

Topics

【セミナー開催報告】

- 企業防災セミナー2011
～事業継続のために必要なこと～
- プラントの保全・災害対策セミナー
～危険を予測し、未然に防ぐ 安全・安心・事業継続のために～

【プログラム紹介】

- 地震時の家具の挙動解析プログラムのアップデート
- 津波波高・遡上計算プログラム 津波シミュレーター

【解析事例紹介】

- 累積損傷度理論に基づいたフィルダムの揺すり込み沈下量の評価～検討例紹介～

Technical Reports

- 余部橋梁の架け替え工事（横移動・旋回）に関する解析
- 単径間吊橋に速度依存性を有する粘性ダンパーを設置した耐震補強例
- Bridge Condition Assessment based on Vibration Responses of Passenger Vehicle
- 地盤情報データと常時微動観測結果を活用した地盤構造の推定に関する研究—地盤構造が複雑な地点での常時微動観測の適用—
- 3次元個別要素法を用いた落石作用を受ける敷砂の衝撃伝達挙動の解析



東日本大震災と解析技術

榊構造計画研究所
執行役員 防災・環境部長
大波 正行

3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は、マグニチュード9.0と気象庁の観測史上最大規模の地震でした。この地震では、宮城県北部での震度7をはじめ、岩手、宮城、福島、茨城、栃木、群馬、埼玉、千葉の各県でも震度6弱から6強を観測するなど、これまでに無く広範囲で大きな揺れを観測しました。また、青森県から千葉県に及ぶ東北地方から関東地方の太平洋沿岸部では、大津波が発生し、各地に甚大な損害をもたらしています。

被害の規模は、4月12日時点のデータで、死者1万3000人以上、行方不明者1万4500人以上、6万7000以上の建物が全半壊となっており、阪神・淡路大震災を大幅に上回る戦後最大の災害となっています。

この大震災で亡くなられた方々のご冥福をお祈りするとともに、被災された皆様、ならびにそのご家族の皆様へ心からお見舞い申し上げます。また、一刻も早い復旧・復興を切に願っております。

私どもは、既設の各種構造物の耐震診断および新設構造物の耐震設計に係わる分野で、地震動の評価から地盤や構造物の静的・動的解析等の数値解析技術をベースとしたコンサルティングサービス、および広域での地震被害予測や各種施設のリスク診断等のサービスの提供を行ってきました。しかしながら、今般の大震災の状況を鑑みると、個々の解析技術、評価技術のさらなる向上と広域での防災・減災に関連する技術との融合を図って行くことの必要性を痛感しております。

これからも、数値解析技術とソフトウェアの開発技術とを融合し、よりスピーディで合理的なコンサルティングサービスの提供はもちろんですが、広域での防災・減災に関連する技術との融合を心掛けて行きたいと考えております。

何卒、今後とも皆様の温かいご支援を賜りますようお願い申し上げます。

解析雑誌 Vol.26 2011.9

巻頭言 東日本大震災と解析技術 執行役員 防災・環境部長 大波 正行 02

Topic 1 セミナー開催報告 1

- 企業防災セミナー2011 04
～事業継続のために必要なこと～

Topic 2 セミナー開催報告 2

- プラントの保全・災害対策セミナー2011 06
～危険を予測し、未然に防ぐ 安全・安心・事業継続のために～

Topic 3 プログラム紹介

- 地震時の家具の挙動解析プログラムのアップデート 08

Topic 4 プログラム紹介

- 津波波高、遡上計算プログラム 津波シミュレーター 10

Topic 5 解析事例紹介

- 累積損傷度理論に基づいたフィルダムの揺すり込み沈下量の評価 12
-

Technical Report 1

- 余部橋梁の架け替え工事（横移動・旋回）に関する解析 14
川上 誠、平野 一誠、吉武 謙二、若原 敏俊

Technical Report 2

- 単径間吊橋に速度依存性を有する粘性ダンパーを設置した耐震補強例 22
後藤 僚一、渡辺 一彦、為広 尚起

Technical Report 3

- Bridge Condition Assessment based on Vibration Responses of Passenger Vehicle 28
Ayaho Miyamoto, Akito Yabe

Technical Report 4

- 地盤情報データと常時微動観測結果を活用した地盤構造の推定に関する研究 38
—地盤構造が複雑な地点での常時微動観測の適用—
落合 努、栗山 利男、荏本 孝久、山本 俊雄

Technical Report 5

- 3次元個別要素法を用いた落石作用を受ける敷砂の衝撃伝達挙動の解析 40
渡辺 高志、榎谷 浩、油谷 勇佑、佐藤 彰
-

Editor's Note

- News ウェブサイト「解析ポータル」をリニューアル 63
- From Editors

Topic1 セミナー開催報告1

「企業防災セミナー2011 ～事業継続のために必要なこと～」を大阪と名古屋で開催 ～ 災害リスクへの事前・事後対応に関する最新的话题を紹介 ～

「企業防災セミナー2011～事業継続のために必要なこと～」と題したセミナーを6月9日(木)、10日(金)、および7月14日(木)に大阪・名古屋の2会場にて開催しました。3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、企業においても甚大な被害が報告され、様々な潜在リスクの可能性が明らかとなりました。このような不測の災害が発生し業務が中断した場合、企業はできる限り短期間で重要な業務を再開させ、業務中断による顧客の流出、マーケットシェアや企業評価の低下を防ぐ必要があります。東北地方太平洋沖地震で特徴的な被害を生じさせた津波や長周期地震動のシミュレーション事例、災害状況下での最適な人員や物資配送計画、および耐震強度の把握方法と耐震改修事例など、災害リスクへの事前・事後対応に関する最新的话题をご紹介します。

■ 講演プログラム

第一部

● 災害対策を考える際に押さえておくべきポイント

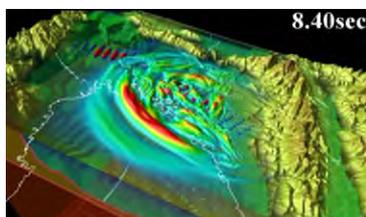
講師：村地由子（防災ソリューション部 災害リスクマネジメント室技術担当）

- ・日本を取り巻く地震・津波などの災害リスク環境
- ・サプライチェーンやバックアップサイト対策の考え方

● 災害に対する脆弱ポイントを知る

講師：坪田正紀（防災ソリューション部 災害リスクマネジメント室室長）

- ・リスクの定量評価による戦略的リスクマネジメントの紹介
- ・企業の脆弱ポイントの分析事例
- ・津波や長周期地震動による被害シミュレーション事例の紹介



大阪平野の地震動伝播解析例
(上町断層を震源に想定)



長周期地震動による被害予測例
(本成果は、東京工業大学翠川研究室との共同研究によるものです)

第二部

● 変化する災害状況下で最適な人員、物資配置計画を立てる

講師：矢野夏子（オペレーションズ・リサーチ部 ORビジネスリンク室室長）

- ・複雑な状況下で人員配置を最適化する事例の紹介
- ・災害状況に応じた物資配送計画への応用事例の紹介

● 施設の耐震対策を検討する

講師：中村仁（建築構造営業室室長）

- ・耐震診断と補強の必要性
- ・耐震性能（耐震強度）の把握方法と耐震改修事例の紹介

● 施設の年間エネルギー消費量を把握する

講師：浪田裕之（防災・環境部 地圏環境室室長）

- ・省エネ法改正や電力不足のための、消費エネルギー予測事例の紹介
- ・施設のエネルギーマネジメント事例の紹介



セミナー風景

自然災害 + KKE

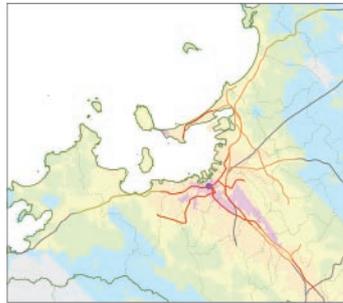


災害リスクマネジメントソリューションは、施設の新規計画、リロケーション、BCP 策定等を効率的にサポートするものです。多様な自然災害を一覧で比較できるほか、地震 PML も同時に評価可能です。専門知識を分かり易く図表で解説し、意思決定プロセスを円滑に進めるお手伝いをします。

- 災害シナリオの特定と共有
- 地震保険契約の検討
- 施設の耐震性の第三者評価
- トータルコストの削減

災害リスクマネジメントソリューション

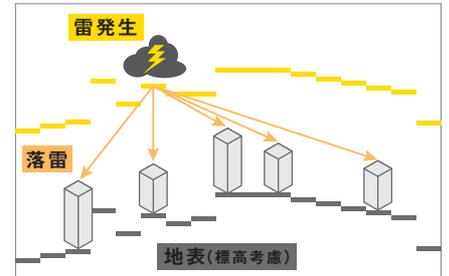
周辺で発生する可能性のある震源と、発生した場合の地域・建物・収容物の揺れ・被害程度を評価します。交通等ライフラインについても、情報をご提供します。



予想連休日数	震度
30日以上	震度7
15~30日	震度6強
5~15日	震度6弱
3~5日	震度5強
1~3日	震度5弱
1日以下	震度1~4
なし	

震度分布・公共交通の被害予測例

過去の落雷状況を分析し、モンテカルロシミュレーションにより対象施設の直撃雷・誘導雷・瞬時電圧低下の可能性を検討します。



より強固な

防災対策・事業継続計画 (BCP)

への発展をサポートします。

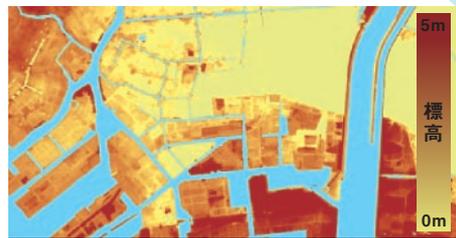
地震

落雷

浸水

台風

想定シナリオ名	地震規模	今後30年の発生確率	再現期間(年)	分析結果	分析結果			
					本社	A支社	B支社	C支社
想定東海地震	8.0	87.31	20	想定震度	6+	6-	6+	6+
				建物被害	軽微	軽微	小破	軽微
				復旧日数	0-1	0-1	2-5	1-5
				電気	0-1	0-1	0-1	0-1
				ガス	0-0	0-0	0-0	0-0
大正型関東地震	7.9	0.15	20,000	想定震度	6-	6-	6+	6+
				建物被害	中破	中破	大破	中破
				復旧日数	2-10	2-10	10-60	10-40
				電気	2-3	2-3	3-4	3-4
				ガス	40-60	50-70	50-70	50-70
内水氾濫	---	10.0	約300	想定浸水深	無し	1.0-2.0m	0.0-0.5m	
				復旧日数			---	---
				電気				
				ガス			1-5	0.5-1
				水道				
台風シナリオ99パーセントイル	---	26%	100	想定最大風速	28.7cm/s	30.6cm/s	29.4cm/s	38.3cm/s
				復旧日数	ほぼ無し	0-1	ほぼ無し	0.5-1
				電気				
				ガス	0.5-1.0	0-0.5	0-0.5	0-0.5
				水道				
落雷シナリオ誘導雷	---	---	100	年間発生確率	90年	40年	160年	220年
				復旧日数	0-7	2-10	0-5	0-7
				電気				
				ガス	0.5-1.0	0-0.5	0-0.5	0-0.5
				水道				



周辺地盤の標高との比較例



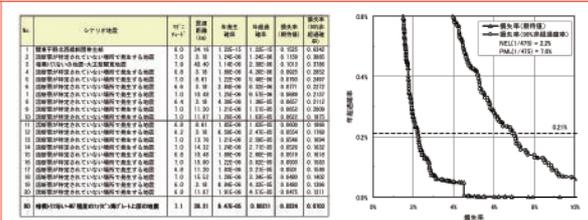
過去の台風経路の表示例

河川・内水氾濫・高潮・津波によるリスクを分析します。

過去の台風記録を分析。施設の台風被害の可能性のほか、交通等ライフラインについても、情報をご提供します。

地震 PML 評価 (予想最大損失率)

不動産売買・証券化や、データセンターのファシリティスタンダードとして活用されています。既存や計画中の施設の地震 PML のほか、複数建物群を対象としたポートフォリオ地震 PML も評価可能です。



英文でのレポート作成も承ります。ご予算・目的に合わせて、評価方法・内容をご提案させていただきます。お気軽にお申し付けください。

Topic2 セミナー開催報告2

「プラントの保全・災害対策セミナー2011」を東京で開催

～ 危険を予測し、未然に防ぐ 安全・安心・事業継続のために ～

「プラントの保全・災害対策セミナー2011 ～ 危険を予測し、未然に防ぐ 安全・安心・事業継続のために ～」と題したセミナーを8月30日（火）に東京で開催しました。このたびの東北地方太平洋沖地震のような不測の災害が発生し業務が中断した場合、企業はできる限り短期間で重要な業務を再開させ、業務中断による顧客の流出、マーケットシェアや企業評価の低下を防ぐ必要があります。また、大規模災害のみならず、設備の老朽化、構造上の障害などの想定外の事象が思わぬ事故や損害を発生させる危険をはらんでいます。

本セミナーでは、「構造解析技術」「計測技術」「データマイニング技術」を応用してそれらの危険を顕在化させ、事前に回避する最新技術についてご紹介しました。

■ 講演プログラム

第一部

●事前に異常を検知し、変状を予測する

講師：鈴木由宇（耐震技術部 構造保全技術室）

・計測はしているが分析も活用もしていないデータ。それらはデータマイニング技術により設備の異常や変状を事前に告げてくれる有用なデータになるかも知れません。その目的に最適な計測方法や必要精度・計測間隔などを予め検討してから計測していれば、さらに有用になるはずです。弊社でのセンシングデータによる異常検知、変状予測事例の紹介です。

●損傷原因を究明し、対策を講じる

講師：矢部明人（耐震技術部 構造保全技術室室長）

・発生した設備の不具合や損傷状態には、なぜそんなことが起きたのか一見ただけでは不可解なものが少なくありません。再発防止のためには、そのような現象のプロセスを数値解析でトレースすることが重要です。弊社での設備の損傷の原因究明事例の紹介です。

第二部

●施設を大規模地震から守る

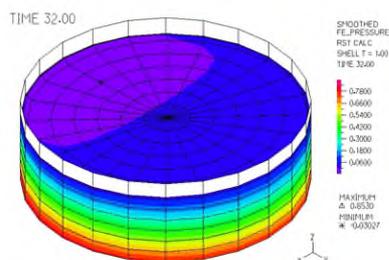
講師：渡辺一彦（耐震技術部 技術担当）

・施設本体が地震力のほか、津波による波力、液状化・側方流動による地盤沈下、付近の火災による放熱、爆風などを被る際の詳細な検討までは一般的には実施されていません。弊社における施設の大規模災害時解析事例の紹介です。

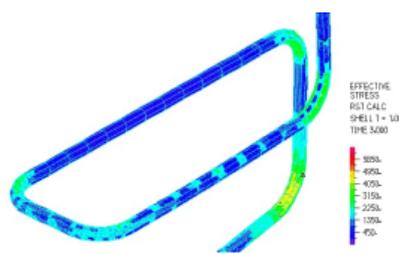
●設備を大規模地震から守る

講師：楊克儉（耐震技術部 施設耐震室技術担当）

・耐震性能が確認済みの建物であっても、建物内の設備機械、サーバラック、倉庫に積み重ねられた商品、天井クレーンや配管、天井や外壁などの非構造部材などに思わぬ被害が発生することがあります。弊社での設備の大規模災害時解析事例の紹介です。



タンクのスロッシング解析例



配管の応力度評価例



セミナー風景

機器・配管の耐震検討支援

はじめに

2011/3/11に発生した東北地方太平洋沖地震により機器・配管が設置された建物に大きな揺れが生じ、機器や配管に落下等の被害が生じた事例を踏まえ、機器・配管が設置された建物の地震時の応答性状を把握し、被害状況の再現および今後被害が出ないようにするための予防策の立案の必要性が高まっています。

検討方法のフロー

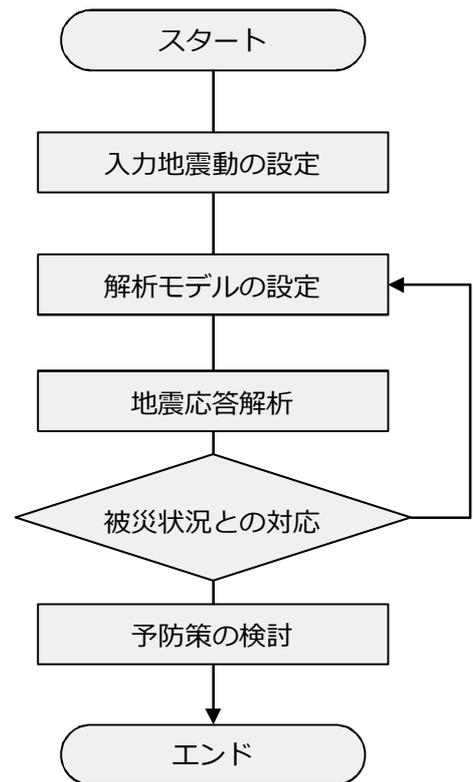
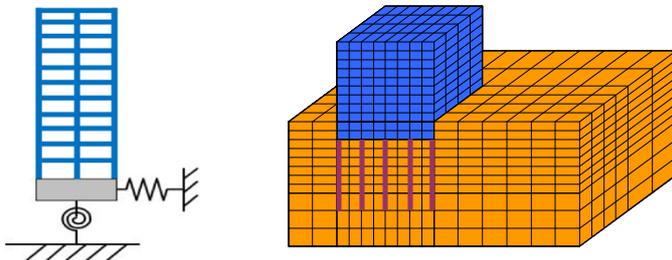
機器・配管が設置された建物の地震時の応答性状を把握するための検討フローを示します。

検討用入力地震動の作成

2011/3/11に発生した東北地方太平洋沖地震の機器・配管が設置された建物の建設地近傍における観測記録（防災科学技術研究所より公開されている地震動波形（k-NET））等を採用します。

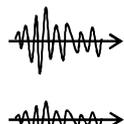
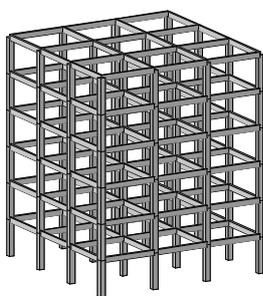
解析モデルの設定

目的に応じた解析モデル、解析条件を設定します。

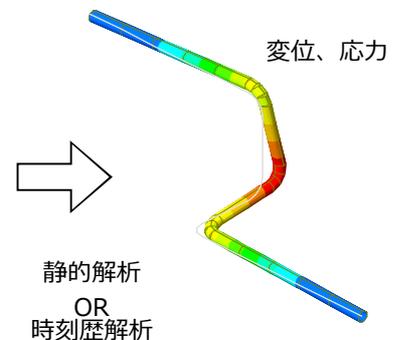
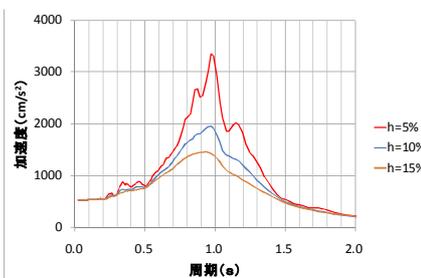


被災状況との対応

床応答加速度や層間変形や平面的な相対変形から被災状況との対応を確認します。機器・配管に掛かる力を検討し、機器・配管本体あるいはその支持部材の応答性状を把握します。



加速度時刻歴
OR
応答スペクトル



予防策の検討

建物の振動を抑える補強案や機器・配管の支持部材の補強案の提案を行います。



Topic3 プログラム紹介

地震時の家具の挙動解析プログラムのアップデート

(株)構造計画研究所
防災ソリューション部 正月俊行

耐震性能が確認済みの建物であっても屋内の家具や什器などに思わぬ被害が発生することがあります。構造計画研究所では、地震時の家具・什器等の挙動を解析するプログラムを開発し、本プログラムを用いた各種コンサルティングを承っております。

1. はじめに

地震時の家具・什器の挙動解析を効率よく行なうためのツールの作成、および、計算プログラムの改造を行ないました。今回のアップデートにより、従来よりも短時間で家具・什器の挙動解析を行なうことが可能になりました。

2. プリ・ポストプログラムによる作業効率の改善

分かりやすいインターフェースを持ったプリプログラムを用いることにより、パラメータが多く、複雑だった入力ファイルの作成が簡単にできるようになりました。プリプログラムは、以下のような特徴を持っています。

- モデルの配置や拡大・縮小等を3Dプレビューで確認しながら作業が可能
- 安定なバネ・ダンパ係数の自動設定等、各種パラメータの入力支援機能
- obj形式や3ds形式、dxf形式、DirectX形式等の主要な3次元モデル形式の読み込みをサポートしており、市販のCADソフトや3DCGソフトからのインポートが可能

ポストプログラムを用いれば、計算結果を即座にアニメーションで確認することが出来ます。avi形式での動画保存や連番の画像ファイルを出力する機能を備えています。

3. 計算スピードの向上

計算ソルバーは、無駄な処理を省くことで計算速度が向上しました。特に、単純なモデルの場合、従来の数倍の速度向上が得られる場合があります。

プリプログラムで
入力ファイル作成

計算

ポストプログラムで
計算結果の動画作成

RESP-D

RESP SERIES
Program Package for Seismic Study of Building

制震補強向け機能追加
Version UP

時刻歴応答解析による設計を支援する統合構造計算プログラム

プログラム概要

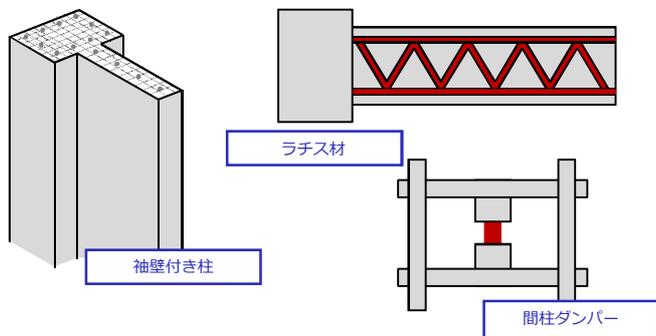
現在、一般建築だけでなく、超高層・免震構造などの設計においても、解析条件・結果の整合性、あるいは設計作業の時間短縮・高効率化が厳しく求められています。専門性が高い解析プログラムを複数組み合わせる従来の作業方法では、将来に不安を持たれているのではないのでしょうか。

RESP-Dは、今後の時刻歴応答解析による設計の核となるべく開発されたプログラムです。建物データ（建物形状・荷重・部材断面）の入力・許容応力度設計から、プッシュオーバー解析・質点系振動解析・立体振動解析・地震アニメーション作成までをカバーする統合構造計算プログラムです。

既存建物の制振補強向け機能の強化

この度、これまでRESPシリーズが取り組んできた超高層建築・免震建築・制振構造向けの機能に加えて、既存建物の制振補強向けの機能を拡充いたしました。

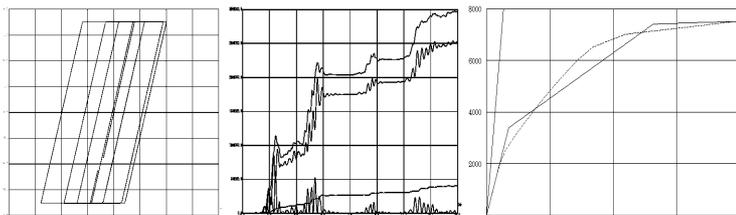
鉄骨ラチス梁・格子梁を内蔵するSRC部材、柱に取りつく袖壁の剛性耐力評価、柱梁のせん断耐力、間柱型ダンパー（履歴型・粘性型）、層を飛び越えるブレースダンパー（履歴・オイル）など、これまでの構造計算プログラムがうまく扱えなかった改修設計・制振補強に関わる技術要素を扱うことができます。



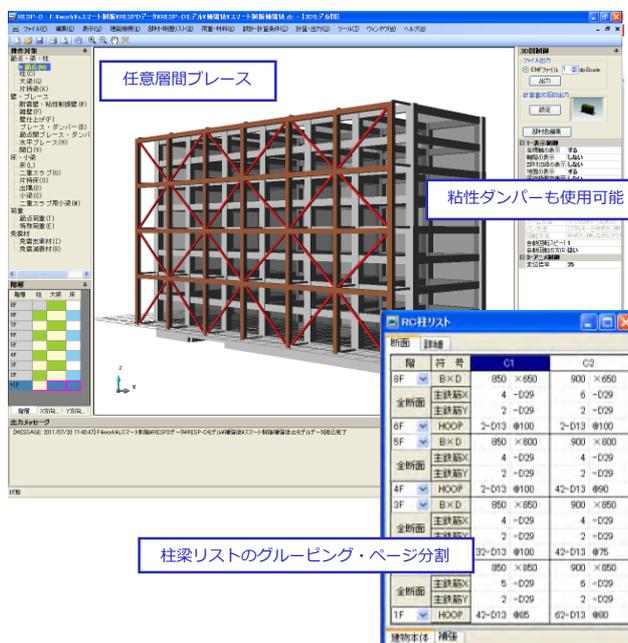
補強建物のモデル化

解析結果出力機能の強化

立体振動解析結果の出力機能を強化しました。応答時刻歴、部材履歴、エネルギー履歴を始め、最大応力図や最大塑性率図の図化機能を搭載しています。また、質点系モデル化は画面上で対話的に行うことが可能です。



モデル作成画面



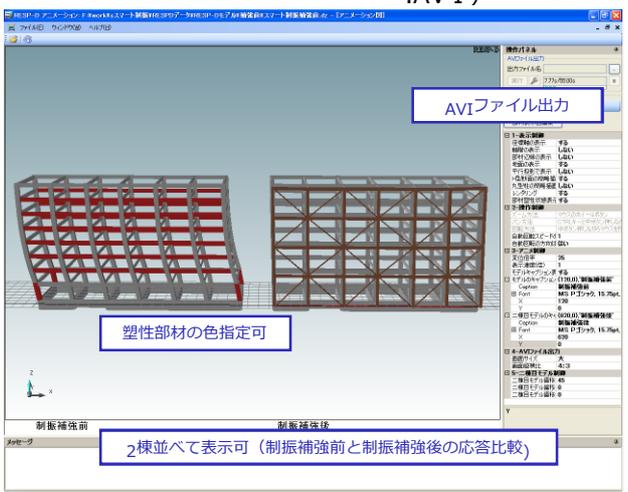
アウトフレーム制振補強の立体解析例

構造計算書作成

- 告示等で定められた書式による構造計算書出力
- 断面検定比図は数値ごとに色分け表示

アニメーション作成

- 2棟まで同時表示ができ、応答比較が可能
- アニメーションを動画ファイル（.AVI）に出力可能



その他の特徴

- コンクリートボリューム・鉄骨トンの計算機能
- カスタマイズ
(有償によるRESP-Dへの独自工法・独自設計法の組込み)



Topic4 プログラム紹介

津波波高、遡上計算プログラム 津波シミュレーター

(株)構造計画研究所
防災・環境部 安重 晃

地震発生頻度の高い日本は、周囲を海洋に囲まれており、津波発生確率も高い状況にあります。東北地方太平洋沖地震により津波の甚大な被害が生じました。また、今後発生すると予想される、東海・東南海・南海地震でも津波の発生が予想されており、海岸付近での防災対策が必要です。

構造計画研究所では、従来から蓄積してきました流体問題の解析技術を基に、作成した津波の波高や遡上の計算プログラム「津波シミュレーター」を提供しています。また、シミュレーターを利用したコンサルティングも承っております。

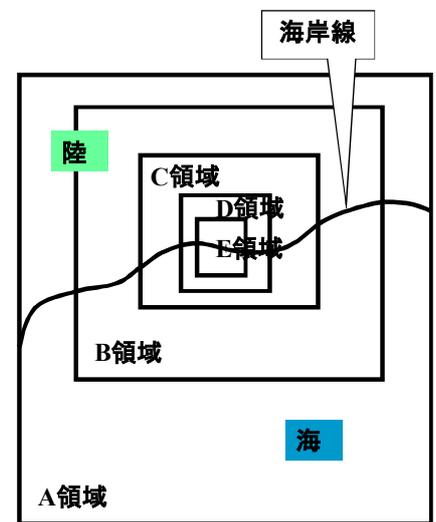
特徴

<データ作成>

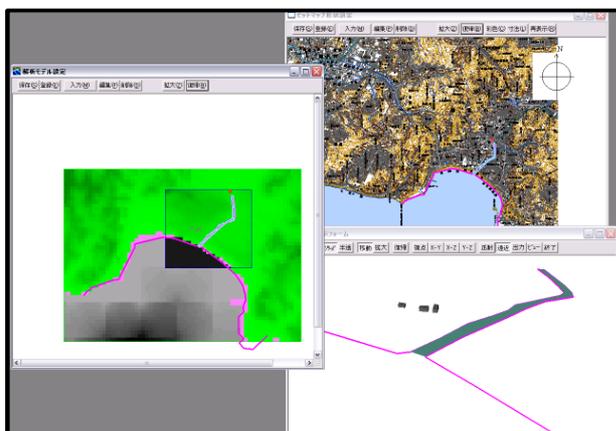
- 多重メッシュによる解析領域の設定
- 海上保安庁の 500mメッシュ水深データ、国土地理院の 50mメッシュ標高データに対応
- 地図（ビットマップ形式）を基にした建物、地形の追加および修正
- 初期波高の設定
 - ・ 断層パラメータ
 - ・ 任意位置での水位（一定または時刻歴）
 - ・ 任意位置での流量（一定または時刻歴）

<結果出力>

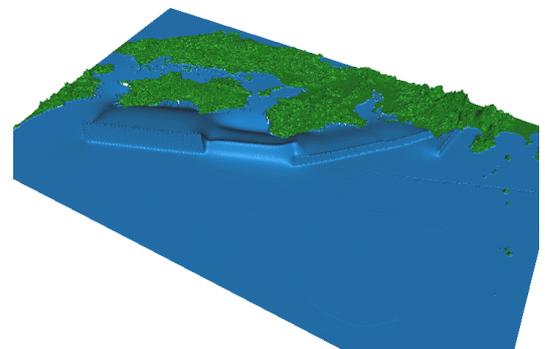
- 最大波高、流速（コンタ、俯瞰）
- 時刻毎の水位（コンタ、俯瞰、アニメーション）
- 時刻毎の流速（ベクトル、俯瞰）



多重メッシュによる解析領域



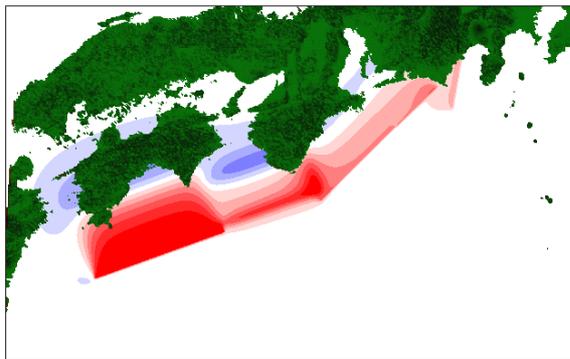
遡上計算領域のデータ



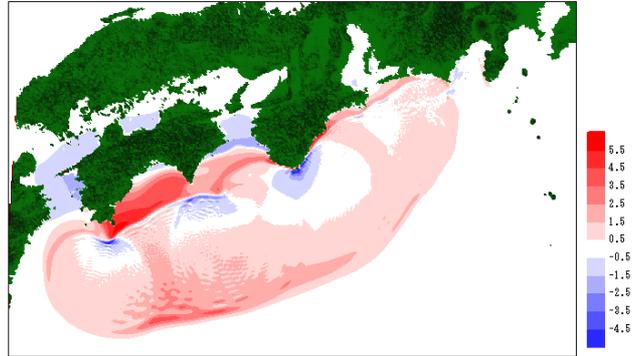
初期波高の設定
(断層パラメータ)

