

平成 24 年度私立大学戦略的研究基盤形成支援事業（文部科学省）

名城大学

自然災害リスク軽減研究センター

Advanced Research Center for Natural Disaster Risk Reduction

研究報告書

平成 29 年 3 月



名城大学

ま え が き

2011.3.11のあの日から6年が過ぎました。インフラ整備に携わる研究者として、自分にできること、為すべきことを自問し続けた6年間でもありました。その年の秋に申請した「21世紀型自然災害のリスク軽減に関するプロジェクト」が文部科学省に採択され、運営組織としての「名城大学 自然災害リスク軽減研究センター（NDRR）」が発足しました。ただし、東日本大震災が申請の契機となったわけではなく、名城大学高度制震実験・解析研究センター（ARCSEC）（代表：宇佐美勉・元名城大学教授・名古屋大学名誉教授，平成19～23年度の5ヶ年設置）の発展的な継承を目指して、研究テーマとメンバーの大幅拡充を図るなど、申請の準備は震災前にすでに整えておりました。しかし、採択には、震災後の社会情勢が少なからず影響したものと思います。「21世紀型自然災害」は研究代表者である私による全くの造語ですが、それを地で行くような自然災害が、本センター発足後にも立て続けに発生しています。私が研究者として歩き始めた頃からの長い間、「震災」と言えば阪神大震災を意味してきました。しかし、今、「震災」と言っても東日本なのか、熊本なのかわからないほど、身の回りに大地震が頻発しています。また、水害についても、観測史上最大と呼ばれる大水害が、毎年のように日本のどこかで、それも複数回発生することも珍しくなくなりました。もはや、自然災害とそれに対する防災・減災が社会の一部となり、我々研究者は浮き世離れした研究だけをしていることが許されなくなりました。本プロジェクトの採択と本センターの設置は、まさにそのような社会からの要請によってなされたものと思っています。

平成24年4月から5年間の活動を行った「名城大学 自然災害リスク軽減研究センター」は、「21世紀型自然災害のリスク軽減に関するプロジェクト」の研究期間の満了とともに一旦解散いたします。名城大学の土木・建築分野で防災研究に携わる総勢20名の教員が本センターの活動に参画しました。20名それぞれが、それぞれのアプローチで、それぞれの想いで自然災害のリスク軽減に取り組んだ成果をまとめたものがこの報告書です。先述の本センターの前身であるARCSECの研究活動では、大地震への備えについて全力で取り組んでいたものの、現実に3.11のような日が来ることを思い描くほどの想像力を私は持

ち合わせていませんでした。しかし、本センターの活動期間は、研究メンバー全員が、南海トラフ巨大地震やスーパー伊勢湾台風の発生を現実問題として直視し、研究に取り組んできたことは間違いありません。5年間の研究活動を経て、ハード、ソフト両面において、名城大学に防災・減災に関する強固な研究拠点を形成することができました。その間、研究メンバーの社会的な立場も徐々に変化し、メンバーの多くは、国や自治体、あるいは学会において、事前・事後の自然災害リスク軽減に取り組む活動に参画するようになってきています。自然災害リスク軽減研究センターは解散しますが、「21世紀型自然災害のリスク軽減に関するプロジェクト」を通して形成された名城大学の防災・減災の研究拠点は消えることなく、研究活動をますます活発に継続・発展してゆくことを、メンバー全員を代表してここに約束いたします。

最後になりましたが、本センター発足時から本プロジェクトを全面的にバックアップし続けていただきました吉久光一学長（発足時の理工学部長）をはじめ、学術研究支援センターの船隈透（前）センター長ならびに原田健一（現）センター長と事務職員の皆さんなど、名城大学のたくさんの関係者に多大なご支援をいただきました。また、防災研究・協力を主体として本学と連携・協力に関する協定を締結し、様々な活動に協力いただきました国土交通省中部地方整備局の関係各位のご支援も本センターの研究活動に大きな励みとなりました。また、研究活動に従事された数多くの本学大学院生と研究員こそ、研究の原動力であり、本報告書に掲載している研究成果の貢献者であります。紙面の都合で割愛させていただきますが、その他にも様々な方々のお世話になりました。この場を借りて厚く御礼申し上げます。

平成 29 年 3 月

自然災害リスク軽減研究センター

代表 小 高 猛 司

目 次

第1章

研究テーマ1：連動型巨大地震に対する土木構造物の安全性と修復性の向上に関する研究

1.1 各種部材の損傷メカニズムの解明	1
1.1.1 極低サイクル疲労による延性き裂の影響を考慮した橋梁鋼構造物の耐震性評価手法の 開発.....	1
1.1.2 溶接未溶着を有する土木鋼構造物の破壊メカニズムの解明と耐震性能照査法の開発.9	
1.1.3 溶接接手の破壊メカニズムの解明	28
1.1.4 バサルト繊維シート補強材とコンクリートの接着界面損傷メカニズムの解明	47
1.1.5 高速曲げ载荷を受けるバサルト繊維シート補強RC梁の損傷メカニズムの解明.....	57
1.1.6 バサルト繊維ロッド補強材とコンクリートの付着メカニズムの解明.....	67
1.1の参考文献.....	70
1.2 修復性に基づく損傷制御構造物の動的応答と制御設計法の確立	73
1.2.1 高機能制震ダンパーの開発.....	73
1.2.2 履歴型制震ダンパーを導入した鋼構造物の地震後の使用性に関する照査法の開発.104	
1.2の参考文献.....	109
1.3 相似則を考慮した分散型サブストラクチャ応答実験システムによる土木構造物の制震構 造設計法の確立	112
1.3.1 制震ブレースを挿入した鋼製ラーメン橋脚の並列ハイブリッド実験システム構築の検 証とパイロット試験.....	112
1.3.2 ラーメン橋脚の層間変形を考慮した座屈拘束ブレースの変形性能の検証.....	124
1.3.3 座屈拘束ブレース支持ブラケットの施工精度管理に関する解析的検討.....	132
1.3.4 相似則を考慮した分散型サブストラクチャ応答実験システムによる土木構造物の制震 構造設計法の提案	142
1.3の参考文献.....	158
1.4 構造物の早期復旧のための診断支援技術	160
1.4.1 概要.....	160
1.4.2 非接触変位測定法の検討.....	160
1.4.3 実橋梁における検証.....	161
1.4.4 複数カメラの同期方法の検討.....	163
1.4.5 2台のカメラによる測定の検証.....	163
1.4の参考文献.....	165
1.5 連動型巨大地震に対する修復性および自己センシング性を有する新型材料および補強技 術.....	166
1.5.1 連動型巨大地震に対する高修復性を有するBFRPメッシュ補強モルタルの曲げ挙動166	
1.5.2 BFRPロッド緊張接着補強によるRC/PC梁の曲げ復元力特性に関する研究.....	176
1.5の参考文献.....	182

1.6	既存構造物の初期損傷ならびに連動型大地震による複合劣化予測	184
1.6.1	建設工程シミュレータの概要	185
1.6.2	練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮モデルの構築および検証	187
1.6.3	パイプクーリング解析手法の拡張および検証	189
1.6.4	乾燥収縮により劣化したRC部材の保有耐荷力のシミュレーション	194
1.6.5	大自由度ひび割れ軟化問題に対する保有耐荷力解析の実現	197
1.6.6	まとめと今後の課題	199
	1.6の参考文献	200
1.7	地震・津波・漂流物衝突の複合外力を受ける土木構造物の3次元複合非線形動的解析法	201
1.7.1	海岸構造物の耐津波性に関する3次元数値解析	201
1.7.2	地震・津波・漂流物衝突の複合外力を受ける土木構造物の3次元複合非線形動的解析法	219
	1.7の参考文献	222
1.8	構造安全性および地震後の使用性を考慮した損傷照査法の開発および補修補強ガイドラインの概要	225

第2章

研究テーマ2：大空間構造物の耐震安全性評価による震災リスクの軽減

2.1	鋼構造部材の座屈挙動評価モデルに関する検討	231
2.1.1	ひずみ硬化および局部座屈を考慮した梁要素モデル	231
2.1.2	ウェブ幅厚比の大きいH形鋼梁部材の高温時せん断座屈後挙動	241
	2.1の参考文献	257
2.2	鉄筋コンクリート(RC)骨組構造を対象とした検討	258
2.2.1	RCラーメン構造物に対する3次元解析システムの開発とその適用	258
	2.2の参考文献	277
2.3	鉄筋コンクリート(RC)連続体構造を対象とした検討	278
2.3.1	RCアーチを用いた動的な非線形挙動の評価	278
2.3.2	RC空間構造の構造性能の推定と検証に関する検討	295
2.3.3	コンクリート系の空間構造の構造設計手法の開発に関する検討	307
	2.3の参考文献	311
2.4	コンクリートの各種物性値とその特性に関する検討	313
2.4.1	乾燥がコンクリートの各種物性値に及ぼす影響の検討	313
2.4.2	乾燥収縮ひずみの推定方法・評価方法の検討	318
2.4.3	乾燥収縮挙動のシミュレーション	326
	2.4の参考文献	332

第3章

研究テーマ3：豪雨および水災事象の発生機構とリスク軽減方策に関する研究

3.1 短時間強雨および大雨の出現特性に関する解析的研究.....	333
3.1.1 降水変動の実態.....	333
3.1.2 衛星降水観測情報の不確実性低減.....	336
3.1.3 高品質高精細広域降水データセットの開発と公開.....	341
3.1の参考文献.....	342
3.2 短時間強雨に伴う都市河川の出水機構と流出抑制方策に関する研究.....	343
3.2.1 XバンドMPレーダを活用した豪雨事象の精確な捕捉.....	343
3.2.2 地上雨量計によるティーセン降雨の局地的豪雨に対する有効性評価.....	352
3.2.3 豪雨に伴う都市河川の急激な流出現象の解明 -雨水吐からの排出過程-.....	356
3.2.4 都市河川特有の洪水流出の観測手法 -電波流速計を用いた計測システムの構築-....	359
3.2.5 豪雨を受け止める透水性舗装の水理特性の評価 -粗粒媒体の非線形透水法則-.....	364
3.2.6 激化する豪雨に対する流出抑制対策の提案 -POC舗装の流出抑制効果の評価-.....	373
3.2の参考文献.....	377
3.3 段波状洪水流を制御する透過性砂防ダム群に関する研究.....	380
3.3.1 概説.....	380
3.3.2 間欠性段波状サージの生成機構と生成条件.....	381
3.3.3 間欠性段波状サージに関する波動方程式とサージ生成過程.....	383
3.3.4 間欠性段波状サージの透過性ダム通過における特性変化.....	387
3.3の参考文献.....	391

第4章

研究テーマ4：水工学-地盤工学の連携による沿岸域低平地の自然災害リスク軽減への挑戦

4.1 各種河道条件を考慮した越流破堤現象の解明.....	393
4.1.1 はじめに.....	393
4.1.2 過去の破堤事例と河道特性の関係.....	395
4.1.3 越流の誘因が破堤過程に及ぼす影響の実験的検討.....	396
4.1.4 堤体材料特性、湿潤状態が破堤過程へ及ぼす影響の実験的検討.....	403
4.1.5 河道特性が破堤現象に及ぼす影響の実験的検討.....	408
4.1.6 河川の幅が破堤現象に及ぼす数値解析的検討.....	417
4.1.7 結論.....	427
4.1の参考文献.....	428
4.2 沖積低平地における軟弱地盤の海溝型地震時の変状予測.....	430
4.2.1 はじめに.....	430
4.2.2 地盤調査.....	430
4.2.3 室内試験.....	431

4.2.4	室内試験結果に基づくサンプリング地点の簡易液化化判定	439
4.2.5	サンプリング地点のレベル2地震応答解析	441
4.2.6	まとめ	444
	4.2の参考文献	445
4.3	洪水ならびに地震時の堤防安全性照査技術の開発	446
4.3.1	はじめに	446
4.3.2	砂質ならびに礫質堤体土の土質定数設定法の検討	446
4.3.3	堤体土の簡易サンプリング法の提案との採取土の強度特性の評価	479
4.3.4	梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査	486
4.3.5	細粒分が卓越した堤防土の力学特性の評価	494
4.3.6	レベル2地震を想定した河川堤防の安全性評価	500
4.3.7	まとめ	510
	4.3の参考文献	510

第5章

研究テーマ5：「中核被災者」を主体とした被災限界からの自律再建メカニズムの解明

5.1	東日本大震災の被災市街地における自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動に関する基礎的研究—岩手県および宮城県の沿岸9市町の新規着工戸建住宅を対象とした質問紙調査を通して—	513
5.1.1	はじめに	513
5.1.2	研究対象の選定と復興状況	514
5.1.3	自主住宅移転再建の移転場所の特定と質問紙調査の方法	515
5.1.4	自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動の実態	517
5.1.5	結論	525
	5.1の参考文献	526
5.2	東日本大震災の被災市街地における新規着工建物による市街地空間形成と空間的特徴—岩手県および宮城県の沿岸9市町における自主住宅移転再建に着目して—	529
5.2.1	はじめに	529
5.2.2	震災後の新規着工建物の特定手順と市町村ごとの量	530
5.2.3	新規着工建物による市街地空間形成と分類	532
5.2.4	結論	537
	5.2の参考文献	538

第1章

研究テーマ1：連動型巨大地震に対する土木建造物の安全性と修復性の向上に関する研究

1.1 各種部材の損傷メカニズムの解明（研究担当者：葛 漢彬，岩下健太郎）

1.1.1 極低サイクル疲労による延性き裂の影響を考慮した橋梁鋼構造物の耐震性評価手法の開発

現行の鋼橋の耐震設計基準では、座屈に対する安全性照査法は規定されているが極低サイクル疲労（数回から数十回の繰り返しによって疲労破壊する現象）に対する照査法は未整備である。本課題は、極低サイクル疲労による損傷メカニズム（き裂発生，進展および破壊の全過程）を明らかにするとともに，橋梁鋼構造物の耐震性能設計法の高度化を目指すものである。

ここ数年，極低サイクル疲労によるき裂発生メカニズムの解明を目的とした単柱式鋼製橋脚の繰り返し載荷実験を行ってきているが，数値解析についてはまだ研究の途中である。通常の数値解析手法は，き裂の発生までの挙動予測には概ね適用できるものの，その後の進展さらに破壊までの挙動予測には対応出来ない。

そこで，本課題では，まず，これまでに検討してきた土木建造物の延性き裂に対する評価手法を構造パラメータの変動や載荷履歴の影響を考慮してより一般的な手法に発展させる。次に，延性き裂の評価を考慮できる繰り返し弾塑性モデルを構築し，その妥当性を材料レベルで検証したうえで，鋼厚肉断面部材の耐震実験による検証も行う。これによって，局部座屈のみならず，き裂の発生，進展および破壊のメカニズムを解明し，損傷・崩壊の全過程を模擬できる解析手法を確立する。

これまでの研究【名城大学高度制震実験・解析研究センター（ARCSEC）研究成果報告書，平成24年3月】において，鋼製橋脚基部および隅角部に発生する極低サイクル疲労による延性き裂発生を shell 解析により評価できる手法 DDIM，および beam 要素を用いたファイバーモデルによる簡易照査法 SDIM を提案してきた。

本研究では，まず，既往の研究において精査しきれていなかった構造パラメータの違いによるひずみ集中補正係数への影響に着目し，パラメトリック解析を行うことで，延性き裂簡易照査法におけるひずみ集中補正係数 β の再検討を行った¹⁾。次式にひずみ集中補正係数 β の近似式を示す。

$$\beta = 11.1R_f + 1.18\left(\frac{t}{t_0}\right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751 \quad (1.1.1)$$

ここで， R_f =幅厚比パラメータ， $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ， t =板厚および $t_0=9\text{mm}$ である。

また，再検討した β を用いた延性き裂簡易照査法（MSDIM）による延性き裂発生点の評

価を行い、shell 解析と実験から得られた延性き裂発生点との比較を行った²⁾。その結果、パラメトリックな解析を行うことで、ひずみ集中補正係数 β は幅厚比パラメータ、細長比パラメータ及び板厚といった構造パラメータの影響を受けることを確認した。beam 解析から得られた塑性ひずみ範囲を本研究で提案したひずみ集中補正係数 β により補正することで、shell 解析と同等の延性き裂発生評価が可能であることを示した。実験結果と本提案手法による延性き裂発生予測を比較した結果、き裂発生を若干危険側に評価するケースがあるものの、より精度良く予測ができることを確認した。

次に、载荷履歴、特にランダムな载荷の影響を考慮した検討を行った³⁾。図 1.1.1 に示すように、あるハーフサイクルで大きな引張または圧縮ひずみ履歴が生じたとき、その次のハーフサイクルへの影響を考慮するために、次式のような補正係数を提案した。

$$K_i = \begin{cases} \exp\left(k_a \frac{\varepsilon_{pr,i} - \varepsilon_{pr,i-1}}{\varepsilon_{pr,i-1}}\right) & \text{if the tension strain range of the previous } (i-1)^{\text{th}} \text{ half - cycle} \\ & \text{is larger than that of the current half - cycle} \\ \exp\left(-\frac{\varepsilon_{pr,i} - \varepsilon_{pr,i-1}}{\varepsilon_{pr,i-1}}\right) & \text{if the compression strain range of the previous } (i-1)^{\text{th}} \text{ half - cycle} \\ & \text{is larger than that of the current half - cycle} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (1.1.2)$$

ここで、 $\varepsilon_{pr,i-1} = (i-1)^{\text{th}}$ ハーフサイクル時の塑性ひずみ範囲、 $\varepsilon_{pr,i} = i^{\text{th}}$ ハーフサイクル時の塑性ひずみ範囲、 $k_a = 3.0$ (材料係数) である。

この影響を損傷度式に取り入れることで、より高精度な評価手法 (EDDIM, EMSDIM) を提案した。その妥当性を示す検証結果を図 1.1.2, 図 1.1.3 に示す。また、これらの評価手法を表 1.1.1 にまとめて示す^{4), 5)}。

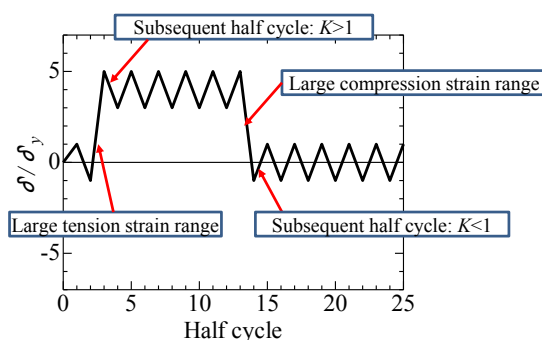


図 1.1.1 ひずみ範囲の急激な変化

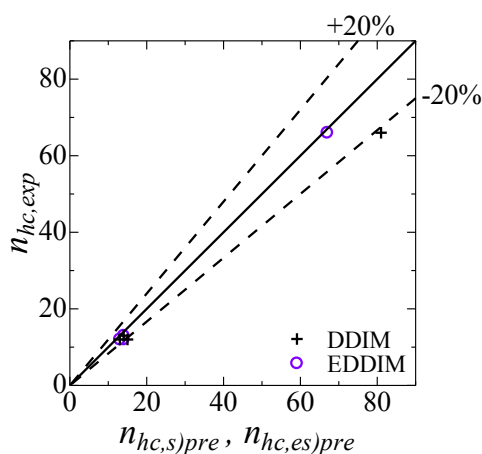


図 1.1.2 DDIM, EDDIM による評価結果と実験結果との比較

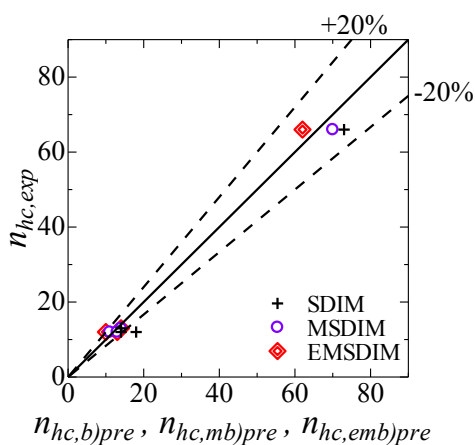


図 1.1.3 SDIM, MSDIM および EMSDIM による評価結果と実験結果との比較

表 1.1.1 各種評価手法

照査法	解析モデル Analysis type	载荷パターン Loading type	評価式 Evaluation Formula
Detailed damage index-based evaluation method (DDIM)	Shell analysis	Regular cyclic loading	$D = C' \sum (\varepsilon_{pr,i})^m$
Enhanced detailed damage index-based evaluation method (EDDIM)	Shell analysis	Regular and random cyclic loadings	$D = C' \sum K_i (\varepsilon_{pr,i})^m$
Simplified damage index-based evaluation method (SDIM)	Fiber analysis	Regular cyclic loading	$D = C' \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr,i})^m$ $\beta = 3.73$
Modified simplified damage index-based evaluation method (MSDIM)	Fiber analysis	Regular cyclic loading	$D = C' \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr,i})^m$ $\beta = 11.1R_f + 1.18 \left(\frac{t}{t_0} \right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751$
Enhanced modified simplified damage index-based evaluation method (EMSDIM)	Fiber analysis	Regular and random cyclic loadings	$D = C' \sum K_i (\beta \cdot \varepsilon_{pr,i})^m$ $\beta = 11.1R_f + 1.18 \left(\frac{t}{t_0} \right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751$

次に、き裂の発生に対する評価のみならず、その後の進展、さらに座屈との連成による破壊も評価できる手法の開発を目指す。そのため、シェル要素やソリッド要素を用いた弾塑性解析を実施し、き裂の発生を判定する条件式を導入して、全体座屈、局部座屈、き裂の発生および進展をシミュレーションする。

提案した延性き裂の評価を考慮できる繰り返し弾塑性モデル（Cyclic Ductile Damage Model, CDDM モデル）の概念図を図 1.1.4 に示す。同図から分かるように、このモデルにおいて弾性域、塑性域および軟化域の 3 段階からなっており、材料塑性化状況を表すパラメータ DI と材料劣化状況を表す損傷パラメータ d の 2 つのパラメータが導入されている。

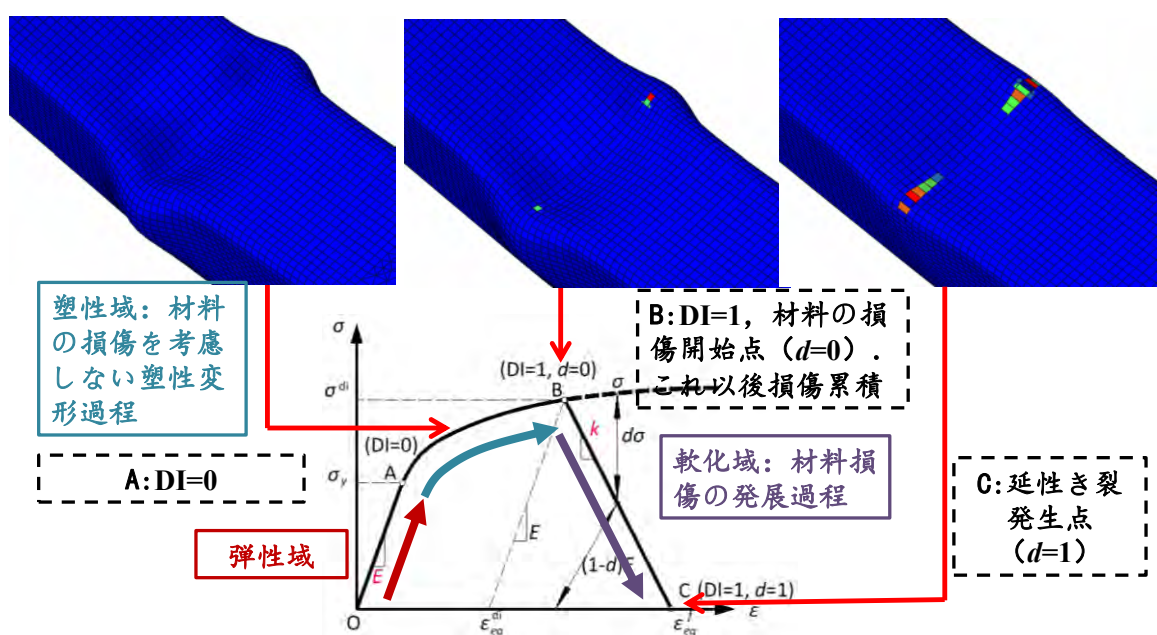
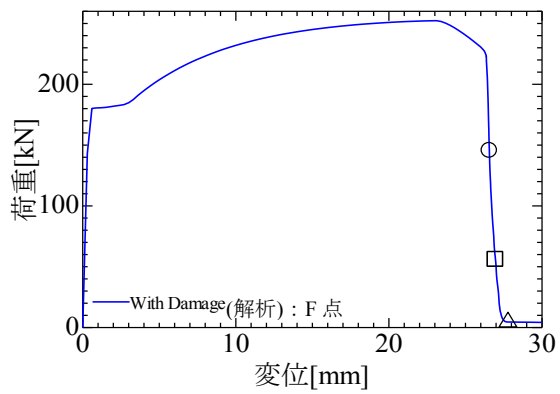


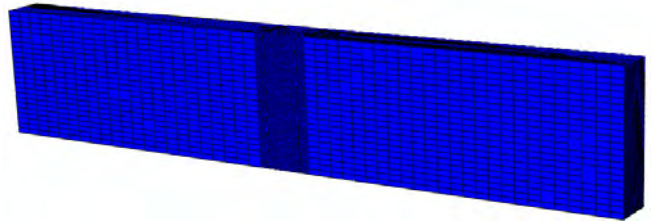
図 1.1.4 CDDM モデルの概念図

本研究では、開発した CDDM モデルを溶接接合部材、鋼製橋脚および鋼管ブレース材に適用した検討を行った、

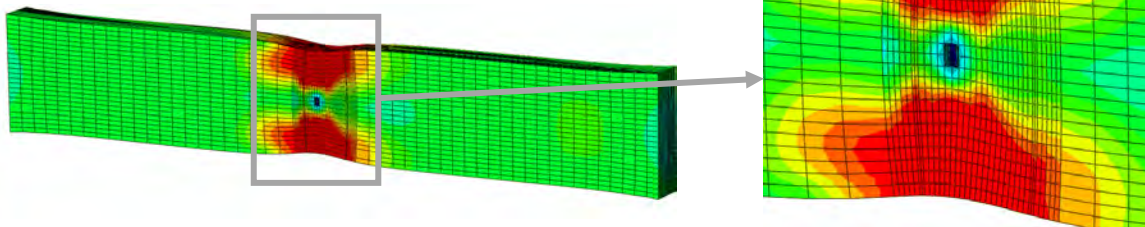
まず、レ形開先による溶接部に切り欠きを有する鋼材 SM490YA を用いての引張試験を実施し、得られた試験結果を基に、材料特性を決定した。また、試験中に確認されている延性き裂発生時および破断時の変位を延性き裂発生基準式へと用いることで単調引張解析にてき裂発生時の荷重および変位、き裂の発生点、進展等の破壊現象をシミュレーションした (図 1.1.5, 図 1.1.6)。



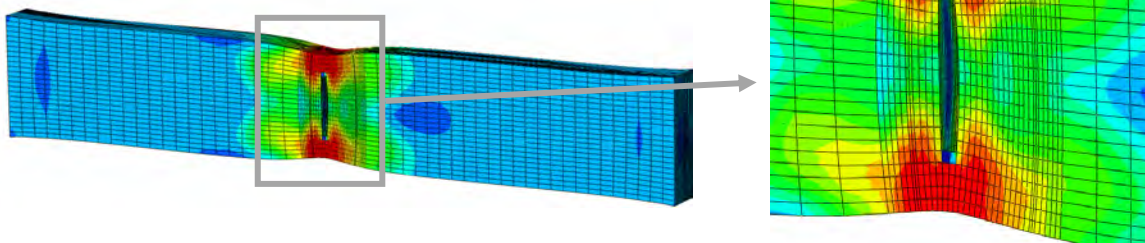
(a) 荷重-変位曲線



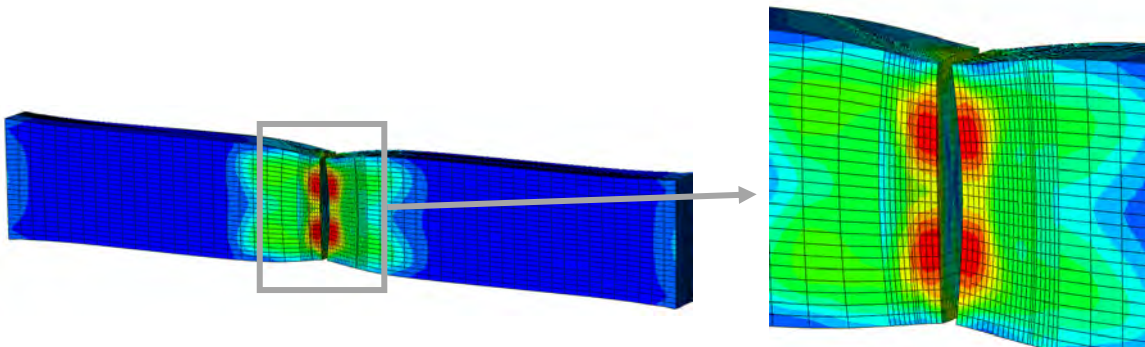
(b) 解析モデル(変形前)



(c) ○点に対応する変形モード

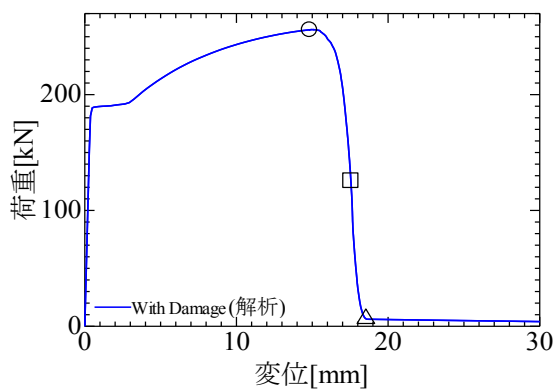


(d) □点に対応する変形モード

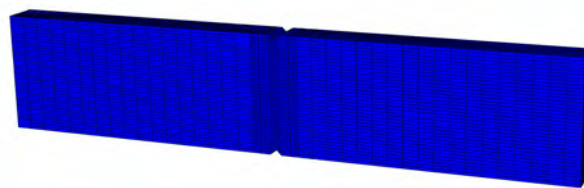


(e) △点に対応する変形モード

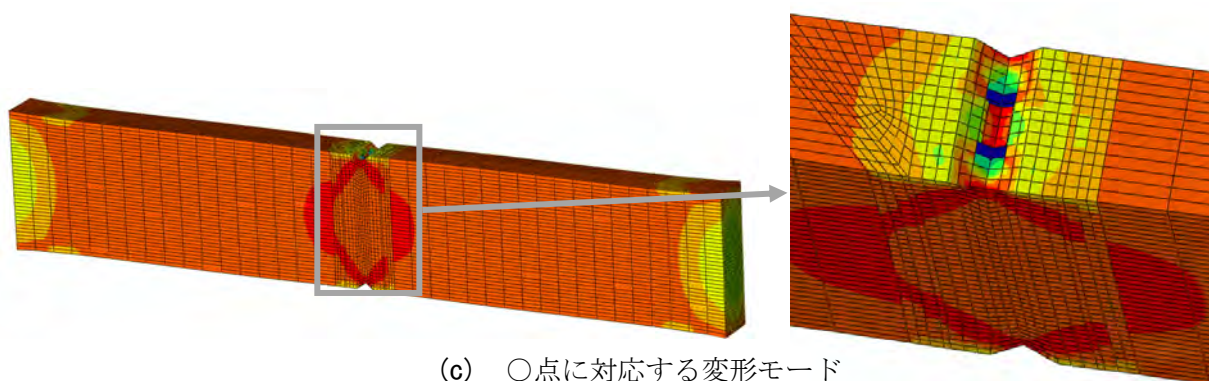
図 1.1.5 切り欠きを有しないレ形開先溶接部材の延性破壊解析結果



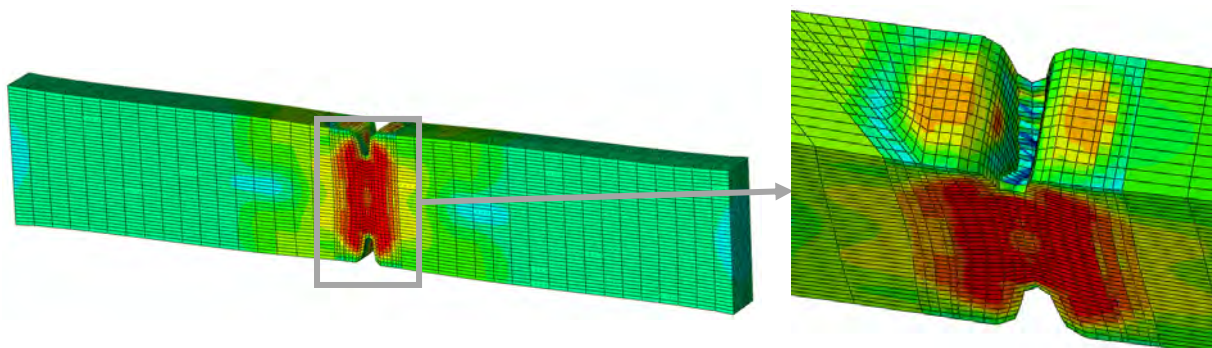
(a) 荷重-変位曲線



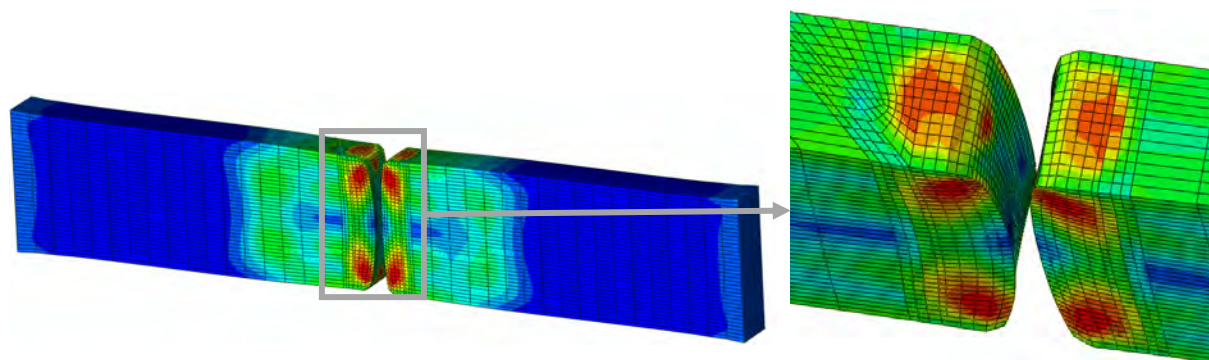
(b) 解析モデル(変形前)



(c) ○点に対応する変形モード



(d) □点に対応する変形モード



(e) △点に対応する変形モード

図 1.1.6 切り欠きを有するレ形開先溶接部材の延性破壊解析結果

また，鋼製橋脚基部の延性破壊現象についてもシミュレーションを行った（図 1.1.7）。

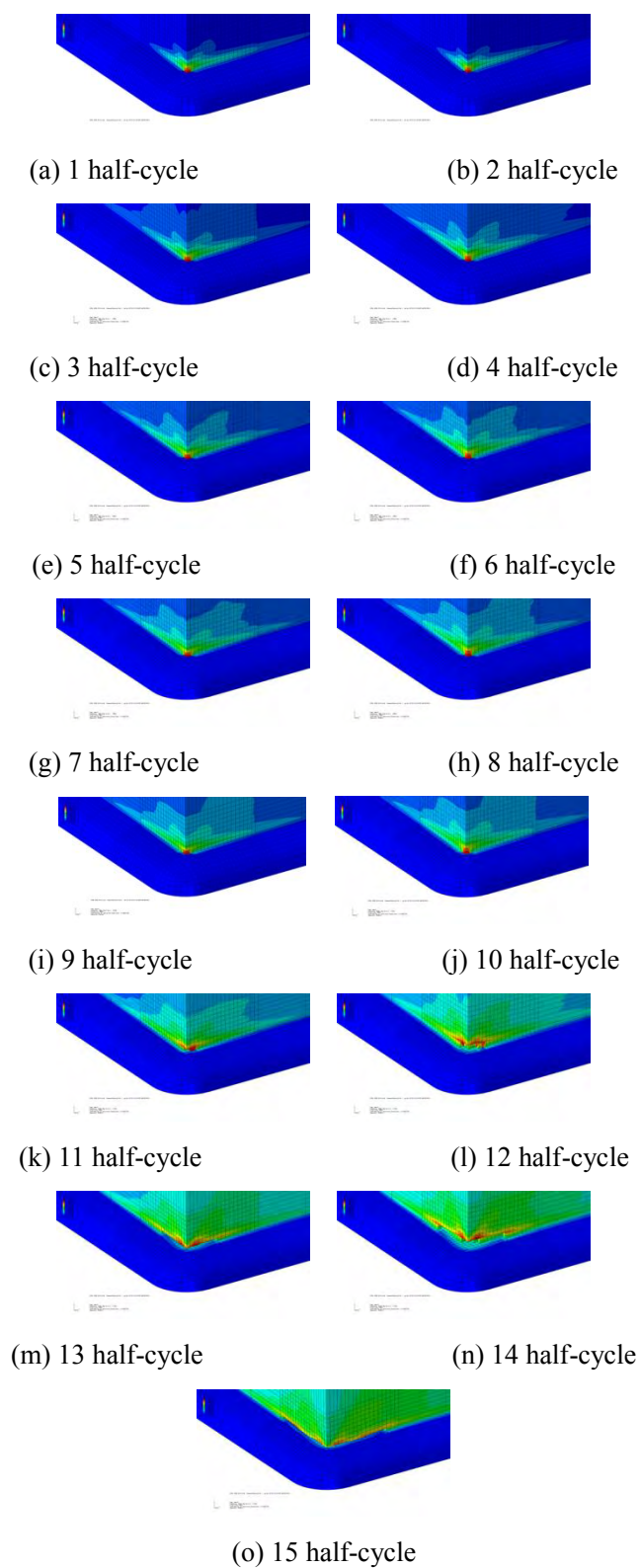


図 1.1.7 鋼製橋脚基部の延性破壊解析結果

さらに、鋼管ブレース部材についても同様な検討を行った結果を図 1.1.8 に示す。

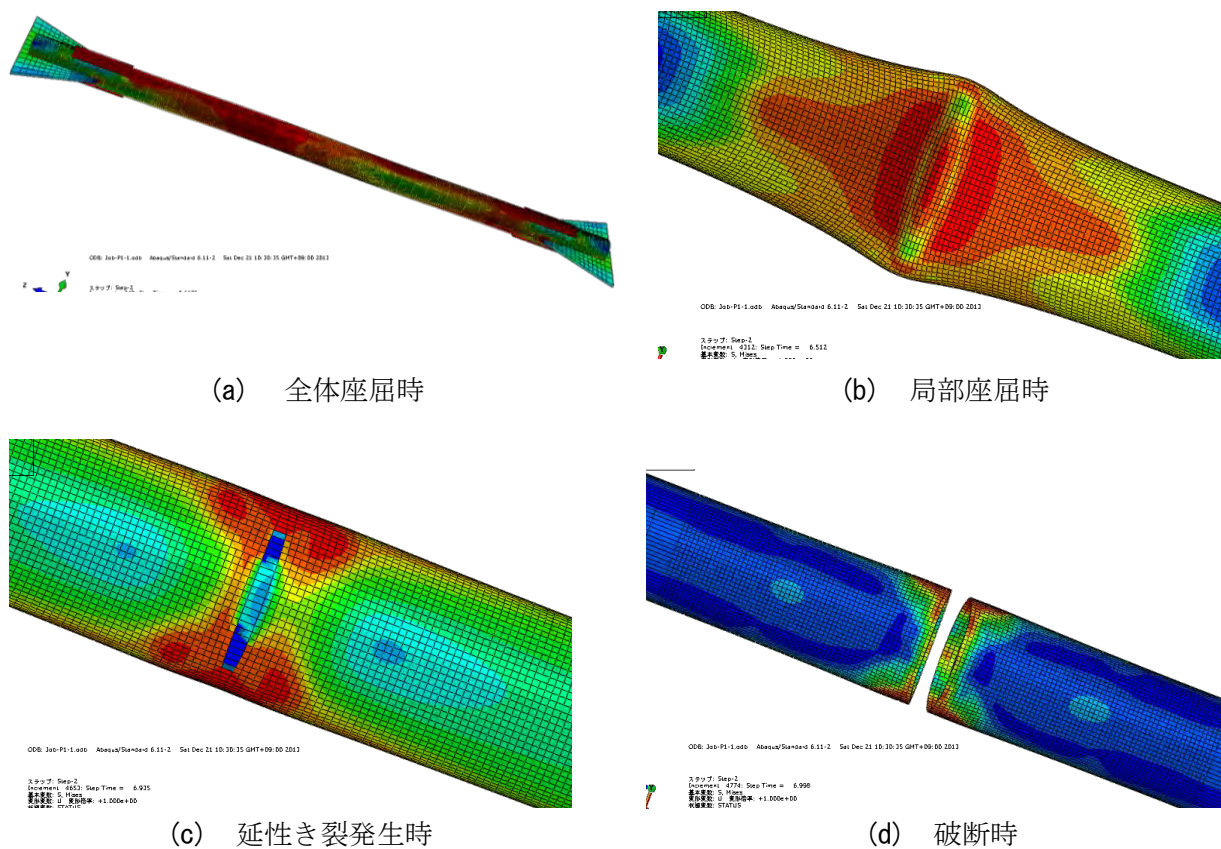


図 1.1.8 P1-1 の破断までの変形モード

以上のように、本提案手法は、各種鋼部材の座屈による損傷から、き裂の発生・破断までの全過程をよい精度でシミュレーションできる。まだ開発の途中にあるが、今後、異なる材種、異なる溶接性状、溶接欠陥、異なる载荷履歴、多くの種類の構造部材などについてより詳しい検討を進めていく予定である。

1.1.2 溶接未溶着を有する土木鋼構造物の破壊メカニズムの解明と耐震性能照査法の開発

本研究では、溶接未溶着が存在する鋼製橋脚の隅角部を想定し、完全溶け込み溶接が要求される高い応力レベルが発生する溶接継手において、溶接未溶着が存在する場合における地震時極低サイクル疲労下における破壊挙動の解明を実験および解析の両面から試み、破壊挙動に対する基礎データを提供すると共に、極低サイクル疲労発生初期段階における延性き裂発生の照査法を提案することを目的としている。

溶接未溶着を有する構造物の耐震性および照査法に関する研究は、共同研究者らがここ数年着手したばかりであるが、溶接未溶着が大きい場合耐震性が著しく低下することが実験的に明らかにされている【名城大学高度制震実験・解析研究センター（ARCSEC）研究成果報告書、平成24年3月】。しかしながら、溶接脚長のサイズなど溶接部の性状などに大きく影響され、そのメカニズムを必ずしも解明できていないのが現状である。

そこで、本課題では、溶着未溶着の高さ以外に、フィレット半径、溶接ビード脚長などを取り上げ、これらのパラメータが部材の耐震性能に及ぼす影響を検証したうえで、溶接未溶着などの溶接欠陥を有する既設構造物の大地震時挙動を解明するとともに、補修・補強の必要性を判定する基準を提案することを目的としている。

(1) 小さなフィレットを有する鋼製橋脚隅角部の未溶着高さが延性破壊に及ぼす影響⁷⁾

近年では溶接構造物の施工時における溶接不具合（欠陥）の内在が問題視されてきており、鋼製橋脚隅角部の施工不具合に関する報告がある。昭和60年頃までに供用された鋼製橋脚隅角部の柱フランジと梁フランジとの溶接の溶け込み状況が示されているが、溶け込み率は数パーセント～100%まで様々であり、20～80%程度までの未溶着率の分布が多いようである。これまでに完全溶け込み溶接が要求される鋼製橋脚隅角部を想定した梁-柱接合部の十字溶接部に溶接未溶着を導入し、このような不完全な溶接部を有する鋼厚肉部材の極大地震時における破壊メカニズムの解明のため、繰り返し载荷実験を行ってきた。また、これらの繰り返し载荷実験を元に、溶接形状や欠陥性状をより忠実に再現したソリッド要素による3次元弾塑性有限変位FEM解析を実施し、延性き裂発生の評価を行った。その結果、溶接未溶着高さを大きくすることで未溶着近傍でひずみ集中が起き、延性き裂発生に大きく影響することが確認された。また、十字継手の溶接未溶着部からの破壊に関して、十字継手の溶接脚長を大きくすることで未溶着部からの破壊が発生する可能性を低減できることを確認した。

一連の研究結果を踏まえ、追加的な実験を検討して、フィレットのない鋼梁-柱接合部を模擬するためにフィレットを極力小さくして、十字継手の溶接脚長の値を既往の実験供

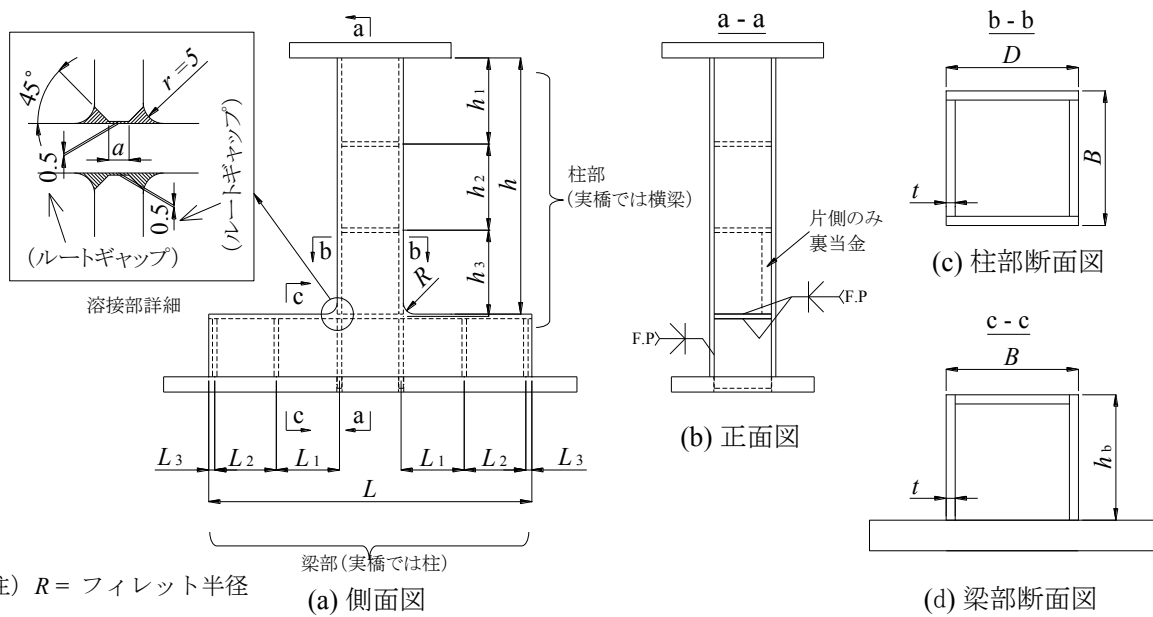


図 1.1.9 供試体概要図

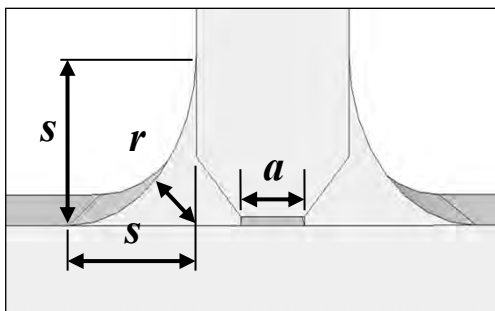


図 1.1.10 十字継手拡大図

表 1.1.2 供試体継手部の実測寸法 (単位: mm)

供試体名	R	a	s	r_a
S30-0-5-R-VC-MD	7	0	5.0	2.5
S30-2-5-R-VC-MD	8	2.6	11.7	3.8
S30-5-5-R-VC-MD	7	9.0	6.6	—
S30-8-5-R-VC-MD	5	10.0	6.8	2.8

Notes :

- 1) R =フィレット半径, a =溶接未溶着高さ, s =ビード脚長, r_a =のど厚
- 2) S30-5-5-R-VC-MD ののど厚は切断後の計測が出来なかったため, —と表記した.

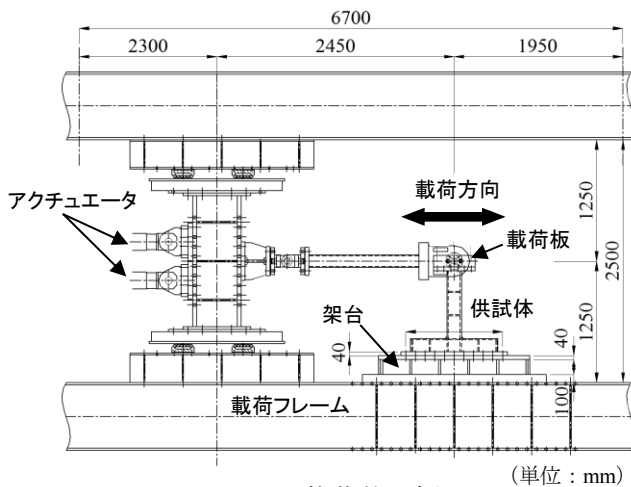


図 1.1.11 荷装置概要図

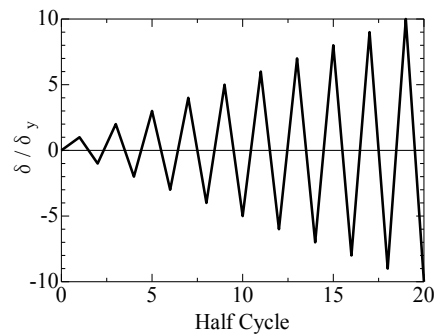


図 1.1.12 荷パターン

試体より小さく設定し、未溶着部から破壊することを想定した供試体の繰り返し載荷実験により鋼製橋脚の梁-柱接合部の未溶着高さが延性破壊に与える影響を検証した。

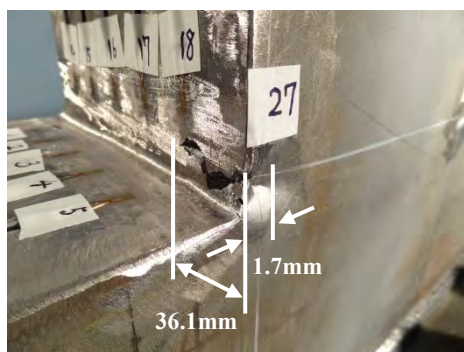
実験供試体は図1.1.9のように鋼製ラーメン橋脚の隅角部を想定しており、実橋脚との対比では供試体の柱部が実橋の梁、梁部が実橋の柱となる。供試体の使用材質は、実橋脚で使用が多いSM490Yクラスの鋼材であり、板厚は12mmとした。溶接仕上げに関しては、R仕上げと止端仕上げの2種類が挙げられるが、一般的に溶接部の仕上げで適用されることの多いのは止端仕上げのようである。しかし、R仕上げのようにビード表面も滑らかに仕上げた場合、ひずみ集中を緩和させる効果が期待され、溶接ビードの形状の不形成部からのき裂発生を防ぐことを目的とし、本研究ではR仕上げの場合について実験を行った。なお、仕上げ部はグラインダー等による仕上げ傷が残らないように留意するとともに、ビード形状の凹凸に伴うひずみ集中の影響をできるだけ少なくするために、三線交差部の三方向からの溶接ビードラップ部分の余盛を除去した。

供試体と十字継手部のパラメータを表1.1.2に示す。供試体は4種類作成し、名称は例えば、S（鋼製部材）30（幅厚比パラメータの100倍の値）-8（十字溶接部に内在する溶接未溶着高さ）-5（フィレット半径）-R（溶接仕上げ内容）-VC（載荷パターン）-MD（脚長変更）といった情報を表す。「MD」については、過去の実験供試体が $s=10\text{mm}$ の溶接脚長であったことに対し、本研究では $s=5\text{mm}$ に変更していることを表す。ビード脚長 s は、図1.1.10のように梁部のエッジと柱部のエッジの延長線上とが交差する場所を原点とした梁部の脚長 s_1 と柱部の脚長 s_2 の平均値である。のど厚は、原点から溶接の表面までの最短距離とした。繰り返し載荷は図1.1.11のアクチュエータの変位制御により供試体の降伏変位 δ_y を基準とした載荷を行う。本研究で採用した載荷パターンは、図1.1.12のような1サイクル毎の漸増変位振幅載荷である。本実験ではき裂が1~2mm程度に達した時をき裂発生と定義した。

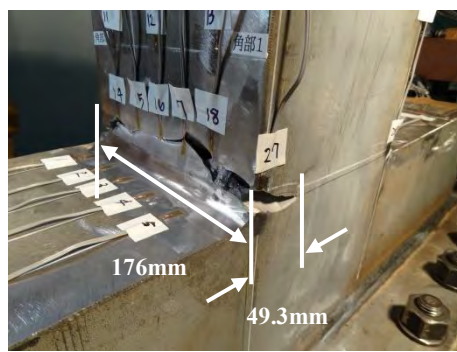
未溶着高さ $a=0, 2\text{mm}$ （写真1.1.1 (a), (b)）の供試体では、フィレット上端部でき裂が発生し、フランジ中央およびウェブ中央へ向かってき裂が進展していった（図1.1.13 (a)）。一方、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ （写真1.1.1 (c), (d)）の供試体では、溶接ビード部でき裂が確認され、溶接未溶着が内在する十字継手方向に沿ってき裂が進展し（図1.1.13 (b)）、大幅に荷重が低下した時点で実験を終了した。

未溶着高さ $a=0, 2\text{mm}$ の供試体と未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体とのき裂進展挙動において、破壊モードが明らかに異なっており、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ （写真1.1.2 (c), (d)）の供試体では本実験の未溶着高さ $a=0, 2\text{mm}$ （写真1.1.2 (a), (b)）の供試体のようにフィレット上端部などのウェブ母材でき裂が発生したのではなく、溶接未溶着部からき裂が発生したことが推察される。

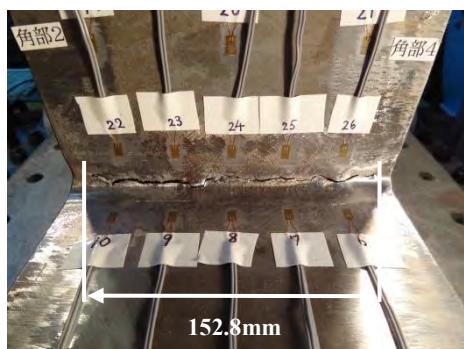
また、表1.1.3よりき裂発生時期において、未溶着のない供試体（ $a=0\text{mm}$ ）と未溶着のある供試体（ $a=2, 5, 8\text{mm}$ ）を比較すると、き裂発生時期が最大で4半サイクル異なっており、



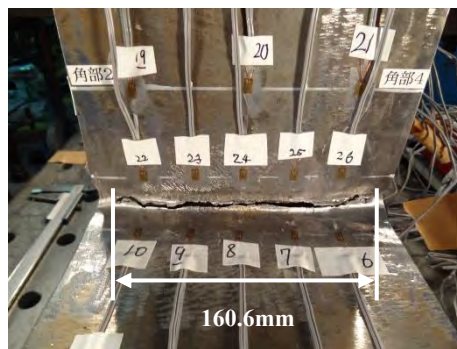
(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD



(d) S30-8-5-R-VC-MD

写真 1.1.1 各供試体の破壊モード



(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD



(d) S30-8-5-R-VC-MD

写真 1.1.2 き裂発生近傍の供試体断面

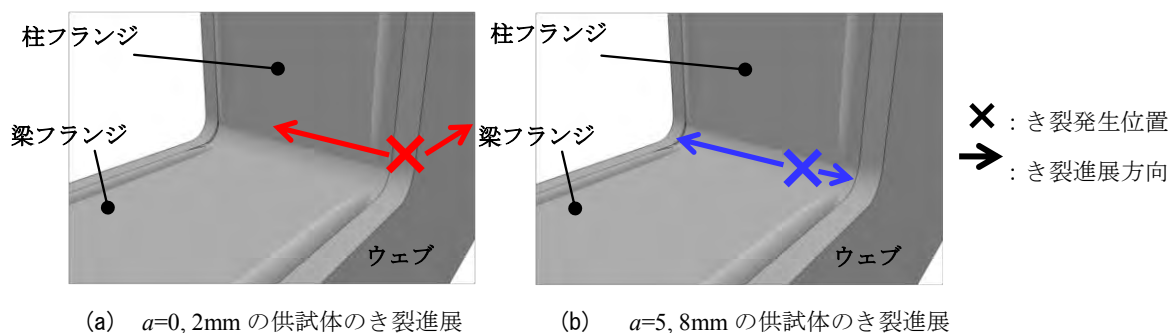


図 1.1.13 き裂進展挙動

表 1.1.3 き裂発生点および発生位置の比較

供試体名	実験でのき裂発生点	き裂発生高さ (梁フランジ表面からの高さ)
S30-0-5-R-VC-MD	8 Half Cycle (-4 δy)	9.8mm
S30-2-5-R-VC-MD	4 Half Cycle (-2 δy →3 δy)	1.3mm
S30-5-5-R-VC-MD	3 Half Cycle (2 δy →-2 δy)	1.7mm
S30-8-5-R-VC-MD	4 Half Cycle (-2 δy →3 δy)	2.7mm

未溶着の有無と未溶着高さの違いによるき裂発生時期の違いが確認された。

各供試体の溶接部の寸法とき裂発生時期および、き裂進展状況を比較すると、未溶着部から破壊した未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体は未溶着高さが大きく、き裂発生時期が早い結果となった。一方、未溶着高さ $a=0\text{mm}$ の供試体は、脚長の値が各供試体の中で最小であるのにも関わらず、溶接未溶着を導入しておらず、き裂発生時期が最も遅い結果となった。

また、未溶着高さ $a=2\text{mm}$ の供試体に関して、脚長が各供試体よりも2倍程度大きな値であるのにも関わらず、き裂発生が未溶着から破壊した $a=5, 8\text{mm}$ の供試体と同程度であった。この原因については、微小ながらも溶接未溶着を導入することにより、ひずみ集中が未溶着近傍だけでなく、溶接ビード近傍にも起き、未溶着高さ $a=0\text{mm}$ よりも十字継手部全域でひずみが集中したことが考えられるが、この現象は今後、解析を含め検討を行なっていく予定である。

以上を踏まえ、十字継手部の溶接脚長の他に継手内部に内在する未溶着高さも破壊過程の支配的要因となることが考えられる。また、未溶着のある供試体 ($a=2, 5, 8\text{mm}$) では、き裂発生時期に大きな違いがみられないものの、き裂進展長さより、未溶着部から破壊する供試体とウェブ母材から破壊する供試体とのき裂進展状況は大きく異なり、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体が、急激にき裂が進展していることが分かる。

以上より、フィレット半径を極力小さくして、十字継手の溶接脚長の大きさを既往の実

験供試体より小さくし、未溶着部から破壊するように設計した供試体の繰り返し载荷実験を行うことにより、未溶着のない供試体 ($a=0\text{mm}$) と未溶着のある供試体 ($a=2, 5, 8\text{mm}$) を比較すると、き裂発生時期が最大で4半サイクル異なっており、未溶着の有無によるき裂発生時期の違いが確認された。また、未溶着のある供試体 ($a=2, 5, 8\text{mm}$) では、き裂発生時期に大きな違いがみられないものの、き裂進展状況において、未溶着部から破壊する供試体とウェブ板母材から破壊する供試体とは大きく異なり、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体では急激にき裂が進展していることが確認された。

(2) 溶接脚長および溶け込み深さが鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響⁸⁾

(1)に引き続き、未溶着高さやフィレット半径の異なる供試体による実験を追加的に行い、各供試体の溶接脚長や溶け込み深さの実際の分布と実験結果を照らし合わせることで、溶接脚長および溶け込み深さの分布が与える延性き裂発生・進展への影響についての検討を行った。

表 1.1.4 供試体継手部の実測寸法 (単位: mm)

供試体名	R	s	a	r_a
S30-0-5-R-VC-MD	7	9.4	0	3.4
S30-2-5-R-VC-MD	8	8.7	2.8	3.4
S30-5-5-R-VC-MD	7	5.9	8.9	3.2
S30-5-15-R-VC-MD	18	9.6	3.7	4.4
S30-5-30-R-VC-MD	30	9.0	2.9	3.7
S30-8-5-R-VC-MD	5	7.6	9.5	3.5
S30-8-15-R-VC-MD	17	8.7	8.1	3.8
S30-8-30-R-VC-MD	29	9.5	8.3	4.7
S30-8-50-R-VC-MD	52	6.0	9.4	2.1
S30-8-100-R-VC-MD	101	9.8	9.6	4.4

Note: R =フィレット半径, s =溶接ビード脚長, a =未溶着高さ, r_a =のど厚 (s, d, a, r_a は切断面の計測平均値). その他は図1を参照されたい.

