメータ(面積、地震モーメント等)としては、東北地方太平洋沖地震の震源モデルにおける個々のSPGAのパラメータ(表-1)を用いる。

SPGAの位置については、予測が困難であるため、以下に述べるように、極めて多数のケースについて計算を行う。その際、一般的に利用可能な計算機資源および現実的な計算時間の範囲内で強震動評価が可能となるよう計算上の工夫を行っている。

まず、文献10)のSMGAの配置のうち、基本ケースを取り上げ、12個のSMGAを順次SPGAに置き換えていくことを考える。このとき、SPGAは、SMGA上で最も対象地点に近い位置に配置する。基本ケースのSMGAは12個あるのに対し、東北地方太平洋沖地震のSPGAは9個であるため、9個のSPGAを配置し終えた後、残り3個については、東北地方太平洋沖地震の最下位のSPGA(SPGA5およびSPGA6)と同じパラメータのSPGAがさらに3個あるものと考え、配置を行う(ここでは放射エネルギーが最小のものを最下位のSPGAと呼んでいる)。この方法でSPGAを配置すると、配置の仕方は全部で12!(階乗)通り存在する。同様の作業を東側ケース、西側ケース、陸側ケースに対しても実施すると、SPGAの配置の仕方は全部で12!×4通り存在する。このとき、対象地点の近くに強いSPGA(例えば東北地方太平洋沖地震のSPGA4)が配置されれば、対象地点にとっては厳しい地震動となる。例えば高知港にとっては図-10のような配置が基本ケースの中で最も厳しい配置である。

以上のように、SPGAの配置の仕方には極めて多くのものが存在するが、それらによる地震動を(強さの観点から)順位付けし、50%非超過、90%非超過等となる地震動を算出することを考える。

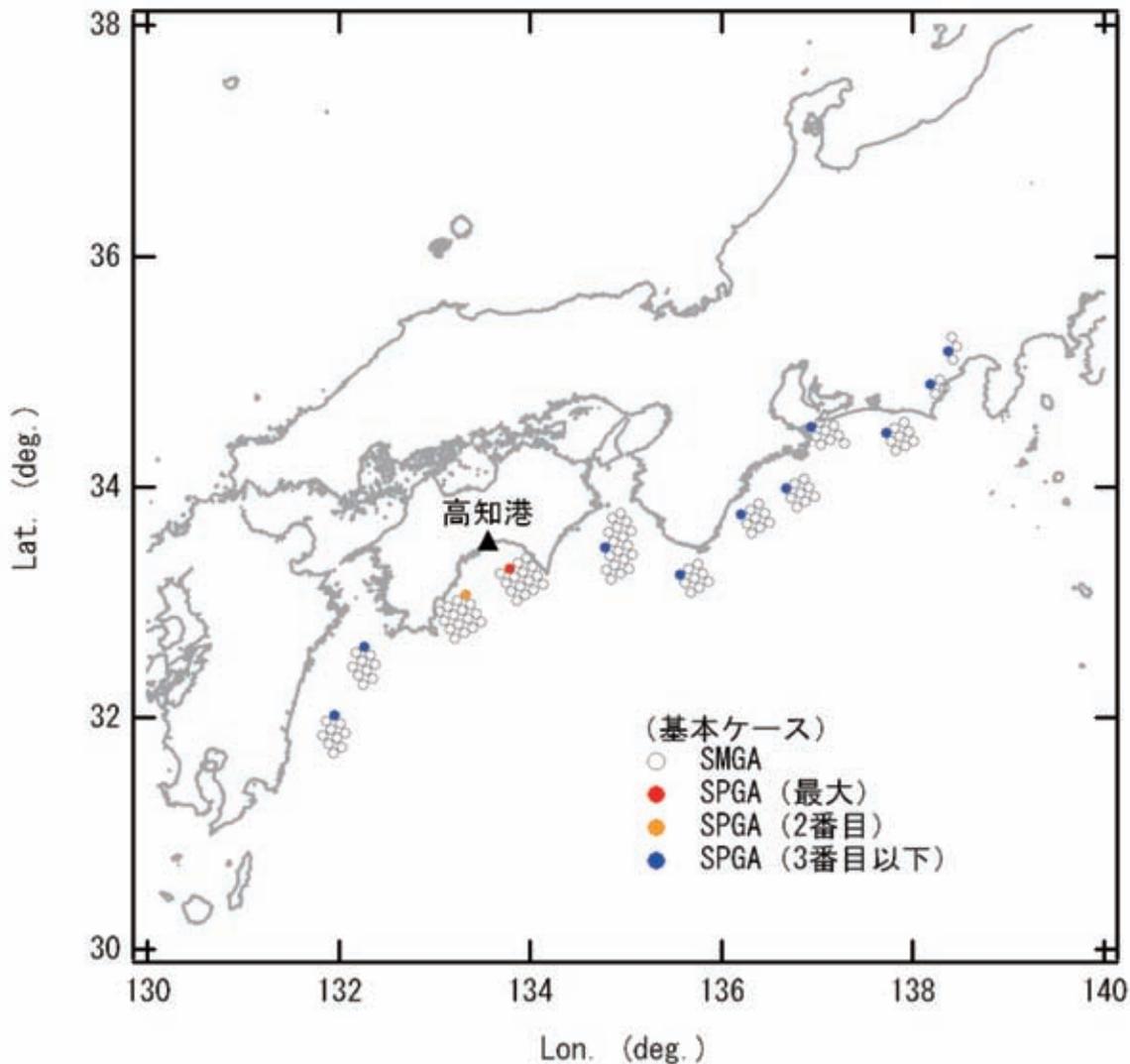


図-10 基本ケースの場合のSPGAの配置の一例(高知港に対して厳しい場合)

ここで、考えられるすべての配置に対して対象地点での地震動を厳密に計算することは、計算時間の観点から現実的でない。そこで、対象地点の地震基盤における地震動を近似的に計算し、その強さに応じて、地震動の順位付けを行うことを考える。このとき、地震動の順位付けはPSI値²⁶⁾の大小によって行うこととした。PSI値は岸壁の被害程度と良い対応を示す量であり、式(1)で定義される。ここに $v(t)$ は速度波形である。Parsevalの定理により、PSI値は速度フーリエスペクトルから計算することもできるので、このことを利用して、地震基盤におけるPSI値の近似計算^{26), 27)}を行う。この作業をすべてのSPGA配置に対して繰り返すことで、50%非超過、90%非超過等に対応するSPGA配置を求める。いったん、50%非超過、90%非超過等となるSPGA配置が求めれば、文献9)の方法により、サイト特性