評価事例

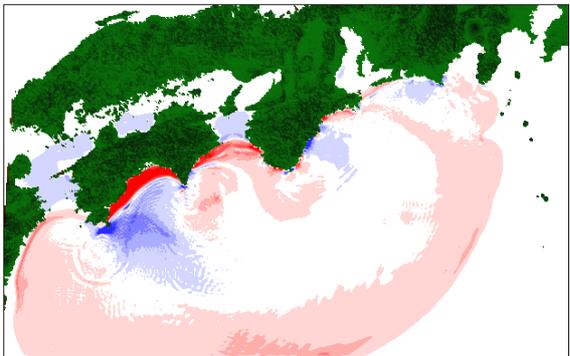
東海・東南海・南海地震3連動を想定した津波解析評価事例を示します。



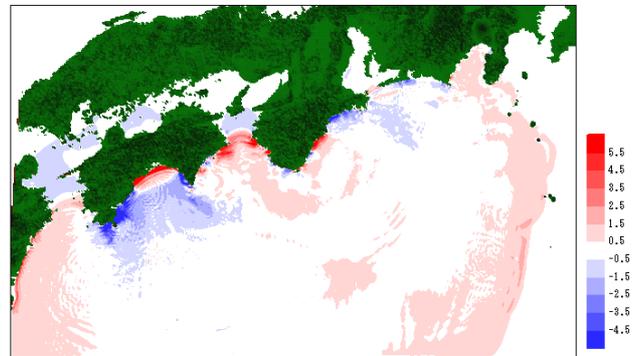
初期波高



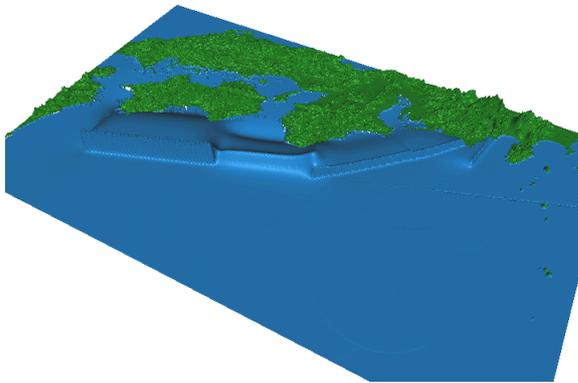
10分後の状況



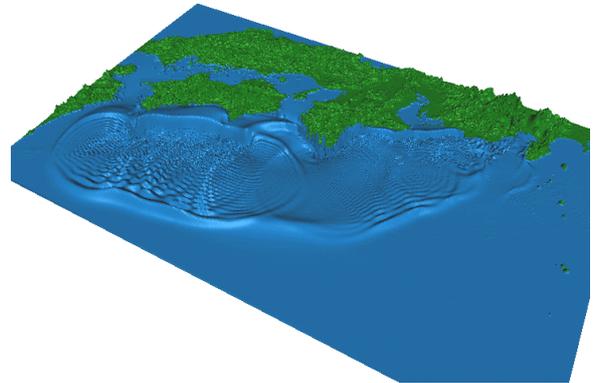
20分後の状況



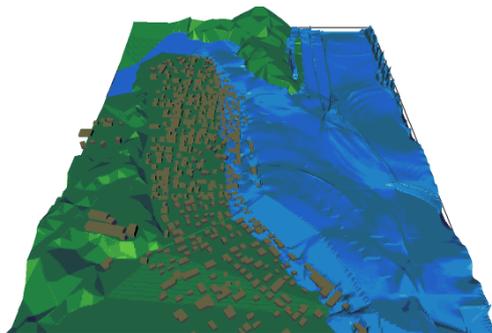
30分後の状況



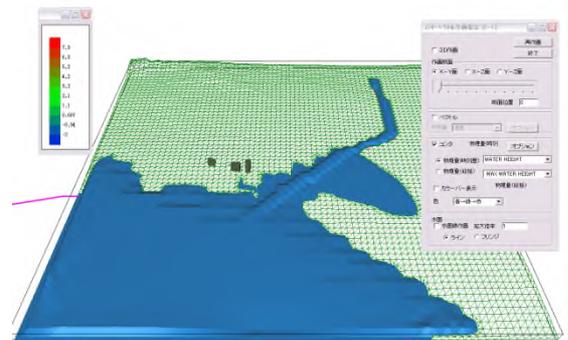
初期波高 (3D表示)



10分後の状況 (3D表示)



遡上計算例 (3D表示)



遡上計算例 (俯瞰表示)

Topic5 事例紹介

累積損傷度理論に基づいたフィルダムの揺すり込み沈下量の評価

～検討例紹介～

(株)構造計画研究所

防災・環境部 山口 裕美子

構造計画研究所では、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）（2005年3月、国土交通省河川局）」の施行以降、フィルダムの耐震性能評価に関する解析コンサルティングおよびプログラムの開発を実施してきております。同指針では、フィルダムの耐震性能をすべり変形量をもとに評価することを基本としています。しかし近年、地震時においてすべりを伴わない大きな沈下の発生が確認されており、地震時における揺すり込み沈下に対する検討の必要性が高まってきております。前号では、従来のすべり変形量に基づくフィルダムの耐震性能を評価する方法とともに、近年研究が進められている、累積損傷度理論に基づいた揺すり込み沈下の評価方法についてご紹介いたしました。本稿では、前号で紹介した累積損傷度理論に基づいた揺すり込み沈下量の評価方法について具体例をご紹介します。

■揺すり込み沈下の評価方法

揺すり込み沈下量を累積損傷度理論に基づき算定する手法を紹介します。本手法は、地震による永久変位が繰返しせん断応力の作用により発生する塑性体積ひずみに起因する変位も含むという考え方に基づいています。以下に評価手順を示します。

①初期応力解析（築堤解析、浸透流解析および湛水解析）と地震応答解析を実施し、堤体の各要素の繰返しせん断応力を算出します（ここまでは、従来のすべり変形量の評価と同じです）。

②累積損傷度理論を適用してひずみを算定するにあたり、堤体材料の非排水繰返し強度（繰返し

せん断応力比 SRd ※と繰返し载荷回数 Nc との関係) をモデル化します。

※ SRd ：地震時せん断応力と常時平均圧密有効応力 σ'_{mc} の比

③①の解析より繰返しせん断応力比 SRd の時刻歴を算定し、これを「パルス」として整理します。

④このパルスの時刻歴と②による動的強度試験結果を用いてひずみの時刻歴 $\epsilon^+(t)$ を求めます。ここで、ある時刻で算定されるひずみは、その時刻のパルスの大きさだけでなく、過去に受けたパルスにより生じた累積損傷度が考慮されたものとなっています。

⑤④で求めたひずみの時刻歴に基づき、次式を用い見かけ上の剛性 $G_d(t)$ を算定することにより、

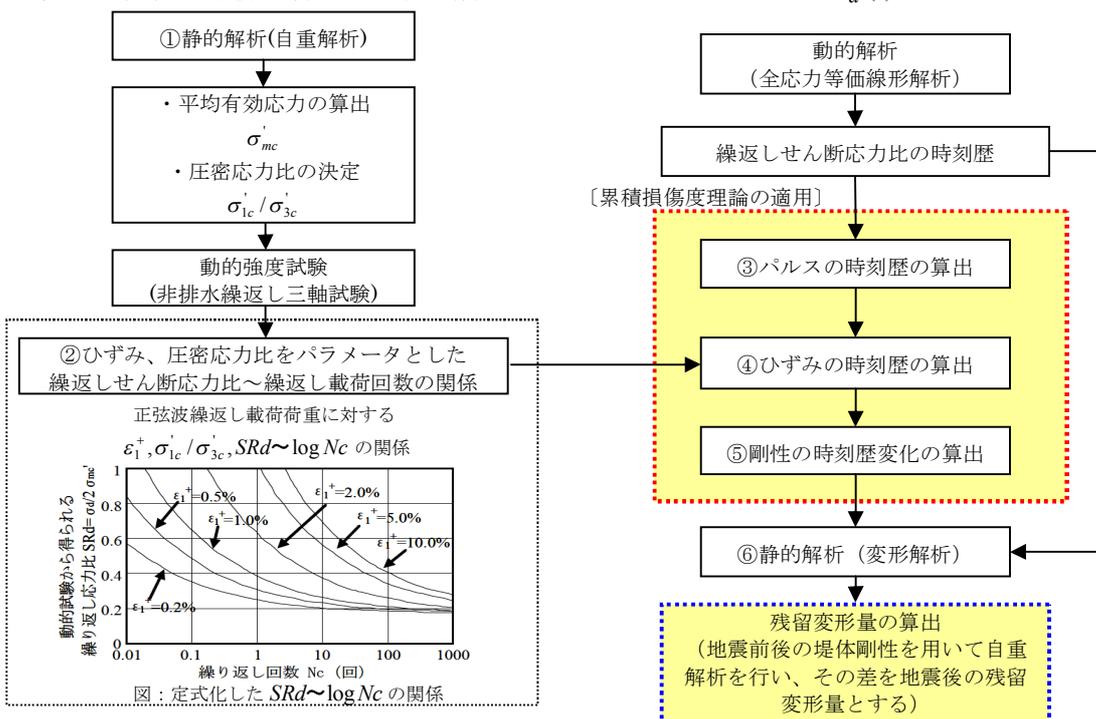


図 1 揺すり込み沈下の評価フロー

最終時刻における剛性 G_1

$$G_d(t) = \frac{\sigma'_{mc} \cdot SRd(t)}{(1+\nu) \cdot \varepsilon^+(t)}$$

を求めます。

⑥地震前後の剛性 (G_0, G_1) を用いて自重解析を行い、両者の差を地震後の残留変形量として求めます。この残留変形量を、揺すり込み沈下に相当するものとして、従来方法によるすべり変形量と併せてフィルダムの耐震性能を評価します。

■ 検討例

フィルダムを想定した二次元 FEM モデルを作成し (図 2)、初期剛性を用いた静的解析と等価線形化法による地震応答解析を実施しました。図 3 に静的解析の変形図を示します。初期剛性を用いた静的解析では堤体天端で鉛直方向に 1.65[m] の沈下する結果が得られました。

次に、地震応答解析の結果を用いて繰返しせん断応力比 SRd の時刻歴を算出し、図 1 のフローにしたがって剛性の時刻歴変化を求めました。図 4 に計算過程の一例を示します。解析終了時の剛性を低減剛性とし、堤体部の要素それぞれについて低減剛性を求めました。図 5 に剛性低下率の分布図を示します。

求めた低減剛性を用いて再度静的解析を実施すると、堤体天端の沈下量は 3.63[m] となりました (図 6)。これと先に求めた初期剛性による沈下量との差 (3.63[m] - 1.65[m]) より、揺すり込みによる沈下量は 1.98[m] であると求めることができます。

弊社では、主に自社所有のプログラムをベースに、新たな手法を組み込んだプログラムの開発、それを用いた解析コンサルティング業務に力を入れて取り組んでおります。本稿では、その一例として揺すり込み沈下量を算定するプログラムの開発について紹介させていただきました。このような指針の改定をにらんだ新たな解析手法の開発、プログラム化、解析コンサルティング等、さまざまなニーズに対しお応えすることができますので、お手伝いさせていただければ幸いです。

参考文献

- 1): 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)・同解説、国土交通省河川局、2005.3.
- 2): フィルダムの累積損傷に伴う変形予測手法、島本和仁、山口喜一、佐藤弘行、安田成夫、佐野孝之、ダム技術、No.244、2007.1

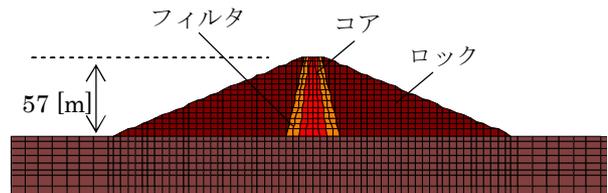


図 2 解析モデル (堤体部拡大)

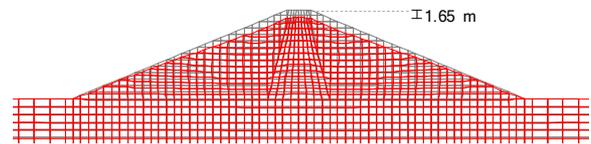


図 3 変形図 (初期剛性)

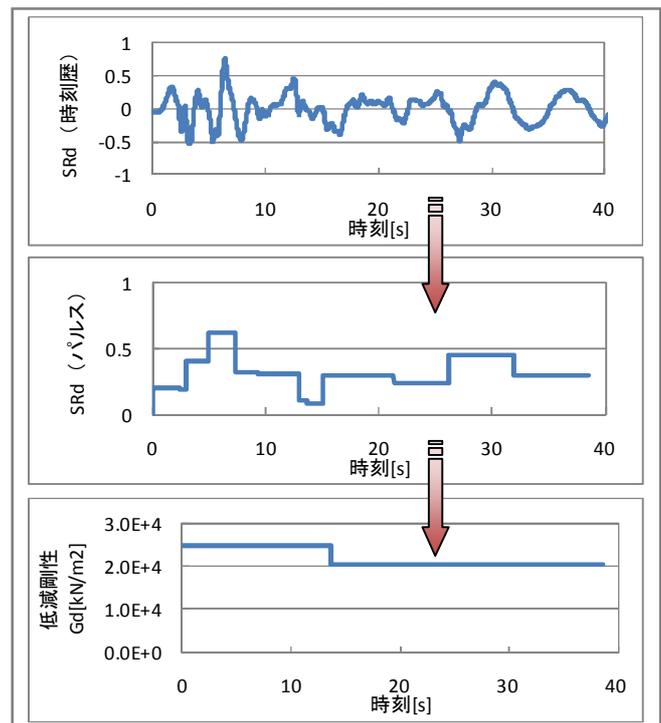


図 4 低減剛性算出過程

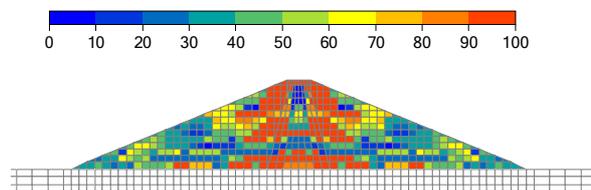


図 5 剛性低下率の分布

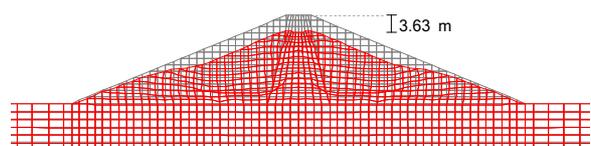


図 6 変形図 (低減剛性)

余部橋梁の架け替え工事(横移動・旋回)に関する解析

川上 誠¹⁾・平野一誠¹⁾・吉武謙二²⁾・若原敏裕²⁾

1) 株式会社構造計画研究所 耐震技術部

2) 清水建設株式会社 技術研究所

1. はじめに

山陰本線の余部鉄橋¹⁾(写真 1)は明治45年に建設され、建設当時、東洋一の橋長・橋高を有するトレススル式鉄橋であった。長年の潮風による腐食劣化および強風時における頻繁な列車遅延・運休という課題をかかえていたため、安全輸送の確保と現実的な維持管理の観点から、コンクリート形式の新橋梁に架け替えられた(2010年8月12日に開通)。本報告は鉄橋から新橋梁への架け替え工事²⁾に先がけて行われた有限要素法解析について記す。なお、解析にはADINAプログラム³⁾を適用した。



写 1 余部鉄橋(左側が図1のA1橋台側)

新橋梁は橋長310mの5径間PC箱桁エクストラドローズド橋である。架け替え工事では、図1に示すように、海側の既設鉄橋に隣接して新橋梁を山側に構築し(①)、鉄橋撤去後に新橋梁のA1橋台側(写真1の左側)から93m長さの独立桁部分(S字型橋桁)を海側に4m横移動(②)した後、さらにP1橋脚を回転中心として約5度旋回(③)し、最後にA1側およびP1側張出部をそれぞれの延長線に結合する、という施工方法が採用された。

このS字型橋桁(総重量=3,820ton、A1橋台反力=490ton、P1橋脚反力=3,330ton)を移動・旋回する過程が解析の対象となった。すなわち、滑り摩擦面の状態、橋桁の縦断線形が横移動・旋回時の滑り挙動に及ぼす影響、旋回挙動時の回転軸の必要性などを把握するために有限要素法解析を行った。さらに別途実施された1/10スケールモデル実験も踏まえ実橋桁の横移動・旋回施工が実施された。その力学的諸条件については、第2節(解析モデル)に記す。

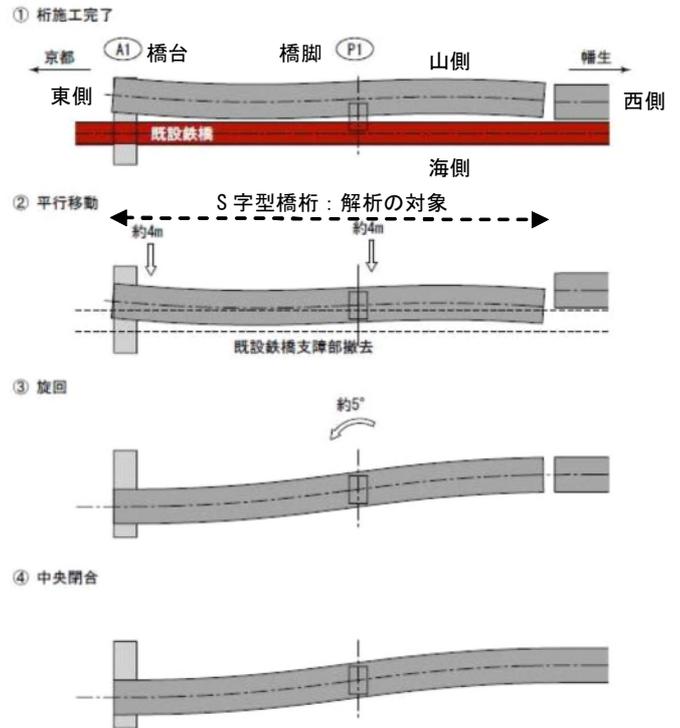


図1 架け替え工事の手順(平面図)

(S字型橋桁を②横移動、③旋回:P1が回転中心)

2. 解析モデル

図2～図9に有限要素モデルを示す。さらに表1には各部材と有限要素モデルとの対応関係を示す。図2と図3に示すように、解析モデルの全体は、S字型橋桁モデル(コンクリート)、P1橋脚モデル(コンクリート)、P1仮橋脚モデル(鉄骨フレーム)から構成される(A1橋台は反力平面のみ)。図4は横移動・旋回されるS字型橋桁であり、その底面にはA1側に2個、P1側に2個の積層ゴム支承が固定されている。S字型橋桁は、この支承を介してA1橋台、P1橋脚、P1仮橋脚の各上面上を滑りながら横移動・旋回することになる。この時、S字型橋桁のA1側支承は常にA1橋台上を滑るが、S字型橋桁のP1側支承は工事開始時はP1仮橋脚上に設置され、横移動によりP1仮橋脚上からP1橋脚上に移され、さらにP1橋脚上において旋回される。図5は移動・旋回用ケーブルの配置であり、

A1側に2本、P1側に8本が設置される。図6はA1側ケーブルの配置であり、箱桁の下側ウェブ付近を引張ることにより横移動と旋回が行われる。そのためのジャッキはA1橋台上に設置されているため、解析時におけるケーブル引張は規定の強制変位により制御される。図7はP1側ケーブルの配置であり、箱桁の下側ウェブ付近を引張ることにより横移動が行われる（このケーブルは横移動後に除去され旋回には使用されない）。ケーブルを引張るジャッキは図7内の黒色線分であり、ケーブル引張荷重の反力はP1橋脚頭に設置された鉄骨フレームを介してP1橋脚頭に伝達される。したがって、解析時におけるケーブル引張の変位制御はジャッキモデル（剛なトラス要素）に温度を負荷する方法により制御した。図8はP1位置において橋桁底面側に設置された旋回孔を示す。橋桁が横移動された後に、図9に示す旋回軸が図8の旋回孔内に設置されることで旋回中心が確定される。

表1 部材と有限要素モデルの関係

部材 (材料)	有限要素モデル
①桁 (C)	3次元ソリッド要素
②主塔 (C)	3次元ソリッド要素
③主塔ケーブル (S)	トラス要素
④支承 (S)	3次元ソリッド要素
⑤ケーブル (S)	トラス要素
⑥ジャッキ (S)	はり要素
⑦ジャッキ反力フレーム (S)	はり要素
⑧旋回軸 (S)	3次元ソリッド要素
⑨旋回軸テフロン (T)	3次元ソリッド要素
⑩橋脚 (C)	3次元ソリッド要素
⑪仮橋脚 (S)	はり要素

C:コンクリート、S:鋼材、T:テフロン

3次元ソリッド要素：8節点要素

はり要素：2節点要素

トラス要素：2節点要素

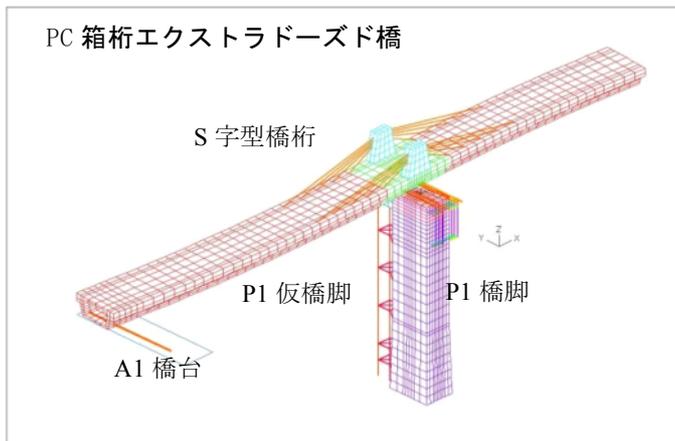


図2 解析モデル全体（上から見おろした）

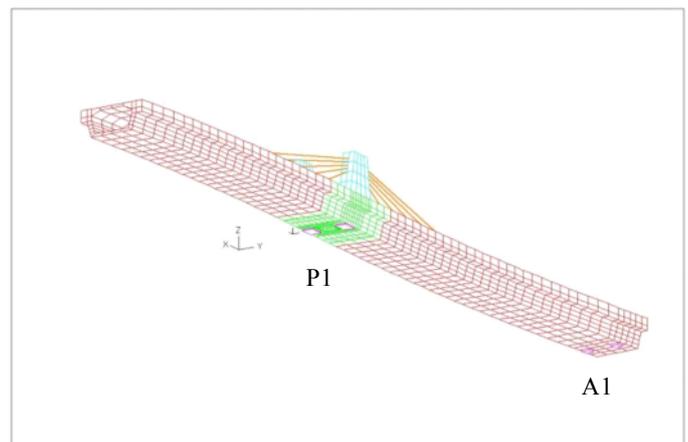


図4 S字型橋桁（P1とA1の支承が見える）

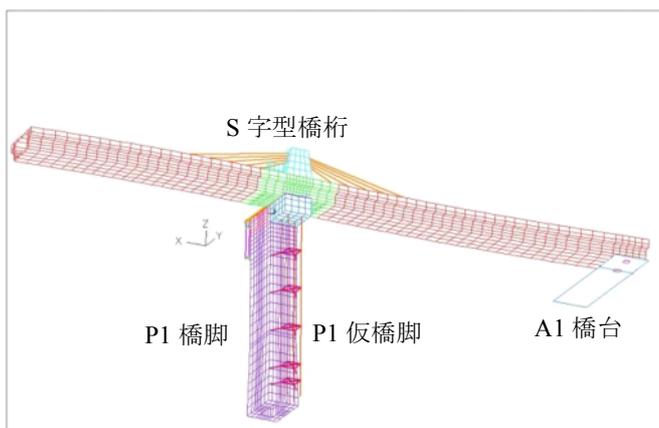


図3 解析モデル全体（下から見上げた）

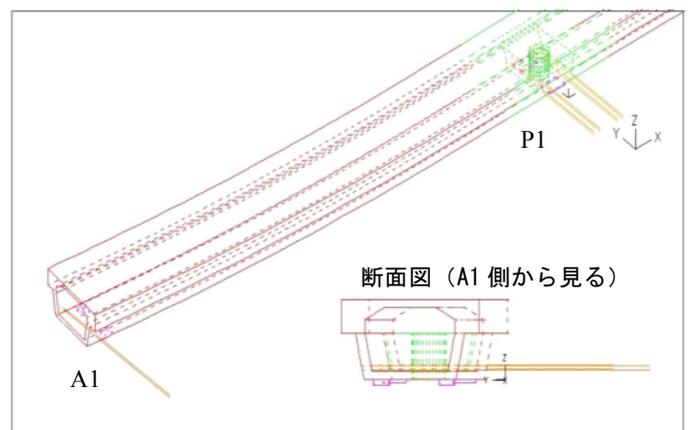


図5 横移動・旋回用ケーブル（A1とP1）

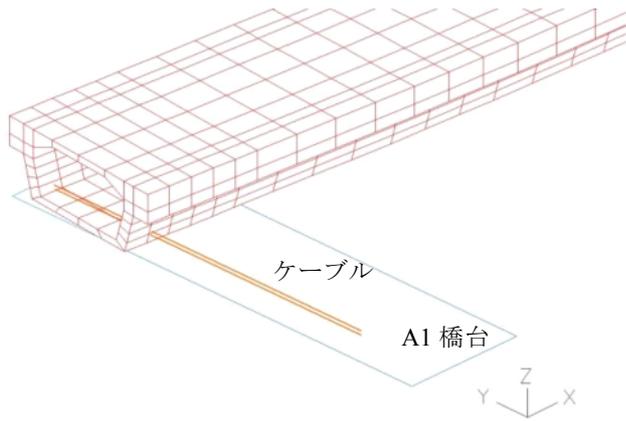


図6 A1側の横移動・旋回用ケーブル（2本）

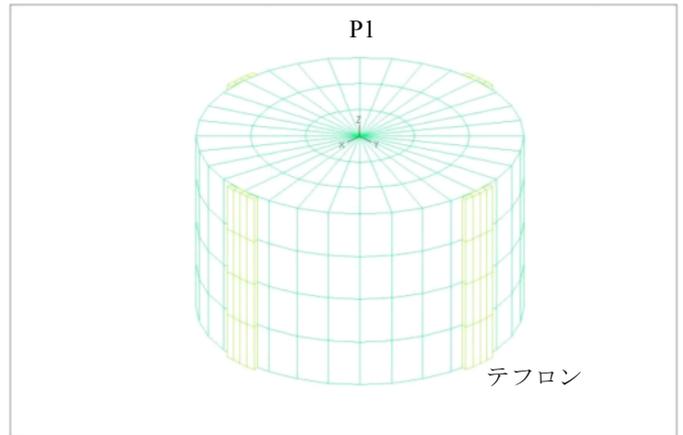


図9 P1位置の旋回用軸

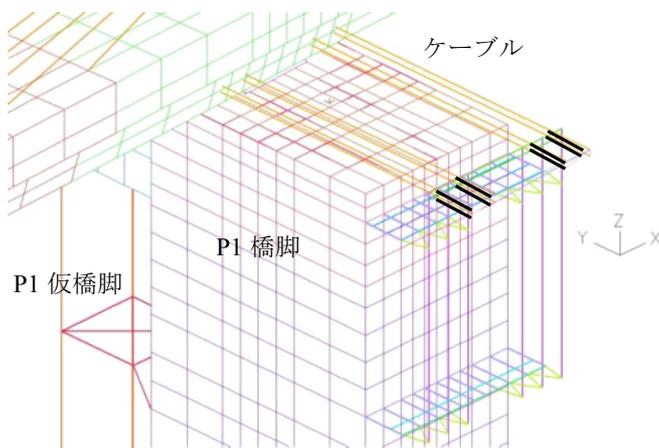


図7 P1側の横移動用ケーブル（黒線8本はジャッキ）

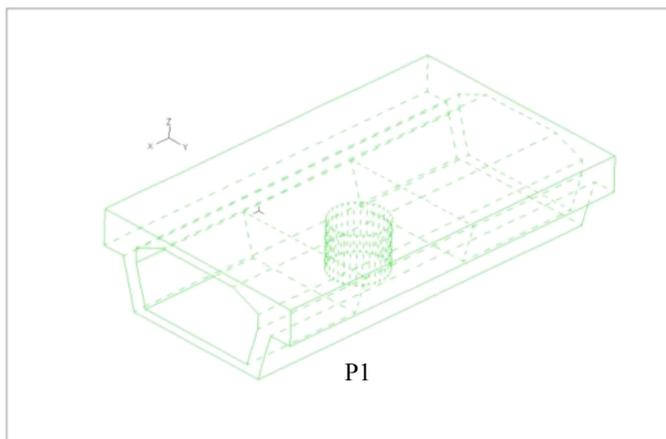


図8 P1位置の旋回用桁孔

「橋桁底面に固定された積層ゴム支承」と「A1橋台、P1橋脚、P1仮橋脚」との間の接触面には実際の工事ではグリースを塗布したテフロン材が設置されたが、解析ではクーロン摩擦（摩擦力 $F = \text{摩擦係数} \times \text{接触法線力}$ ）を考慮した接触要素でモデル化した。旋回橋桁孔（図8）と回転軸（図9）との間の接触面も接触要素でモデル化した。摩擦係数の値は、別途行われた1/10スケールモデル実験の知見から、一定値を適用した。コンクリートと鋼材には線形弾性を仮定し、その弾性係数は、それぞれ 28kN/mm^2 、 200kN/mm^2 とした。

解析手法は、ジャッキの制御変位を漸増する荷重増分計算および大変位計算（幾何学的非線形計算）を適用した静的解析であり、非線形平衡方程式の解法にはニュートン法を適用した。

3. 解析の内容と結果

以上で説明した解析モデルを用いて行った横移動・旋回解析における橋桁位置の推移を付録（付図1～付図3）に示す。この解析において、以下に記す3.1節～3.4節の検討を行った。

3.1 主塔ケーブルの初期ひずみ量の影響

本報告で提示する解析では橋桁の移動・旋回挙動に着目して検討を行ったため、橋桁内のPCケーブルや鉄筋はモデル化していない。そこで、橋桁の縦断線形を実橋桁と近似させるとともに、橋桁の縦断線形が横移動時の挙動に及ぼす影響を検討するために、主塔ケーブルに初期ひずみ（初期張力）を導入し、これをパラメータとした横移動解析を行い、妥当な初期歪みの値を検討した。なお、初期ひずみはすべての主塔ケーブ

ルに均一に負荷した。

表2は、A1側、P1側の摩擦係数を0.1の一定値として、主塔ケーブルの初期ひずみを3,795～18,975 μ の範囲で変化させた横移動解析時の橋桁孔中心の移動量を示す。同表内の張出部先端鉛直変位とは、自重解析時における橋桁西側（図1参照）先端の鉛直方向変位である。表2によれば、主塔ケーブルの初期ひずみを増加させるほど、鉛直方向変位が小さくなるとともに、張出部方向への桁軸方向移動も減少することが確認できる。橋桁先端鉛直変位が大きい場合は、自重の分力が張出部方向へ作用するため桁軸方向移動が大きくなると考えられる。実構造物における張出部はほぼ水平であるため、以降の解析では初期収縮ひずみを18,975 μ として解析を実施する。

表2 ケーブル初期ひずみによる橋桁移動に及ぼす影響

ケーブル 初期ひずみ (μ)	橋桁西側先端 鉛直変位(mm)	橋桁方向 移動量(mm)
3,795	-416.6	30.2
15,180	-95.3	12.1
17,078	-50.2	6.9
18,975	-5.3	2.2

3.2 摩擦係数が橋桁の軸方向移動量に及ぼす影響

横移動時における橋桁の軸方向移動を把握するために、摩擦係数をパラメータとした解析を行った。

表3は、摩擦係数を0.01～0.2の範囲で変化させた場合の橋桁旋回孔中心の橋桁軸方向移動量を示す。表3によれば、橋桁の桁軸方向移動量は、張出し側に1～20mm程度である。支承の摩擦係数が大きいほど、張出方向移動量は小さくなり、A1側よりもP1側の摩擦係数が移動量に関して支配的であることが確認できる。

表3 摩擦係数の桁軸方向移動量に及ぼす影響

摩擦係数		桁軸方向移動量 (mm)
A1側	P1側	
0.01	0.01	19.9
0.05	0.05	4.2
0.10	0.10	2.2
0.13	0.13	1.8
0.20	0.20	1.3
0.13	0.01	8.3
0.01	0.13	2.6

3.3 旋回軸がない状態での旋回挙動解析

旋回施工における旋回軸の必要性を判断するため、旋回軸がない状態でA1側ケーブルのみに変位を与えて旋回のみを与えた場合の旋回挙動解析を行った。

この場合の橋桁旋回孔中心の移動量を表4に示す。同表によれば、A1、P1支承の摩擦係数の組合せにより、旋回孔は桁軸方向、桁幅方向ともに正側にも負側にも移動することが確認される。例えば、P1支承の摩擦係数が山側と海側で異なる場合、旋回軸は橋軸方向変位、橋幅方向変位ともに移動方向が異なった。摩擦係数が高い支承側を回転中心として旋回したためである。A1、P1支承の摩擦係数の組合せにより、山側へ旋回軸が移動する可能性がある。実施工において旋回終了時に山側に移動した場合は定位置に戻す機構がないため、旋回軸を用いて旋回施工を実施することとした。

表4 旋回軸のない場合の旋回孔移動量

ケース	支承の摩擦係数			旋回孔中心の移動量	
	A1側	P1側 (山側)	P1側 (海側)	橋軸方向 (mm)	橋幅方向 (mm)
1	0.10	0.10		31.5	-9.9
2	0.20	0.05		-33.7	-10.9
3	0.13	0.10		20.6	3.0
4	0.01	0.13		35.1	-11.4
5	0.10	0.10	0.20	-107.5	-21.0
6	0.10	0.20	0.10	92.5	5.5

(山側/海側は図1を参照。 変位の負値は東側または海側)

3.4 旋回軸がある状態での旋回挙動解析

旋回時の橋桁の健全性を確認することを目的として、旋回軸のある状態で旋回挙動解析を実施した。

A1、P1支承の摩擦係数を0.01～0.2で組み合わせた結果、旋回軸への作用せん断力は、桁軸方向はほぼ0kN、桁幅方向は海側に58～405kNであることが確認された。

図10は橋桁の変動応力分布を摩擦係数が0.1の場合の横移動後为例として示したものである。ここで変動応力とは自重解析終了時からの横移動終了時までの応力増分量である。移動時の発生応力は0.25N/mm²と非常に小さく、構造物の健全性が確保されていることが確認できる。

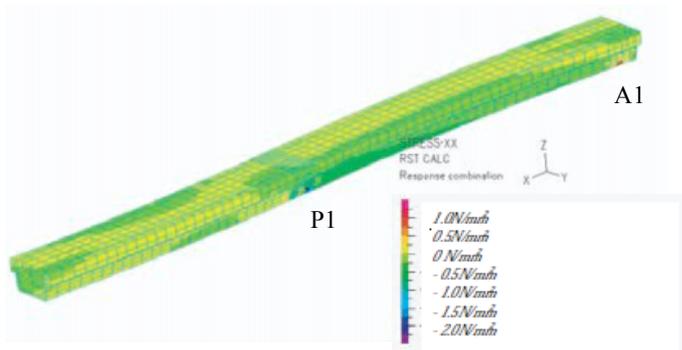


図 10 横移動後の変動応力分布

4. まとめ

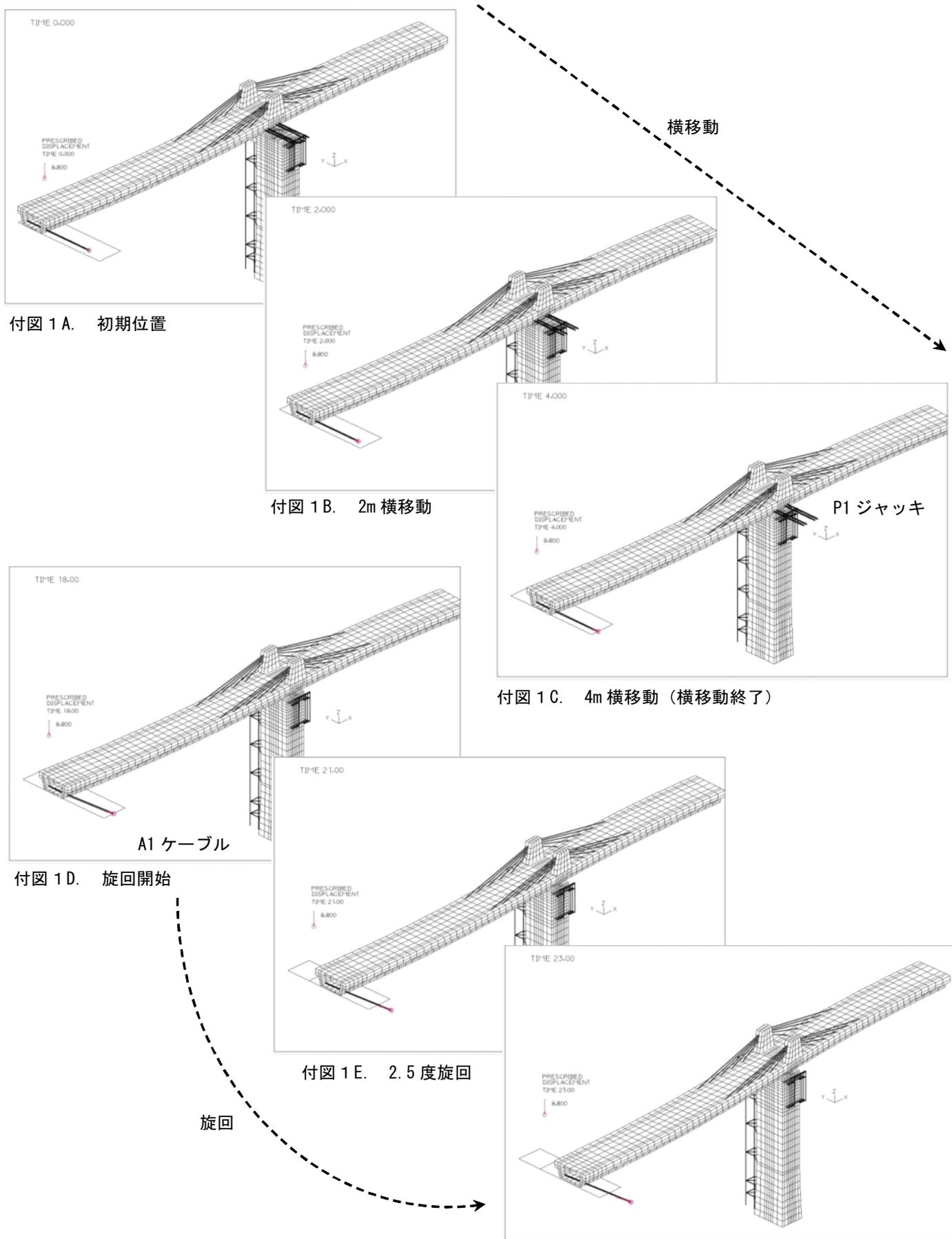
長さ93m、総重量が3,820 tonで支承反力が場所により大きく異なるPC 橋桁の横移動・旋回施工のために有限要素解析を適応して諸検討を行った。その結果、摩擦係数の相違が横移動時の橋軸方向移動量に及ぼす影響や、旋回軸がない状態での橋桁の旋回挙動、横移動・旋回時の橋桁の健全性を把握できた。実橋ではこれらの知見が反映され、高い精度で横移動・旋回施工が実施された。

参考文献

- 1) 金子雅、堤内裕、西田寿生、仁山康史：余部橋りょうの歴史と新橋りょうの設計、橋梁と基礎、Vol. 43、pp.13-18、2009.
- 2) 吉武謙二、若原敏裕、他：余部橋りょうの橋桁横取り・旋回施工に関する実証実験・解析および実施工結果、構造工学論文集、Vol.57A、2011.
- 3) ADINA R&D、 Inc. : **ADINA** Theory and Modeling Guide、2010.