表 1.1.5 各供試体のき裂発生・進展状況

供試体名	き裂発生点	き裂発生部位
S30-0-5-R-VC-MD	8 Half Cycle 載荷後の $-4\delta_y$	柱フランジ(9.8mm)
S30-2-5-R-VC-MD	5 Half Cycle 載荷中($-2\delta_y \rightarrow 3\delta_y$)	十字溶接継手部
S30-5-5-R-VC-MD	4 Half Cycle 載荷中($2\delta_y \rightarrow 2\delta_y$)	十字溶接継手部
S30-5-15-R-VC-MD	16 Half Cycle 載荷後の $-8\delta_y$	十字溶接継手部
S30-5-30-R-VC-MD	16 Half Cycle 載荷後の $-8\delta_y$	柱フランジ(14.0mm)
S30-8-5-R-VC-MD	5 Half Cycle 載荷中($-2\delta_y \rightarrow 3\delta_y$)	十字溶接継手部
S30-8-15-R-VC-MD	3 Half Cycle 載荷後の $2\delta_y$	十字溶接継手部
S30-8-30-R-VC-MD	6 Half Cycle 載荷後の $-3\delta_y$	十字溶接継手部
S30-8-50-R-VC-MD	5 Half Cycle 載荷中($-2\delta_y \rightarrow 3\delta_y$)	十字溶接継手部
S30-8-100-R-VC-MD	8 Half Cycle 載荷後の $-4\delta_y$	十字溶接継手部

供試体と十字継手の基本的な設計及び名称の詳細、さらに載荷パターンについては(1)と同様であるので割愛し、供試体十字継手部の実測値のみを表1.1.4に示す。

供試体のき裂発生点、き裂発生部位を表1.1.5に示す。S30-2-5-R-VC-MDおよびS30-5-30-R-VC-MDでは、それぞれ5半サイクル、16半サイクルの時点で最初のき裂が発生した。前者のき裂は供試体角部から18mmの位置に発生しており、未溶着部からのき裂発生と思われる。

$R = 5\text{mm}$ の供試体の場合、未溶着高さ $a = 0, 2\text{mm}$ の供試体では、十字溶接継手に大きくき裂は進展せず、柱フランジと柱ウェブにおいてき裂が進展した(写真1.1.3(a), (b))。このき裂はウェブ板端部付近に発生し、フランジ中央方向およびウェブ中央方向に向かって進展した。それに対して、 $a = 5, 8\text{mm}$ の供試体(写真1.1.3(c), (d))では十字溶接継手にき裂が発生し、溶接ビードに沿って進展した。この場合、ウェブ板、柱フランジにき裂が発生せず、十字溶接継手にて発生したき裂がウェブ方向に向かって進展した。 $R = 15, 30, 50\text{mm}$ (写真1.1.4(a)~(e))の供試体では、十字溶接部にてき裂が進展し、それに伴い荷重が大きく低下したが、 $R = 100\text{mm}$ の供試体(写真1.1.4(f))では、き裂がフランジ幅全域にき裂が進展しても荷重が大きく低下せず、ウェブ板と柱フランジの溶接部にき裂が進展した後に荷重が大きく低下した。

写真1.1.5にウェブ板端部から30mmの位置の十字継手部断面の写真を示す。写真より、未溶着高さ $a = 0, 2\text{mm}$ の供試体(写真1.1.5(a), (b))では柱フランジにおいてき裂が大きく進展しているのに対し、 $a = 5, 8\text{mm}$ の供試体(写真1.1.5(c), (d))では、未溶着部から溶接ビード表面に向かってき裂が進展していることがわかる。

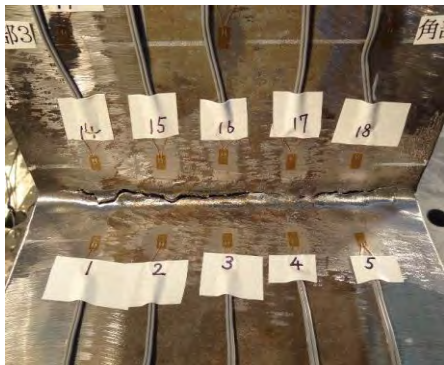
き裂発生点に関して、未溶着高さが大きくなるほどき裂発生が早くなる傾向が確認でき



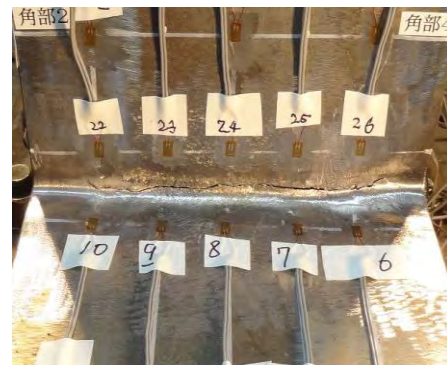
(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD

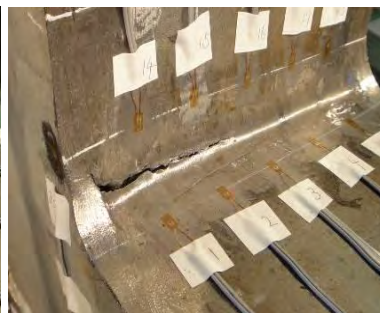


(d) S30-8-5-R-VC-MD

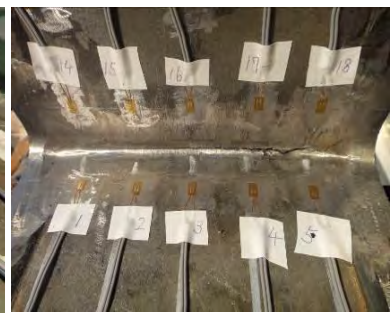
写真 1.1.3 各供試体のき裂進展状況 ($R = 5\text{mm}$)



(a) S30-5-15-R-VC-MD



(b) S30-5-30-R-VC-MD



(c) S30-8-15-R-VC-MD



(d) S30-8-30-R-VC-MD



(e) S30-8-50-R-VC-MD



(f) S30-8-100-R-VC-MD

写真 1.1.4 各供試体のき裂進展状況 ($R = 15, 30, 50, 100\text{mm}$)

た。S30-0-5-R-VC-MDとS30-5-30-R-VC-MDでは、梁フランジからそれぞれ9.8mm, 14.0mmの位置にき裂が発生し、これは十字継手部ではなく柱フランジからのき裂発生であるといえる。その後、S30-0-5-R-VC-MDでは柱フランジおよびウェブ板においてき裂が進展したが、S30-5-30-R-VC-MDでは最初に発生したき裂はほとんど進展せず、新たに十字継手溶接部に生じたき裂が大きく進展した。また、S30-2-5-R-VC-MDでは十字継手溶接部に最初のき裂が発生したが、このき裂はあまり進展せず、後に柱フランジに発生したき裂が大きく進展した。き裂進展に関して、未溶着高さが $a=0$, 2mmの供試体では、最初のき裂発生部位に関わらず柱フランジおよびウェブ板において進展したが、 $a=5$, 8mmの供試体では、最初のき裂が柱フランジで発生したS30-5-30-R-VC-MDを含むすべての供試体で十字継手溶接部においてき裂が進展した。また、き裂進展による荷重低下時期は、フィレットの半径が大きいほど遅くなった。



(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD



(d) S30-8-5-R-VC-MD

写真 1.1.5 各供試体の十字継手部の断面切断状況

表 1.1.6 十字継手部の溶接性状の詳細 (単位: mm)

供試体名		き裂発生箇所				き裂進展箇所		
		溶接脚長	溶け込み 深さ	未溶着 高さ		溶接脚長	溶け込み 深さ	未溶着 高さ
S30-2-5-R-VC-MD	表面	12.1	4.1	7.6	表面	10.6	4.7	2.1
	内部	7.6	0.3		内部	2.5	5.2	
	計	19.7	4.4		計	13.1	9.9	
S30-5-30-R-VC-MD	表面	8.0	4.9	3.5	表面	7.0	4.1	1.8
	内部	11.0	3.6		内部	10.0	6.1	
	計	19.0	8.5		計	17.0	10.2	
S30-8-30-R-VC-MD	表面	8.0	2.1	5.8	表面	7.0	-0.1	11.5
	内部	8.0	4.1		内部	9.0	0.6	
	計	16.0	6.2		計	16.0	0.5	

表1.1.6に一部の供試体の十字継手部における溶接性状の詳細を抜粋して示す。

S30-8-30-R-VC-MDでは、最初にき裂が発生した箇所と比べ、溶接脚長はほぼ同じであるが溶け込み深さが小さい箇所において最大のき裂が進展した。このことから溶接脚長が同じである場合、溶け込み深さが小さく未溶着の大きい箇所でき裂が進展し易いといえる。

S30-2-5-R-VC-MDおよびS30-5-30-R-VC-MDでは、最初にき裂が発生した箇所に比べ、溶け込み深さは大きい溶接脚長の小さい箇所において耐荷力低下につながる最大のき裂が進展した。S30-2-5-R-VC-MDでは、5半サイクルの時点で角部にき裂が発生したが、10半サイクルで発生したき裂が先の角部のき裂より速く進展し、20半サイクルで荷重低下に至った。先に角部近傍では未溶着部が他の部分に比べ大きく総溶接脚長が小さいためにき裂が生じたが、柱フランジ中央部分の総溶接脚長が大きいことにより進展が抑制されたため大きく進展しなかったと考えられる。

また、S30-5-30-R-VC-MDでは、16半サイクルでき裂が発生したが、このき裂はほとんど進展せず、22半サイクルで別の角部に発生したき裂が大きく進展し、26半サイクルで荷重低下に至った。このことから、溶接脚長はき裂進展に大きく影響し、溶接脚長の小さい箇所はき裂が進展しやすく、また、溶け込み深さが小さい場合においても、総溶接脚長が他の部分に比べて小さくならない程度に溶接脚長が確保されていれば、その部分でき裂が進展しない結果となった。

(3) 異なる未溶着高さを有する鋼製橋脚隅角部の耐震性能に及ぼす十字継手部の溶接ビード脚長とフィレット半径の影響⁹⁾

(1), (2) ではき裂の発生と進展について重点的に調べてきたが、耐震性能（変形能やエネルギー吸収量）に関する考察が不十分であった。そこで本研究では、未溶着が内在する鋼製橋脚隅角部に関して、過去に行われた延性き裂の発生・進展に着目した実験的な研究により得られた結果に加え、新たに溶接ビード脚長を増した供試体を追加し、十字継手溶接部の各種性状が変形能とエネルギー吸収量に与える影響について検証する。

供試体、十字継手の設計値および実験方法は(1)と同様のため割愛し、供試体十字継手部の実測値を表1.1.7に示す。供試体名は(1)同様に例をとると、S（鋼製部材）30（幅厚比パラメータの100倍の値）-8（十字溶接部に内在する溶接未溶着高さ）-5（フィレット半径）-R（溶接仕上げ内容）-VC（载荷パターン）-MD（脚長変更）といった情報を表す。末尾

表 1.1.7 供試体構造パラメーター一覧

供試体名	t	R	s	a
S30-0-5-R-VC-MD	12.07	7	9.4	0
S30-2-5-R-VC-MD	12.07	8	8.7	2.8
S30-5-5-R-VC-MD	12.20	7	5.9	8.9
S30-5-15-R-VC-MD	12.22	18	9.6	3.7
S30-5-30-R-VC-MD	12.22	30	9.0	2.9
S30-8-5-R-VC-MD	12.07	5	7.6	9.5
S30-8-15-R-VC-MD	12.22	17	8.7	8.1
S30-8-30-R-VC-MD	12.22	29	9.5	8.3
S30-8-50-R-VC-MD	12.20	52	6.0	9.4
S30-8-100-R-VC-MD	12.20	101	9.8	9.6
S30-0-15-R-VC	11.77	16	14.5	0
S30-2-15-R-VC	11.77	16	14.3	-
S30-2-30-R-VC	11.77	28	14.5	2.5
S30-5-15-R-VC	11.77	16	14.7	5.3
S30-5-30-R-VC	11.77	28	15.2	5.4
S30-8-15-R-VC	11.77	16	15.8	8.8
S30-8-30-R-VC	11.77	28	17.0	7.9

Note : h =柱部高さ, L =梁部長さ, B =フランジ幅, D =ウェブ幅,
 t =板厚, R =フィレット半径, s =溶接ビード脚長, a =未溶着高さ,
 表中「-」は目視による計測不能を示す。

「MD」については、溶接ビード脚長の設計値が $s=5\text{mm}$ の供試体であることを表し、「MD」のない供試体は $s=10\text{mm}$ となっている。

本検討で用いるエネルギー吸収量は、載荷履歴ループの描く面積によって算出した。載荷中、き裂進展に伴い各折り返し点での荷重が履歴中の最大値より低下していくが、十字継手部にてき裂が進展する場合、最大値から10%程度荷重が低下した際にはき裂がフランジ幅程度にまで進展し、十字継手部の機能が失われていることが多い。これを踏まえ、エネルギー吸収量は繰り返し載荷における各折り返し点での荷重が履歴中の最大荷重から10%以上低下したループまでの合計値とした。

表1.1.8にフィレット半径 $R=5\text{mm}$ の供試体の実験における荷重10%低下までのエネルギー吸収量を示す。なお、吸収量を括弧書きで示したS30-0-5-R-VC-MDは荷重10%低下前に実験を終了していることに留意されたい。

図1.1.14にフィレット半径 $R=5\text{mm}$ の実験供試体の水平荷重—水平変位履歴曲線を示す。 $a=0$, 2mmの供試体の載荷履歴ではき裂発生後も17~18Half Cycleまで荷重低下はみられず、高い変形能を有しているといえる。対して $a=5$, 8mmの供試体では、き裂発生から早い段階で大幅な荷重低下がみられ、表1.1.8に示すエネルギー吸収量は、 $a=0$, 2mmの供試体に比べ非常に小さくなっている。また、未溶着高さ a が5mmの供試体と8mmの供試体では、エネルギー吸収量に2倍以上の差がみられる。

これらのことから、未溶着高さを変形能・エネルギー吸収量に及ぼす影響は大きく、耐震性能に直接的に影響し、未溶着高さが大きい場合、変形能・エネルギー吸収量共に低下することがわかる。

図1.1.15に未溶着高さ $a=8\text{mm}$ の供試体の水平荷重—水平変位履歴曲線を、表1.1.9に各供試体の実験における荷重10%低下までのエネルギー吸収量を示す。図1.1.15に示すS30-8-5-R-VC-MD ($R=5\text{mm}$) と S30-8-100-R-VC-MD ($R=100\text{mm}$) を比較すると、S30-8-5-R-VC-MDではき裂発生後、早い段階で荷重が大きく低下し、折り返し点での荷重が最大荷重の90%を下回った（荷重10%低下後も実験を続行し、図中グラフに反映している）。これに対して、S30-8-100-R-VC-MDではき裂発生後も暫くの間、大きな荷重低下は起きず、 $-7\delta_y$ の時点でようやく最大荷重の90%を下回った。

表 1.1.8 エネルギー吸収量 ($R=5\text{mm}$)

供試体名	荷重 10%低下までのエネルギー吸収量 (J)
S30-0-5-R-VC-MD	(1.40×10^5)
S30-2-5-R-VC-MD	1.59×10^5
S30-5-5-R-VC-MD	3.37×10^3
S30-8-5-R-VC-MD	1.31×10^3

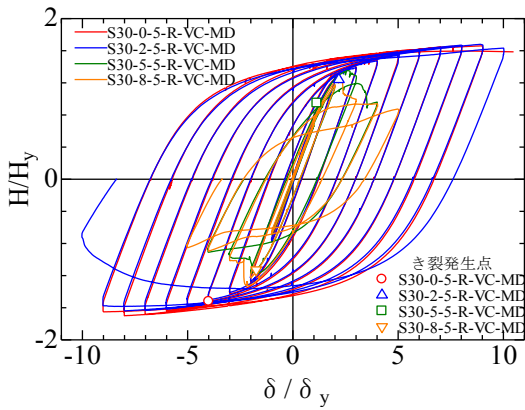


図 1.1.14 各供試体の比較 (R=5mm)

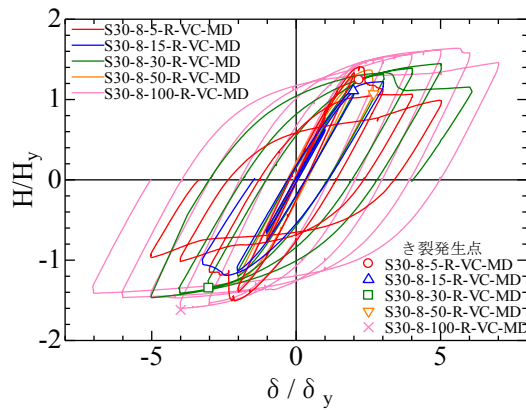


図 1.1.15 各供試体の比較 (a=8mm)

表 1.1.9 エネルギー吸収量 (a=8mm)

供試体名	荷重 10%低下までのエネルギー吸収量 (J)
S30-8-5-R-VC-MD	1.31×10^3
S30-8-15-R-VC-MD	2.78×10^3
S30-8-30-R-VC-MD	2.59×10^4
S30-8-50-R-VC-MD	3.71×10^3
S30-8-100-R-VC-MD	6.87×10^4

表 1.1.10 荷重 10%低下時のエネルギー吸収量に及ぼすビード脚長の影響 (s=10mm, 5mm)

供試体名	き裂進展位置	エネルギー吸収量(J)	供試体名	き裂進展位置	エネルギー吸収量(J)
S30-5-15-R-VC	フィレット	2.13×10^5	S30-5-15-R-VC-MD	溶接未溶着部	2.32×10^5
S30-5-30-R-VC		1.58×10^5	S30-5-30-R-VC-MD		から十字継手
S30-8-15-R-VC	柱フランジ	1.97×10^5	S30-8-15-R-VC-MD	溶接部面	2.78×10^3
S30-8-30-R-VC		1.59×10^5	S30-8-30-R-VC-MD		2.59×10^4

S30-8-100-R-VC-MDは変形能も非常に大きく、また、荷重10%低下までのエネルギー吸収量では、S30-8-100-R-VC-MDがS30-8-5-R-VC-MDの50倍程度となっている。

S30-8-50-R-VC-MDを除き、フィレット半径が大きくなるほど荷重10%低下までの変形能は大きくなっている。S30-8-50-R-VC-MDについては、き裂発生後、折り返し点までの載荷



(a) S30-5-15-R-VC



(b) S30-5-15-R-VC-MD

写真1.1.6 溶接ビード脚長によるき裂進展位置の違い

を行っていないため、変形能を低く評価している可能性がある。S30-8-50-R-VC-MDを除く4体の供試体では、フィレットが大きいものほどエネルギー吸収量も大きくなっており、フィレット半径がエネルギー吸収量に与える影響は非常に大きいといえる。

表1.1.10に未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ 、フィレット半径 $R=15, 30\text{mm}$ の供試体において、溶接ビード脚長 s の設計値が 10mm （実測では 15mm 程度）の供試体と 5mm （供試体名末尾MD、実測では 9mm 程度）の各供試体のエネルギー吸収量およびき裂の進展位置を示す。

$s=10\text{mm}$ の場合、未溶着高さによる影響がほとんどないが、これは写真1.1.6(a)に示すように、き裂がフィレット上端部から生じ柱フランジへと進展したため、未溶着部にき裂が発生せず、そのため未溶着高さの影響が顕著に表れなかったと考えられる。

対して未溶着部からき裂が発生した $s=5\text{mm}$ の供試体では、未溶着高さが大きくなると急激にエネルギー吸収量が小さくなり、また、 $a=5, 8\text{mm}$ 共にフィレット半径が大きい供試体でエネルギー吸収量が大きくなっており、未溶着高さ、フィレット半径の影響で述べた傾向がみられる。

以上より、未溶着高さが変形能・エネルギー吸収量に及ぼす影響は大きく、耐震性能に直接的に影響し、未溶着高さが大きい場合、変形能・エネルギー吸収量共に低下する。また、フィレットが大きいものほどエネルギー吸収量も大きく、フィレット半径がエネルギー吸収量に与える影響は非常に大きい。また、き裂が柱フランジに進展する場合（板厚 12mm に対して溶接ビード脚長が 15mm 程度）、未溶着高さやフィレット半径はエネルギー吸収量共にあまり影響せず、対して、未溶着部からき裂が発生する場合（板厚 12mm に対して溶接ビード脚長が 9mm 程度）、未溶着高さが 8mm 程度存在するとエネルギー吸収量も非常に小さくなる。

(4) ルートギャップを有さない継手溶接部の未溶着比率が鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響¹⁰⁾

(1), (2), (3)では溶接継手部には、未溶着部を明確にするために写真1.1.7(a)のように0.5mmのルートギャップを設けていた。これは道路橋示方書の規定を満足するものであるが、ルートギャップの有無により、未溶着部の溶接残留応力は大きく変化することが予想され、これが延性き裂発生・進展に影響を及ぼす可能性があるため、本節では写真1.1.7 (b)のように、あえて設けずに製作した供試体による繰り返し载荷実験を行い、ルートギャップが存在しない場合における溶接継手部の溶接性状が延性き裂発生・進展挙動へ及ぼす影響の検討を行う。

実験供試体、十字継手の設計は(1)と同様なので割愛し、供試体十字継手部の実測寸法のみ表1.1.11に示す。また、载荷パターンについても1サイクル毎の漸増変位振幅繰り返し载荷に加え、一定変位振幅繰り返し载荷についても実験を行い、さらなる検討を行う。

本研究では既往の研究結果から得られた知見を踏まえ、未溶着高さ a と溶接脚長を同時に評価するために、それらの比率を未溶着比率とし、未溶着比率によって溶接性状の評価を行う。未溶着比率 c は下式によって表される。

$$c = \frac{a}{(s_o + d_o + s_i + d_i)} = \frac{a}{(l_o + l_i)} \quad (1.1.3)$$



(a) 従来の供試体 (b) 本研究の供試体

写真 1.1.7 継手溶接部断面

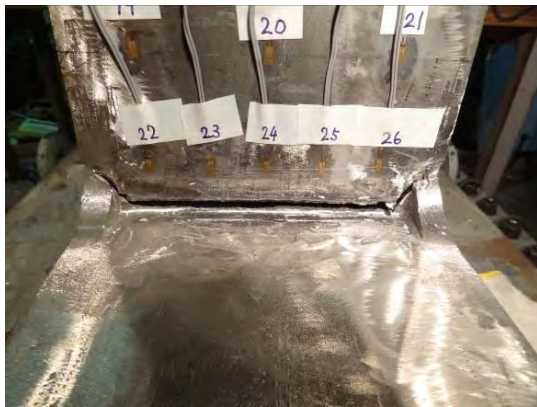
表 1.1.11 供試体構造パラメータ一覧 (単位：mm)

供試体名	t	R	s_o	d_o	l_o	s_i	d_i	l_i	a	c
S30-5-30-R-VC-NRG-1	12.11	29	8.4	3.8	12.2	6.3	4.2	10.5	3.7	0.16
S30-5-30-R-VC-NRG-2	12.15	29.3	8.0	3.6	11.1	12.7	2.2	14.9	6.2	0.24
S30-8-30-R-VC-NRG-1	12.11	31	7.8	2.7	10.5	6.0	0.9	7.2	8.5	0.49
S30-8-30-R-VC-NRG-2	12.15	29.2	9.3	2.6	10.7	11.6	2.0	13.5	7.4	0.29
S30-5-30-R-CC-NRG	12.15	29	9.1	2.2	11.4	13.0	2.2	15.2	7.6	0.29
S30-8-30-R-CC-NRG	12.15	30	11.6	2.5	14.5	14.4	2.6	16.9	6.9	0.22

Note : t =板厚, R =フィレット半径, s_o =外側の溶接脚長, d_o =外側の溶け込み深さ, l_o =外側の総溶接脚長, s_i =内側の溶接脚長, d_i =内側の溶け込み深さ, l_i =内側の総溶接脚長, a =未溶着高さ, c =未溶着比率



(a) S30-5-30-R-VC-NRG-1



(b) S30-8-30-R-VC-NRG-1



写真 1.1.8 荷重 10%低下時（実験終了時）の破壊様式

例として、写真 1.1.8(a), (b)にそれぞれ S30-5-30-R-VC-NRG-1 および S30-8-30-R-VC-NRG-1 の荷重が 10%以上低下した時点での破壊様式を示す。なお、10%以上低下した時点の载荷段階は S30-5-30-R-VC-NRG-1 では 17 Half Cycle, S30-8-30-R-VC-NRG-1 では 11 Half Cycle, S30-5-30-R-VC-NRG-2 では 11 Half Cycle, S30-8-30-R-VC-NRG-2 では 9 Half Cycle, S30-5-30-R-CC-NRG では 7 Half Cycle, S30-8-30-R-CC-NRG では 7 Half Cycle であった。

すべての供試体で溶接ビードに沿ったき裂進展が確認でき、フランジ板端部に達したき裂はフィレット上に向け進展している。実験終了後に切断した供試体の溶接継手部の断面（写真 1.1.8(a), (b)の右側の写真）から、き裂は未溶着部から溶接ビード表面に進展していることが確認できる。

漸増変位振幅繰り返し载荷の例として S30-5-30-R-VC-NRG-1, S30-8-30-R-VC-NRG-1 および S30-8-30-R-VC-NRG-2, 一定変位振幅繰り返し载荷の例として S30-8-30-R-CC の 4 体について、実験中のき裂の発生と進展の過程を述べる。

写真-1.1.9 に S30-5-30-R-VC-NRG-1 のき裂発生と進展過程を示す。き裂は 4 Half Cycle 载荷中に角部近傍に発生し、4 Half Cycle 载荷後のき裂長さは $L_c=3.4\text{mm}$ であった。その後 5 Half Cycle でき裂が発生し、このときの長さは $L_c=2.3\text{mm}$ であった（写真 1.1.9(a)）。き裂は 11 Half Cycle の時点で $L_c=51.2\text{mm}$, 15 Half Cycle では $L_c=105.0\text{mm}$ まで進展した（写真

1.1.9(b), (c))。一方、角部1のき裂は16 Half Cycleにおいても $L_c=28.2\text{mm}$ までしか進展せず、その後の17 Half Cycleにてき裂が写真1.1.8(a)に示すように $L_c=148.0\text{mm}$ となり、ウェブ板まで進展、これに伴い載荷荷重が90%以下に低下したため実験を終了した。

写真1.1.10にS30-8-30-R-VC-NRG-1のき裂発生と進展過程を示す。き裂は3 Half Cycle載荷中に角部付近とフランジ中央に発生し、この時のき裂長さはそれぞれ $L_c=44.5\text{mm}$ と $L_c=9.6\text{mm}$ であった。このき裂は3 Half Cycleの載荷中に進展を続け、3 Half Cycle載荷終了時点でき裂は一つにつながり、長さ $L_c=118.0\text{mm}$ まで急激に進展した(写真1.1.10(a))。このき裂は4 Half Cycle載荷終了時点で長さ $L_c=119.7\text{mm}$ まで急激に進展した。角部に発生したき裂は10 Half Cycle時点で $L_c=163.0\text{mm}$ となるまで進展した(写真1.1.10(b), (c))。その後、11 Half Cycleで進展していたき裂が $L_c=164.4\text{mm}$ まで進展し、この時点で載荷荷重が90%以下となり実験を終了した。

写真1.1.11にS30-8-30-R-VC-NRG-2のき裂発生と進展過程を示す。き裂は3 Half Cycle載荷中に角部近傍に発生し、3 Half Cycle載荷後のき裂長さは $L_c=1.3\text{mm}$ であった。このき裂は5 Half Cycleの時点で $L_c=75.5\text{mm}$ 、7 Half Cycleでは $L_c=131.4\text{mm}$ まで進展した(写真1.1.11(a), (b))。初載荷圧縮側である角部では8 Half Cycleになってもき裂の発生は確認されなかった。その後の9 Half Cycleで進展していたき裂は $L_c=144.3\text{mm}$ となり(写真1.1.11(c))、この時点で載荷荷重が90%以下となり実験を終了した。

写真1.1.12にS30-8-30-R-CC-NRGのき裂発生と進展過程を示す。き裂は2 Half Cycle載荷中に角部付近に発生し、それぞれき裂長さは $L_c=9.3\text{mm}$ 、 $L_c=4.0\text{mm}$ であった(写真1.1.12(a), (b))。その後3 Half Cycleでフランジ中央(き裂の中心は角部より66.8mmの地点)にき裂が発生し、このときの長さは $L_c=64.6\text{mm}$ であった。発生したき裂はその後大きく進展せず、6 Half Cycle載荷中にフランジ中央部で新たにき裂が発生してから、数回の破断音とともに急激に進展し、6 Half Cycle載荷後には左角部のき裂長さは $L_c=15.8\text{mm}$ 、



(a) 5 Half Cycle 載荷後 (b) 11 Half Cycle 載荷後 (c) 15 Half Cycle 載荷後

写真1.1.9 S30-5-30-R-VC-NRG-1のき裂進展過程

右角部は $L_c=4.8\text{mm}$ ，中央部は $L_c=131.3\text{mm}$ まで進展した（写真 1.1.12(c)）。3 Half Cycle でフランジ中央に発生したき裂は 7 Half Cycle で $L_c=112.2\text{mm}$ まで進展し，この時点で載荷荷重が 90%以下となり実験を終了した。

すべての供試体にて，フランジの角部に近い位置でき裂が発生していた。そして，その箇所は未溶着比率が高い傾向がみられる。S30-8-30-R-CC-NRG のように未溶着比率低い箇所で発生したき裂は，その後別の箇所で新たにき裂の発生が確認されており，その場合は未溶着比率が高い箇所となっている。また，き裂は供試体外側の溶接脚長 s_o が小さい箇所で発生する傾向がみられる。しかし，フランジの角部からの距離などの詳細な位置は，未

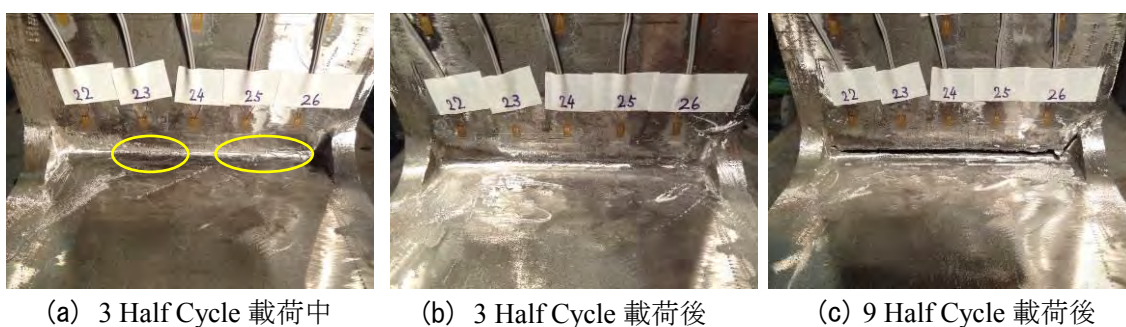


写真 1.1.10 S30-8-30-R-VC-NRG-1 のき裂進展過程



写真 1.1.11 S30-8-30-R-VC-NRG-2 のき裂進展過程



写真 1.1.12 S30-8-30-R-CC-NRG のき裂進展過程

溶着比率によって明らかにはならなかった。これらのことは、き裂の発生は未溶着比率やフィレットの性状、溶接表面の状態など様々な要因が複雑に組み合わさっていることや、観測可能なき裂は表面に現れたものに限定されるため、内部でのき裂の発生は確認できないことに起因すると考えられる。き裂進展箇所注目すると、S30-5-30-R-CC-NRGを除き、未溶着比率の大きい方でき裂は進展していた。また、S30-5-30-R-VC-NRG-1の角部のき裂や、S30-8-30-R-CC-NRGのき裂のように未溶着比率が0.15を下回るような箇所が発生したき裂はその後大きく進展せず、耐震性能への影響は小さいと考えられる。

S30-8-30-R-VC-NRG-2は未溶着比率の差が大きく、未溶着比率の小さい面ではき裂の発生が確認されていない。S30-5-30-R-VC-NRG-2やS30-5-30-R-CC-NRGの最初に発生したき裂のように、角部付近の未溶着比率が0.2を超えるような場合はき裂発生箇所よりき裂の進展が確認されている。S30-8-30-R-VC-NRG-1やS30-8-30-R-CC-NRGのように未溶着比率が0.3を超えるような大きな場合は、角部付近ではなく中央部でき裂が発生し急激に進展している。

表1.1.12に(1)で検討を行ったルートギャップを有する供試体の一部を抜粋し、ルートギャップの有無で比較を行ってみると、未溶着比率が0.15程度を境に耐震性能が大きく変化していることから、未溶着比率がほぼ同じでルートギャップが0.5mm程度の場合は、ルートギャップの有無による未溶着部の溶接残留応力や載荷時の応力状態の変化は耐震性能に影響を及ぼすほどに大きくないと考えられる。

ただし、これらの結果はルートギャップが0.5mmと、溶接脚長や溶け込み深さに対して十分小さい場合に得られたものである。0.5mmを大きく超えるような場合、実際ののど厚が外観上ののど厚と比べて著しく小さくなるため、ルートギャップが延性き裂発生・進展に影響を及ぼす可能性は否定できない。これについては、今後検討の必要がある^{11)・13)}。

表 1.1.12 (1)での溶接性状パラメータ

供試体名	s_o	d_o	l_o	s_i	d_i	l_i	a	c
S30-5-30-R-VC-MD	8.8	4.2	13.0	9.8	4.9	14.6	2.9	0.10
S30-8-30-R-VC-MD	9.2	1.4	10.5	9.8	2.6	12.4	8.3	0.36

1.1.3 溶接継手の破壊メカニズムの解明

本研究では、溶接鋼構造物の終局状態の一つである脆性破壊に着目している。鋼製橋脚では接合方式としてボルト接合だけでなく、溶接接合が比較的広く採用されている。しかし、溶接部は材料が不連続であり、応力が多軸場になりやすいため、脆性破壊が生じやすいと言われている。ここで脆性破壊とは、通常であれば塑性変形を伴わず破壊に至る現象のことを指している。しかし、鋼製橋脚等の場合、地震が発生すると隅角部等のひずみ集中箇所に延性き裂が生じ、延性き裂を起点に脆性破壊に転化することがある。この現象を延性き裂発生により引き起こされる脆性的な破壊と称しており、鋼構造物の重要な破壊現象の一つであるため、構造物の脆性的な破壊を防止するためには延性き裂発生メカニズムの解明は重要である。しかし、現在、延性き裂発生メカニズムに関する研究は、鋼材母材に注目するのが多いが、溶接部に関してはあまり研究が行われていないのが現状である。そのため、現在の耐震照査においては、もう一つの終局状態である局部座屈に対しては照査法が確立されているが、脆性破壊に関しては明確に規定されていないのが現状である。そこで、本研究では初めに材料レベルの検討として、単調載荷時のレ型開先溶接継手の延性き裂発生メカニズムの解明するため、切り欠き位置の異なるレ型開先溶接継手の引張試験を行うことで、溶接により材料特性（母材、溶接部および熱影響部の材料特性）と切り欠き位置の異なり（母材、溶接部および熱影響部に存在）による破壊挙動の異なりを明らかにする。また同実験から得られた延性き裂発生時および破断時の変位を著者らが考案している延性き裂発生基準式に適用することで、き裂発生から破断までの破壊現象をシミュレーションする解析モデルを作成し、実験から得られた荷重-変位曲線や、き裂発生点などとの比較により、レ形開先突合溶接継手の破壊メカニズムの解明を目的としている。

(1) レ型開先溶接継手の破壊現象^{14), 15)}

実験に用いる試験片は、1)母材(NWSFBシリーズ)、2)切り欠きを有しない溶接継手(WSFBSシリーズ)および3)UノッチとVノッチの2種類の切り欠きを有する溶接継手の4種類である。これらのノッチ形状は実構造物の欠陥とは異なるが、疲労や破壊の検討で一般的に用いられているものを本研究でも採用している。溶接継手は二枚の鋼板を互いに溶接接合した一枚板より製作しており、溶接ビードを削除した後に、異なる位置にて、切り欠きを設けている。Uノッチの先端半径は2mm、Vノッチの先端は鋭角としている。溶接材料は、鋼構造物の溶接に良く採用されている軟鋼YM-55C材である。これらの試験片に対して、単調引張載荷を行い、切り欠き位置の異なりによる延性き裂発生から破断までに至る影響についての実験的および解析的検討を行う。本研究では目視およびビデオカメラの撮影データより1mm程度のき裂が生じた時点をき裂発生と定義している。

実験に使用した鋼材はSM490YA、板厚は12mmである。切り欠きの位置が異なる試験片

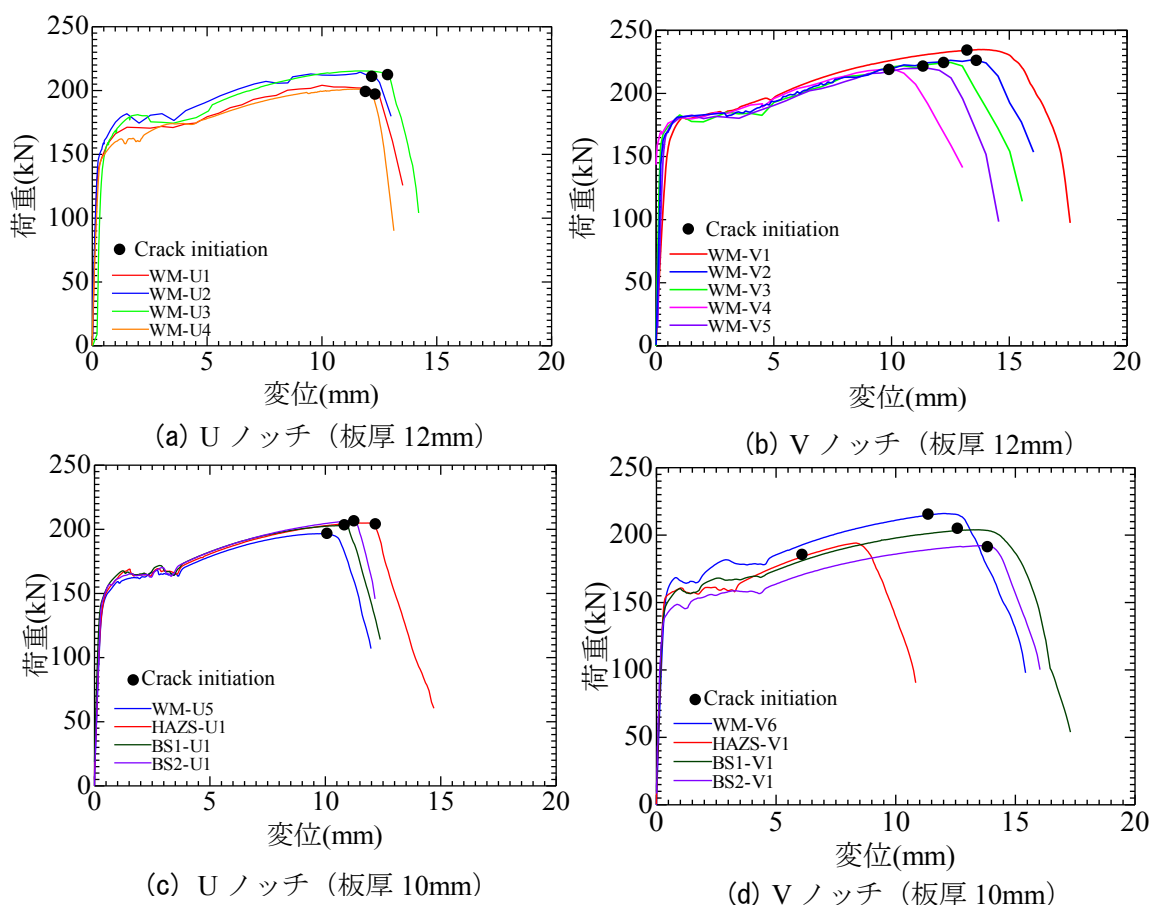


図 1.1.16 実験より得られた荷重－変位曲線の比較

(WM-U1~3およびWM-V1~5を除く)については、切り欠きの位置と溶接部との関係が延性き裂の発生から破断までの挙動に影響を及ぼすため、事前に表面研磨を行い、溶接部が視認できるようにしてため、研磨を行った試験片の実際の板厚は10mm程度となっている。

本研究では、実験を行った後、その後数値シミュレーションを行うため、実験より母材部、溶接部および熱影響部の材料特性を取得している。取得方法は、ゲージ長2mmの大ひずみ測定用ひずみゲージ (YFLA-2) を母材 (NWSFB1~2) に4枚、切り欠きを有しない溶接継手試験片 (WSFB3, WSFB4) に22枚貼ることで各領域のデータを取得している。各領域の材料特性については紙面の都合上省略している。

実験における各試験片のき裂発生のタイミングをビデオカメラの映像と荷重－変位曲線を比較して確認を行った。U ノッチおよび V ノッチの実験結果を板厚 12mm 試験片と板厚 10mm 試験片に分けて、板厚 12mm 試験片の荷重－変位曲線を図 1.1.16 (a), (b) に、板厚 10mm 試験片の荷重－変位曲線を図 1.1.16 (c), (d) に示す。

まず、板厚 12mm の試験片の実験結果では、U ノッチを有する場合最大荷重後にき裂が発生しているのに対して、V ノッチを有する場合は、最大荷重到達前にき裂が生じている。これは U ノッチの場合、ノッチ底部だけでなく、試験片の内部にボイドが生成されていた

ため、き裂発生が V ノッチと比べると遅かったと考えられる。V ノッチの場合は、切り欠き先端が鋭角であるため、試験片の内部ではなくノッチ底部にひずみが過度に集中したため、最大荷重到達前にき裂が生じていると考えられる。

次に、切り欠きの位置が異なる板厚 10mm 試験片の実験結果より、U ノッチは WM-U5 (最小断面積 $b_2 \times t_2 = 325.4\text{mm}^2$) が最も早く、約 12mm の変位で破断している。その後、BS1-U1 (最小断面積 $b_2 \times t_2 = 331.6\text{mm}^2$)、BS2-U1 (最小断面積 $b_2 \times t_2 = 335.7\text{mm}^2$)、HAZS-U1 (最小断面積 $b_2 \times t_2 = 338.3\text{mm}^2$) の順に破断変位が遅くなっており、HAZS-U1 は約 15mm で破断する結果となった。一方、V ノッチの試験片は HAZS-V1 (切り欠き角度 102.1° 、最小断面積 $b_2 \times t_2 = 356.4\text{mm}^2$)、WM-V6 (切り欠き角度 93.7° 、最小断面積 $b_2 \times t_2 = 375.9\text{mm}^2$)、BS2-V1 (切り欠き角度 99.5° 、最小断面積 $b_2 \times t_2 = 317.5\text{mm}^2$)、BS1-V1 (切り欠き角度 96.7° 、最小断面積 $b_2 \times t_2 = 349.2\text{mm}^2$) の順に破断変位が遅くなっていく結果となった。板厚 12mm 試験片では、溶接部に切り欠きを有する WM-V1~WM-V5 は有効幅と断面積が破断への影響を及ぼしていたが、板厚 10mm の場合は、若干異なる結果となった。HAZS-V1 が最も早い約 11mm の変位で破断したのは、断面積の大小のみでなく、切り欠きの深さおよび幅が破断への影響を及ぼしているからである。HAZS-V1 の切り欠きの深さ $d_2 = 2.4\text{mm}$ 、幅 $w_1 = 5.2\text{mm}$ は、板厚 10mm の試験片では最大寸法となっている。また、U ノッチにおいて、降伏棚の荷重は概ね一致しているのに対して、V ノッチは、降伏棚の荷重にばらつきが見られた。これは、板厚が WM-V6 と BS2-V1 の差が 1.5mm 程度あることが、影響を及ぼしているからである。

本研究では、切り欠きを有するレ形開先溶接継手における切り欠き位置がき裂発生・進展・破断に及ぼす影響を検証するために、異なる位置に切り欠きを設けた単調引張実験を行い、切り欠き位置の異なりが延性き裂発生に及ぼす影響について実験的検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) き裂の発生タイミングについては、U ノッチの場合最大荷重到達後に、V ノッチの場合は最大荷重到達より前に発生する。しかしき裂発生時の変位は切り欠きサイズ（応力状態）によって若干変動する。
- 2) U ノッチはノッチ底部だけでなく、試験片の内部にボイドが生成されているため、き裂発生が遅いが V ノッチの場合はノッチ底部に過度にひずみが集中しているためき裂発生が早い。
- 3) 切り欠きを有する場合、破断変位は、有効幅と断面積の影響を大きく受けるが、切り欠き位置が溶接部と熱影響部の境界にある場合は、より大きく影響を受ける。
- 4) 切り欠きの存在する領域によって破断面は異なり、溶接部ではせん断域、熱影響部は引張域、母材はせん断域が大部分を占める。

表 1.1.13 材料特性および延性破壊パラメータ

材料区分	材料特性			延性破壊パラメータ	
	E (GPa)	ν	σ_y	α	u_{eq}^f
母材	211	0.3	385	1.965	0.02(U-notch)
					0.05(V-notch)
溶接部	169	0.3	369	2.178	0.05(U-notch)
					0.125(V-notch)
熱影響部	171	0.3	347	1.641	0.078 (U and V-notch)

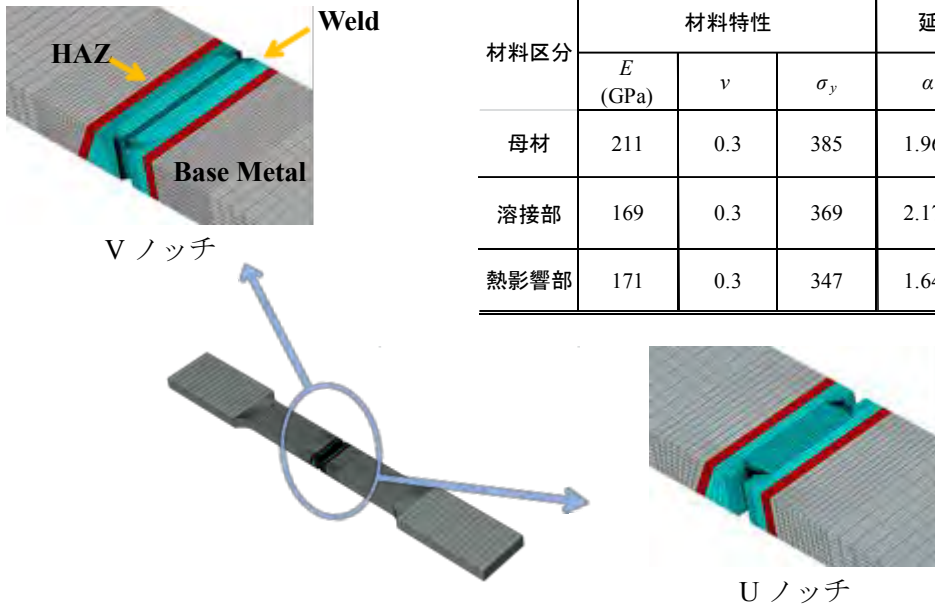
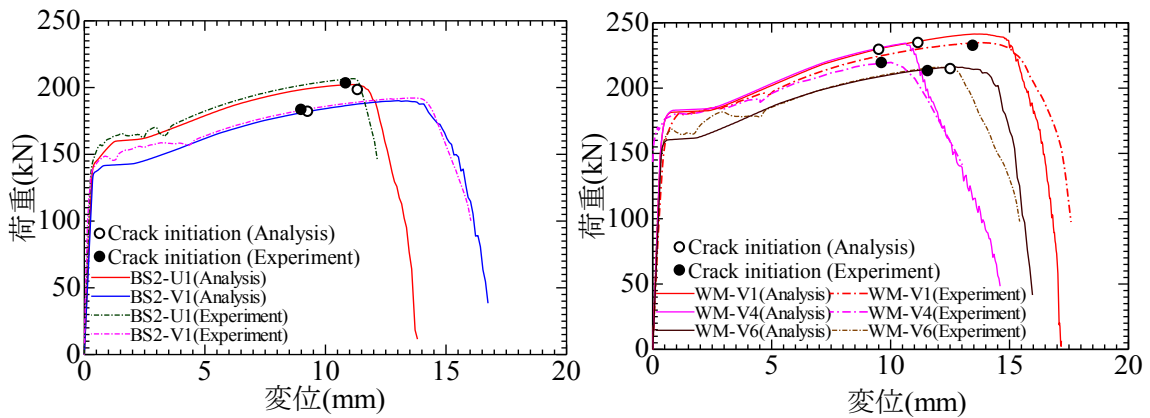
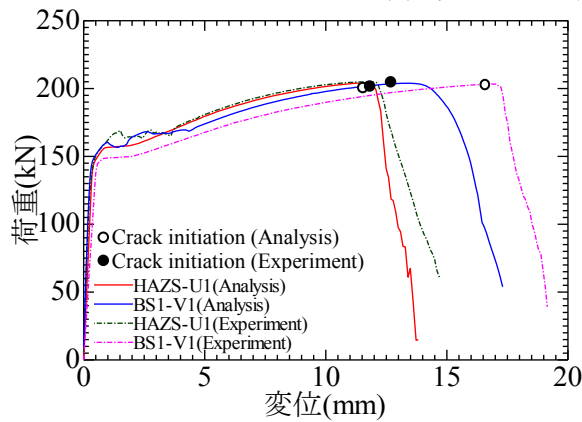