$$PSI = \left(\int_0^{\infty} (v(t))^2 dt \right)^{0.5} \quad (1)$$

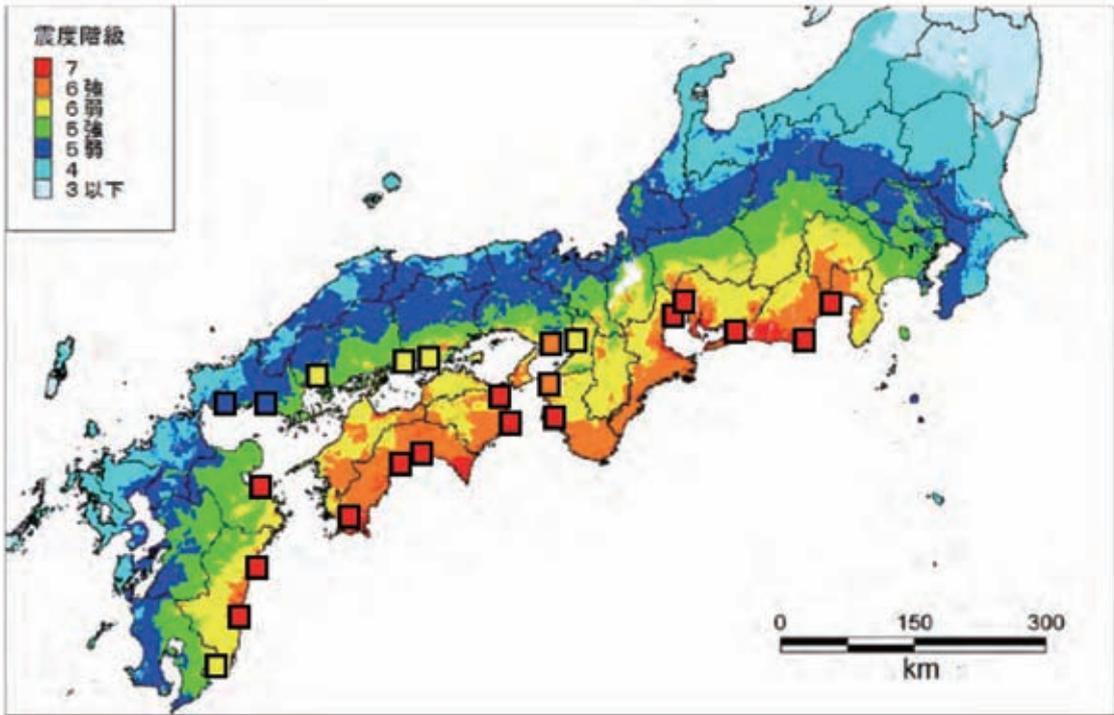
を考慮して対象地点での地震動を求めることができる。

文献26)、27)ではこの方法で、東海から九州にかけての16港湾18地点において地震動の計算を行い、計算結果の波形、スペクトル、PSI値などの特徴について整理を行っている。また、文献29)では、表層地盤の非線形挙動の影響を簡便な手法で評価し、50%非超過および90%非超過に対応する各地の震度を計算し、内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会」による予測震度³⁰⁾(強震波形4ケースと経験的手法の震度の最大値)との比較を行っている(図-11、図-12)。内閣府の予測震度は地点毎のサイト特性を詳細に反映したものではないため、個々の地点では、内閣府の予測震度とサイト特性を考慮して計算した地震動の震度は一致しないが、広域における震度の傾向は比較が可能である。そのような観点で比較を行うと、全体として、SPGAモデルによる50%非超過の地震動は南海トラフの巨大地震モデル検討会による予測震度と概ね調和的な震度となっている。また、90%非超過の地震動はそれよりはるかに大きい震度となっている。

国土強靱化

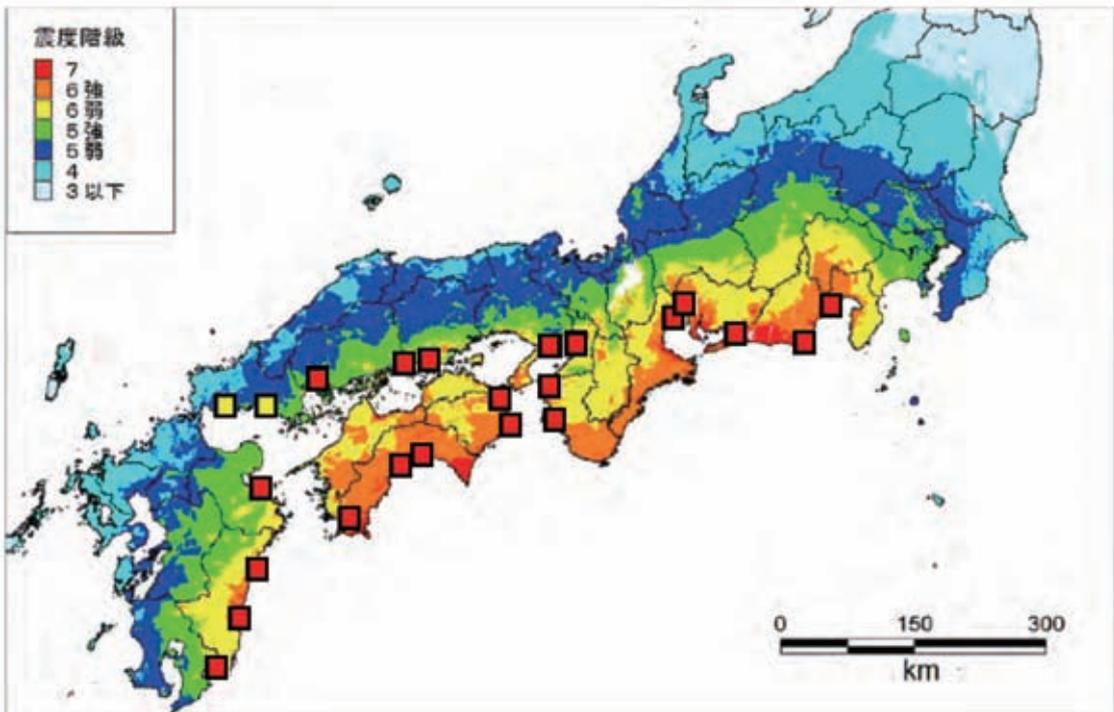
特集

～脆弱な地盤への対応～



コンター：内閣府震度（強震波形4ケースと経験的手法の震度の最大値）（地表面）
 ■■■■：SPGAモデル50%非超過（地表面）

図-11 南海トラフの巨大地震モデル検討会による予測震度³⁰)とSPGAモデル50%非超過の震度との比較



コンター：内閣府震度（強震波形4ケースと経験的手法の震度の最大値）（地表面）
 ■■■■：SPGAモデル90%非超過（地表面）

図-12 南海トラフの巨大地震モデル検討会による予測震度³⁰)とSPGAモデル90%非超過の震度との比較

内閣府による予測震度は、起こりうる地震動の上限を示すものではないが、国として備えるべき地震動のレベルを指し示す意味合いはあるものと考えられる。このように考えると、一般的な建造物の耐震検討に用いる地震動としては、50%非超過の地震動(すなわちMw9.0の地震動としては平均的な地震動)を用いることが妥当であると考えられる。

6.まとめ

以上、海溝型巨大地震における強震動パルスの生成と、それを再現するための震源モデルの考え方について述べてきた。本稿のまとめとして、SMGAモデルでは、工学上重要な0.2-1Hzの帯域の波形を正確には計算できないこと、その原因もはっきりしていることを指摘せざるを得ない。現時点では、SPGAモデルが、この帯域の強震動を精度良く計算できることが確認されている唯一の震源モデルである(本文に述べたように、本稿の主題とは直接関係がない疑似点震源モデルへの言及はここでは割愛させていただく)。従って、建造物の耐震検討に用いる入力地震動を策定するための震源モデルとしては、当面はSPGAモデルを活用していくことが必要である。このような観点から、著者らは、南海トラフ巨大地震へのSPGAモデルの適用について検討を行っている。SPGAモデルによる50%非超過の地震動(すなわちMw9.0の地震動としては平均的な地震動)は、南海トラフの巨大地震モデル検討会による予測震度と概ね調和的な震度となっていることから、一般的な建造物の耐震検討に用いる地震動として適切であると考えられる。