付録. 横移動・旋回解析における橋桁位置の推移

横移動・旋回解析における橋桁位置の推移を付図1～3に示す。なお、付図Cから付図Dへの変化は、「P1側ケーブル・ジャッキの除去」と「A1側ケーブルの方向切り替え」である。



付図 1 A. 初期位置

付図 1 B. 2m 横移動

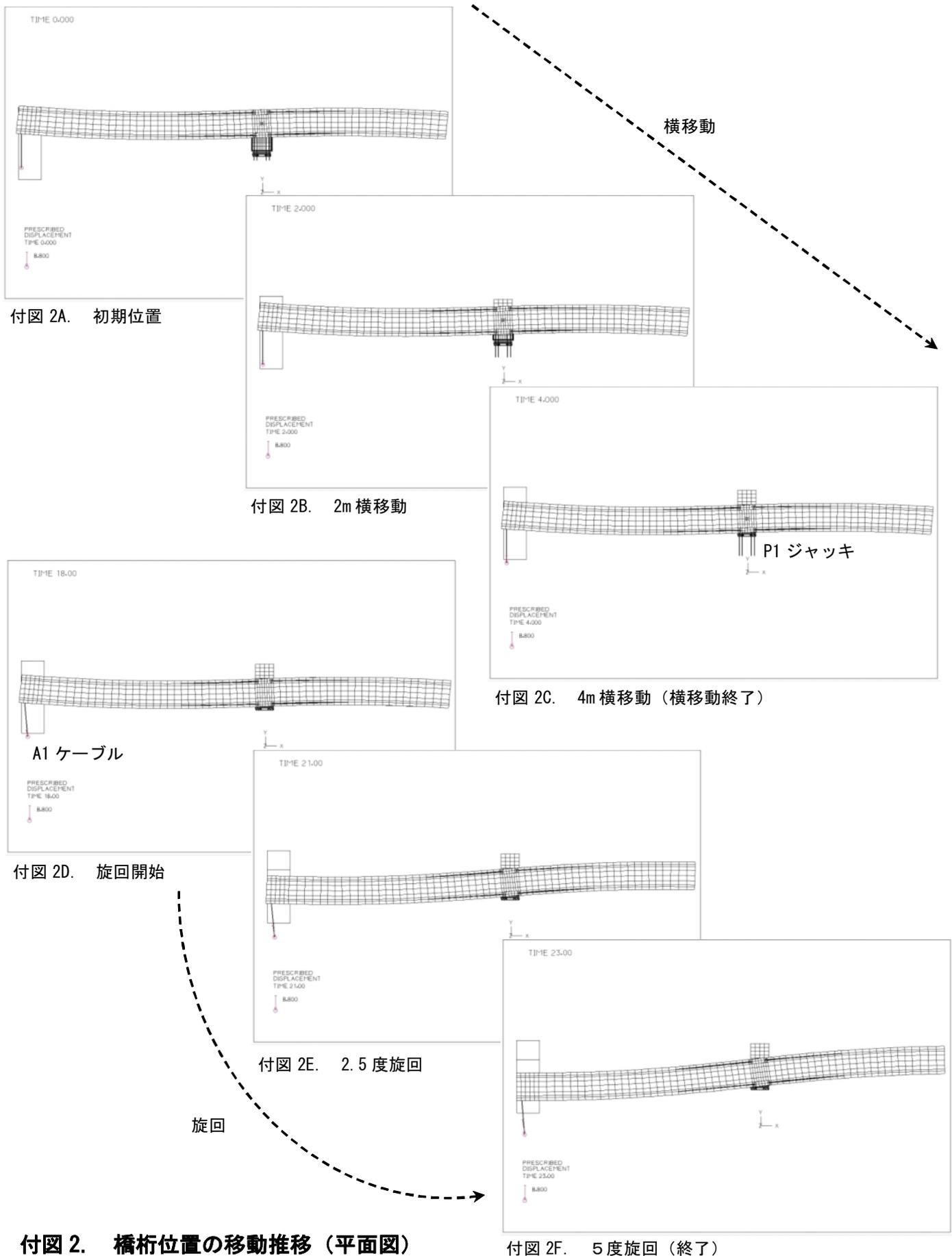
付図 1 C. 4m 横移動 (横移動終了)

付図 1 D. 旋回開始

付図 1 E. 2.5度旋回

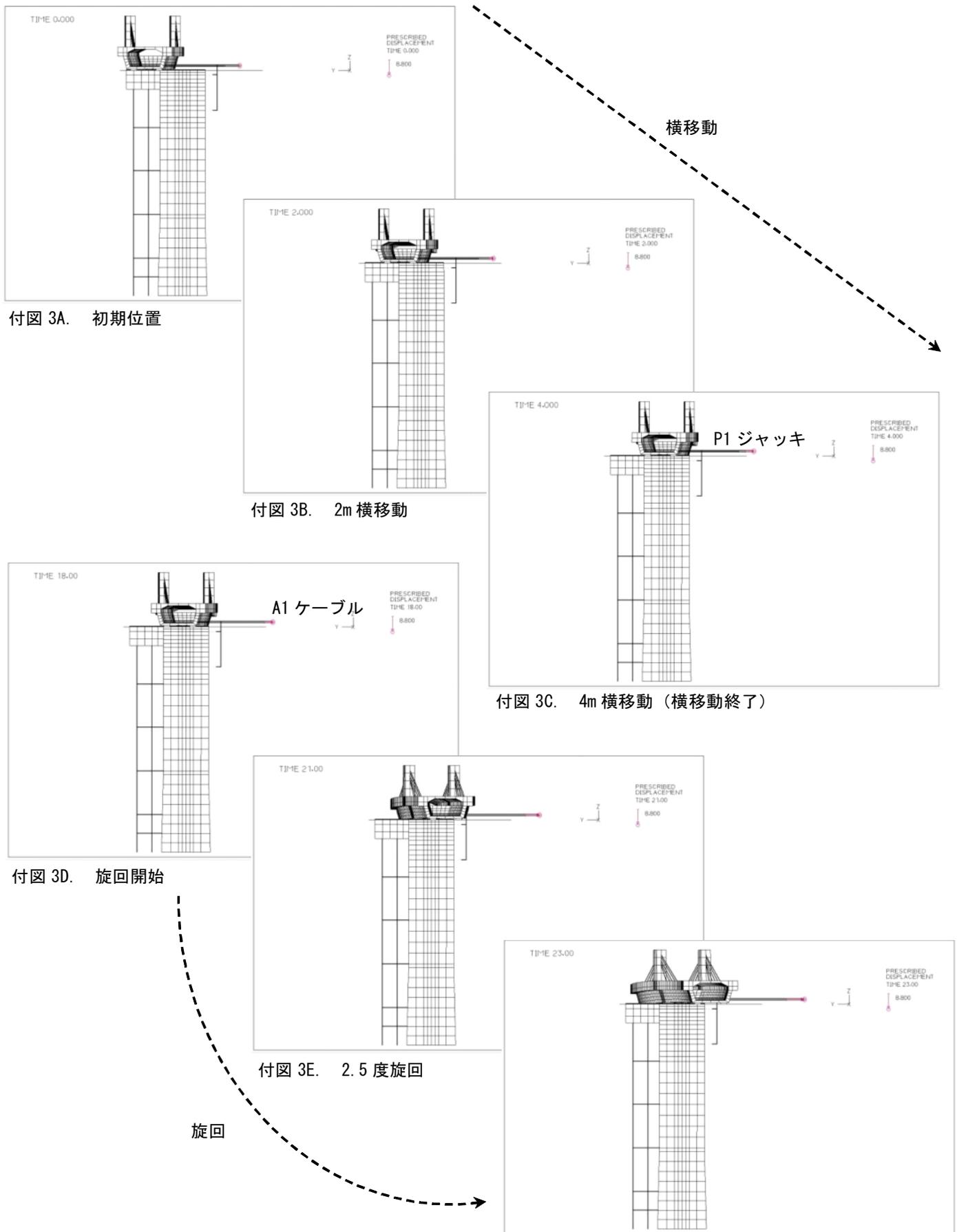
付図 1 F. 5度旋回 (終了)

付図 1. 橋桁位置の移動推移 (鳥瞰図)



付図 2. 橋桁位置の移動推移 (平面図)

付図 2F. 5 度旋回 (終了)



付図 3A. 初期位置

付図 3B. 2m 横移動

付図 3C. 4m 横移動（横移動終了）

付図 3D. 旋回開始

付図 3E. 2.5 度旋回

付図 3F. 5 度旋回（終了）

付図 3. 橋桁位置の移動推移（A1 側から見る）

単径間吊橋に速度依存性を有する粘性ダンパーを設置した耐震補強例

○後藤 僚一¹・渡辺 一彦²・為広 尚起³

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ (株) 交通技術本部 構造部 (〒163-6018 東京都新宿区西新宿 6-8-1 住友不動産新宿オークタワー21F)

² (株) 構造計画研究所 耐震技術部 (〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3)

³正会員 (株) 構造計画研究所 エンジニアリング営業部 (〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3)

1. はじめに

2002年の道路橋示方書によりキャパシティデザインの設計思想が記述されて以降、既設橋梁の耐震補強についても、レベル2地震動に対して、塑性ヒンジの発生箇所を限定し橋梁全体系で確実にエネルギー吸収が図れるような様々な手法が採用されており、けた橋では免震構造やダンパー部材を取り入れて減衰機能を向上させるケースも多く見られる。

本稿は、上部構造が柔構造で変形しやすい構造である支間100m程度の中規模な既設鋼単径間補剛トラス吊橋に対して、橋軸方向の支承条件を両端可動に変更するとともに、速度依存性を有する流動抵抗型ダンパーを設置し、橋軸方向および橋軸直角方向の両方の地震時の上部工応答変形を出来るだけ小さく抑えるように、ダンパーによりエネルギー吸収を図った耐震補強検討例について報告するものである。

2. 検討対象橋梁および目標とする耐震性能

検討対象橋梁を図-1に示す。橋長104.0m (支間長102.2m)、主塔高17.7m(垂距12.775m=スパンライズ比1/8)、有効幅員5.5mの単径間補剛トラス吊橋であり昭和33年に竣工された。床版はRC型式であったが、腐食等の理由により、鋼床版へ取り換えられた。本橋の目標とする耐震性能を、「耐震性能2を可能な限り確保する」とし、主塔やトラス主構部材の要求性能を表-1のとおり設定し、耐震補強検討を行った。

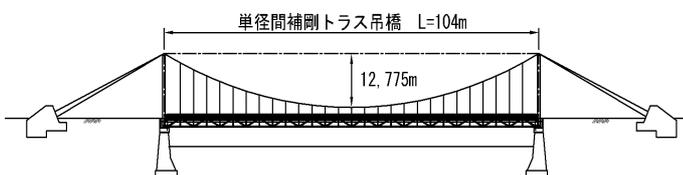


図-1 検討対象橋梁

表-1 各部材の要求性能

鋼橋の耐震・耐震設計ガイドライン (2008年)	耐震性能水準			
	耐震性能水準 構造安全性	耐震性能1 安全	耐震性能2 安全	耐震性能3 安全
損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
機能保持性	常時機能保持 (目視点検後、即通行可能)	一部機能限定 (主構部材の損傷軽微、補修しながら普通車両が通行可能)	大部分機能限定 (主構部材にも損傷、緊急車両のみ通行可能)	大部分機能限定 (主構部材にも損傷、緊急車両のみ通行可能)
地震後の使用性	補修・補強不要	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧に長期が必要 (復旧のためには補修が回復のための修復が応急修復で対応可能)	復旧に長期が必要 (復旧のためには補修が回復のための修復が応急修復で対応可能)
土木学会 (2003年)	性能水準1	性能水準2	性能水準3	
道路橋示方書V 耐震設計編 (2002年)	耐震性能1	—	耐震性能2	

3. 解析モデル

現況の解析モデルを図-2に示す。主塔やトラス主構部材は線形モデルとし、横桁や横構は非線形弾性モデルとした。主ケーブル、ハンガーケーブルは初期張力を考慮したトラス要素により幾何的非線形を考慮し、解析中にケーブル張力が抜けないことを確認した。現況の補剛トラス桁の支承条件は、橋軸方向はA1可動、A2固定であり、直角方向はA1、A2ともに固定であった。

また、各部材の等価減衰定数を、鋼上部工および主塔部材2%、RC部材 (橋台) 5%、ケーブル: 1%、基礎ばね10%とし、Rayleigh減衰を設定した。固有値解析を実施した結果、1次振動モードは主構が橋軸直角方向に変形するモードで、 $T=1.352$ (sec)であった。また、橋軸方向は9次振動モードが卓越し、 $T=0.523$ (sec)であった。図-3、図-4に振動モード図を示す。

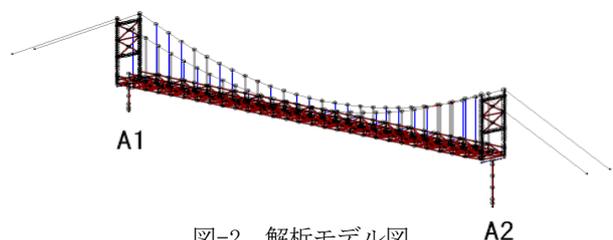


図-2 解析モデル図

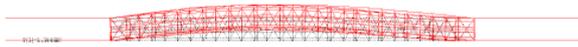


図-3 1次振動モード図

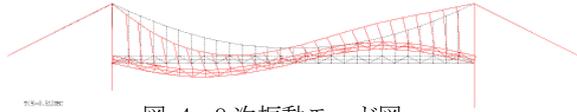


図-4 9次振動モード図

なお、解析に用いた入力地震動は、参考資料1)のI種地盤のレベル2地震動標準波形(タイプI, タイプII)の3波を用いた。

4. 現況モデルの地震応答解析結果

現況モデルの地震応答解析結果のうち、代表としてタイプI-I-1波形およびタイプII-I-1波形の主桁中央位置における最大応答値を表-2に示す。また部材損傷図を図-5～図-8に、橋軸方向応答値図を図-9～図-12に、直角方向応答値図を図-13～図-16に示す。橋軸方向加震ではタイプI, タイプIIともに変形量は小さく降伏する部材はほとんどなかった。直角方向加震ではタイプI, タイプIIともに、上部構造が柔構造であるため主桁中央位置で大きな変形が生じ、大半の部材が降伏を超える結果を得た。特に直角方向加震で参考資料1)のI種地盤の加速度応答スペクトルのピーク値程度の加速度が発生し、トラス主構部材や横構部材で部分的に降伏を大きく超える箇所が生じ、部材要求性能を満たさなかった。

表-2 最大応答値(主桁中央位置:現況モデル)

地震動入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
橋軸	レベル2(タイプI-I-1)	11	0.23	784
	レベル2(タイプII-I-1)	21	0.48	1509
直角	レベル2(タイプI-I-1)	434	2.08	1111
	レベル2(タイプII-I-1)	506	2.80	1783

*降伏する部材なし

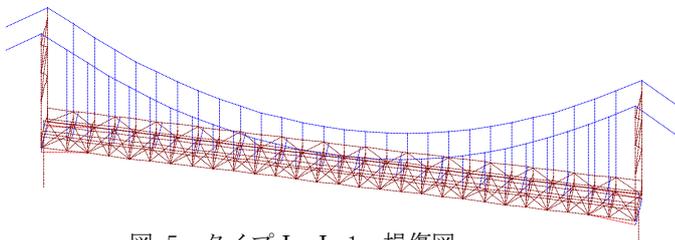


図-5 タイプI-I-1 損傷図
(橋軸方向加震:現況モデル)

*細線:部材降伏するが小損傷レベル(2.0ε_y以内)

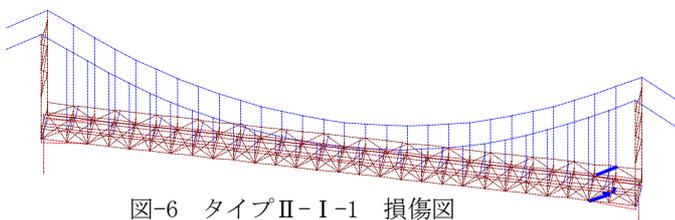


図-6 タイプII-I-1 損傷図
(橋軸方向加震:現況モデル)

*細線:部材降伏するが小損傷レベル(2.0ε_y以内)

*太線:部材降伏し損傷程度も大きい(2.0ε_y以上)

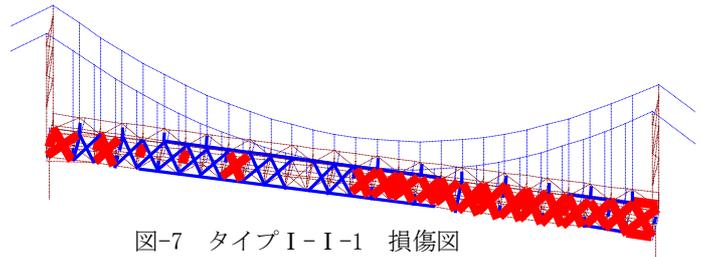


図-7 タイプI-I-1 損傷図
(直角方向加震:現況モデル)

*細線:部材降伏するが小損傷レベル(2.0ε_y以内)

*太線:部材降伏し損傷程度も大きい(2.0ε_y以上)

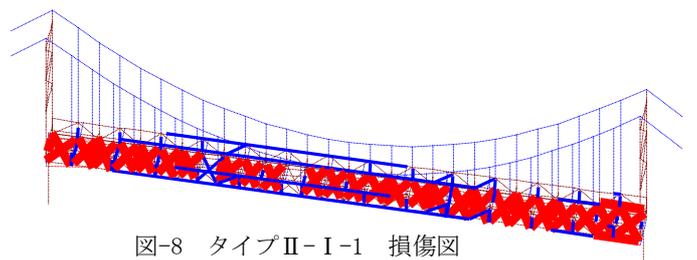


図-8 タイプII-I-1 損傷図
(直角方向加震:現況モデル)

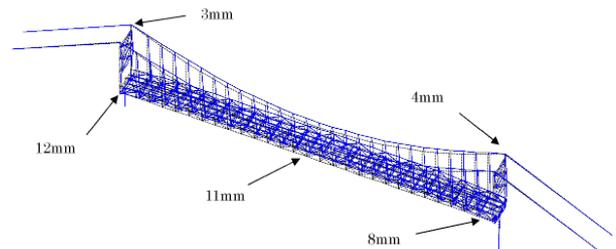


図-9 最大応答変位図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震:現況モデル)

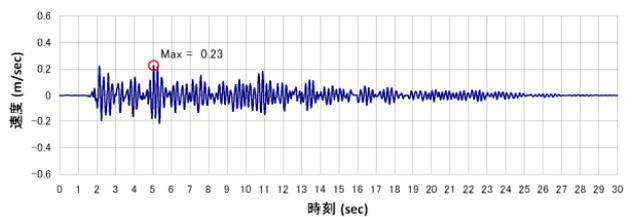


図-10 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震:現況モデル)

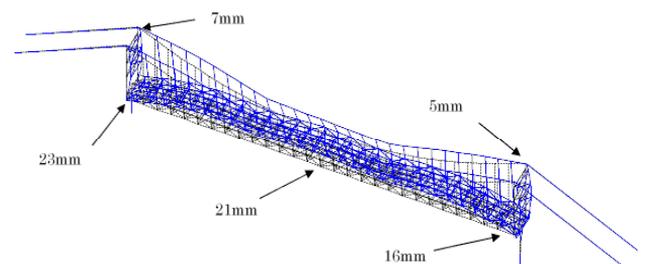


図-11 最大応答変位図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震:現況モデル)

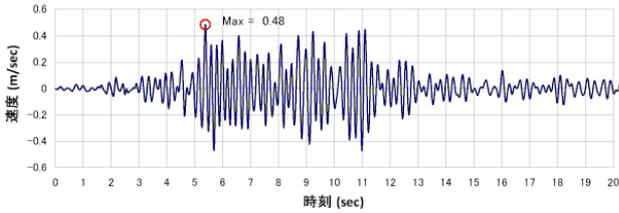


図-12 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：現況モデル)

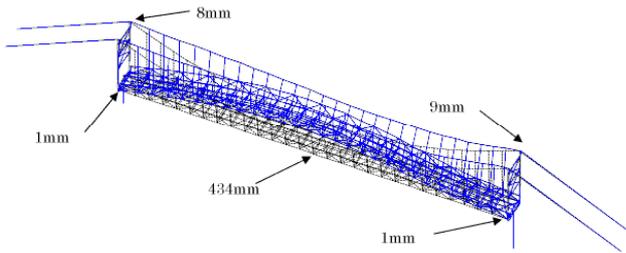


図-13 最大応答変位図 タイプI-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

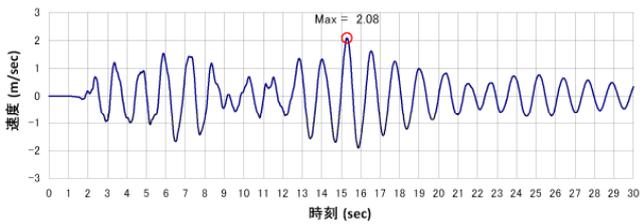


図-14 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

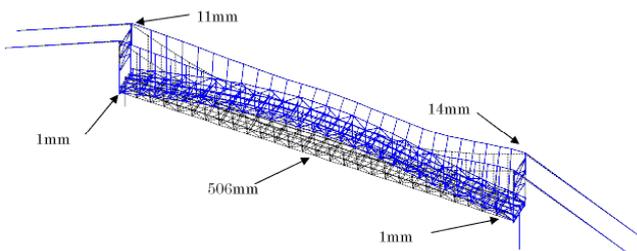


図-15 最大応答変位図 タイプII-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

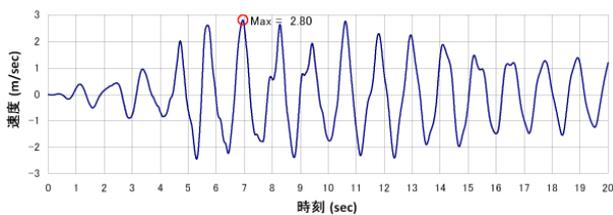


図-16 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

5. 耐震補強モデルの地震応答解析結果

現況モデルの地震応答解析結果より、目標耐震性能を満足させるために、吊橋という構造型式の特徴を踏まえ、主塔およびトラス主構部材に塑性ヒンジを発生させずに弾性領域の変形に抑え、橋梁全体系でエネルギー吸収を図ることができる制震装置を別途設置する対策検討を行った。

補強対策として、橋軸方向の支承条件を両端とも可動に変更し、レベル1地震時では弾性挙動、レベル2地震時に相対速度に応じた粘性抵抗力によりエネルギー吸収が行える速度の0.1乗に比例する流動抵抗型ダンパーを設置した。直角方向に対しては支承条件は固定のままとし、1次振動モードの直角方向の曲げ変形が生じる際に、両端可動とした橋軸方向に桁が変形できるようにすることで、流動抵抗型ダンパーの設置軸方向の作用効果を期待したものである。なお、流動抵抗型ダンパーの非線形特性は、図-17の速度依存性を有するダッシュポットモデルとしてモデル化し、固有値解析時にはその初期剛性を考慮せずにRayleigh減衰を設定した。図-18に流動抵抗型のダンパー設置イメージ図を示す。

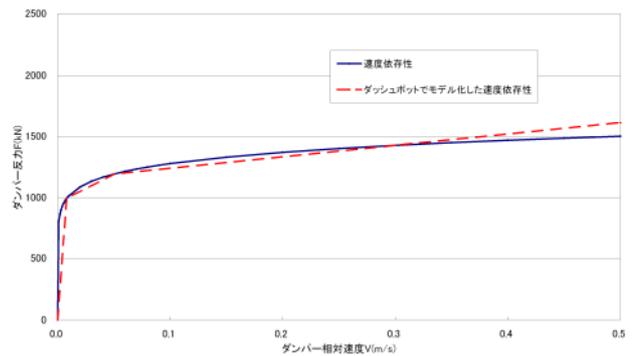


図-17 流動抵抗型ダンパーの速度依存特性

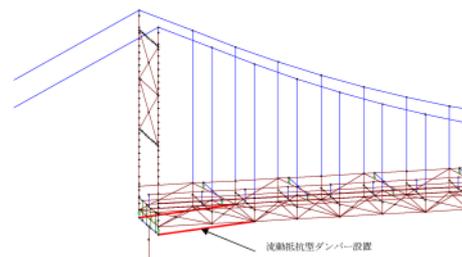


図-18 流動抵抗型ダンパーの設置イメージ

耐震補強モデルの地震応答解析結果のうち、代表としてタイプI-I-1波形およびタイプII-I-1波形の主桁中央位置の最大応答値を表-3に、流動抵抗型ダンパーの最大応答値（橋軸方向加震・直角方向加震によらずダンパー設置軸方向の応答値）を表-4に示す。また部材損傷図を図-19～図-22に、橋軸方向応答値図を図-23～図-28に、直角方向応答値図を図-29～図-34に示す。橋軸方向加震および直角方向加

震の両方で、上部構造が橋軸方向に変形することで、流動抵抗型ダンパーによるエネルギー吸収が生じ（ダンパー速度0.1m/sec程度）、主塔およびトラス主構部材のほとんどが弾性領域内（横構の一部は降伏するが小損傷レベル）となり、吊橋全体の減衰性能の向上が図れる結果を得た。なお、直角方向のタイプII・3波平均で部材照査した結果、一部のトラス垂直材は鋼板によるあて板補強が必要となった。

表-3 最大応答値[主桁中央位置]
(補強モデル, 速度依存考慮)

地震動 入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
橋軸	レベル2(タイプI-I-1)	4	0.12	699
	レベル2(タイプII-I-1)	7	0.16	951
直角	レベル2(タイプI-I-1)	230	1.14	799
	レベル2(タイプII-I-1)	225	1.64	1160

表-4 最大応答値[ダンパー部材軸方向]
(補強モデル, 速度依存考慮)

地震動 入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
橋軸	レベル2(タイプI-I-1)	2	0.02	398
	レベル2(タイプII-I-1)	5	0.05	881
直角	レベル2(タイプI-I-1)	13	0.06	183
	レベル2(タイプII-I-1)	13	0.10	418

*降伏する部材なし

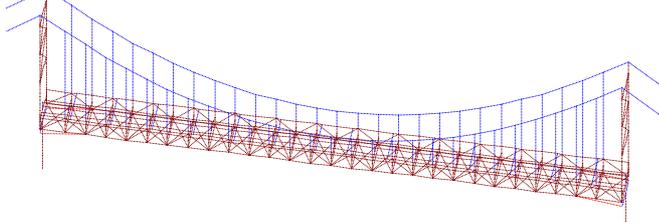


図-19 タイプI-I-1 損傷図
(橋軸方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

*降伏する部材なし

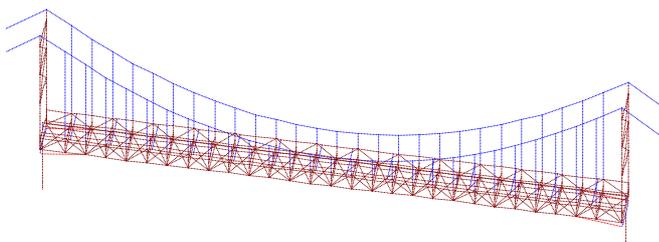


図-20 タイプII-I-1 損傷図
(橋軸方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

*細線: 部材降伏するが小損傷レベル (2.0ε_y以内)

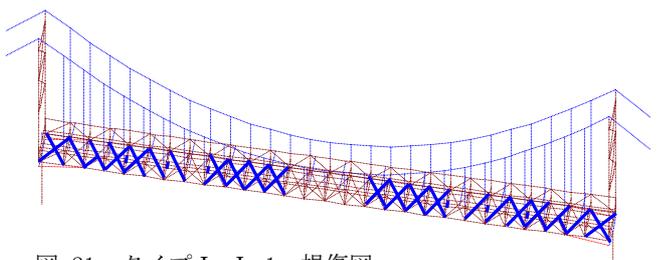


図-21 タイプI-I-1 損傷図
(直角方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

*細線: 部材降伏するが小損傷レベル (2.0ε_y以内)

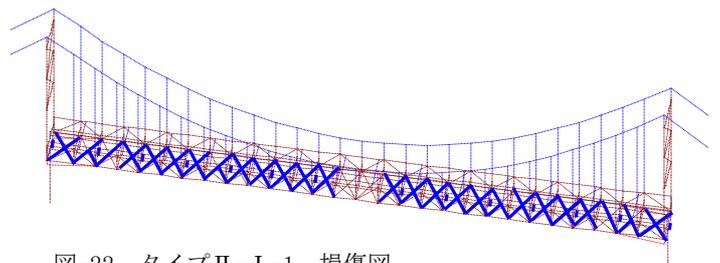


図-22 タイプII-I-1 損傷図
(直角方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

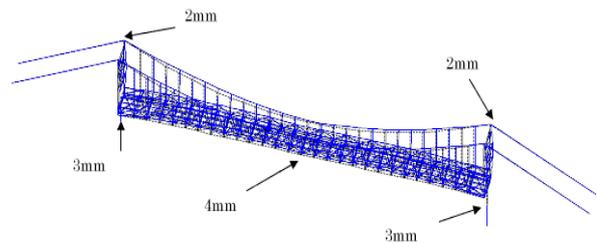


図-23 最大応答変位図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

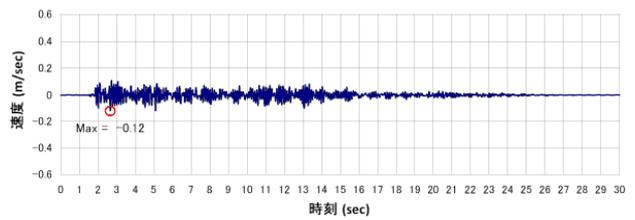


図-24 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

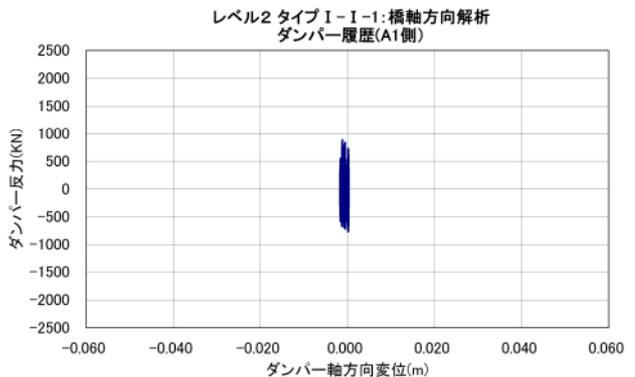


図-25 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

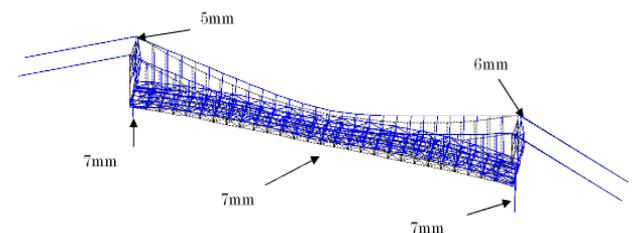


図-26 最大応答変位図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震: 補強モデル, 速度依存考慮)