図 1.1.17 解析モデル



(a) 切り欠きが母材にある場合

(b) 切り欠きが溶接部にある場合



(c) 切り欠きが熱影響部にある場合

図 1.1.18 実験と解析より得られた荷重-変位曲線およびき裂発生点の比較

次に実験より取得した材料特性を用いて、切り欠きの位置が延性き裂発生に及ぼす影響について解析的検討を行う。初めに、き裂発生を評価できない解析、いわゆる非破壊解析を行う。そこで応力三軸度と相当塑性ひずみが最も集中する要素より抽出し、実験のき裂発生時の変位に達するまでの応力三軸度と相当塑性ひずみを用い、当研究室で考案している延性き裂発生基準式のパラメータである靱性パラメータ α を定める。その後、延性破壊モデルを用いた解析（破壊解析）を行いもう一つのパラメータである要素破壊時の塑性変位を決定する。表 1.1.13 に材料特性および延性破壊パラメータを、図 1.1.17 に解析モデルを示す。延性破壊モデルおよび延性破壊パラメータの同定方法については文献 14) を参考にされたい。

本研究では、母材、溶接部および熱影響部を実験試験片の計測を参考にしてモデル化している。切り欠きの形状と寸法は延性き裂の発生、進展および破断の挙動に大きな影響を及ぼすため、解析モデルの寸法と切り欠きの位置は実測寸法に基づいてモデル化した。

延性き裂発生はメッシュサイズに依存するため、切り欠き付近の幅をおよび切り欠きの深さ方向へのメッシュサイズを変化させたセンシティビティ解析を踏まえ、計算時間や実構造物への適用のため、精度と実用性の兼ね合いを重視してメッシュ分割を行っている。厚さ方向はいずれの解析モデルとも 8 分割とした。(サイズは約 1mm となる)。長さ方向については、延性き裂発生位置である切り欠き付近のメッシュは U ノッチモデルの場合 0.1mm, V ノッチモデルでは 0.2~0.3mm とした。メッシュサイズが同様でないのは、U ノッチモデルは予備解析にて、メッシュサイズ 0.05mm~0.5mm の範囲内の検討結果より、き裂の発生時期を含む荷重-変位関係などに敏感ではないことから 0.1mm としている。これに対して、V ノッチモデルでは、ノッチ根のひずみ集中が非常に高いため、実構造物の欠陥形状を勘案して過小の要素サイズによる過大なひずみ集中の発生を無くすために 0.2~0.3mm としている。ここでは、メッシュ分割後の図を載せていないため文献 14) を参考にされたい。

考案している延性破壊モデルを用いた解析と実験結果との比較を図 1.1.18 に示す。母材に切り欠きを有する試験片 BS2-U1 と BS2-V1 の破壊解析と実験の結果の比較より破断までの荷重-変位関係が概ね一致していることが確認できる (図 1.1.18 (a))。また、切り欠きが溶接部にある場合 (図 1.1.18 (b)), WM-V1, WM-V4 および WM-V6 の実験結果と破壊解析結果は概ね一致している。熱影響部に切り欠きを有する場合 (図 1.1.18 (c)) については、BS1-V1 は解析結果の破断変位が実験結果よりも 2mm 程度早く、HAZS-U1 も 1.5mm 程度早い、最大荷重までの荷重-変位関係が概ね一致していることが確認できる。

本研究では、レ型開先溶接継手の延性き裂発生メカニズムの解明に関する解析的検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 考案している延性破壊モデルを用いた本解析手法は、載荷開始から最大荷重および破断までの荷重-変位関係を概ね評価することが出来、き裂発生時の変位から破断時の変位までを精度よく模擬することが出来た。

表 1.1.14 試験体一覧

No.	試験体名	ノッチ半径 (mm)	溶接ビード	ノッチルート	载荷パターン
1	Rinf-NWB-C1	なし	なし	なし	漸増($12\delta_y$)
2	Rinf-WB-C1	なし	あり	なし	
3	R0.25-NWB-C1-Bound	0.25	なし	境界部	
4	R1.0-NWB-C1-Base	1.0	なし	母材部	
5	R1.0-NWB-C1-F	1.0	なし	溶接部	
6	R1.0-NWB-C1-Bound	1.0	なし	境界部	
7	R1.0-NWB-C1-HAZ	1.0	なし	熱影響部	
8	R4.0-NWB-C1-Bound	4.0	なし	境界部	
9	Rinf-WB-C1	なし	あり	なし	漸増($10\delta_y$)
10	Rinf-WB-C2	なし	あり	なし	漸増($8\delta_y$)

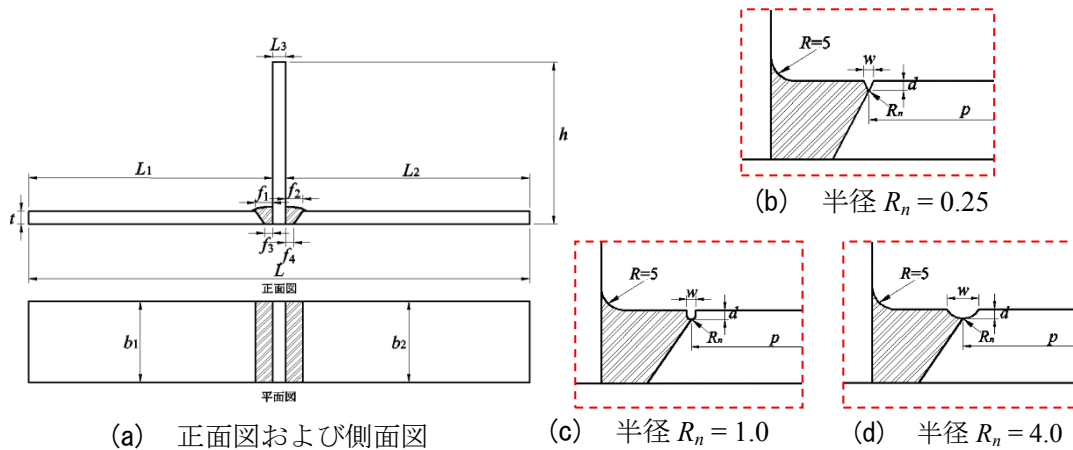


図 1.1.19 試験体概要

(2) 繰り返し曲げを受けるT型溶接継手の破壊現象^{17), 18)}

(1)では材料レベルの検討として、レ型開先溶接継手の単調载荷時の延性き裂発生メカニズムの解明に関する実験的および解析的検討を行った。ここでは、繰り返し载荷による延性破壊現象を解明するため、(1)で行った実験的研究を踏まえて、レ形開先T型溶接継手の繰り返し曲げ载荷試験を行うことで、溶接後にひずみ集中を緩和するために取り除かれる溶接ビードの有無、溶接時に生じる溶接未溶着等の溶接欠陥や溶接後の止端仕上げを想定して人工的に設けた切り欠きが存在する位置などの様々な要因が繰り返し曲げを受けた際のき裂発生・進展・破断までの現象に及ぼす影響について検討する。実験に用いた試験体は、1)溶接ビードを有するT型溶接継手、2)溶接ビードを有しないT型溶接継手および3)溶接ビードを有さず切り欠きを有するT型溶接継手の3種類である。表 1.1.14 に試験体一覧を、図 1.1.19 に試験体概要図を示す。

T型試験体は平面ひずみ状態を確保するために、全て板厚16mmの鋼板より幅100mmで切り出して製作した。また、使用鋼種はSM490YAである。試験体は溶接部確認のため、全

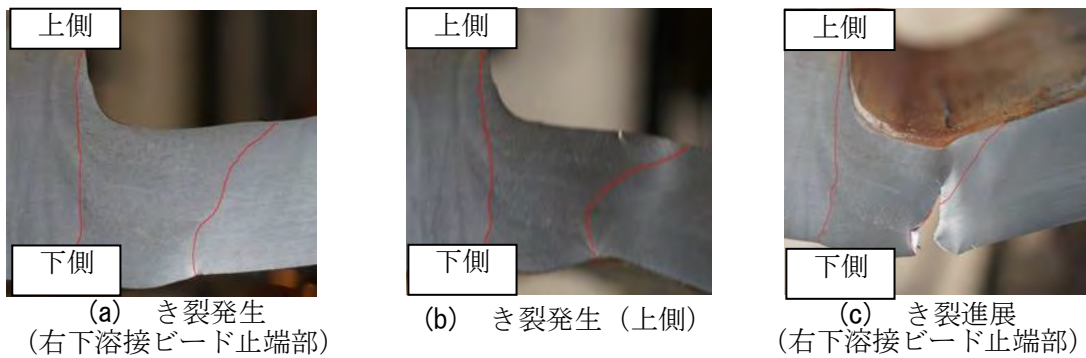


写真 1.1.13 破壊状況 Rinf-NWB-I (溶接ビード無)

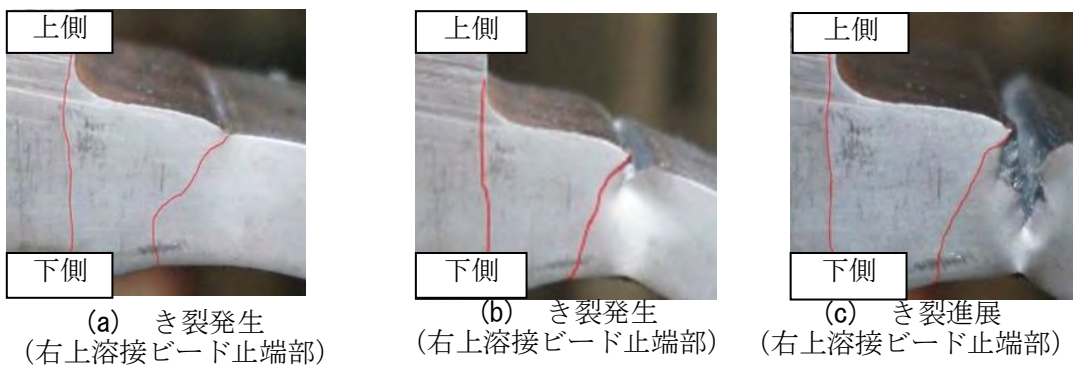


写真 1.1.14 破壊状況 Rinf-WB-I (溶接ビード有)

て板厚側面を鏡面研磨仕上げを行い、4%硝酸エタノールを用いてエッチングを行っている。また、溶接ビードを有しない試験体はフィレット半径 $R=5\text{mm}$ となるように溶接ビードを切削した。切り欠きを有する試験体については、製作時の切り欠き位置をより精度よく設けるため、母材、溶接部および熱影響部などの位置を確認後に試験体の切り欠きを設けている。切り欠き形状はV型およびU型ノッチであり、深さ d は全て 2mm とし、ノッチ半径 R_n を 0.25 、 1.0 、 4.0mm と変化させている。また、ノッチ半径 $R_n=1.0\text{mm}$ の試験体については切り欠きの位置が異なることによって及ぼされる影響を検討するために、切り欠き位置を図1.1.19 (b)～(d)に示すような母材と溶接部の境界（以降、境界部）を基準として、境界部上、母材（境界部から母材側に 5mm 離れた位置）、溶接部（境界部から溶接部側に 5mm 離れた位置）、熱影響部（境界部から母材側に 1mm 離れた位置）に切り欠きを設けている。载荷パターンについては、切り欠きを有しないT型試験体を単純はりとした場合より算出した降伏変位 $\delta_y = 5.38\text{mm}$ を基準として、载荷パターンは $\pm 8\delta_y$ 、 $\pm 10\delta_y$ 、 $\pm 12\delta_y$ までの漸増変位振幅繰り返し载荷である。試験機のストローク限界がおよそ $\pm 12\delta_y$ であるため、漸増変位繰り返し载荷が設定した上限に達した後は、一定振幅载荷へと変更した。実験方法については文献17)を参考にされたい。

表 1.1.15 各試験体のエネルギー吸収量

No.	試験体名	エネルギー吸収量(kJ)		
		最大引張荷重時	き裂発生時	荷重50%低下時
1	Rinf-NWB-C1	19.3	72.6	83.3
2	Rinf-WB-C1	25.8	31.6	53.7
3	R0.25-NWB-C1-Bound	15.3	8.7	24.3
4	R1.0-NWB-C1-Base	21.8	10.6	26.9
5	R1.0-NWB-C1-F	16.3	8.1	17.7
6	R1.0-NWB-C1-Bound	20.5	8.4	21.5
7	R1.0-NWB-C1-HAZ	20.5	8.3	21.5
8	R4.0-NWB-C1-Bound	19.2	8.6	24.8
9	Rinf-WB-C1	9.0	24.9	57.9
10	Rinf-WB-C2	12.2	37.9	57.0

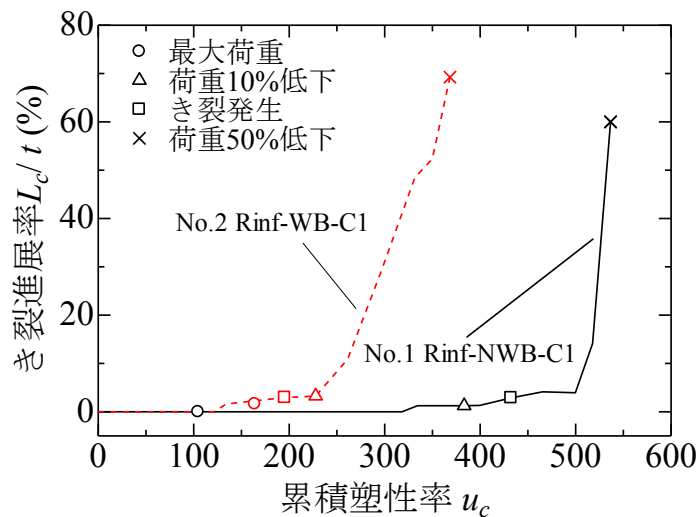


図 1.1.20 溶接ビードの有無の比較

本研究では、き裂の観察をHalf cycleごとに荷重を一時中断し、定規をき裂の上から当てて、マクロレンズ付きのカメラにて撮影を行い、計測を行っている。本実験では、き裂幅が約1mmに広がった時点なき裂発生と定義し（き裂発生時なき裂は試験体長さ方向なき裂幅が広がるため）、き裂進展の状況については側面観察で行っている（き裂発生後、試験体板厚方向なき裂が進展するため）。また、破断は瞬間的であるため、最大荷重に対して荷重が50%程度低下した時点破断とみなしてHalf cycle、変位および荷重の比較を行った。

き裂発生から破断までの破壊状況の一例として荷重パターンが同一で溶接ビードの有無（即ち No.1 と No.2 試験体）による破壊状況を示した様子を写真 1.1.13、写真 1.1.14 に示す。写真より、上側に溶接ビードを有しない No.1 試験体は、わずかに残る下側の溶接ビー

ドよりき裂が発生したのに対して、溶接ビード有の No.2 供試体は上側の溶接ビード止端部よりき裂が発生していることが分かる。また、き裂の進展状況については No.1 試験体は下側の溶接ビードより境界部に沿って進展したが、最終的には板厚垂直上向きにき裂が進展し、最小断面で破断に至ったのに対して、上側に溶接ビードを有する No.2 試験体では上側のビード止端部で発生したき裂が 1mm 程度境界部に沿って進展し、最終的に No.1 と同様に最小断面である鉛直下向きに進展し破断に至った。この溶接ビードの有無による破壊状況の比較については、いずれの試験体も溶接ビード止端部よりき裂が発生し、鉛直上向きもしくは下向きにき裂が進展し、破断していたことから破壊状態は似通っている。しかし、き裂発生時の Half cycle は溶接ビードを有しない No.1 試験体は 40Half cycle であったが、溶接ビードを有する No.2 試験体では 25Half cycle であり、溶接ビードの存在がひずみ集中部となり、延性き裂発生に影響を及ぼすことが分かった。この結果より溶接ビードを取り除くことで、き裂発生リスクを低減することが可能である。

また、本研究では繰り返し载荷時の塑性変形能力の指標として、累積塑性率を用いた。き裂進展率－累積塑性率関係については、き裂が進展したサイクルのデータのみ抜粋して表記している。エネルギー吸収量については、载荷ループごとの荷重－変位関係の塑性変形成分による面積を総和したものと定義して算出した。グラフについては紙面の都合上、(1) 破壊状況と同様に溶接ビードの有無の比較のみ示す。表-1.1.15 に各試験体の最大引張荷重時・き裂発生時・荷重 50%低下時のエネルギー吸収量一覧を、溶接ビードの有無によるき裂進展率－累積塑性率関係を図-1.1.20 に示す。この時のき裂進展率については、側面観察によるき裂の長さを最小断面の板厚 $t=16\text{mm}$ で除して算出している。ただし、切り欠きを有する試験体については切り欠き深さ $d=2\text{mm}$ を差し引き、 $t=14\text{mm}$ として、き裂進展率を算出した。この時、き裂の長さの計測は全て試験体の板厚方向に沿って行っている。表-1.1.15 より、溶接ビードの有無によるき裂発生時までに吸収したエネルギー量を比較すると、溶接ビードを有しない No.1 試験体は 72.6kJ であるのに対して、溶接ビードを有する No.2 試験体は 31.6kJ となり、上側に溶接ビードを有していることでエネルギー吸収量が約 57%減少している。このことから、繰り返し曲げを受ける場合に溶接ビードなどのひずみ集中部が存在している場合、エネルギー吸収能力が著しく低下してしまうことが分かる。しかし、き裂発生時から荷重 50%低下時までのエネルギー吸収量を比較すると、No.1 試験体は 10.7kJ であるのに対して、溶接ビードを有する No.2 試験体は 22.1kJ となり、溶接ビードを有している場合の方が約 2 倍のエネルギーを吸収していることが分かる。これは溶接ビードを有していない場合、ひずみ集中部が存在しないため、試験体の内部にボイドが生成されており、そのボイドが結合し、き裂が一気に進展したために荷重 50%低下までに吸収したエネルギー量が少ないと考えられる。対して、上側に溶接ビードを有する No.2 試験体は、溶接ビードの存在がひずみ集中部となり、試験体内部に過度にボイドが生成されなかったため、き裂発生から荷重 50%低下時までのエネルギー吸収量が多いと考えられる。このことは図

1. 1. 20のき裂進展率－累積塑性率関係より上側に溶接ビードを設けていないNo.1はき裂発生以降のき裂進展率が急激に増加しているが、上側に溶接ビードを設けているNo.1試験体はNo.2と比べると比較的緩やかにき裂進展率が増加していることから確認することが出来る。

本検討では、溶接された鋼材におけるき裂発生・進展および破断の現象について、レ形開先溶接T型試験体の繰り返し曲げ载荷試験を行うことで検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 溶接ビードを有する場合、溶接ビード止端部にひずみ集中が起こり、き裂が境界部に沿って進展した後に、板厚垂直下向きに進展して破断へと至る。また、溶接ビードを有しない時よりも耐力は大きいものの、半分以下の累積塑性率で荷重が50%低下している。これより、溶接ビードを取り除くことでき裂の発生リスクを低減することが出来るが、ひずみ集中箇所を取り除くと、表面にひずみ集中箇所が存在しないため、試験体内部にボイドが形成され、それらが結合することで急激に破壊に至る可能性がある。
- 2) 延性破壊時の検討のために用いた本実験の载荷パターン ($8\delta_y$, $10\delta_y$, $12\delta_y$) の場合、振幅増分が大きい程、き裂発生時のエネルギー吸収量が小さくなる。き裂発生後の進展時には大きな差がない。
- 3) 切り欠きが存在するとノッチルートがひずみ集中箇所となり、ハの字形にき裂が発生する。切り欠き位置が異なることで、生じる曲げモーメントが熱影響部、境界部および溶接部と増大するが、き裂発生時のエネルギー吸収量が変わらないことから、溶接部のき裂発生寿命が長いことがわかる。
- 4) 深さを統一してノッチ半径が異なる ($R_n=0.25$, 1.0 , 4.0) 場合、き裂の発生や荷重低下時のサイクルや変位、累積塑性率やエネルギー吸収量も概ね同様であることから、本検討ではノッチ半径の異なりによる影響は小さかった。しかしながら、切り欠きを有しない場合よりもき裂発生時のエネルギー吸収量は大きく低下している。

(3) せん断応力と引張応力が作用する状況下での単調載荷時の破壊現象^{19), 20)}

(1), (2)では溶接鋼構造物を対象に、材料レベルおよび部材レベルの検討として、単調載荷時および繰り返し曲げを受けた際の延性き裂発生メカニズムの解明に関する実験的および解析的検討を行った。

兵庫県南部地震で被災した鋼構造物では、すみ肉溶接や部分溶け込み溶接による接合部での破断が多数確認されている。そこでは、引張応力のみならずせん断応力が作用する場合がある。しかし、これまでの研究ではせん断応力と引張応力が同時に作用する状況下での鋼部材の延性破壊メカニズムの解明は進んでいないのが現状である。そこで本検討では、梁柱隅角部や部分溶け込み溶接断面に作用するせん断応力の影響を調べる基礎的検討として、せん断応力と引張応力が同時に作用する状況での鋼材の破壊実験を材料レベルにて行い、破壊までの過程や破断面の状況を実験的に明らかにし、複合応力状態下の延性破壊現象を解析的に解明することを目的としている。

試験片には三種類の鋼種（SS400，SM490AおよびSM570）にそれぞれ初期状態で純せん断が作用する場合（Pure Shearシリーズ，以降PSシリーズと称する），軸力とせん断力が作用する場合（Shear and Tension シリーズ，以降STシリーズと称する）の二種類を用いての単調引張試験（Monotonic Tensile Test）を行う。試験片の概要図を図1.1.21に示す。またPSシリーズは載荷軸方向と垂直な方向に対し塑性変形部が 0° になるように設定し，STシリーズでは載荷軸方向と垂直な方向に対し塑性変形部が 30° の角度になるように設定した。そのため，PSシリーズでは，初期状態において塑性変形部の断面にせん断力のみが作用し，STシリーズでは塑性変形部に載荷軸方向と垂直な方向に 30° の角度を与えることで，塑性変形部の断面に対しせん断力と軸力が作用する。

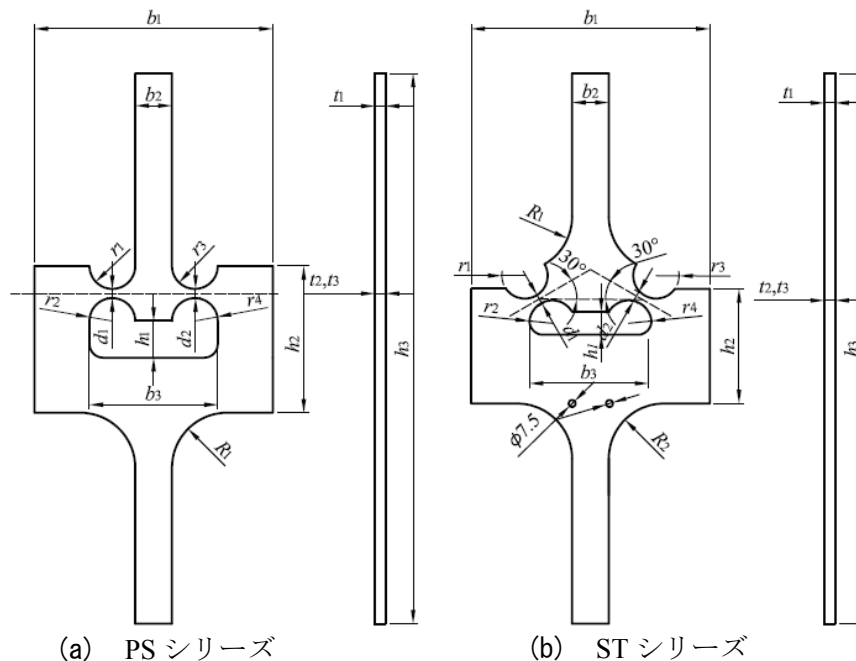


図 1.1.21 試験片の概要図

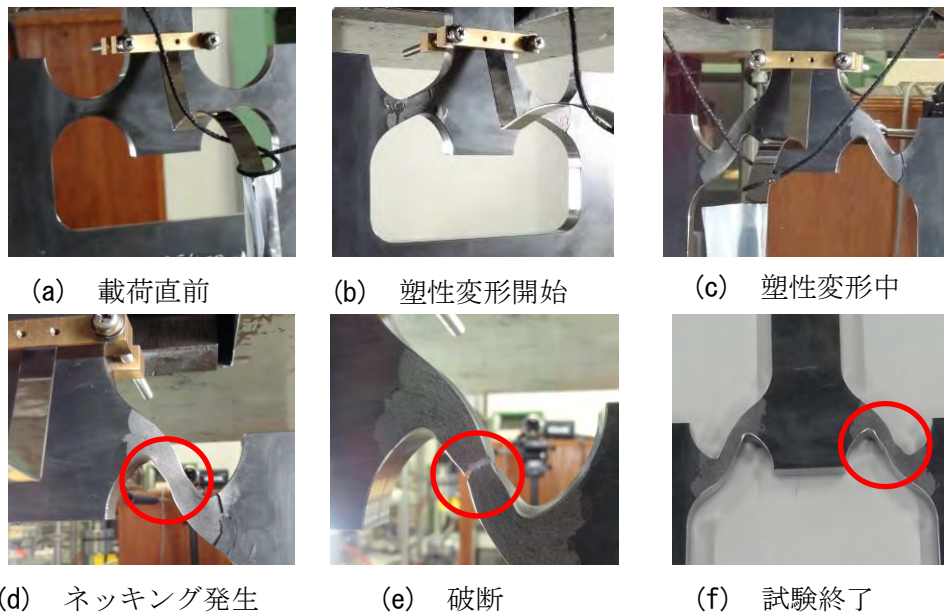


写真 1.1.15 PS シリーズの破壊過程

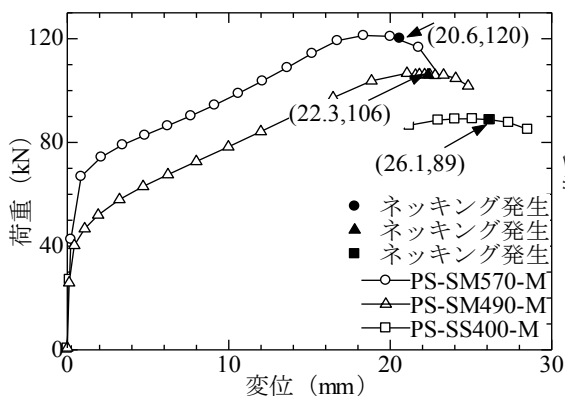


図 1.1.22 PS シリーズの荷重－変位関係

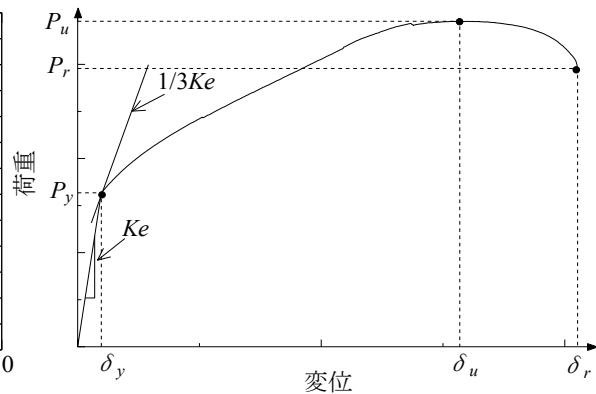


図 1.1.23 降伏荷重および変位の算出方法

写真1.1.15にPSシリーズの破壊状況を示す。写真1.1.15の(b)，(c)に示すように、塑性変形を受ける過程では概ね左右対称の変形が見られた。その後ネッキングが片側の塑性変形部の中央で発生し、この部分に変形が集中し、一気に破断した。試験片の設計は左右対称であったが、最終的な破壊モードは左右対称ではなかった。これは実測寸法が僅かながら左右対称でなかったことと、荷重軸の僅かな偏心があったことが考えられる。このようにネッキング発生までの塑性変形中では概ね左右対称であったため、ネッキング発生は僅かな非対称性などが敏感に影響すると考えられる。また、PSシリーズでは写真1.1.15の(c)に示すように、塑性変形を受ける過程で塑性変形部が荷重軸の方向に次第に近づいていき、塑性変形部の断面は次第にせん断応力より引張応力が支配する状況になり、塑性変形箇所でもネッキングが生じたと考えられる。STシリーズの破壊状況については文献19)を参考にさ

表 1.1.15 荷重－変位曲線より得られたデータ

鋼種	PSシリーズ					
	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_r (kN)	δ_r (mm)
SS400	29	0.16	89	24.56	79	29.4
SM490A	36	0.2	107	20.63	96	25.53
SM570	61	0.43	121	18.9	97	23.85

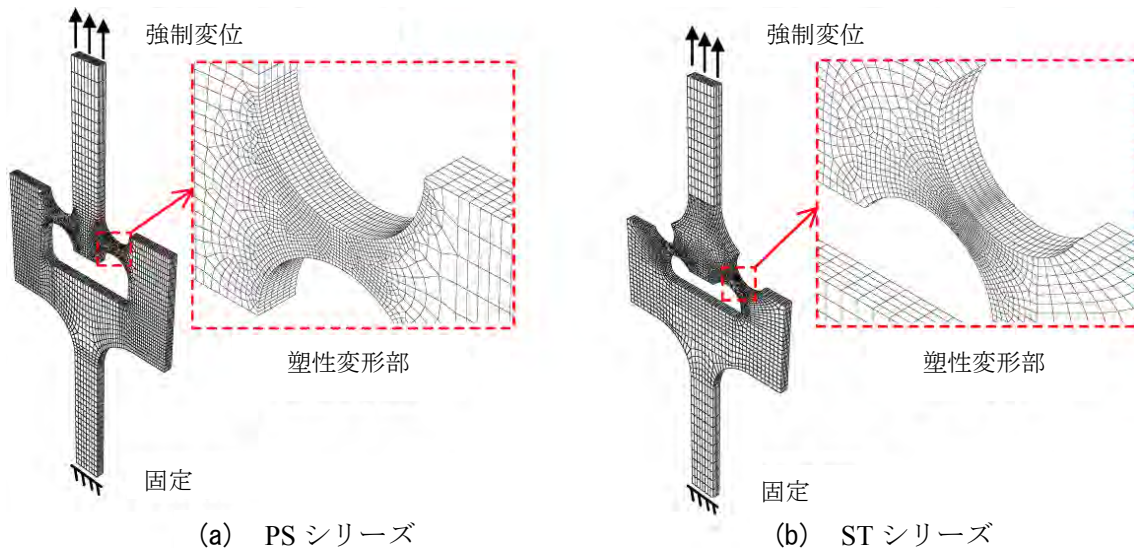


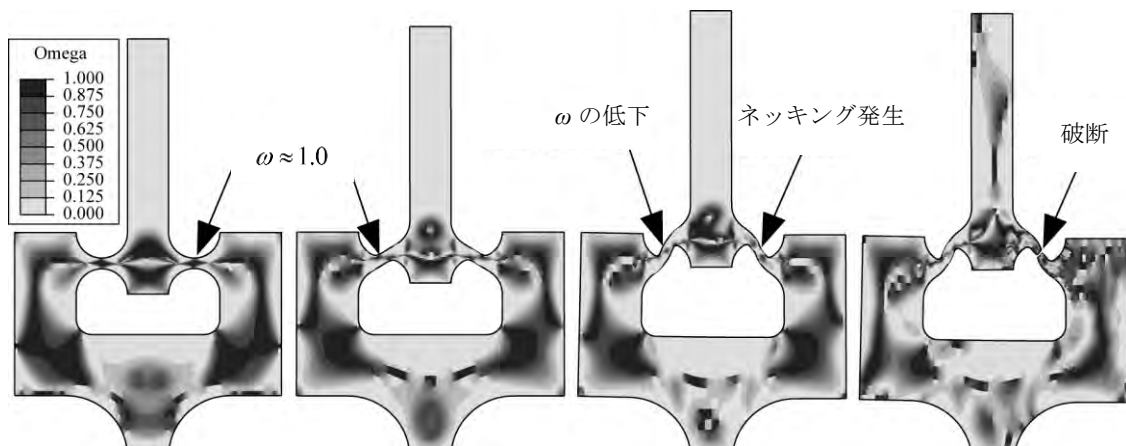
図 1.1.24 解析モデル

りたい。

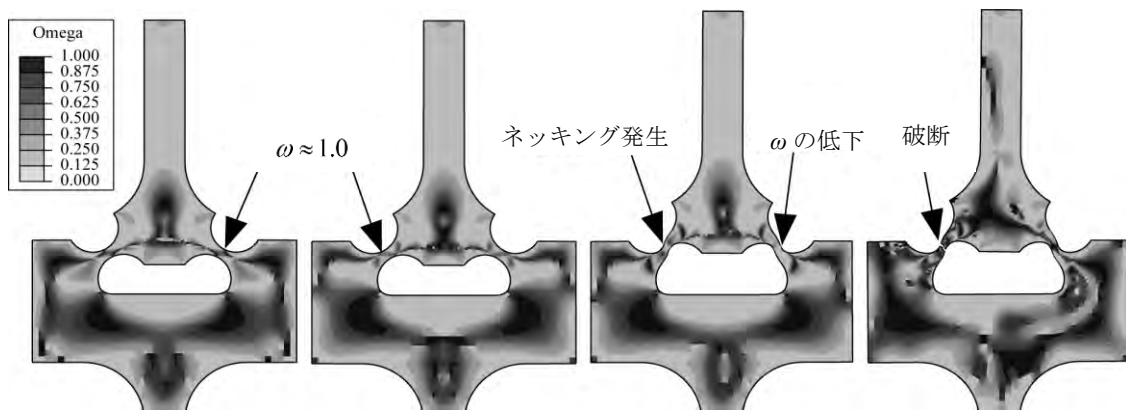
図1.1.22にPSシリーズの荷重－変位関係を示す。また本実験では明確な降伏点を確認できなかったため、図1.1.23に示すような方法で降伏荷重および変位を算出している。

各試験片の荷重－変位関係より得られたデータを表1.1.15に示す。ここでは紙面の都合上PSシリーズのみ載せている。STシリーズについては文献19)を参考にされたい。表-1.1.15に示すように今回使用した全ての鋼種において、高強度鋼であるほど P_u の値は大きく、 δ_u は小さな値が得られた。ここでは紙面の都合上STシリーズは省略しているが、文献19)に記載されているSTシリーズの δ_r と比較すると δ_r の値はPSシリーズの方が大きく、その中でも最も大きかった鋼種はSS400であった。これは、PSシリーズでは塑性変形部の中央部付近は主にせん断を受けるが、その前後の部分は曲げを主に受けるため、塑性変形部全体で塑性変形したためであると考えられる。これに対し、STシリーズでは中央部付近のみが塑性化したため、塑性化部分の大きいPSシリーズの方が δ_r の値が大きくなったと考えられる。

次に実験の模擬解析を行い、実験のみでは判断が難しい载荷中の試験片の応力状態の確認を行う。解析モデルを図1.1.24に示す。また解析ではネッキング後の荷重－変位曲線を精度よくシミュレーションするため、真応力－真ひずみ関係は (Power Law Tangent法、以



(a) PS-SS400-M



(b) ST-SS400-M

図 1.1.25 ω の推移

降PLT法と称する)を用いて求める。詳しくは文献19)を参考にされたい。

ここでは、紙面の都合上、試験片の応力状態のみを記載する。応力状態を表すためにパラメータ ω を用いている。この ω が小さい時は引張が支配する状態を表し、 ω が大きい時はせん断が支配している状態を示している。解析結果のコンター図を図1.1.25に示す。ここでは一例として鋼材SS400材のPSおよびSTシリーズのみ載せている。

図1.1.25より、PSシリーズ、STシリーズ共に载荷初期段階における塑性変形部の中央部では ω は概ね1.0であり、せん断応力が支配的であることを示す。ネッキング発生直前までは ω の値は概ね1.0であった。しかし、ネッキングが発生すると、 ω の値は低下した。ネッキング発生後における ω は概ね0.0であり、引張応力が支配的であったことはわかる。以上の様に、解析より実験の载荷中のせん断応力と引張応力の状態を明らかにすることが出来た。

本研究は、せん断応力と引張応力が作用する状況での単調载荷試験による鋼材の延性破

壊実験およびシミュレーション解析を行い、破壊モード、エネルギー吸収量に応力状態や鋼種の違いが与える影響などについて検討した。得られた主な知見を以下に示す。

1. 载荷中塑性変形を受ける過程において概ね左右対称の変形をしたが、ネッキングは片側のみで発生しその部分に変形が集中し一気に破断した。試験片の設計は左右対称であるが、ネッキング発生以降の破壊が対称ではなかったのは僅かな試験片の非対称性や、载荷軸の偏心が敏感に影響したためである。
2. 破断面の角度を見ると破断直前では、純せん断を仮定したPSシリーズでは一軸引張試験の破断面と一致するため引張応力が支配し、設計時に30°の角度を与えたSTシリーズではせん断応力と引張応力が作用したと考えられる。
3. ネッキング後の伸びの割合は今回使用した鋼種の中でSM570が最も大きく、ネッキング後の延性が良いと評価できる。反対にネッキング前の伸びの割合はSS400が最も大きくネッキング前の延性が良いと評価でき、鋼材の強度が高いものほどネッキング後の延性が良く、低いものほどネッキング前の延性が良いといえる。
4. ネッキング前では、各要素が比較的均等な変形をするため、応力三軸度と相当塑性ひずみの値は小さく損傷はあまり累積しないが、ネッキング後は着目要素が僅かな変形の内に応力三軸度と相当塑性ひずみは急激に上昇したため、損傷指数も急激に累積した。
5. 相当塑性ひずみがPSシリーズでは0.16、STシリーズでは0.2以下においてせん断応力が支配していたといえ、 ω が示すようにネッキング発生後引張応力が占める割合が大きくなったことを明らかにした。

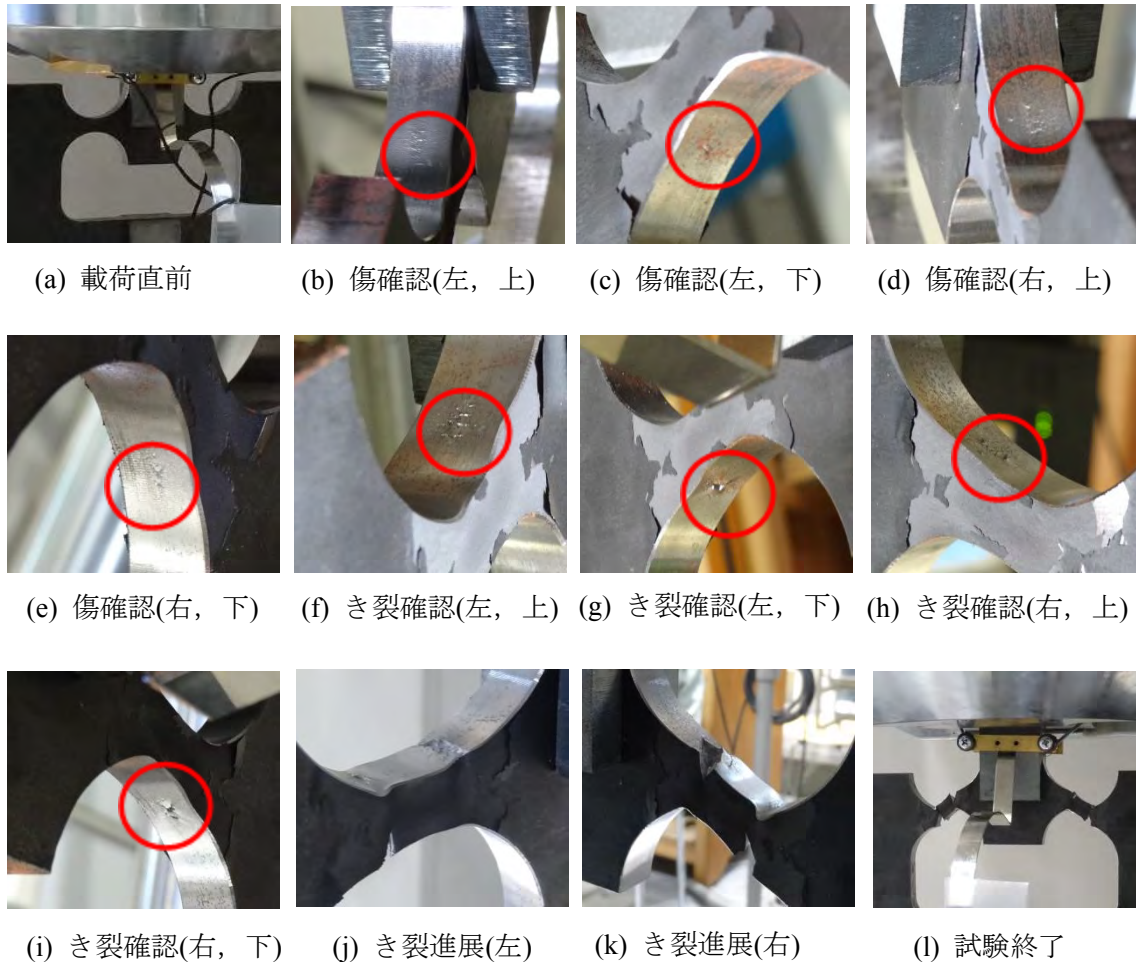


写真 1. 1. 16 PS-SM490-C の破壊状況

(4) せん断応力と引張応力が作用する状況下での繰り返し载荷時の破壊現象^{21), 22)}

(3) ではせん断応力と引張応力が同時に作用する状況での単調载荷時の破壊現象の解明について検討を行った。そのため、ここではせん断応力と引張応力が作用する状況下での繰り返し载荷時の破壊現象について実験的および解析的検討を行う。

試験片は(3)で使用したものと同一の初期時に純せん断が作用するPSシリーズおよび初期時にせん断力および軸力が作用するSTシリーズである。载荷パターンは降伏変位の2倍を基準とした漸増変位振幅繰り返し载荷であり、使用した降伏変位は(3)で本実験と同様の試験片に対し単調载荷試験 (Monotonic Tensile Test) を行った結果より算出した値を用いている。

本研究ではき裂は長さ 1mm 以上のものとし、それに満たないものは傷と定義している。

初めに、破壊状況について述べる。(3)の単調载荷と同様にPSシリーズのみ載せている。写真1.1.16にPSシリーズの破壊状況を示す。塑性変形を受ける過程において概ね左右対称の変形が見られた。また、PSシリーズでは、塑性変形を受ける過程で、引張荷重载荷時と

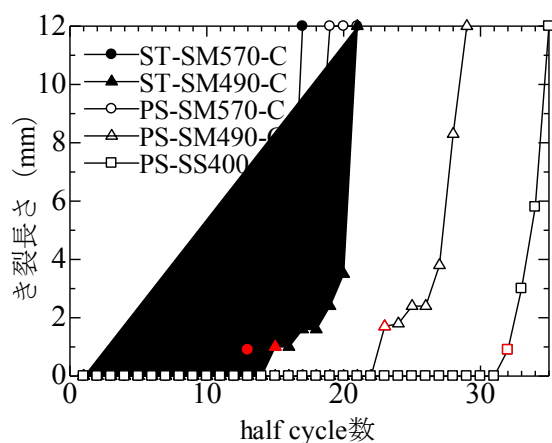


図 1.1.26 き裂進展過程

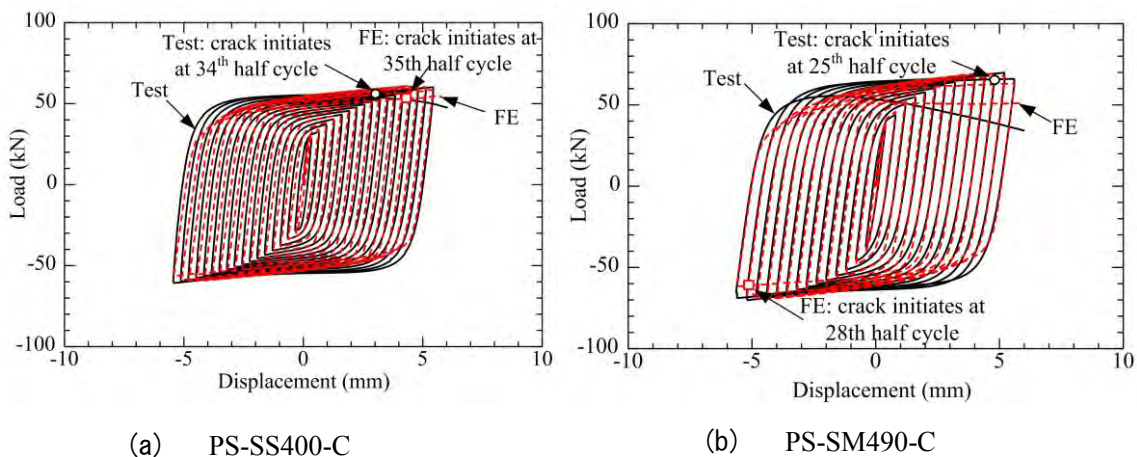


図 1.1.27 荷重—変位関係の比較

圧縮荷重載荷時では同じような挙動であった。さらに、写真1.1.16に示すように塑性変形部の両端部に小さな傷が多数確認された。この傷が塑性変形を受ける過程で少しずつ大きく進展し合計8ヶ所のき裂となり、さらに進展した後そのうちの1ヶ所で破断した。PSシリーズが塑性変形部の両端部にき裂が発生したのは、せん断を主に受ける中央部の損傷より、曲げの影響を受ける両端部の損傷の方が大きかったことが原因と考えられる。また単調載荷ではき裂の発生と破断がほぼ同時であったが、繰り返し載荷の場合、き裂の発生と破断は同時ではなく、き裂が徐々に進展し破断に至っていることが分かる。

図1.1.26に各試験片のき裂の進展過程を示す。図1.1.26より高強度鋼である程、且つSTシリーズの方がき裂発生時のHalf cycleがはやいことがわかる。図中の赤色の点がき裂発生点である。図1.1.26よりき裂長さが小さいうちは急激に進展することはなかったがき裂長さが約2mm以上、すなわち板厚の20%程度以上に進展すると、次のHalf cycleで急激にき裂長さが大きくなることがわかる。

次に数値シミュレーションを行い、繰り返し載荷を受けているときの試験片の応力状態の確認を行う。単調載荷試験ではき裂の発生と破断がほぼ同時であり、き裂の進展が確認

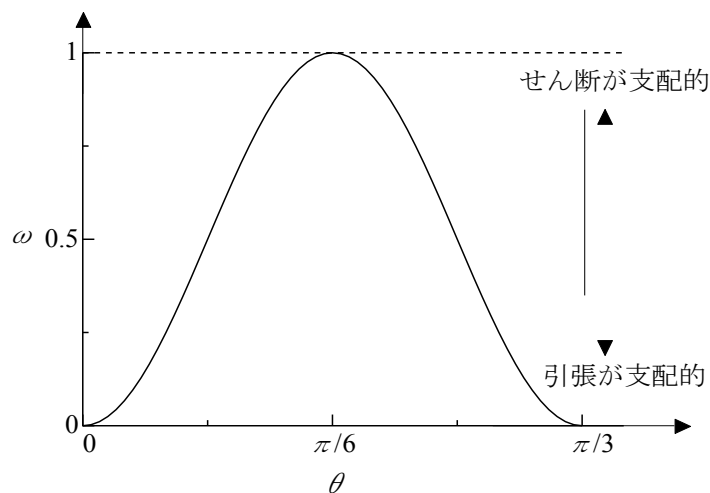


図 1.1.28 $\omega-\theta$ 関係

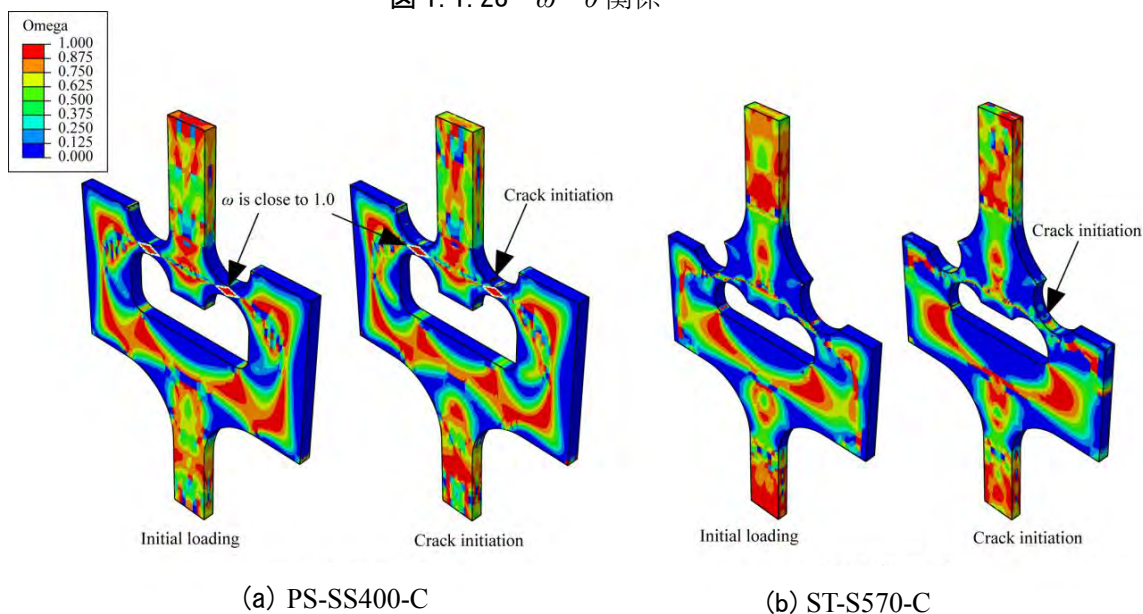


図 1.1.29 ω の推移

できなかったが、繰り返し試験ではき裂が発生し、進展した後破断することを示した。したがって、単調荷重の場合では、ひずみ分布が一樣であったため、解析によってき裂の進展を考慮していなかったが、今回はひずみ分布が一樣ではなく、繰り返し試験の破壊現象をより精度よくシミュレーションするため、き裂進展の定義 D_{prop} を用いる。詳しくは文献 19), 20) を参考にされたい。

図 1.1.27 に実験と解析の荷重-変位関係の比較を示す。図 1.1.27 より、解析結果は実験のき裂の発生および進展をよくシミュレーションできていることがわかる。ここでは紙面上き裂進展を考慮したケースのみしか掲載していないが、文献 21), 22) にはき裂の進展を考慮しないモデルで解析を行っている。き裂進展を考慮しないモデルで行った解析結果は、要素の削除による荷重の振動が見られた。これは、要素の削除により応力が一気に解放さ

れその瞬間に 0 になったことが原因と考えられる。これに対し、き裂の進展を考慮したモデルでは要素が損傷を受け、応力が減少し 0 に達したときに要素が削除されたため、荷重の振動が見られなかったと考えられる。これにより、延性破壊の解析を行うにあたり、陽解法を用いたとき、き裂の進展を考慮したモデルでは解の収束性の向上が期待できる。

最後に、単調荷重と同様に荷重中の応力状態についてパラメータ ω を用いて評価する。

偏差角 θ と ω の関係を図 1.1.28 に示す。図 1.1.28 に示すように、 $\omega = 0.0$ の時に、引張が支配する応力状態であり、 $\omega = 1.0$ の時に、せん断が支配する応力状態である。PS-SS400-C と ST-SM570-C の応力状態を図 1.1.29 に示す。PS シリーズでは、荷重初期段階および、き裂発生時にて塑性変形部の中央部の $\omega = 1.0$ であり、せん断が支配的な状態である。ST シリーズでは $\omega = 0.3$ せん断と引張が同時に作用していると考えられる。

本研究では、せん断応力と引張応力が同時に作用する試験片を作成し、繰り返し荷重実験および数値シミュレーションを行い延性破壊に関するメカニズムの解明を行ったものである。得られた知見を以下に示す。

- 1) シャルピー衝撃試験の結果を用いたき裂の進展を考慮したモデルと、考慮していないモデルの解析を行い、き裂の進展を考慮したモデルでは、破断時の half cycle 数、荷重-変位曲線がとても精度よくシミュレーションすることができた。
- 2) 塑性変形を受ける過程において PS シリーズは純せん断を受ける部分ではなく曲げの影響を受ける部分に 8 ヶ所のき裂が発生した。ST シリーズはせん断応力が集中したと考えられる左右の中央部分に合計 4 ヶ所き裂が発生した。
- 3) 高強度鋼である程き裂の発生および破断は早くなることがわかった。
- 4) シャルピー衝撃試験の結果を用いたき裂の進展を考慮したモデルと、考慮していないモデルの解析を行い、き裂の進展を考慮したモデルでは、破断時の half cycle 数、荷重-変位曲線がとても精度よくシミュレーションすることができた。
- 5) 今回解析に用いた破壊モデルではせん断応力が延性破壊に与える影響はあまり見られなかった。

1.1.4 バサルト繊維シート補強材とコンクリートの接着界面損傷メカニズムの解明

(1) はじめに

コンクリート部材を補修、補強する材料として、破断伸度に特に優れ、引張強度やヤング率もガラス繊維を超えるバサルト繊維シートが注目されており、それにより補強されたコンクリート部材や構造物の損傷メカニズムなどに関する研究が盛んに行われている。巨大地震災害時にコンクリート構造物の部位によっては非常に大きく変形することがわかっており、より大きな変形を許容できるバサルト繊維シートの注目度は高い。また、バサルト繊維は玄武岩より成るため、熱膨張率がコンクリートと同程度になることから、コンクリート構造物の補強材として適していると考えられている。しかし、FRPシートで曲げあるいはせん断補強した構造物の終局時においては、コンクリートに生じたひび割れを起点とした剥離進展により補強効果が低下する恐れがあるため、付着強さや有効付着長の評価を行い、設計時に必要となる界面剥離破壊エネルギーや最大ひずみ、そして必要接着長を明確にする必要がある。そこで、本研究では、コンクリート塊の両側面にバサルト繊維シートを接着したうえで、強制的に剥離させる両引き試験を行い、バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性、特に界面剥離破壊エネルギーおよび連続繊維シートの最大ひずみに基づく付着強さ、および有効付着長について実験的に検討を行った。また、既存の評価式を用いて実験値の評価を行った。

(2) 実験方法

日本コンクリート工学会、連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書(Ⅱ)²³⁾および土木学会、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針²⁴⁾において、連続繊維シートのコンクリートに対する付着強さの評価を目的とした両引き試験方法案が提案されている。この実験案において提案されている供試体は、図 1.1.30 に示すように、幅 100mm×高さ 100mm×長さ 300mm のコンクリート塊 2 体を長手方向に並べ、その両側面に、幅 50mm の連続繊維シートに接着材を含浸させつつ、長手方向に接着した形状である。ここで、コンクリートの内部には、試験機との接続に用いる鋼棒が埋め込まれており、この鋼棒の両端を試験機と接続し、相対する方向に引っ張ることにより荷重を负荷した。