謝辞

本研究では(独)防災科学技術研究所のK-NET, KiK-net, 国土技術政策総合研究所地震防災研究室, JR, California Geological Surveyの強震記録を利用しました。心より御礼申し上げます。なおJRの波形はJR警報地震計(FDシリアル番号R-087)³¹⁾によります。

参考文献

- 1) Kinoshita, S.: Kyoshin Net(K-net), Seim. Res. Lett., Vol.69, 1998, pp.309-332.
- 2) Aoi, S., Obara, K., Hori, S., Kasahara, K. and Okada, Y.: New strong-motion observation network: KiK-net, Eos Trans. Am. Geophys. Union, Vol.81, 2000, p.329.
- 3) 野津 厚, 井合 進, 一井 康二, 沼田 淳紀: ケーソン式岸壁の変形に寄与する地震動の周波数成分, レベル2地震に対する土建造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト, 2000年, pp.311-318.
- 4) 境 有紀, 額 起, 神野 達夫: 建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案, 日本建築学会構造系論文集, No.555, 2002年, pp.85-91.

- 5) 野津 厚: 海溝型巨大地震による周期1-5秒の帯域の地震動の予測手法について, 日本地震学会講演予稿集, B12-04, 2010年.
- 6) 入倉 孝次郎: 阪神大震災を引き起こした強震動, 京都大学防災研究所年報, No.39A, 1996年, pp.229-245.
- 7) 釜江 克宏, 入倉 孝次郎: 1995年兵庫県南部地震の断層モデルと震源近傍における強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No.500, 1997年, pp.29-36.
- 8) Wald, D.J., Heaton, T.H. and Hudnut, K.W.: The slip history of the 1994 Northridge, California, earthquake determined from strong-motion, teleseismic, GPS, and leveling data, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.86, 1996, pp.S49-S70.
- 9) 野津 厚: 2011年東北地方太平洋沖地震を対象としたスーパーアスペリティモデルの提案, 日本地震工学会論文集, Vol.12, 2012年, pp.21-40.
- 10) 野津 厚, 山田 雅行, 長尾 毅, 入倉 孝次郎: 海溝型巨大地震における強震動パルスの生成とその生成域のスケーリング, 日本地震工学会論文集, Vol.12, 2012年, pp.209-228.
- 11) 秦 吉弥, 高橋 良和, 後藤 浩之, 野津 厚: スーパーアスペリティモデルと経験的サイト増幅・位相特性を考慮した2011年東北地方太平洋沖地震における岩切線路橋での地震動の評価, 構造工学論文集, Vol.59A, 2013年, pp.383-395.
- 12) 秦 吉弥, 高橋 良和, 後藤 浩之, 野津 厚: 余震観測記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震におけるゴム系支承の被災橋梁での地震動の評価, 日本地震工学会論文集, Vol.13, 2013年, pp.30-56.
- 13) 建設省土木研究所: 土木建造物における加速度強震記録(No.2), 土木研究所彙報, 第33号, 1978年.
- 14) 野津 厚, 菅野 高弘: 経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法ー内陸活断層地震および海溝型地震への適用性の検討ー, 港湾空港技術研究所資料, No.1120, 2006年.
- 15) 松島 信一, 川瀬 博: 海溝性地震におけるスーパーアスペリティモデルの提案, 月刊地球号外, No.55, 2006年, pp.98-102.
- 16) Mori, J. and Shimazaki, K.: High stress drops of short-period subevents from the 1968 Tokachi-oki earthquake as observed on strong-motion records, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.74, 1984, pp.1529-1544.
- 17) 佐藤 智美: 経験的グリーン関数法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震の震源モデループレート境界地震の短周期レベルに着目してー, 日本建築学会構造系論文集, No.675, 2012年, pp.695-704.
- 18) Asano, K. and lwata, T.: Source model for strong motion prediction in 0.1-10 Hz during the 2011 Tohoku earthquake, Earth Planets Space, Vol.64, 2012, pp.1111-1123.
- 19) 川辺 秀憲, 釜江 克宏: 2011年東北地方太平洋沖地震の震源のモデル化, 日本地震工学会論文集, Vol.13, 2013年, pp.75-87.
- 20) 壇 一男, 佐藤 俊明: 断層の非一様すべり破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, No.509, 1998年, pp.49-60.
- 21) 入倉 孝次郎, 香川 敬生, 関口 春子: 経験的グリーン関数を用いた強震動予測方法の改良, 日本地震学会講演予稿集, No.2, B25, 1997年.
- 22) Kurahashi, S. and Irikura, K.: Short-period source model of the 2011 Mw9.0 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Bull.

Seism. Soc. Am., Vol.103, 2013, pp.1373-1393.

- 23) 野津 厚: 強震動を対象とした海溝型巨大地震の震源モデルをより単純化する試みー疑似点震源モデルによる2011年東北地方太平洋沖地震の強震動シミュレーションー, 地震2, Vol.65, 2012年, pp.45-68.
- 24) 境 有紀, 神野 達夫, 瀧 一 起: 建物被害と人体感覚を考慮した震度算定方法の提案, 第11回日本地震工学シンポジウム, 2002年, pp.17-22.
- 25) 南海トラフの巨大地震モデル検討会: 南海トラフの巨大地震による震度分布・津波高について(第一次報告), 2012年, http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai_trough/1st_report.pdf.
- 26) 野津 厚: 南海トラフの地震(Mw9.0)を対象としたSPGAモデルによる強震動評価事例, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), 第69巻, 第4号, 2013年, pp.L_872-L_888.
- 27) 野津 厚, 若井 淳: 南海トラフの地震(Mw9.0)を対象とした強震動評価へのSPGAモデルの適用, 港湾空港技術研究所資料, No.1271, 2012年.
- 28) 野津 厚・井合 進: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 第28回関東支部技術研究発表会講演概要集, 土木学会関東支部, 2001年, pp.18-19.
- 29) 野津 厚, 若井 淳, 長坂 陽介: 表層地盤の非線形挙動を考慮した2011年東北地方太平洋沖地震の強震動シミュレーション, 港湾空港技術研究所資料, No.1284, 2014年.
- 30) 南海トラフの巨大地震モデル検討会: 南海トラフの巨大地震モデル検討会(第二次報告)強震断層モデル編, 2012年, http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report05.pdf.
- 31) 中村 豊, 上半 文昭, 井上 英司: 1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II), JR地震情報No.23d, (財)鉄道総合技術研究所レダス開発推進部.