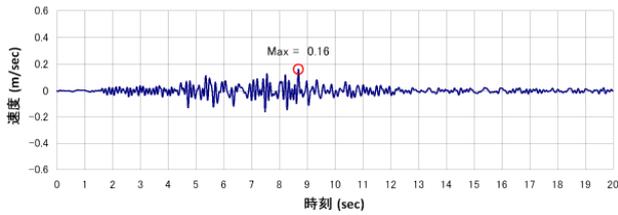


図-27 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

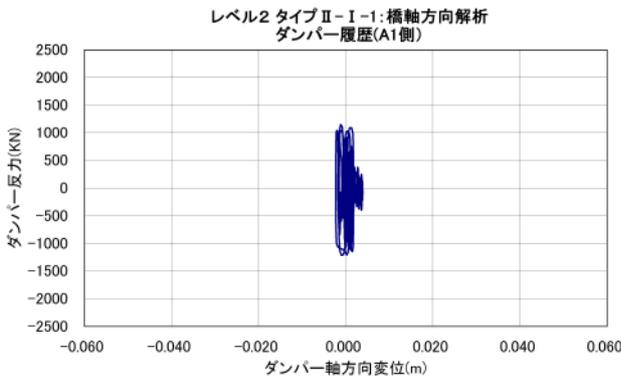


図-28 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

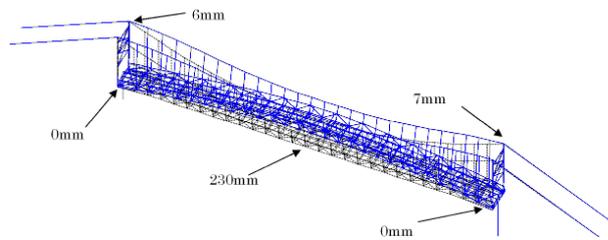


図-29 最大応答変位図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

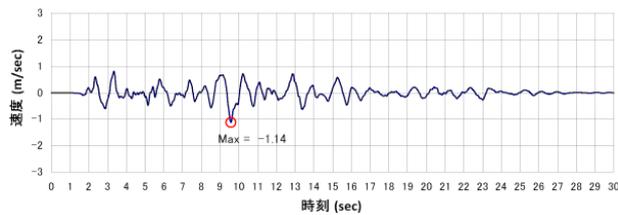


図-30 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

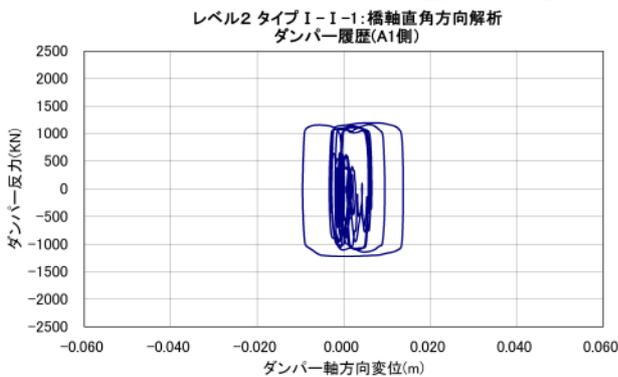


図-31 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

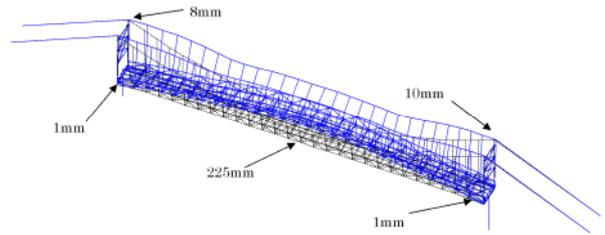


図-32 最大応答変位図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

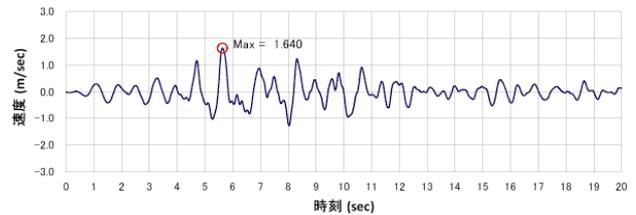


図-33 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

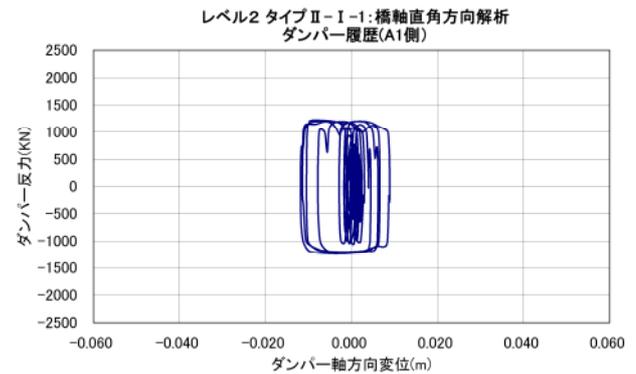


図-34 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

6. 考察

・本橋の固有周期は、吊橋としてはそれほど長くない、一般的なけた橋と同程度の範囲（1次振動モードの固有周期 $T=1.352\text{sec}$ ）である。よって、特に入力地震速度の大きいタイプII地震動に対し、速度依存性を有する流動抵抗型ダンパーの設置効果により、橋梁全体の減衰性能が大きく向上する結果を得た。

・流動抵抗型ダンパーを速度 0.3m/sec 時の荷重～変位関係におけるバイリニアでモデル化して追加検討を行った。このときの主桁中央位置の最大応答値を表-5に、ダンパーの最大応答値を表-6に、図-35～図-38に橋軸直角方向に入力したときの主桁中央位置における時刻歴速度応答値図およびダンパー履歴応答値図を示す。また、図-39～図-40に主桁中央位置における相対速度パワースペクトル比較図を示

す。流動抵抗型ダンパーを、ダッシュポットにより速度依存性を考慮したモデル化とした場合とバイリニアモデルとした場合では、主桁中央位置の応答値に小さくない差異が生じた。理由として、入力地震速度の大きさおよび橋梁の固有周期と入力地震動の特性による応答速度の関係が考えられる。

よって、目標する地震動レベルや耐震性能にも関連すると思われるが、橋梁全体の減衰性能向上を図るために、速度依存性を有する流動抵抗型ダンパーを設置し、バイリニアモデルとして設計・解析する場合は、これらの点に留意する必要がある。

表-5 最大応答値[主桁中央位置]
(補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

地震動 入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
直角	レベル2(タイプ I-I-1)	258	1.48	873
	レベル2(タイプ II-I-1)	285	2.19	1520

表-6 最大応答値[ダンパー部材軸方向応答]
(バイリニア型~速度依存無し)

地震動 入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
直角	レベル2(タイプ I-I-1)	14	0.06	718
	レベル2(タイプ II-I-1)	15	0.14	1454

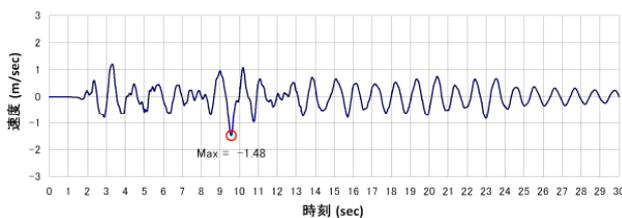


図-35 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプ I-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

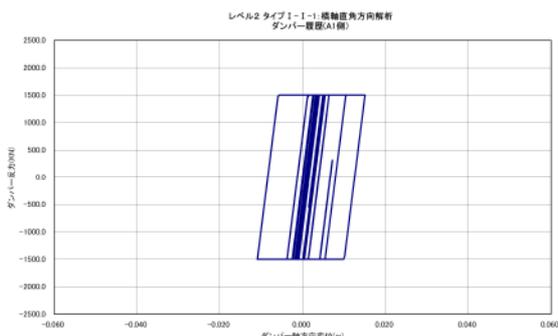


図-36 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプ I-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

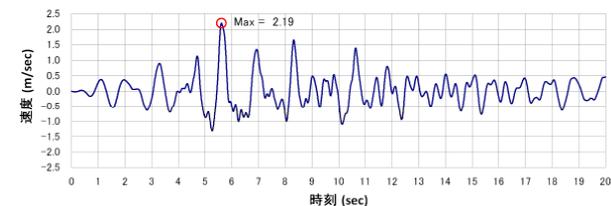


図-37 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプ II-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

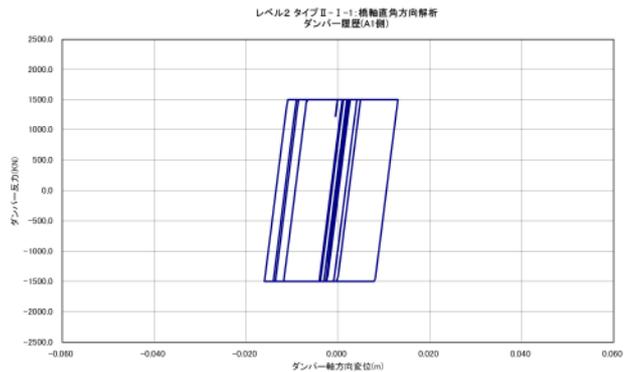


図-38 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプ II-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

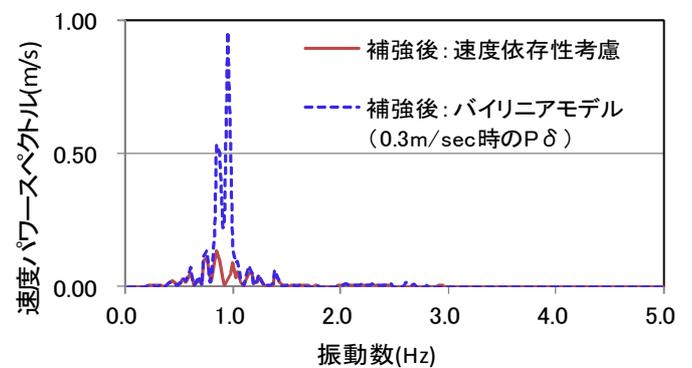


図-39 主桁中央位置の相対速度パワースペクトル比較：速度依存の有無
(直角方向加震：補強モデル, タイプ I-I-1 波形)

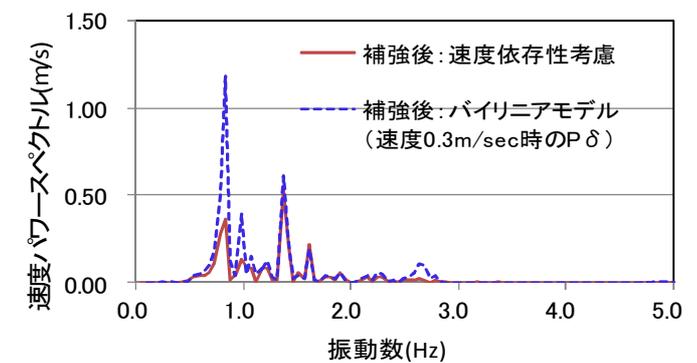


図-40 主桁中央位置の相対速度パワースペクトル比較：速度依存の有無
(直角方向加震：補強モデル, タイプ II-I-1 波形)

7. 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編, (社) 日本道路協会, 2002.
- 2) 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 宇佐美 勉, (社) 日本鋼構造協会, 2006.

Bridge Condition Assessment based on Vibration Responses of Passenger Vehicle

Ayaho Miyamoto¹⁾ and Akito Yabe²⁾

¹⁾ Prof., Dr. Eng., Graduate School of Science & Engineering, Yamaguchi University, Ube, Japan (miya818@yamaguchi-u.ac.jp)

²⁾ Chief Engineer, Master of Eng., Seismic Engineering Dept., KOZO KEIKAKU Engineering Inc. Tokyo, Japan
nagai@kke.co.jp

Abstract. In this paper, we propose a new method of assessing the condition of existing short- and medium-span reinforced/prestressed concrete bridges based on vibration monitoring data obtained from a public bus. This paper not only describes details of a prototype monitoring system that uses information technology and sensors capable of providing more accurate knowledge of bridge performance than conventional ways but also shows a few specific examples of bridge condition assessment based on vehicle vibrations measured by using an in-service public bus equipped with vibration measurement instrumentation. This paper also describes a sensitivity analysis of deteriorating bridges based on simulation of the acceleration response of buses conducted by the "substructure method" employing a finite element model to verify the above bridge performance results. The main conclusions obtained in this study can be summarized as follows: (1) Because the vibration responses of passenger vehicles, such as buses, have a good linear relationship with the vibration responses of the target bridges, the proposed system can be used as a practical monitoring system for bridge condition assessment. (2) The results of sensitivity analysis performed by the substructure method show that bus vibration responses are useful for evaluating target bridge performance. (3) The proposed method was applied to a network of real bridges in a local area to evaluate its effectiveness. The results indicate that the proposed method can be used to prioritize the repair/strengthening works of existing bridges based on various vibration information in order to help bridge administrators establish rational maintenance strategies.

1. Introduction

About 70 percent of a total of nearly 670,000 bridges in Japan were constructed in the 1960s and 1970s, and these bridges have been playing an important role as part of Japan's infrastructure for about 40 to 50 years. Many of the bridges constructed during those 20 or so years, however, are reaching the end of their service lives concurrently.^{1),2),3)} Therefore, it is necessary, before that point, to identify the state of deterioration (incubation stage, propagation stage, acceleration stage, or deterioration stage) and decide on actions to take. In order to ensure a minimum level of safety, it is important to monitor each bridge on a daily basis to determine whether the bridge has entered the acceleration or deterioration stage, and to take necessary actions on a priority basis.

In view of the fact that many of the bridges in Japan are short- or medium-span (10–20 m) bridges, this study aims to propose a rational and feasible method of assessing declines in safety performance due to structural damage, paying attention to the acceleration and deterioration stages, which are particularly important from the viewpoint of safety management. In this study, as one solution to the problem, a new monitoring method using a public bus as part of a public transit system (Fig. 1) is proposed, along with safety indices, namely, *characteristic deflection*, which is relatively free from the influence of dynamic disturbances due to such factors as the unevenness of the road surface, and a *structural anomaly parameter*.

A basic study was conducted by using the results of technical verification experiments and numerical analysis simulation. In this study, attention is paid only to changes in structural characteristics, which are basic performance attributes of a bridge. Local deterioration and factors contributing to such deterioration, therefore, are not identified.

It has been shown⁴⁾ that the effects of structural anomalies of bridges and measured physical quantities show certain tendencies. If a bus is used, it is important to distinguish changes in information caused by structural anomalies from other changes. Changes in this category may include changes in the road surface profile and changes in structural characteristics of the bus⁵⁾. The characteristic deflection and structural anomaly parameter proposed in this study are indices that are relatively free from the influence of external disturbances caused by the roughness and type of the road surface, as long as the structural conditions of the bus remain unchanged.

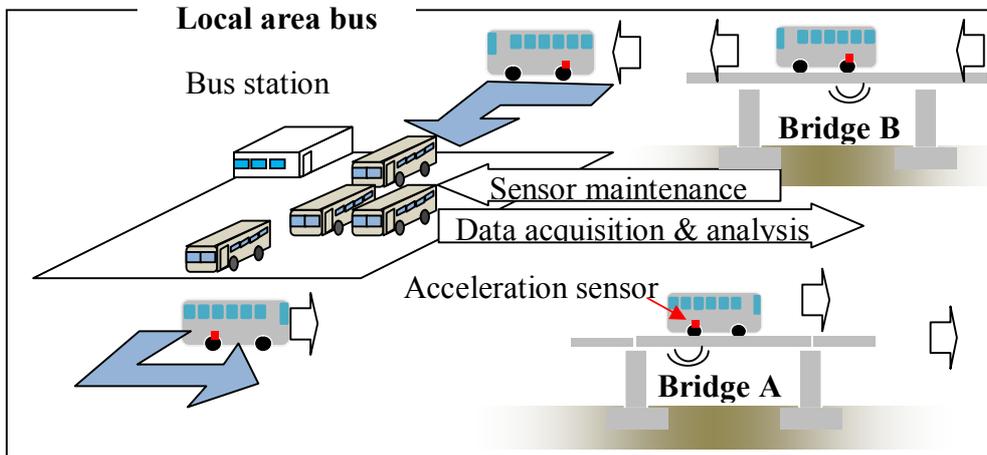


Figure 1 Concept of a bridge-health monitoring system for short- and medium-span bridges based on the vibration response of a bus.

2. Conventional preventive maintenance methods

Structures in the final phase of the acceleration stage or an early phase of the deterioration stage are at high risk of showing a sudden change in an anomaly, as shown in Fig. 2, because of the relationship between cumulative damage probability due to performance declines and changes over time.⁶⁾ It is possible, therefore, that a sudden change in an anomaly that could cause fatal structural damage over time is overlooked. If such anomalies are not detected and left unattended, a serious management problem might result. An effective way to prevent such problems is to conduct inspections at shorter intervals, but it is difficult to do this in reality because of the difficulty in retaining specialists and economic limitations. In order to detect anomalies in a bridge at the final phase of the acceleration stage or an early phase of the deterioration stage, therefore, it is necessary to use a method that is simpler and easier to use than visual inspection.

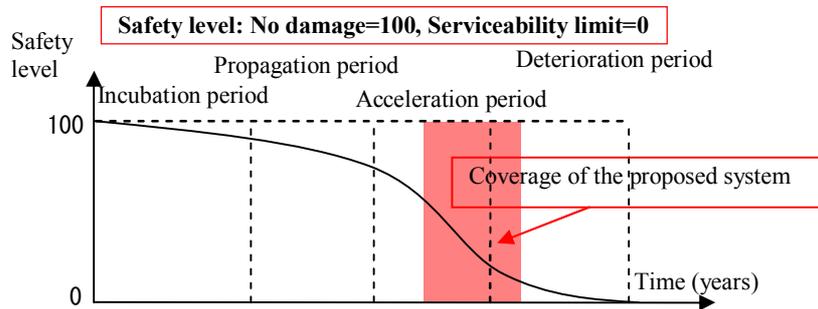


Figure 2 Reduction in safety level and coverage of proposed system.

An effective means of doing so is continuous monitoring by use of Structural Health Monitoring (SHM) sensors directly installed on bridges. Research on this is currently underway in many countries. There are a number of problems, however.

A maintenance approach dependent solely on bridge maintenance based mainly on visual inspection or the SHM method, which requires installing sensors on each bridge, is not suitable for maintaining a large number of deteriorating bridges, since there are many problems to be solved in order to achieve long-term

continuous monitoring while meeting the technical and economical rationality requirements. Research results related to onboard monitoring systems include the detection of anomalies of railway tracks^{7),8),9)} and the assessment of the soundness of road structures by use of a multifunctional inspection vehicle¹⁰⁾. The authors have also found many useful research results concerning dynamic bridge interactions, such as simulation-based studies on impact coefficients^{11),12),13)}. Many other useful research results have also been reported regarding basic theories and experimental studies on bridge–vehicle interactions during the passage of a vehicle in connection with bridge health assessment.

3. Principle of anomaly detection based on bus wheel vibration

When a vehicle passes over a bridge, its mechanics model can be expressed as a dynamic interaction between the equation of motion of the bridge, expressed by Eq. (1), and the equation of motion of the vehicle, expressed by Eq. (2). The method of formulating a bridge structure model and a vehicle structure model as separate equations of motion and expressing their interaction at joints with input and output vectors is called the "substructure method"¹⁹⁾.

$$M_m \ddot{u}_m + C_m \dot{u}_m + K_m u_m = \begin{Bmatrix} R_s \\ R_m \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$M_s \ddot{u}_s + C_s \dot{u}_s + K_s \begin{Bmatrix} u_{sf} \\ u_{sg} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_s \end{Bmatrix} \quad (2)$$

where the parameters are as follows

- $M_m C_m K_m, M_s C_s K_s$: mass/damping/stiffness matrix for bridge and for vehicle,
- $\ddot{u}_m \dot{u}_m u_m, \ddot{u}_s \dot{u}_s u_{sf}$: response acceleration/velocity/displacement vector for bridge and for vehicle,
- u_{sg} : input forced displacement vector for vehicle, and
- $R_m R_s$: support reaction vectors for bridge and vehicle.

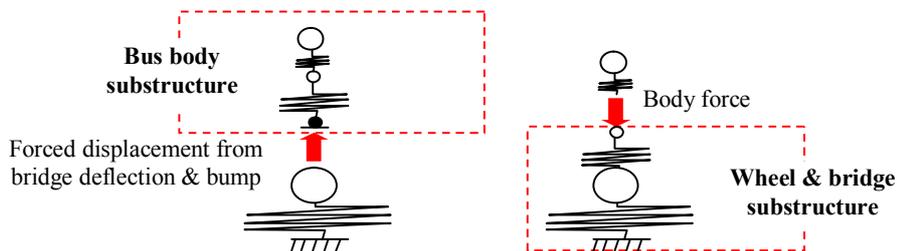


Figure 4 Substructures for modeling bridge and bus body.

For bridge–vehicle interactions, the vehicle wheel reaction to the bridge is input as the load vector R_s , and the bridge deflection $(\delta(t) \in u_m)$ and road surface unevenness $(\lambda(t))$ are input to the vehicle as the force displacement vector u_{sg} . Changes in bridge stiffness K_m are reflected in the measurement results for both the bridge system and the vehicle system. Then, it can be concluded that, because structural anomalies of the bridge due to deterioration, etc. are reflected in changes in the nodal response $\ddot{u}_s \dot{u}_s u_{sf}$ of the vehicle system, anomalies of the bridge, in theory, can be detected from the vehicle.

Here, let us consider substructure segmentation based on the bus body–wheel–bridge concept, as shown in Fig. 4. First, let us take a look at the bus body–wheel system. In a mechanics problem in which the difference method approximation holds true, when forced displacement including the bridge deformation $\delta(t)$ is input to the wheel of the bus, the equation of motion can be approximated, as shown in Eq. (3), by using the proportionality constant P , which is dependent on physical quantities that remain unchanged in the system, such as time, stiffness, damping and mass, and the state constant Co (known) before time t obtained by a Taylor expansion, etc.²²⁾ This means that the system's response to the input vector is allocated proportionately depending on the system-dependent constants.

$$u_{sf} \cdot P(M_s, C_s, K_s, t) + Co(M_s, C_s, K_s, t) = F(t) \quad (3)$$

where the parameters are

- $M_s C_s K_s$: mass/damping/stiffness matrix for the vehicle,
- u_{sr} : displacement vector,
- C_0 : known value before time t obtained by Taylor expansion, etc.,
- $F(t)$: input vector to vehicle system, and
- P : proportionality constant dependent on system.

Next, let us consider wheel-bridge vibration transmitted from the bus body. The response of the wheel and the bridge to the input from the bus body is allocated proportionately depending on the physical constants of the system. Let A_b represent the response vector of the bridge, and A_s , the wheel response vector of the bus. Then, we have matrix P expressed as shown below:

$$A_b = P^{-1} A_s P \quad (4)$$

This means that if Eq. (4) holds true in a mechanics problem in which the difference method approximation holds true, then the vibration behavior of the bridge is proportional to the wheel vibration of the bus, and changes in A_b due to bridge anomalies are reflected proportionately in changes in wheel vibration, A_s , of the bus.

Next, let us explain the rationale behind the method for extracting damage/deterioration-related information from measured rear wheel vibrations of a bus without being affected by the dynamic characteristics of the bridge and the vehicle or the road surface profile. The rear wheel vertical vibration $\delta_a(t)$ of a bus running at a constant speed can be expressed as the sum of static displacement $\delta_{sa}(t)$, which is dependent on the measured rear wheel vertical vibration of the bus, and dynamic displacement $\delta_{da}(t)$, which is dependent on the road surface profile and the vibration characteristics of the bridge and the vehicle:

$$\delta_a(t) = \delta_{sa}(t) + \delta_{da}(t) \quad (5)$$

If it is assumed that the unevenness of the road surface can be expressed as a steady-state random Gaussian process with an average value of 0 and that dynamic displacement including bridge-vehicle interaction is ergodic and Fourier-series-expandable, the dynamic displacement $\delta_{da}(t)$ can be expressed as their sum:

$$\delta_{da}(t) = S_r(\Omega, t) + \int_{-\infty}^{+\infty} X(f) \cdot e^{2\pi f t} df \quad (6)$$

where the parameters are

- $S_r(\Omega, t)$: density function for unevenness of road surface,
- Ω : spatial frequency of road surface profile, and
- $X(f)$: Fourier coefficient.

In Eq. (6), the sample mean in the second term is 0. The mean of a sufficient number (N) of samples obtained from $\delta_{da}(t)$ can be expressed as

$$\frac{\sum_{t=1}^N \delta_{da}(t)}{N} \doteq 0 \quad (7)$$

Because the sample mean follows a normal distribution in accordance with the central limit theorem, $\overline{\delta_a(t)}$ converges to a certain value (μ_a). For the sample mean $\delta_a(j)$ of a sufficient number (n) of samples, sampling is performed so that there is no overlap in the samples. If N is sufficiently large for $nk = N$ and $t = 1 \sim N$, the following equation holds true:

$$\mu_a = \frac{\sum_{i=1}^n \overline{\delta_a(t)}_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^{nk} (\delta_a(j))_i}{nk} \doteq \frac{\sum_{t=1}^N \delta_a(j)_t}{N} = \frac{\sum_{t=1}^N \delta_{sa}(t)}{N} \quad (8)$$

This means that the mean displacement of the rear axle of the bus passing over the bridge obtained from a sufficient number (N) of samples can be extracted as a value, μ_a (referred to as *characteristic deflection*), that is relatively free from the influence of the vibration characteristics of the bridge and the vehicle and the dynamic displacement due to the unevenness of the road surface. On the basis of a similar assumption, the mean of the deflection $\delta_b(t)$ at a given point on the bridge during the passage of the vehicle converges to a certain value (μ_b) that is relatively free from the influence of dynamic deflection. By using static deflection $\delta_{sb}(t)$, μ_b can be expressed. If similarity holds true between $\delta_{sa}(t)$ and $\delta_{sb}(t)$ as discussed earlier, and values extracted from measurements taken after the occurrence of deterioration or damage are represented by μ_a and μ_b , then the following equation can be defined:

$$\alpha = \frac{\mu_b}{\mu_a} = \frac{\mu_a}{\mu_b} \quad (9)$$

The rate of change α expressed by Eq. (9) is defined as the *structural anomaly parameter*. After a given value of α is set, the characteristic deflection is monitored continuously. When the characteristic deflection has exceeded a certain limit, it can be judged that the bridge of interest has moved from the acceleration stage on to the deterioration stage (see Fig. 2).

4. Verification experiment to extract bridge vibration behavior by using bus wheel vibration data

(1) Experimental method using a real bridge and a public bus

In order to verify the hypothesis of the similarity between the vertical bus-wheel vibration and the vertical bridge vibration shown in Eq. (4), a verification experiment using a real bridge and a public bus was conducted. Repeatability of measurements and statistical characteristics of the data were also verified to evaluate the feasibility of the proposed monitoring system. The bridge (referred to in this study as the "KW Bridge"), shown in Fig. 5, spans the Hinuma River in Ibaraki Prefecture, and the bus has a vehicle weight of 95.5 kN. The single-span reinforced concrete bridge has a span of about 22 m and has four girders and five 0.21-meter-wide cross beams spaced 5.15 m apart. The bridge is 44 years old but has no major damage that would affect its structural performance. Fig. 6 shows a view of the underside (girders) of the bridge and the bus. The acceleration sensors were installed at the midspan location of an external girder directly under the path of the bus that passed over the bridge. The experiment was conducted three times each at vehicle speeds of 30 km/h and 40 km/h. The vehicle speed was controlled by visually monitoring the speedometer.



Figure 5 Dimensions of target bridge (KW Bridge) and sensor locations.



Figure 6 Details of main girders (bottom view) and sensor location on a girder and the bus.

(2) Experimental results and discussion

Fig. 7 shows a time history of the bridge (midspan) and bus rear wheel response acceleration at 40 km/h, when the bus passed the midspan ("Passing midspan"). At that time, roughly similar vibrations were observed. Similar results were obtained in the others measurements. The distribution of vibration frequency components was determined by Gabor's continuous wavelet transform method. Fig. 8 shows a scalogram showing the midspan and bus rear wheel acceleration measurement data obtained at 40 km/h. These experimental results indicate the similarity between the vertical vibration acceleration of the bridge and the rear wheel vibration acceleration of the passing bus. In a mechanics problem with finite differences, the results indicate the high likelihood that the vertical vibration acceleration of the bridge will be approximated by the rear wheel vibration acceleration of the passing bus on the basis of the assumptions indicated in this study.

Figs. 9 (a) and (b) show a time history and the probability distribution of the rear wheel vibration acceleration response obtained from three sets of measurement results obtained when the bus passed the midspan zone at 40 km/h. Measurement errors were balanced out by averaging the results obtained from a number of measurement sessions. This indicates that the vibration of the bridge can be estimated from data obtained by averaging the results of a number of measurement sessions, and structural characteristics of the bridge can be identified.

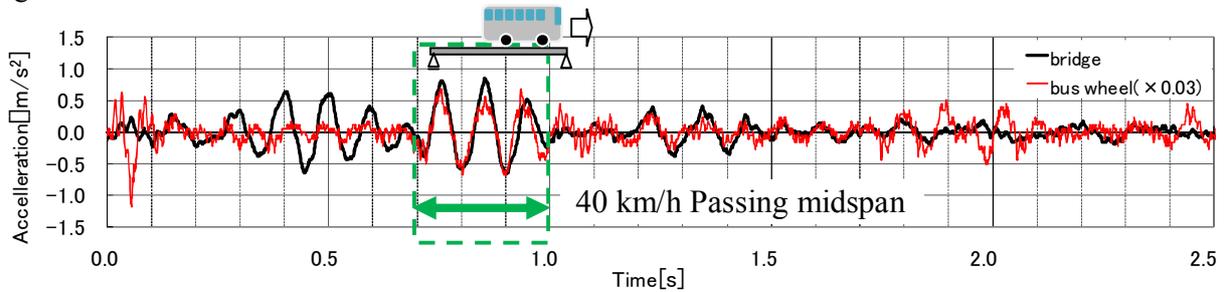


Figure 7 Comparison of bridge acceleration (midspan) and bus wheel acceleration.

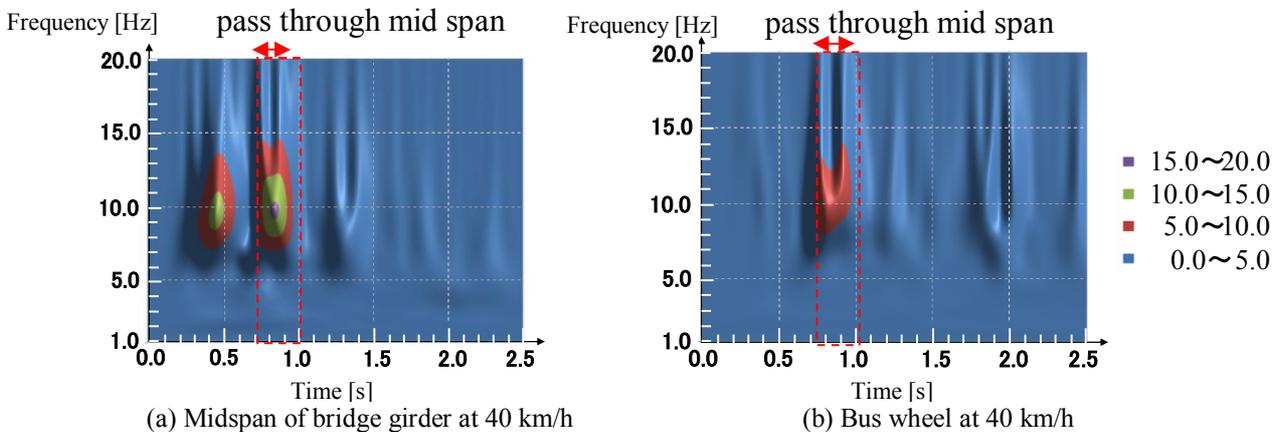


Figure 8 Comparison of Gabor wavelet transform scalogram between bridge girder (midspan) and bus wheel.