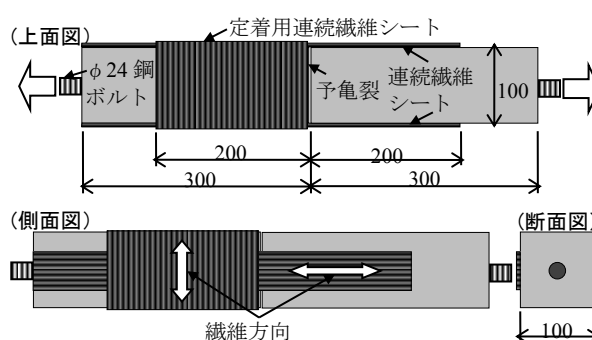


図 1.1.30 両引き試験供試体の詳細寸法

本研究の実験に使用したバサルト繊維シートとは、天然に存在する玄武岩(バサルト)を熔融・紡糸したバサルト繊維を一方向に並べ、シート状にしたものであり、表 1.1.16 に

示すように、高い伸度を有し、ある程度高い引張強度やヤング率も有している。また、耐震補強等において施工実績のあるアラミド繊維シートについても、比較対象として実験を行った。これらの連続繊維シートの含浸・接着材およびプライマーには、コンクリートの補強に関する施工実績のある、常温硬化型の熱硬化性エポキシ樹脂（硬化材には環状ポリアミドアミンを使用）およびアクリル樹脂を用いた。表 1.1.17 に示すように、これらの硬化時間はアクリル樹脂については塗布後 45 分程度、エポキシ樹脂については 15 時間程度であり、大きく異なるが、供試体作製時における養生条件は、両者で合わせることにした。また、コンクリートについては、コンクリートの圧縮強度が高いほど、連続繊維シートの付着がより強くなるとの報告^{一例として²⁵⁾}が数多くあり、後述する付着特性に関する設計式にも影響要因が考慮されているため、設計基準強度は 21, 30, 40N/mm²の 3 種類の供試体を作製し、コンクリートの圧縮強度の影響も考慮した検討を行った。実験供試体の一覧を表 1.1.18 に示す。なお、コンクリートの圧縮強度については、設計基準強度毎に円柱供試体 (φ50×100mm) 3 本の圧縮試験を行い、平均値を同表に記した。

表 1.1.16 連続繊維シートの物性値一覧

特性	バサルト繊維シート	アラミド繊維シート
引張強度 σ_f (N/mm ² , メーカー値)	1900	2060
引張弾性率 E_f (kN/mm ² , メーカー値)	90	118
破断伸度 $\varepsilon_f(=\sigma_f/E_f)$ (μ)	21111	17458
目付量 (g/m ²)	580	280
1 層あたり換算厚さ t_f (mm)	0.22	0.195
$E_f \cdot t_f$ (kN/mm) (長手方向のみ, 1 層あたり)	19.8	23.0

表 1.1.17 接着材の物性値一覧

特性	アクリル樹脂	エポキシ樹脂
引張強度 σ_r (N/mm ² , メーカー値)	23	30
可使時間 (分, 20°C)	25	45
硬化時間 (20°C)	45 分	15 時間
粘度 (mPa · s)	4000 (15°C)	1800 (20°C)

表 1.1.18 実験供試体一覧

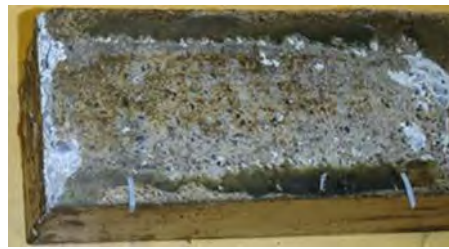
供試体名	連続繊維シートの種類	含浸・接着材の種類	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²) (設計基準値, 実測平均値)	供試体数
B-EP-21	バサルト繊維シート	エポキシ樹脂	21.0, 23.0	3
B-EP-30			30.0, 31.2	3
B-EP-40			40.0, 37.3	3
B-AC-21	バサルト繊維シート	アクリル樹脂	21.0, 23.0	3
B-AC-30			30.0, 31.2	3
B-AC-40			40.0, 37.3	3
A-AC-21	アラミド繊維シート	アクリル樹脂	21.0, 23.0	3
A-AC-30			30.0, 31.2	3
A-AC-40			40.0, 37.3	3

コンクリートの表面処理は、コンクリートの表面をディスクサンダーにより骨材が現れる程度の深さまで研削し、アセトンを浸透させた布でその面を洗浄した上で、プライマーを塗布する手順で行った。ここで、プライマーには含浸・接着材と同種の接着剤を用い、その塗布量はメーカーの推奨値である 0.5kg/m²とした。その後、12 時間程度経過して、プライマーの表面が硬化した時点で、常温硬化型接着材で 2 層の連続繊維シートを含浸し、プライマーの表面に密着させ、脱泡ローラーで気泡を抜く手順で接着させた。そして、温度が 24~28℃、湿度が 50~70%となる室内で、7 日間程度で養生したうえで両引き試験を実施した。ここで、バサルト繊維シートとアラミド繊維シートの試験結果を比較するうえで、補強量のある程度合わせる必要があるため、引張弾性率(E_f)×シート厚さ(t_f)が同程度になるように、繊維目付量を調整した。また、連続繊維シートと含浸材の体積比である繊維含有率 (V_f) が引張特性に大きく影響することが一般に知られているため、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針²⁴⁾を参考に 50%程度になるように接着材の塗布量を調整した。

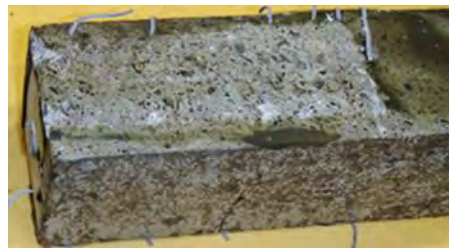
供試体両端部の鋼ボルトを 2000kN 万能試験機に接続し、5kN/min 程度の割合で荷重を増加させる引張試験を行った。試験時の環境温度および湿度は空調管理されており、24~25℃、50~60%であった。実験に際して計測する項目 (測定機器) は、荷重 (試験機より出力)、FRP シート表面ひずみ (検長 5mm のひずみゲージを予亀裂位置から順に 5, 50, 100, 125, 150, 175, 195mm 離れた箇所に設置)、そして予亀裂の拡張量 (検長 50mm の π 型変位計) とした。

(3) 実験結果と考察

B-AC-30 試験および A-AC-30 試験におけるバサルト繊維シートおよびアラミド繊維シートの剥離後の状況写真を図 1.1.31 に示す。剥離の状況は両者で類似しており、また、コンクリートの圧縮強度が異なるケースでも類似していた。連続繊維シートの剥離は予亀裂近傍からシート端部に向かって進展した。予亀裂から 10mm 程度はコンクリートが斜めに滑っている状況が確認された。



(a) B-AC-30



(b) A-AC-30

図 1.1.31 剥離後におけるコンクリート表面の状況

土木学会編，連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針²⁴⁾に掲載されている，下記の式 (1.1.4) から求めた剥離破壊エネルギー G_f を用いて，付着強さを評価する。

$$G_f = \frac{P_{\max}^2}{8b_c^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot n} \quad (1.1.4)$$

ここで， P_{\max} ：最大荷重 (N)， b_f ：連続繊維シート幅 (mm)， n ：連続繊維シートの層数， E_f ， t_f については表 1.1.16 に掲載した値を採用した。最大荷重の実験値を用いて算出した G_f の閾値をコンクリートの圧縮強度ごとに図 1.1.32～図 1.1.34 に示す。また，National Research Council 発行の CNR-DT200 ガイドライン²⁶⁾および Teng ら²⁷⁾ (fib bulletin 14 ガイドライン²⁸⁾に採録) による G_f の設計式は，それぞれ式(1.1.5)，式(1.1.6)のように表されている。これらの式より算出された閾値についてもこれらの図に示す。

$$G_f = 0.03 \sqrt{\frac{2 - b_f}{1 + b_f} \frac{b_c}{400}} \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad (1.1.5)$$

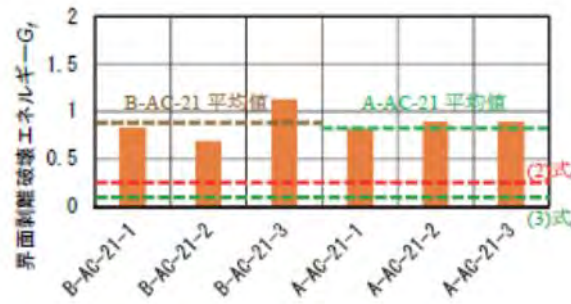


図 1.1.32 G_f の比較 (コンクリート圧縮強度 21N/mm²)

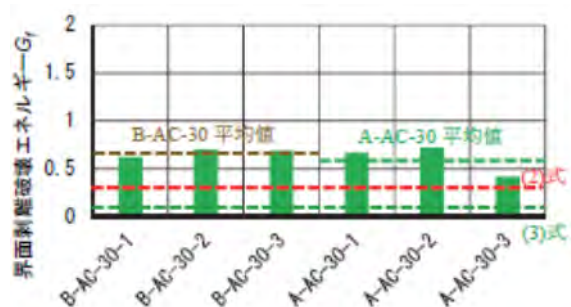


図 1.1.33 G_f の比較 (コンクリート圧縮強度 30N/mm²)

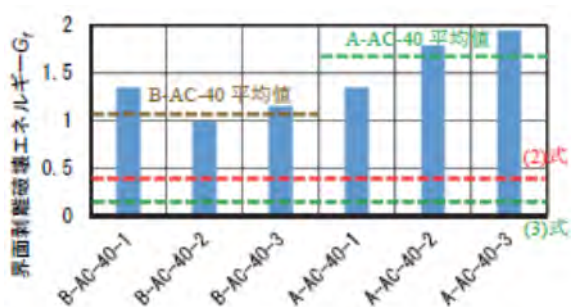


図 1.1.34 G_f の比較 (コンクリート圧縮強度 40N/mm²)

$$G_f = \frac{0.5c_1^2 \sqrt{f_{ck} f_{ct}}}{\gamma_c} \quad (1.1.6)$$

ここで、 b_c :コンクリート接着面の幅 (mm), f_{ck} :コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), f_{ctm} :コンクリートの引張強度 (N/mm²) (CEB-FIB コード³⁰より $f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3}$), c_1 :定数で 0.23, γ_c :コンクリートの材料安全係数で 1.5 である。コンクリートの実測平均強度を用いて G_f を算出した場合には、設計基準強度を用いた場合に比べて 2.0~4.6%の差異が生じるが、これは供試体毎の G_f の実験値におけるばらつきよりかなり小さいため、本稿では設計基準強度を用いて算出した場合についてのみの考察を行う。

B-AC-21~40 と A-AC-21~40 における G_f の実験値を比較すると、コンクリートの圧縮強度が 21 N/mm² および 30 N/mm² のケースでは、B-AC-21~30 と A-AC-21~30 でほぼ同様の

値となっている。しかし、コンクリートの圧縮強度が 40 N/mm^2 のケースでは、A-AC-40-2 および AC-40-3 のケースで極端に大きな G_f となっている。実験後の剥離面の観察で、これらのケースでのみ、比較的大粒の粗骨材が引き抜かれたように剥離している様子が確認された。よって、粗骨材の噛み合わせが生じ、大きな G_f となったと考えられる。一方、式(1.1.5)、式(1.1.6) より算出した閾値と、各ケースにおける最小の実験値を比較すると、B-AC-21～40 について、2 倍以上の G_f が得られていることがわかる。以上から、バサルト繊維シートとアラミド繊維シートを用いた場合の付着強さは同程度であり、既存の設計式から算出された閾値より大きく得られることが実験的に明確となった。

連続繊維シートに生じたひずみ分布を図 1.1.35 および図 1.1.36 に示す。予亀裂から剥離が進展した個所までは同程度で大きなひずみが生じている。ここでは、付着強さに関する重要な指標の一つとして、剥離直前の連続繊維シートの最大ひずみ(ε_e)について検討する。土木学会 コンクリートライブラリー101²⁴⁾ および CNR-DT200²⁶⁾ に示される ε_e の評価式はそれぞれ式(1.1.7)、式(1.1.8)の通りである。

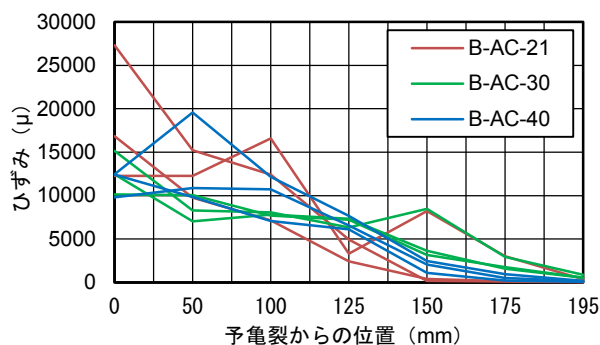


図 1.1.35 連続繊維シートに生じるひずみ分布 (B-AC-21, B-AC-30, B-AC-40)

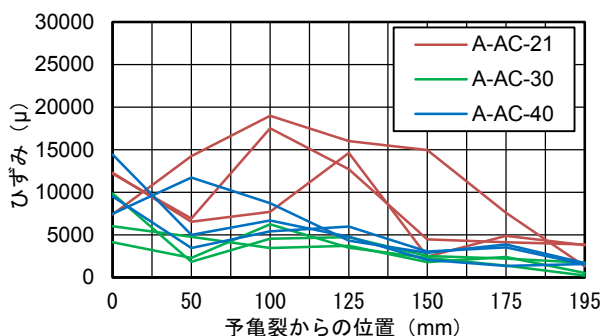


図 1.1.36 連続繊維シートに生じるひずみ分布 (A-AC-21, A-AC-30, A-AC-40)

$$\varepsilon_e = \sqrt{\frac{2G_f E_f}{t_f}} \frac{t_f}{E_f} \quad (1.1.7)$$

$$\varepsilon_e = \frac{\frac{1}{\gamma_{fd}\sqrt{\gamma_c}}k_{cr}\sqrt{\frac{2G_f E_f}{t_f}}}{E_f} \quad (1.1.8)$$

ここで、 γ_{fd} : FRP の安全係数(=1.2), γ_c : コンクリートの安全係数(=1.6), k_{cr} : 剥離モードに関する係数(モード I の場合, $k_{cr}=1$)である。また、 G_f には各実験ケースにおける 3 体の結果の平均値を用いた。なお、式(1.1.8)は式(1.1.7)に安全率を考慮したものである。

最大ひずみの実験値およびこれらの式より算定された値を図 1.1.37 に示す。図に示す実験値は予亀裂から 0mm 位置における値の平均値である。式(1.1.7)による算定値は、実験値の 151%~283% (B-AC), 122%~174% (A-AC), 式(1.1.8)による算定値は、実験値の 229%~430% (B-AC), 185%~265% (A-AC) であり、連続繊維シートの種類の違いについて大きな差異は見受けられない。よって、連続繊維シートの剥離直前における最大ひずみは、既存の評価式で評価できることが実験的に示唆された。

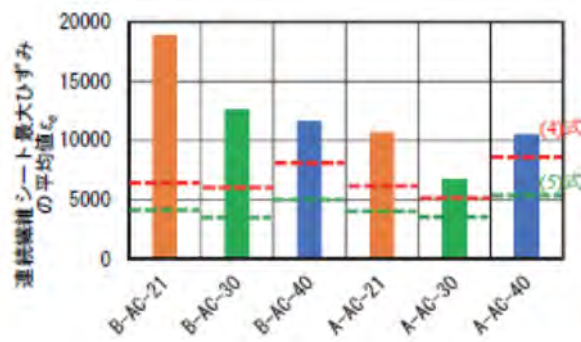


図 1.1.37 連続繊維シートの最大ひずみ
(繊維の種類を考慮)

前出の図 1.1.35 および図 1.1.36 を参照して、予亀裂から既に剥離が進展した個所では同程度の卓越したひずみが生じているが、そこから急激にひずみが小さくなっている。吉澤らの研究³¹⁾において、剥離端から剥離箇所のひずみの 3%程度のひずみを伝達している箇所までの距離を有効付着長 (L_e) と呼称しており、連続繊維シートの接着補強を行う際の定着長さを定める際に重要な指標となる。なお、これらの図から L_e を読み取ると、連続繊維シートの種類およびコンクリート圧縮強度に関わらず、 L_e は 50~150mm 程度であった。

一方、Teng and Chen²⁹⁾および Wu and Niu³⁰⁾の研究に示されている L_e の評価式は、式(1.1.9), 式(1.1.10)のように表されている。

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (1.1.9)$$

$$L_e = \frac{1.3\sqrt{E_f t_f}}{f_c'^{0.095}} \quad (1.1.10)$$

ここで、 f'_c にはコンクリートの設計基準強度を用いた。 L_e の閾値は、式(1.1.9)より B-AC 供試体で 79mm～93mm，A-AC 供試体で 85mm～100mm であり，式(1.1.10)より B-AC 供試体で 182mm～194mm，A-AC 供試体で 196mm～209mm である。以上から，連続繊維シートの種類に関わらず，式(1.1.9)から算出される閾値は実験値の平均値に近い値，式(1.1.10)から算出される閾値は，実験値の最大値に近い値となることが実験的に明らかになった。B-EP-40 試験におけるバサルト繊維シート剥離後の状況写真を図 1.1.38 に示す。



図 1.1.38 剥離の様子 (B-EP-40)

剥離は予亀裂近傍からシート端部に向かって進展した。剥離後，いずれの供試体においても，シート表面にコンクリート表層が 5mm 程度の厚みで付着していた。また，コンクリート強度が比較的高い 40N/mm^2 供試体では，予亀裂から 20mm～50mm 程度のコンクリートが 40mm 程度深さから斜めに滑っており，予亀裂近傍にせん断応力が集中したことがわかる。前出の土木学会編，連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針²⁾に掲載されている，前出の式 (1.1.4) から求めた剥離破壊エネルギー G_f を用いて付着強さを評価する。実験における最大荷重を用いて G_f を算出した結果をコンクリートの圧縮強度ごとに図 1.1.39～図 1.1.41 に示す。また，前出の式(1.1.5)，式(1.1.6)より算出された閾値についてもこれらの図に示す。

B-AC-21～40 と B-EP-21～40 における G_f の実験値を比較すると，コンクリートの圧縮強度が 21N/mm^2 および 40N/mm^2 のケースでは，バサルト繊維シートとアラミド繊維のケースでほぼ同様の値となっている。しかし，B-EP-30 のケースでは極端に大きな G_f となってい

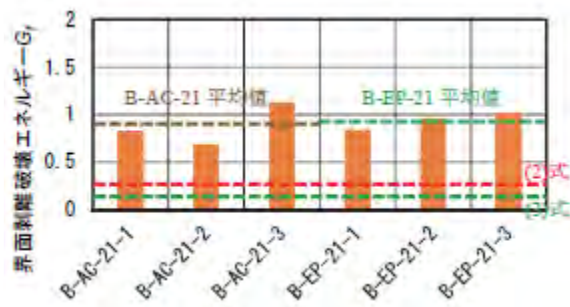


図 1.1.39 G_f の比較 (コンクリート圧縮強度 21N/mm²)

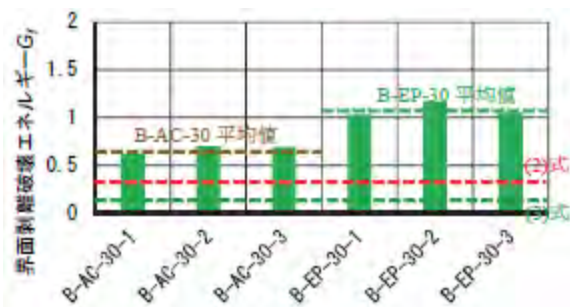


図 1.1.40 G_f の比較 (コンクリート圧縮強度 30N/mm²)

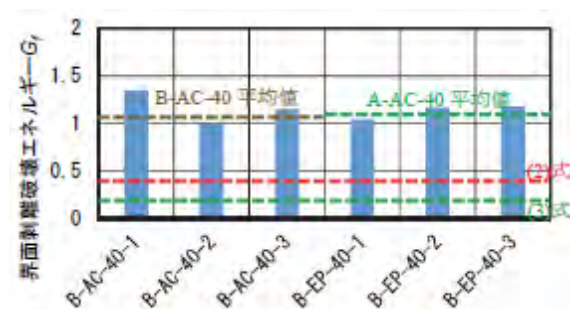


図 1.1.41 G_f の比較 (コンクリート圧縮強度 40N/mm²)

る。実験後の剥離面の観察で、これらのケースでのみ、比較的大粒の粗骨材が引き抜かれたように剥離している様子が確認された。よって、粗骨材の噛み合わせが生じ、大きな G_f となったと考えられる。一方、式(1.1.5)、式(1.1.6)より算出した閾値と、各ケースにおける最小の実験値を比較すると、いずれのケースでも 2 倍以上の G_f が得られていることがわかる。以上から、エポキシ樹脂およびアクリル樹脂を用いた場合のいずれにおいても、付着強さに関する既存の設計式より得られる閾値より大きな値となることが実験的に明確となった。

B-EP 供試体について、連続繊維シートに生じたひずみ分布を図 1.1.42 に示す。予亀裂から既に剥離が進展した個所では同程度の卓越したひずみが生じている。ここでは、付着強さに関する重要な指標の一つとして、剥離直前における連続繊維シートの最大ひずみにつ

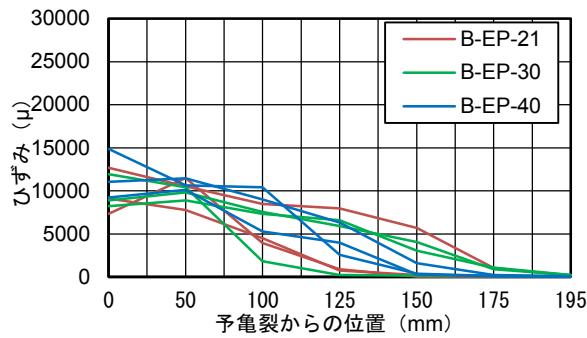


図 1.1.42 連続繊維シートに生じるひずみ分布
(B-EP-21, B-EP-30, B-EP-40)

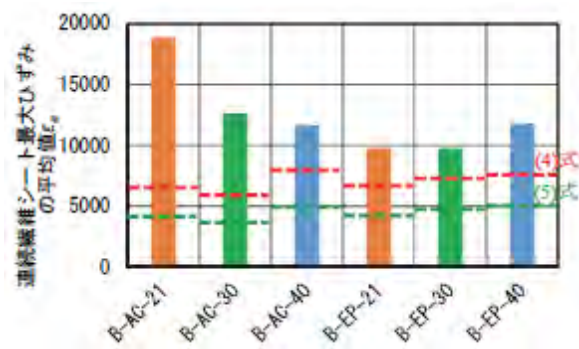


図 1.1.43 連続繊維シートの最大ひずみ
(接着材の種類を考慮)

いて検討する。最大ひずみの実験値および前出の式(1.1.7), 式(1.1.8)より算定された閾値を図 1.1.43 に示す。図に示す実験値は予亀裂から 0mm 位置における値の平均値である。式(1.1.7)による閾値は実験値の 151%~283% (B-AC), 131%~155% (B-EP), 式(1.1.8)による閾値は実験値の 229%~430% (B-AC), 199%~235% (B-EP) であり, 接着材の違いについて大きな差異は見受けられない。よって, 連続繊維シートの剥離直前における最大ひずみは, エポキシ樹脂およびアクリル樹脂を用いた場合のいずれにおいても同程度の実験値が得られ, 既存の評価式より得られる閾値より大きな値となることが実験的に明確となった。

前出の図 1.1.42 から L_e を読み取ると, 接着材の種類およびコンクリート圧縮強度に関わらず, L_e は 50~150mm 程度であった。また, 前出の式(1.1.9), 式(1.1.10)から算出される L_e の閾値は, 接着材の種類に関わらず式(1.1.9)より 79mm~93mm, 式(1.1.10)より 182mm~194mm であった。以上から, エポキシ樹脂およびアクリル樹脂を用いた場合のいずれにおいても, 式(1.1.9)の算定値は実験値の平均値に近い値を, 式(1.1.10)の算定値は実験値の最大値に近い値をそれぞれ取ることが実験的に明らかになった。

1.1.5 高速曲げ载荷を受けるバサルト繊維シート補強 RC 梁の損傷メカニズムの解明

(1) はじめに

前述のバサルト繊維シートとコンクリートの付着強さについて、前項では静的な挙動に関して検証した³²⁾が、巨大地震災害時に生じる高速の荷重下での付着挙動に関しては、コンクリートの強度と荷重速度の関係が CEB-FIP モデルコード²⁹⁾において提案されているが、FRP シートとコンクリートの付着強さに及ぼす荷重速度の影響に関する研究はほとんど実施されていない。そこで、荷重速度を考慮した両引き付着試験により BFRP シートとコンクリートの付着強さと荷重速度の関係を検証したうえで、BFRP シートを接着補強した無筋コンクリート梁の曲げ試験を高速荷重下で行い、ひび割れ発生荷重および BFRP シートの剥離が生じる際の荷重に及ぼす荷重速度の影響を、実験および曲げ理論に基づく算定により評価を行った。

(2) 実験方法

日本コンクリート工学会、連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書(Ⅱ)²³⁾および土木学会、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針²⁴⁾において、連続繊維シートとコンクリートの付着強さを評価するための両引き試験方法案が提案されている。この実験案における供試体の形状は、図 1.1.44 に示すように、幅 100mm×高さ 100mm×長さ 300mm のコンクリート塊 2 体を長手方向に並べ、その両側面に、幅 50mm のバサルト繊維シートにエポキシ樹脂を含浸させつつ、長手方向に接着した形状である。ここで、コンクリートの内部には、試験機との接続に用いる鋼棒が埋め込まれており、この鋼棒の両端を試験機と接続し、相対する方向に引っ張ることにより荷重を負荷した。

本研究の実験に使用した BFRP シートの物性値を表 1.1.19 に示す。このシートの含浸・接着材およびプライマーには、コンクリートの補強に関する施工実績のある、常温硬化型の熱硬化性エポキシ樹脂(硬化材には環状ポリアミドアミンを使用)を用いた。表 1.1.20 に示すように、その硬化時間はエポキシ樹脂について

では 15 時間程度である。実験までは、エポキシ樹脂の塗布から 1 週間後を目途に実験を行った。また、コンクリートの設計基準強度は 21N/mm^2 とした。なお、コンクリートの圧縮強度については、円柱供試体 ($\phi 100 \times 200\text{mm}$) 3 本の圧縮試験を行い、平均値は 23N/mm^2 であった。荷重速度としては、BFRP シートのスリット部近傍に生じるひずみに対応したものとし、静的試験として $57\mu\text{s}$ 、中速試験として $3221\mu\text{s}$ 、そして高速試験として $8098\mu\text{s}$ と

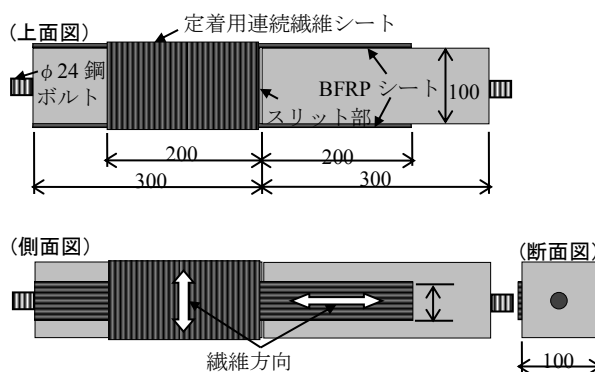


図 1.1.44 両引き付着試験供試体の外観

した。この荷重速度のレベルは、試験装置の制限により、大規模地震や物体の衝突には対応しないが、本研究では、荷重速度の影響評価を行うことに主眼を置くこととする。実験供試体の一覧を表 1.1.21 に示す。

表 1.1.19 BFRP シートの物性値一覧（両引き付着試験）

引張強度 σ_f (N/mm^2 , メーカー値)	1900
引張弾性率 E_f (kN/mm^2 , メーカー値)	90
破断伸度 $\varepsilon_f(=\sigma_f/E_f)$ (μ)	21111
目付量 (g/m^2)	580
1層あたり換算厚さ t_f (mm)	0.22
$E_f \cdot t_f$ (kN/mm) (長手方向のみ, 1層あたり)	19.8

表 1.1.20 含浸・接着材の物性値一覧

引張強度 σ_r (N/mm^2 , メーカー値)	30
可使時間 (分, 20°C)	45
硬化時間 (20°C)	15 時間
粘度 ($\text{mPa} \cdot \text{s}$)	1800 (20°C)

表 1.1.21 実験供試体一覧（両引き付着試験）

供試体名	荷重速度(スリット部近傍における BFRP シートひずみで表して μ/s)
DS-57 μ/s	57
DS-3221 μ/s	3221
DS-8098 μ/s	8098

コンクリートの表面処理は、コンクリートの表面をディスクサンダーにより骨材が現れる程度の深さまで研削し、アセトンを浸透させた布でその面を洗浄した上で、エポキシプライマーを塗布する手順で行った。ここで、エポキシプライマーには含浸・接着材と同種のものを用い、その塗布量はメーカーの推奨値である $0.5\text{kg}/\text{m}^2$ とした。その後、12 時間程度経過して、プライマーの表面が硬化した時点で、常温硬化型エポキシ樹脂で 2 層のバサ

ルト繊維シートを含浸し、プライマーの表面に密着させ、脱泡ローラーで気泡を抜く手順で接着させた。そして、温度が 24~28°C、湿度が 50~70%となる室内で、7 日間養生したうえで両引き付着試験を実施した。バサルト繊維シートと含浸・接着材の体積比である繊維含有率 (V_f) が引張特性に大きく影響していることがわかっているため、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針²⁴⁾を参考に、 V_f を 50%とすることを目安とした。

供試体両端部の鋼ボルトを 2000kN 万能試験機に接続し、前述の荷重速度で引張試験を行った。試験時の環境温度および湿度は空調管理されており、24~25°C、50~60%であった。実験に際して計測する項目（測定機器）は、荷重（試験機より出力）、FRP シート表面ひずみ（検長 5mm のひずみゲージをスリット部位置から順に 5, 50, 100, 125, 150, 175, 195mm 離れた箇所に設置）、そしてスリット部の拡張量（検長 50mm の π 型変位計）とした。

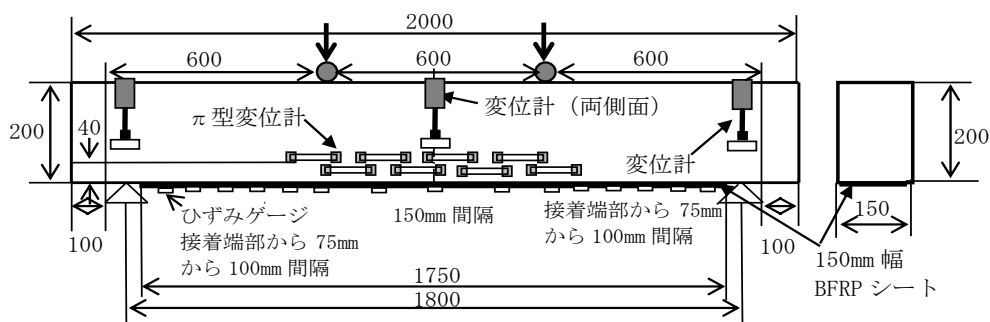


図 1. 1. 45 曲げ試験供試体の寸法図

表 1. 1. 22 BFRP シートの物性値一覧（梁の曲げ試験）

特性	値
引張強度 σ_f (N/mm^2 , メーカー値)	1900
引張弾性率 E_f (kN/mm^2 , メーカー値)	90
破断伸度 $\epsilon_f (= \sigma_f / E_f)$ (μ)	21111
目付量 (g/m^2)	670
1 層あたり換算厚さ t_f (mm)	0.256
$E_f \cdot t_f$ (kN/mm) (長手方向のみ, 1 層あたり)	23.0

BFRP シートを接着したコンクリートの曲げ試験体の寸法図を図 1. 1. 45 に示す。供試体母材は断面 150mm×200mm、全長 2000mm の直方体形状のコンクリート塊であり、コンクリートの設計圧縮強度は両引き付着試験と同様の $21\text{N}/\text{mm}^2$ とした。その底面に 150mm 幅の FRP シートを 1750mm 長さで接着した。曲げ試験における支点間隔は 1800mm であり、載荷点間隔は 600mm とし、3 等分点の 4 点曲げ試験を行った。コンクリートの表面処理は前節に述べた方法と同様に行った。その上で、幅 150mm、全長 1750mm、1 層のバサルト繊維シートをコンクリート梁下面の表面にエポキシ樹脂で接着した。用いたバサルト繊維シ

トの物性を表 1.1.22 に示す。その後、7 日間常温で放置し、エポキシ樹脂が硬化したうえで実験を行った。

表 1.1.23 実験供試体一覧 (梁の曲げ試験)

供試体名	荷重速度 (最大 BFRP シートひずみで表して μ/s)
N	50
BF-S1	50
BF-S2	50
BF-S3	50
BF-H	1949

350kN 油圧ジャッキと载荷フレームを用い、静的载荷試験 (荷重増加時に、最大 BFRP シートひずみで $50\mu/s$) および高速载荷試験 (最大 BFRP シートひずみで $1949\mu/s$) を行った。この荷重速度のレベルは大規模地震や物体の衝突には対応しないが、本研究では、荷重速度の影響評価を行うことに主眼を置くこととする。実験供試体の一覧を表 1.1.23 に示す。静的試験においては、約 10kN ごとの漸増载荷とし、その都度ひび割れの目視確認を行った。試験時の環境温度および湿度は空調管理されており、 $25\sim 27^{\circ}C$ 、 $50\sim 60\%$ であった。実験に際して計測する項目 (測定機器) は、荷重 (ロードセル)、たわみ (供試体の長手方向の中央部、供試体断面方向の両側面に設置した変位計 2 点の平均値から両支点における変形量を差し引いた値)、FRP シート表面ひずみ (検長 5mm のひずみゲージ 15 本)、そしてひび割れ幅 (検長 100mm の π 型変位計 8 本、ひび割れ個所における π 型変位計の値の平均値) とした。

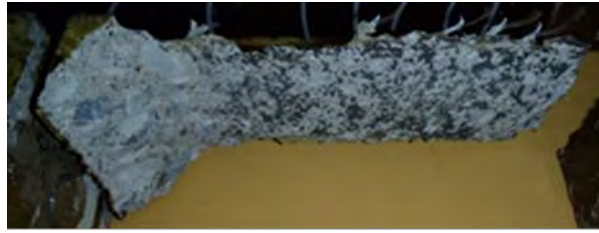
(3) 実験結果と考察

両引き付着試験において、スリット部近傍から接着端部に向かって BFRP シートの剥離が進展する様子がいずれの供試体についても確認された。ただし、ひずみ速度が大きいほどコンクリートの深い箇所において剥離が進展している様子が図 1.1.46 に示すように見られた。一方、最大荷重と BFRP シートの剥離直前における最大ひずみは、表 1.1.24 に示すように、ひずみ速度が大きいほど大きくなる傾向が見られた。その傾向を明確化するために、ひずみ速度 $\Delta\varepsilon$ と BFRP シートの最大ひずみ ε_{\max} の関係を図 1.1.47 に示す。この関係を単回帰近似すると、下記の式(1.1.11)のように表される。

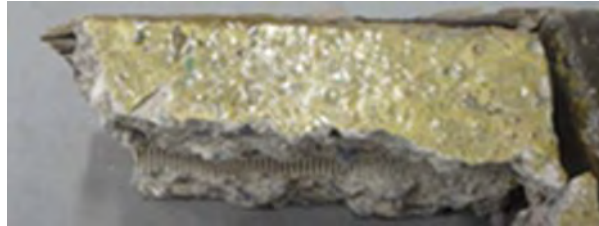
$$\varepsilon_{\max} = 750 \log \Delta\varepsilon + 9525 \quad (1.1.11)$$

この結果を次節における BFRP シート剥離直前における荷重の算定に用いる。

荷重-変位の関係を図 1.1.48 に示す。N については、载荷点直下にひび割れが発生し、2 分したため、実験を終了した。BF-S1~S3 については、ひび割れ発生直後に荷重-変位関係が大きく変化している。これは、供試体の引張縁における引張応力のコンクリート負担



(1) DS-57 μ /s



(2) DS-8098 μ /s

図 1.1.46 BFRP シート剥離後の様子

表 1.1.24 両引き付着試験結果一覧

供試体名	最大荷重 (kN)	BFRP シート最大ひずみ (μ)
DS-57 μ /s	27.5	12662
DS-3221 μ /s	26.5	15032
DS-8098 μ /s	33.9	16729

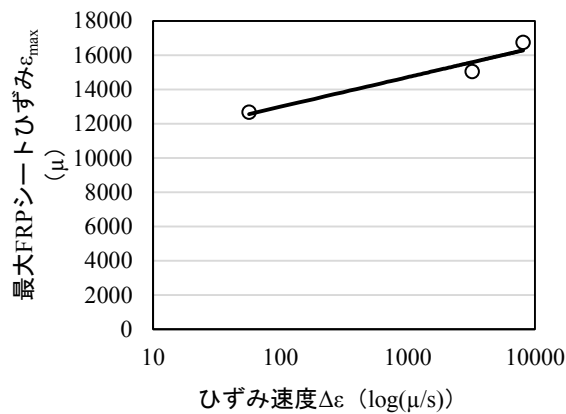


図 1.1.47 ひずみ速度と BFRP シート最大ひずみの関係

分がひび割れとともに BFRP シートに再分配されたためと考えられる。その後、複数本のひび割れが生じた後、図 1.1.49 に示すように、荷重点直下に生じた曲げひび割れから接着端部に向かって剥離が進展し、完全に剥離した後、実験を終了した。BF-H については、BF-S1 ~S3 と同様の挙動を示した。次に、ひび割れ発生荷重および最大荷重について比較すると、

BF-H のいずれの値も BF-S1～S3 の値に対して 1.2 倍程度に向上している。これは、荷重速度が大きいほどコンクリートの圧縮強度やヤング率，引張強度が高まったためであると考えられる。これについて，次項で梁の曲げ耐力を検討するうえで，CEB-FIP モデル²⁹⁾に基づき考慮する。

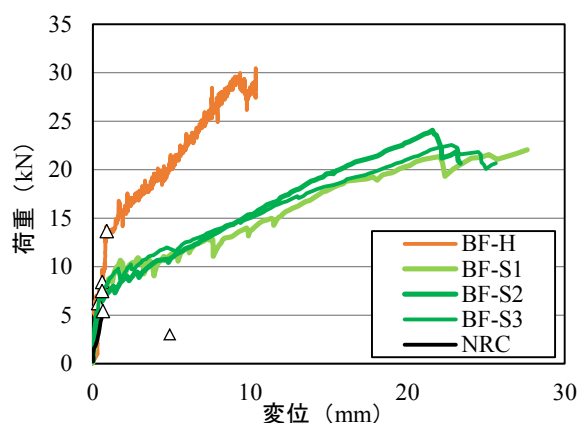


図 1.1.48 荷重－変位関係



図 1.1.49 BFRP シート剥離の様子 (BF-H)

荷重-ひび割れ幅の関係を図 1.1.50 に示す。例えばひび割れ幅が 0.2mm のときの BF-S1～S3 と BF-H の荷重を比較すると，BF-S1～S3 より BF-H の方が荷重が 1.5 倍となっている。よって，荷重速度が大きいほど，同等のひび割れ幅で比較したときの荷重が高くなっている。これは，荷重速度が大きいほど，コンクリートおよび BFRP シートのヤング率が高まるため，コンクリートの変形が抑制されるとともに，BFRP シートによる拘束力が高まるためであると考えられる。一方，ひび割れ分布を図 1.1.51 に示す。N を除くすべての供試体で平均ひび割れ間隔は 110mm 程度であった。また，赤線で示したひび割れは，BFRP シート剥離の起点となったものであり，BFRP シート剥離の起点となるひび割れは，載荷点近傍の曲げひび割れであることがわかる。以上のように，ひび割れ分布に対するひずみ速度の影響は確認されなかった。

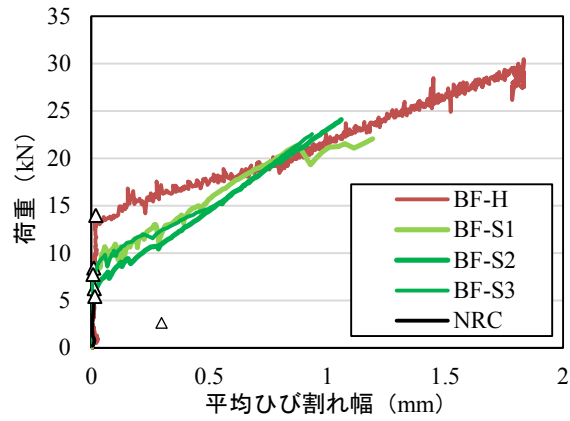


図 1. 1. 50 荷重－ひび割れ幅の関係

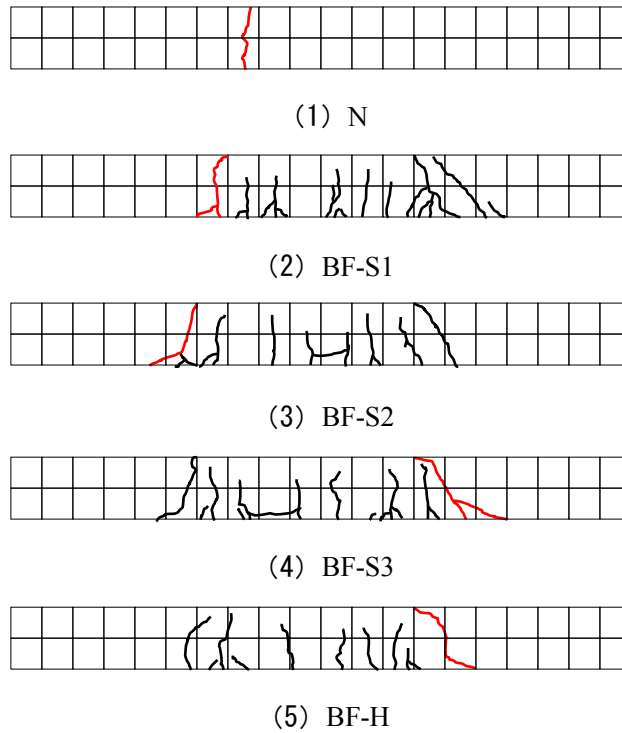


図 1. 1. 51 ひび割れ分布

BFRP シートひずみ分布を図 1. 1. 52～図 1. 1. 55 に示す。いずれの供試体においても、載荷点近傍において卓越したひずみが生じているが、支点方向に 100mm 程度離れた箇所では百 μ 以下に収束している。BF-H においては、ひび割れ発生荷重が BF-S1～S3 より高く、ひび割れ発生直後の 15kN でも、BFRP シートに生じるひずみは小さい。

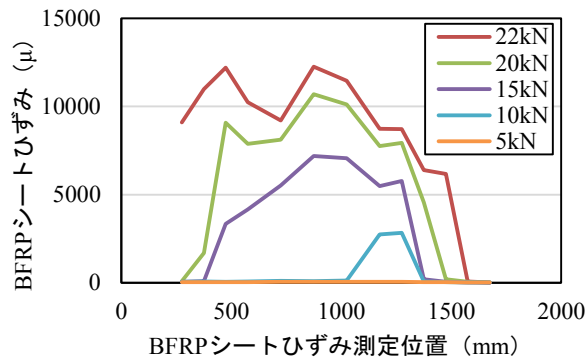


図 1.1.52 BFRP シートひずみ分布 (BF-S1)

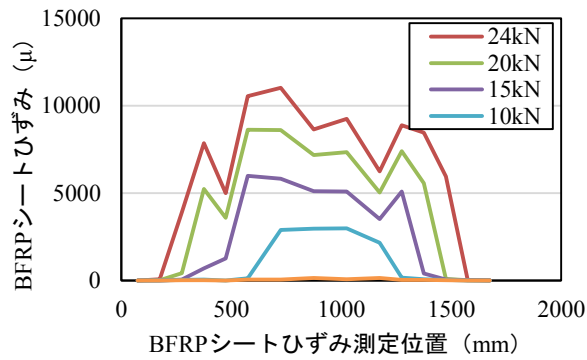


図 1.1.53 BFRP シートひずみ分布 (BF-S2)

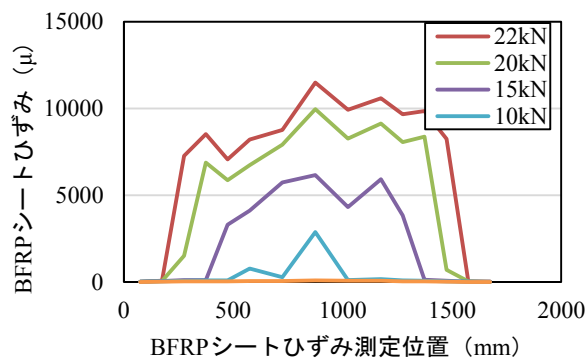


図 1.1.54 BFRP シートひずみ分布 (BF-S3)

荷重-コンクリート圧縮縁ひずみの関係を図 1.1.56 に示す。ひび割れ発生前後で傾きが小さくなる挙動は BF-H と BF-S1～S3 で類似しているが、BF-H では、BF-S1～S3 より全体的に荷重が高くなっている。最大ひずみは -1218μ であり、コンクリートの最大圧縮ひずみには至っていないことから、BFRP シートの剥離の進展が、コンクリートの圧縮破壊より先行していることがわかる。

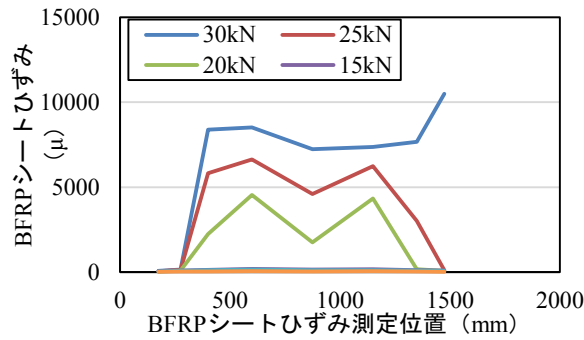


図 1.1.55 BFRP シートひずみ分布 (BF-H)

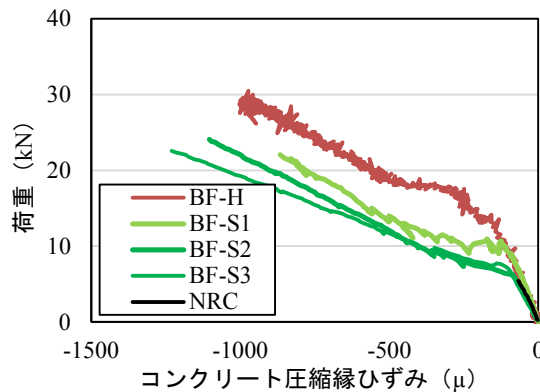


図 1.1.56 荷重－コンクリート圧縮縁ひずみの関係

(4) BFRPシート接着補強コンクリート梁の曲げ挙動に関する算定評価

既往の曲げ理論を活用した簡易算定方法により、ひび割れ発生荷重と最大荷重を算定する。算定手順としては、まず、弾性係数比を各種材料の断面積に乘じ、コンクリートに換算する。ここで、BFRPシートとコンクリートの弾性係数比は $n_f = E_f / E_c$ とした。次に、式(1.1.12)から中立軸位置 h_c を求める。

$$h_c = \frac{A_c h_c + A_f h (n_f - 1)}{A_{total}} \quad (1.1.12)$$

ここで、 A_c はコンクリートの断面積、 h_c はコンクリート圧縮縁における応力の図心位置までの距離、 A_f はBFRPシートの断面積、そして h は梁せいとする。なお、 A_{total} は以下の式(1.1.13)から求められる。

$$A_{total} = A_c + A_f n_f \quad (1.1.13)$$

そして、ひび割れ発生荷重 P_{cr} は式(1.1.14)から算出される。

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot I_g \cdot f_t}{L \cdot h_c} \quad (1.1.14)$$

ここで、 I_g は断面二次モーメント、 f_t はコンクリートの引張強度、そして L は支点と載荷点の間隔とする。BF-H の算定にあたっては、高速荷重の影響によるコンクリートのヤング率

と引張強度の増倍を考慮する。CEB-FIP コード²⁹⁾において、ひずみ速度とコンクリートのヤング率や引張強度の関係がモデル化されている。本研究では、高速荷重による増倍率を、コンクリートのヤング率については式(1.1.15)、引張強度については式(1.1.16)に基づき算出する。

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{co}} \right)^{0.026} \quad (1.1.15)$$

ここで、 $E_{c,imp}$ は高速荷重負荷時の縦弾性係数、 E_{ci} はコンクリートの静的縦弾性係数、 ε'_c はひずみ速度 (s^{-1})、そして ε'_{co} は $-30 \times 10^{-6} s^{-1}$ とする。

$$\frac{f_{ct,imp}}{f_{ctm}} = \beta_s \left(\frac{\varepsilon'_{ct}}{\varepsilon'_{cto}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1.1.16)$$

$$\log \beta_s = 7.112 \delta_s - 2.33 \quad (1.1.17)$$

$$\delta_s = \frac{1}{10 + 6 f_{cm} / f_{cmo}} \quad (1.1.18)$$

ここで、 $f_{ct,imp}$ は高速荷重負荷時の引張強度、 f_{ctm} はコンクリートの静的引張強度 ($=f_t$)、 f_{cmo} は $10 N/mm^2$ とする。

平面保持の仮定のもと、ひずみ分布は線形分布とした。まず、前出の図 1.1.47 に示した BFRP シートの剥離ひずみと荷重速度の関係から、BFRP シートの剥離直前におけるひずみ ε_f を読み取り、相似則に基づき圧縮縁ひずみ ε'_c を算出した。次に、これらのひずみ力のつり合い条件から中立軸位置 h_c を算出した。また、コンクリートの応力分布は 3 角形分布とし、 C_c の作用位置 y を求めた。以上の算出結果を式(1.1.19)に入力して、BFRP シート剥離直前における最大モーメントを算出し、荷重に換算することで BFRP シート剥離直前の荷重を算出した。

$$M_{sy} = \varepsilon_f E_f A_f (h - y) \quad (1.1.19)$$

ここで、 ε_f は BFRP シートの剥離直前のひずみ、 E_f は BFRP シートのヤング率である。

前出の表 1.1.24 および表 1.1.25 に示した値を用い、ひび割れ発生荷重および BFRP シート剥離直前の荷重の算定を行った。その結果を表 1.1.26 に示す。

表 1.1.25 算定に用いた値の一覧

係数	値	単位
f_t	1.91	N/mm^2
A_c	30,000	mm^2
A_f	38.4	mm^2
ε'_{co}	-30×10^{-6}	s^{-1}
f_{cmo}	10	N/mm^2

表 1.1.26 算定結果一覧

供試体名	ひび割れ発生荷重 (kN)		BFRP シート剥離直前の荷重 (kN)	
	実験値	算定値	実験値	算定値
N	5.4	6.2	—	—
BF-S1	6.2	6.3	21.4	23.2
BF-S2	6.3	6.3	24.1	23.2
BF-S3	7.4	6.3	22.6	23.2
BF-H	13.9	11.8	30.0	27.5

両者とも、実験値と算定値が類似していることから、本研究で実施した曲げ理論に基づく算定により、実験結果を評価することができることが明確となった。

1.1.6 バサルト繊維ロッド補強材とコンクリートの付着メカニズムの解明

(1) はじめに

バサルト繊維複合ロッド材 (BFRP ロッド) を緊張状態でコンクリート表面に接着する補強技術の開発が進められている³³⁾。この技術においては、導入緊張力が集中する接着端部における、BFRP ロッドの付着強さを向上させることが重要であり、面状のバサルト繊維複合シート材 (BFRP シート) をコンクリートに事前に接着することにより、BFRP ロッドの付着強さの向上を図っているが、既提案の評価式の適用性については検証されていない。本研究では、新たに両引き付着試験を行い、既提案の評価式の適用性を検証した。

(2) 実験方法

コンクリートライブラリー101 (土木学会編)、「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」²⁴⁾に掲載されている試験方法 (JSCE-E543-2001) に示されている、100mm×100mm×300mm 供試体を 2 つ付け合わせた形状の供試体を作製し、その両側面に BFRP ロッドを接着した。供試体の詳細な寸法を図 1.1.57 に示す。BFRP ロッドの接着前に、コンクリートとの接着面積の拡張を目的として、事前に BFRP シート (先貼シートと呼称) を接着した。また、BFRP ロッド側面の接着面積の拡張と接着層の座屈防止を目的として、ポリマーセメントモルタルにより BFRP ロッド側面を補強した。

両引き付着試験は 350kN センターホールジャッキと鋼製フレームより成る引張試験装置により、荷重速度 5kN/min で行った。試験における計測項目は、200kN センターホールロードセルによる荷重と、スリット部から 5mm の位置から 15mm 毎に設置した、検長 5mm のひずみゲージによるひずみとした。接着面の表面処理としては、ダイヤモンドサンダーによる研磨、およびエタノールを浸み込ませたウェスによる洗浄を行った。その後、プライマーを 400g/m² の割合で塗布し、12 時間経過後にポリマーセメントモルタル、さらに 6

時間経過後に BFRP ロッドの接着を行った。そして、3 日間常温で静置したうえで、両引き付着試験を行った。

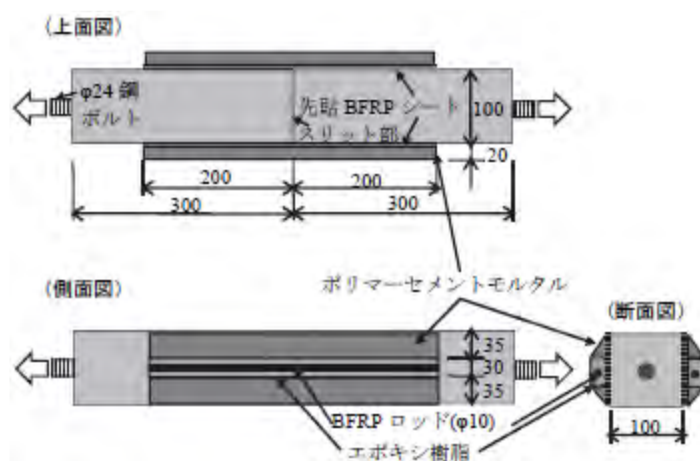


図 1.1.57 両引き付着試験供試体の詳細寸法

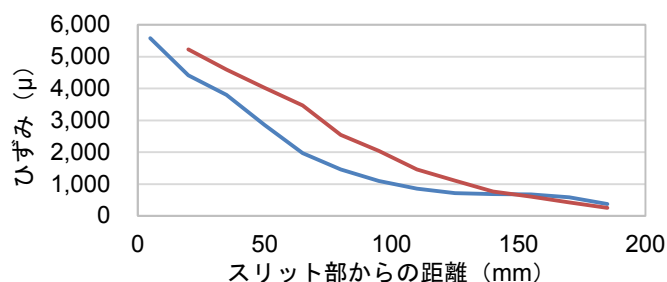


図 1.1.58 剥離直前における BFRP ロッドのひずみ分布

(3) 実験結果と考察

両引き付着試験において、荷重増加とともに、図 1.1.58 に示すようにスリット部周辺に卓越したひずみが生じ、増加した。荷重増加中には剥離音はなく、写真 1.1.3.1 に示すようにコンクリートのかぶり箇所において生じた剥離は、荷重が 66.2kN に達したときに脆性的に生じた。この最大荷重を BFRP ロッドの断面積で（エポキシ樹脂部分にバサルト繊維との引張弾性係数の比を考慮して）除することで、BFRP ロッドの最大引張応力を算出すると 543N/mm^2 となる。図 1.1.58 に示したひずみ分布からせん断応力を算出し、その分布を図 1.1.59 に示す。図 1.1.60 に示すように、剥離は付け合わせた供試体の一方でのみ生じたため、その剥離が生じた供試体の両面の BFRP ロッドに生じたひずみ分布を示した。また、図 1.1.58 に示したひずみ分布から、ひずみ差に BFRP ロッドと先貼 BFRP シートの引張弾性係数、および、エポキシ樹脂部分に引張弾性係数比を考慮して換算した断面積を乗じて、