三次元地盤情報解析技術の現状と展開

応用地質株式会社 データベース事業部 西山 昭一
 応用地質株式会社 中部支社 谷川 正志

1. はじめに

CIM(Construction Information Modeling / Managements)¹⁾は、公共事業の調査・設計・施工・維持・管理のライフサイクルにおいて、事業対象の実体に近い三次元形状と様々な属性データを一貫して保持し、情報共有・活用することで事業の効率化に有効とされる概念である。これを後押しする背景には、CALS/ECにおける電子調達制度の浸透、ICT(情報通信技術)の発展がある²⁾。

地盤分野でのCIMへの取り組みは始まったばかりであり、これから試行錯誤を繰り返し、進められて行くものと考えられる。このような発達過程において、地盤情報をCIMで扱えるデータとして提供を求められることが想像される。しかしながら、地盤情報をCIMに利用するためには、地質技術者の三次元地盤モデルへの知識と、モデルを構築する技術が必要となる。

このような観点から、地質技術者や関係するICT技術者に対して、CIMを念頭においた「三次元地盤情報解析技術」の役割と方向性を論じたい。

CIMは、三次元CADあるいはそれに類するシステムの利用を前提とする。まず、最近の三次元技術に関する技術的背景について、CIMに関係する技術動向を整理する。次に、三次元地盤情報の基本的な構造と実態についてまとめる。弊社においては、これまでに「三次元地盤情報解析技術」による業務実績があり、これらの経験から言える、技術導入の効果と問題点について述べる。

最後に、「三次元地盤情報解析技術」の展開と今後の展望について考え、このような技術的な変化に対して、我々技術者がどのように対応すべきかの私案を述べる。

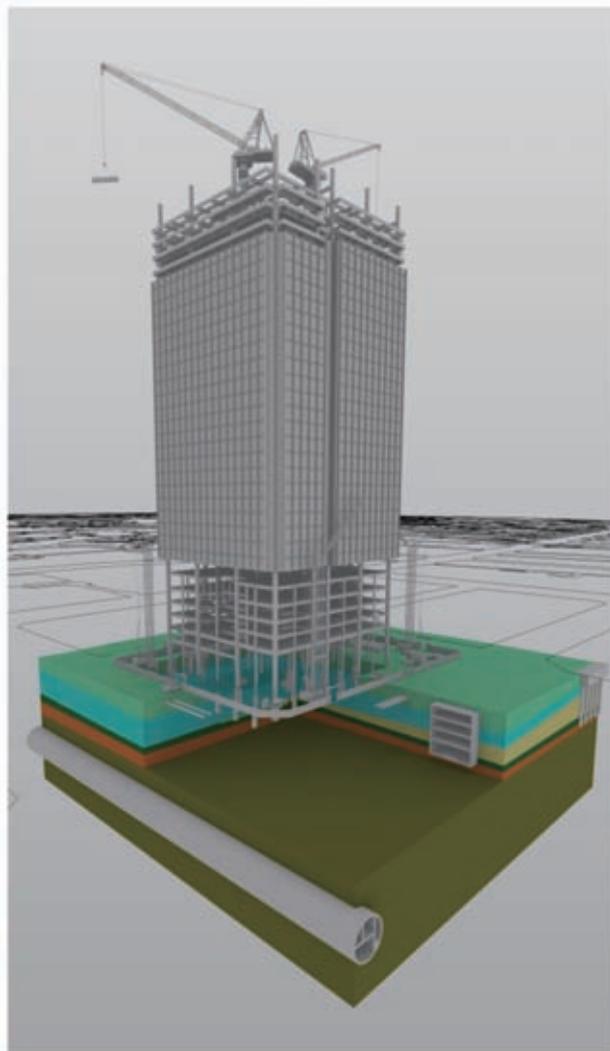


図-2.1.1 CIMモデルイメージ

2. 三次元技術に関する技術的背景

2.1 CIMの提起と規格化

建設CALS/ECは、公共事業における電子調達、地盤情報の品質保持に貢献している。一方でCIMを包括する概念として施行され、発展フェーズとして三次元地盤情報の利活用へと進むはずだったが、十分な成果までには至っていない。そこで、国交省は前述の概念をCIMとして再定義し、活発な検討を始めた²⁾。

現在、CIMで交換する国際的規格として着目されているのは、BIM(Building Information Modeling)における代表的なデータ交換形式であるIFC(Industry Foundation Classes)プロダクトモデル^{3),4)}がある。ところが、CIMは、複雑な地盤の構造や地形状況などに基づく構造物の設計が対象となるため、BIMの様な一律の規格化が難しい。

そのためIAI⁵⁾は、橋梁建設に対する「IFCブリッジ」を構築し、トンネル建設に対する「IFCトンネル」を開発した。しかし、地盤情報に関する規格化や構築・表現手法はこれからの課題⁶⁾と考えられている。CIMに至る経緯と様々な取り組みについての詳細は7)の参考文献URL⁷⁾を、IFCについては5)の参考文献URL⁵⁾を参照されたい。

2012年には直轄事業設計案件を対象にCIMが試行され、2013年からその対象が施工案件に広がっている。大手ゼネコンや建設コンサルではCIMを専門とする組織化、学会・協会では関連する検討会やセミナーが開催されるなど、関心が高まっている。

CIM対応事業は年々増加していくだろうと思われるが、これに対応するには専用ツールの導入や技術教育は欠かせない。一方、ICT環境の変化はこれらとは無関係に進化

していくものであり、その動向は注視しておく必要があると考える。

2.2 外部環境の変化

CIMの観点から我々をとりまく外部環境の変化について特筆すべき点は、ICTの高度化、可視化技術、情報共有技術、ビックデータなどが考えられる。いずれも、ICTの進化に基づくものであり、CIMの機能や性能の実現を容易にしている。これらの特徴について下記に示す。

2.2.1 ICTの高度化

ストレージの大容量化は目覚しく、ハードディスクの価格下落に苦い思いをした方は多いと思う。

ネットワークサービスが強化されたことによるユーザのメリットは、ストレージやソフトウェア投資の節約やモバイル環境の安定化などが考えられる。

CPUの集積率は頭打ちになったと言われていたが、コア数を増やし並列化することで、処理能力を分散して高速化を図る技術が台頭してきた。ムーアの法則は依然として続いているという見方がある。

三次元グラフィック環境の高速化に欠かせないGPU (Graphics Processing Unit) を科学処理計算に利用するGPGPUという並列処理技術では、今や大規模データ可視化やシミュレーションのリアルタイム処理が可能となっている(図-2.2.1)。並列処理における高速化のボトルネックは、データ転送速度と言われている。

2.2.2 可視化技術

可視化とは分かりやすさを求める表現手段の一つであり、複雑な構造の情報について、見えにくかったもの・見えなかったものが、その手法で見えてくることを期待して使う技術である。用語として“見える化”も同じ表現で使われる



図-2.2.1 GPGPUによる可視化事例⁹⁾

ことがあるが、これは学術的な用語ではなく、主に経営上の手法で使われる。

三次元可視化は、情報処理の結果をCGの活用で表現することが多い。CIMで利用する三次元CADは、基本機能として三次元可視化の機能を持ち、出来上がり状態をリアルタイムで確認しながらの作業が可能となる。

三次元的にわかり易い表現とする手段として、イラストレーションや漫画もあるが、それらとCGの違いは次のような点にあると考える。

- ①三次元空間内で自由かつリアルタイムに視点変更が可能
- ②何度も作り直しが効き、安価である
- ③結果が早くわかる
- ④表現に自由度がある
- ⑤プログラム化・モジュール化が可能でデータを変えて再利用ができる など

2.2.3 情報共有技術

情報共有技術は、他者に対しアカウントビリティを果たし、速やかな合意形成を図るものであり、同じものを見ることで説得力と理解度が増し、時間の浪費を防ぐことが可能である。一方で、費用対効果が低い場合や表現が不適切な場合は、無駄な費用を使うなどと誤解され逆効果になる恐れもある。