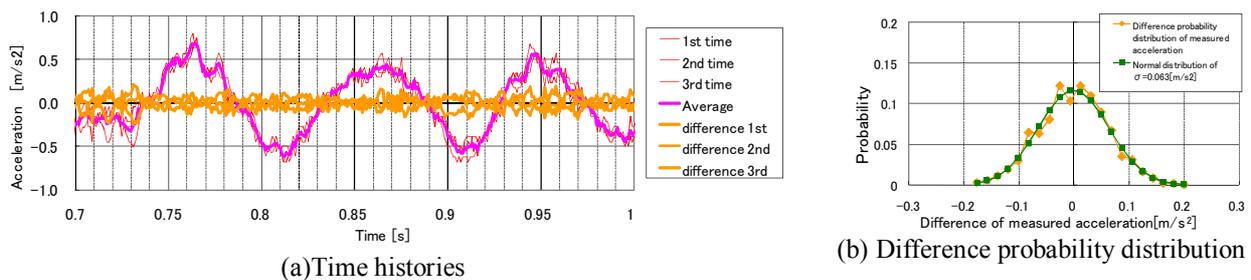


Figure 9 Differences among three measurements of bus wheel (rear axle) acceleration at 40 km/h.

5. Influence of structural behavior of bridge on characteristic values

Fig. 10 illustrates the finite element method (FEM), and Table 1 details its material specifications. For the road surface unevenness (bump) parameters, the average parameter values for asphalt pavements were used¹⁸⁾.

On the basis of the predetermined bus body dominant frequency (1.8 Hz) and the wheel dominant frequency (around 10.0 Hz) and the data indicated on the automobile inspection certificate, a four-degree-of-freedom spring–mass model having dominant frequencies roughly matching the predetermined bus body and wheel frequencies was constructed. Fig. 11 shows the natural frequencies and mode shapes of the bridge model. Fig. 12 shows the natural frequencies and mode shapes of the bus. The body vertical vibration modes and front and rear wheel vibration modes of the bus showed fair agreement with the experimental results (body frequency around 1.8 Hz, wheel frequency around 10 Hz). The measurement and simulation results for the midspan strain when the bus was moving at 30 km/h were compared in order to verify the validity of the analysis model. Strain was measured with a long-gauge optical fiber sensor⁶⁾. The comparison results are shown in Fig. 13. As shown, the simulation results showed slightly greater strains. Judging from the timing of the occurrence of the maximum strain and the tendency of increase or decrease in strain, however, it was thought that the degree of this tendency was low enough to ignore when comparing damage levels (damaged or not).

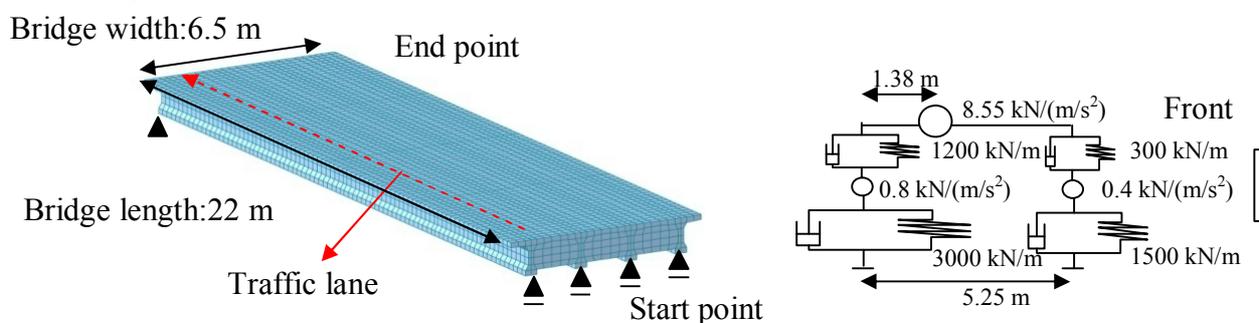


Figure 10 Dimensions and cross-section of KW Bridge and its finite-element model and the four-degree-of-freedom analytical model of the bus.

Table 1 Data for finite-element analysis

Material properties	Characteristic values
Young's modulus	23.5 kN/mm ²
Poisson's ratio	0.167
Specific gravity	2.5×10 ⁻⁸ kN/mm ³
Boundary conditions	Supporting conditions of 4 main girders: End point : Fixed Start point : Moved with longitudinal spring of 200 kN/mm

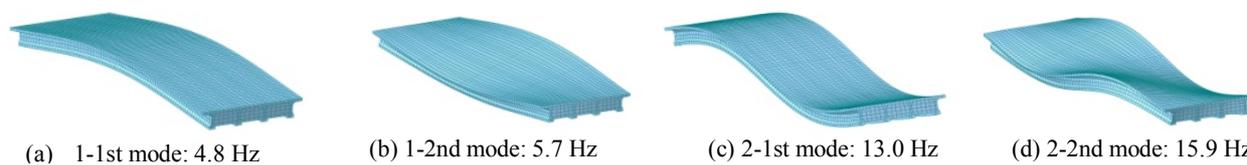


Figure 11 Target orders and modes of bridge vibration (eigen analysis).

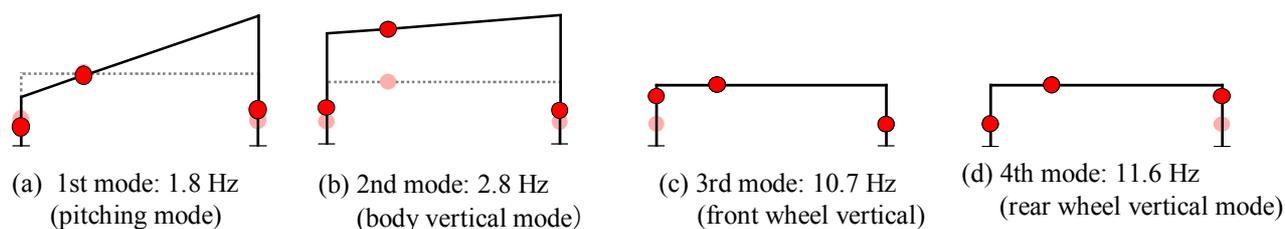


Figure 12 Target orders and modes of bus vibration (eigen analysis)

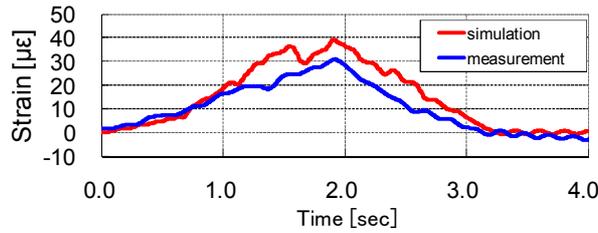


Figure 13 Comparison of strain behavior between measurements at midspan lower flange of main girder and simulation results obtained by FEM (30 km/h running speed).

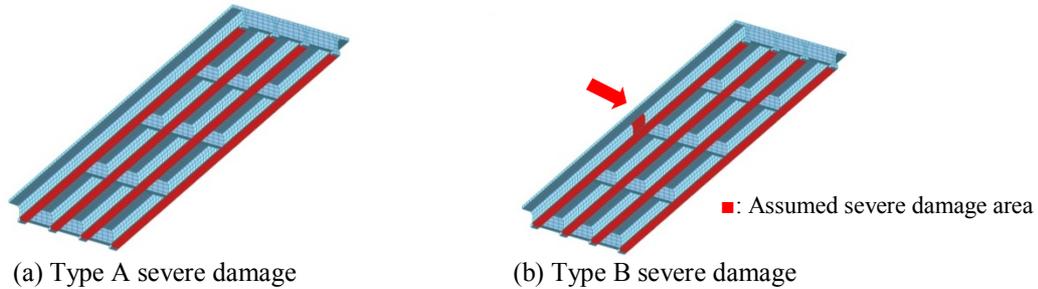


Figure 14 Damage type and location of assumed severe damage area.

By referring to reported cases^{1),2),3)} of damage to existing reinforced concrete bridges, two cases of damage at the final phase of the acceleration stage or an early phase of the deterioration stage were assumed: (1) end-to-end spalling at the lower flanges of all girders (Type A damage), and (2) midspan flexural yielding of one of the girders directly under the lane in which the bus passes (Type B damage). The assumed damage locations are shown in Fig. 14. According to the effective mass ratios in the vertical direction obtained from the eigenvalue analyses, the effective mass ratio in the 1-1st vibration mode was dominant (77%). Therefore, by applying the concept of a plastic hinge often used in seismic design, etc., to the midspan region located near the peak of the mode shape, the stiffness of the plastic hinge region was reduced to 1/100 of the normal value by the effect of damage due to flexural cracking, etc. The vehicle speeds assumed were 30 km/h and 40 km/h, as in the experiment. For the road surface condition (roughness), the five-level criteria defined by the ISO (from "very good" to "very poor") for road surface roughness evaluation was used.

For each evaluation criterion, 100 different patterns of road surface profile were generated by Monte Carlo simulation. Under these conditions, simulation was conducted for a total of 3,000 cases.

Fig. 15 shows a distribution of the characteristic deflection for different road surface profiles. Examination of the differences in the distribution of the characteristic values depending on the existence or nonexistence of damage reveals that deterioration-induced changes are overwhelmed by surface irregularities if the road surface is in a "poor" or better condition. The examination also reveals, however, that if the road surface is kept in a condition better than "average," deterioration-induced changes can be identified with relative clarity, regardless of surface irregularities and vehicle speed.

Table 2 shows the average values of characteristic deflection for different vehicle speeds and road surface profiles in the no-damage and damage (Type A and Type B) cases. As shown in the table, the structural anomaly parameter α is 1.40 in the case of Type A damage and 1.55 in the case of Type B damage.

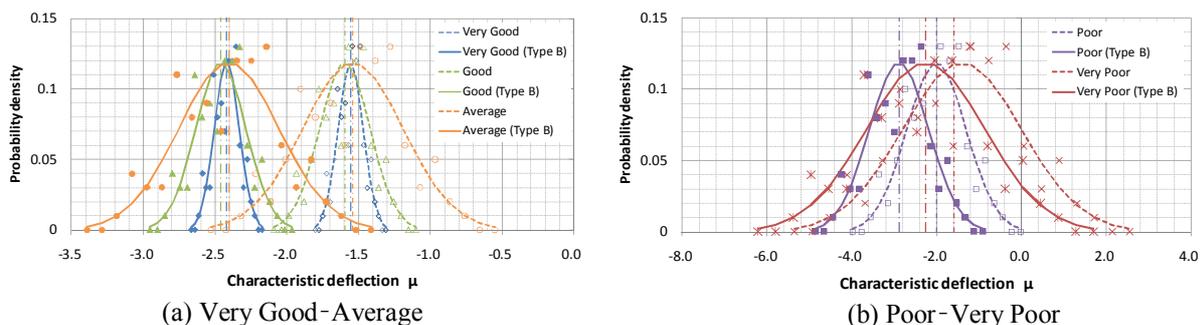


Figure 15 Distribution of characteristic deflection probability for Type B severe damage at 40 km/h.

Table 2 Average values of characteristic deflection (midspan)

Speed and road condition	Not damaged μa	Type A severe damage $\mu a' (A)$	Type B severe damage $\mu a' (B)$
30 km/h, Very good	-1.55	-2.17	-2.41
30 km/h, Good	-1.57	-2.19	-2.43
30 km/h, Average	-1.53	-2.15	-2.39
40 km/h, Very good	-1.56	-2.18	-2.42
40 km/h, Good	-1.60	-2.22	-2.46
40 km/h, Average	-1.54	-2.16	-2.40
Average	-1.56	-2.18	-2.42

6. Calculation of characteristic deflection by use of measurement data and discussion on detection of structural anomalies

Vertical displacement was estimated by using acceleration wave integrals obtained, by the Fourier transform method, from the rear wheel vertical vibration acceleration of the bus passing over the bridge in the experiment in order to calculate the characteristic deflection. The average value of the characteristic deflection in the no-damage cases was -0.4464 . Table 3 shows the characteristic deflection values. If, on the basis of the simulation described earlier, Type A damage ($\alpha = 1.40$) is used as a monitoring criterion, it can be judged that some kind of serious structural anomaly has occurred if the average value of the characteristic deflection is lower than -0.625 mm.

Table 3 Average values of characteristic deflection in KW Bridge experiment

Speed	μa (not damaged)		
30 km/h	-0.4568	-0.5327	-0.4524
40 km/h	-0.3078	-0.3793	-0.5495
Average	-0.4464		

7. Conclusions

In this study, a new method of monitoring the structural health of bridges using a public bus has been proposed, along with safety indices, as a means of solving SHM-related problems, and a fundamental study of the technical problems associated with the use of the proposed method was conducted. The main conclusions reached through analysis and the results of verification experiments and simulation can be summarized as follows:

1) By using the similarity matrix P under certain conditions, vertical vibration of a bridge can be estimated from the wheel vibration of a bus passing over the bridge.

2) Structural anomalies of a short- or medium-span bridge with a relatively damage-free ("average") road surface at the acceleration or deterioration stage can be detected by monitoring the characteristic deflection measured from wheel vibrations on the condition that the stiffness of the bus used for measurement remains unchanged.

3) In the event of short-span bridge damage as assumed in this study, an anomaly can be detected from the wheel vibration of the bus used for measurement. A monitoring system for detecting major signs of anomalies occurring around or during the transition from the acceleration stage to the deterioration stage by using a bus is feasible.

References

- [1] Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism in Japan, 2006
- [2] Furuta, H., Kayano, M., and Watanabe, E.: "Present state and future outlook of bridge maintenance and bridge management systems" *Doboku Gakkai Ronbunshuu F*, Vol. 63, No. 3, 287–294, July 2007.

- [3] JSCE Joint Subcommittee on Maintenance Engineering: *Infrastructure Maintenance Engineering*, University of Tokyo Press, 2004.
- [4] Nishimura, A., Fujii, M., Miyamoto, A., and Kagayama, T.: "Usefulness of mechanical behavior in bridge damage assessment", *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, No. 380/I-7, April 1987.
- [5] Tamakoshi, T., Nakasu, K., Ishio, M., and Nakatani, S.: "Research on the dynamic responses of bridges which are caused by large size vehicles (II)", *Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management*, No. 180, May 2004.
- [6] Japan Society of Civil Engineers: *Health monitoring technology for concrete structures*, Concrete Technology Series No. 76.
- [7] Kojima, T., Tsunashima, H., Matsumoto, A., and Ogata, M.: "Rail track defect detection by use of onboard measurement data", *Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineers (Series C)*, Vol. 72, No. 720, pp. 2447–2454, August 2006.
- [8] Ishii, H., Fujino, Y., Mizuno, Y., and Kaito, K.: "Development of Train Intelligent Monitoring System (TIMS) using wheel vibration of in-service vehicle", *Doboku Gakkai Ronbunshuu F*, Vol. 64, No. 1, 44–61, February 2008.
- [9] Mizuno, Y., Fujino, Y., Kataoka, K., and Matsumoto, Y.: "Development of a mobile sensing unit and its prototype implementation", *Tsinghua Science and Technology*, Vol. 13, No. S1, pp. 223–227, October 2008.
- [10] Sugiura, K., Oshima, Y., Yamaguchi, T., Kobayashi, Y., Okano, H., and Okashiro, S.: "Structural health assessment of road structures by use of multifunction inspection vehicle", Report on results of research and development of technology contributing to improvement of quality of road policy measures, No. 17–8, Committee on Advanced Road Technology, July 2008.
- [11] Kawatani, M. and Shimada, R.: "Nonstationary random response and impact of girder bridges under moving vehicles", *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, No. 398/I-10, pp. 385–394, October 1988.
- [12] Nakajima, A. and Tsumura, N.: "A study on simulation method for vehicle-bridge system", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 38A, pp. 781–788, March 1992.
- [13] Lin C.W. and Yang Y.B. (2005) "Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies: an experimental verification. *Engineering Structures*, 27, 1865-1878.
- [14] Kim, C. and Kawatani, M.: "Bridge health assessment using data on vibration induced by a single vehicle", *Steel Construction Engineering*, Vol. 15, No. 58, pp. 37–46, June 2008.
- [15] Kitagaki, K., Yamaguchi, T., Kitada, T., Sugiura, K., and Kano, M.: "Analytical study on damage identification of bridge by dynamic vehicle response", *Journal of Construction Steel*, Vol. 15, Japan Society of Steel Construction, 585–590, 2007.
- [16] Subcommittee on Monitoring of Bridge Vibration, Committee on Structural Engineering, JSCE: *Proceedings of the Colloquium on Bridge Vibration '97*, September 26, 1997.
- [17] Health Monitoring Working Group, Subcommittee on Monitoring of Bridge Vibration and its Standardization, Committee on Structural Engineering, JSCE: *Monitoring technology for structural performance assessment*, April 22, 2005.
- [18] Committee on Structural Engineering, JSCE: "Present state and problems of research on traffic-induced bridge vibration" (report of the subcommittee on traffic-induced bridge vibration), April 1994.
- [19] Yabe, A.: "Development of method for analyzing dynamic moving body–structure interaction using substructure method", *Proceedings of the 61st Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers*, 1-424, pp. 845–846, September 2006.
- [20] Bridge Vibration Study Group: *Measurement and analysis of bridge vibration*, Gihodo Shuppan, October 1993.
- [21] Japan Society of Civil Engineers: *Guidelines for bridge vibration monitoring*, Structural Engineering Series, No. 10, 2000, pp. 110–119, 1996.
- [22] Japan Society of Mechanical Engineering: *Computer analysis in vibration engineering*, Corona Publishing, 1987.

地盤情報データと常時微動観測結果を活用した地盤構造の推定に関する研究

ー地盤構造が複雑な地点での常時微動観測の適用ー

正会員 ○落合 努*¹ 栗山 利男*¹
 正会員 荏本 孝久*² 山本 俊雄*²

常時微動 卓越周期 H/V スペクトル比
 複雑な地盤構造 S 波速度 地質断面図

1.はじめに

横浜市は、地震発生後の応急対策等に役立てることを目的として、市内 150 ヶ所で強震観測ネットワーク¹⁾が構築されている。その中で今回対象とした S 地点は、地域防災拠点に指定されており、災害発生時には重要な役割を果たすと考えられる。一方、S 地点は、台地と低地の境界付近に位置するため複雑な地盤構造を有し、地震発生時には複雑な挙動を起こす可能性がある。

著者らは、これまでに S 地点は、周辺の他の地点に比べ強震計の観測記録が大きい傾向がみられること、強震観測点の地盤調査結果を用いた理論分散曲線と微動アレイ観測の解析結果が整合しないことなどを確認している。

ここでは、常時微動の単点移動観測を高密度に行い、S 地点の詳細な地盤構造を推定することを目的とした。

2.対象地点の地形

対象地域は横浜市の関東ロームに覆われた洪積台地と、これを刻んで複雑に発達し、軟弱な沖積層で埋められた沖積谷底低地からなる。両者を境する斜面は急崖となっている。昭和初期の地形図²⁾によると、この谷底低地は水田として利用されており、ここからも軟弱地盤な地域であることがうかがえる。

S 地点は、この台地と谷底低地の境界部に位置しており、南側の斜面を切って、北側の谷底低地上に盛土して造成されている。

3.常時微動観測

3.1 観測・解析手法

常時微動観測は、強震観測点で 1 点、ボーリング調査地点で 10 点、及び敷地内とその周辺部で 5 つの測線を形成するように計 63 点で観測を行った。

観測は、サーボ型速度計を使用し、水平 2 成分 (NS、EW) 上下成分 (UD) の 3 成分、サンプリング周波数は 100Hz とし、180 秒間実施した。

観測記録の時刻歴波形から、比較的外乱の少ない安定した区間 20.48 秒を数箇所抽出した。それらのデータをフーリエ変換しスペクトルを求め、水平 2 成分を上下成分で除して H/V スペクトル比を求めた。観測記録の一例 (B-1、E-3) を図 1 に示す。

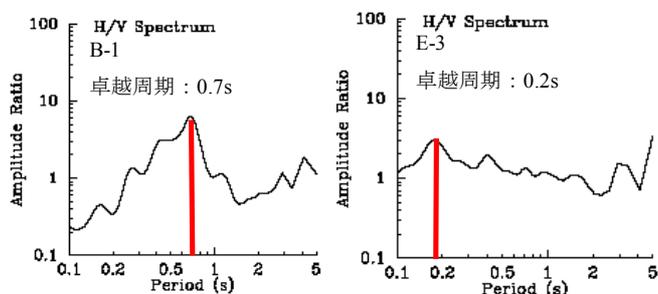


図 1 H/V スペクトル比の例

3.2 卓越周期分布の算定

観測した H/V スペクトル比から卓越周期を抽出し、その分布図を図 2 に示す。なお、今回は表層地盤を対象としているため、卓越周期は 0.1~1.0 秒付近の範囲から抽出した。

図より、卓越周期の分布は南西側と北東側の違いが明確である。南西側では卓越周期の大部分が 0.3 秒以下と短いのにに対し、北東側では 0.6 秒以上と卓越周期がやや長くなる。これは、造成前の地形である南西側の斜面、北東側の谷底低地をそれぞれ造成した地盤構造に起因していると考えられる。



図 2 卓越周期分布及び断面線位置図

Research on presumption of the ground structure to use the ground information and microtremor observation - Application of microtremor observation in site where the ground structure is complex -

Tsutomu OCHIAI, Toshio KURIYAMA,
 Takahisa ENOMOTO, Toshio YAMAMOTO

4.地盤構造の推定

4.1 表層の S 波速度の検討

強震観測点において、PS 検層結果を用いた重複反射理論による伝達関数は、常時微動から得られる卓越周期や、強震記録の H/V スペクトルとやや整合が取れない。表層の Ps 層（埋土層）での PS 検層記録は、1 地点・1 深度のみの記録であること、Ps 層が不均質な埋土層であることから、この S 波速度（190m/s）は、特異値の可能性があると考え S 波速度の再検討を実施した。

地盤調査結果の N 値を各層で整理し、太田・後藤式³⁾より S 波速度を求め図 3 に示す。図から、Ps 層以外の両者は概ね良い整合を示すが Ps 層は大きく異なる。

伝達関数と、常時微動・強震観測記録（2005.10.16 : M5.1）の H/V スペクトル比を重ねて図 4 示す。図より、太田・後藤式を参考に得られた S 波速度（60m/s）を用いた方が両者との整合がよい。よって、敷地全体を代表する Ps 層の S 波速度は、60m/s とした。

4.2 地質断面図の検討

常時微動観測の結果より、卓越周期と伝達関数が整合するよう層厚を調整し、既存の地質断面図の再検討を行った。結果を並べて図 5 示す。考慮前では、沖積層の境目の断面は緩やかに描かれていた。しかし、考慮することにより、卓越周期が大きく変化する付近の地下に、沖積層と洪積層の境界となる急斜面が伏在し、より南側では斜面が切られ平坦化されていることが推定された。

5.まとめ

地盤構造が複雑に変化する地点で、常時微動観測を行って S 波速度や地質断面図の再検討を行った。常時微動観測を行うことにより、より現状に近い地盤モデルの構

築が行えたと思われる。今後は、作成した地盤モデルを用いて、解析シミュレーションを行うことにより、実際の強震観測記録との整合性等を確認するなどの検討を行う予定である。

謝辞

本論文の作成に当たって、関東学院大学名誉教授の松田馨余先生に助言をいただいた。ここに記して感謝します。

【参考文献】

- 1)横浜市消防局、高密度強震ネットワーク
- 2)横浜市建築局、横浜市三千分一地形図
- 3)太田裕・後藤典俊、S 波速度を他の土質の諸指標から推定する試み、物理探鉱、Vol.29,No.4,pp.31~41,1976

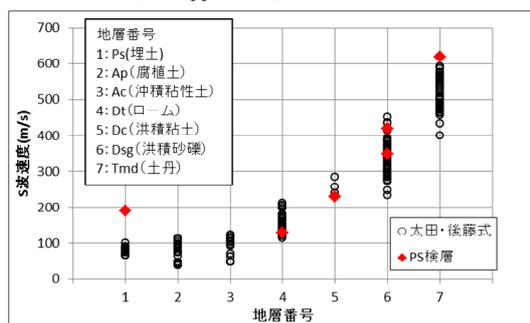


図 3 S 波速度の再検討

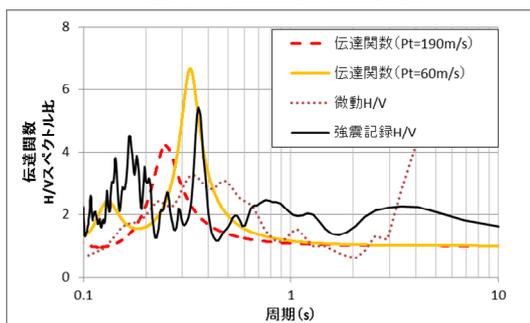


図 4 伝達関数と H/V スペクトル比

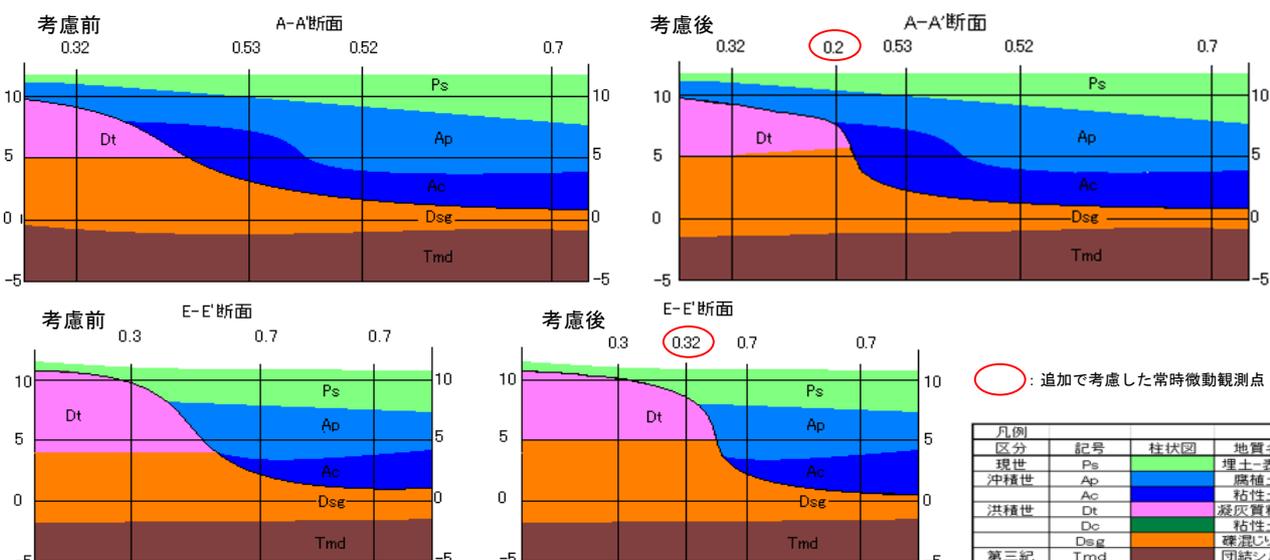


図 5 常時微動結果を考慮前後の地質断面図の比較

*1 構造計画研究所

*2 神奈川大学 工学部

*1 Kozo Keikaku Engineering Inc.

*2 Kanagawa University

3次元個別要素法を用いた落石作用を受ける敷砂の衝撃伝達挙動の解析

Analysis of impact response of the sand cushion by rock fall using three-dimensional DEM

渡辺高志*, 榎谷浩**, 油谷勇佑***, 佐藤彰****

Takashi Watanabe, Hiroshi Masuya, Yusuke Aburaya, Akira Satoh

* 修(工), (株)構造計画研究所, 防災・環境部 (〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3)

** 工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

*** 修(工), 西宮市, 防災・安全局 (〒662-8567 兵庫県西宮市六湛寺町 10-3)

**** 日本サミコン(株), 技術部設計開発課 (〒950-0925 新潟県新潟市中央区弁天橋通 1-8-23)

Key Words: (Rock fall, Impact analysis, Sand cushion, Distinct Element Method, Shape of rock)

キーワード: 落石, 衝撃解析, サンドクッション, 個別要素法, 落石形状

1. まえがき

我が国は地質が脆弱な上に地震も多く, 多雨多雪地域であるために山岳地帯に建設された構造物は地滑り, 崖崩れや落石などの自然災害の大きな問題を抱えている。

山間部における自然災害に対する落石覆工等の防護構造物は, 落石等による衝撃荷重を受けることが前提となることから, クッション材を使用しない覆工も海外では一部見られるものの, クッション材を利用した設計が現在でもなお合理的と考えられる。既存の構造物の補修・補強の点からもクッション材の適切な利用を進めていく必要があると考えられる¹²⁾。

クッション材に関する研究は長年行われているものの, このような緩衝材を通して構造物に伝達される衝撃力の評価や緩衝効果は, 十分には明らかにされていないわけではない。また, クッション材の複雑な衝撃挙動は理論的な説明が難しく, 性能照査型設計を行うためにも実験・解析的研究の進展が望まれている。

そこで本研究では, 緩衝材の1つであるサンドクッション上への重錘衝突による室内実験を行い発生衝撃力について調べた。次に個別要素法を用いて, 実験に使用した重錘を精度よくモデル化する手法を具体的に示し, サンドクッション層を異なる大きさの個別要素の集合体としてランダムにモデル化することについて検討した。最後に本手法の解析結果は, 実験結果をよりよく再現できることを示した。

2. 実験概要

写真-1 は金沢大学構造工学研究室ハードラボに設置



写真-1 実験装置全体



写真-2 土槽底面に配置した土圧計

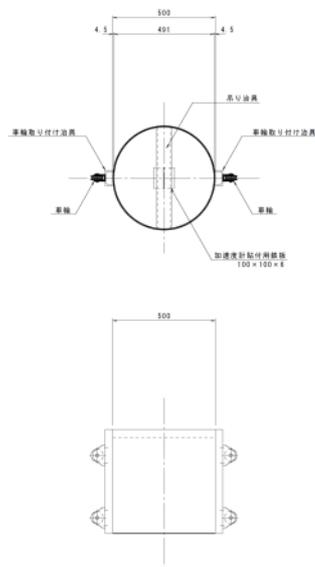
されている自由落下式実験装置である。幅 2.35m, 奥行き 3.5m, 高さ 4.5m の重錘落下用フレームを用いて重錘を中心に設置した土槽に自由落下させる装置である。土槽は 1.1m 四方の面積に砂を敷くことができ, 敷厚は 0.75m まで対応可能である。写真-2 に示すように土槽

底面には土圧計を設置しており、底面への伝達衝撃力を計測できる。重錘の落下は中央位置に限定しており、対称性を考慮して四分の一の正方形の領域に36個の土圧計を設置した。土槽には緩衝材として厚さ30cm, 50cm, 70cmの敷砂材を敷設し、2.0kNの重錘をそれぞれ落下高さ0.5m, 1.0m, 1.5m, 2.0m, 2.5m, 3.0mから3回ずつ全てスパン中央位置に落下させた。

図-1は用いた2種類の重錘を示したものである。底面が平らな円であるもの(以後、平底と呼ぶ)と円錐形状であるもの(以後、錐底と呼ぶ)の2種類を使用した。いずれも重量は2kNであり、断面の直径が0.5mである鋼殻にコンクリート充填した円筒形状の重錘である。重錘には3次元加速度計を設置しており、これにより重錘衝撃力を測定した。

本実験装置の測定システムでは、各計測器より得られた出力を100 μ sのサンプリング間隔(サンプリング周波数:10KHz)で測定している。

図-1 重錘構造図



3. 個別要素法による数値解析

著者らの既往の研究においては規則配列によるモデル化を用いていたが³⁾、これらの配列は作用力の伝達が単調であり、モデル配列が解析挙動に与える影響が極めて大きいことから、解析

においては問題となる衝撃形式などの違いによって配列の決定を行う必要があった。本論文で報告する解析については、重錘は格子配列を採用し、緩衝材はランダム配列でモデル化した。

3.1. 重錘のモデル化

著者らの既往の研究では、重錘を大径粒子としてモデル化しており、平底重錘のような形状効果を表現しにくいことが明らかになっている。

そこで本解析では、実際の重錘形状データを用いて格

子配列の複数粒子で構成される重錘モデルの作成を行った。格子配列粒子による重錘のモデル化は粒子座標が形状表面の内側にあることを判定し実現した。本解析における重錘モデルは凸な形状であるため、全ての表面三角形に対して内外判定を実施するだけで実現可能である。しかし、完全に凸な形状でない場合には問題があり、より複雑な形状に対応するために、表面形状を凸な形状である4面体要素に分解し4面体毎に処理を実行することにした。4面体分解には3次元デローニー分割^{4,5)}を利用した。図-2に錐底重錘の表面形状データと4面体分解後のメッシュ図を示す。また、図-3に格子配列で粒子化した平底と錐底の重錘モデルを示す。表-1に作成した重錘モデルの詳細を示す。

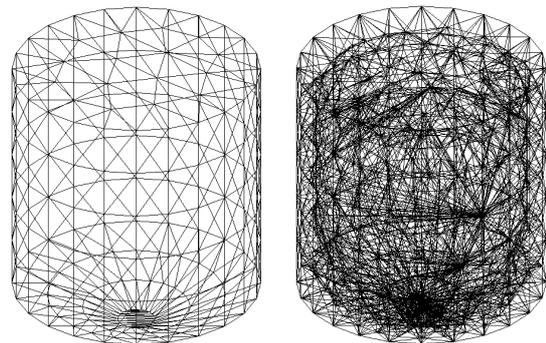


図-2 錐底重錘の表面形状(左)と4面体分解後(右)

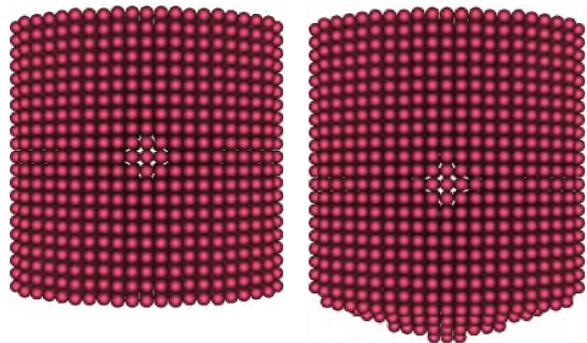


図-3 平底重錘モデル(左)と錐底重錘モデル(右)