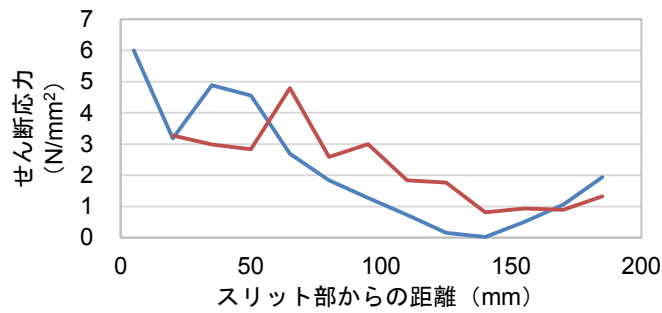


図 1.1.59 剥離直前におけるせん断応力分布



図 1.1.60 剥離後の様子

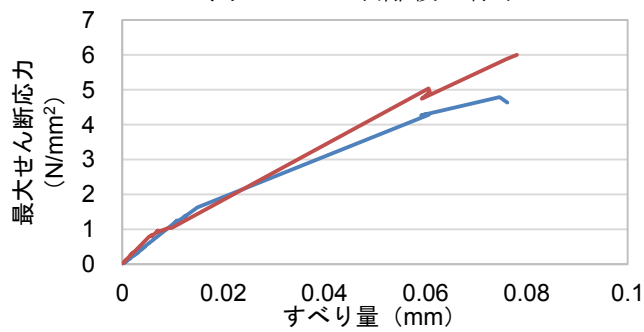


図 1.1.61 最大せん断応力とすべり量の関係

荷重レベル毎にすべり量を算出した。最大せん断応力とすべり量の関係を図 1.1.61 に示す。その傾きは接着界面のせん断剛性 (k_s) とされており、最小二乗法により線形近似した場合に、それぞれ 78N/mm, 66N/mm である。さらに、これらのラインとすべり量軸に囲まれた箇所の面積は、付着強さの指標として知られる剥離破壊エネルギー (G_p) を意味するとされている。算出すると、剥離した 2 つの面で、それぞれ 0.94N/mm, 0.83N/mm であった。

(4) 既提案の評価式の適用性の検証

これまでの研究³³⁾において、両引き付着試験により接着端部に生じるせん断応力の評価式を、式 (1.1.20) ~ 式 (1.1.22) に示すように提案した。

$$\sigma_p < \frac{\tanh(\beta_1 x)}{k_1} \sqrt{\frac{2G_f E_f b_f}{A_{ff} + n_{fa}(A_{fa} + A_a)}} \quad (1.1.20)$$

$$n_{fa} = \frac{E_a}{E_f} \quad (1.1.21)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{k_s}{E_f t_f}} \quad (1.1.22)$$

ここで、 σ_p : 導入可能緊張応力 (N/mm²)、 k_l : 安全係数 (ここでは 1.0)、 E_f : BFRP の弾性係数 (90,000 N/mm²)、 b_f : BFRP の幅 (100 mm)、 A_{ff} : BFRP ロッドに含まれるバサルト繊維の断面積 (51 mm²)、 A_{fa} : BFRP ロッドに含まれる樹脂の断面積 (27.5 mm²)、 A_a : BFRP ロッド周囲にある樹脂の断面積 (574.5 mm²)、 E_a : 樹脂の引張弾性係数 (1500 N/mm²)、 t_f : $A_{ff} + n_{fa}(A_{fa} + A_a)$ を b_f で除して求めた BFRP の換算厚さ (0.61 mm) である。

実験結果から、 k_s に 66N/mm、 G_f に 0.83N/mm をそれぞれ入力して σ_p の最小値を算出すると、495N/mm² となる。この値と両引き付着試験において剥離が生じるときの BFRP ロッドの引張応力 (=543N/mm²、引張強度 (メーカー値の 28.6%)) は同義であるが、両者は同程度であった。よって、先貼 BFRP シートを設置したコンクリートに対する、BFRP ロッドの付着強さは、既提案の評価式を用いて評価できることが示唆された。

1.1 の参考文献

- 1) 森 翔吾, 葛 漢彬, 萩野勝哉, 康 瀾: 無補剛断面鋼製橋脚の延性き裂に対する簡易照査法の再検討—構造パラメータがひずみ集中補正係数に及ぼす影響—, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.I_517-I_527, 2013 年 4 月。
- 2) Kang, L. and Ge, H.B.: Predicting Ductile Crack Initiation of Steel Bridge Structures Due to Extremely Low Cycle Fatigue Using Local and Nonlocal Models, Journal of Earthquake Engineering, Vol.17, No.3, pp.323-349, 2013.
- 3) Ge, H.B. and Kang, L.: Ductile Crack Initiation and Propagation in Steel Bridge Piers Subjected to Random Cyclic Loading, Engineering Structures, Vol.59, pp.809-820, 2014.
- 4) Kang, L. and Ge, H.B.: Predicting Ductile Crack Initiation in Steel Bridge Piers with Unstiffened Box Section under Specific Cyclic Loadings using Detailed and Simplified Evaluation Methods, International Journal of Advances in Structural Engineering, Vol.18, No.9, pp.1427-1442, 2015.
- 5) Ge, H.B. and Kang, L.: Extremely Low Cycle Fatigue Tests of Thick-walled Steel Bridge Piers, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.18, No.9, pp.858-870, 2013.
- 6) Ge, H.B., Kang, L. and Hayami, K.: Recent Research Developments in Ductile Fracture of Steel Bridge Structures, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol.7, No.3, pp.1350021-1-1350021-27, 2013.
- 7) 速水 景, 葛 漢彬, 羽田 新輝, 森 翔吾, 鈴木 俊光: 小さなフィレットを有する鋼製橋脚隅角部の未溶着高さが延性破壊に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.I_429-I_439, 2013 年 4 月。

- 8) 羽田 新輝, 葛 漢彬, 速水 景, 鈴木 俊光: 溶接脚長および溶け込み深さが鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp. I_989-I_1001, 2013 年 4 月。
- 9) 羽田 新輝, 葛 漢彬: 異なる未溶着高さを有する鋼製橋脚隅角部の耐震性能に及ぼす十字継手部の溶接ビード脚長とフィレット半径の影響に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp. I_140-I_149, 2014 年 7 月。
- 10) 加藤弘務, 葛 漢彬, 羽田新輝: ルートギャップを有さない継手溶接部の未溶着比率が鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp. I_349-I_362, 2015 年 9 月。
- 11) Jia, L.J., Ge, H.B. and Suzuki, T.: Effect of Post Weld Treatment on Cracking Behaviors of Beam-Column Connections in Steel Bridge Piers, *Steel & Composite Structures*, Vol.17, No.5, pp.687-704, 2014.
- 12) Jia, L.J., Ge, H.B., Suzuki, T. and Luo, X.Q.: Experimental Study on Cracking of Thick-walled Welded Beam-column Connections with Incomplete Penetration in Steel Bridge Piers, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.20, No.9, pp.04014072-1-04014072-9, 2014.
- 13) Jia, L.J., Ikai, T., Ge, H.B., and Hada, S.: Seismic performance of compact beam-column connections with welding defects in steel bridge piers, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, pp.04016137-1-16 (Published online: November 29, 2016).
- 14) 加藤友哉, 康 瀾, 葛 漢彬: 溶接継手の破壊メカニズムの解明に関する基礎的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp. I_363-I_375, 2015 年 9 月。
- 15) Kang, L., Ge, H.B. and Kato, T.: Experimental and Ductile Fracture Model Study of Single-Groove Welded Joints under Monotonic Loading, *Engineering Structures*, Vol.85, No.2, pp.36-51, 2015.
- 16) Kang, L., Ge, H.B., and Fang, X.: An Improved Ductile Fracture Model for Structural Steels Considering Effect of High Stress Triaxiality, *Construction and Building Materials*, Vol.115, pp.634–650, 2016.
- 17) 加藤友哉, 猪飼豊樹, 山口雄涼, 賈良玖, 葛 漢彬: T 型溶接継手の延性き裂発生メカニズムの解明に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_634-I_645, 2016 年。
- 18) Jia, L.J., Ikai, T., Kang, L., Ge, H.B., and Kato, T.: Ductile Cracking Simulation Procedure for Welded Joints under Monotonic Tension, *Structural Engineering and Mechanics*, An International Journal, Vol.60, No.1, pp.51-69, 2016.
- 19) 篠原一輝, 賈良玖, 加藤弘務, 葛 漢彬: せん断応力と引張応力が作用する鋼材の延性破壊メカニズムの解明に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp. I_337-I_348, 2015 年 9 月。

- 20) Jia, L.J., Ge, H.B., Shinohara, K., and Kato, H.: Experimental and Numerical Study on Ductile Fracture of Structural Steels under Combined Shear and Tension, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 21, No.5, pp.04016008-1- 04016008-18, 2016.
- 21) Jia, L.J., Ikai, T., Shinohara, K., and Ge, H.B.: Ductile Crack Initiation and Propagation of Structural Steels under Cyclic Combined Shear and Normal Stress Loading, *Construction and Building Materials*, Vol.112, No.1 pp.69-83, 2016.
- 22) 篠原一輝, 賈良玖, 葛 漢彬: せん断応力と引張応力が繰り返して作用する鋼材の延性破壊メカニズムの解明に関する研究 (投稿予定)。
- 23) (社)日本コンクリート工学協会, 連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書 (II), 1998.5.
- 24) (社)土木学会, 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.7.
- 25) X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye, J.J. Jiang: Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete, *Engineering Structures*, Vol.27, No.6, pp.938-950, Apr.2005.
- 26) National Research Council (NRC), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, CNR-DT200, Rome, Jul.2004.
- 27) Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J., and Chen, J.F., Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs, *Constr. Build. Mater.*, Vol.17, iss.6, pp.447-462, Sep./Oct.2003.
- 28) The International Federation for Structural Concrete (fib), Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Bulletin 14, Oct. 2001.
- 29) CEB-FIP MODEL CODE 1990, Design code, 1990.
- 30) Wu, Z.S., and Niu, H.D., Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites, *JSCE J. Materials, Concrete Structures, and Pavements*, Vol.63, No.4, pp.620-639, Dec.2007.
- 31) 吉澤弘之, 呉 智深, 袁 鴻, 金久保利之, 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, *土木学会論文集*, Vol.662, V-49, pp.105-119, 2000.1.
- 32) 岩下健太郎, 佐藤大地, 馬場 進, 松本信行: バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性, *コンクリート工学年次論文集*, 日本コンクリート工学会, Vol.36, No.1, pp.1912-1917, 2014.7.
- 33) 岩下健太郎, 森祐樹, 八木洋介, 吉田光秀, 緊張状態で接着された BFRP ロッドの接着端部に集中するせん断応力の評価, *プレストレストコンクリート工学会, 第 23 回シンポジウム論文集*, pp.583-588, 2014.10.

1.2 修復性に基づく損傷制御構造物の動的応答と制御設計法の確立

1.2.1 高性能制震ダンパーの開発

(1) BRRP制震ダンパー

制震橋における制震ダンパーは、(a)既存の部材・部品を置換する、(b)上部構造と下部構造をつなぐ、(c)隣接桁をつなぐ、等の方法により既設橋梁に付与される。本研究は、「(b)上部構造と下部構造をつなぐ制震ダンパー」の開発を目指したものである。この目的のために、従来はせん断パネルダンパー(SPD)が多用されてきた。本研究では図 1.2.1 に示すように、波形鋼板(芯材)を拘束材で面外座屈防止し、移動端の繰り返し水平荷重によって芯材が軸降伏する制震ダンパー(**Buckling restrained rippled plate damper, BRRP** と略称する)を開発する。BRRP は、座屈拘束ブレース(BRB)の線状芯材を面状芯材に置き換えたものと見なすことができるが、後述のように、力学的な挙動は必ずしも同じではない。このダンパーの想定 Pushover (圧縮) 挙動は、図 1.2.2 に示すように、レベル 1 (L1) 地震動に対して弾性、レベル 2 (L2)地震動に対しては芯材が弾塑性変形、それを越える地震動 (L3) による圧縮力に対しては拘束材が弾塑性変形してエネルギー吸収をする。このような機能を持つ BRRP を桁両端に図 1.2.3 のように設置することにより、L2 地震動を超える橋軸方向地震動に対する余剰耐震性を担保したダンパーシステムが構築できる。なお、このダンパーは、図 1.2.3 に例示するように、桁橋端部の 2 方向に取り付け、橋軸および橋軸直角方向の桁端の動きに対して制震ダンパーとして機能する。

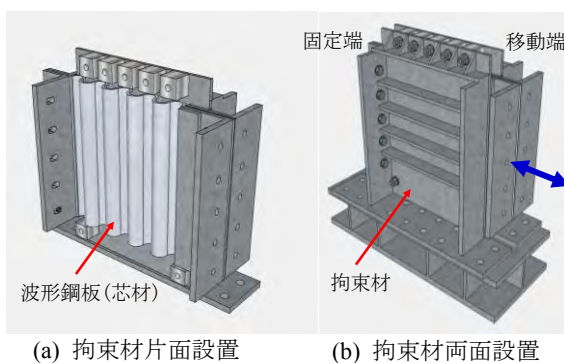


図 1.2.1 BRRP ダンパー

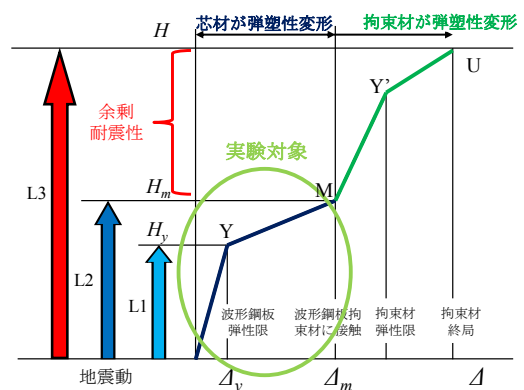


図 1.2.2 BRRP 制震ダンパーの想定 Pushover 挙動

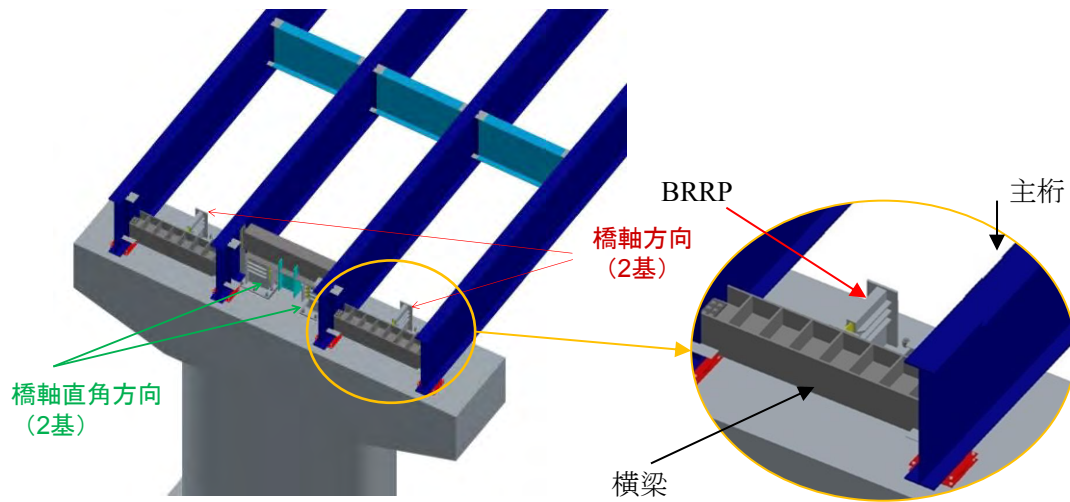


図 1.2.3 BRRP 制震ダンパーの設置

表 1.2.1 実験供試体諸元

No.	供試体名	r/t	t (mm)	隙間量 (mm)	L_0 (mm)	Δ_m (mm)	Δ_{y0} (mm)	$2A$ (mm)	$d/2A$	载荷条件	
1	BRRP-2.5-151-CY	2.5	25	$d=192$ $d_0=8$	710	40	7.0	151	1.27	変動変位 振幅	
2	BRRP-2.5-151-LC						—				JR 鷹取 3回
3	BRRP-2.5-151-HY						—				

Note: r =波形の内径曲率半径, t =芯材の板厚, d =拘束材間の隙間, d_0 =波形板外表面と拘束材内面の隙間, L_0 =変形部長, Δ_m =設計限界変位, Δ_{y0} =载荷時に用いる降伏水平変位, $2A$ =波形板中心線の波高

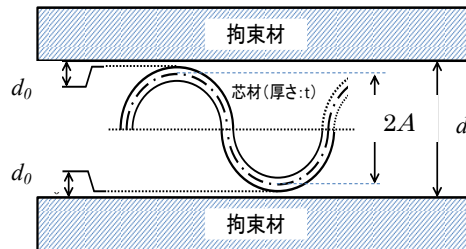


図 1.2.4 供試体詳細図

表 1.2.2 実験供試体 No.1 および No.2 が保有する性能

No.	供試体名	Δ_u/L_0	H_u (kN)		ϵ_u (%)		CID_{lim}		ΣE_{lim} (kN・m)	
			引張	圧縮	引張	圧縮	実験	解析	実験	解析
1	BRRP-2.5-151-CY	0.0563	460	-430	4.39	-3.84	1.80	1.96	453	498
2	BRRP-2.5-151-LC	0.0563	487	-437	5.58	-4.66	5.40	5.76	1,306	1,466

Note: Δ_u =最大水平変位(40mm), L_0 =変形部長(710mm), Δ_u/L_0 =最大平均ひずみ, H_u =最大水平荷重, ϵ_u =最大局部ひずみ, CID_{lim} =累積塑性変形の限界値, ΣE_{lim} =累積エネルギー吸収量の限界値

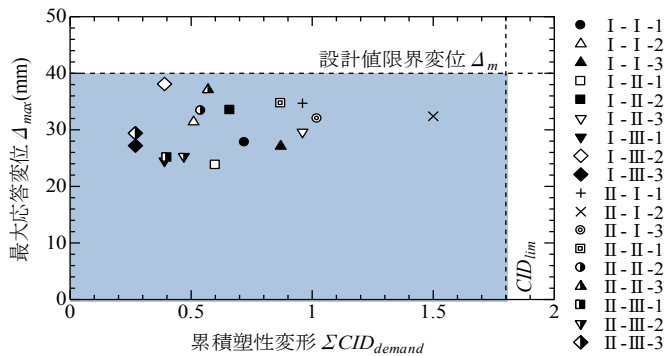


図 1.2.5 道路橋示方書 L2 地震動 18 波²⁾の応答値

表 1.2.3 実制震橋の応答値 ($M=250 \times 10^3$ kg)

各桁端の BRRP 本数	T (s)	応答値 (地震波: II-II-1)		
		Δ_{max} (mm)	ΣCID_{demand}	$\Sigma \Sigma E_{demand}$ (kN·m)
1	0.355	206	—	—
2	0.251	34.7	0.870	187.0

Note: M =桁の質量, T =固有周期, Δ_{max} =桁の最大応答変位, ΣCID_{demand} =3回の地震動による CID_{demand} の総和, $\Sigma \Sigma E_{demand}$ =3回の地震動による ΣE_{demand} の総和

BRRP が持つメリットは、移動端 (図 1.2.1) の水平変位 Δ から計算した平均ひずみ (Δ/L_0 , ここで L_0 は変形部長) に比べ、局部的なひずみ (後述の波頂部凹面の軸方向ひずみ) が小さくなるという BRB, SPD には見られない逆転現象が生ずる。このことは、低サイクル疲労防止の観点から大きな利点である。

ここでは¹⁾、例として実寸大 BRRP の実制震橋への適用を示す。支間長 27m 程度の実単純鋼桁橋 ($M=250 \times 10^3$ kg とする) を対象に、応答値を変形限界 ($\Delta_m=40$ mm), 低サイクル疲労限界 ($CID_{lim}=1.80$, 表 1.2.2) 内に収めるために必要な BRRP 基数を検討する。BRRP, 地震動はハイブリッド地震応答実験に用いたものと同じで、BRRP は No.3 供試体, 地震動は II-II-1 (JR 鷹取駅 NS 成分) を 3 回連続入力した。結果を表 1.2.3 に示す。表 1.2.3 より、桁端に 2 基ずつ BRRP を設置すれば、応答変位, 累積塑性変形はとも限界内に収まり、変形性能, 低サイクル疲労性能照査を満足することが分かる。ちなみに BRRP を 2 基設置した制震橋の固有周期は $T=0.251$ 秒である。

次に地震動 II-II-1 (JR 鷹取駅 NS 成分) に対して安全性が確認された、BRRP を 2 基両端に設置した実単純鋼桁橋 ($M=250 \times 10^3$ kg) に道路橋示方書²⁾に規定されている L2 地震動 18 波を入力したときの最大応答変位 Δ_{max} と累積塑性変形 CID_{demand} の関係を図 1.2.5 に示す。但し、図では、それぞれの地震動を 3 回連続して入力したことを想定して、横軸は $\Sigma CID_{demand} \approx 3 \times CID_{demand}$ としてある。図 1.2.5 より、すべての地震動に対して変形性能, 低サイクル疲労性能照査を満足することが分かる。

次に³⁾、波形鋼板制震ダンパーの最適形状と復元力モデルについて述べる。波形鋼板制震ダンパーの芯材は、半波の同一形状の波形を周期的に長さ方向に加工したものである。その最適な形状を決定するために、半波あるいは1波の部分波形構造を取り上げて基本的な性状を検討する。

芯材の最適な形状とは、次の2つの条件を満たす波形形状であり、本検討ではこれらの条件を満たす芯材の形状決定方法について述べる。

a) 設計限界変位 Δ_m での局部ひずみ ε_{local} が、平均ひずみ ε_{ave} ($=\Delta/L_0$) を下回る、即ち

$$\left. \frac{\varepsilon_{local}}{\varepsilon_{ave}} \right)_m \leq 1 \quad (1.2.1)$$

ここで、下添え字 m は設計限界変位 Δ_m での値であることを示している。式(1.2.1)は高い低サイクル疲労性能を有する芯材の形状決定のために設ける条件である。本検討では、既存の研究⁴⁾⁷⁾を参考に $\Delta_m=0.05L_0$ 、即ち $(\varepsilon_{ave})_m=0.05$ としている。以降 $(\varepsilon_{ave})_m$ を「設計限界ひずみ」と呼び、 $\varepsilon_{local}/(\varepsilon_{ave})_m$ を「設計限界ひずみ比」と称する。設計限界ひずみは、制震ダンパーが保有する変形性能である。

b) 設計限界変位 Δ_m に対応する限界水平荷重 H_m が所要耐力（目標耐力） H_{req} を上回る、即ち

$$H_m \geq H_{req} \quad (1.2.2)$$

それぞれの項目に対する検討内容は、次節以降に述べる。検討の基本プロセスは次のようである。①1 スパンアーチモデルの弾性微小変位解から支配的なパラメータを抽出する。②それらを基に弾塑性域での支配パラメータを定める。③シェル要素による2 スパンアーチモデルの複合非線形解析により、最適形状条件 a) を満足する波形形状の算定式を決定する。④最適形状条件 b) の照査のための H_m の経験式を導く。⑤シェル要素による波形芯材の全体モデルの複合非線形解析により、③、④で求められた経験式の妥当性を検証する。

a) について、最もひずみの集中する箇所は、波形頂部の凹面であるので、局部ひずみ ε_{local} としてアーチ頂部凹面の軸方向ひずみを取り上げる。1 スパンアーチモデルの局部ひずみ ε_{local} と平均ひずみ ε_{ave} ($=\Delta/L_0$) の比（「ひずみ比」と称する）は、軸力と曲げを考慮したアーチの弾性微小変位解析によって次のように求められる。

$$\left. \frac{\varepsilon_{local}}{\varepsilon_{ave}} \right)_{elastic} = f(R/t, \theta_0) \left[1 + 6 \left(\frac{R}{t} \right) (1 - \cos \theta_0) \right] \quad (1.2.3a)$$

$$f(R/t, \theta_0) = \frac{\frac{1}{11} \left(\frac{t}{R} \right)^2 \sin \theta_0}{-\frac{3}{4} \sin 2\theta_0 + \theta_0 \left(1 + \frac{1}{2} \cos 2\theta_0 \right) + \left(\frac{1}{44} \right) \left(\frac{t}{R} \right)^2 (\sin 2\theta_0 + 2\theta_0)} \quad (1.2.3b)$$

ただし、断面2次モーメント I は、幅広の断面であることを考慮して、板の曲げ剛度の式から $I=bt^3/12(1-\nu^2) \approx bt^3/11$ とした。ここで、 $\nu=0.3$ はポアソン比である。式(1.2.3)から、弾性域でのひずみ比は R/t と θ_0 の2つのパラメータの関数で表されることが分かる。

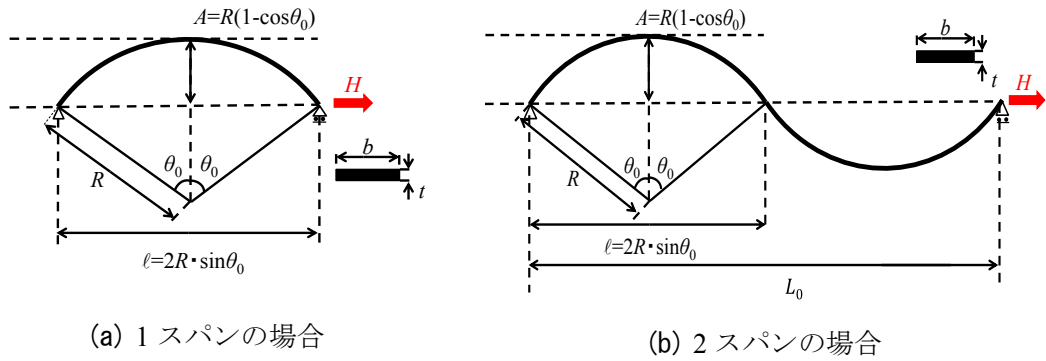


図 1.2.6 アーチモデル

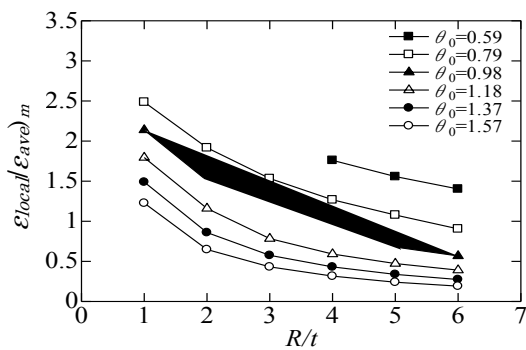


図 1.2.7 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m - R/t$ 関係

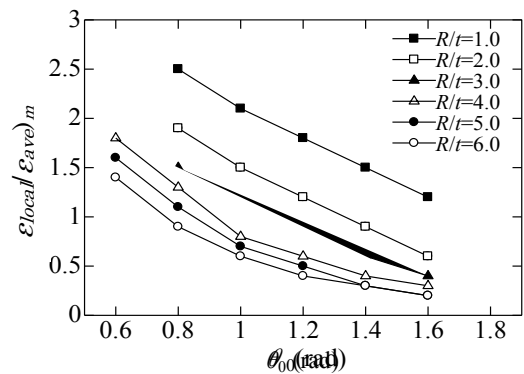


図 1.2.8 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m - \theta_0$ 関係

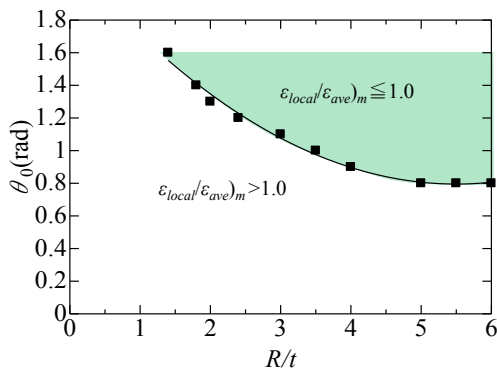


図 1.2.9 局部ひずみが平均ひずみより小さくなる領域 ($1.37 \leq R/t \leq 6.0$)

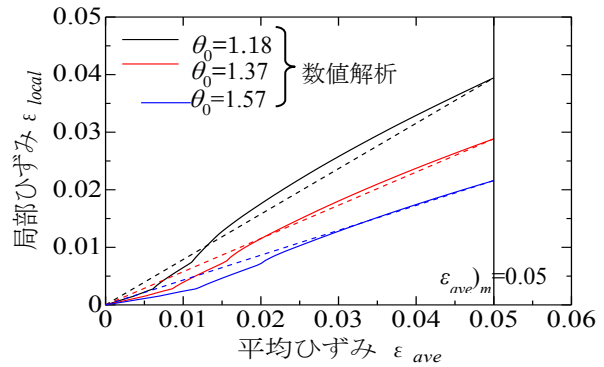


図 1.2.10 $\varepsilon_{local} - \varepsilon_{ave}$ 関係 ($R/t=3.0$)

弾塑性域におけるひずみ比の支配的パラメータも R/t および θ_0 であるとする。これら 2 つのパラメータを変数として、シェル要素を用いた複合非線形解析により、2 スパンアーチモデル (図 1.2.6 (b)) の弾塑性域でのひずみ比の推移を Δ_m まで算定する。供試体名の 1 番目の数値は R/t の値、2 番目の数値は θ_0 の値を示す。数値計算に用いた芯材のデータは、 $b=100\text{mm}$, $t=16\text{mm}$ である。

図 1.2.7 および図 1.2.8 は、設計限界ひずみ比の数値解析結果を、パラメータ R/t および θ_0 に対してプロットしたものである。図 1.2.7 および図 1.2.8 より、ひずみ比は R/t あるい

は θ_0 が大きい程小さくなる事が分かる。図 1.2.7 あるいは図 1.2.8 から、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m=1.0$ となる R/t と θ_0 を抽出し、 R/t を θ_0 に対してプロットしたものが図 1.2.9 の■印の点である。このプロットされた点を最小 2 乗法によって回帰式を求めると、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m \leq 1$ となる領域が次のように表される。

$$\theta_0 \geq \frac{1.84}{\sqrt{\frac{R}{t}}} \quad (1.37 \leq R/t \leq 6.0) \quad (1.2.4)$$

式(1.2.4)の適用範囲の下限値 $R/t=1.37$ は、その時に式(1.2.4)を満たすアーチの開角 θ_0 の上限値が $\pi/2$ になるように定めた。式(1.2.4)の領域 (図 1.2.9 の色つきの領域) では、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m \leq 1$ となり、最適な波形形状条件 a) を満たす R/t と θ_0 の値が決定される。

式(1.2.4)は設計限界ひずみ 0.05 で算定された式であるが、設計限界ひずみが 0.05 より小さいときもそのまま使用できることを以下に示す。図 1.2.10 の実線は、 $R/t=3.0$, $\theta_0=1.18, 1.37, 1.57(=\pi/2)$ の供試体について、平均ひずみに対する局部ひずみの推移をプロットしたものである。図の点線は設計限界ひずみ 0.05 での局部ひずみ点と原点を結んだ直線で、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave}=(\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m$ である。従って、実線と点線の差は、算定した実ひずみ比に対する、設計限界ひずみ 0.05 で定めたひずみ比 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m$ の誤差を表す。図 1.2.10 より誤差は小さく、しかも差が比較的大きい領域は局部ひずみ自体が小さい領域であるので、式(1.2.4)は設計限界ひずみが 0.05 より小さい場合に使用しても問題ない。

(b) について、軸力と曲げを考慮した 1 スパンアーチモデル (スパン長 l) の弾性微小変位解析による降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 A_y 、弾性剛性 K_1 を求め、アーチが n スパン連なった波形鋼板芯材 (全スパン長 $L_0=n \cdot l$) に適用できるように、降伏水平変位 A_y のスパン長 l を全スパン長 $L_0=n \cdot l$ に置換する。得られた結果は次式で与えられる。

$$\frac{H_y}{bt\sigma_y} = \frac{1}{1+6\left(\frac{R}{t}\right)(1-\cos\theta_0)} \quad (1.2.5)$$

$$\frac{A_y}{L_0} = \frac{1}{f(R/t, \theta_0)} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{E}\right) \left(\frac{H_y}{bt\sigma_y}\right) \quad (1.2.6)$$

$$K_1 = \frac{H_y}{A_y} \quad (1.2.7)$$

式(1.2.6)の $f(R/t, \theta_0)$ は式(1.2.3b)に与えられている。

軸力による変形を無視すると次のように表される。

$$\frac{H_y}{bt\sigma_y} = \frac{1}{6\left(\frac{R}{t}\right)(1-\cos\theta_0)} \quad (1.2.8)$$

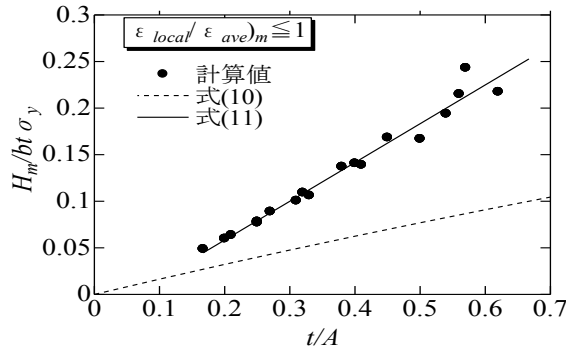


図 1.2.11 最適形状決定条件(1)を満たす
供試体の $H_m/bt\sigma_y - t/A$ 関係

$$\frac{A_y}{L_0} = \frac{1}{g(R/t, \theta_0)} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{E} \right) \left(\frac{H_y}{bt\sigma_y} \right) \quad (1.2.9a)$$

$$g(R/t, \theta_0) = \frac{\frac{1}{11} \left(\frac{t}{R} \right)^2 \sin \theta_0}{-\frac{3}{4} \sin 2\theta_0 + \theta_0 \left(1 + \frac{1}{2} \cos 2\theta_0 \right)} \quad (1.2.9b)$$

式(1.2.9)の $g(R/t, \theta_0)$ は、式(1.2.3b)の分母の t/R を零とおいた式である。

限界水平荷重 H_m を支配する主要パラメータを見いだすため、式(1.2.5)の降伏荷重に着目する。式(1.2.5)より、

$$\frac{H_y}{bt\sigma_y} = \frac{1}{1 + 6(A/t)} \quad (1.2.10)$$

ここで、 $A=R(1-\cos\theta_0)$ は波高である。式(1.2.10)より、弾性域における無次元化した降伏水平荷重 $H_y/bt\sigma_y$ は A/t のみの関数で表されることが分かる。そこで、弾塑性域における $H_m/bt\sigma_y$ を支配する主要パラメータも A/t であると考えて、a)と同様に、2スパンアーチモデルを用いた複合非線形解析を実施する。設計限界ひずみ 0.05 に対応する水平荷重 H_m を種々の A/t を与えて算定した結果から $\varepsilon_{local} / \varepsilon_{ave})_m \leq 1$ を満たす波形形状に対する数値解析結果を選び、 $H_m/bt\sigma_y$ と t/A 関係をプロットしたものが図 1.2.11 である。 $H_m/bt\sigma_y$ は t/A にほぼ比例することが分かる。この図から、 $H_m/bt\sigma_y$ と A/t の関係を最小 2 乗法によって回帰式を求めると次のように表される。

$$\frac{H_m}{bt\sigma_y} = 0.414 \left(\frac{t}{A} \right) - 0.0244 \quad (1.5 \leq A/t \leq 6.0) \quad (1.2.11)$$

式(1.2.11)より算定した限界水平荷重 H_m を式(1.2.2)に代入し、照査を行うことで、最適波形形状の条件 b)、即ち、 $H_m \geq H_{req}$ の照査が出来る。

式(1.2.11)は設計限界ひずみが 0.05 の時の水平荷重であるが、設計限界ひずみが 0.05 より小さいときの H_m は、後述の弾塑性域での $H-A$ 関係の簡易モデルから算定可能である

既往の論文^{4),6)}においても、弾塑性地震応答解析に用いられる復元力モデルが提案されて

いる。これらの論文では、繰り返し載荷実験より得られた $H-\Delta$ 履歴曲線の包絡線をバイリニア近似した骨格曲線に移動硬化則を適用したものである。本検討では、実験を行わずに簡易的な復元力モデルを、波形芯材最適形状に関する検討の結果を用いて構築する。

$H-\Delta$ 曲線をバイリニア近似する場合、弾性限界（初期降伏）近傍では、非線形性がまだ顕著に現れない。そこで、アーチ頂部が全塑性状態になった点（荷重 H_p 、変位 Δ_p ）を折れ曲がり点に設定する(図 1.2.12)。軸力と曲げを考慮した 1 スパンアーチモデルの全塑性荷重 H_p および対応する変位 Δ_p は微小変位の塑性解析（アーチ頂部の軸力と曲げが、完全弾塑性体を仮定して求めた全塑性相関式に達する条件）により次のように表される。

$$\frac{H_p}{bt\sigma_y} = -2\frac{A}{t} + \sqrt{4\left(\frac{A}{t}\right)^2 + 1} \quad (1.2.12)$$

$$\frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{H_p}{H_y} = \left(1 + 6\frac{A}{t}\right) \left[-2\frac{A}{t} + \sqrt{4\left(\frac{A}{t}\right)^2 + 1}\right] \quad (1.2.13)$$

ここで、 H_y 、 Δ_y はそれぞれ制震ダンパーの降伏水平荷重、降伏水平変位で、 H_y は式(1.2.5)、 Δ_y は式(1.2.6)から得られる。軸力による変形の影響を無視したときの解は式(1.2.12)、式(1.2.13)で $t/A \ll 1.0$ と置けば得られ、 $H_p/H_y = \Delta_p/\Delta_y = 1.5$ となる。

$\varepsilon_{ave)m} = 0.05$ に対応する設計限界変位 Δ_m での水平荷重 H_m は式(1.2.11)に示されているため、復元力特性は、図 1.2.12 に示すように、アーチ頂部が全塑性状態になった点 (H_p, Δ_p) と設計限界変位点 (H_m, Δ_m) を用いてバイリニア近似し、移動硬化則を用いるとすれば、きわめて容易に構築できる。

弾塑性域での任意の点の荷重を求めるために、弾性域での剛性 K_1 と弾塑性域での剛性 K_2 の比 ζ を用いる。 ζ は次のように表される。

$$\zeta = \frac{K_2}{K_1} = \frac{\frac{H_m}{\Delta_m} - 1}{\frac{H_p}{\Delta_p} - 1} \quad (1.2.14)$$

ここで、 $\Delta_m/\Delta_p = 0.05/\varepsilon_{ave)p}$ であり、 H_m/H_p は、式(1.2.11)、式(1.2.12)より求められるため、式(1.2.14)は容易に求められる。弾塑性域での任意の点の荷重 H は、対応する変位 Δ と ζ を用いて次のように表される。

$$\frac{H}{H_p} = 1 + \zeta \left(\frac{\Delta}{\Delta_p} - 1 \right) \quad (1.2.15)$$

式(1.2.15)を用いることで、設計限界変位 Δ_m を $0.05L_0$ より小さい値に設定したときの H_m を算定できる。例えば、 $\Delta_m = 0.04L_0$ 即ち $\varepsilon_{ave)m} = 0.04$ に設定したときの $(H_m)_{0.04}$ は次式より求まる。

$$\frac{(H_m)_{0.04}}{H_p} = 1 + \zeta \left[\frac{0.04}{\varepsilon_{ave)p} - 1} \right] \quad (1.2.16)$$

ここで、 $\varepsilon_{ave})_p = \Delta_p / L_0$ である。

既往の研究^{4), 6)}における実験結果および復元力モデルと本論文で提案した簡易復元力モデルの比較を図 1.2.13 に示す。本論文で提案した簡易復元力モデルは、既往の論文^{4), 6)}と同程度の精度が得られることが分かる。

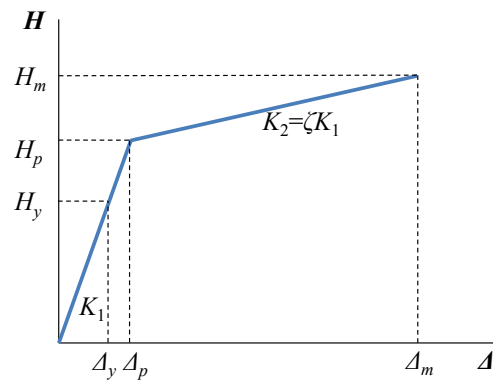


図 1.2.12 バイリニア水平荷重－水平変位関係

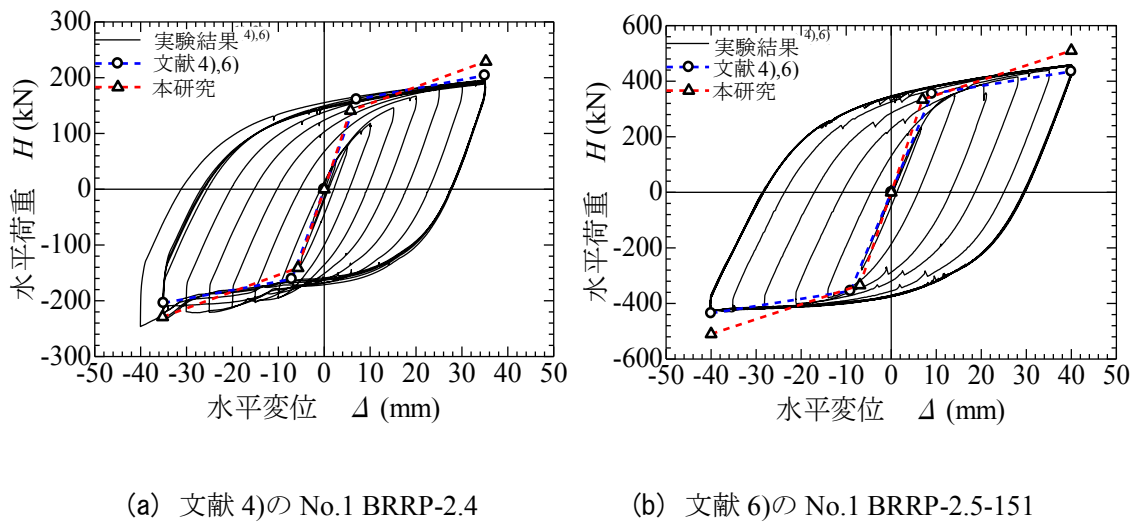
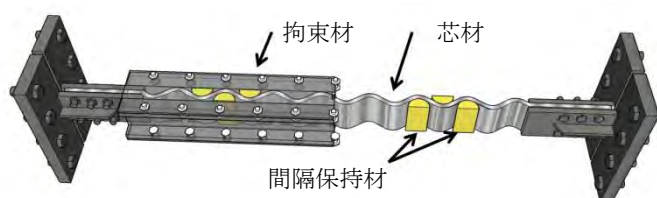


図 1.2.13 簡易復元力モデルと実験結果^{4), 6)}の比較

最後に⁸⁾, BRBのような履歴型ダンパーの高機能性⁹⁾として, 橋梁の供用期間中に渡り取り替えが不要であることが挙げられ, そのためには, 安定した履歴曲線, 高い変形性能と低サイクル疲労性能を有することが必要であるここでは, 芯材に波形鋼板を適用し, 面外座屈を拘束材で防止した BRB (Rippled Plate Buckling Restrained Brace, RP-BRB と称する) の検討を行う. RP-BRB は BRRP^{10), 11)}と比較して芯材は長尺化し, 波形の個数も増えるため荷重変位履歴の不安定化が懸念される. これに対し, ガイド突起およびガイドレール(写真 1.2.1), 間隔保持材(写真 1.2.2)を設置することによって, 芯材の局所的な変形を抑制し, 荷重変位履歴の平滑化と性能の向上を図っている.



(a) 拘束材部分表示



(b) 拘束材全体表示

図 1.2.14 RP-BRB の全体図

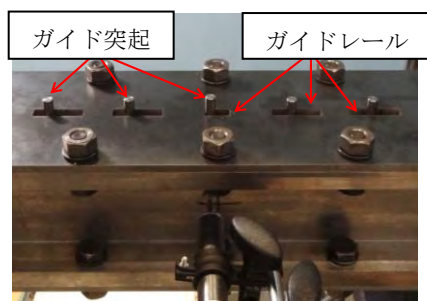


写真 1.2.1 ガイドレールとガイド突起

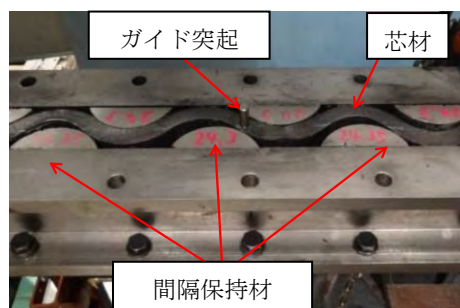


写真 1.2.2 間隔保持材

表 1.2.4 波形座屈拘束ブレース(RP-BRB)供試体諸元

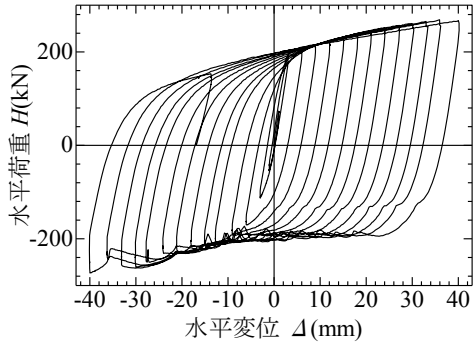
No.	供試体名	L_0 (mm)	$2A$ (mm)	r/t	t (mm)	隙間量 d (mm)	Δ_m (mm)	ガイド突起 (本数)	間隔保持材 (個数)
1	BP-BRB-tension	1040	24	2.5	16	-	-	-	-
2	BP-BRB-guide-1					46	40	1	0
3	BP-BRB-guide-3							3	0
4	BP-BRB-guide-A							15	0
5	RP-BRB-space-6					1	6		
6	RP-BRB-space-A					1	16		

Note: L_0 =変形部材長, $2A$ =波形板中心線の波高, r = 波形の内径曲率半径, t =芯材の板厚,
 d =拘束材間の隙間, Δ_m =設計上の最大変位

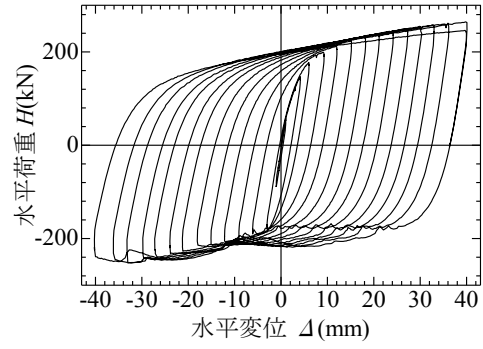
供試体名について, 例えば RP-BRB-space-□の場合, RP-BRB: 波形鋼板制震ブレース,
space: 間隔保持材あり, □: 間隔保持材の個数(A=all: 全波に設置の意味)

変動変位振幅の繰り返し载荷を行った供試体 (No.2~6) の水平荷重 H -水平変位 Δ 履歴を図 1.2.15 に示す。 H , Δ は供試体に引張力が生ずる方向を正, 圧縮力が生ずる方向を負としている。同図より, 全ての供試体で目標とした設計上の最大変位である $\Delta_m = \pm 40$ mm を達成していることが分かる。また, ガイド突起と間隔保持材の数が多程, 水平荷重 H -水平変位 Δ 履歴は安定した対称な紡錘形となり, 圧縮域でも荷重の乱れが少なくなる。

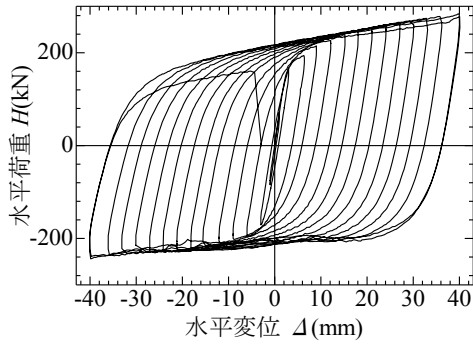
これらのことより, 芯材の過度な面外方向変形を防ぐガイド突起および間隔保持材は, 荷重変位履歴の平滑化の手段として有効であると考えられる。



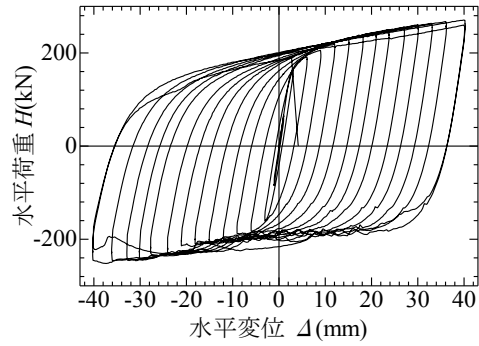
(a) RP-BRB-guide-1



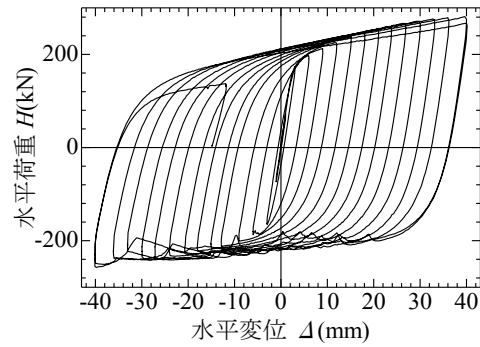
(b) RP-BRB-guide-3



(c) RP-BRB-guide-A



(d) RP-BRB-space-6



(e) RP-BRB-space-A

図 1. 2. 15 変動変位繰返し载荷実験の水平荷重—水平変位履歴曲線

(2) FB-BRB制震ダンパー

ここでは、これまで多くの実験的および解析的研究がなされている座屈拘束ブレース (BRB) の、芯材およびフィラープレートの形状を変化させた新型の制震ダンパー、魚骨形座屈拘束ブレース (Fish Bone-shaped Buckling-Restrained Brace, 以降 FB-BRB と呼称) の開発研究を行う。FB-BRB の主な機構である「ネッキング進行箇所の限定」と「ストッパーによる塑性化する箇所の分散」が変形性能に及ぼす影響を繰り返し载荷実験により検証した。

現在、多用されている BRB には、ストッパー付近でネッキングが発生すると、変形箇所はストッパー付近に限定され、最終的にストッパー付近で破断に至るという問題点が存在する。この問題点により変形性能を低下させてしまう傾向がある。そこで、局所的な伸びをネッキング発生後から破断に至る前までの間をコントロールすることができれば、変形性能をより向上することが出来ると考え、ネッキング発生後、変形箇所をコントロールすることが可能な新しい BRB の開発的研究を行う。そのため、本研究では、従来の BRB より変形性能を向上させるために、芯材にストッパーを複数個設置し、変形性能の向上を図る FB-BRB の実験的検討を行う。供試体概要を図 1.2.16 に示す。なお、考案した FB-BRB はアーチ橋等の 2 次部材に使用することを想定している

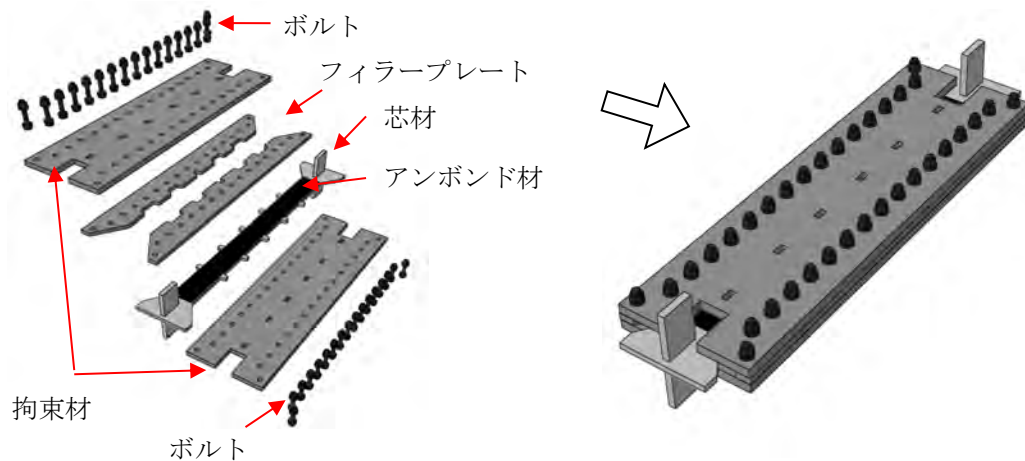


図 1.2.16 供試体概念図

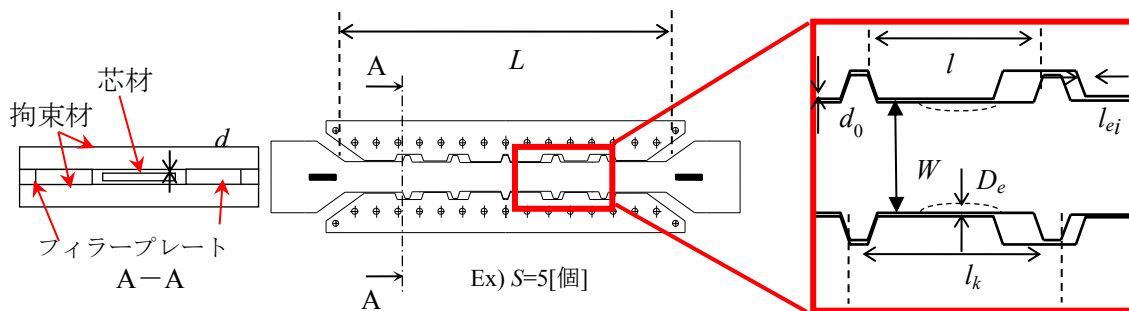


図 1.2.17 供試体諸元詳細図

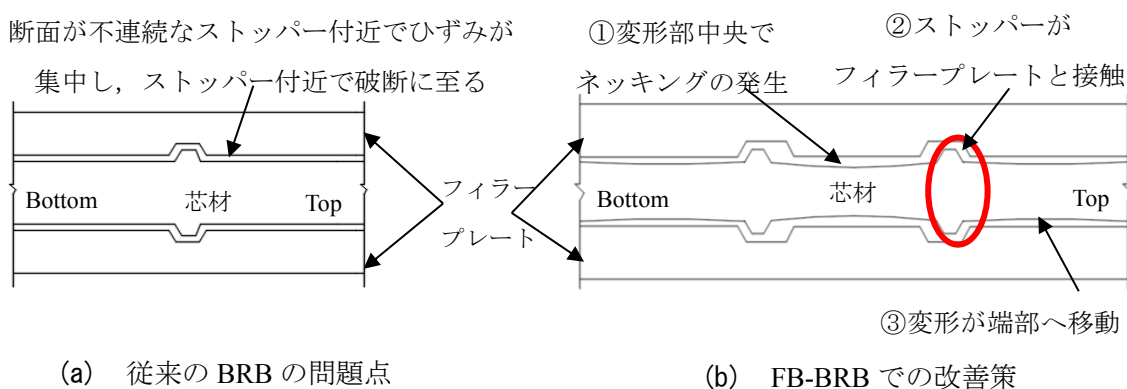


図 1.2.18 従来の BRB の問題点および FB-BRB での改善策

表 1.2.5 供試体の主な寸法と構造パラメータ

No.	供試体名	L [mm]	d [mm]	d_0 [mm]	l_k [mm]	S [個]	λ	E [%]	D [%]
1	Common-BRB	670	1	2	670	0	232	—	0
2	FB-BRB- $\lambda 36.4$ -E08-D0	670	1	2	105	5	36.4	8	0
3	FB-BRB- $\lambda 72.7$ -E08-D0	670	1	1	210	2	72.7	8	0
4	FB-BRB- $\lambda 72.7$ -E06-D10	670	1	1	210	2	72.7	6	10

Note: L =変形可能長 (ストッパー部は考慮しない), d =面外隙間量, d_0 =面内隙間量, l_k =有効座屈長 ($K=1$), S =ストッパーの個数, λ =細長比 (最小断面のストッパーの中心からストッパーの中心までの距離 l_k を断面二次半径 r で除したものの), E =各変形部の伸びの許容値= $l_{ei}/l_i \times 100$ [%], D =ネッキング進行箇所限定のための断面減少率= $2D_{ei}/W \times 100$ [%], l_k, l_{ei}, l_i, D_{ei} および W は図 1.2.17 参照.