表示手段としては、TVモニターやプロジェクタを利用することが一般的であるが、VR (virtual reality)、AR (Augmented Reality) による表現もポピュラーとなった。例えば、没入感を追求するオーバーヘッドプロジェクタや、多方位画面とユーザの位置センサを利用したシステム(図-2.2.2)などはVRによる表現を活用している。

ARは現実の情報を背景にCGを合成する表現である。スマートフォンやタブレットPC上に、実空間を背景に推定した地盤情報を重ねる試みもあり、様々な分野で新しい表現に挑戦している。

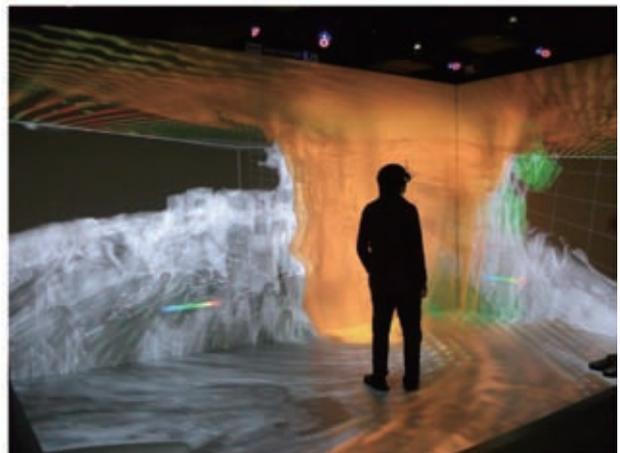


図-2.2.2 CAVEによる可視化と情報共有⁹⁾

クラウドはデータやソフトウェア自体を手元に置くことができなく、必要なソフトウェアの機能だけを使い、必要な情報を利用することができるシステムである。クラウドを活用するツールの登場によって、クラウドを運用するためのサーバビジネスが展開されている。CIMにおいてもクラウドを活用し情報共有するシステム¹⁰⁾が出現した。

2.2.4 ビックデータ

ビックデータとは、市販されているデータベース管理ツールや従来のアプリケーションで処理することが困難となる、巨大で複雑なデータ集合を指す。我々の分野における大容量データの代表格は、航空・地上レーザーで所得される、LPデータであろう。

例えば、100km²範囲における、「国土地理院基盤地図情報数値標高モデル5mメッシュ」の数は約321万点であり、その元となるレーザー反射点数(地表まで到達したGroundデータ)は、経験的に約1億点にも及ぶ。

また、様々な機関で公開されているボーリングデータ、土質試験データ、物理探査データ、全国の地盤メッシュデータなども、総合的・横断的に扱うビックデータの範疇になると考えられる。

3. 三次元地盤解析とは

三次元地盤解析の目的は、数値解析シミュレーション用の地盤モデル作成、地質構造を調べるための手段、プレゼンテーション、アカウントビリティ、成果品図面作成などと多様である。ここでは三次元地盤モデルの種類と材料、モデリングツールについてまとめる。

3.1 三次元地盤モデルの種類

三次元地盤モデルは“離散的情報”の空間補間処理によって構築するものであり、数学関数、統計的処理などの補間アルゴリズムにより作成する。アルゴリズムには最適化原理¹¹⁾やクリギングなど様々な種類があるが、地質事象毎に特定のアルゴリズムを適用するなどのルールは厳密に決められてはいない。

三次元地盤モデルとして扱いやすいモデルは、サーフェス(面モデル)である。サーフェスは三角ポリゴンを最少構成要素とするものや、関数で定義される自由曲面からなる(図-3.1.1)。

また、離散的な物性値を空間補間することにより、ボクセルモデルと言われる、立体格子状の三次元地質・物性モデルを作る試み¹²⁾もある(図-3.1.2)。

3.2 三次元地盤モデルの材料

材料の基本条件として、位置情報が明確であることが第一である。次に材料は、ラスタ・ベクタ等の形式でデジタル化されていなければならない。つまり、位置情報が結びついたデジタル情報が必須となる。

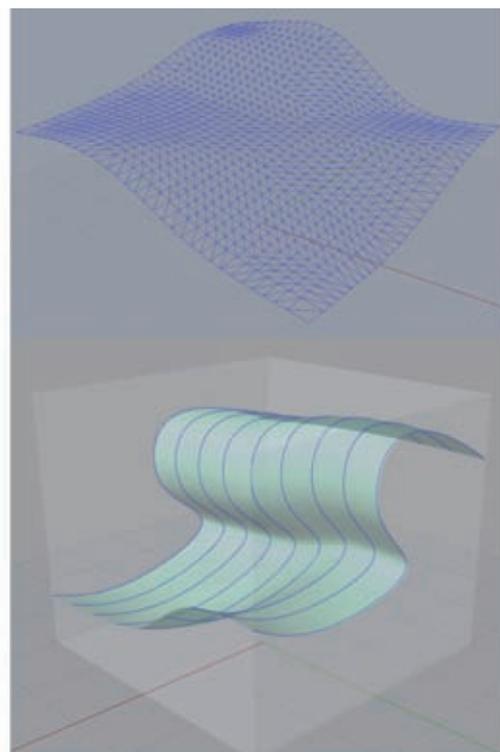


図-3.1.1 三角ポリゴンからなるサーフェス(上段)
NURBS関数で定義されるサーフェス(下段)