表-1 重錘モデルの詳細

	平底重錘	錐底重錘
質量[kg]	200.6	202.5
粒子半径[mm]	12	12
粒子数[個]	7161	7681
粒子密度[kg/m ³]	3869.7	3642.6

3.2. 重錘の剛体計算

重錘は緩衝材と比べて極めて剛であり、緩衝材粒子間と同様にしてこれに対応した非常に大きなばね定数を設定することは可能である。しかし、本研究では、計算の効率化のため、重錘粒子間の要素接続については剛体であると仮定し、これらの重錘を表す粒子同士は接触判定の対象としなかった。

剛体粒子の移動は重心の並進移動量と重心回りの剛体回転の和として計算される。剛体回転は初期状態における重心回りの個々の粒子の相対位置関係に対して、初期の姿勢から現在の姿勢へ変換する回転行列を乗じることで計算した。剛体の慣性テンソルも、剛体回転と同様に初期状態でのテンソルに回転行列を乗じることによって更新した。計算に用いる回転行列は剛体の姿勢より時々刻々と更新し、姿勢の管理は4元数を利用した⁶⁾。

3.3. 緩衝材のモデル化

本論文にて報告する解析対象とする土槽形状は直方体と単純であり、規則配列によって簡便に緩衝材粒子を充填できる。しかしながら、前述したように規則配列では、粒子に大きな変位がない状態では力の伝達に方向性が存在することなどにより、実験で測定される衝撃力波形の十分な再現が困難であることが既往の研究より分かっている。

そこで本研究では、緩衝材モデルをパッキング計算によりランダム配列として作成した。実際の緩衝材の粒度分布をモデルで忠実に再現することは現時点では困難であるが、本研究では、ある粒度分布モデルを設定した。モデルは供試体の粒度分布を参考に4階級に分級し、重力落下解析によるパッキング計算により作成した。実際に作成した緩衝材モデルの粒子径と質量分率を表-2に、緩衝材モデルの粒子半径別粒子数を表-3に示す。また、供試体の単位体積重量を元に算出した緩衝材モデル粒子の密度を表-4に示す。図-4に層厚70cmの緩衝材モデルと錐底重錘モデルの組み合わせを示す。

表-2 緩衝材モデルの粒子径と質量分率

質量[%]	供試体	緩衝材モデル
13.2	2.000-5.000mm	40.0mm
12.4	0.850-2.000mm	32.0mm
27.3	0.425-0.850mm	24.0mm
47.1	0.000-0.425mm	16.0mm

表-3 緩衝材モデルの粒子半径別粒子数

層厚[cm]	粒子径別粒子数				総粒子数
	16.0mm	24.0mm	32.0mm	40.0mm	
h=70	37486	24302	8613	4130	74531
h=50	27026	17501	6145	2972	53644
h=30	16379	10650	3745	1770	32544

表-4 緩衝材モデルの粒子密度

層厚[cm]	緩衝材質量[kg]	粒子総体積[m ³]	粒子密度[kg/m ³]
h=70	1460	0.542472	2691.386
h=50	1040	0.389662	2668.979
h=30	620	0.235782	2629.549

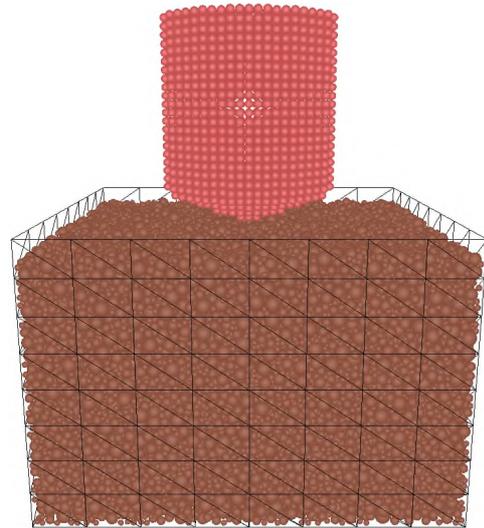


図-4 層厚70cmの緩衝材モデルと錐底重錘モデル

3.4. 解析ケース

解析ケースは実施した実験の条件に沿うように設定した。全てのケースを網羅すると数が多くなるため、本論文で報告するケースは落下高を1.0mと1.5mに限定して設定した。緩衝材の層厚によってランダム配置の影響により若干間隙比が異なるため、粒子密度はケース毎に異なる値を設定している。解析ケースの一覧を表-5に示す。

表-5 解析ケース一覧

解析ケース	重錘型	層厚[cm]	落下高[m]
JHT30F10	平底	30	1.0
JHT30F15	平底	30	1.5
JHT50F10	平底	50	1.0
JHT50F15	平底	50	1.5
JHT70F10	平底	70	1.0
JHT70F15	平底	70	1.5
JST30F10	錐底	30	1.0
JST30F15	錐底	30	1.5
JST50F10	錐底	50	1.0
JST50F15	錐底	50	1.5
JST70F10	錐底	70	1.0
JST70F15	錐底	70	1.5

3.5. 解析パラメータ

過去の著者らの研究⁷⁾より法線方向ばね定数の影響が接線方向のばね定数に比べ非常に大きいことが判明している。そこで、接線方向ばね定数は法線方向ばね定数の1/4に固定し、法線方向ばね定数を実験結果と比較しながら試行錯誤により定めた。ばね定数算出の基本ケースとしては、粒子数が多く再現性が高いと考えられる層厚70cmのケースを選定し、最小粒子径の粒子間ばね定

数を基準ばね定数としてパラメトリックに決定した。減衰係数は臨界減衰を基準に設定したが、波形への影響を考慮して臨界減衰の5%とした。時間増分は解に影響を及ぼさなくなる大きさの刻み幅とし、最小径の緩衝材粒子の一質点系の固有周期 T の1/100程度とした⁷⁻⁹⁾。全ての解析ケースにおいて共通で用いた解析パラメータを表-6に示す。

表-6 解析パラメータ

法線方向基準ばね定数	1.60(kN/mm)
接線方向基準ばね定数	0.40(kN/mm)
減衰定数	0.05
内部摩擦角	44.5 度

4. 解析結果および考察

4.1. 実験と解析の衝撃力波形比較

実験と解析の衝撃力波形の比較を行った。平底重錘落下ケースの比較を図-5に、錐底重錘落下ケースの比較を図-6に示す。

図-5より平底重錘落下ケースについては、実験波形と解析波形は良く似ており、特に層厚70cmと50cmのケースで現象の再現性が高い。JHT50F15では波形がほぼ重なっており、立ち上がりだけでなくその後の重錘の浮き上がり過程も正確に計算出来ていることが分かる。

これは、重錘を大径粒子1つでモデル化した場合は得られなかった結果であり、重錘を正確にモデル化する有効性が確認できた。層厚30cmのケースで衝撃力の継続時間にややずれが認められるが、これはばね定数の設定を層厚70cmのケースで行っていることや、層厚が薄いため厚さ方向の要素分割数が不足したためだと考えられる。このことは、十分な分解能を確保することで解決できるものと考えている。

図-6より錐底重錘落下ケースでは、継続時間は概ね再現出来ているものの、最大荷重が全ケースで小さいことが確認できる。これは重錘を格子配列でモデル化しているため、重錘先端部の円錐形の斜面部分の凹凸の影響が表れたものと考えられ、特に低速度衝突のケースで顕著である。この影響は波形に出ており、貫入時に凹凸を乗り越える際の滑りが生じていることが重錘衝撃力波形の振動から窺える。

この問題は重錘のモデル化精度を上げることで解消できる可能性が高いと考えられる。重錘を構成する剛体粒子数を増やすことで影響を抑制することが可能だとは考えられるが、一方で敷砂モデルの分解能も高くする必要のあることから計算時間の増大が予見される。そこで、今後は重錘モデルを4面体要素集合による剛体モデルとして扱うことでこの問題に対応することを検討していく。

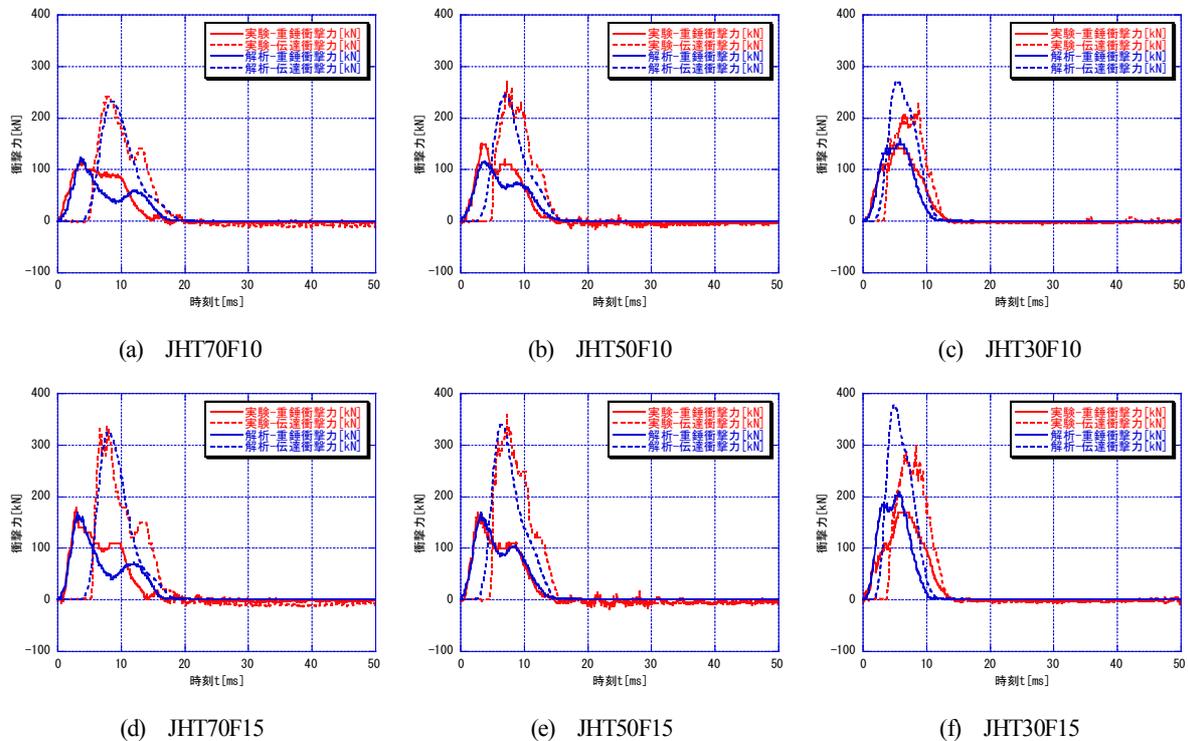


図-5 平底重錘落下ケースの衝撃力波形比較

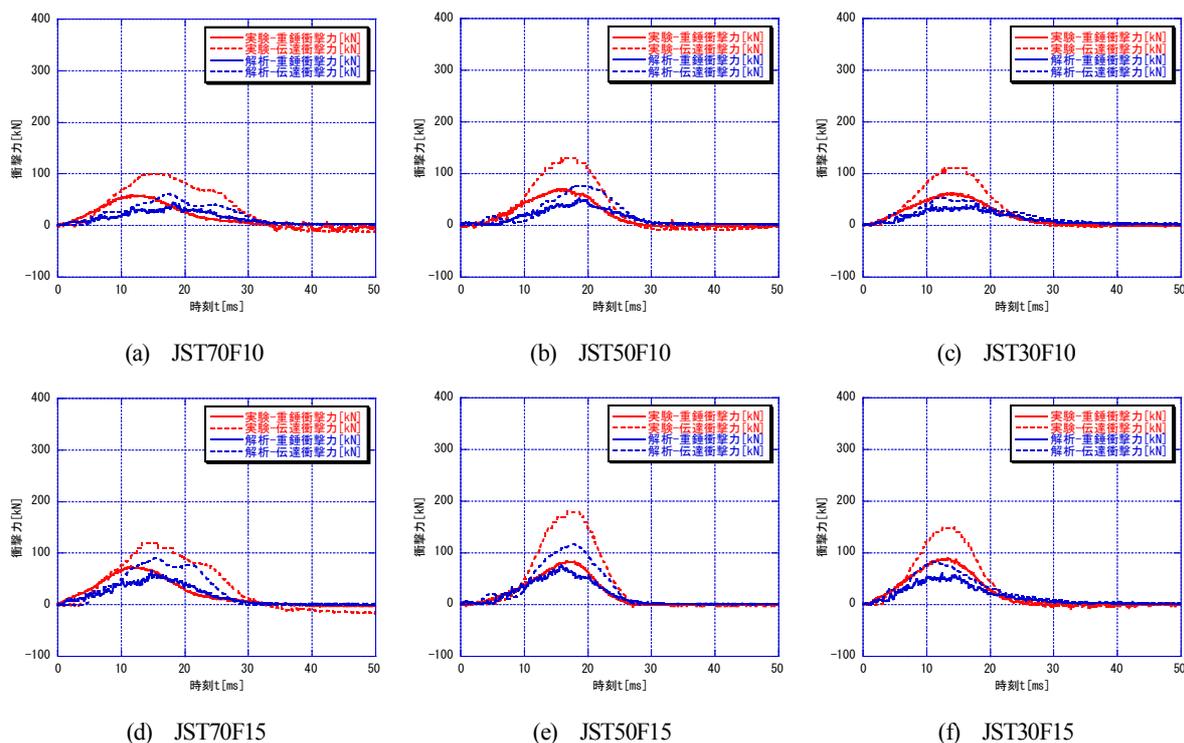


図-6 錐底重錘落下ケースの衝撃力波形比較

4.2. 重錘の貫入過程

既往の研究ではサンドクッションを規則配列でモデル化していたため、重錘が砂層に貫入していく過程の再現が特に最密配列モデルで困難であった。衝撃力波形より、最も現象の再現性が高いと考えられる JHT50F15 の

ケースについて、重錘の貫入過程を正面より奥行き方向中央断面を描画することで確認した。図-7 に粒子の移動を時間断面毎の画像で示す。先端がフラットな形状のため、一般に他の形状の重錘に比べ貫入量の小さい平底重錘でも敷砂層へもぐりこんでいることが確認できる。

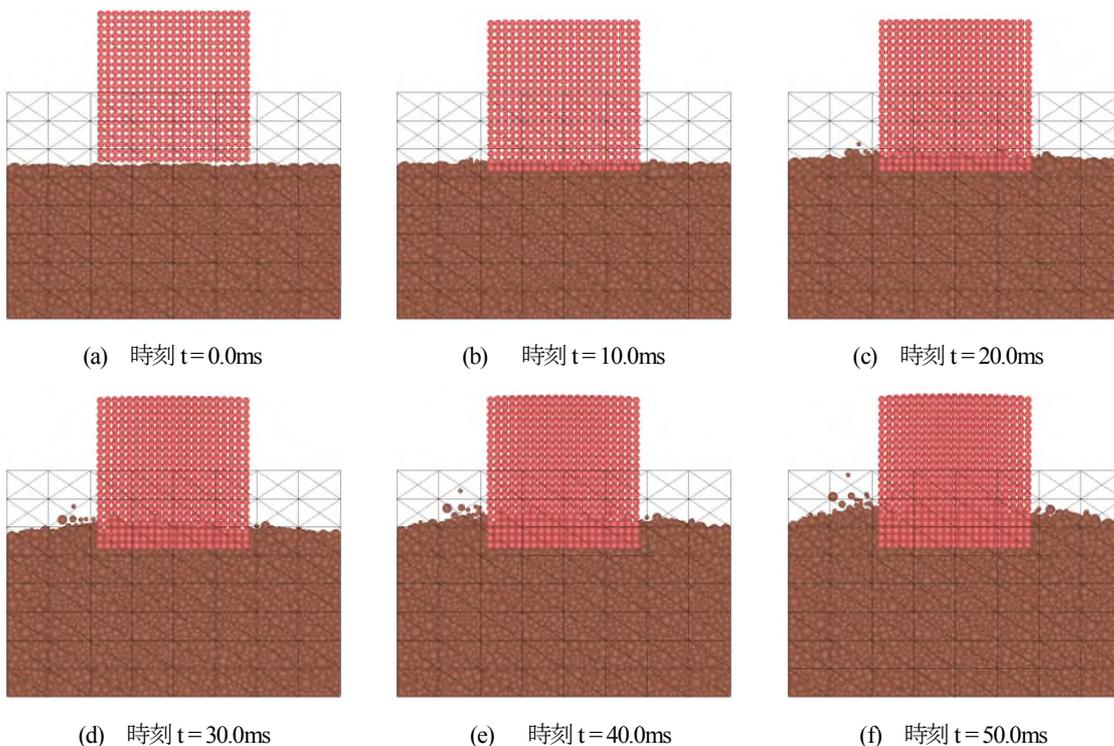


図-7 JHT50F15 の重錘貫入過程を示す中央断面での時刻歴

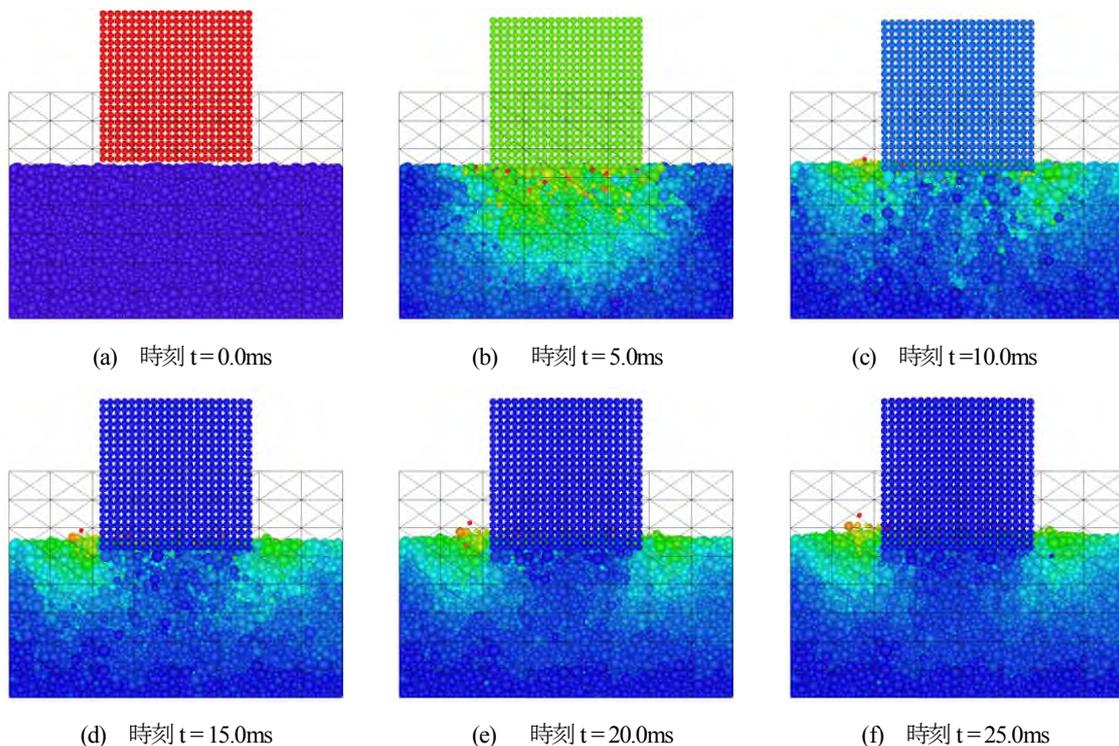


図-8 JHT50F15の重錘貫入過程を示す中央断面での粒子速度分布時刻歴

4.3. 重錘の貫入による緩衝材の運動

前節と同じ JHT50F15 のケースについて、重錘の貫入過程における奥行き方向中央断面の粒子速度分布時刻歴を図-8に示す。粒子の色は速度の大きさを意味しており、暖色ほど粒子速度が大きい。剛体である重錘の構成粒子は重心での並進速度を全構成粒子で出力しており、剛体回転により生じる速度差は出力していない。

重錘は初速度でサンドクッションに衝突し、重錘の直下にある砂粒子は、その後盛り上がり重錘を覆っていく過程が粒子の運動量の変化を観察することで確認できる。このように本解析手法は、実験では確認しづらい、クッション材と重錘の細かな現象の理解に有効である。

5. 結論

本研究で得られた結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 重錘を複数粒子の剛体で表現することで、衝突物である重錘の形状効果を確認した。重錘を詳細にモデル化することで、高い精度で衝撃力波形を再現できることを示した。
- (2) 重力落下によるパッキング解析によりランダム配列の実物に則したサンドクッション解析モデルを作成し、実験結果との比較により解析上の有用性を確認した。
- (3) 実験と解析の衝撃力波形を比較し、ある程度的一致が認められた。特に平底重錘のケースに関しては十分な再現性があるといえる。
- (4) 重錘衝撃力、伝達衝撃力共に平底に関して、概ね一

致している反面、錐底の解析結果では実験値との差異は平底に比べ大きく、重錘表面の凸凹の影響が少なからずあると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6.
- 2) 土木学会：ロックシェッドの耐衝撃設計，構造工学シリーズ8，土木学会，1998.11.
- 3) 渡辺高志，榎谷浩，佐藤彰，中村佐智夫：3次元DEMを用いた重錘落下による実物大サンドクッションの衝撃応答解析，構造工学論文集，土木学会，Vol.55A，pp.1296-1303，2009.3.
- 4) 谷口健男，森脇清明：3次元FEMのための自動要素分割法，森北出版，2006.12.
- 5) 山下優耶，森脇清明，谷口健男：3次元体表面上の点座標が与えられた場合の形状生成法，日本計算工学会論文集，Vol.2001，pp.257-264，2001.5
- 6) 越塚誠一：粒子法シミュレーションー物理ベースCG入門，培風館，2008.2
- 7) 吉田博，榎谷浩，今井和昭：個別要素法による敷砂上への落石の衝撃特性に関する解析，土木学会論文集，第392号/I-9，pp.297-306，1988.4.
- 8) 榎谷浩，中田吉彦，梶川康男：個別要素法の衝撃問題への適用に関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.38A，pp.1477-1487，1992.3.
- 9) 後藤仁志：数値流砂水理学ー粒子法による混層流と粒状体の計算力学，森北出版，2004.9.

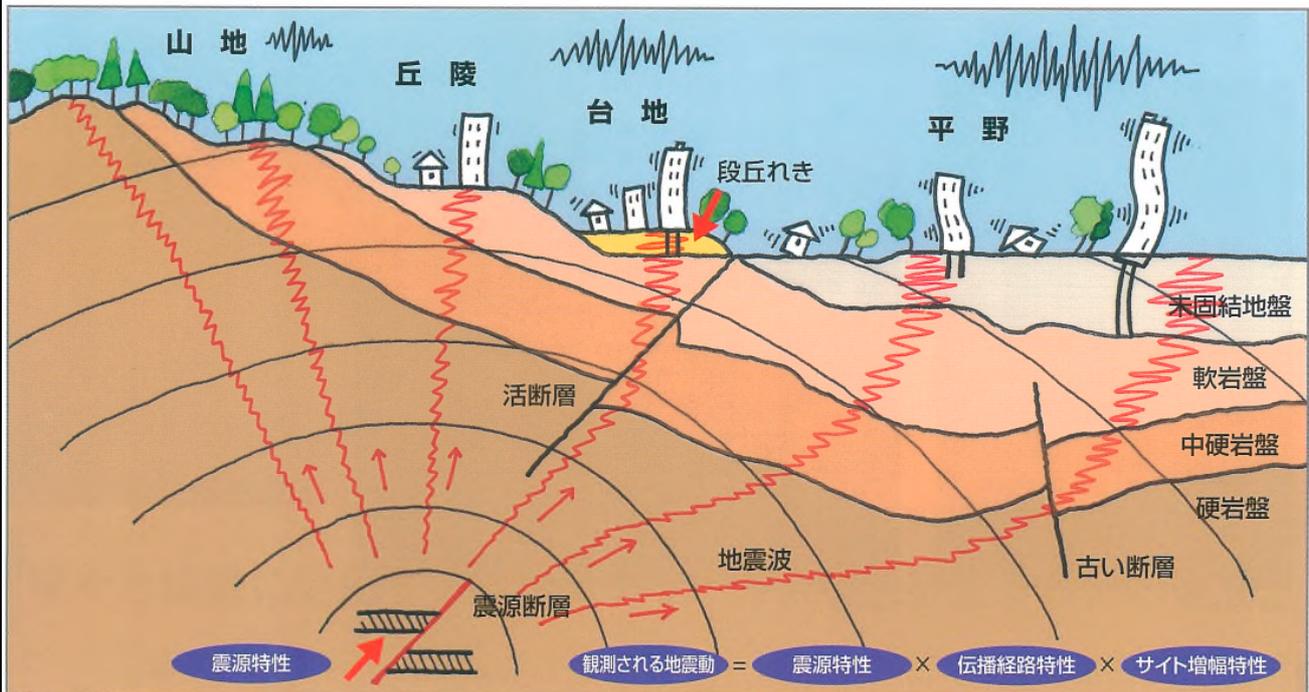
強震動評価・シミュレーション・設計用入力地震動

断層モデルによる地震動評価

地表で観測される地震動の特性は、震源特性・震源から基盤への伝播特性・表層地盤の増幅特性により決定されます。断層モデルを考慮した地震動評価は広く行なわれ、様々な手法が提案されています。弊社では永年培ってきた地震動評価の経験と実績に基づき、お客様の目的・予算に応じた手法により地震動の評価・シミュレーション・各種構造物への設計用入力地震動の作成を行ないます。

■地震動評価のためのモデル化

- 震源断層のモデル化（断層パラメータの設定）
- 伝播経路のモデル化（深部地盤構造の設定）
- 表層地盤のモデル化（表層地盤構造の設定）



■基盤での地震動評価手法

- 経験的手法（翠川・小林の方法）
／半経験的手法（経験的グリーン関数法、統計的グリーン関数法）
- 理論的手法／ハイブリッド合成法

■地表での地震動評価手法

- 等価線形化手法／非線形地震応答解析法
- 有効応力解析法（液状化の考慮）

地震観測記録のシミュレーション
各種構造物への設計用入力地震動の作成
広域を対象とした強震動評価・予測
地震動の可視化（アニメーション）

統計的グリーン関数法を用いて短周期を予測



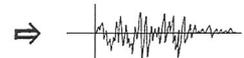
+

3次元地盤構造に基づき理論的手法により長周期を予測



||

現実的な地震波を予測（短周期～長周期）

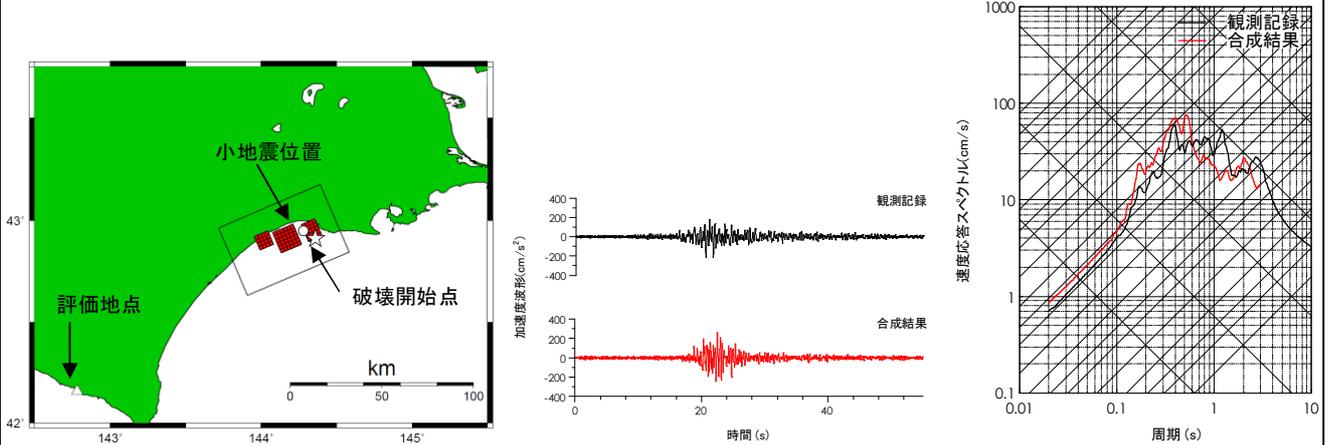


ハイブリッド合成法の概念

断層モデルによる地震動評価の事例紹介

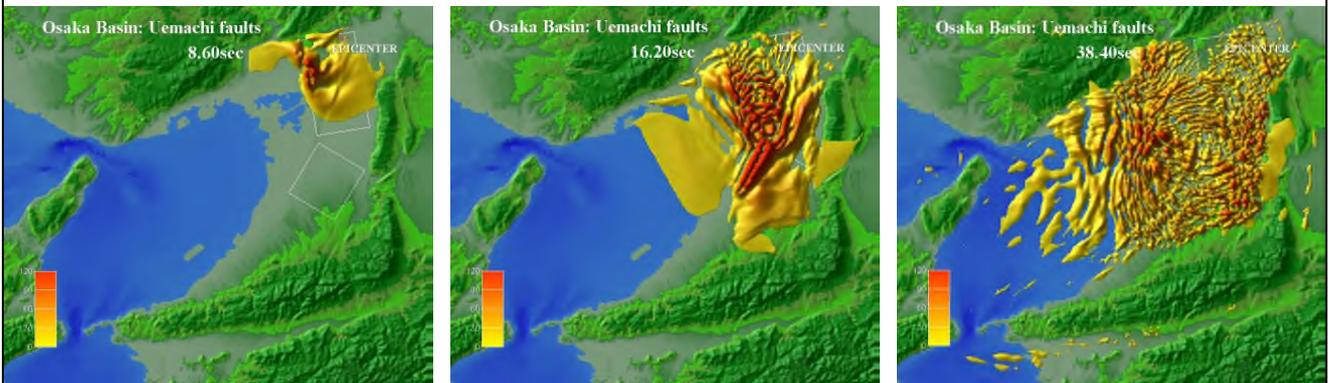
弊社がこれまでに行った地震動評価の一例を紹介します。1993年釧路沖地震を対象とした経験的グリーン関数法による地震動評価では、評価地点の観測記録を精度よく再現できました。また、上町断層を対象に行った3次元差分法シミュレーションでは、大阪盆地のような3次元地下構造の影響を評価できるとともに、計算結果をアニメーションとして可視化することで地震波伝播の様子をよく理解することができます。

■ 経験的グリーン関数法を用いた1993年釧路沖地震の地震動評価



■ 3次元差分法を用いた上町断層の波動伝播シミュレーション

地震発生 8.6 秒後 地震発生 16.2 秒後 地震発生 38.4 秒後



■ 地震動評価手法の種類と概要

地震動評価手法		概要
経験的手法	翠川・小林手法	点震源の距離減衰式に断層モデルによる地震動評価手法を結び付けた手法。地震基底での応答スペクトルを評価する。断層面の広がりや破壊過程を考慮でき、比較的簡便に行える。
半経験的手法	経験的グリーン関数法	震源メカニズム、伝播経路が似通った小地震記録を重ね合わせることで、大地震による地震波形を求める。伝播経路、表層地盤の影響は小地震記録に含まれているため、詳細な地下構造情報が無くても、それを考慮した評価が可能。但し、評価地点で小地震記録が得られていることが前提となる。
	統計的グリーン関数法	経験的グリーン関数法で用いる小地震記録が得られていない場合に、小地震波形を人工的に作成することで、大地震波形を評価できる。
理論的手法	波数積分法	断層モデルあるいは点震源による波動場を理論的に求める方法。設定する地下の媒質構造は水平成層の場合にのみ用いることができる。計算時間は短い。
	有限差分法	3次元的に変化する媒質に対し、理論的に波動場を求めることができる。但し、3次元的な媒質構造の情報が必要であり、計算負荷も大きい。
ハイブリッド合成法	理論的手法＋半経験的手法	長周期側を理論的手法、短周期側を半経験的手法で評価し、それぞれを重ね合わせる手法。両者の利点を活かした広帯域の地震動評価が可能となる。

※本製品・サービスの内容の条件は、改善のために予告無く変更することがあります。



Earth Simulator

株式会社 構造計画研究所・防災ソリューション部

大規模平野の強震動評価技術の開発

地震が発生した場合に長周期地震動の卓越や大きな被害が予測される関東平野を対象に
1923年関東地震（関東大震災）の地震動シミュレーションを実施

目的・概要

- 地震による被害を軽減するためには、あらかじめ起こりうる被害を予測しておき、予測結果に基づいた対策を講じておくことが重要である。
- 近年では、短い周期の波によるガタガタした強い揺れ（短周期地震動）だけではなく、高層建築物や巨大構造物に影響を与える長い周期の波が伝わることによって生成されるゆっくりした揺れ（長周期地震動）も考慮した地震動評価を行うことが求められている。

地震波伝播の理論的なシミュレーションを被害の予測に用いることが多くなってきている。理論的な計算においては、精度の高い3次元地下構造モデルと対象地震の震源断層モデルを用いて、長周期から短周期までの広帯域にわたる地震動シミュレーションを精度良く行うことが望ましく、地球シミュレータでの大規模計算が必要となる。

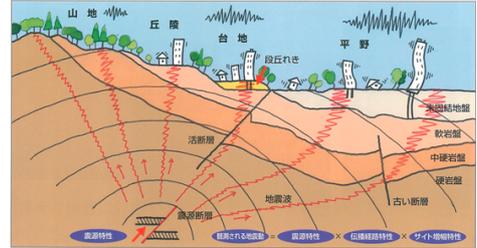


図1 地震動評価におけるモデル化の概念図

- ① 昨年度に地球シミュレータに移植した地震波の伝播解析プログラムを改良および最適化して、大規模問題の取り扱いを可能にし、大規模平野での強震動シミュレーションシステムを構築した（プログラム性能：96ノード、平均ベクトル化率99.190%、並列化率99.898%）。
- ② 地震が発生した場合に長周期地震動の卓越や大きな被害が予測される関東平野を対象に、過去の被害地震である1923年関東地震のシミュレーションを実施し、観測波形との比較により計算精度の確認を行った。