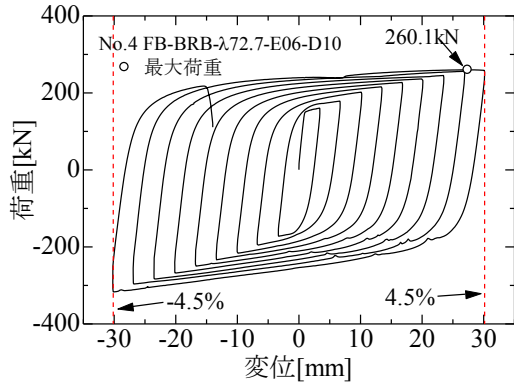
まず、パイロット的検討として^{12), 13)}, ここでは例として芯材中央部にストッパーを設けていない No.4 供試体について述べる。本供試体は、各変形部の伸びの許容値 $E=6\%$ としているため No.2 と 3 と比べて、ストッパーがフィラープレートに接触しやすくなっている。ストッパーによる塑性化する箇所を分散させることが出来れば、更なる変形性能の向上に期待できる。さらに、ネッキング発生箇所を変形部中央に限定させるため、断面減少率 $D=10\%$ で変形部中央付近をなめらかに減少させている。これは、ストッパー付近でのネッキング発生を回避し、変形部中央でネッキングを発生させることが目的である。図 1.2.19 (a) に荷重-変位関係を、図 1.2.19 (b) に荷重-拘束材剛体変位関係を、図 1.2.19 (c), (e) に応力-ひずみ(ひずみゲージより取得)関係を、図 1.2.19 (d), (f) にひずみ-Half cycle 関係を示す。

図 1.2.19 (a) より、No.4 供試体は引張側+4.5%まで達し、引張側+5%に向かう途中で荷重が低下していることが分かる。これは No.2 と No.3 と比較すると、2Half cycle 程履歴曲線が長くなっている。この理由として、No.4 供試体では破断に至る直前のループ(引張側+4.5%に向かう途中)において、最大荷重到達後、ネッキング現象によって荷重が減少した際に、再度荷重の上昇が見られたことに起因すると推測される。No.4 供試体は、ストッパー付近より変形部中央の断面を減少させているため、中央の変形部にて、ネッキングが進行した後(ひずみ硬化による荷重上昇<ネッキングによる荷重低下)、ストッパーがフィラープレートと接触し、中央部の変形が抑制され、移動端の変形部でネッキングが発生したため、本供試体の伸びが増加したと考えられる。写真 1.2.3 に実験後の供試体の様子を、図 1.2.20 に No.4 供試体の破壊時の挙動の概念図を示す。

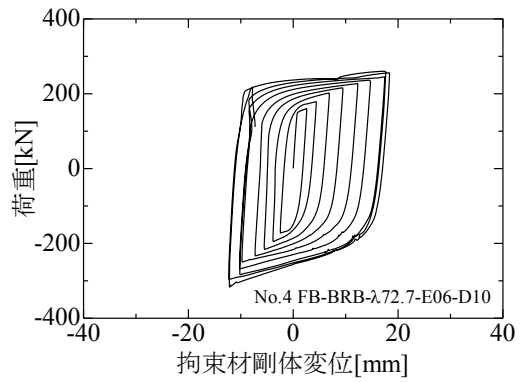
図 1.2.19 より、初めは、最も断面が細い中央部のひずみゲージが大きな値を示し(図 1.2.19 (e), (f))、ネッキングによる荷重の減少、ストッパーとの接触による荷重の再上昇という挙動が見られた後は、移動端側の変形部でひずみの上昇が確認できた(図 1.2.19 (c), (d))。このことから、変形が中央から端部に移動していることが確認できる。本供試体では、FB-BRB の主な機構である「塑性化する箇所の分散」を確認することができた。

写真 1.2.3 より、ストッパーが破壊されているものの、ストッパー付近でのき裂の進展は見られず、変形部中央の D を設けた箇所でき裂が進展し、破断に至っていることがわかる。このことから FB-BRB の機構の一つであるネッキング進行箇所の限定を行うことができた。

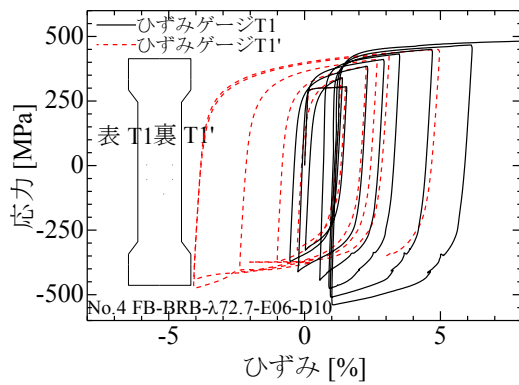
No.4 供試体の CID は 79.2%、エネルギー吸収量は 114969kN・mm という結果となり、他の供試体より大きく上回っていることがわかる。最大平均軸ひずみについては、No.1 供試体は 4%であったのに対して、FB-BRB の機構が確認できた No.4 供試体は 4.5%に到達し、変形性能の向上が確認できた。さらに No.4 供試体は高機能 BRB の要求性能の一つである $CID)_{lim}=70\%$ を満たすことができた。Common-BRB と比較すると CID が約+21%、エネルギー吸収量は約 1.4 倍となり、変形性能の向上が見られた。



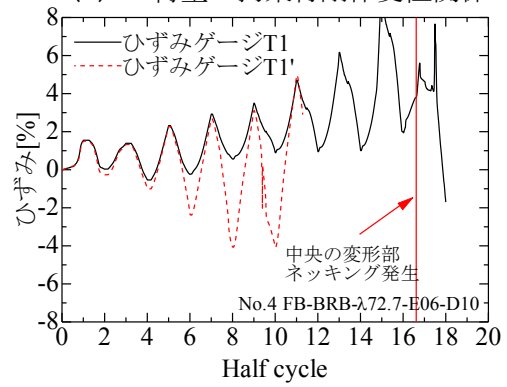
(a) 荷重-変位関係



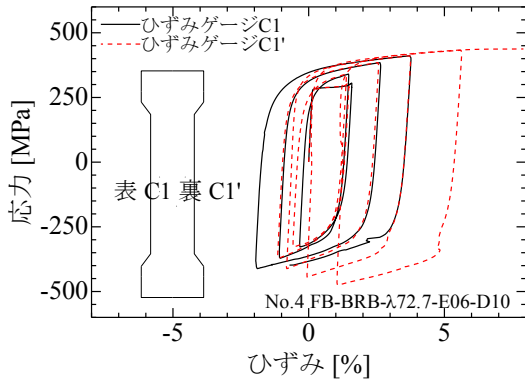
(b) 荷重-拘束材剛体変位関係



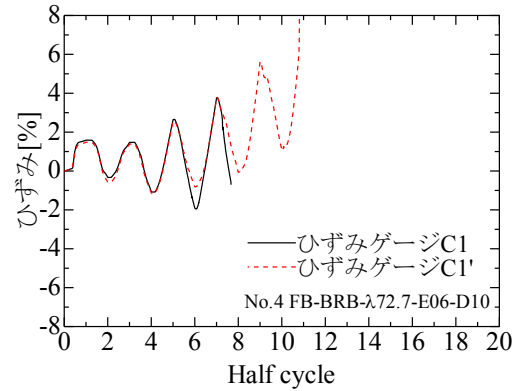
(c) 応力-ひずみ (T1, T1') 関係



(d) ひずみ-Half cycle (T1, T1') 関係



(e) 応力-ひずみ (C1, C1') 関係



(f) ひずみ-Half cycle (C1, C1') 関係

図 1.2.19 No.4 FB-BRB-λ25.2-E06-D10 の実験結果

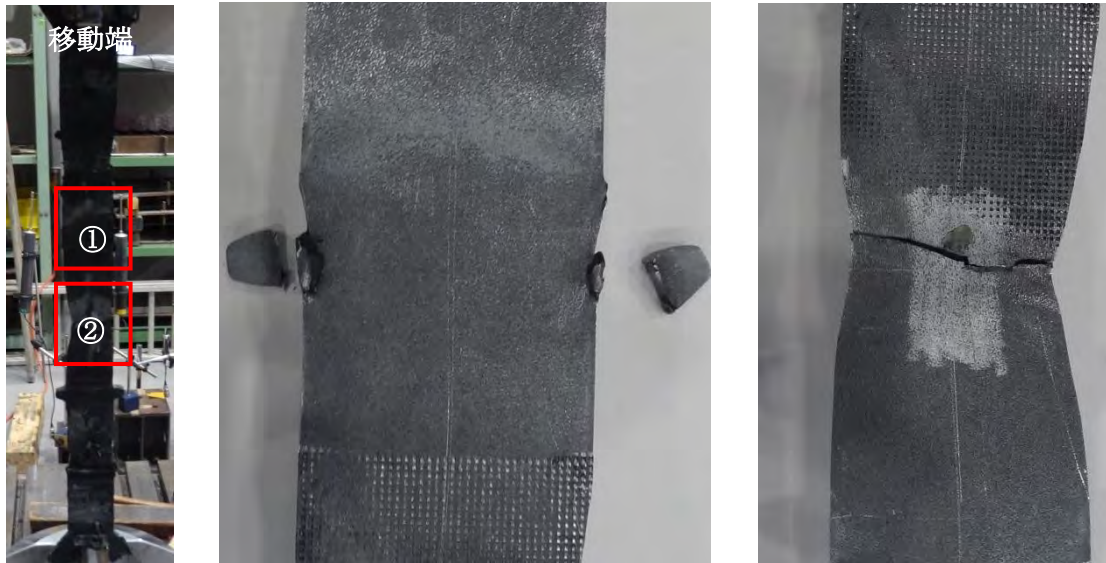


写真 1. 2. 3 No.4 FB-BRB-λ25.2-E06-D10 : 実験後の様子
(全体：左，拡大①：中央，拡大②：右)

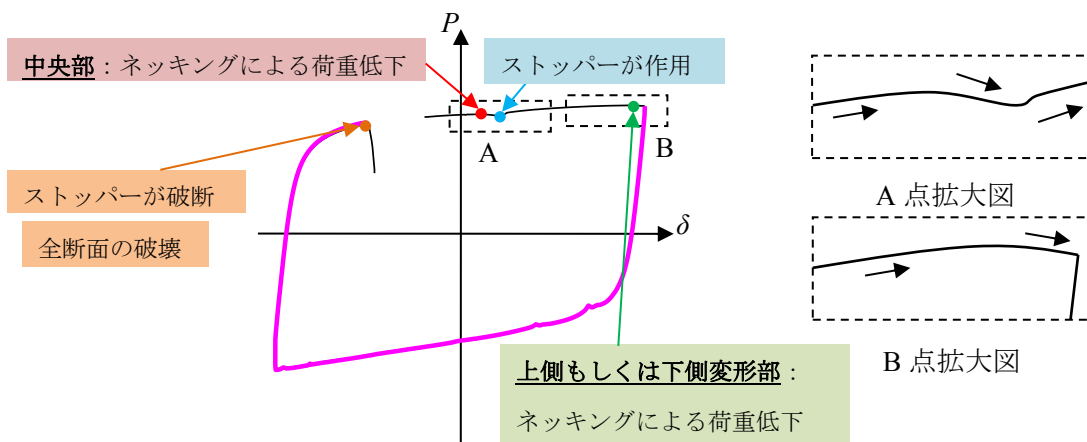


図 1. 2. 20 No.4 FB-BRB-λ25.2-E06-D10 の破壊時挙動の概念図

最終的にストッパーはせん断破壊され、芯材が破断してしまったものの、No.4 供試体では、FB-BRB の機構であるネッキング進行箇所限定および塑性化する箇所の分散によって変形性能を向上させることができた。このことからストッパーのせん断強度を増加させる、またストッパーの形状を変化させることで、更なる変形性能の向上を望めるであろう。

次に¹⁴⁾、パイロット的検討結果を基に FB-BRB の主要なパラメータである各変形部の伸びの許容値 E_s 、ネッキング進行箇所限定のための断面減少率 D およびストッパーの強度比 $P_{s,y}/P_u$ を変動させ、各種パラメータによる影響を検証し、最適値を決定した。ここではスト

トッパーの強度比 $P_{s,y}/P_u$ およびネッキング進行箇所限定のための断面減少率 D について示す。供試体概要を表 1.2.6 に、供試体詳細図を図 1.2.21 に示す。まず、引張耐力の比 $P_{s,y}/P_u$ について、パイロット的検討の No.4 供試体（即ち $P_{s,y}/P_u=28\%$ ）では芯材中央部最小断面位置でネッキングが進行した後、ストッパーが動作し、端部にひずみ集中する過程で、中央部の変形を抑制していたストッパーがせん断破壊したため、変形部中央部で破断に至った。

表 1.2.6 各供試体概要

No.	供試体名	$P_{s,y}/P_u$ [%]	E_s [%]	W_s [mm]	L [mm]	l_k [mm]	S [個]	λ	$W_{min,c}$ [mm]	$W_{min,e}$ [mm]	D [%]
1	FB-BRB-D10-P50- λ 116	50	—	26	670	322	1	116	40	42	10
2	FB-BRB-E06-D10-P50- λ 80.4	50	6	26	670	206	2	80.4	40	42	10
3	FB-BRB-E06-D10-P75- λ 81.8	75	6	38	670	198	2	81.8	40	42	10
4	FB-BRB-E06-D10-P100- λ 83.5	100	6	53	670	188	2	83.5	40	42	10
5	FB-BRB-E04-D10-P100- λ 83.5	100	4	53	670	188	2	83.5	40	42	10
6	FB-BRB-E08-D10-P100- λ 83.5	100	8	53	670	188	2	83.5	40	42	10
7	FB-BRB-E04-D15-P100- λ 83.5	100	4	53	670	188	2	83.5	40	42	15
8	FB-BRB-E06-D5-P100- λ 83.5	100	6	53	670	188	2	83.5	40	42	5

Note : $P_{s,y}/P_u$ =ストッパーのせん断耐力と変形部の引張耐力の比, E_s =各変形部の伸びの許容値
 $E_s=l_{ei}/l_i*100$, W_s =ストッパーの幅, L =変形可能長 (ストッパー部を含む), l_k =有効座屈長($K=1$),
 S =ストッパーの個数, λ =細長比, $W_{min,c}$ =中央部最小断面積, $W_{min,e}$ =端部最小断面積, D =ネッキング進行箇所限定のための断面減少率 $D=2d_D/W_{min,c}*100$

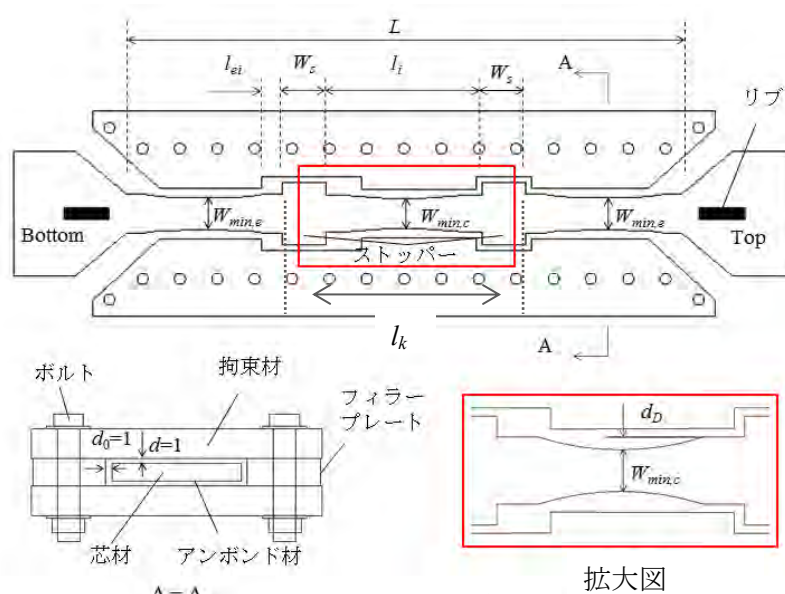


図 1.2.21 供試体詳細図

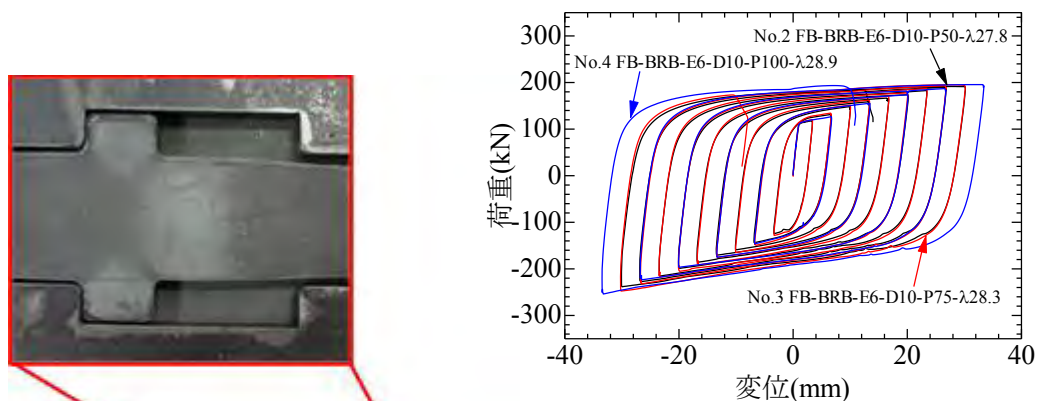


図 1.2.22 $P_{s,y}/P_u$ の異なりによる荷重-変位関係の比較



写真 1.2.4 No.2 供試体 実験終了後の様子

そこで本研究ではストッパーの強度を増加させ $P_{s,y}/P_u=50\%$ (No.2 供試体), 75% (No.3 供試体), 100% (No.4 供試体) と値を変えることによって, その強度による影響を検証する。 $P_{s,y}/P_u$ の値の変動 (即ちストッパー幅の変動) による荷重-変位関係の比較を図 1.2.22 に, 一例として $P_{s,y}/P_u$ が 50% である No.2 供試体の実験終了後の様子を写真 1.2.4 にそれぞれ示す。

本研究は芯材が破断に至るまでにストッパーのせん断破壊が発生したかを確認する必要があるため, 芯材が完全に破断するまで実験を行わず, き裂が進展した地点 (即ち荷重が急激に低下した点) で実験を終了している。

写真 1.2.4 から No.2 供試体 (即ち $P_{s,y}/P_u=50\%$) ではストッパーのせん断破壊が見られない。一方, パイロット的検討のストッパーによる塑性化する箇所の分散の機構を確認できた No.4 供試体では, $P_{s,y}/P_u=28\%$ で製作していたが, ストッパーがせん断破壊していたことから, $P_{s,y}/P_u$ は 50% 以上にするのが妥当であると考えられる。

エネルギー吸収量については No.2 供試体のエネルギー吸収量は 88.9kJ となり, No.1 とほぼ同程度であった。CID については 83.7% となり, 若干ではあるが No.1 より減少する結果となった。No.3 供試体のエネルギー吸収量は 87.1kJ であり, CID については 80.3% となった。エネルギー吸収量は No.2 とほぼ同程度であるが, CID については No.2 と比べて約 3% 小さくなった。これは No.3 はストッパーの強度比が 75% であるため, No.2 よりストッパーの幅が大きくなったことで, 実際の変形部長が No.2 より小さくなったことが影響している。

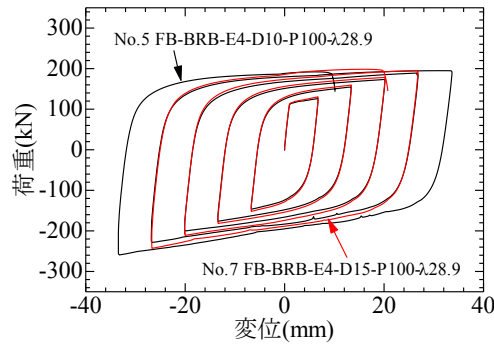
と考えられる。そのため、細長比による変形性能へ及ぼす影響は若干あると考えられる。No.4 供試体はエネルギー吸収量が 63.5kJ, CID が 56.8%であった。これは No.4 のみ载荷パターン(B) (1%漸増载荷)であったため、载荷パターンによる影響が出ていると考えられる。以上のことより、ストッパーの強度比 $P_{s,y}/P_u$ は 50%以上が妥当であると言える。

次に、断面減少率 D について、従来の BRB の場合は、ネッキングがストッパー付近で発生し、最終的にストッパー付近で破断に至る。ストッパー付近でネッキングが発生すると、ストッパー側はネッキング時に変形することが出来ないため、変形性能を低下させてしまう傾向がある。そこで FB-BRB は、各変形部の中央部にネッキング進行箇所限定のための断面減少率 D を設けることでネッキング発生箇所を変形部中央に限定することで、ネッキング時の伸びの向上を図る。本検討では、ネッキング進行箇所限定のための断面減少率 D を変化させた供試体 (No.8 および No.4 供試体と No.5, No.7 供試体) で比較を行い、 D の値の変動 ($D=5\%$, 10% , 15%) による影響を検証する。

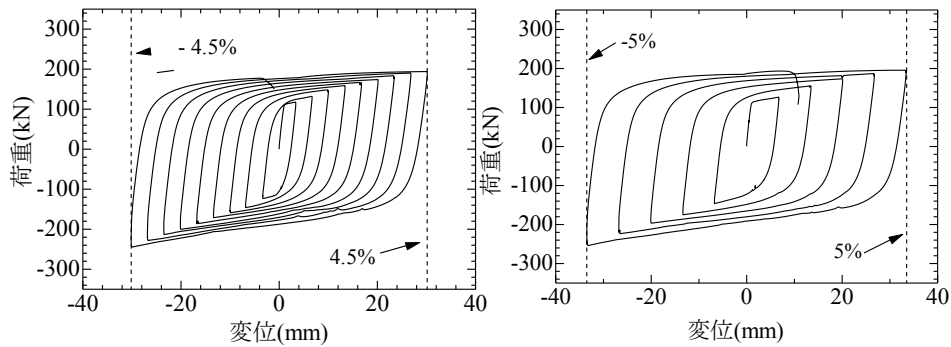
No.5 と No.7 の荷重-変位関係の比較を図 1.2.23 (a) に、No.4 および No.8 の荷重-変位関係を図 1.2.23 (b), 図 1.2.23 (c) に、各供試体の D の値の変動による芯材のき裂進展および破断箇所の比較を図 1.2.24 に示す。

図 1.2.23 より、 $D=10\%$ で設計した No.5 供試体は、引張側+6%へ向かう途中で荷重が低下しているのに対して、 $D=15\%$ で設計した No.7 供試体は、引張側+5%へ向かう途中で荷重が低下していることが分かる。これは $D=10\%$ で設計した No.5 供試体より 1Half cycle 早く破断している。これは $D=15\%$ の場合、各変形部最小断面位置で芯材とフィラープレートの隙間が大きく、圧縮時に過度に面内変形が生じてしまい、曲げの影響で早く破断してしまったと考えられる。

図 1.2.24 より、き裂発生箇所は、 $D=5\%$ で設計した No.8 供試体はストッパー付近で発生していたのに対して、 $D=10\%$ および $D=15\%$ で設計した No.4 供試体, No.5 供試体および No.7 供試体については、断面減少率 D を設けた変形部中央で発生していた。このことからネッキング進行箇所限定のための断面減少率 D は 10%以上が妥当であると言えるが、上述したように $D=15\%$ の場合、芯材とフィラープレートとの隙間が大きく、面内変形の影響で早く破断してしまったため、 D は 10%程度が妥当であるといえる。 $D=5\%$ の場合、変形部中央ではなく、一般的な BRB と同様に、圧縮時に面内変形による曲げでストッパー付近にひずみが集中し、ストッパー付近でき裂が発生したと考えられる。CID およびエネルギー吸収量については、No.4 供試体が CID が 63.5%, エネルギー吸収量が 56.8kJ であり、No.5 供試体は CID が 56.9%, エネルギー吸収量が 63.9kJ であった。No.7 供試体は CID が 39.5%, エネルギー吸収量が 43.7kJ となり、No.8 供試体は、CID が 81.5%, エネルギー吸収量は 86.8kJ という結果になった。表 1.2.7 に各供試体の CID 及び累積エネルギー吸収量の一覧を示す。



(a) D の異なりによる荷重－変位関係の比較



(b) No.8 FB-BRB-E6-D5-P100-λ83.5 (c) No.6 FB-BRB-E6-D10-P100-λ83.5

図 1.2.23 荷重－変位関係

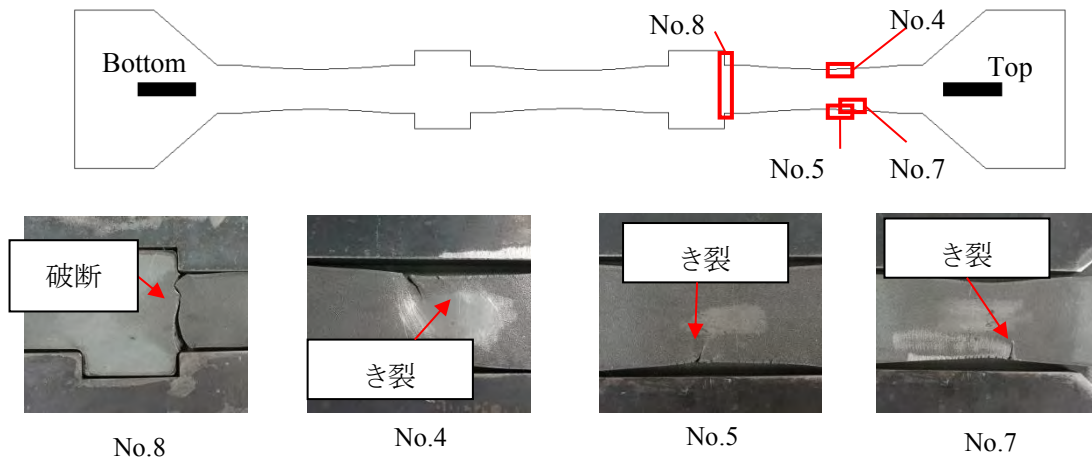


図 1.2.24 き裂進展・破断位置の比較

表 1.2.7 より、CID が一番大きな値を示したのは、各変形部の伸びの許容値を設けていない No.1 供試体であった。No.1 供試体はストッパーを一つしか設けていないため、変形部長は他の供試体よりも大きい。そのため、CID が一番大きくなっていると考えられる。他の供試体はストッパーを 2 個設けているため、実際の変形可能長は No.1 より小さい。ストッパー一部を除いた変形可能長($L-S \cdot W_s$)を用いて再度 CID を算出すると、表 1.2.7 に示している通り、No.1 供試体の CID は 88.5%、No.2 供試体は 90.8% となり、No.2 の方が大きくなること

表 1.2.7 各供試体の CID およびエネルギー吸収量の一覧

No.	供試体名	エネルギー 吸収量[kJ]	CID[%] ストッパー 考慮	CID[%] ストッパー 除く	载荷 パターン
1	FB-BRB-D10-P50-λ116	88.4	85.1	88.5	(A)
2	FB-BRB-E06-D10-P50-λ80.4	88.9	83.7	90.8	(A)
3	FB-BRB-E06-D10-P75-λ81.8	87.1	80.3	90.6	(A)
4	FB-BRB-E06-D10-P100-λ83.5	63.5	56.8	67.5	(B)
5	FB-BRB-E04-D10-P100-λ83.5	63.9	56.9	67.6	(B)
6	FB-BRB-E08-D10-P100-λ83.5	61.1	54.7	65.0	(B)
7	FB-BRB-E04-D15-P100-λ83.5	43.7	39.5	46.7	(B)
8	FB-BRB-E06-D5-P100-λ83.5	86.8	81.5	96.8	(A)

がわかる。そして最も大きな値を示したのは No.8 供試体であった。No.8 供試体は $D=5\%$ で設計されており、ネッキングはストッパー付近で発生していたにも関わらず CID が最も大きな値を示したのは、No.8 供試体は $P_{sy}/P_u=100\%$ で設計されているため、ストッパーの幅が大きく、各変形部長が小さくなるため CID の値が大きくなっていると考えられる。本来、No.4, No.5 が最も大きくなると考えられるが、この 2 基は载荷パターンが異なっているため、载荷パターンによる影響が出てしまっている。そのため本検討では定量的に評価することが難しいと考えられる。累積エネルギー吸収量が一番大きくなったのは、No.2 供試体であった。これは、No.2 供試体は、ストッパーとフィラープレートが接触したことで荷重が再上昇し、変形箇所が端部の変形部に移動したため、エネルギー吸収量が一番大きくなったと考えられる。このことから塑性化する箇所を分散させることで、エネルギー吸収量を大きくすることが可能であると言える。

载荷パターン(A)で行った実験は、CID に多少差が出ているものの、いずれの供試体も高機能 BRB の目標性能である $CID)_{lim}=70\%$ を満たすことが出来た。载荷パターン(B)で行った実験は、いずれの供試体も高機能 BRB の目標性能である $CID)_{lim}=70\%$ を満たすことが出来なかった。

本検討では、FB-BRB の各種パラメータの最適値を決定することが出来た。しかし、ストッパーの強度比が大きくなるにつれて CID が減少したことから、せん断破壊を防止するためには、ストッパーの幅を増加させ、せん断強度を増加させるのではなく、ストッパーの形状を変化させて、応力の集中緩和させることが出来る形状を考案し実験を行う必要があると考えている。

(3) S-BRB制震ダンパー

既往の研究ではせん断応力と引張応力が同時に作用する状況下での鋼材の延性破壊実験が行われ、その中で初期時に純せん断が作用する形状 (PS シリーズ) は引張・圧縮ともに安定した履歴特性を持つことが確認された¹⁵⁾。この形状を座屈拘束ブレース (BRB) の芯材に用いることで変形性能が向上するのではないかと考えた。本研究^{16), 17)}では、せん断型座屈拘束ブレース (Shear Buckling Restrained Brace, 以降 S-BRB と呼称) の開発研究を行う。

S-BRB は、従来の BRB とは異なり、芯材にせん断変形箇所 (せん断パーツ) が複数設けられている。せん断パーツでは荷重を受けた際、軸力ではなくせん断力が発生し破断に至ると予想される。BRB では、塑性変形箇所が限定されているため、応力が局部に集中しやすい。したがって S-BRB では、せん断パーツを複数個設けることにより、損傷を分散させることで変形性能の向上を図る機構となっている。本検討では、S-BRB の主要なパラメータであるせん断パーツの個数 N 、引張強度をせん断強度で除した強度比 U 、せん断パーツ部分の空洞の半径 R を変動させた S-BRB の繰り返し载荷実験と解析を行い、上記の機構の確認及び、各種パラメータが S-BRB の変形および損傷状況に与える影響について検証する。なお、ここでは書面の都合上せん断パーツの個数 N の影響のみ記載する。図 1.2.25 に各供試体の概要を示す。

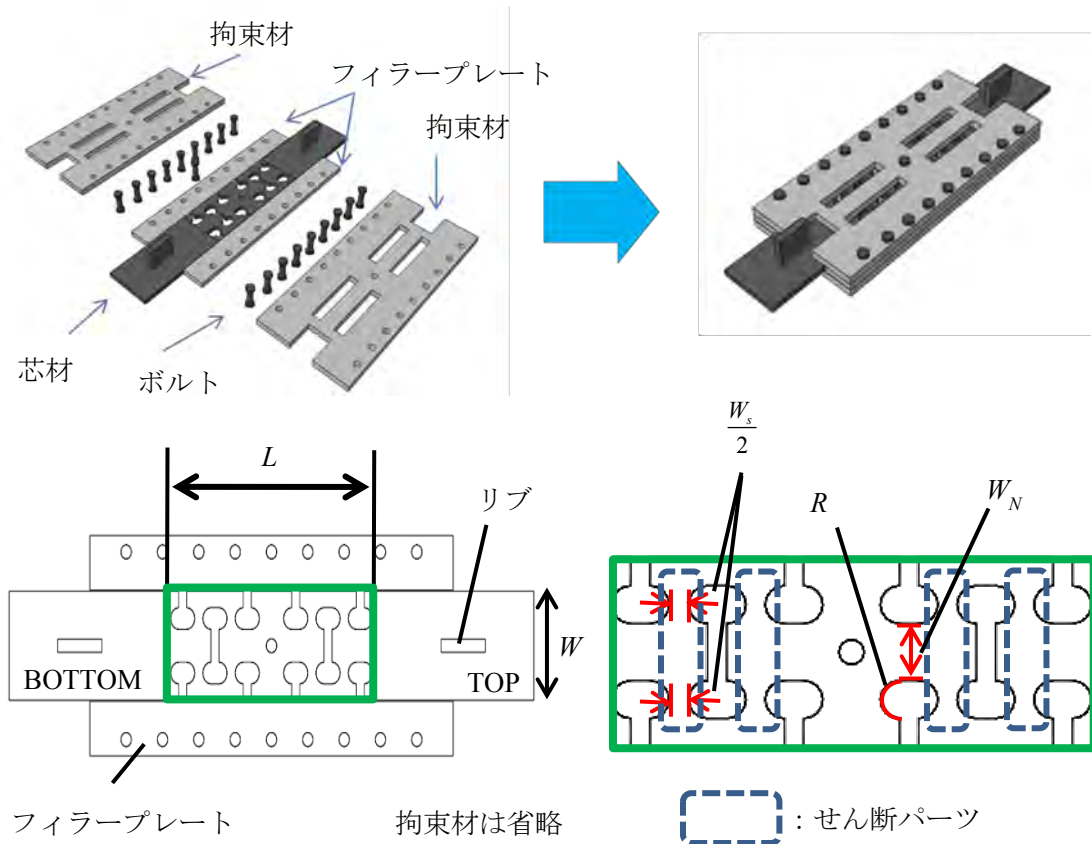


図 1.2.25 S-BRB 概念図

表 1.2.8 き裂発生時，ファイラーと芯材が最初に接触した時，破断時の Half cycle 数

No.	供試体名	き裂発生時の Half cycle	ファイラーと芯材が最初に 接触した時の Half cycle	破断時の Half cycle
1	SBRB-N2U2.6R10	4	-	9
2	SBRB-N4U2.6R10	8	8	13
3	SBRB-N6U2.6R10	6	8	12
4	SBRB-N4U1.7R10	4	6	11
5	SBRB-N4U1.0R10	2	6	11
6	SBRB-N4U2.6R15	8	5	13
7	SBRB-N4U2.6R20	12	3	15

表 1.2.9 各応答値の比較

No.	供試体名	累積 エネルギー 吸収量[kJ]	累積 塑性率	CID [%]	一次剛性 K_1 [N/mm]	二次剛性 K_2 [N/mm]	
						接触前	接触 考慮
1	SBRB-N2U2.6R10	2.52	165.8	39.0	80654	11205	—
2	SBRB-N4U2.6R10	6.23	323.6	80.3	37000	4877	4278
3	SBRB-N6U2.6R10	6.92	294.8	68.8	31000	3844	3310
4	SBRB-N4U1.7R10	3.52	334.7	57.6	30000	4290	3923
5	SBRB-N4U1.0R10	2.43	340.0	58.5	24500	3593	3381
6	SBRB-N4U2.6R15	6.51	310.1	80.0	22000	4199	3097
7	SBRB-N4U2.6R20	7.31	199.2	92.9	15854	3595	2635

実験終了後の各供試体を写真 1.2.5 に，各供試体の荷重－変位曲線の比較を図 1.2.26 に，荷重－平均ひずみ関係の比較を図 1.2.27 示す。平均ひずみは変位を変形可能長 L で除すことで算出している。

表 1.2.8 に示すように，No.1 供試体（即ち $N=2$ ）は，No.2，No.3 供試体と比べると 3～4Half cycle 早く破断している。これは No.1 はせん断部分が 2 個と少なく，曲げ変形が生じなかったため，応力の分散ができずせん断部分に局所的に集中したためであると考えられる。写真 1.2.5 の No.2，No.3 供試体（即ち $N=4$ ， $N=6$ ）をより，芯材の一部で曲げ変形が生じていることが確認できるが，No.1（即ち $N=2$ ）では曲げ変形が生じていない。また表 1.2.9 より，一次剛性は No.1 が No.2 と比べ 2.17 倍，No.3 と比べ 2.60 倍と値が大き

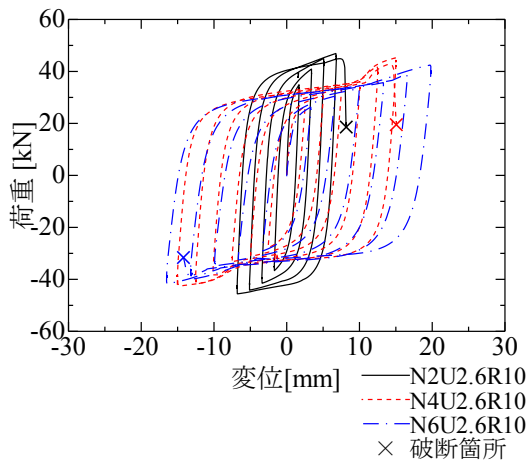


図 1.2.26 N の異なりによる
荷重－変位曲線の比較

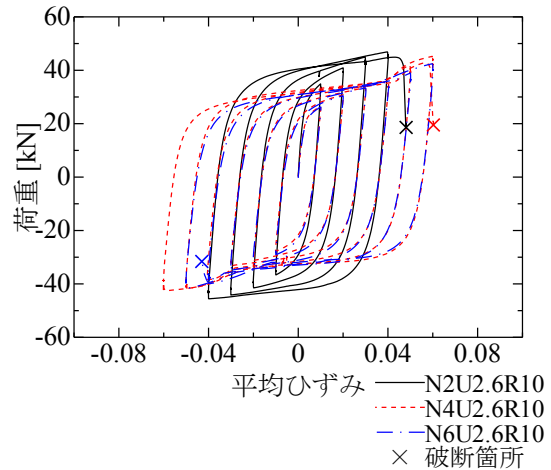


図 1.2.27 N の異なりによる
荷重－平均ひずみ関係の比較

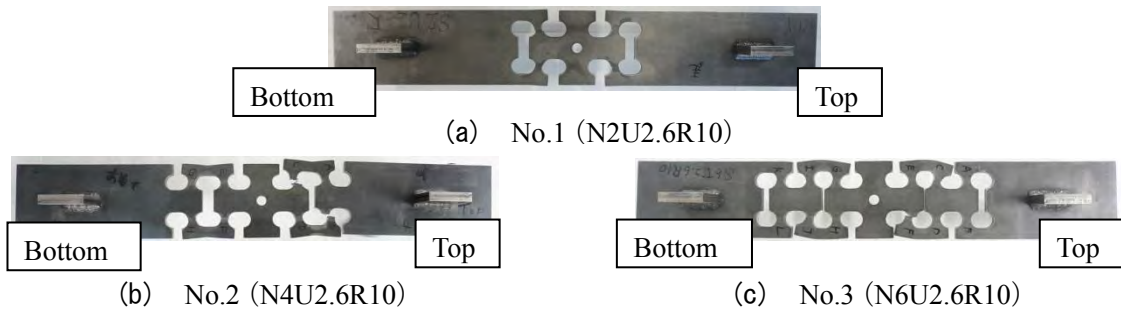
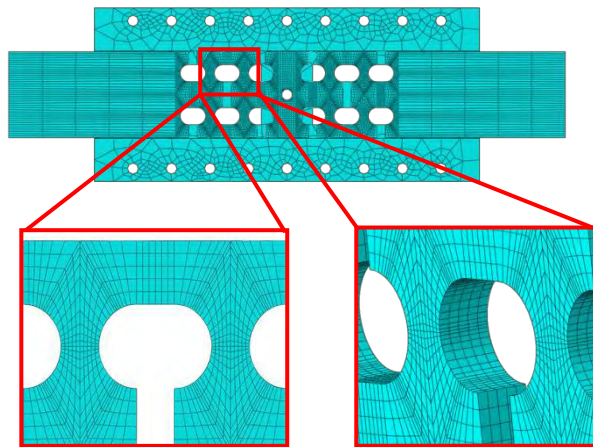


写真 1.2.5 実験終了後の芯材

い。これは、No.1 供試体は曲げ変形が生じなかったことにより、応力が分散されなかったため一次剛性が高くなったと考えられる。図 1.2.26 より、No.2, No.3 供試体は曲げ変形により芯材とフィラープレートが接触したことで引張・圧縮側で荷重の急激な上昇が発生した。しかし曲げ変形が生じたことで、ひずみが更に分散され破断時の Half cycle が No.1 と比べて向上していると考えられる。また表 1.2.9 より、CID については No.2, No.3 は No.1 と比べ、それぞれ 2.05 倍、1.76 倍となった。なお、No.2 に関しては、高機能 BRB の目標性能である $CID_{lim} = 70\%$ ⁷⁾ を満たすことが出来た。また No.2 の累積塑性率は、No.1, No.3 供試体に比べそれぞれ 1.95 倍、1.10 倍と高い値を得た。二次剛性においては No.1 よりも大幅に値は減少した。二次剛性が大きい場合、エネルギー吸収量は大きくなるが、周辺部材に損傷が生じる可能性があるため、小さい方が良く考えている。そのためせん断パーツを複数設置することにより、変形性能が向上することが分かった。図 1.2.27 の No.2, No.3 の荷重－平均ひずみ関係の比較より、二つの供試体には大きな差が見られない。このことから応力およびひずみの分散におけるせん断パーツの個数 N には限界値があると考えられるが、本研究ではせん断パーツ N は 3 パターンしか用意をしていない。そのため、せん断パーツの個数 N は 4 個以上にするのが妥当であると言えるが、その限界値については



(a) 正面から見た場合 (b) 斜方向から見た場合

図 1.2.28 モデルのメッシュ分割の例

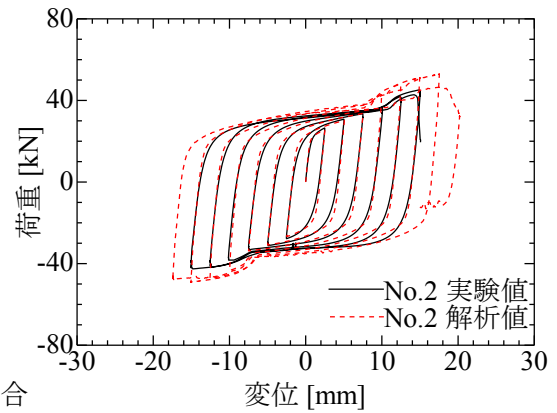


図 1.2.29 荷重－変位曲線 (No.2 供試体)

今後更なる検討が必要であると言える。

次に実験で確認された S-BRB の挙動・性能を解析で模擬する。そして解析結果と実験結果との比較を行い、解析手法を確立することを目的としている。

S-BRB のモデル化にあたってはソリッド要素を用いた。メッシュ分割については、モデル全体のメッシュを細かくしてしまうと解析時間が膨大になってしまう。そのため図 1.2.28 に示すように、せん断パートおよび実験で曲げ変形が生じた箇所のみ細かく設定し、その他の部分は粗く設定することによってその改善を図った。

解析値と実験値との比較の 1 例として No.2 の荷重－変位曲線の結果を図 1.2.29 に示す。

図 1.2.29 の荷重－変位曲線全体をみると、実験と解析は概ね挙動が一致していることが確認できる。図 1.2.28 のコンター図をみると、ひずみが複数箇所が発生しており、せん断パートを設けたことによる効果が発揮されていることが分かる。また実験と同様にフィラープレートと芯材が接触している様子を確認することができた。また図 1.2.29 を見ると接触が原因により引張・圧縮側で荷重が急激に上昇していることが分かる。表 1.2.10 に芯材とフィラープレートが接触した時の Half cycle 数と芯材が破断したときの Half cycle 数について実験と解析でまとめたものを示す。ここで、接触による荷重の上昇は実験・解析ともに荷重－変位曲線から確認した。フィラープレートと芯材の接触時の Half cycle 数は実験と解析の誤差は実験時に接触が発生しなかった No.1 を除き、誤差が 1～2Half cycle であり比較的精度良く再現できていることが分かる。破断時の Half cycle 数は解析が実験を 2～5Half cycle 上回る結果となった。

表 1.2.10 フィラーと芯材の接触時と破断時の Half cycle 数

No.	供試体名	フィラーと芯材が最初に接触した Half cycle		破断時の Half cycle	
		実験	解析	実験	解析
1	SBRB-N2U2.6R10	-	7	9	11
2	SBRB-N4U2.6R10	8	7	13	15
3	SBRB-N6U2.6R10	8	6	12	15
4	SBRB-N4U1.7R10	6	5	11	15
5	SBRB-N4U1.0R10	4	4	11	15
6	SBRB-N4U2.6R10	6	5	13	18
7	SBRB-N4U2.6R10	5	3	15	19

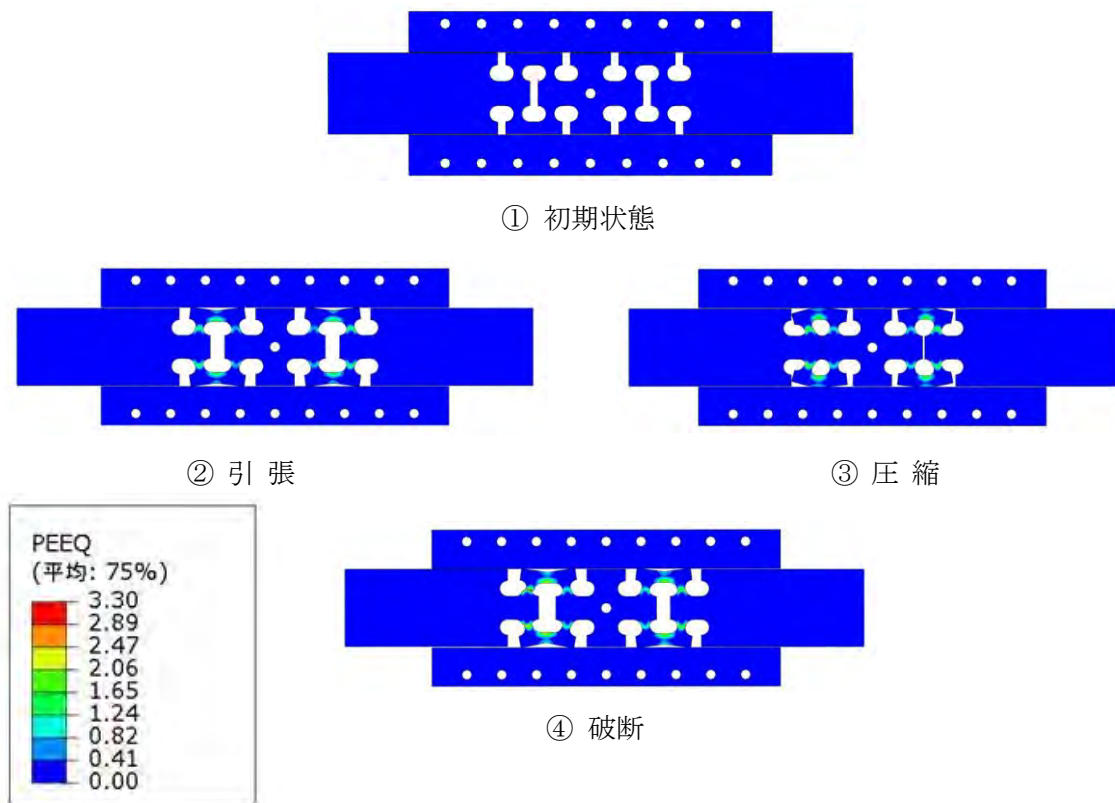


図 1.2.30 No.2 コンター図 (相当塑性ひずみ)

また、図 1.2.30 より、せん断パーツの場所や曲げ変形箇所などの複数の箇所では、比較的ひずみが集中していることが分かる。S-BRB は、せん断パーツを複数設けることで変形が分散され、最終的にせん断パーツで破断に至る構造となっている。解析結果のコンター図より、せん断パーツを複数設けたことによりその効果が発揮されていることが確認できた。

(4) P-BRB 制震ダンパー

ここでは、従来の座屈拘束ブレース (BRB) の変形性能を向上させるために、芯材の形状を変化させた有孔座屈拘束ブレース (Perforated Buckling-Restrained Brace 以降 PBRB と呼称) の開発研究を行う¹⁸⁾。PBRB は、従来の BRB とは異なり、芯材にスリット孔が設けられている。そのため、圧縮荷重を受けた際、芯材に発生する面内変形を従来の BRB よりも卓越させることで、変形性能の向上を図る機構となっている。本研究では芯材に設けられたスリット孔における最小断面幅の細長比、スリット孔長とスリット孔間長の比の変動させた PBRB の繰り返し载荷試験を行い、上記の機構の確認及び、各種パラメータが PBRB の変形および損傷状況に与える影響について検証する。図 1.2.31 に PBRB 供試体の概念図を示す。

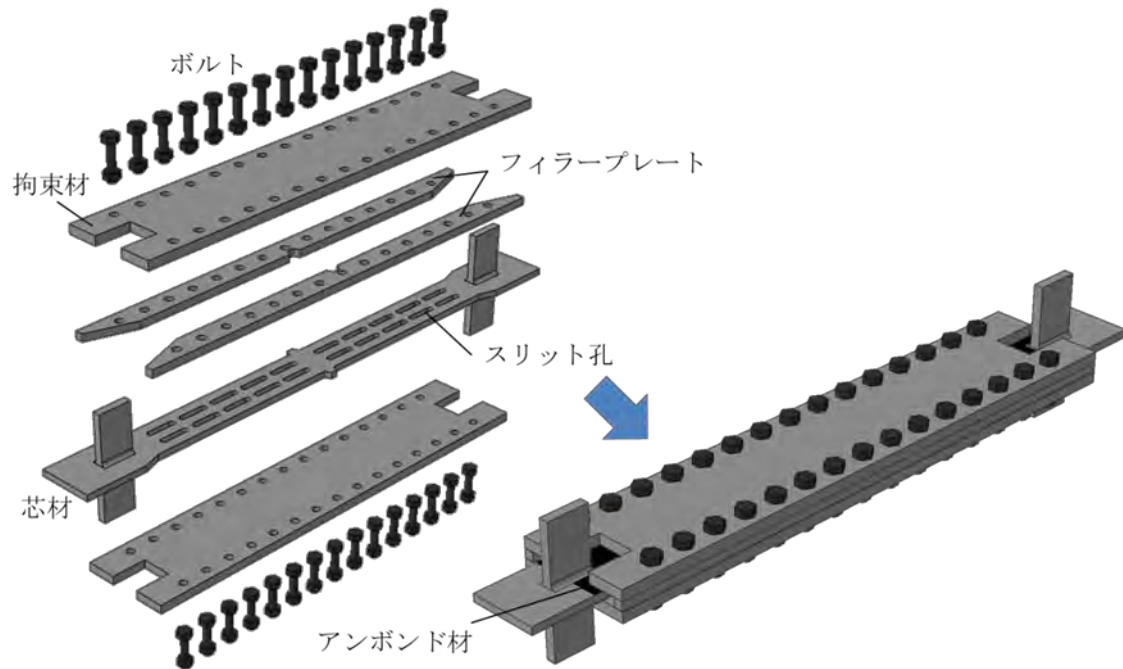


図 1.2.31 PBRB 概念図

芯材の変形可能長 L および、板厚 t_c は全て同一の値となっており、設けられたスリット孔は全ての供試体で同一の形状となっている。また、前述の機構に大きく影響を及ぼすと考えられるパラメータの一つ λ は各供試体の最小断面における細長比であり、図 1.2.32 に示すように各供試体の長さ方向におけるスリット孔長 a と各供試体の最小断面幅 b から次式で求める。

$$\lambda = \frac{a}{r} = \frac{a}{\sqrt{I/A}} = a\sqrt{\frac{12}{b^2}} \quad (1.2.17)$$