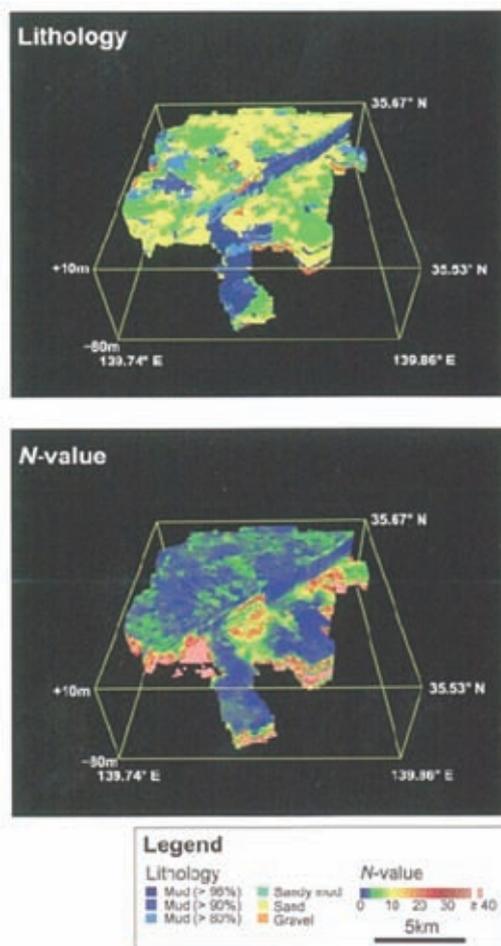


図-3.1.2 東京港湾地域の三次元地盤モデル¹²⁾

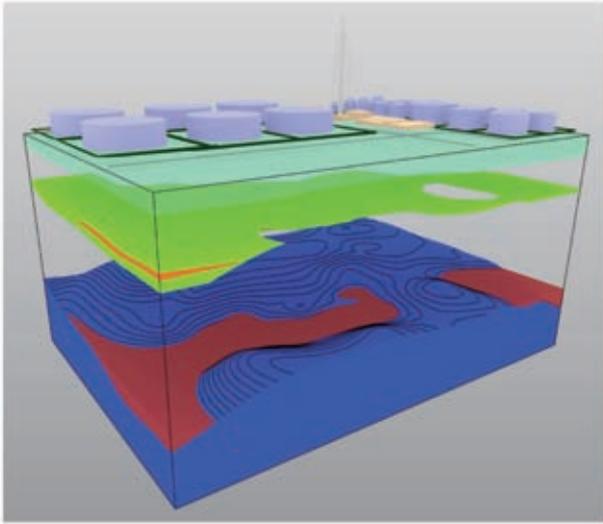


図-4.2.2 揺れ易さ評価に用いる地質モデルのイメージ

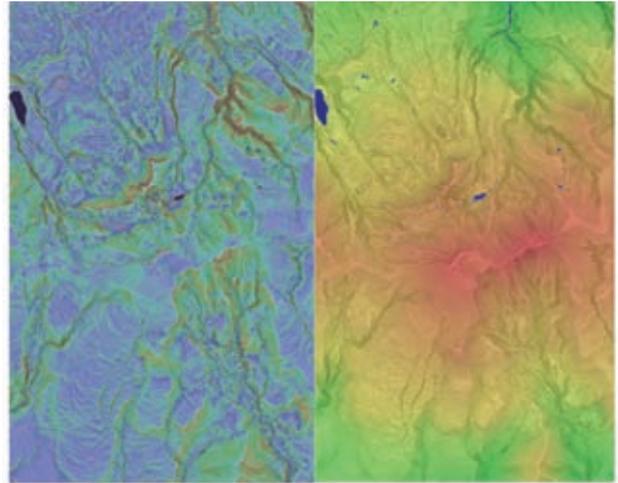


図-4.2.4 「国土地理院基盤地図情報数値標高モデル5mメッシュ」による栗駒山の“地形解析図”
(左:傾斜分布図 右:標高段彩図)

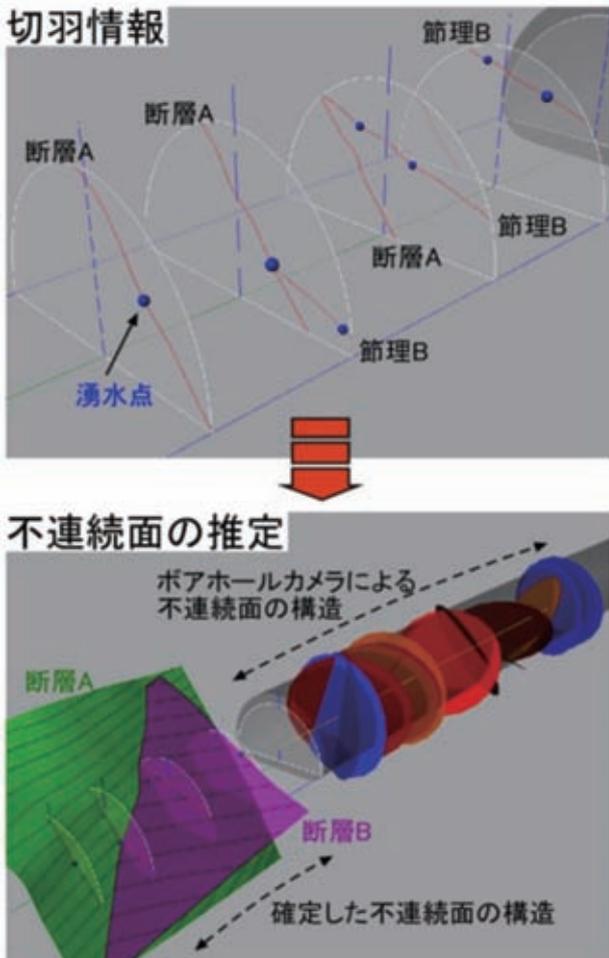


図-4.2.3 三次元地質構造解析のイメージ

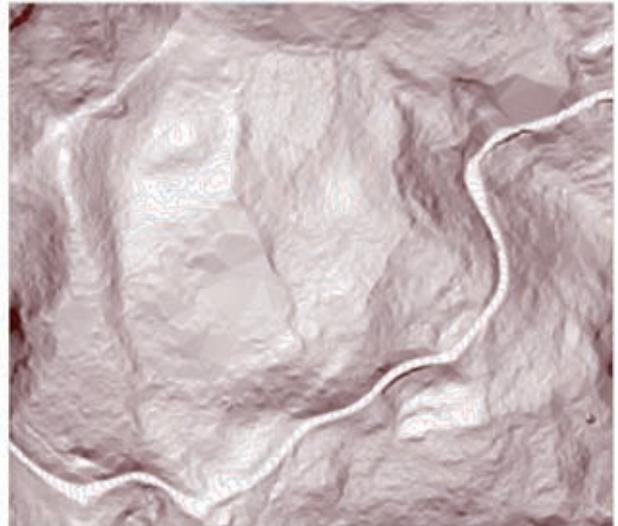
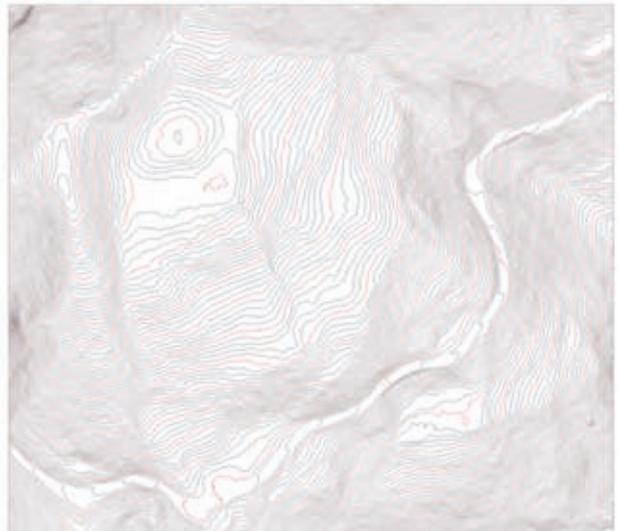


図-4.2.5 DEMデータによる地形情報の精細化例
(上段:電子納品の1mコンター図[赤5m,黒1m]
下段:25cm間隔[赤1m,黒0.25m])

4.2.4 地形解析による現地調査支援

LP測量の成果品がある場合は、DEMデータから地形量を求めることができる。地表地質踏査に先立ち、標高段彩図、傾斜分布図、開度図などの“地形解析図”を作成する(図-4.2.4)。

電子納品としてのCAD等高線図は、現場技術者の知りたい解像度の情報が不足する場合がある。特に、地すべり地のような緩傾斜地では、1mコンターでも地すべりの範囲や活動性を把握するための微地形判読が難しくなる場合がある。DEMデータでは、必要箇所の等高線を密に作成し、“地形解析図”と合わせることで、定量的に評価することが可能となる(図-4.2.5)。