計算条件

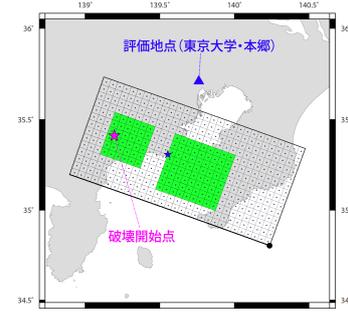


図2 震源断層モデル（1923年関東地震の特性化震源モデル）

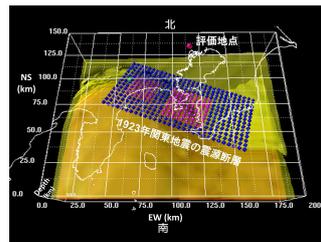


図3 地下構造モデルと断層の位置

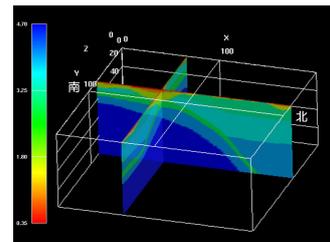


図4 地下構造モデルの断面図
(長周期地震動予測地図2009年試作版のS波速度構造)

- ・ 計算領域：153.6 km × 204.8 km × 51.2 km
- ・ 時間刻み：0.0015 秒
- ・ 地下構造モデルの格子サイズ：50 m
- ・ ステップ数：80000 ステップ
- ・ 計算継続時間：120 秒

結果と考察

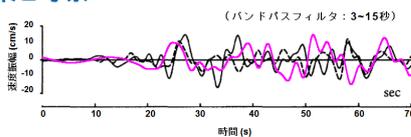


図5 観測記録と計算波形の比較

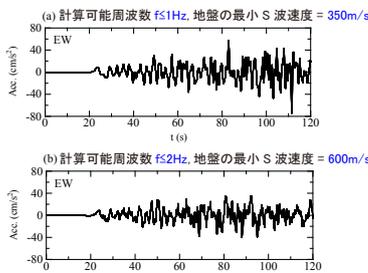


図6 短周期を視野に入れた波形計算の結果

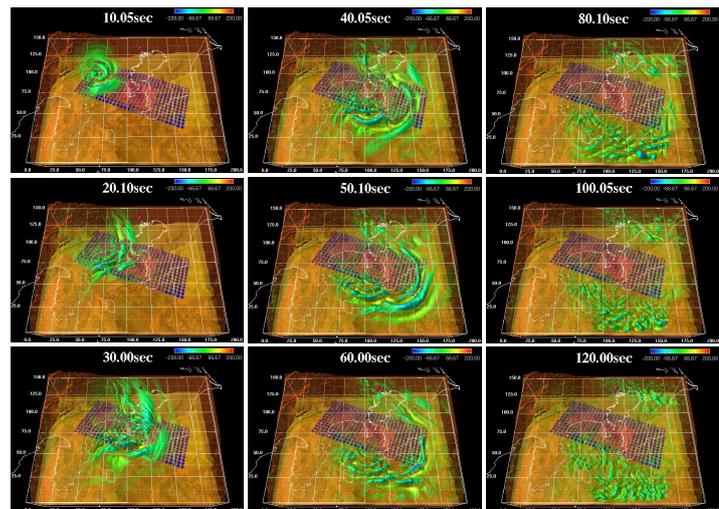


図7 波動伝播の様子

計算した波形の振幅および位相（波形の形状）は観測記録を再現しており、最初の大きな揺れの後に周期的な長周期の波が生成されている（図5, 6）。スナップショットからは、断層面上から放出された地震波が伝播していき、堆積層の厚い平野部では比較的大きな振幅の波が120秒後にも続いていることが分かる（図7）。

今後さらに3次元地盤構造を考慮した広帯域地震動シミュレーションの計算精度を高めることにより、結果を高層ビルの設計用地震動、被害予測、ハザード評価、家具転倒などの屋内被害予測などの様々な分野へ適用可能と考えられる。

謝辞

東京大学情報学環総合防災情報研究センター（東京大学地震研究所兼務）の古村孝志教授にはプログラム開発および研究についての貴重なご指導、ご助言をいただきました。地下構造モデルには地震調査研究推進本部の長周期地震動予測地図2009年試作版の地下構造を使用しました。

Japan Agency for Marine-Earth Science and Technology (JAMSTEC)

※本研究は、独立行政法人海洋研究開発機構の地球シミュレータを利用し、文部科学省の「先端研究施設共用促進事業」の補助を受けた平成22年度の「地球シミュレータ産業戦略利用プログラム」において実施されました。

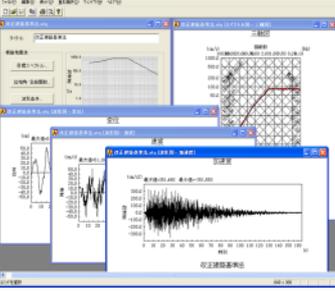
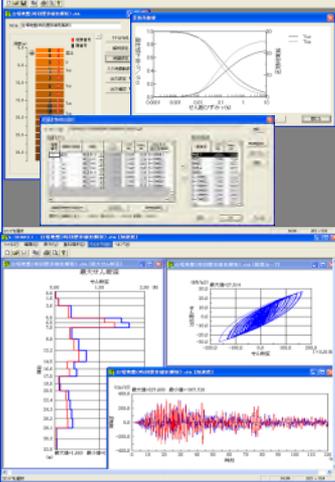
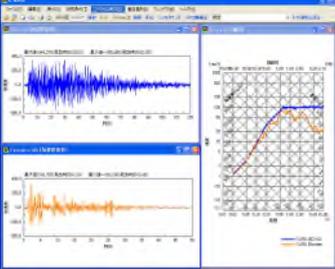
設計用入力地震動作成システム

【設計用入力地震動作成システムとは】

耐震設計に用いる入力地震動を建設地点に応じて作成することができるソフトウェアです。基準・法令等で定められている応答スペクトルに適合する模擬地震波を作成するだけでなく、建設地点周辺での地震環境や地盤特性を考慮した入力地震動を作成することができます。

2011年6月までに、各パッケージを順次6.0または6.1にバージョンアップし、Windows 7への対応や新機能の追加等を行いました。また、SeleSの被害地震DBを更新し、2011年3月までに発生した地震を追加収録しました。

【各パッケージの機能概要と販売価格】

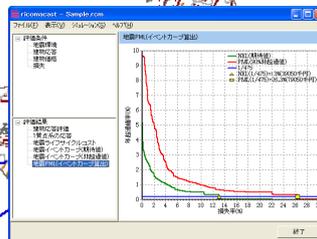
パッケージ名	概要	
<p>地震荷重設定システム SeleS for Windows セレス</p> <p>販売価格 フル機能版 : 2,205,000円 (税込) 翠川・小林版 : 1,890,000円 (税込) ダム機能版 : 1,890,000円 (税込)</p>	<p>耐震設計の際の地震荷重を設定するために、建設地点周辺の地震環境を検索し、被害地震および活断層によってもたらされる建設地点での地震動強さを評価するシステムです。各種距離減衰式による建設地点での最大振幅計算や再現期待値計算、安中ほか(1997)やH20ダム式による応答スペクトルの計算、断層の拡がりを考慮した翠川・小林手法によるスペクトル評価が可能です。</p>	
<p>模擬地震波作成プログラム ARTEQ for Windows アーテック</p> <p>販売価格 フル機能版 : 1,050,000円 (税込) 建築限定版 : 735,000円 (税込) 土木限定版 : 525,000円 (税込)</p>	<p>構造物設計用の地震応答スペクトルを設定して、その応答スペクトルに適合する地震波を作成するプログラムです。改正建築基準法の告示1461号や設計用入力地震動作成手法技術指針(案)、道路橋示方書に準拠した目標スペクトル、耐専スペクトル、ダムの照査用下限スペクトル、SeleSで算定した地震応答スペクトル等を設定することが可能です。</p>	
<p>成層地盤の地震応答解析プログラム k-SHAKE+ for Windows ケイシェイク プラス</p> <p>販売価格 フル機能版 : 840,000円 (税込) 基本機能版 : 525,000円 (税込)</p>	<p>水平方向に半無限に拡がる成層地盤を対象とした地震応答解析プログラムです。強震記録波形やARTEQで作成した模擬地震波を入力地震波として与えることが可能です。</p> <ul style="list-style-type: none"> ■基本機能 重複反射理論による等価線形解析機能を有します。土の非線形性は歪依存特性により考慮することが可能です。 ■非線形解析機能(フル機能版のみ) 直接積分法による時刻歴非線形解析機能を有します。直接積分法は線形加速度法を用いて、レーリー減衰により粘性減衰を指定することができます。復元力特性として、線形/非線形(Ramberg-Osgoodモデル、Hardin-Drnevichモデル、骨格曲線・履歴曲線を別々に設定する方法)を選択することが可能です。 	
<p>波形処理プログラム k-WAVE for Windows ケイウェイブ</p> <p>販売価格 : 210,000円 (税込)</p>	<p>強震記録波形データやARTEQ、k-SHAKE+で得られた波形データを読み込み、積分・微分・フィルタ処理・中立軸補正処理・各種スペクトル表示を行う波形処理プログラムです。複数の波形に対して行った処理結果を簡単に重ね描き表示することが可能です。また、波形データに対する処理過程を保存することができ、前回終了時の状態から作業を再開することができます。</p>	

設計用入力地震動作成システム

建物に効果的な地震対策の検討を支援する

- 地震PML評価
- 地震ライフサイクルコスト評価
- 地震イベントカーブ評価
- シナリオ地震による詳細評価
- 複数建物群（ポートフォリオ）の評価

Ver.4.0
リリース



Ver4.0の主な変更点

□ J-SHISの最新DBを追加

2010年度版の地震情報データベースを追加しました。

□ 連動地震を考慮

南海トラフの地震、宮城県沖地震、十勝・根室沖の地震において連動地震を考慮しました。

□ 主要活断層帯の発生確率を選択

平均ケース／最大ケースのどちらかで選択できます。

□ 応答加速度の推定方法を追加

新たに以下の方法を追加しました。

- ・ 地表最大加速度×Ai分布で算出
- ・ 地表最大加速度×ユーザー指定倍率で算出

ricomacastとは？

ricomacastは、建設地周辺の活断層の状況や過去の地震活動状況をふまえて、建物の地震リスクを評価するプログラムです。日本全国の地震活動モデルのデータベースと、建物の地震リスクを評価するために必要な基本機能を内蔵しており、建物の属性を設定することにより、対象建物の地震リスクを評価することができます。

震源

現在の工学的知見に基づく地震情報データベースを利用して評価することができます。また、GIS機能を標準搭載しており、建物周辺の地震環境を地図上で確認することができます※1。

[地震情報データベース]

- 主要活断層帯※2
- 主要活断層帯以外の断層※2
- 海溝型地震断層※2※3
- 震源断層を予め特定しにくい地震※3

- ※1 国土地理院刊行の数値地図25000（行政界・海岸線）を基本地図として利用
- ※2 J-SHISで利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを利用。
- ※3 J-SHISで利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを数値化。

建物応答評価

建物応答は応答スペクトル法により評価します。建物の耐力スペクトルは、以下の4つの設定方法を用意しています。構造計算や耐震診断結果等に基づいた設定を支援しています。

[耐力スペクトルの設定方法]

- 保有水平耐力（せん断力係数Ci）の入力
- Bird-21保有水平耐力計算結果を利用する
- Is値の入力
- 耐力スペクトルの直接入力

震源特性・伝播経路特性とサイト増幅特性の評価

応答スペクトルの距離減衰式と地盤種別による増幅特性を与えて評価します。

[距離減衰式・地盤種別]

- 安中・山崎・片平（1997）
 - ・ 建築基準法に基づく地盤種別のサイト増幅特性
 - ・ ユーザー指定によるサイト増幅特性
- 山内・山崎・若松・SHABESTARI（2001）
 - ・ 11種類に分類された地盤種別のサイト増幅特性

損失評価

フラジリティおよび再調達価格により評価します。フラジリティはユーザーが自由に設定することができます。また、既往の研究結果を参考に設定したフラジリティを内蔵しています。

[フラジリティ]

- 鉄筋コンクリート造
- 鉄骨造
- 鉄骨鉄筋コンクリート造
- 非構造部材（加速度依存）
- 非構造部材（層間変形角依存）

動作環境

- 対応OS : Microsoft Windows XP 日本語版
 Microsoft Windows Vista 日本語版
 Microsoft Windows 7 日本語版
- CPU : Pentium 4以上
- 必要メモリ : 512MB以上
- プロトコル : TCP/IP（同一ルータ内で接続されている範囲）
- その他 : USBポートにセキュリティデバイスの接続が必要ですがインストールには管理者権限が必要です

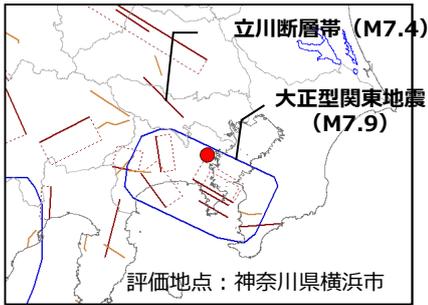
システム開発（受託開発）

ricomacastは単独で動作するソフトウェアですが、お客様のニーズに合わせたカスタマイズに対応いたします。

「自社独自の損傷評価モデルやコストモデルをricomacastに導入したい」、「自社の仕様に合わせてレポート出力機能が欲しい」等のご要望にお応えします。

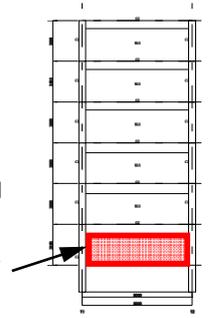
ricomacast を利用した地震リスク評価例

評価地点と周辺の地震環境



建物モデル

- ・現状
地上6階、RC造
1Fにピロティを有する
旧耐震に準拠した建物
建物再調達費用 3億円
- ・耐震対策案
1Fピロティに壁を増設
補強費用 1千万円

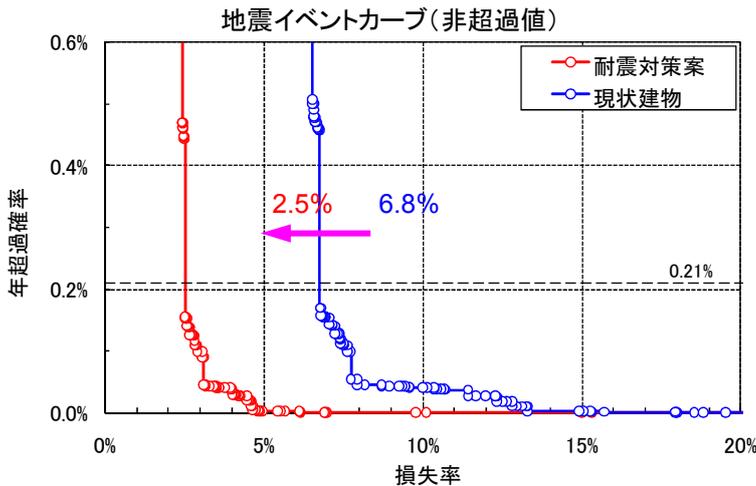


評価条件

- 距離減衰式：安中・山崎・片平 (1997)
- 地盤種別：第2種地盤 (建築基準法)
- 評価基準日：2007年8月

評価1：耐震補強によって地震リスクをどのくらい減らせるか？

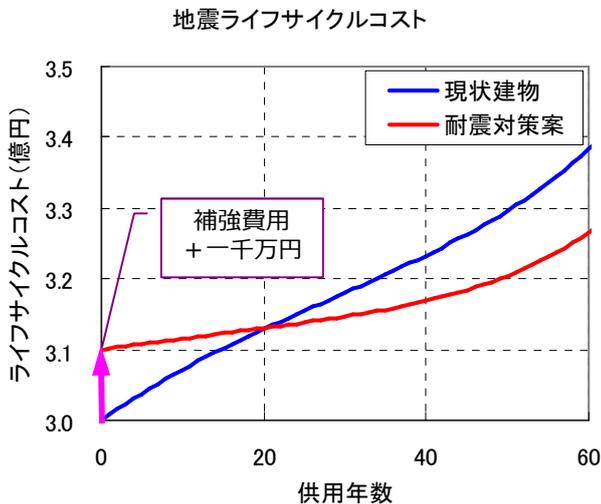
不動産の証券化において重要な指標である地震PMLを算出して、地震リスクの変化を定量的に評価します。



補強対策案を実施することにより、地震PMLが4.3%低下する。

評価2：耐震補強を実施すべきか？

地震ライフサイクルコストを算出して、補強費用を何年で回収できるかを予測します。



20年後には地震ライフサイクルコストが逆転する。
(20年で補強費用が回収できる。)

20年以上建物を使用する場合は耐震補強を実施すべき。

その他にも・・・

ricomacast では、以下のような評価を行うことができます。

□ 建物の応答結果の確認

シナリオ地震に対する等価1質点系の建物応答評価結果 (加速度、変位) を確認することができます。

□ 発生リスクの高い地震は？

建物周辺で予想される地震の発生リスクを地震調査研究推進本部による長期評価結果に基づき評価します。

□ 複数の建物についての地震リスクは？

複数建物群 (ポートフォリオ) の評価を行うことにより、保有する複数の建物に対する地震リスクを評価することができます。

地震ハザード評価プログラム

k-HAZARD Ver.2.0

地震活動データに基づいた地震危険度を確率論的に評価する

=特徴=

- 任意の地点・再現期間・基準日に対する地震ハザードの評価が行えます
- 最大速度や加速度応答スペクトルによる地震動評価が行えます
- 対象建物の固有周期に合わせた地震ハザードカーブや一様ハザードスペクトルの出力、また、地震ハザードに影響を及ぼす地震種別の分析など、様々な評価が行えます
- 内蔵されている地震活動データはユーザにより編集が行えます
- 評価結果の図化が行えます※

(※一部の評価結果を除く。図化にはMicrosoft Excel 2000/2002/2003が必要です。)

地震ハザードの評価方法

地震活動のモデル化

- 主要98断層帯※1
 - 主要98断層帯以外の活断層※1
 - 海溝型地震※1※2
 - 震源断層を予め特定しにくい地震※2
- ※1 地震ハザードステーション(J-SHIS)で利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを利用(2008年度版)
- ※2 地震ハザードステーション(J-SHIS)で利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを数値化(2008年度版)

地震動の予測に用いる距離減衰式

- 最大速度
 - 司・翠川(1999)〈基盤面〉
- 加速度応答スペクトル
 - 安中・山崎・片平(1997)〈基盤面〉
 - 内山・翠川(2006)〈基盤面〉
 - Kanno et al.(2006)〈基盤面〉

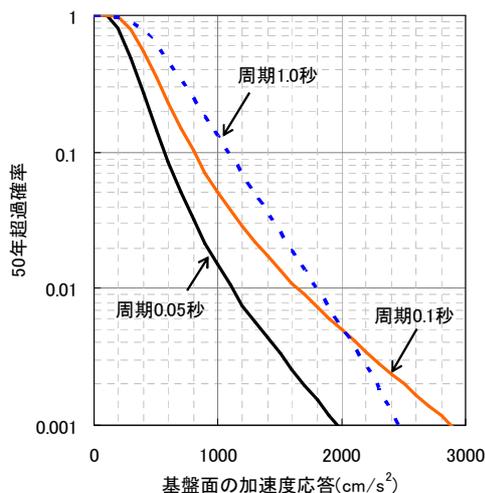
表層地盤増幅率

- 最大速度
 - 藤本・翠川(2003)に基づき評価した地盤増幅率データベース
 - ユーザ指定
- 加速度応答スペクトル
 - 藤本・翠川(2003)に基づき整備したAVS30データベース(約250mメッシュ単位)を用いた地盤増幅率(Kanno et al.(2006)利用時のみ)
 - ユーザ指定

評価事例

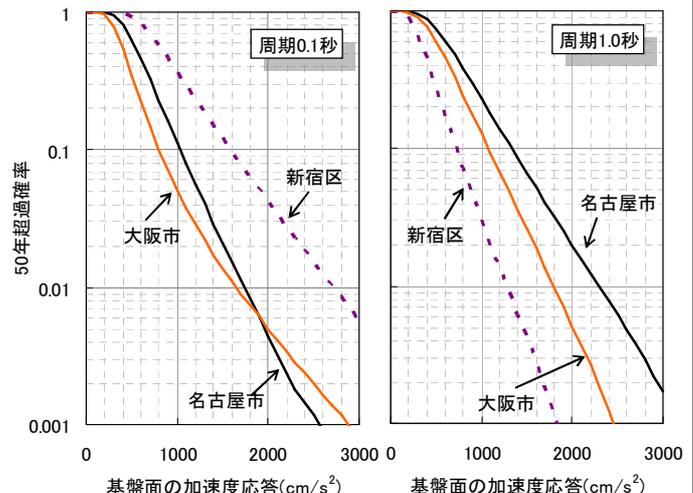
- 地震動の予測に用いた距離減衰式:Kanno et al.(2006)
- 評価基準日:2008年1月1日

地震ハザードカーブ



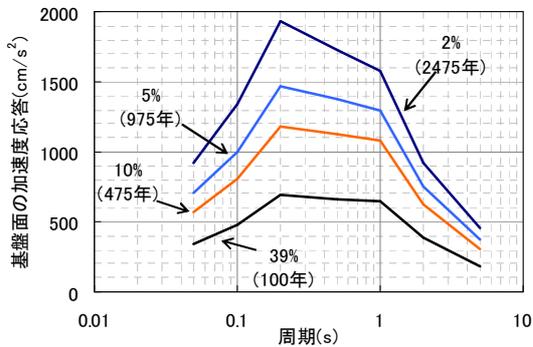
評価期間50年における大阪市の基盤面の地震ハザードカーブ(周期0.05秒、0.1秒、1.0秒)を示します。地点や周期を指定することにより、対象建物の周期特性に合わせた地震ハザードの評価を行うことができます。

地震ハザードカーブ地点比較



評価期間50年における大阪市、名古屋市、新宿区の基盤面の地震ハザードカーブ(周期0.1秒、1.0秒)を示します。複数地点の地震ハザードを比較することにより、周期によって、地点間の傾向が異なることがわかります。

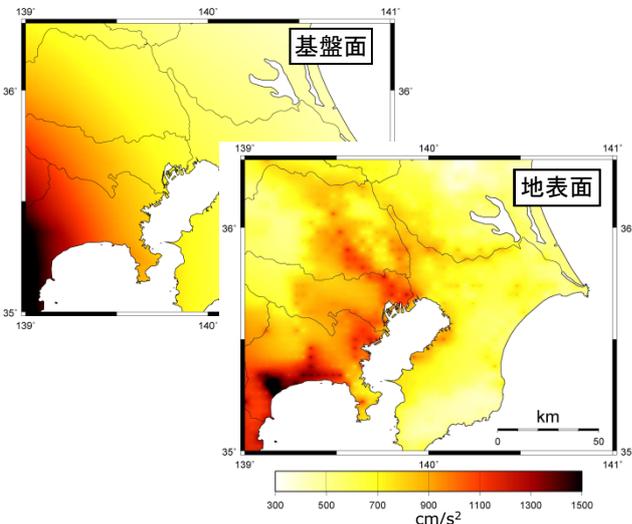
一様ハザードスペクトル



50年超過確率2%(再現期間2475年)、50年超過確率5%(再現期間975年)、50年超過確率10%(再現期間475年)、50年超過確率39%(再現期間100年)における、大阪市の基盤面の一様ハザードスペクトルを示します。

任意の再現期間に応じた加速度応答スペクトルを確率論的に評価することができ、設計用地震動の検証などに利用することができます。

地震ハザードマップ



0.04° 間隔で関東圏の基盤面および地表面の50年超過確率10%(再現期間475年)の加速度応答(周期1.0秒)を評価し、地震ハザードマップを作成した例[※]を示します。基盤面から地表面までの増幅率は藤本・翠川(2003)に基づき整備したAVS30データをKanno et al.(2006)に適用して評価しています。

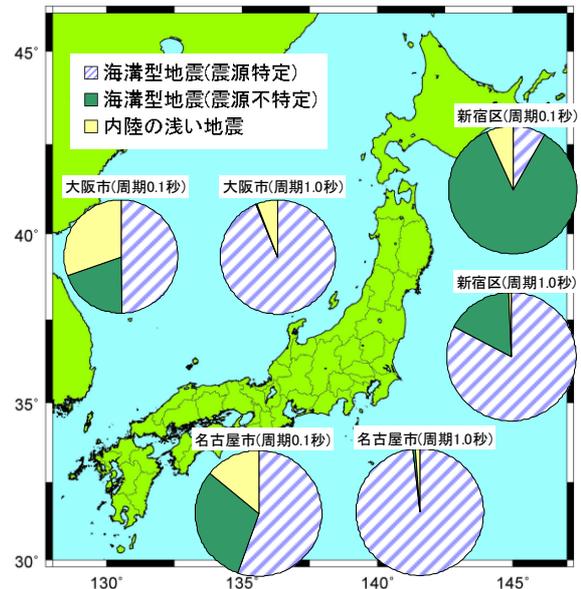
※本プログラムにGIS表示機能は含まれておりません。

地震ハザードへの影響度

地震ハザードへの影響度とは、地震ハザード評価の対象となる全地震を地震のタイプ別にグルーピングし、全地震による超過確率に対して各グループが占める割合を評価したものです。本事例では「海溝型地震(震源特定)」、「海溝型地震(震源不特定)」、「内陸の浅い地震」の3種類にグルーピングを行いました。

今後50年間における大阪市、名古屋市、新宿区の基盤面の加速度応答(周期0.1秒、1.0秒)が400cm/s²以上となる確率に対して、各グループの影響度を円グラフで示したものです。

短周期では、周辺地域の地震環境の特徴によって、想定すべき影響度の高い地震の傾向が異なることがわかります。周期が長くなりますと、どの地域も長周期成分が卓越する「海溝型地震(震源特定)」の影響が大きくなることがわかります。



カスタマイズ対応

本プログラムについては、機能追加や出力形式の変更等、お客様のご利用目的に応じてプログラムのカスタマイズを受託開発として対応いたします。ご質問、ご要望などがございましたら、お問い合わせ先までお願いいたします。

動作環境

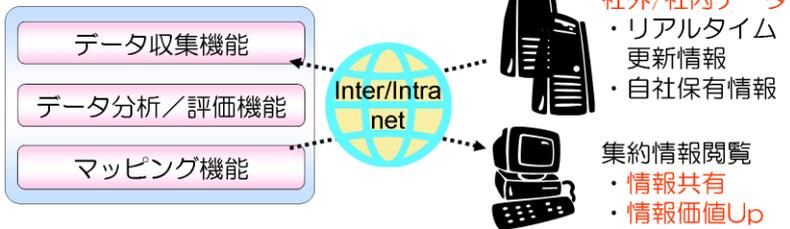
対応OS: Microsoft Windows XP 日本語版
 Microsoft Windows Vista 日本語版
 必要メモリ: 1GB以上 必要ディスク: 100MB以上

防災情報システム

■ システム概要

- 「WEB・GIS」を基盤とした地震被害シミュレーションの「プラットフォーム」です。
- 地震後、準リアルタイム配信される観測記録を収集し、波形処理を行い、地震動強さ(震度や最大速度等)の面的分布を推定・マッピングします。(プラットフォームに付属する基本機能)
- 多観測点の観測情報を自動的に収集するため、情報収集の手間が削減できます。
- WebGISの利用により、システムはサーバで一元管理します。ユーザはブラウザを介してアクセス(イントラネット)するため、情報の共有が容易となります。
- 「お客様保有情報+公開情報」による「情報価値向上・高度化」をご提供します。(カスタマイズ対応)
- 社会条件データ(建物分布、拠点等)を用いて地震被害推定を行うことが可能です。(カスタマイズ対応)

【システム(サーバ)】



【地震選択画面(クライアント)】

地震選択一覧

2011年 7月 最新の情報に更新 閉じる

発生日時	状態	マグニチュード	震源深さ	観測点数	計算	表示
2011-07-11 09:09:00.0	未計算	4.4	10.0	4	計算	
2011-07-10 09:57:00.0	計算済	7.1	10.0	426	計算	表示
2011-07-09 22:41:00.0	未計算	4.1	50.0	22	計算	
2011-07-08 22:10:00.0	未計算	4.8	40.0	45	計算	
2011-07-08 11:43:00.0	未計算	4.0	50.0	31	計算	
2011-07-08 03:35:00.0	未計算	5.6	50.0	230	計算	
2011-07-07 00:15:00.0	未計算	5.8	0.0	122	計算	
2011-07-05 19:34:00.0	未計算	4.4	10.0	56	計算	
2011-07-05 19:18:00.0	計算済	5.4	10.0	181	計算	表示
2011-07-04 20:00:00.0	未計算	4.3	20.0	53	計算	
2011-07-04 11:07:00.0	未計算	4.1	50.0	33	計算	
2011-07-03 18:19:00.0	未計算	3.9	30.0	10	計算	
2011-07-03 02:11:00.0	未計算	3.8	10.0	25	計算	
2011-07-02 07:28:00.0	未計算	4.0	10.0	10	計算	

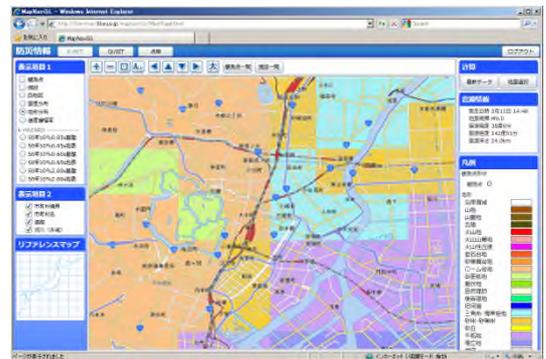
【処理確認画面(サーバ)】



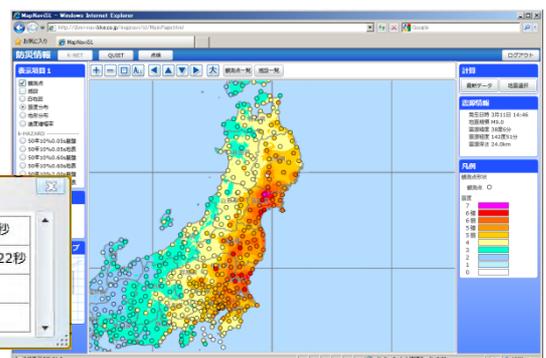
■ 機能概要(基本機能)

- データ収集機能
 - ・ 地震を指定することで、多観測点の観測情報(記録)を自動的に収集します。
- データ分析/評価機能
 - ・ 観測情報から地震動強さを算定し、表層地盤の増幅率で除することにより基盤の地震動強さを算定します。
 - ・ 基盤における地震動強さの分布を空間補間により推定します。
 - ・ 基盤における地震動強さに表層地盤の増幅率を乗じて地表における地震動強さ分布を算定します。
- マッピング機能
 - ・ GISを利用して、観測点、分布図を描画します。
分布図(地形分類、表層地盤増幅率、推定震度)
観測点(観測点名、位置情報、観測点における震度)
 - ・ 評価結果はブラウザにて閲覧することができます。

【地形分布確認画面(クライアント)】



【震度分布確認画面(クライアント)】



■ 動作環境

- 対応OS : WindowsXP, Windows2003Server (32bit版)
 CPU : Intel Pentium 4 3GHz以上 (推奨: マルチコア、マルチプロセッサ)
 メモリ : 1GB以上 (推奨: 2GB)
 ディスク容量 : 40GB以上推奨
 GIS : MapServer
 DB : PostgreSQL, PostGIS
 ブラウザ : IE6以上推奨

災害時の対応・評価ソリューション

災害時において、インフラシステムは早急な復旧が求められることから、被災状況の確認、影響度の把握、対策の検討、無駄のないスケジューリングが必要となります。日常業務で蓄積されたデータを最大限に活用したシステム化により被災状況の把握～災害時の対策検討・実施を効率的に行うことができます。

目視点検のIT化やモニタリング技術により、被災状況をいち早く把握します。

▼画像処理による目視点検の高度化



ガードレールの劣化検知



送電線の劣化によるむくみ検知

▼日常の点検・修復業務



WEBサイトから被災状況把握に必要な情報を収集します。

▼他機関サーバ(Webサイト等)