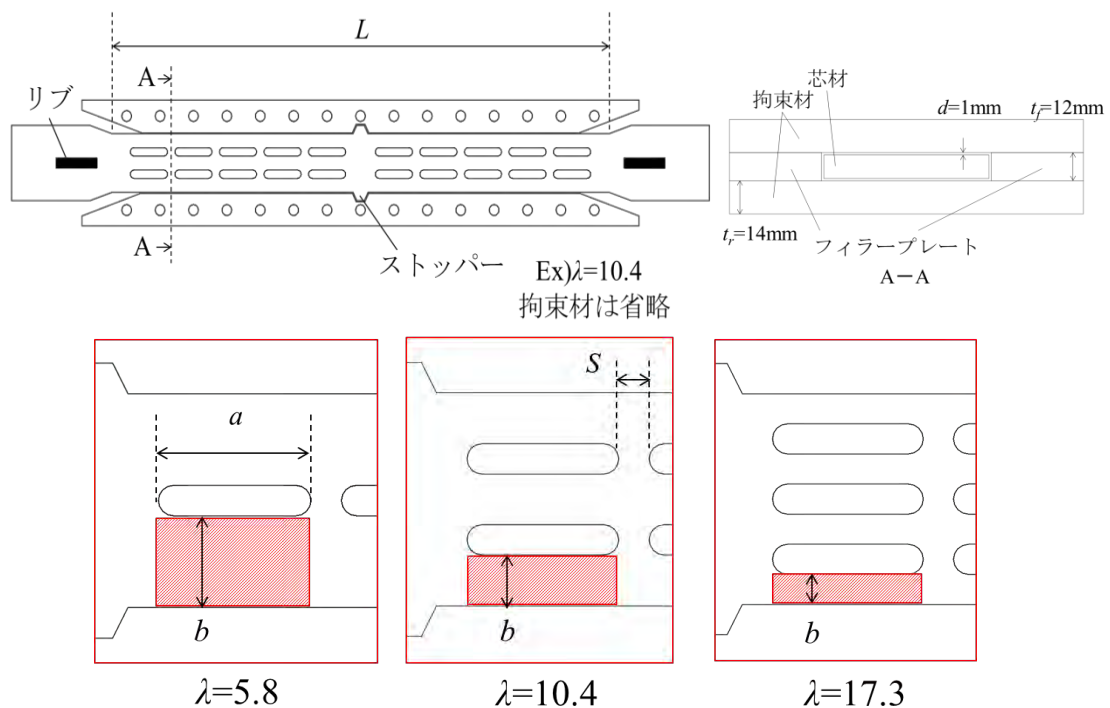
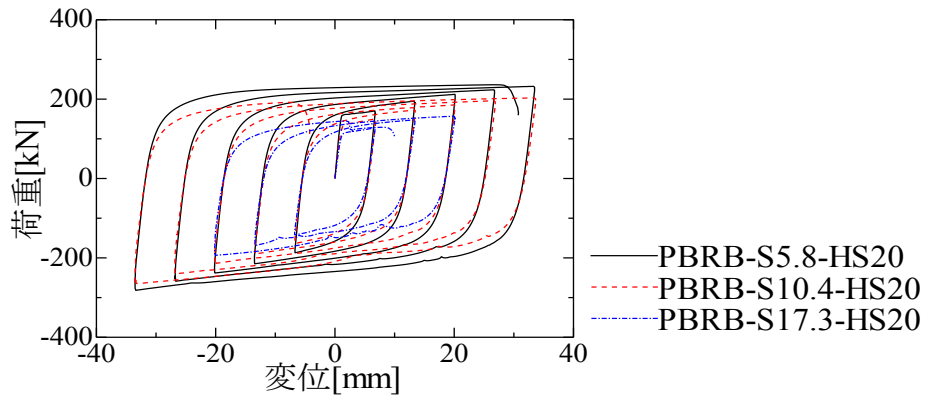


図 1.2.32 供試体詳細図

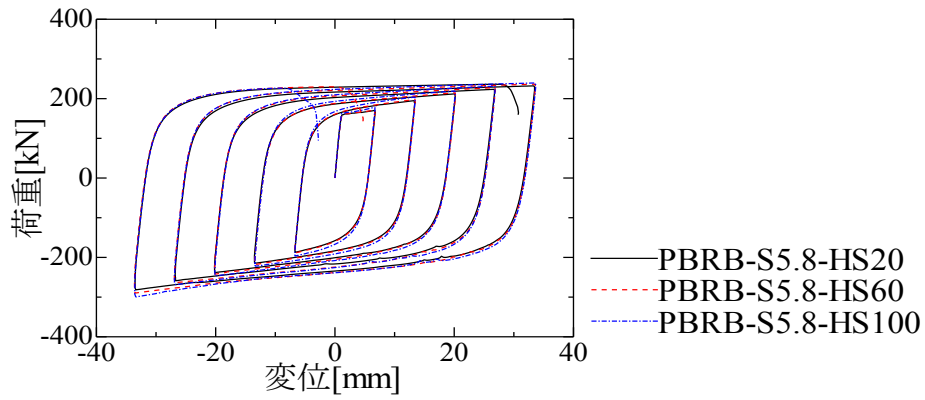
ここで、 r は断面二次半径、 I は断面二次モーメント、 A は最小断面積である。本研究では図 1.2.32 の拡大図に示すように各供試体の長さ方向におけるスリット孔長 a と各供試体の最小断面幅 b 及び板厚 t_c から成る赤枠部分を単一の柱と考えており、 r 、 I 、 A は、この単一柱における値となっている。また、各供試体の最小断面における細長比 λ を一定としたとき、スリット孔間長 S とスリット孔長 a の比 η をもう一つのパラメータとしており、次式によって表される。

$$\eta = \frac{S}{a} \times 100 \quad (1.2.18)$$

まず、各供試体の最小断面における細長比 λ がそれぞれ異なる値をもつ、No.1、No.2、No.3 供試体の比較による考察を述べる。本実験では、各供試体の最小断面における細長比 λ をそれぞれ 5.8、10.4、17.3 とすることで、供試体に設けられたスリット孔の長さ方向における列数が 1 列、2 列、3 列となるように設計した。また、これら三つの供試体は全てスリット孔間長とスリット孔長の比 η を 20% で設計している。 λ の比較について図 1.2.33 (a) に、No.1、No.2、No.3 供試体の荷重-変位履歴曲線による比較を示す。図 1.2.33 (a) より、比較した三つの供試体においては、No.1 供試体の耐力が最も高く、No.3 供試体が最も低い耐力をもつことが確認できる。すなわち、各供試体の最小断面における細長比 λ を小さくすることで、PBRB の耐久力を向上させることができると考えられる。



(a) No.1, 2, 3



(b) No.1, 4, 5

図 1. 2. 33 荷重－変位履歴曲線の比較

表 1. 2. 11 各供試体の最大荷重時の Half cycle, 変位および荷重

No.	供試体名	最大引張荷重時			最大圧縮荷重時		
		Half cycle	変位 [mm]	荷重 [kN]	Half cycle	変位 [mm]	荷重 [kN]
1	PBRB-S5.8-HS20	11	26.4	236.1	10	-33.4	281.7
2	PBRB-S10.4-HS20	9	33.4	203.0	10	-33.2	264.7
3	PBRB-S17.3-HS20	5	19.9	157.0	6	-20.0	193.5
4	PBRB-S5.8-HS60	9	33.6	236.4	10	-33.6	289.9
5	PBRB-S5.8-HS100	9	33.6	239.5	10	-33.6	299.5

表 1.2.12 各供試体の限界値

No	供試体名	ΣE_n [kN・mm]	CID[%]	C_{max} [kN]	T_{max} [kN]	$ C_{max}/T_{max} $
1	PBRB-S5.8-HS20	82194	59.9	-281.7	236.1	1.19
2	PBRB-S10.4-HS20	65427	54.8	-264.7	203.0	1.30
3	PBRB-S17.3-HS20	20340	19.1	-193.5	157.0	1.23
4	PBRB-S5.8-HS60	77674	56.1	-289.9	236.4	1.23
5	PBRB-S5.8-HS100	77132	54.7	-299.5	239.5	1.25

Note: ΣE_n =累積エネルギー吸収量, CID=累積塑性変形, C_{max} =最大圧縮力, T_{max} =最大引張力,
 C_{max}/T_{max} =最大圧縮力と最大引張力の比,

次に、各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比 η がそれぞれ異なる値をもつ、No.1, No.4, No.5 供試体の比較による考察を述べる。本実験では、各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比 η をそれぞれ 20%, 60%, 100%とすることで、供試体に設けられたスリット孔の個数が 10 個, 8 個, 6 個となるように設計した。また、これら三つの供試体は全て各供試体の最小断面における細長比 λ を 5.8 で設計している。 η の比較について図 1.2.33 (b) に、No.1, No.4, No.5 供試体の荷重-変位曲線による比較を示す。図 1.2.33 (b) より、三つの供試体はどれも安定した履歴曲線を描いているが、各サイクルにおいて、スリット孔間長とスリット孔長の比が大きいものほど優れた耐力をもつことがわかる。しかしながら、表 1.2.11 に示す No.5 供試体の引張時の最大荷重は、No.1 供試体の引張時の最大荷重の 1.01 倍であり、三つの供試体の耐力に大きな差はみられなかった。また、表 1.2.12 に示した最大圧縮力と最大引張力の比をみても、突出した違いはなかった。これらのことから、各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比 η が供試体の耐力に与える影響は少ないと考えることができる。

以上のことから、各供試体の最小断面における細長比 $\lambda=5.8$ のとき、供試体の中央に設けられたストッパー部でき裂が進展し、 $\lambda=10.4$ 以上のとき、供試体の最小断面位置でき裂が進展した。各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比 η を一定とした場合、各供試体の最小断面における細長比 $\lambda=10.4$ のとき、 $\lambda=5.8$ のときと比較して耐力は低下するが、変形性能を維持することができた。しかしながら、 λ をさらに増加させ $\lambda=17.3$ としたとき、耐力および変形性能は大きく低下することがわかった。

1.2.2 履歴型制震ダンパーを導入した鋼構造物の地震後の使用性に関する照査法の開発

1995年に発生した兵庫県南部地震後、阪神高速道路において被害橋梁の損傷度判定が行われた。その結果、A～Dランクのうち損傷がそれほど大きくないB～Dランクの橋梁においても、過度の残留変形のために撤去・再構築されたケースがみられた²¹⁾。この結果は、構造物の地震後の使用性、早期復旧性を高めるためにも残留変形をできるだけ小さくする必要があることを示している。

研究代表者らは、一層の門形ラーメン橋脚に制震ダンパーを導入した際の、最大応答ひずみの制御による地震後の使用性の向上について解析的に検討を行ってきた²²⁾⁻²⁵⁾。これらは特に形状記憶合金を用いた制震ダンパー（以降SMAダンパーと呼称）に着目したものであり、その地震後の使用性に対する有用性を示している。また、前述のラーメン橋脚に比べ、より複雑な挙動を示す鋼アーチ橋に座屈拘束ブレース（以降BRB）およびせん断パネルダンパー（以降SPD）を導入して行った地震応答解析では、制震ダンパーの要求性能、設置個所、寸法、個数の違いによる制震効果について述べている²⁶⁾⁻²⁸⁾。

制震ダンパーの導入によるエネルギー吸収等の制震効果に関しては、これまでに様々な実験的、解析的研究および実構造物への適用によって明らかである²⁹⁾⁻³³⁾。また、単柱式橋脚および門形ラーメン橋脚における最大応答変位と最大応答ひずみ、最大応答ひずみと残留変位には相関関係があることが知られ、「残留変位による照査」および「最大応答変位による照査」と整合性の取れた「ひずみによる照査」を行うことができるよう、部材健全度に応じたひずみの制限値の規定がなされている^{34),35)}。しかしながら、地震後の使用性という観点において、制震ダンパーを導入した場合の鋼構造物の最大応答ひずみと残留変位の関係についての研究はほとんど行われていない。

そこで本研究^{19), 20)}では、これまでの鋼製ラーメン橋脚についての検討に加え、鋼アーチ橋についても、端柱、補剛桁、アーチリブ全体、さらに個々の部材で残留変位を抽出し、制震ダンパーを導入した構造物の最大応答ひずみを制御した際に、残留変位による地震後の使用性の照査を満たすかどうかを解析的に検討する。そして、これらの結果を基に、地震後の使用性において、ひずみ照査法と変位照査法の整合性を検証することを目的とする。

本研究では、日本鋼構造協会および土木学会が提案する鋼構造部材・部品の健全度照査法^{34),35)}に基づき、変位照査法およびひずみ照査法を組み合わせた照査を行う。許容値としては、軽微な損傷（耐力・変形性能とも十分／軽微な補修）である部材健全度 2 を目標とし、本研究の主目的は、地震後の使用性の照査式 $\delta_R \leq h/300$ および $\varepsilon_{a\max} \leq 2.0\varepsilon_y$ において、ひずみ照査法と変位照査法の整合性を制震橋に対しても検証することにある。

鋼製ラーメン橋脚と鋼アーチ橋の解析モデルについて図 1.2.34～図 1.2.36 に示す。

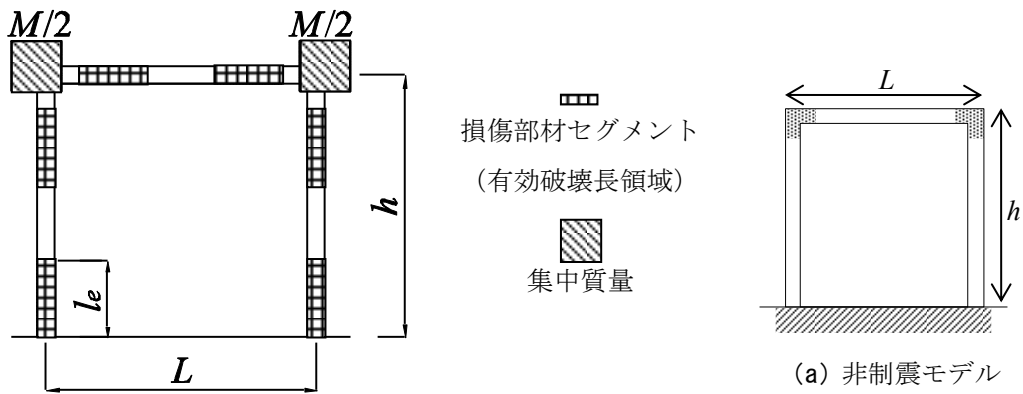


図 1.2.34 鋼製ラーメン橋脚
のモデル化

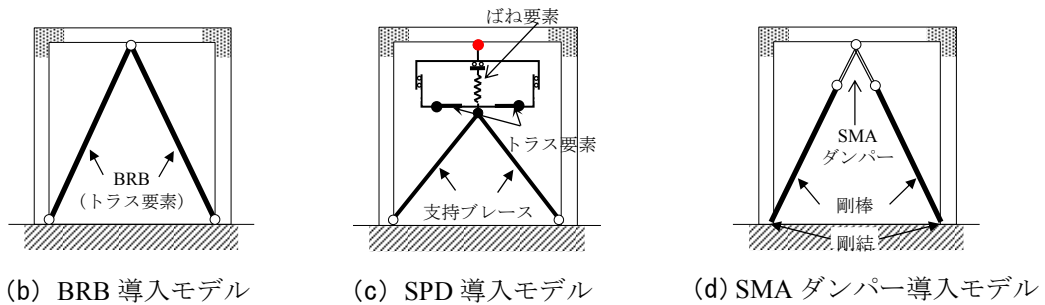


図 1.2.35 解析モデル概要図

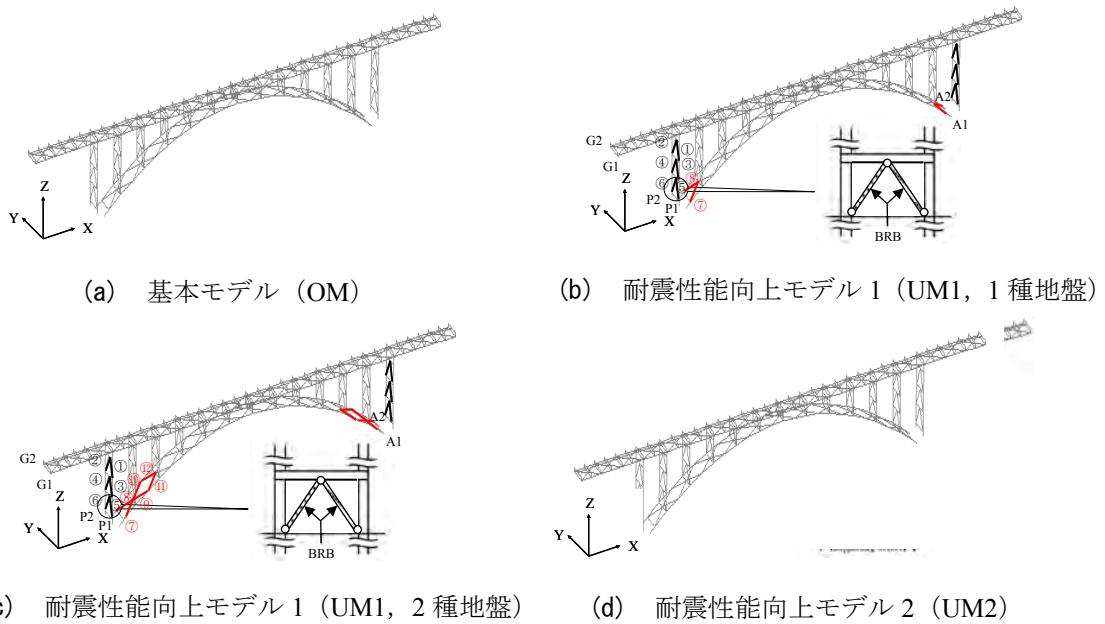


図 1.2.36 鋼アーチ橋解析モデル

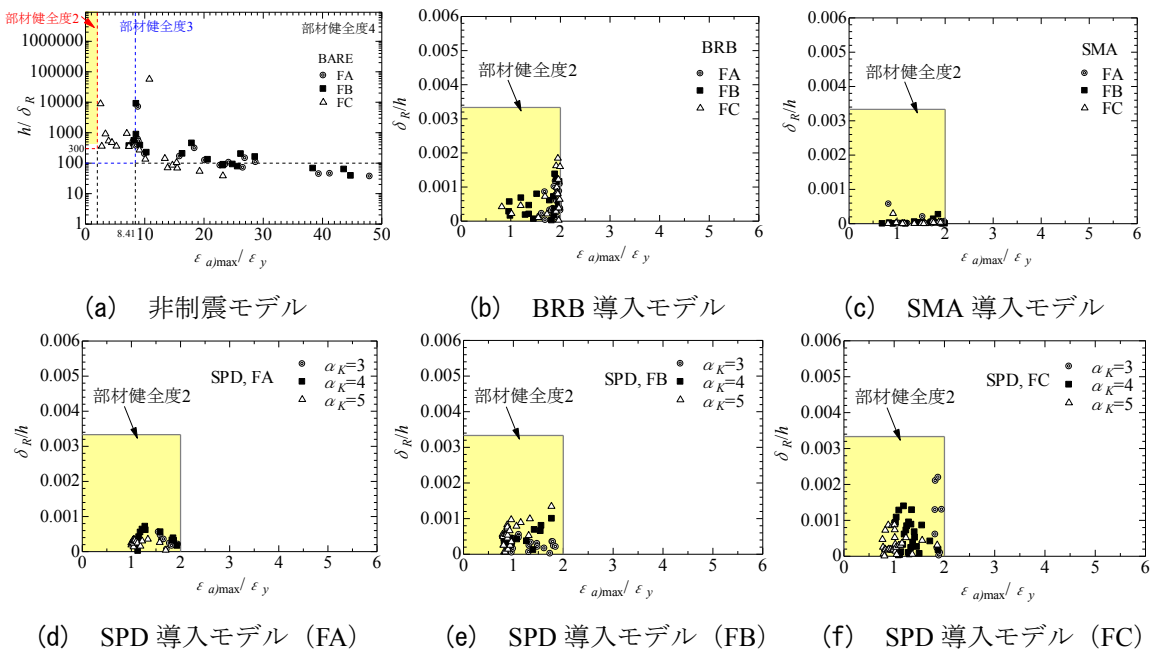


図 1.2.37 非制震および制震ラーメン橋脚における最大応答ひずみ-残留変位関係

まず、鋼製ラーメン橋脚について、図 1.2.37 (a)に示す非制震モデルをみると、FC では約半数が部材健全度 3^{34), 35)}を満足しているが、FA, FB ではほとんどのケースで部材健全度 4^{14), 15)}程度となっている。また、部材健全度 2 の許容値である最大応答ひずみ $2\epsilon_y$ 以下を満たしたものはなかった。そして、これらの約 6 割が $h/300$ ($\delta_R/h \leq 0.0033$) を超える大きな残留変位を残している。このことから、制震ダンパーの導入による橋脚基部のひずみおよび橋脚頂部の変位の低減が必要であるといえる。図 1.2.37 の制震モデルでは非制震モデルに比べ、最大応答ひずみが大幅に低減できていることがわかる。図中の着色した領域が部材健全度 2 の許容領域である。図 1.2.37 (b), 図 1.2.37 (c)に示す BRB 導入モデルおよび SMA ダンパー導入モデルでは、各地震動に対し最大応答ひずみが許容値 ($2\epsilon_y$) 以内に収まるよう設計した結果、全てのケースで残留変位が $h/300$ 以内 ($\delta_R/h \leq 0.0033$) に収まり、部材健全度 2 を満足した。また、SMA ダンパー導入モデルに関しては、BRB 導入モデルと比べ、残留変位を大幅に低減させることができた。これは SMA の持つ自己修復機能による^{23), 24), 36)}。図 1.2.37 (d), (e), (f)に示す SPD デバイス導入モデルでは、BRB および SMA ダンパーと同様に、最大応答ひずみが $2\epsilon_y$ 以内に収まるように設計した全てのケースで残留変位による照査を満たすことができた。

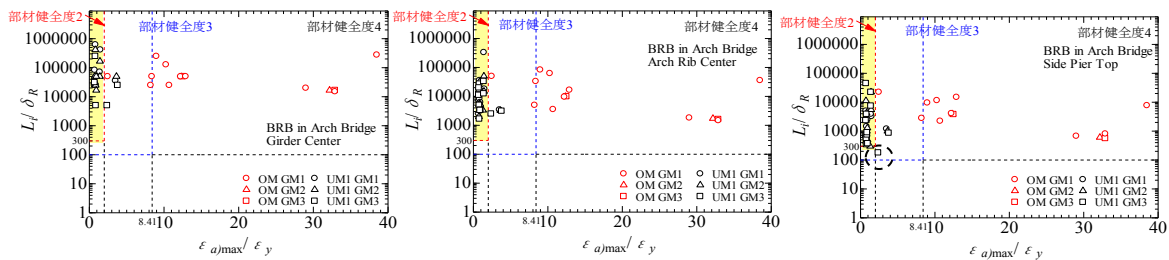
以上のことから、鋼製ラーメン橋脚に地震後の使用が困難になる大きな残留変位が発生する場合、最大応答ひずみを $2\epsilon_y$ 以内に抑えるような制震ダンパーを付与することで、残留変位を $h/300$ 以内 ($\delta_R/h \leq 0.0033$) に抑え、地震後の使用性の照査を満たすことができる。即ち、地震後の使用性の照査式において、ひずみ照査法は変位照査法より、より厳しい照査式であることが判り、「ひずみ照査法は変位照査法を内包している」と言える。

次に、鋼アーチ橋に関する解析的検討を示す。本研究では、鋼アーチ橋において最大応答ひずみ-残留変位関係を表す際、端柱基部の最大応答ひずみと補剛桁中央、アーチリブ中央および端柱頂部の残留変位を用いることとする。

残留変位に関しては、隣接する各横支材間の相対変位を用い、横支材間距離 L_i で無次元化することとする。文献34), 35)には、アーチ橋等の地震後の使用性照査を変位照査法で行う場合の規定はない。そこで本研究では、 h (橋脚高さ) を隣接横支材間距離 L_i に置き換えて、部材健全度2の規定とする。ひずみ照査法については式(e)をそのまま用いる。

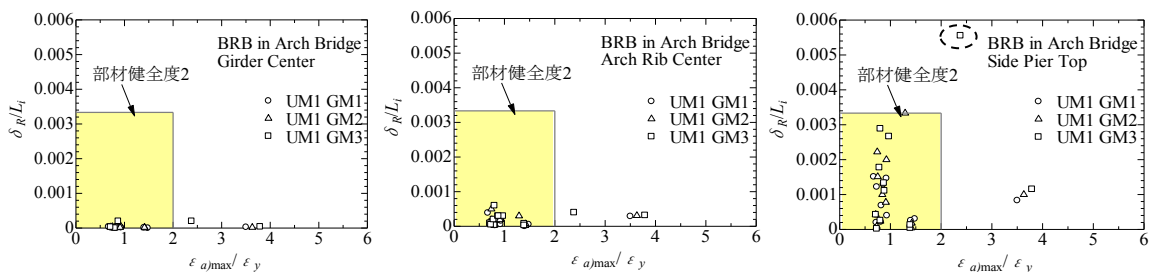
図 1. 2. 38, 図 1. 2. 39 に BRB を導入した鋼アーチ橋 (UM1) の端柱基部の最大応答ひずみと、補剛桁中央 (図 1. 2. 38 (a), 図 1. 2. 39 (a)), アーチリブ中央 (図 1. 2. 38 (b), 図 1. 2. 39 (b)) および端柱頂部 (図 1. 2. 38 (c), 図 1. 2. 39 (c)) のそれぞれの点での残留変位との関係を示す。GM (地震動) の後の数字は地震動の入力回数を示している。全体を通して、制震ダンパー導入前は最大応答ひずみが大きくなっているものの、残留変位は部材健全度 2 の照査を満たしている。補剛桁中央、アーチリブ中央、端柱頂部の順で残留変位が大きくなる傾向がみられた。制震ダンパー導入後は、4 ケースのみ部材健全度 2 を満足しなかったが、ほとんどのケースで大幅なひずみの低減効果がみられた。また、図 1. 2. 38 (c), 図 1. 2. 39 (c) の部材健全度 2 を満足しなかった内の 1 ケース (図中、点線で囲んだ UM1 GM3 の黒四角) において、端柱頂部の残留変位が許容値である $L_i/300$ を超えていることがわかる。これらのことから、本研究で用いた鋼アーチ橋のような複雑な構造物に対しても、最大応答ひずみを $2\epsilon_y$ 以内に抑えるような制震設計を行うことで、地震後の使用性の照査も概ね満たすことがわかる。また、地震動を複数回入力した場合、非制震モデルおよび制震ダンパー導入モデルにおいて $2\epsilon_y$ を超えてしまうケースがみられたが、残留変位に大きな変化はみられなかった。

図 1. 2. 40, 図 1. 2. 41 に SPD デバイスを導入した鋼アーチ橋 (UM2) の端柱基部の最大応答ひずみと、補剛桁中央 (図 1. 2. 40 (a), 図 1. 2. 41 (a)), アーチリブ中央 (図 1. 2. 40 (b), 図 1. 2. 41 (b)) および端柱頂部 (図 1. 2. 40 (c), 図 1. 2. 41 (c)) のそれぞれの点での残留変位との関係図を示す。グラフの構成は図 1. 2. 38, 図 1. 2. 39 と同様である。全体的に UM1 と比べ残留変位は小さくなり、許容値を超えたケースはなかった。また、UM1 と同様に補剛桁中央、アーチリブ中央、端柱頂部の順で残留変位が大きくなる傾向がみられた。UM1 および UM2 の解析結果より、鋼製ラーメン橋脚と同様に、最大応答ひずみ $2\epsilon_y$ 以内に収まったケースでは地震後の使用性の照査を満足した。即ち、地震後の使用性において、「ひずみ照査法が変位照査法を内包している」ことが鋼アーチ橋においても実証された。



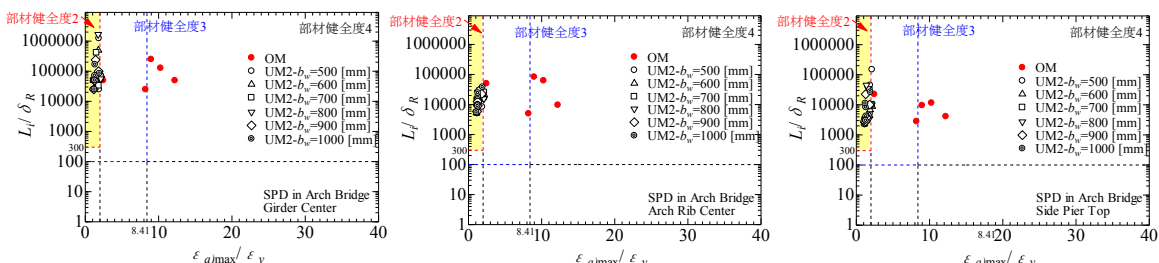
(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.38 BRB を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係



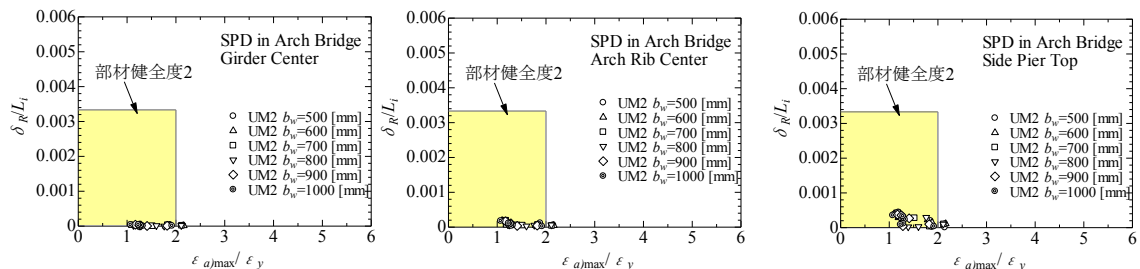
(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.39 BRB を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係 (詳細図)



(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.40 SPD を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係



(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.41 SPD を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係 (詳細図)

1.2の参考文献

- 1) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 葛 漢彬: 実物大 BRRP 制震ダンパーの開発研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015年3月。
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 丸善, 2012.3.
- 3) 山崎伸介, 加藤弘務, 宇佐美勉, 葛 漢彬: 波形鋼板制震ダンパー芯材の最適形状と復元力モデル, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.314-327, 2016年3月。
- 4) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.335-348, 2014.3.
- 5) 山崎伸介, 野呂直以, 宇佐美勉: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの動的性能確認実験, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 447-450, 2014.7.
- 6) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 葛 漢彬: 実物大 BRRP 制震ダンパー開発のための基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015.3.
- 7) 山崎伸介, 野呂直以, 櫻井信彰, 宇佐美勉: BRRP 制震ダンパーの芯材に適する波形形状と動的性能の検討, 鋼構造論文集, JSSC, 第22巻, 第87号, pp.33-46, 2015.9.
- 8) 山崎伸介, 加藤弘務, 宇佐美勉, 葛 漢彬: 芯材に波形鋼板を適用した座屈拘束ブレース(RP-BRB)の性能実験と解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_264-I_278, 2016年。
- 9) 宇佐美勉: 高機能制震ダンパーの開発研究(特別講演), 第10回地震時保有耐法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.11-22, 2007.2.
- 10) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森翔吾, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.335-348, 2014.3.
- 11) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔梧, 野呂直以, 葛 漢彬: 実物大 BRRP 制震ダンパー開発のための基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015.3.
- 12) 猪飼豊樹, 丸山陸也, 賈良玖, 葛 漢彬: 魚骨型座屈拘束ブレース(FB-BRB)の開発に関するパイロット研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.4, pp. I_???-I_???, 2017年(掲載予定)。
- 13) Jia, L.J., Ge, H.B., Maruyama, R., and Shinihara, K.: Development of a novel high-performance all-steel fish-bone shaped buckling-restrained brace, Engineering Structures, Vol.138, pp.105-119, 2017.
- 14) 猪飼豊樹, 吉田太智, 賈良玖, 葛 漢彬: 骨型座屈拘束ブレース(FB-BRB)の開発に関する実験的研究, (投稿予定)。
- 15) 篠原一輝, 賈 良玖, 加藤弘務, 葛 漢彬: せん断応力と引張応力が作用する鋼材の延性破壊メカニズムの解明に関する研究, 土木学会論文集 (構造・地震工学), Vol.71, No.4 (地震工学論文集第34巻), pp.I_337-I_348, 2015.2.

- 16) 榑原賢治：せん断型座屈拘束ブレースの開発に関する実験的研究，名城大学卒業論文，2017年。
- 17) 深田桃子：せん断型座屈拘束ブレースの開発に関する解析的研究，名城大学卒業論文，2017年。
- 18) 吉川裕泰：有効座屈拘束ブレースの開発に関する基礎的研究，名城大学卒業論文，2017年。
- 19) 丸山陸也，葛 漢彬，宇佐美勉：3種類の履歴型制震ダンパーを導入した鋼構造物の地震後の使用性に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.61A，pp.198-210，2015年3月。
- 20) Li, R., Ge, H.B., Usami, T., and Shu, G.P.: A Strain-Based Post-Earthquake Serviceability Verification Method for Steel Frame-Typed Bridge Piers Installed with Seismic Dampers, *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1080/13632469.2016.1157531, 2016.
- 21) 家村浩和：極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方ー耐震設計から先端技術に応用した免震・制震設計へー，土木学会論文集，土木学会，No.623/VI-43，pp.1-8，1999.6.
- 22) 丸山陸也，渡邊健斗，葛 漢彬：残留変位の低減に着目した鋼製ラーメン橋脚の制震解析，第18回計算工学会講演論文集，CD-ROM，論文番号F-4-3，2013.6.
- 23) 丸山陸也，葛 漢彬：SMAダンパーを導入した鋼製ラーメン橋脚の制震効果に及ぼす温度変化の影響に関する検討，第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.301-308，2013.7.
- 24) Maruyama, R., Ge, H.B., Luo, X.Q. and Usami, T.: Damage Free Design of Steel Structures Using Seismic Dampers, *Proc. 10th Pacific Structural Steel Conference*, pp.745-750, 2013.10.
- 25) 丸山陸也，葛 漢彬：最大ひずみの制御に着目した鋼製ラーメン橋脚の地震後の使用性向上に関する制震解析，第19回計算工学会講演論文集，CD-ROM，論文番号E-4-3，2014.6.
- 26) Ge, H.B., Chen, X. and Matsui, N.: Seismic Demand on Shear Panel Dampers Installed in Steel-Framed Bridge Pier Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.15, No.3, pp.339-361, 2011.3-4.
- 27) 陳 溪，葛 漢彬：せん断パネルダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの要求性能に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.57A，pp.514-527，2011.3.
- 28) 丸山陸也，大場孝太，葛 漢彬：鋼アーチ橋へ導入したSPDの構造パラメータの違いが耐震性能へ及ぼす影響に関する解析的研究，第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.375-382，2014.7.
- 29) 宇佐美勉，渡辺直起，河村洋行，葛西 昭，織田博孝：制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体座屈，構造工学論文集，土木学会，Vol.52A，pp.37-48，2006.3.

- 30) 小池洋平, 谷中聡久, 宇佐美勉, 葛 漢彬, 尾下里治, 佐合 大, 鶴野禎史: 高機能せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.372-381, 2008.3.
- 31) 宇佐美勉, 佐藤 崇, 葛西 昭: 高機能座屈拘束ブレースの開発研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.55A, pp.719-729, 2009.3.
- 32) 宇佐美勉, 佐藤 崇: 座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.486-498, 2010.3.
- 33) 葛 漢彬, 金子恵介, 宇佐美勉: 高機能補剛せん断パネルダンパーの繰り返し弾塑性挙動と復元力モデルに関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.522-532, 2010.3.
- 34) 宇佐美勉編著, 日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 35) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編], 土木学会, 2008.1.
- 36) Luo, X.Q., Ge, H.B. and Usami, T.: Dynamic Numerical Simulation of Steel Frame-Typed Piers Installed with SMA Damping Devices Based on Multi-linear One Dimensional Constitutive Model, Advanced Steel Construction, Vol.6, No.2, pp.722-741, 2010.6.

1.3 相似則を考慮した分散型サブストラクチャ応答実験システムによる土木構造物の制震構造設計法の確立（研究担当者：渡辺孝一）

1.3.1 制震ブレースを挿入した鋼製ラーメン橋脚の並列ハイブリッド実験システム構築の検証とパイロット試験

橋梁などの構造物に犠牲部材として設置し、その部材に地震エネルギーを吸収させることで、主構造の損傷を最小限に抑え健全性を保つことができる座屈拘束ブレース（BRB）¹⁾⁴⁾の研究開発が精力的に実施されている。本研究は、複数の座屈拘束ブレースを備えた橋脚を対象として、その橋脚に地震動を入力し、制震性能を検証するものである。既往の研究は、ブレースを設置した橋梁の部分模型に対して、振動台による動的加振によって制震効果を検討した事例等^{5), 6)}がある。しかし、動的加振における実験装置の能力から、実験供試体のサイズが制限されるなど制約条件が多い。本研究は新たに分散した実験システムを同期させ、油圧アクチュエータによる载荷装置と、FEM 解析プログラムを融合した分散型サブストラクチャ応答実験⁷⁾¹⁰⁾を構築し、その実験システムの応答性を検証した上、並列に設置した2基の座屈拘束ブレースによる鋼製橋脚の制震性能を総合的に検証するものである。

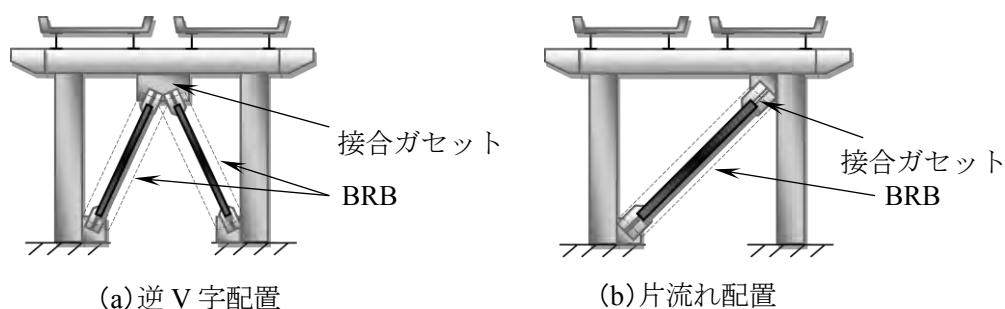


図 1.3.1 ラーメン橋脚に挿入した BRB の配置形式

(1) ハイブリッド実験ターゲットの鋼製ラーメン橋脚制震化に関する検討

a) 橋脚の数値モデル化と基本性能

図 1.3.1 (a)、図 1.3.1 (b) に BRB を逆 V 字配置および片流れ配置したラーメン橋脚の外形と部材断面を示す。ラーメン橋脚の外形を図 1.3.2 (a) に示し、柱と梁の断面詳細を図 1.3.2 (b)、図 1.3.2 (c) にそれぞれ示す。ラーメン橋脚のサイズは、地面から梁断面中心までの橋脚高さ 12,000mm、橋脚の中心間隔 12,000mm である。各部材の断面諸元と外形を表 1.3.1 に示し、表および図中に示した記号はそれぞれ、 M : 上部構造質量 (2042 ton): 幅、 D : 奥行き、 t : 板厚、 R : 幅厚比パラメータ、 a : アスペクト比、 n : サブパネル数、 λ : 補剛材細長比パラメータ、 b : 補剛材幅を示し、記号の下添え字は部材名、 c : 柱、 b : 梁、 f : フランジ、 w : ウェブ、 s : 補剛材を表している。なお、梁と柱の隅角部は降伏させないため板厚を 2 倍としている。

表 1.3.1 ラーメン橋脚諸元¹⁾

Column											
B_c (mm)	D_c (mm)	t_c (mm)	R_{fc}	R_{wc}	α_{fc}	α_{wc}	n_{fc}	n_{wc}	λ_{sc}	b_s (mm)	t_s (mm)
2000	1000	32	0.34	0.34	1	0.5	2	4	0.89	140	32
Beam											
B_b (mm)	D_b (mm)	t_b (mm)	R_{fb}	R_{wb}	α_{fb}	α_{wb}	n_{fb}	n_{wb}	λ_{sb}	b_s (mm)	t_s (mm)
1000	2000	32	0.34	0.78	0.5	0.83	4	1	0.72	140	32

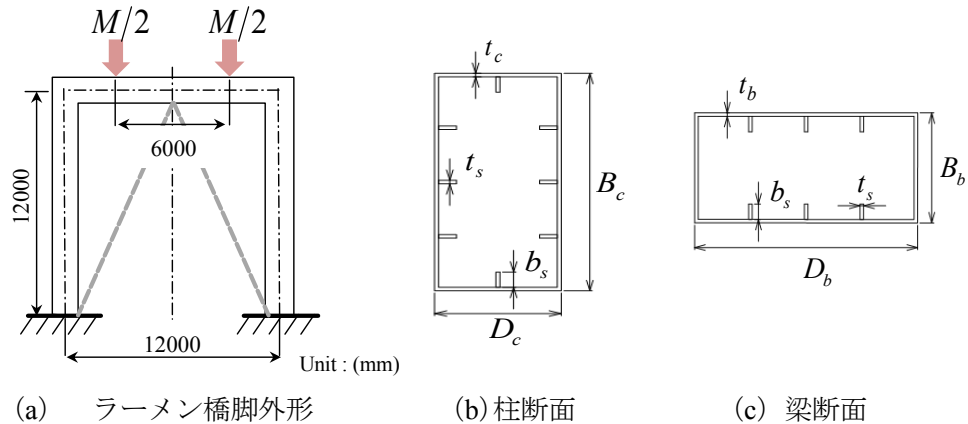


図 1.3.2 ラーメン橋脚外形と部材断面

次に図 1.3.3 に示すようにラーメン橋脚を数値モデル化し、サブストラクチャ応答実験による制震効果の検討を進める。解析モデル化にあたり橋脚の梁および柱にはファイバー要素を適用した。解析に使用した FEM プログラムは、SeanFEM¹¹⁾である。解析ソフトの仕様により、分割断面と橋脚外郭を表示可能である。橋脚は地面に対して完全固定の境界条件とし、上部構造質量は梁の中央から左右に 3000mm の位置にそれぞれ $M/2$ を与えた。材料特性は鋼種 SM490Y 相当を仮定して降伏応力 $\sigma_y=355\text{MPa}$ を与え、ヤング率 $E=206\text{GPa}$ とした。材料構成則は図 1.3.4 に示すような移動硬化則を適用した。ヤング率の 2 次勾配 E_2 は $E/100$ とし、部材の降伏条件は Mises の降伏条件を適用した。BRB には、EX-truss 要素を適用し、BRB と橋脚の接合ガセットは、十字継手構造を模擬して数値モデル化した。EX-truss 要素は、汎用数値解析で用いられるトラス要素と同等の特性を有し、要素のひずみに対する軸力を実験値から取り込む機能を持たせており、ガセットとの連結部の境界条件はピン接合である。

図 1.3.5 は、制震化しないラーメン橋脚のプッシュオーバー解析から水平荷重-橋脚天端の水平変位関係を求めた結果である。この解析により、対象とするラーメン橋脚の降伏水平変位 δ_y ($=71\text{mm}$) と降伏水平荷重 H_y ($=6200\text{kN}$) ならびに弾性剛性 K_0 を算定した。

b) BRB 配置形式と等価剛性

図 1.3.6 に示すように、ラーメン橋脚の層間変形 δ_y に対してブレースの伸縮変位 ΔL_b を仮定する。図 1.3.7 に示すとおり、ラーメン橋脚に設置する BRB の細部構造をブレース全長 L と制震ブレース区間長さ（塑性変形区間） L_b の比率を $\xi_l=L_b/L$ とし、さらに取り付けガセッ

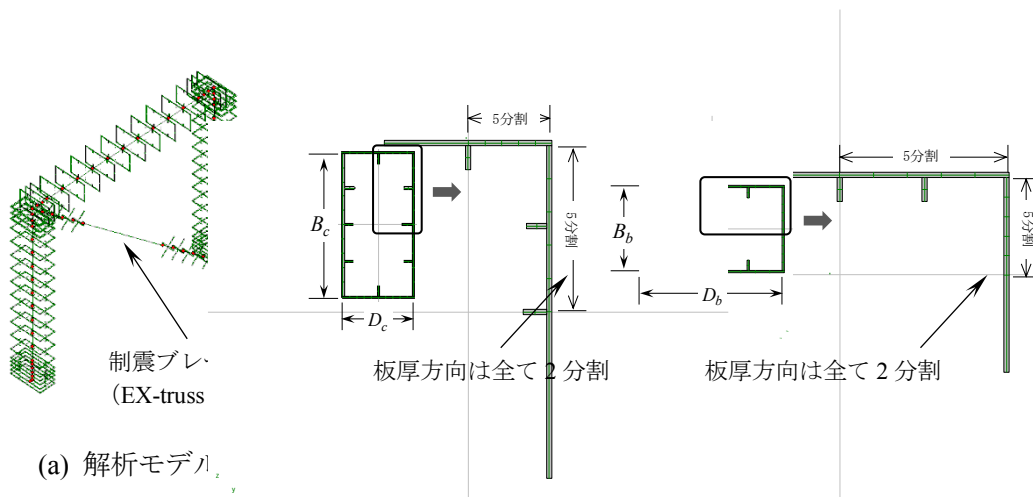


図 1.3.3 BRB 逆 V 字配置の数値シミュレーション

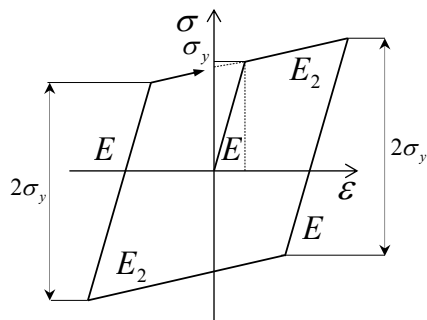


図 1.3.4 解析に適用した移動硬化則

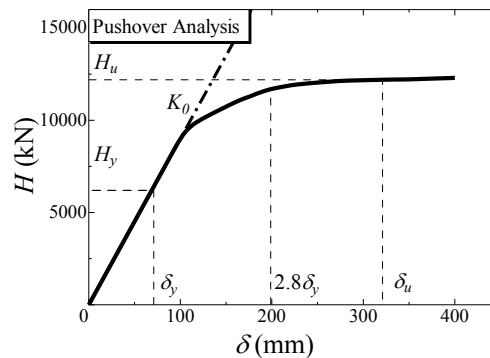


図 1.3.5 水平荷重－変位結果

ト長さ L_g との比率を $\xi_2=L_g/L$ とする場合、ブレイスの等価剛性は、式 (1.3.1) で計算される。

$$K_1 = \left(\xi_1 + 2\xi_2 \frac{A_b}{A_g} \right)^{-1} \cdot \frac{E \cdot A_b}{L} \quad (1.3.1)$$

ここで、 A_b は制震ブレイスの断面積、 A_g ガセット接合部の断面積、 E は制震ブレイスのヤング率である。BRB の配置関係から、 $L_g=(L-L_b)/2$ であるので、式 (1.3.1) は式 (1.3.2) のように簡略化できる。

$$K_1 = \frac{4}{(3\xi_1 + 1)} \cdot \frac{E \cdot A_b}{L} \quad (1.3.2)$$

簡略化の過程で、ガセット接合部の断面積を便宜上 $A_g=4A_b$ とした。式 (1.3.2) から、橋脚のブレイス設置区間長 L を一定とすると、地震エネルギーを吸収させる制震ブレイス長さ L_b が短いほど ξ_1 が小さくなることから、等価剛性は大きくなる。

図 1.3.8 に BRB を配置したラーメン橋脚の水平剛性について、 ξ_1 を変化させた結果を示す。縦軸は BRB を設置した橋脚の水平剛性 K_{BRB} を制震化しない橋脚の水平剛性 K_0 で無次元化し

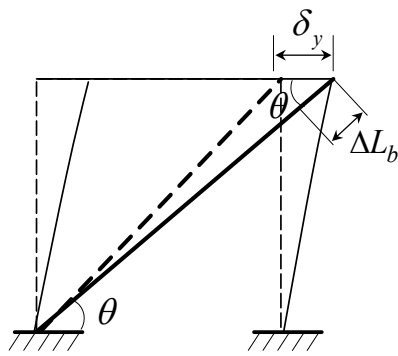


図 1.3.6 ブレース伸縮変形量の仮定

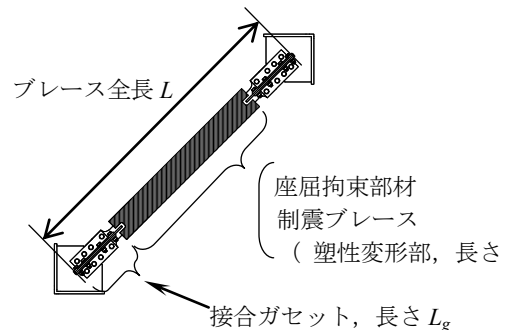


図 1.3.7 ブレースの構成

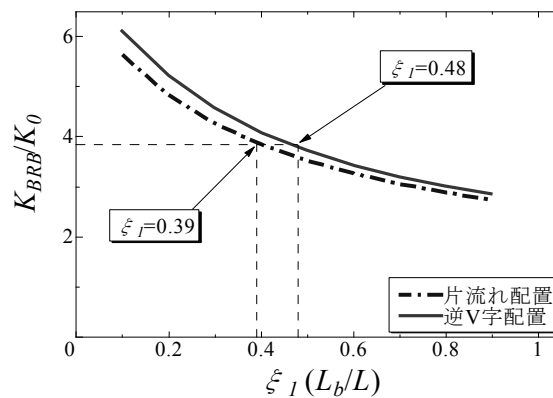


図 1.3.8 ラーメン橋脚の水平剛性の変化

ており、逆 V 字配置と片流れ配置の計算結果を示している。

橋脚の諸元を同一とすれば、ブレース設置区間長さは片流れ配置の時、幾何学的に逆 V 字配置より長いブレースが必要となる。本研究では、BRB の制震ブレース長さ L_b は同一とし、逆 V 字配置と片流れ配置の水平剛性が等価となるよう、橋脚本体と BRB との接合ガセット長さ L_g を調節した。また、 ξ_l のほかブレースの軸剛性によって水平剛性は多様に变化するが、 K_{BRB}/K_0 を変化させた数値解析モデルの動的応答解析の応答値により、 K_{BRB}/K_0 の値を定めた。この結果、逆 V 字配置は $\xi_l=0.48$ 、片流れ配置では $\xi_l=0.39$ とした。

(2) ハイブリッド実験用BRBの設計と性能

a) 設計の流れ

図 1.3.9 にハイブリッド実験によるラーメン橋脚の地震応答実験までの流れを示す。前述した ξ_l および制震ブレース断面積 A_b を仮定して、制震化したラーメン橋脚の動的応答解析を行い、最大応答変位 ($\delta_{max} < 2.8\delta_y$) および残留変位 ($\delta_R < h/300$, h : 橋脚高さ) の照査を行う¹³⁾。照査を満たした場合、ハイブリッド実験供試体の縮尺比 S を仮定して、実験供試体用 BRB の断面を設計する⁷⁾。フロー中に示す記号のうち、 mL_b は実験供試体の制震ブレース長さを示し、 mA_b は制震ブレース断面積を示しており、それぞれ縮尺比で算定される。

次に、設計した BRB に対して実験装置の
 載荷能力や計測機器能力に対する確認を行い、
 実験実施の可否を判定する。具体的には、フ
 ロー中に示した番号と対応して、①BRB に与
 える繰り返し軸力の最大値がジャッキ載荷能
 力範囲であること、②BRB の伸縮変位がジャ
 ッキストロークの範囲であること、③ジャッ
 キ制御および計測データの桁落ちを防止する
 ため、BRB の降伏変位 $m\delta_y$ が制御装置の変位
 分解精度 δ_0 の概ね 100 倍以上であること、に
 配慮して縮尺比を変化させて試行を繰り返す。
 以上のフローに従い、本実験では縮尺比 S
 $=1/5$ として設計し BRB の形状を確定した。

設計した BRB の形状を図 1.3.10 (a) に示
 す。縮尺後の制震ブレース長さは
 $mL_b=1375\text{mm}$ である。制震ブレース断面は図
 1.3.10 (b) に示すうちの着色部位であり、設
 計板幅 100mm、板厚 10mm で $mA_b=1000\text{mm}^2$
 である。全体座屈を防止するための拘束部材
 は、板厚 16mm、幅 200mm、拘束材と制震ブ
 レースとの隙間 1mm である。この BRB は、
 軸力作用時の全体座屈を防止するための設計
 条件式¹⁾を満足する。この他、制震ブレース
 両端に取り付けた端部リブは板厚 12mm であ
 る。BRB と拘束部材に使用した鋼種は SS400

であり、供試体の製作に使用したものと同一ロットの鋼材から採取した材料試験結果を表
 1.3.2 に示す。降伏変位 $m\delta_y$ は、BRB への軸力作用時に、塑性変形区間である制震ブレース
 長さ mL_b が全長にわたって高次の波形に変形すると仮定し、降伏ひずみ ε_y に mL_b を乗じて得
 られる¹⁾。断面の実測値と材料試験結果による算定結果を表 1.3.3 にまとめて示す。

b) BRB 基本性能確認実験

地震時応答実験に先立ち、ハイブリッド応答実験で用いる BRB の変形性能を確認するた
 め、予備的に静的載荷実験を行った。実験の様子を図 1.3.11 に示す。この実験では BRB の
 最大軸応答ひずみ 3% を目標として、変位制御による繰り返し漸増変位載荷実験を実施した。
 実験結果を図 1.3.12 に示す。図の縦軸は BRB の降伏荷重 mP_y で、横軸は制震ブレースの降
 伏変位 $m\delta_y$ で無次元化している。図中には BRB の制震ブレース長さ $mL_b=1375\text{mm}$ の場合の

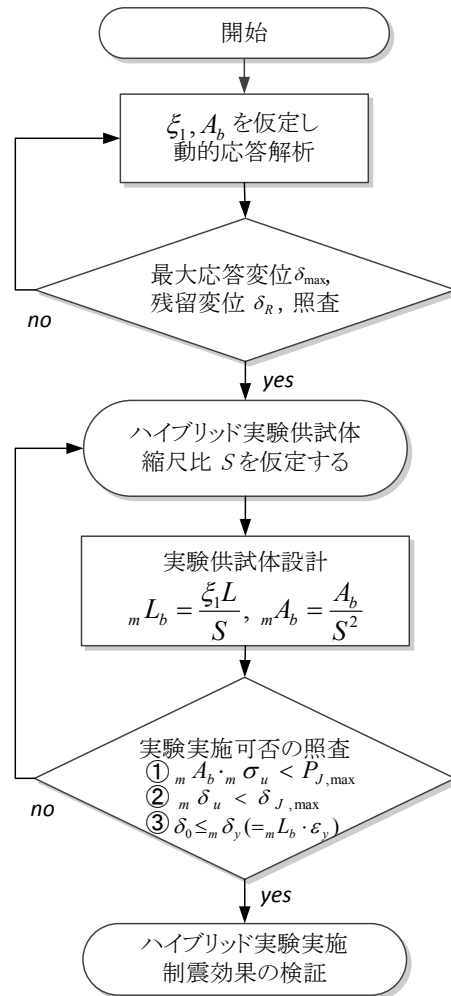


図 1.3.9 ハイブリッド実験
 供試体設計フロー

表 1.3.2 実験に使用した BRB の材料試験結果

設計板厚 (mm)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E (GPa)	ε_y	ν	Δl (%)
10	285	437	190	0.00150	0.280	29.5
12	279	436	200	0.00139	0.291	28.8
16	321	447	203	0.00154	0.287	29.0

表 1.3.3 実験に使用した BRB の供試体記号と断面諸元

実験種別	BRB配置	試験体記号	制震ブレース断面諸元			mL_b (mm)	$m\delta_y$ (mm)	mP_y (kN)
			mA_b (mm ²)	mW_b (mm)	t_b (mm)			
変位漸増载荷	-----	CYCLIC	972	100.4	9.69	1375	2.06	277
ハイブリッド 地震応答実験	逆V字配置	L-JRT	966	100.2	9.64			275
		R-JRT	979	100.2	9.77			279
	片流れ配置	S-JRT	967	100.0	9.68			276