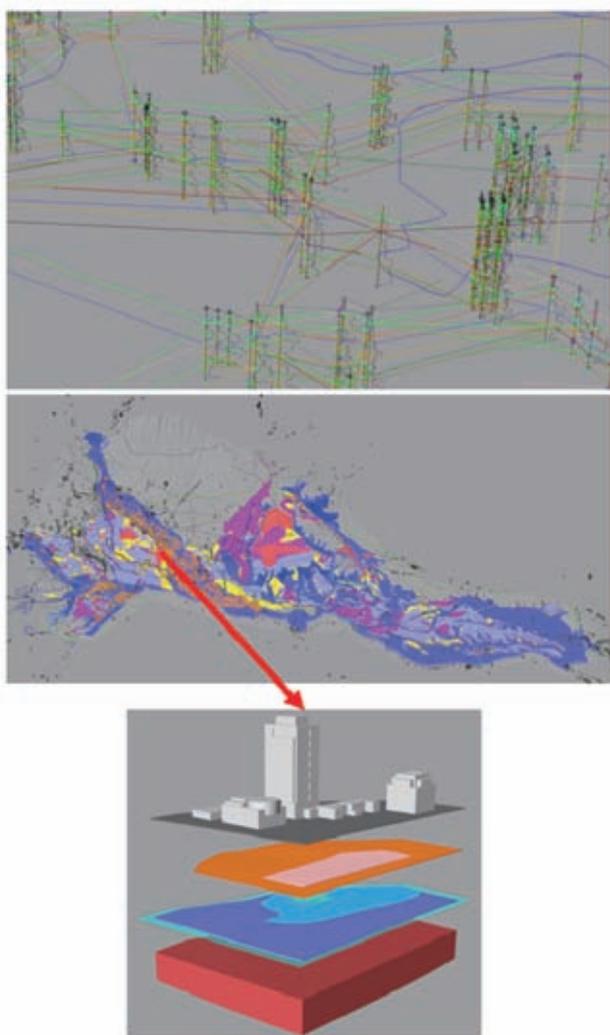


図-4.2.6 地中熱利用の地盤モデル構築例
(上段:柱状図データの対比作業
中段:地盤モデル(着色範囲の低地のみ)
下段:地盤モデルの抽出イメージ)

4.2.5 地盤データベース構築

具体事例の一つとして、地中熱利用システムの設計に必要な地質構成や地下水位の分布を概略把握する目的で、地盤モデル(地質・地下水モデル)を作成した。

地形・地質情報を収集整理し、ボーリング約6000本の対比作業を行い、これらをモデル化した(図-4.2.6)。作成したモデルは50mメッシュのデータとしてデータベースに格納し、任意箇所の推定土質区分・推定地下水位を取り出せるようにした¹⁵⁾。

4.3 業務実態から言えること

4.3.1 三次元導入の効果

地盤のモデリングに際して実際に運用しているワークフローを示す(図-4.3.1)。品質管理として、データのクロスチェック(図中の②)をフローに取り入れており、作業・データの流れと責任を明確にできる。

調査担当者と同じ画面を見ながらの共同作業を心がけており、これは、何よりも作業効率を向上させる。不適合箇所や地質解釈の疑問点について、実際にモデルと材料を重ねて担当技術者にみてもらうことで、即座に解決可能である。

モデルを作るためのデータは、使用するモデリングツール内で階層構造のレイヤで管理するので、トレーサビリティを確保できる。

成果品として大量の地質断面図を作る場合は、地質・構造物モデルから任意の位置で切り出し、成果図面としての体裁を整えるだけなので、三次元技術の本領が発揮できる場面と言える。

4.3.2 三次元地盤解析の問題

(1) ツールの問題

現時点においても、様々な三次元地盤解析のツールがあるが、モデルを作成するための手続きが多い、複雑なテーブル構造が理解し難い、高価である、安価であるがモデリングに限界がある、三次元空間での自由なモデリングができないなど、一長一短である。

特に、明日までにモデルを作らなければならないような技術者には、かなりハードルが高い解析方法である。全自動化を望む声もあるが、以下に示す問題を合わせて考えると、技術的に困難な側面がある。

(2) 日本の地盤の特殊性

我が国は狭隘かつ脆弱な国土であり、付加体地質や火山地質のように、複雑な構造の地盤が分布する。また、モデル化する際には、地盤沈下、地盤強度、斜面変動、人工改変、地下水位など、短中期的な時間変化も考慮しなければならない。

(3) 地質情報の精度と地質構造の解釈

大規模な地質調査では、少ない情報から徐々にモデル構築を行うために、地質情報の精度が大幅に変化する可能性がある。また、地すべり調査においても調査・観測の情報が多くなることによって地すべり形状に変更が必要となるため、どの段階の情報から三次元化するべきかの判断が難しい。

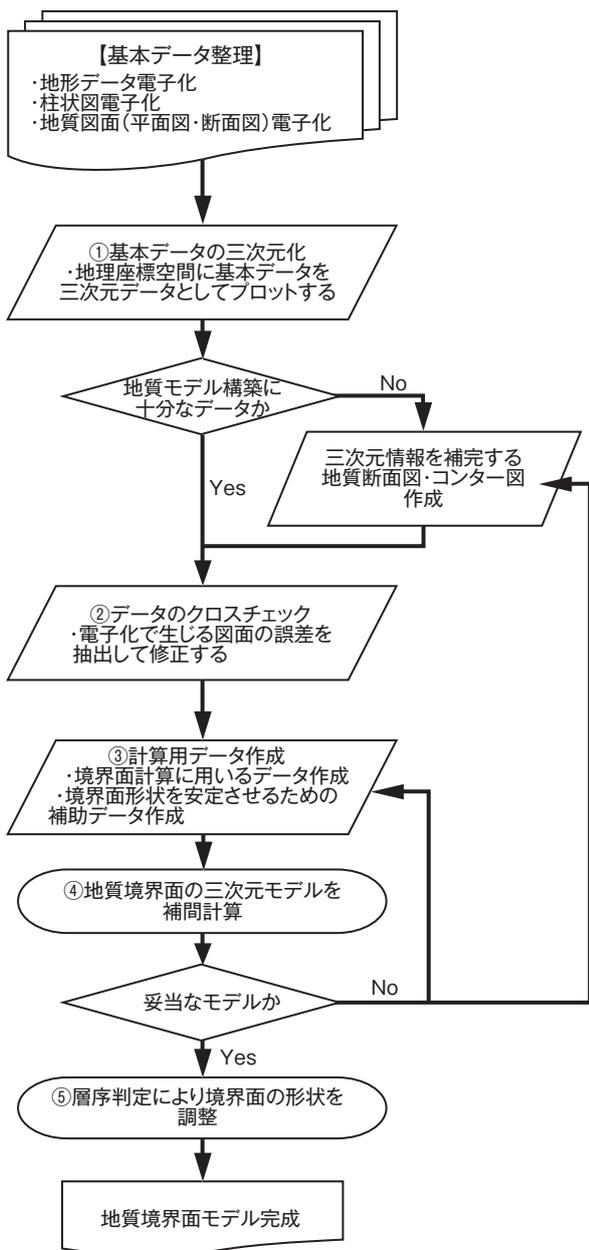


図-4.3.1 三次元地盤モデリングワークフロー

(4) モデルの評価

最も難解な点はモデルの妥当性評価である。入力データとの誤差を計算できるアルゴリズム¹¹⁾はあるが、地質学的な確からしさを計算する手法は現時点ではない。実態としては、地形形成過程・地質構造発達史・物理法則・地盤物性などを元に、モデルを演繹・帰納的に評価する専門的な地質技術者の視点が必要となる。