【他機関サーバの例】
・防災科学技術研究所 (K-NET)
・気象庁

準リアルタイム自然災害データ

▼情報の一元管理

点検・修繕履歴データの蓄積
保有施設データ

データ収集

kkeonsite

一元管理された施設情報を活用して各種施設の被災状況を推定し、災害時の影響予測を行います。

被害推定

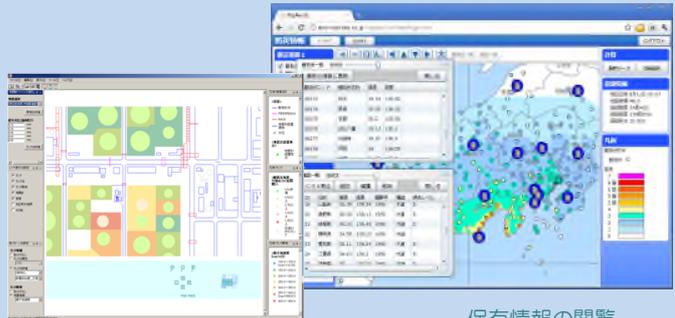
データ収集機能

データ管理機能

災害ハザード評価機能

マッピング機能

▼影響波及予測&視覚化



防災情報ナビ

保有情報の閲覧
履歴情報の閲覧
災害ハザード情報の閲覧

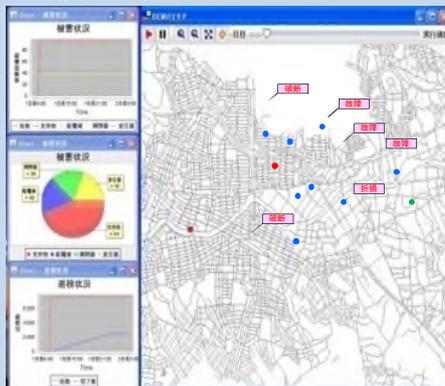
対策検討・評価



- ・復旧スケジュールの検討
- ・要員配置の検討

応急復旧時間の算出
復旧過程の評価
スケジュールの妥当性の評価

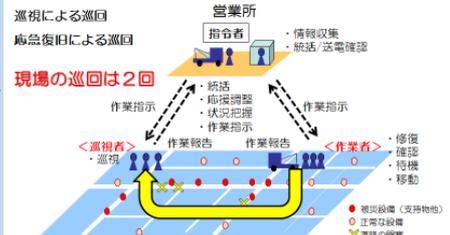
▼復旧過程のシミュレーション



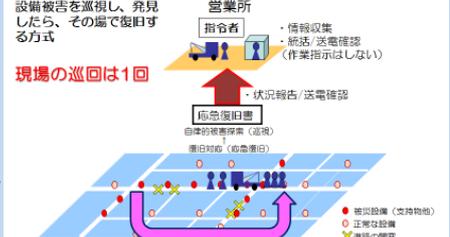
設備の被害推定箇所

どのような状況のときにどのような復旧戦略、要員配置、スケジュールが妥当かを評価します。

巡視後復旧作業方式



巡視・復旧作業並行復旧方式



二次元有限要素法の統合解析システム

FRONT for Windows

FRONT for Windowsは、地盤に関する様々な変化を予測する統合解析システムです。

●特長●

- 1) 二次元有限要素モデルの作成～解析～結果の図化を Windows 上で容易に行うことができます。
- 2) 必要な機能のプログラムを組み合わせることで導入できます。
- 3) 有限要素法による静的・動的解析
掘削・盛土などの施工過程を考慮した地盤の安定問題
地盤と構造物の相互作用を考慮した動的挙動解析
交通や機械などから発生する振動の影響評価解析

●構成プログラムの紹介●

■ 有限要素モデルの作成プログラム

—— F-Mesh for Windows Ver.1.1

二次元有限要素モデルを作成することができます。DXF形式のCADデータより、形状をインポートすることもできます。

■ 地盤の掘削・盛土を考慮した静的解析プログラム

—— EXAP for Windows Ver.1.2

建物基礎、地下構造物、トンネルの掘削工事に伴う周辺地盤の挙動を解析することが可能です。

■ 地盤・構造物連成系の動的解析プログラム

—— SuperFLUSH/2D for Windows Ver.5.3

杭基礎建物、地中構造物、ダムなど、地盤・構造物連成系の動的解析を行います。地震応答解析、地震時安定解析の他、機械振動、交通振動による応答解析も可能です。

■ すべり安全率・すべり変形量の算出プログラム

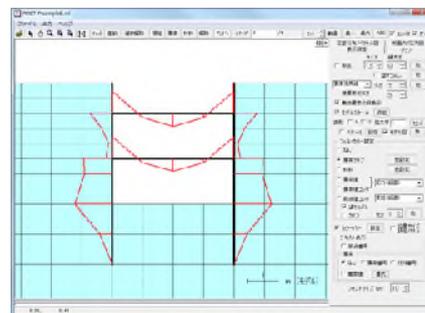
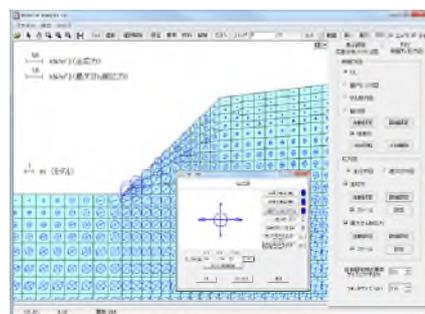
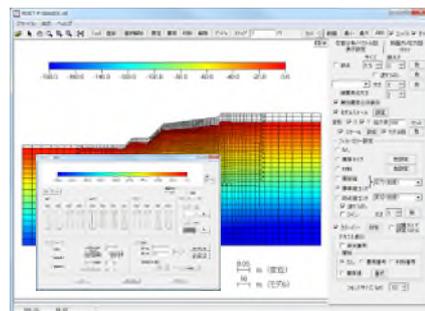
—— POST-S for Windows Ver.1.1

斜面の安定解析を行います。渡辺・馬場の方法による残留すべり計算にも対応しています（オプション機能）。

■ 解析結果図化プログラム

—— POST-P for Windows Ver.2.1

変形図、主応力図、断面力図の作成を行います。応答値のコンタ図表示、動画再生が可能です。FRONTシステムのプログラム以外の解析結果も図化を行うことができます。



■WindowsはMicrosoft Corporationの登録商標です。

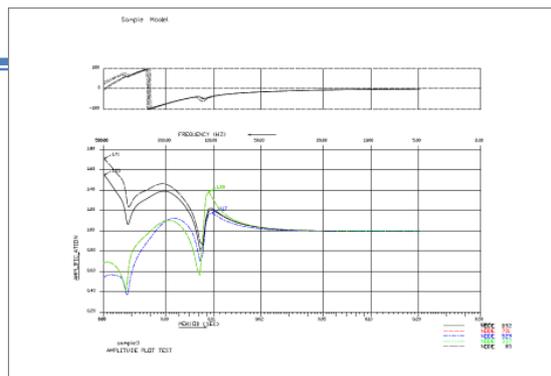
■SuperFLUSH/2D for Windowsは(株)構造計画研究所と(株)地震工学研究所の共同開発商品です。

POST-P オプション追加 (予定)

以前弊社より EWS 版 SuperFLUSH/2D のポスト処理として販売しておりました SFPOST1 を Windows 上に移植し POST-P のオプションとして販売いたします。

このオプションでは伝達関数、応答スペクトル、フーリエスペクトル、時刻歴波形、最大応答の図化に対応しています。

- ✓ DXF形式ファイルの出力
- ✓ 大量のデータの一括処理



汎用の非線形有限要素法解析プログラム

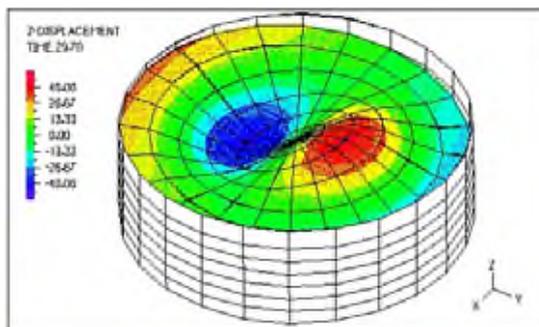
ADINA

特徴

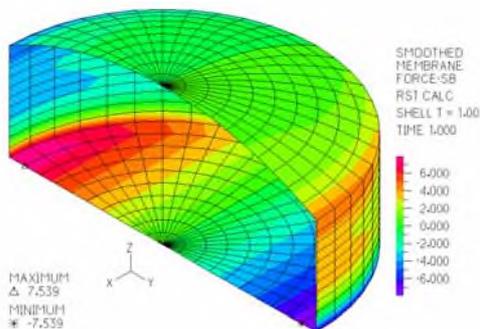
ADINA は、マサチューセッツ工科大学の研究成果を反映し ADINA R&D 社が開発した代表的な汎用の構造・熱伝導・熱流動解析プログラムです。非定常・非線形挙動を高精度な計算機能で解くことが可能です。 弊社ではプログラム販売の他、解析コンサルティング・サービスもご提供しております。

構造物－流体連成問題

貯蔵液体 タンクのスロッシング解析



液面波形分布



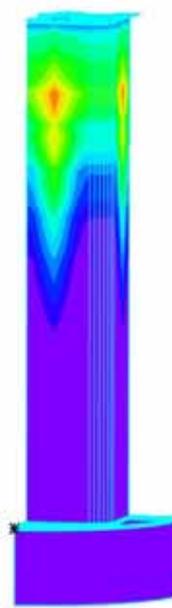
タンク壁面：断面力分布

■スロッシング解析のポイント

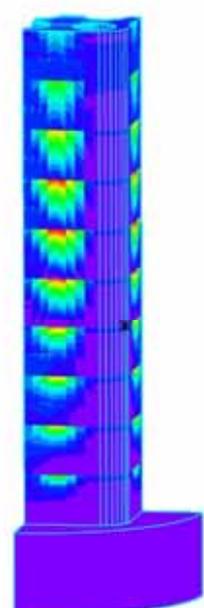
- ・構造と流体の相互作用解析
- ・タンクはシェル要素、流体は流体要素
- ・地震入力による動的応答解析
- ・スロッシング波高やタンク応力の算定
- ・浮き屋根の有無による差異の検討

非定常温度計算－熱応力問題

施工手順を考慮したRC橋脚の水和熱による、ひび割れ発生の予測



温度分布



引張応力度分布

■水和熱によるひび割れ発生予測解析のポイント

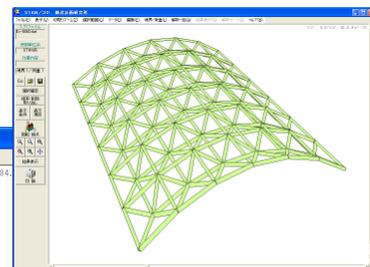
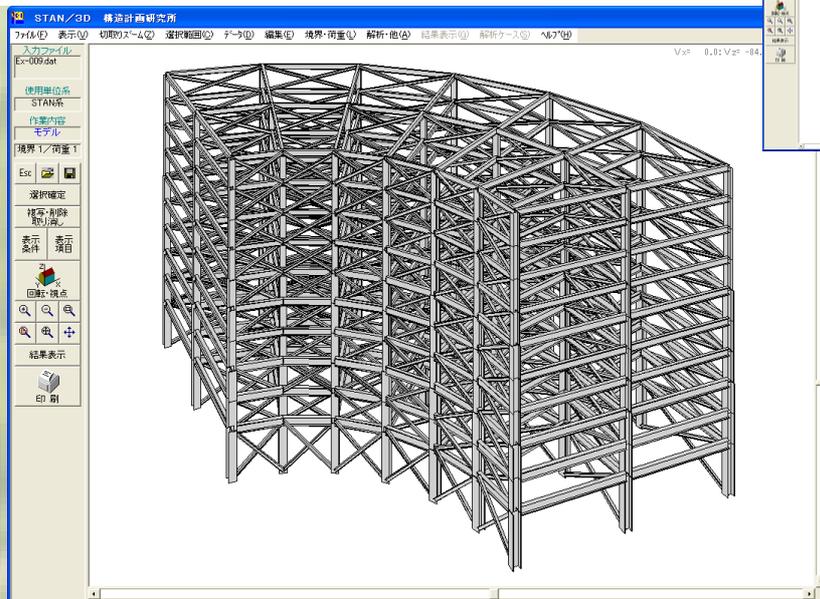
- ・コンクリート打設サイクルの段階施工解析
- ・水和熱量の時間変化を考慮
- ・3次元非定常温度計算による温度予測
- ・型枠の脱却を反映した熱伝達境界の設定
- ・打設コンクリートのヤング係数の時間依存性

紹介セミナー・お試し版プログラム・教育訓練

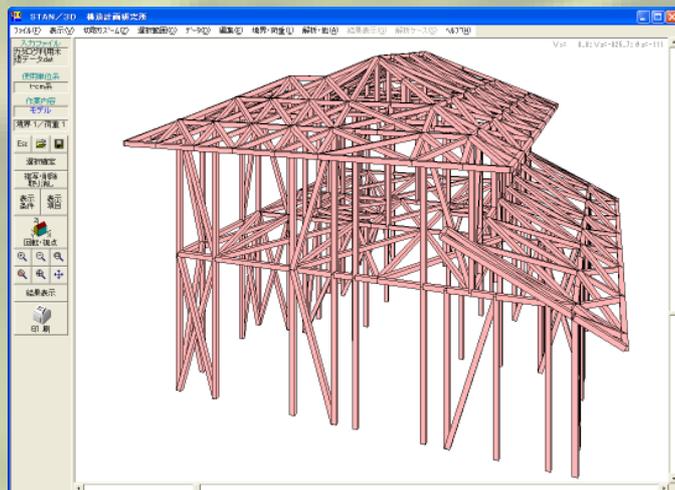
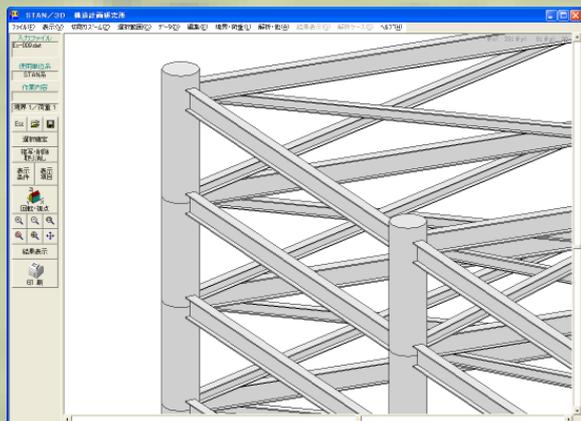
ADINA プログラムや解析事例を紹介するセミナーをご用意しております。お試し版 CD とプログラム使用法の教育訓練もご提供致します。 また一般的な有限要素法解析についてのセミナーや教育も貴社のご事情に応じた内容で行います。 お気軽にご相談下さい。

3次元任意形状フレーム構造解析ソフトウェア

STAN



3次元任意形状フレームモデルの静的・弾性応力解析を簡単かつスピーディに実行。5000節点、18000要素までのモデルを扱えます。形状に関する制限は一切ありません。



不安定でない限り、どんな形状のフレームモデルでも応力解析を実行します。不定形の構造物、プラント構造物、工作物の解析に威力を発揮します。

※2012年1月バージョンアップ予定

お問い合わせ先

株式会社構造計画研究所 STAN 係
〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3
TEL : 03-5342-1052 FAX : 03-5342-1238

URL : <http://www4.kke.co.jp/stan>
E-Mail : stan@kke.co.jp

設計業務を広くサポートする構造解析システム



静的線形解析

静的フレーム非線形解析

静的材料非線形解析

動的線形解析

動的フレーム非線形解析

免震制振解析

座屈解析

P-デルタ解析

幾何学的非線形解析

施工段階解析

水和熱解析

断面算定

断面DB設定

構造図作成

● ラインナップ

- 設計ベーシック&オプションA~G・I~L
- MODSスリム&MODSオプション1~2
- MODSレギュラー&MODSオプション3~4

詳細はこちら ↓

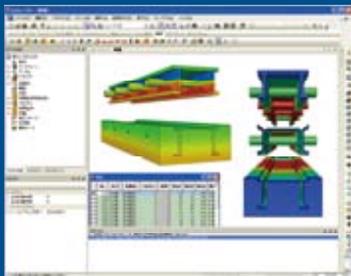
<http://www4.kke.co.jp/midas/>

midas Gen

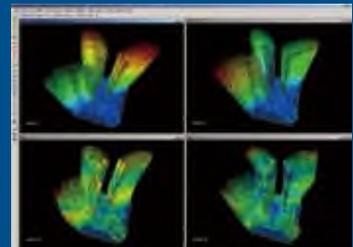
検索

midas FEA

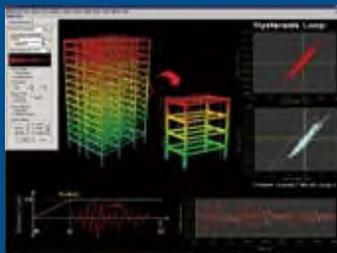
建設用 FEM専用解析ツール



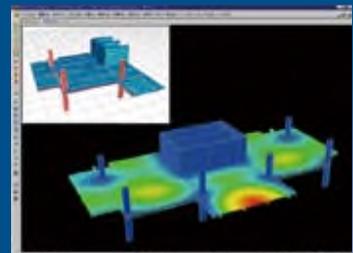
層の自動生成機能を使ったモデリング



固有振動数解析 (固有モード図)



動的フレーム非線形解析



床板の応力コンター図

midas Gen、midas Drawing Shop 及び midas FEAは、MIDAS IT社の商標です。
表記の社名及び製品名等は、各社の登録商標または商標です。

各種お問合せ先

 **構造計画研究所**
KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

耐震技術部 midas Gen担当

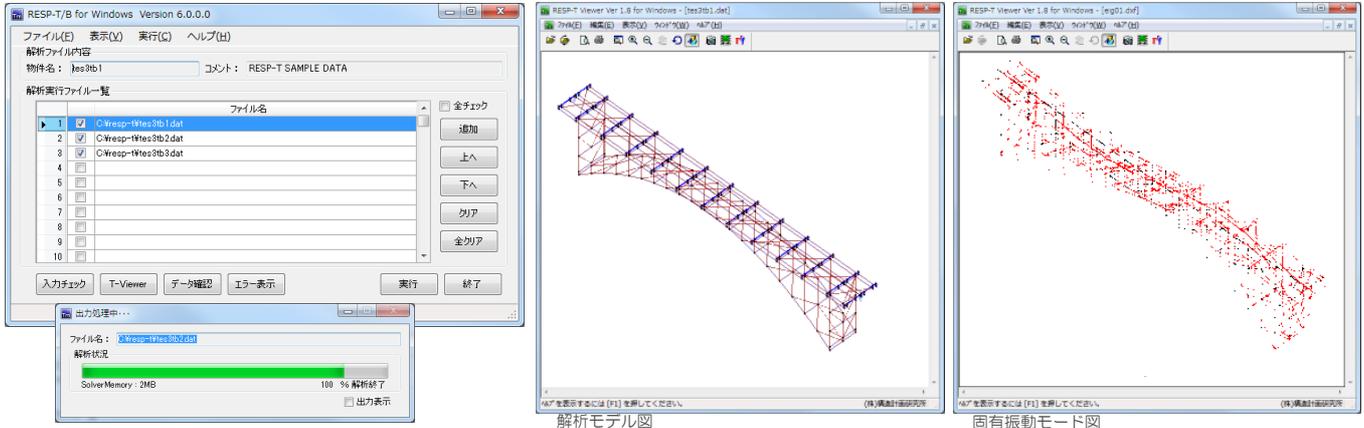
TEL : 03-5342-1050 FAX : 03-5342-1238

Mail : midas@kke.co.jp

RESP-T

Version 6.0
3次元静的・動的複合非線形解析プログラム

あらゆる土木・建築構造物に対応する3次元静的・動的複合非線形解析プログラムです。
公的研究機関、大学、建設会社、設計コンサルタント等多数の導入実績と豊富な使用実績に裏付けられた信頼性を有し、充実したサポート体制による高い信頼度を持った製品です。



- **相関モデル (M-N、M-M、M-M-N)** 時々刻々と変化する軸力に対して、対応する曲げ耐力を計算し、剛性変更の制御をすることが可能
- **幾何学的非線形対応** 修正ラグランジュ定式化による幾何学的非線形を考慮可能
- **様々な復元力モデルに対応** 硬化則型を始め、さまざまな復元力を使用することが可能
- **粘性減衰力モデル** 質量比例型、剛性比例型(部材別指定可)、Rayleigh型(部材別指定可)、モード別、ひずみエネルギー比例型が考慮可能

適用事例

道路橋、鉄道橋、地中構造物、上下水道施設、河川構造物、港湾施設、電力施設
プラント構造物、高層建築物、免震・制振構造物、鉄塔

解析機能

初期応力状態作成、静的解析⁽¹⁾(荷重増分法、変位増分法、弧長増分法、強制変位法)、固有値解析、動的解析(モード合成法、直接積分)、座屈固有値解析
* (1)荷重増分と強制変位の同時作用が可能

要素

トラス要素⁽¹⁾⁽²⁾、ビーム要素⁽¹⁾⁽²⁾、材軸直交分割要素⁽¹⁾⁽²⁾、パネ要素⁽²⁾、
剛域付き4点支持パネ要素⁽²⁾、剛域付き2点支持パネ要素⁽²⁾、MSS要素⁽²⁾、
平面ひずみ要素⁽¹⁾⁽²⁾、平面応力要素⁽¹⁾⁽²⁾、板要素、減衰要素⁽²⁾、
剛域付き4点支持減衰要素⁽²⁾、剛域付き2点支持減衰要素⁽²⁾、Maxwell要素⁽²⁾
* (1)幾何学的非線形考慮可 (2)材料非線形考慮可

復元力特性

逆行型、武田型、スリップ型、JR総研RC型⁽¹⁾、JR総研SRC型⁽¹⁾、辻モデル、
岡本型、D-Tri(電共研案)型、武藤型、標準型、深田型、原点指向型、
最大点指向型、標準型テトラリニア⁽¹⁾、原点指向型テトラリニア⁽¹⁾、
最大点指向型テトラリニア⁽¹⁾
* (1)最終勾配負考慮可

特殊復元力特性

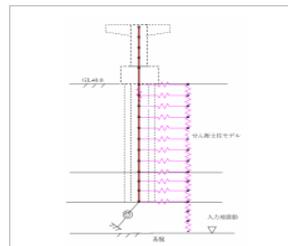
D-Tri型、ひび割れ域剛性低減型、バイリニアスリップ型、D-Tri(電共研案)型、
3次関数逆行型、歪み依存型バイリニア型、高減衰積層ゴム修正バイリニア型、
Ramberg-Osgood(hardning考慮)型、(株)ブリジストン鉛入り積層ゴム型、
東洋ゴム(株)HDR型修正バイリニア型、新日鐵(株)鋼棒ダンパー関数近似型、
新日鐵(株)鋼棒ダンパーバイリニア型、5社共通仕様新LRB型、
新日鐵U型ダンパー(関数定義式)型、ゴム支承トリリニア、
オイレ工業(株)BMRダンパー型

復元力特性(減衰)

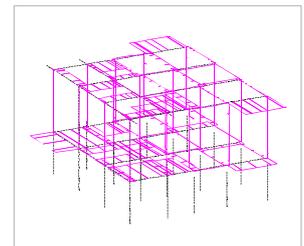
変位依存マルチリニア逆行型、変位依存3次関数逆行型、制震壁(オイレ)型、
速度依存バイリニア逆行型、速度依存トリリニア逆行型

◆ 解析コンサルティングも行っております。

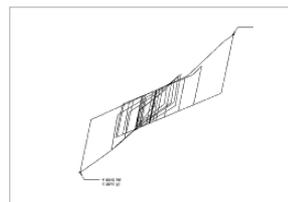
<http://www.kke.co.jp/respt/>



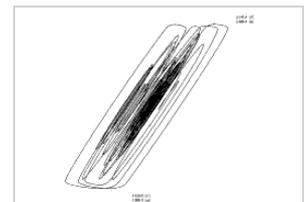
上部構造—基礎—一体モデル
(動的相互作用考慮)



不整形ラーメン高架橋解析モデル
(ねじりモーメント図)



免震ループ図(歪み依存特性考慮)



ダンパー履歴図(MAXWELL履歴)

製品

- RESP-T/B for Windows (大変形対応版)
- RESP-T/A for Windows (弾塑性対応版)
- RESP-T/E for Windows (機能限定版)
- RESP-T/S for Windows (静的解析限定版)

動作環境

- 対応OS
Windows XP / Vista / 7 (64bitOS対応)
- 必要メモリ
256MB以上
- 必要ディスク
1GB以上

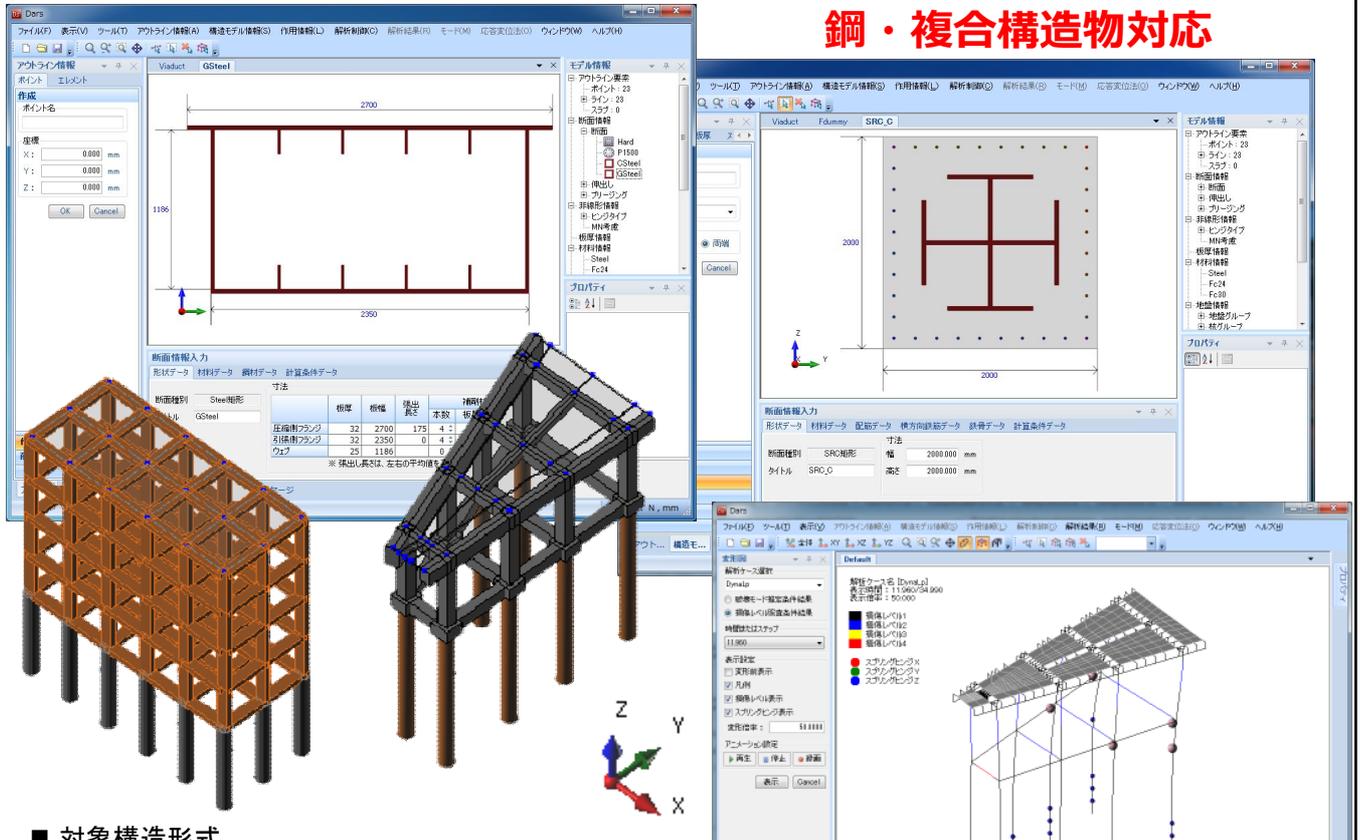


DARS

バージョンアップ Version 1.2
 鉄道構造物等の3次元耐震性能照査プログラム

鉄道構造物等の3次元耐震性能照査プログラム「DARS」が鋼・複合構造物に対応しました。これによりさらに鉄道構造物の3次元評価の手間を削減できます。

鋼・複合構造物対応



■ 対象構造形式

- ✓ ラーメン高架橋
- ✓ ラーメン橋脚
- ✓ 連続桁橋
- ✓ 杭基礎（場所打ち杭・直接入力）
- ✓ SRバネ（直接入力）
- ✓ 支承バネ（直接入力）

■ 対象部材

- ✓ RC（矩形・円形・T型）
- ✓ 鋼部材（矩形・円形）
- ✓ SRC（矩形・T型）
- ✓ CFT（円形）

■ 計算機能

- ✓ 破壊モード推定解析（静的非線形解析）
- ✓ 所要降伏震度スペクトル法（静的非線形解析）
- ✓ 時刻歴動的非線形応答解析
- ✓ 固有値解析

◆ 改訂作業中の鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）にも対応予定です。

◆ 解析コンサルティングも行っております。

<http://www.kke.co.jp/dars/>

DARSは、（公財）鉄道総合技術研究所と（株）構造計画研究所との共同開発によるプログラムです。

構造計画研究所
 KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

※構造計画研究所、構造計画研究所ロゴは、株式会社構造計画研究所の登録商標です。
 ※DARSは、株式会社構造計画研究所の登録商標です。
 ※記載されている会社名や製品名は、各社の商標または登録商標です。
 ※本製品は、公益財団法人鉄道総合技術研究所と株式会社構造計画研究所との共同開発によるものです。

<http://www.kke.co.jp/dars/>



製品ラインナップ

構造解析

- 建築構造解析プログラム
RESPシリーズ
- 土木構造解析プログラム
RESP-T
- 汎用有限要素法構造解析システム
ADINA
- 建設用構造解析システム
MIDAS
- 鉄道構造物等の耐震性能照査プログラム
ASCARS
- 鉄道構造物等の3次元耐震性能照査プログラム
Dars
- 杭の応答変位法プログラム
k-PILE

地盤と構造物の動的相互作用

- 二次元有限要素法の統合解析システム
FRONT for Windows
- 地盤と構造物の動的相互作用解析プログラム
SuperFLUSH/2D for Windows
- サブストラクチャ法による3次元動的相互作用解析
SuperFLUSH/3D
- 地盤液状化解析プログラム
NANSSI

設計用入力地震動作成システム

- 地震荷重設定システム
SeleS for Windows
- 模擬地震波作成プログラム
ARTEQ for Windows
- 成層地盤の地震応答解析プログラム
k-SHAKE+ for Windows
- 波形処理プログラム
k-WAVE for Windows

地震リスク評価

- 地震リスク評価プログラム
ricomacast
- 地震ハザード評価プログラム
k-HAZARD

災害時対策

- 地震防災情報システム
Quiet-J
- 準リアルタイム地震被害シミュレータ
防災情報ナビ

熱流体解析

- 気流・温熱環境評価システム
AC-design for Windows
- 風環境評価システム
Wind-design for Windows
- 大気質評価システム
Air-design for Windows
- 海洋・河川/水質汚濁評価システム
Water-design for Windows

解析コンサルティングサービス

建築

- ・ 建築構造物の耐震検討
- ・ 居住性評価
- ・ 施工段階解析

土木

- ・ 土木構造物の耐震安全性の検討
- ・ 構造物と地盤の動的相互作用
- ・ 近接施工の影響解析
- ・ 環境振動の影響評価解析

保全

- ・ 構造物・維持管理
- ・ 車両走行振動シミュレーション
- ・ 構造物ヘルスマニタリング

地震

- ・ 地震時の事前・事後対策
- ・ 地震動評価
- ・ 地震リスクマネジメント
- ・ 地震PML評価
- ・ 設備の被害想定と対策

環境

- ・ 大気質評価解析
- ・ ビル風・風環境解析
- ・ 局地風解析
- ・ 海洋・河川流況解析
- ・ 津波解析
- ・ 室内の気流・温熱環境解析
- ・ 地下鉄の列車風・温熱解析

News

数値解析コンサルティングサービスに関するウェブサイト「解析ポータル」をリニューアルしました。本冊子のバックナンバー(カラー版・PDF形式)をダウンロードいただけます。ぜひお立ち寄りください。

■ 解析ポータルサイト

<http://www.kke.co.jp/kaiseki/>



「解析ポータル」サイトでは、災害、環境、維持管理、建築、土木の各分野での解析に関する様々な情報やコンサルティングサービス、構造解析、設計用入力地震動作成システム、地震リスク評価、災害時対策、地盤と構造物の動的相互作用、熱・流体解析に関するソフトウェアについてご紹介しています。

From Editors

今号からこの「解析雑誌」にも編集後記を付けさせていただくことになりました。解析雑誌としては初の試みとなりますが、この編集後記というものは記事の内容に沿った「お堅い」もの、編集者の近況報告を中心とした軽いものなど、様々な特色があるようです。この文章を一体どのような方向性で書けばいいのか戸惑う反面、今後どのような方向性に向かっていくのか楽しみでもあります。

耐震技術部 構造保全技術室 八木康仁

先日、大学時代の研究テーマであった帰宅困難者に関する提案書を書く機会がありました。現在の仕事は同じ防災に関する分野でも「人」ではなく、どちらかと言うと地盤や建物といった「物」を取り扱うことが多かったため、数年ぶりに大学時代考えていたことを思い出し、時間を忘れて取り組みました。残念ながら今回の提案書は仕事にはなりませんでしたが、興味を持っていたことが現在の職場でも仕事となる可能性があることがわかり嬉しくなりました。これからは、もっと「人」に関わるような仕事を自らつくり出していけるように努力していきたいと思えます。

防災ソリューション部 災害リスクマネジメント室 行武哉子

クラシックにおいて度々見られる楽曲の形式にソナタ形式というものがあります。「運命」などでも見られるように、主題提示部において奏でられた一つの旋律が、時には激しく強烈に、時には弱く気づかないほどに展開されていきます。弊社は総合エンジニアリング企業を標榜していますが、工学とは大災害から我々の日々の行動が生み出す日常まで、まるで脈絡なく思えるものたちに通底する旋律を見つけ出すことではないかと思っています。常に微かな音すらも聞き取れる耳を持っていたいものです。

防災・環境部 地圏環境室 三橋祐太

構造計画研究所

KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

本誌掲載記事ならびに弊社の商品・サービスに関するお問い合わせは下記までお願いいたします。

kaiseki@kke.co.jp

(株)構造計画研究所 エンジニアリング営業部

〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3

TEL (03) 5342-1136

(株)構造計画研究所 エンジニアリング営業部 大阪支社

〒541-0047 大阪市中央区淡路町 3-6-3 NMプラザ御堂筋 5F

TEL (06) 6226-1231

(株)構造計画研究所 中部営業所

〒460-0008 愛知県名古屋市中区栄 1-3-3 アムナットビル朝日会館 11F

TEL (052) 222-8461

解析雑誌 *Journal of Analytical Engineering Vol.26 2011.9*

発行日 平成23年9月1日

編集・発行 株式会社構造計画研究所 エンジニアリング営業部

〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3

お問い合わせ 電話 (03) 5342-1136 FAX (03) 5342-1236

kaiseki@kke.co.jp