(5) 基本情報の質

材料となるボーリング柱状図は、位置情報の精度不足や出典不明データの扱いが問題となる¹⁷⁾。

地質モデル作成には、自社や他社の図面・電子納品図面・市販地盤図・文献資料などが利用されるが、大なり小なりデータ間の不整合が認められる。地質境界の位置が

断面毎に異なること(断面交点の不一致)が最も多く、地質区分や岩盤分類などの地盤の評価自体が異なる場合もある。

地質構造は、三次元的な観点で組み立てるものであるが、現実の地質調査結果を整合性チェックすることで、その精度に疑問を持つことは多い。

(6) 技術力の低下

一部の技術者の中には、ボーリングxmlさえあれば地盤モデルができると誤解されていることがある。

既往の柱状図は、多くの場合JACIC様式により記載されているが、観察者の記述的能力により差異がある場合も少なくない。

基礎となる情報を正確に作成することは、解析を行う上では最も重要な要素であり、この根底が崩れてしまえば、三次元地盤解析も「絵に描いた餅」となる可能性もある。

一方、ICTへの過信により、地質情報の誤入力が生じる場合もある。GPSに頼りすぎて露頭位置に数十mものズレが生じ、それに気づかずマッピングを進めたというお粗末な結果では、発展的技術からは遠ざかるばかりである。

5. 三次元地盤情報技術の展望と今後の展開

CIMでは三次元モデルに紐付けられる属性情報が重要である。ここでは、三次元地盤情報技術に必要な地盤情報とは何かを考えてみたい。

地盤情報には公表されずに死蔵・死滅していくものが多い。CALS/ECでは、電子納品における紙と電子データの二重納品は解消されず、検索・相互リンクもできないPDFファイルが納品されている実態がある。画像を元にするPDFは書類内の情報検索ができない。このような状況においては、電子納品を対象に特定の地質の物性を自由に検索・抽出し、横断的な統計をとることは困難な作業である。

ボーリングコアや土質資料は、経年変化によって保存状態が悪化し、保管期限を過ぎると廃棄されてしまうことから、記載を見直すためのコア観察が困難になることも多い。一方で、特殊なボーリング技術で採取される高品質コアからは、様々な地質情報を読み取ることが可能¹⁸⁾である。高品質コアでは、高解像度のコア写真や詳細な地質的記載が電子データとして引き継がれることにより、施工管理時に地盤を原因とした問題が生じた場合の原因究明や再解析などに大いに役立つものと考えられる。

情報が付加され新たな解釈が必要となる地盤情報のモデル化には、正確な情報に基づいた「簡易な再構築や更新」ができる仕組みが必要である。モデル構築の記録や、材料となる基本情報が簡単に遡れる状態にあれば、モデルの再構築と更新は容易かつ正確となる。保持されている地盤情報の精密度は、CIMによる設計や施工に有益となり、事業全体の費用対効果低減に貢献できるだろう。

一方、地盤情報の精密度のみでは、空間的な地質情報を解釈することは難しい。三次元地盤情報技術には、地質学的見地から、対象地域の地史的な成り立ちを理解し、地質構造的な特徴に基づいた工学的課題を考察する技術力も必要と考える。

つまり、三次元地盤情報技術において重要なことは、モデルを構築する「属性情報の質と、これを空間として考察する技術」であると考え。正確かつ高品質で有益な地盤情報を、如何に後世に残すかに注意を払うべきではないだろうか。

CIMにおいては、二次元地盤解析と比較すると、この「属性情報の質」が顕在化するものと考え。そのためには、地質踏査技術を基本とする地質学的知識の向上が必要不可欠であり、地質技術者が簡易に作成できる高精度な三次元モデリングツールの開発が急務であると考え。

東日本大震災以降、国民感情として、防災・減災への関心が高まり、「液状化」、「長周期地震動」などの専門用語が新聞紙上で大きく取り上げられている。大規模災害に対する脆弱さを露呈した国土地盤において、国土強靱化基本法の成立で、根本の地盤情報の量と質を向上させることは喫緊の課題であると考え。

貴重な国土情報でもある地盤情報を保護・維持・公開する法律整備も期待される昨今において、長期的に維持された三次元地盤情報は、国土保全に有用なものになり得ると期待する。

6. あとがき

本論を終わるにあたり、大変生意気な言い方ではあるが、ICT技術者と地質技術者への要望がある。

CIMに関与するICT技術者は、ツールの研究開発や解析の支援作業を担っていくであろう。この際に、ユーザに対して作業に苦痛を与えず作業負担を減らし、ツール利用者のハードルを下げる努力を心がけて欲しい。システム設計におけるメンタルモデルと概念モデルを、いかにすり合わせるかが腕の見せどころではないかと考える。ユーザが創造的思考や作業を生み出すための時間を作れるような、地質技術者に寄り添うものであってほしい。

地質技術者には、CIMへの展開を切っ掛けにCAD図化の基本を理解し、三次元の仕組みや情報技術の動向に更なる関心を持っていただきたい。時間は有限である。地質技術者自身がICTを戦略的に活用して積極的に効率化を目指すべきだろう。今まで以上に地質技術の知識を向上させて、情報の質を向上させるように日々努力をお願いしたい。若手地質技術者には、優れた観察力に基づく、定量的な地盤判定能力を一日でも早く身に付けてもらいたい。CIMへの展開は、地質技術者にとって、技術の原点回帰であり、地質技術がこれまで以上に社会貢献できる起点となると考える。

参考文献

- 1) CIM 技術検討会：平成24年度報告
- 2) 日経コンストラクション：pp.28-31, 2013.6.24
- 3) 矢吹 信喜, 三浦 憲二郎, 蒔苗 耕司：工業情報学の基礎, pp.125-135, 2011
- 4) 一般財団法人経済調査会, 建設ITガイド2013, pp.86-92, 2013
- 5) <http://www.building-smart.jp/>
- 6) 中田 文雄：CIMの現状と将来像について、日本情報地質学会シンポジウム2013 講演論文集, 41-47, 2013
- 7) http://www.cals.jacic.or.jp/CIM/index_CIM.htm
- 8) <http://www.prometech.co.jp/>
- 9) <http://www.idolab.sakura.ne.jp/IDOLAB/caveken/cave-meetings.html>
- 10) <http://www.ctc-g.co.jp/>
- 11) 塩野 清治, 能美 洋介, 升本 真二, 坂本 正徳：Horizon2000 等式・不等式制約条件や傾斜データを活用した地層面推定プログラムの改良, 情報地質 12(4), 229-249, 2001, 日本情報地質学会
- 12) 石原 与四郎, 宮崎 友紀, 江藤 雅佳子, 福岡詩織, 木村克己：東京港湾地域のボーリング情報を用いた浅層3次元地質・地盤モデル, 地質学雑誌 119(8), 554-566, 2013, 日本地質学会
- 13) 和田 弘, 原 弘, 小川 卓司：3次元地質解析システムの提案第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp148-152, 2000, 土木学会
- 14) 西山 昭一, 小川 卓司, 原 弘：地盤技術者のための3次元地質モデル構築とその利用, 応用地質技術年報, No22, 2002
- 15) <http://www.pref.gunma.jp/07/b0100043.html>
- 16) <http://fgd.gsi.go.jp/download/>
- 17) 工藤 里絵, 西山 昭一, 和田 弘, 水野 敏実：地盤情報DBの活用事例～三次元地盤モデリングへの適用～, 情報地質 19(2), 98-99, 2008-06-05, 日本情報地質学会
- 18) 独立行政法人土木研究所ほか：すべり層のサンプリングと認定に関する研究 共同研究報告書 2013