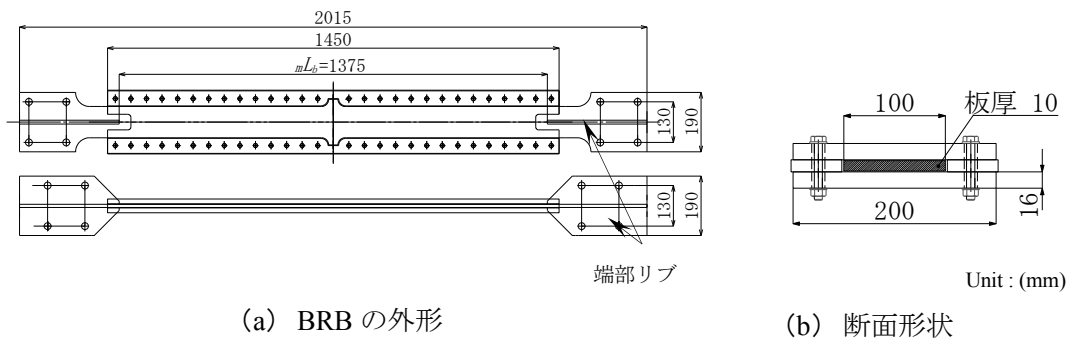


図 1.3.10 実験に使用した BRB

終局軸ひずみの目標限界値 $\varepsilon_u=3\%$ を示している。载荷は圧縮側から開始し、降伏変位 $m\delta_y$ を 1 単位として漸増させながら交番载荷し、BRB の制震ブレースが破断した時点で終了した。

図 1.3.12 示すように荷重-変位の履歴は安定した紡錘形を示している。最大応答は、引張側 $\delta/m\delta_y = 19.67$ にて $P/mP_y = 1.41$ 、圧縮側 $\delta/m\delta_y = -19.67$ にて $P/mP_y = -1.75$ の応答が得られ、終局軸ひずみの目標限界値 $\varepsilon_u=3\%$ を満足している。さらに载荷を続け、引張側の $\delta/m\delta_y = 14.57$ 、 $P/mP_y = 1.38$ 载荷時に耐力が急激に低下して制震ブレースが破断した。累積塑性変形性能³⁾の計算結果は $CID=1.22$ であった。以上より、本実験で用いた BRB は、高機能 BRB の変形性能および累積塑性変形性能の条件²⁾を満たしていることを確認した。

(3) 並列ハイブリッド実験システム

a) 実験システムの概要

ハイブリッド実験の载荷に用いる実験装置は名城大学構造耐震実験室内に設置されている 2 基の大型構造実験フレームとそれらに固定されている静的油圧アクチュエータである。ま



図 1.3.11 実験状況

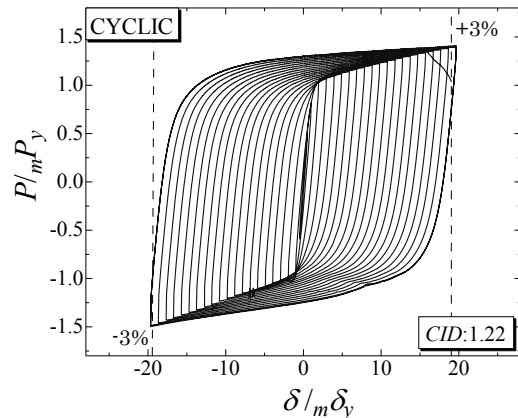


図 1.3.12 繰り返し荷試験結果

た, それらを制御する実験制御PCと応答計算を行う解析PCで実験システムとして稼働する。これらの概要を図 1.3.13 に示し, 実験システムの外観を図 1.3.14 に示す。

実験システムは大きく分けて図 1.3.14(a)に示す実験フレーム 1 号機と, 同様の荷荷機構を有する図 1.3.14(b)の 2 号機から構成されている。各構造実験フレームに取り付けられた静的油圧アクチュエータの荷荷能力は $\pm 1000\text{kN}$, ジャッキストロークは最大 $\pm 250\text{mm}$ である。ジャッキストロークは, 実験供試体に取り付けた巻き取り式デジタル変位計 (MUTOH 製 DEX-01) で制御し, 分解精度はストローク全体に渡り 0.01mm である。また, ジャッキの作用荷重はロードセルによって検出し, 分解性能は 0.5kN である。

入力する地震動データの 1 ステップ毎に演算される BRB の伸縮変形量を変位制御で荷荷する際のジャッキの速度は, 0.04mm/sec であり, BRB へ与えるひずみ速度に換算すると約 $30\mu\text{/sec}$ となる。制御 PC は OS として Windows7(64bit)を搭載し, Visual Basic 2010 で作成した制御プログラムによって, コントローラーと RS-232C ケーブルで双方向の通信制御を行う。コントローラーは, アナログ信号により油圧ポンプによる油吐出量の調整を行い, ジャッキの伸縮動作を制御する。解析 PC は実験制御 PC と同様の OS を搭載しており, 制御 PC と LAN で通信し, 実験制御 PC から取得したデータと, SeanFEM の演算によって得た BRB の伸縮変位および復元力に関するデータの双方向通信を行う。SeanFEM による解析データは解析 PC 内に記録され, その他主要なデータは実験制御 PC からデータロガー (東京測器製 TDS-530) に記録される。

b) 実験種別と入力地震動

実験は片流れと逆 V 字の 2 通りの BRB の配置に対して地震動を入力してハイブリッド実験を行った。実験に使用した各 BRB は前掲の表 1.3.3 にまとめている。

逆 V 字配置の場合, ハイブリッド実験では 2 基の BRB を構造実験フレーム 1 号機と 2 号機にそれぞれ設置して実験を行った。片流れ配置の場合は, 橋脚に配置する BRB が 1 基となるため, 構造実験フレーム 1 号機のみを利用した。各地震時応答実験を実施する前には,

BRB の変形が弾性範囲となる弾性波を入力し、油圧アクチュエータ摩擦誤差の補正を行った。
 地震応答解析¹²⁾で使用した水平地震動は、1995年の兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取
 駅の観測地震波（以下、「II-II-2」と称して記す。）の E-W 成分である¹³⁾。

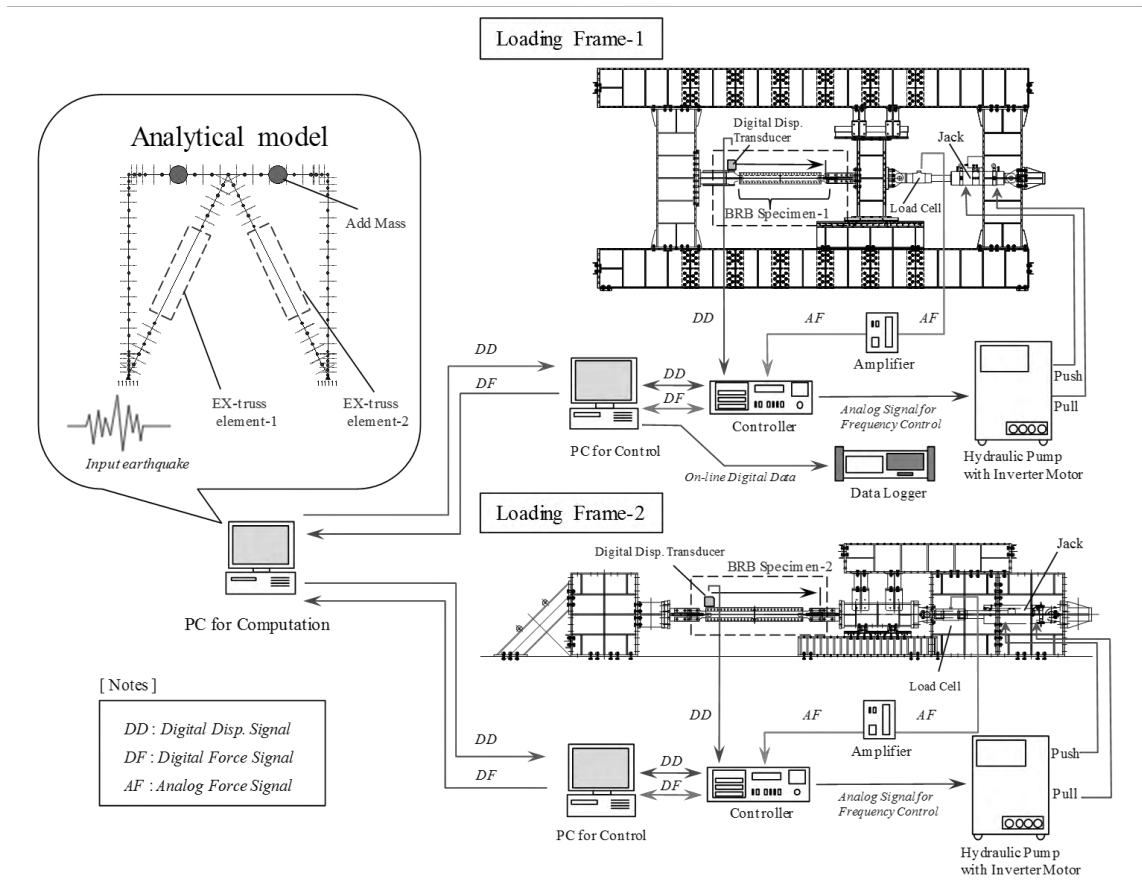


図 1.3.13 並列ハイブリッド実験システム



(a) 1号機



(b) 2号機

図 1.3.14 実験システム外観

地震動は、BRBの要求性能を検証するため、同一波形を連続して3波を入力し、BRBの軸力データをハイブリッド実験から取得し、解析PC側でラーメン橋脚の水平変位や残留変位の応答値を得た。

c) 制震化しないラーメン橋脚の応答

BRBの制震効果を比較するため、制震化しないラーメン橋脚の動的応答解析を行った。入力した地震動はII-II-2で、減衰はRayleigh型減5%とした。

図1.3.15および図1.3.16に解析結果を示す。図1.3.15は時刻応答履歴であり、縦軸は橋脚天端の水平変位を降伏変位で無次元化している。図1.3.16は水平変位-荷重履歴を示し、縦軸は降伏荷重により無次元化して表示している。地震動入力開始後約8.44秒にて最大応答変位 $\delta_{max}/\delta_y=3.88$ を生じた。最終的な残留変位 $\delta_R/\delta_y=1.78$ となり、部材健全度 2^{13})を満足しないことを確認した。

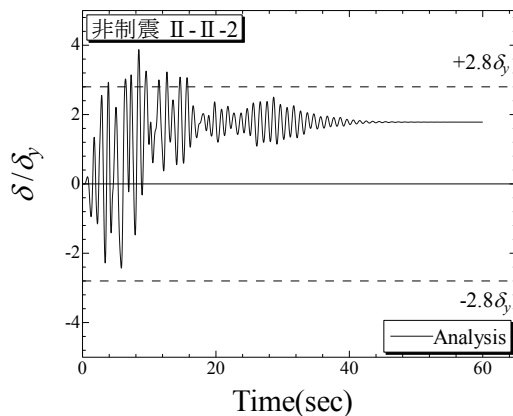


図 1.3.15 時刻応答履歴

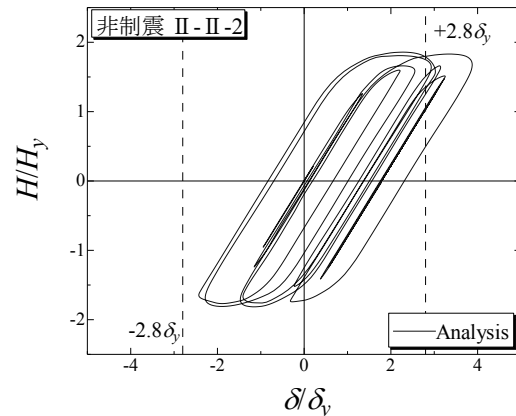


図 1.3.16 荷重-変位履歴

(4) ハイブリッド実験結果および考察

a) 橋脚の地震応答実験結果

図1.3.17には、地震波入力時の各ハイブリッド実験結果を示す。各グラフは、BRBを配置したラーメン橋脚の水平変位 δ 、水平荷重 H をそれぞれ降伏変位 δ_y 、それに対応する水平荷重 H_y で無次元化して表示している。応答時間は、II-II-2の連続3波分である。なおハイブリッド応答実験結果は「Hybrid」であり実線で示し、座屈を考慮しないトラス要素でBRBを単純モデル化した地震応答解析結果は「Analysis」として点線で示している。

図1.3.15、図1.3.16で示した制震化しないラーメン橋脚の応答と比較すると、BRBを配置することで明らかに橋脚の最大応答変位、残留変位ともに小さくなり制震効果が得られている。

配置形式による違いをみると、図1.3.17(a)、(b)に示す逆V字配置に比べ図1.3.17(c)、(d)に示した片流れ配置の最大応答がわずかに大きい、大差ない結果が得られた。これはBRBを設置した後のラーメン橋脚の水平剛性がほぼ同一で固有周期の差も小さいことが要

因であると思われる。次に、ラーメン橋脚の応力状態に着目する。例えばⅡ-Ⅱ-2の3波目入力時の最大応答時を抽出した応力コンターを図 1.3.18 に示す。図 1.3.18 は変形倍率を 10 倍としている。

この図から、逆 V 字配置と片流れ配置のどちらも橋脚基部と梁柱の接合部付近に応力が集中し、降伏応力に達していることが確認される。梁の応力に着目すると、片流れ配置は BRB が非対称のため、応力が BRB 接合側の梁下縁でやや卓越していることが確認できる（図 1.3.18 (b) 矢印の応力）。しかし、両者の応答の差が小さいことから応力分布に大差はない。また、変形状況をみると、図 1.3.18 (a) ○印部に示すように逆 V 時配置の BRB とガセット接合位置で屈曲がみられる。これはピン接合の境界条件によるものであるが、BRB の安定性と機能保持の観点から留意すべき点であり、1.3.2 にて検討を進める。

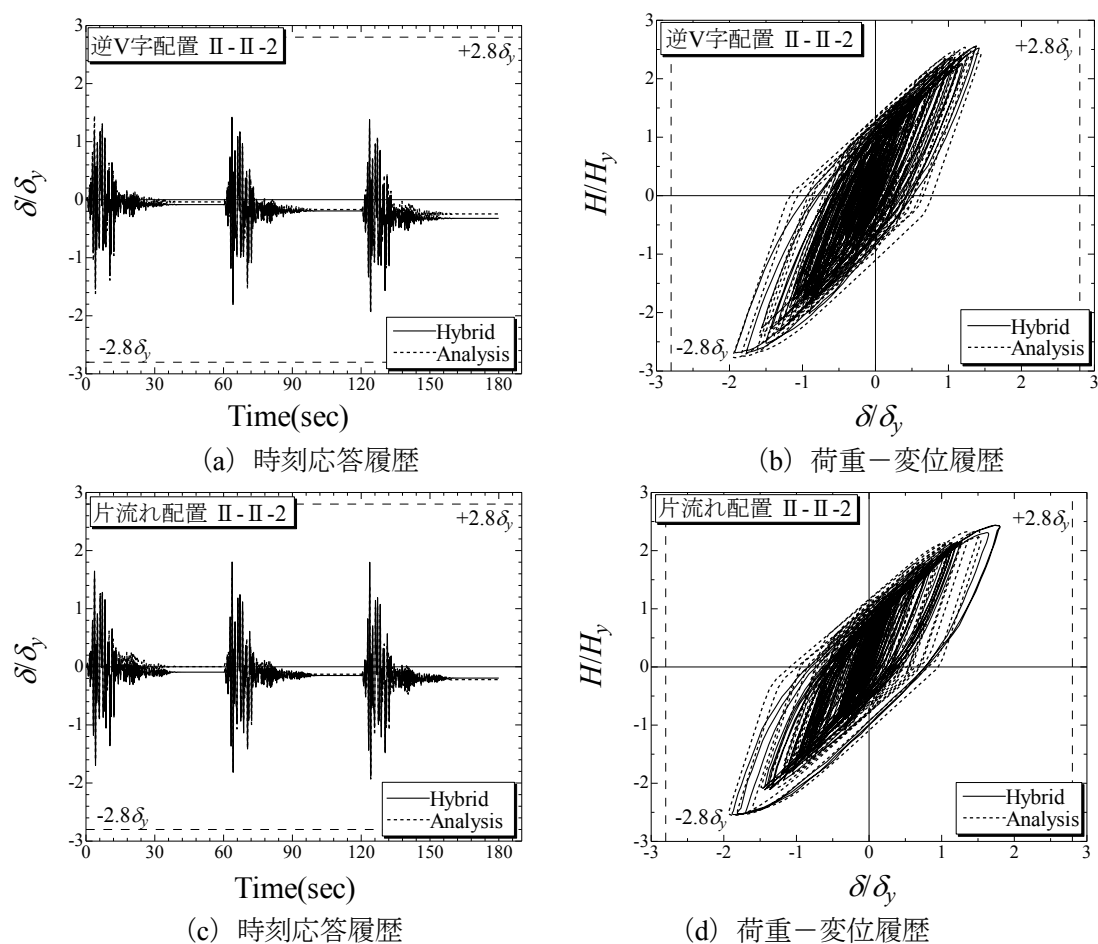


図 1.3.17 制震化したラーメン橋脚のハイブリッド実験結果

次に、地震動入力によるラーメン橋脚の最大応答変位 δ_{max} と残留変位 δ_R をまとめたものを表 1.3.4 および表 1.3.5 に示す。非制震の応答と比較すれば、BRB の配置形式によらず最大応答変位は 50%以下に小さくなっており、部材健全度 2 を満足する。残留変位も非制震時の 10%以下となり十分な制震効果が得られたが、配置形式による大きな違いは生じなかった。

b) BRB の地震応答実験結果

図 1.3.19 には、橋脚に設置した BRB のハイブリッド実験結果のうち、最初の 1 波分を抽出した結果を示す。図は BRB に生じた軸力と変位をそれぞれ降伏軸力、降伏変位で無次元化して表示している。また、各 BRB の最大軸ひずみと CID の計算結果を表 1.3.6 にまとめて示す。

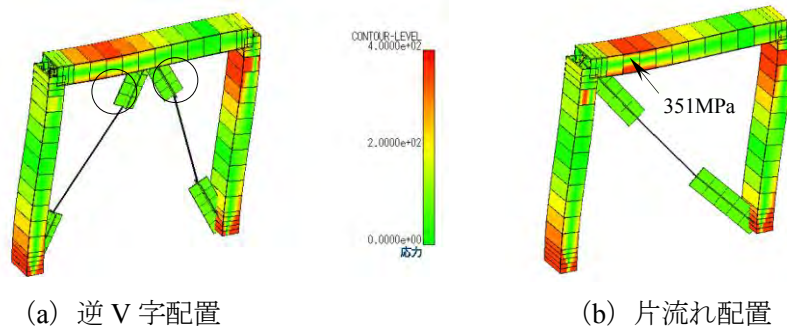


図 1.3.18 制震化したラーメン橋脚の応力コンター

(II-II-2, 3 波入力時の最大応答時)

表 1.3.4 ラーメン橋脚の最大応答変位

BRB配置形式	試験名	橋脚最大応答変位 δ_{max}/δ_y			平均
		1波目	2波目	3波目	
非制震	Analysis	3.88	-----	-----	3.88
逆V字配置	Hybrid	-1.50	-1.77	-1.93	-1.73
	Analysis	-1.62	-1.84	-1.95	-1.80
片流れ配置	Hybrid	-1.70	-1.81	-1.88	-1.80
	Analysis	-1.60	-1.81	-1.93	-1.78

表 1.3.5 ラーメン橋脚の残留変位

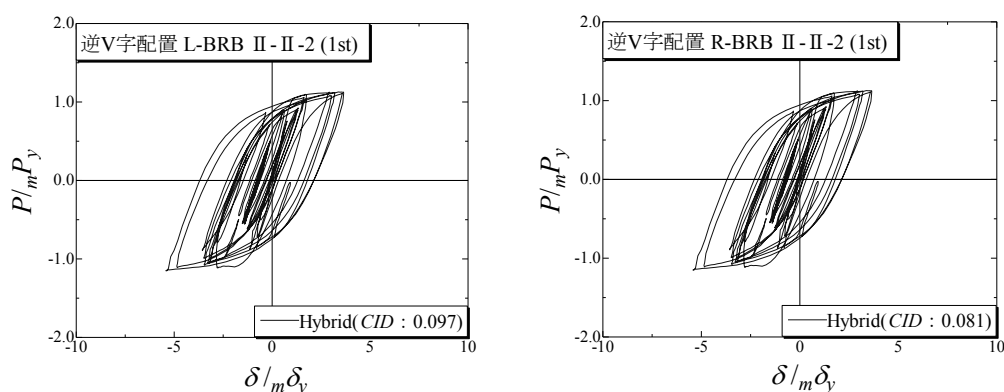
BRB配置形式	試験名	橋脚残留変位 δ_R/δ_y			合計	平均
		1波目	2波目	3波目		
非制震	Analysis	1.78	-----	-----	1.78	1.78
逆V字配置	Hybrid	-0.08	-0.19	-0.32	-0.60	-0.20
	Analysis	-0.04	-0.17	-0.25	-0.45	-0.15
片流れ配置	Hybrid	-0.09	-0.15	-0.19	-0.44	-0.15
	Analysis	-0.01	-0.13	-0.22	-0.36	-0.12

表 1.3.6 橋脚に設置した BRB の地震応答

BRB配置	対応する BRB	BRBの最大軸ひずみ		CID					限界値
		応答値 ϵ_{max}	限界値 ϵ_u	1波目	2波目	3波目	平均	合計	
逆V字	L-BRB	0.00651	< 0.03	0.097	0.106	0.111	0.105	0.314	< 0.7
	R-BRB	0.00760		0.081	0.093	0.084	0.086	0.257	
片流れ	S-BRB	0.01308		0.185	0.197	0.193	0.192	0.575	

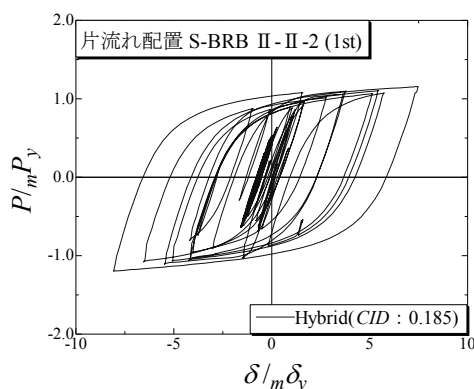
図 1.3.19 (a) と (b) は、逆 V 字配置した 2 基の BRB の応答を示している。2 基の BRB は、橋脚の変形に対して、圧縮・引張が逆の変形となるが、概ね同じ変形挙動を示している。

一方、図 1.3.19(c) に示す片流れの BRB の履歴カーブは逆 V 字より大きいループを描き、表 1.3.4 の最大軸ひずみで比較すると、約 1.7 倍程度大きめである。また、3 波入力後の CID の合計は 0.575 であり、限界値 0.7 の 82% に達する値となった。



(a) 逆 V 字配置－左側

(b) 逆 V 字配置－右側



(c) 片流れ配置

図 1.3.19 制震化したラーメン橋脚の BRB の応答結果

(5) まとめ

本研究では、2 カ所に分散した油圧ジャッキシステムを同機しながら制御する実験システムの構築に向けてハードウェアと制御ソフトの両面から研究を進めた。以下に本章で得られた結論をまとめる。

- 1) ハードウェアについては、油圧ジャッキを増加させたことによる油圧動力不足を解消するために、新たに 7.5kw 容量の油圧ポンプを整備した。ソフトウェアにおいては、2 台の油圧ジャッキ制御に関わる信号を制御するプログラムを開発し、制御精度が確保されることを確認した。
- 2) 実験制御システムを用いて、軸降伏型ダンパーを添加することによる鋼製橋脚の制震効果をハイブリッド実験により検証した。対象とする鋼製橋脚は 1 層門型タイプのラ

ラーメン橋脚とし、これをファイバー要素により精密に断面分割した数値解析モデルを適用した。軸降伏型ダンパーとして高機能座屈拘束ブレース (BRB) を適用し、BRB の配置形式を2通りに変化させた。配置形式の一つは幾何学的に配置バランスの良い、2基の高機能座屈拘束ブレース (BRB) を逆V字型に配置であり、対比のため1基のBRB を片流れに配置した鋼製橋脚を仮定した。

- 3) BRB を配置したことによる橋脚の水平剛性と固有周期は同一として、地震時応答を比較検証した。ハイブリッド実験で逆V字型配置の制震効果を検証する際には、開発した複数油圧アクチュエータを制御システムの特徴を活かし、複数の静的油圧アクチュエータ制御によるハイブリッド実験システムにより2基のBRB をそれぞれ独立した実験装置に組み込んで地震時応答を求め目標とする制震効果が得られることを検証した。
- 4) 制震化に適用したBRB の設計にあたっては、相似則を考慮した上でブレース部材の全長に対する適切な塑性変形長さの比率を仮定する設計フローを提案し、この設計手法による制震効果を明らかにした。

1.3.2 ラーメン橋脚の層間変形を考慮した座屈拘束ブレースの変形性能の検証

1.3.1 の報告では、静的油圧アクチュエータによる載荷装置と、FEM 解析プログラムを融合したサブストラクチャ応答実験システムにより、BRB を設置した門型鋼製ラーメン橋脚 (以降、「ラーメン橋脚」と略記する。) の地震時応答を検討した。この報告では、BRB 実験供試体の応答を逐次解析モデルへ反映させる EX-truss 要素を定義して地震応答を求め、ラーメン橋脚に対するBRB の配置形式をパラメータとしてBRB 設置による制震効果を検討した¹⁴⁾。この結果、図 1.3.20 のようにラーメン橋脚へのBRB 配置形式について、逆V字配置と片流れ配置を提案して比較したが、配置形式によらず一定の制震効果が得られることを確認した¹⁵⁾。しかし、この報告で使用した実験装置は、BRB の軸芯方向への伸縮変位のみを与える載荷のため、サブストラクチャ実験により、解析モデル内で算定されているBRB と接合部の回転変形 (図 1.3.20 中に○印で示す部分) がBRB に与える影響は実験側のBRB 供試体に考慮されておらず、今後の検討課題として報告した¹⁵⁾。

そこで本研究は解析的な検討によって回転変形の限界値を推定した。解析のパラメータは、ラーメン橋脚にBRB を設置した場合のBRB 設置区間 (エネルギー吸収させる制震部材の長さ) とBRB 支持ブラケットの比率である。この比率を数種に変化させて数値解析を行い、橋脚の層間変形 (=橋脚天端の水平変位) に伴って生じるBRB の限界回転変形角 θ_j を推定した。

次に、この限界回転変形 θ_j のもとで、BRB が変形性能を満足することを検証するために、実験装置の改良検討を行った。従来の実験システムに回転リンク機構を組み合わせた載荷装置を開発し、ラーメン橋脚が外力を受けた際に生じる層間変形を幾何学的に模擬した変形状

態を BRB に与えることで、軸力と層間変形で生じる偏心曲げモーメントを考慮した载荷実験を行い BRB の変形性能を検証した¹⁶⁾。

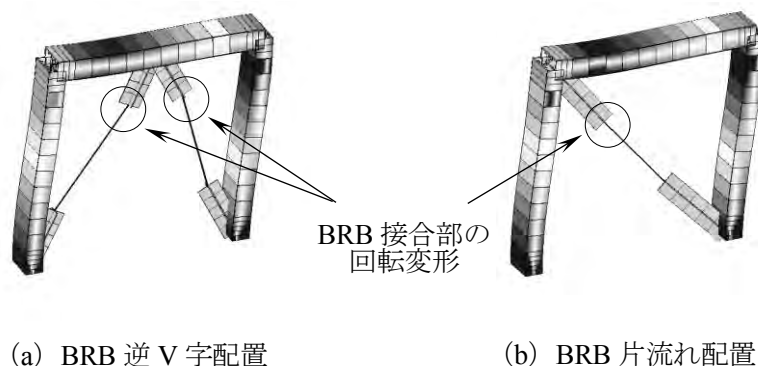


図 1.3.20 制震化したラーメン橋脚の地震時変形状態の例

(1) BRBを設置した鋼製ラーメン橋脚の層間変形

a) ラーメン橋脚の数値解析モデル

本研究では図 1.3.20(b)に示す片流れ配置を検証対象とし、図 1.3.21 に鋼製ラーメン橋脚の解析モデルを示す。解析に使用した FEM プログラムは、SeanFEM¹¹⁾である。

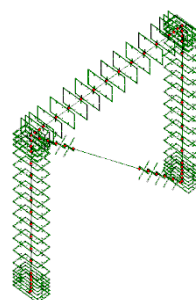


図 1.3.21 鋼製ラーメン橋脚の数値解析モデル

先の報告と同様に、制震化しないラーメン橋脚のプッシュオーバー解析から水平荷重—橋脚天端の水平変位関係を求めた。この解析により、対象とするラーメン橋脚の降伏水平変位 δ_y ($=71\text{mm}$) と降伏水平荷重 H_y ($=6200\text{kN}$) を算定した。制震化により、地震応答後の橋脚の部材健全度²⁾に納めるための層間変位の限界値を $\delta_h=2.8\delta_y$ とすれば、後述するラーメン橋脚の層間変形角に換算して限界値 $R=0.0167$ となる。

b) 層間変形と BRB の回轉變形角

図 1.3.22 に示すように全体ブレース区間長 L 、BRB 部材長 L_b 、BRB を支持するブラケット長さを L_j とするとき、層間変形 δ_h によって、BRB と固定ブラケットの軸芯ずれ e で生じる回轉變形角を θ_j と定義する。 θ_j はブラケットの剛性が高く、外力に対する変形が無視し得るほど微小である場合、BRB 部材長が小さいほど δ_h に対して大きくなる。その時 BRB の両端部には軸力と同時に軸芯ずれ e によって付加曲げが作用する。

c) 回轉變形角の推定結果

ブレース全長 L と制震ブレース区間長さ L_b の比率を $\xi_1=L_b/L$ 、同様に、取り付けブラケット長さ L_j との比率を $\xi_2=L_j/L$ として、 $\xi_1=0.3, 0.4, 0.5, 0.6$ の 4 通りに変化させてプッシュオーバー解析を実施した。解析結果を図 1.3.23 に示す。

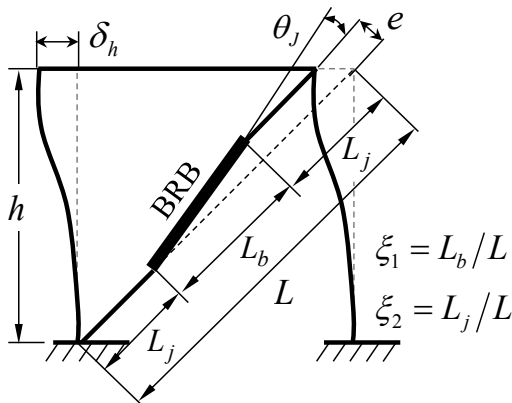


図 1.3.22 層間変形と BRB
回転変形角の定義

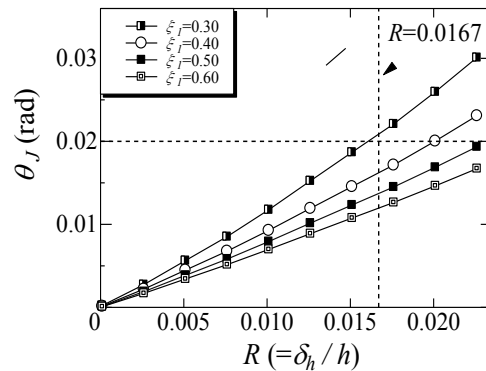


図 1.3.23 プッシュオーバー解析による BRB
長さとの回転角 θ_j の関係 (BRB 圧縮側)

図 1.3.23 の縦軸は BRB と取り付けブラケットの軸芯のずれから生じる回転角 θ_j 、横軸はラーメン橋脚の層間変形角 $R (= \delta_h / h)$ でまとめた結果である。プッシュオーバー解析では片流れ配置 BRB の場合、橋脚の層間変形の方角で、BRB が引張軸力を受ける場合と圧縮軸力を受ける場合に分けられる。なお、座屈に配慮して図 1.3.23 は BRB に対して圧縮が作用する変形方向での解析結果を示しまとめたものである。

BRB の制震ブレース区間長さ L_b が小さいほど、層間変形に伴う回転角度 θ_j は大きくなる。制震ブレース区間が最も小さい $\xi_l = 0.3$ の場合では、層間変形角 $R=0.0167$ に対して、 $\theta_j = 0.021$ となる。ブレース設置区間全体に対する BRB の比率 ξ_l の適正值は、さらに検討が必要と思われるが、軸降伏型ダンパーの特性上、回転角はできるだけ小さく抑えることが安全側となる。従って $\theta_j = 0.02$ 以下となるように ξ_l を制限する。本研究では実験装置の制約から $\xi_l = 0.40$ として BRB の設計を行った。

d) 実験供試体の設計

実験に適用した供試体は、解析モデルで仮定したラーメン橋脚に設置する BRB を想定して、相似則を考慮して 1/5 縮尺で設計した。表 1.3.7 に製作した BRB と拘束部材に使用した鋼種 SS400 の材料試験結果を示す。

本研究では、同一諸元の BRB を載荷方法の違いにより比較検討する。表 1.3.8 に実験で使用する供試体の記号等を示す。供試体 CYC-[AL+B] は、軸力と曲げを載荷するもので、CYC-[AL] は軸力のみを載荷するものである。設計した BRB の形状を図 1.3.24 (a) に示す。制震ブレース長さは $mL_b = 1375\text{mm}$ であり、制震ブレース断面は図 1.3.24 (b) に示す着色部位で、設計板幅 100mm、板厚 10mm、断面積 $mA_b = 1000\text{mm}^2$ 、全体座屈を防止するための拘束部材は、板厚 16mm、幅 200mm、拘束材と制震ブレースとの隙間 1mm (制震ブレース断面の板厚方向に合計で 2mm) である。この BRB は、軸力作用時の全体座屈を防止するための

表 1.3.7 実験に使用した BRB の材料試験結果

設計板厚 (mm)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E (GPa)	ϵ_y	ν	Δl (%)
10	280	419	195	0.00144	0.290	0.254
12	264	429	188	0.00140	0.285	0.281
16	321	447	203	0.00154	0.287	0.290

表 1.3.8 実験に使用した BRB の供試体記号と断面諸元

実験種別	载荷方法	試験体記号	制震ブレース断面諸元			mL_b (mm)	$m\delta_y$ (mm)	mP_y (kN)
			mA_b (mm ²)	mW_b (mm)	t_b (mm)			
変位漸増载荷	軸力+曲げ	CYC-[AL+B]	1003	100.5	9.98	1375	1.98	281
	軸力のみ*	CYC-[AL]	972	100.4	9.69		2.06	277

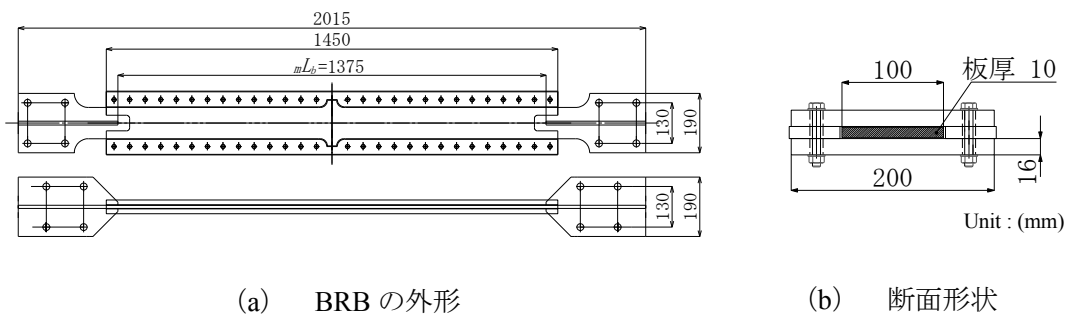


図 1.3.24 実験に使用した BRB

設計条件式を満足する。降伏変位 $m\delta_y$ は、BRB への軸力作用時に、塑性変形区間である制震ブレース長さ mL_b が全長にわたって高次の波形に変形すると仮定し、降伏ひずみ ϵ_y に mL_b を乗じて得られる²⁾。

(2) 軸力と付加曲げを考慮した実験装置

a) 実験システムの概要

実験システムは名城大学内に設置されている大型構造実験フレームとそれらに固定されている静的油圧ジャッキである。また、それらを制御する実験制御 PC とデータロガー（東京測器製 TDS-530）から構成されている。実験装置の外観を図 1.3.25 に示し、実験システムを図 1.3.26 に示す。実験システムは図 1.3.13 の载荷機構を組換え、図 1.3.25 に示すように回転リンク機構を付加することで、BRB に対して従来の軸力载荷に加えて、軸芯のずれ（ラーメン橋脚の層間変形）を引張軸力、圧縮軸力について再現出来る機構とした。構造実験フレームに取り付けられた静的油圧ジャッキの载荷能力は±1000kN、ジャッキストロークは最大±250mm である。

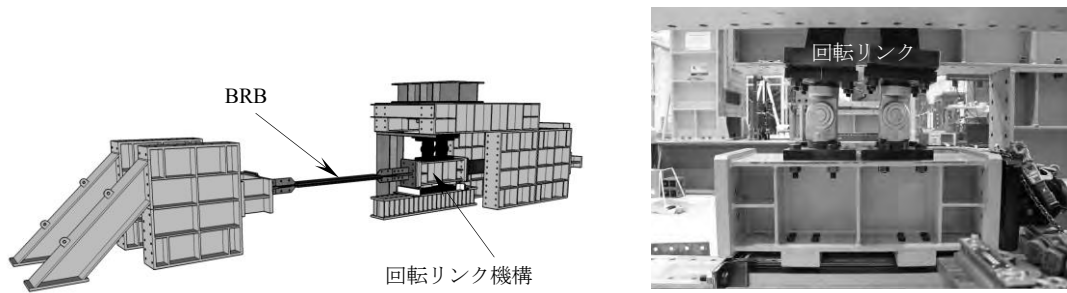


図 1.3.25 実験システム外観（左：CG による全景，右：回転機構の拡大写真）

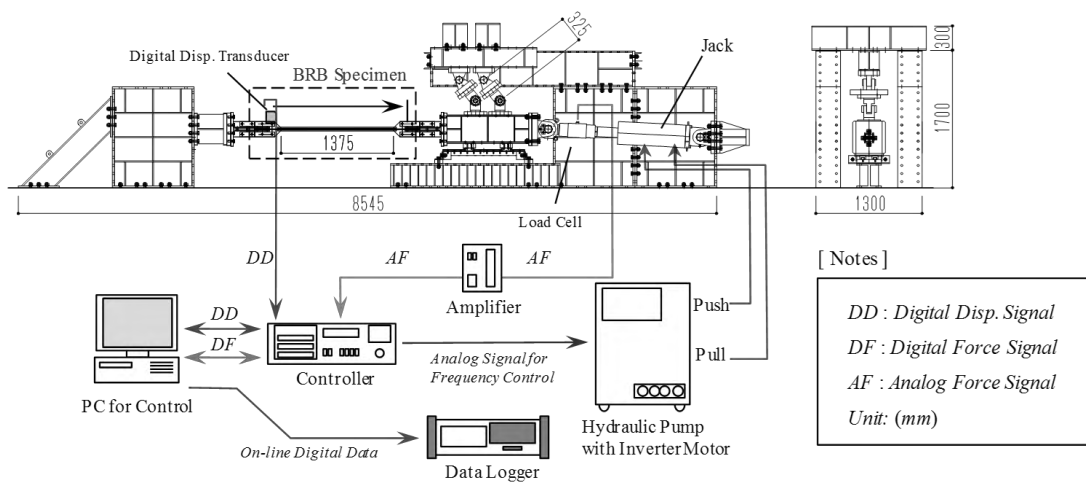


図 1.3.26 実験システム（軸力+曲げ同時載荷）

ジャッキストロークは、実験供試体に取り付けた巻き取り式デジタル変位計（MUTOH 製 DEX-01）で制御し、分解精度はストローク全体に渡り 0.01mm である。

また、ジャッキの作用荷重はロードセルによって検出し、分解性能は 0.5kN である。BRB の載荷に伴う回転リンク機構により、油圧ジャッキ軸芯と BRB の軸芯が一致しないため、実験中は連続的に軸芯のずれを計測し、逐次ロードセルの値を補正した。

b) BRB 回転変形の再現性

図 1.3.27 に回転リンク機構を用いた軸力と偏心曲げによって生じる BRB の回転変形角を、ラーメン橋脚の層間変形角でまとめた結果を示す。

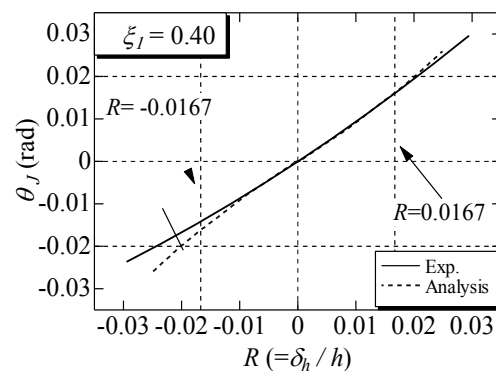


図 1.3.27 BRB に生じる回転角 θ_j と層間変形の関係

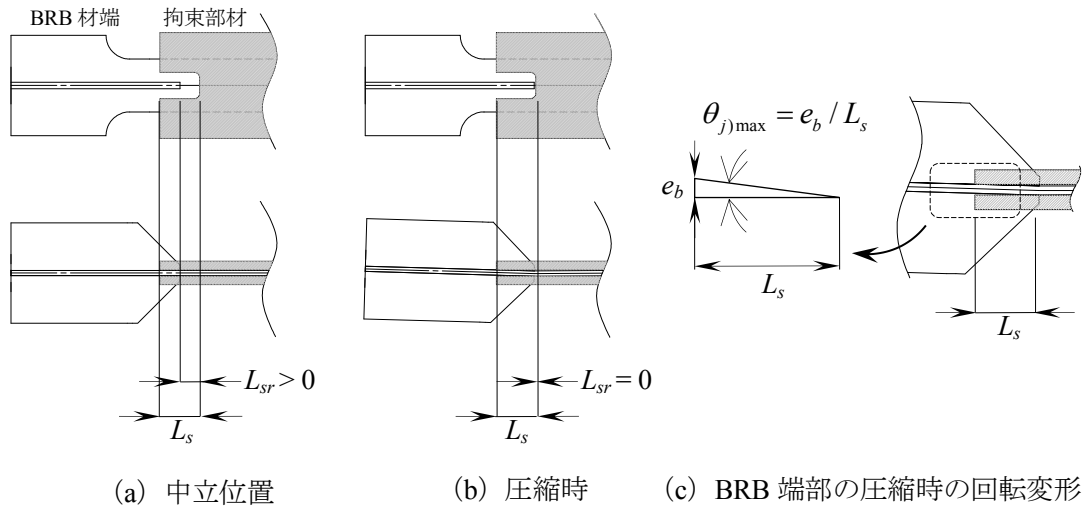


図 1.3.28 BRB 端部の伸縮挙動と回転変形

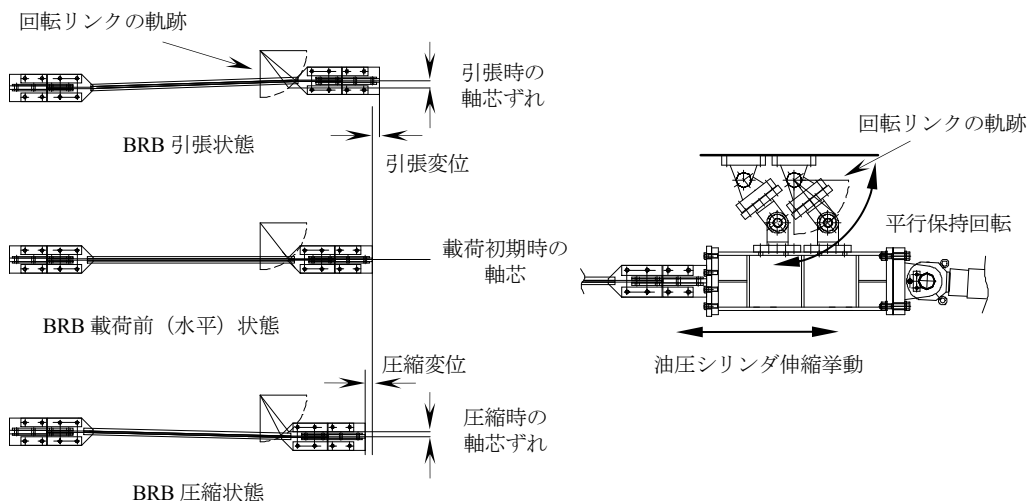


図 1.3.29 回転リンク機構による荷機構の詳細

図中の実験値は、回転リンク機構の軌道設計値であり、解析結果はラーメン橋脚に $\xi_l = 0.40$ の比率で BRB を設置した場合に得られる推定結果である。図の原点から右上方向は、BRB に対して引張軸力が作用し、左下方向は、圧縮軸力が作用する。図中にはラーメン橋脚の限界層間変形角 $R = 0.0167$ を明示した。

回転リンク機構による変形挙動は、圧縮側 $R = 0.0167$ で解析推定値よりも実験装置では、 0.00135 (rad) 程度回転角が小さめとなるが、値はごく微小であるため、解析で推定される BRB の回転変形挙動を概ね再現できることがわかる。

c) BRB 端部の回転変形性能

図 1.3.28 に示すように BRB の材端に着目すると、ブレース芯材が軸力を受けて、伸縮するために拘束材の端部にはスリットが設けられている。このスリット長さを L_s ($=75\text{mm}$) と

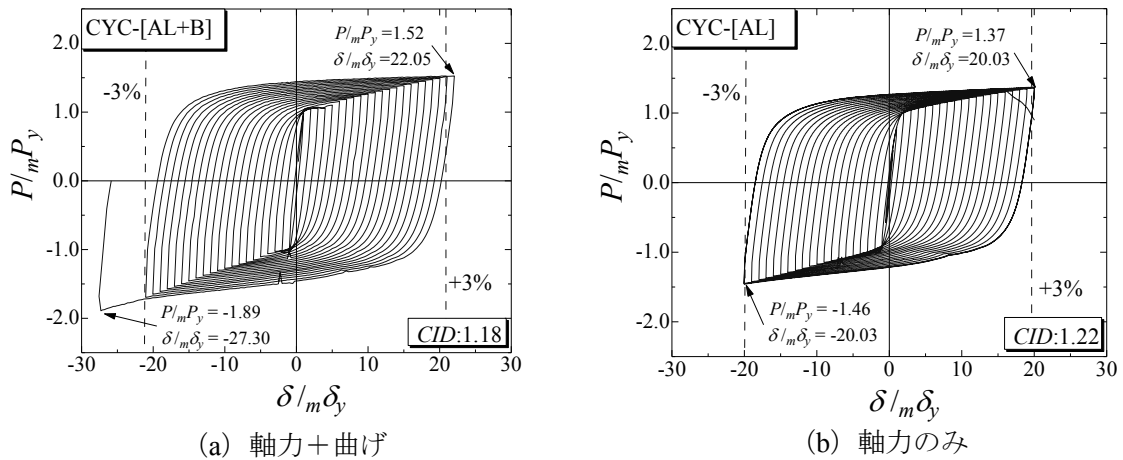


図 1.3.30 繰り返し載荷試験結果

した場合、制震部材端との隙間 L_{sr} が、圧縮時の縮み代となる。BRB が無負荷の状態では、図 1.3.28 (a) の中立状態に留まるが、圧縮軸力が作用し、制震ブレース材の圧縮方向への塑性変形が進行すると L_{sr} は徐々に小さくなり、最大圧縮変形時には図 1.3.28 (b) のように隙間ゼロになる。この時、図 1.3.28 (c) に示すように BRB 端部の拘束材の回転変形に着目する。図 1.3.28 (b) について、圧縮変形が最大となった場合、制震部材は拘束材の内部で高次の変形が進んでいると推察されるが、制震部材と拘束部材との隙間があるために、ブレースは設計時の軸芯に対して、拘束材との隙間の中で上下に移動する。その結果、拘束材から露出した部位は、面外方向へ偏心することが可能である。この変形を本研究では BRB 端部の回転変形性能とする。本研究で設計した BRB では、スリット長さ L_b と拘束材と制震ブレースの面外方向の隙間 e_b より、 $\theta_{jmax}=0.026$ となる。従って、ラーメン橋脚の層間変形角が、 θ_{jmax} 以内であれば BRB はラーメン橋脚の変形に追従できることが推測される。なお、図 1.3.29 にブレースの伸縮と回転リンク機構の詳細を示す。本実験では油圧シリンダの伸縮運動をこの回転リンク機構により変換して BRB の端部に生じる回転変形を与えた。

(3) 実験結果

a) 層間変形を考慮した BRB 変形性能

BRB の層間変位を考慮した変形性能を確認するため、漸増変位繰り返し載荷実験を行った。実験では終局軸ひずみの限界値 $\epsilon_u=3\%$ を目標に、変位制御によって載荷を実施した。実験結果を図 1.3.30 示す。図の縦軸は BRB の降伏荷重 mP_y で、横軸は制震ブレースの降伏変位 $m\delta_y$ で無次元化してあり、図中には、引張、圧縮時のピーク値を表示した。また、本論文で使用した BRB の制震ブレース長さ $mL_b = 1375\text{mm}$ の場合の終局軸ひずみの目標限界値 $\epsilon_u=3\%$ を併せて示した。図 1.3.30(a) は本実験で実施した軸力と付加曲げを考慮した供試体 CYC-[AL+B] の実験結果であり、図 1.3.30(b) に示す供試体 CYC-[AL] と比較して、安定した紡錘形を示している。最大変形と軸力に着目すると、引張側 $\delta/m\delta_y = 22.05$ にて $P/mP_y = 1.52$ であり、CYC-[AL] の値、 $P/mP_y = 1.37$ と比較して、11%程度高めの軸力が生じている。また、圧縮側の目標限界

値 $\varepsilon_u=3\%$ においては, CYC-[AL+B]では $\delta/m\delta_y = -21.05$, $P/mP_y = -1.70$ の応答が得られ, CYC-[AL]の値, $P/mP_y = -1.46$ と比較して, 16.4%ほど高めの軸力となった。CYC-[AL+B]は, さらに載荷装置の機械的な載荷限界まで圧縮側への変形を与えたところ, $\delta/m\delta_y = -27.30$ にて $P/mP_y = -1.89$ まで BRB は崩壊することなく安定した挙動を示した。実験は最大圧縮後に, 荷重を除荷して実験を終了した。CYC-[AL+B]供試体は繰り返し実験によって破断しなかった。

b) 層間変形に伴う BRB 回転変形

図 1.3.31 には, 漸増変位繰り返し載荷実験で得た CYC-[AL+B]の結果を, BRB の回転変形角度 θ_j とラーメン橋脚に生じる層間変形 R でまとめたものである。プロットは比較のために解析結果と比較している。また, 部材健全

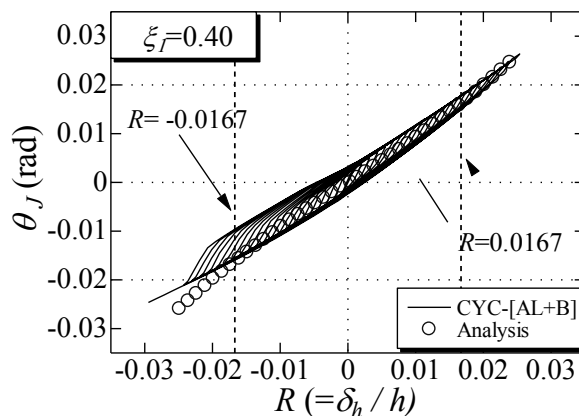


図 1.3.31 層間変形と BRB 端部回転角の実験結果

度 2 を満足するために必要な層間変形 R の限界値を併せて示した。図の原点から右上方向は BRB に対して引張軸力, 左下方向は圧縮軸力が作用する載荷状況と対応している。本実験の BRB は, 解析で推定した回転変形に対して安定して挙動することが示されている。また, BRB の部材端部の回転性能は, 設計上 $\theta_{jmax} = 0.026$ であったが, 実験では圧縮の最大値で $\theta_j = 0.025$ まで回転変形しており, BRB の端部の回転変形が設計値通りの性能を有することを確認した。

c) 実験終了後の変形状況

図 1.3.32 (a), (b)には, 実験終了後の BRB 制震ブレース芯材の変形状況を示す。拘束部材の隙間の範囲 (2mm) でブレース全長に渡って高次の波形に変形している状況を確認できる。また, 図 1.3.32(c)に示すとおり制震ブレースや端部リブ溶接部に亀裂は目視の範囲では確認されなかった。

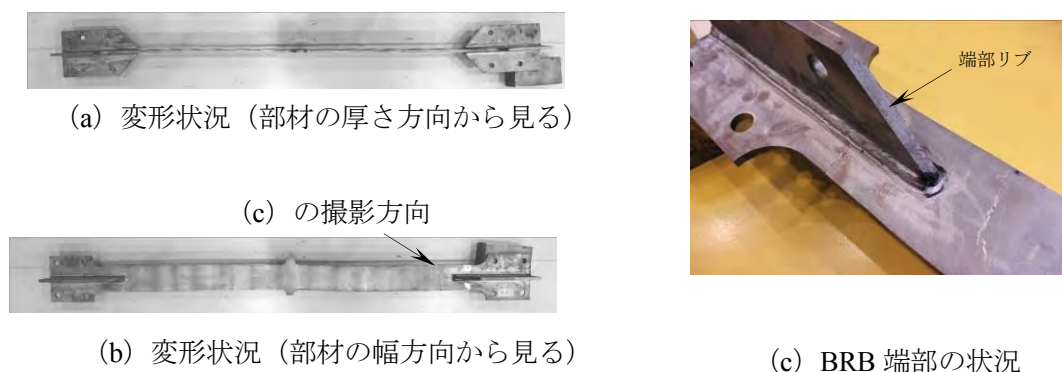


図 1.3.32 CYC-[AL+B]実験終了後の変形状況

(4) まとめ

本研究では、BRBを片流れ配置した鋼製ラーメン橋脚の層間変形によって生じるBRBの回転変形に着目し、軸力のみを受けるBRBとの変形性能の違いを実験的に検証した。以下、本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) ラーメン橋脚の層間変形とBRBの幾何学的な関係から生じるBRBの回転変形角を解析的に推定した。本研究で定めた設置条件の場合、BRBの回転変形角は最大で $\theta_j = 0.02$ を見込めば良い。ただし、 $\zeta_j = 0.4$ 程度に制限する必要がある。
- 2) 設計したBRB端部の回転変形性能 θ_{jmax} は、層間変形によって生じるBRBの回転変形に対して、安定した変形性能を有し、 $\theta_j = 0.02$ の回転に対して有効に機能することを確認した。
- 3) 軸力のみを考慮したBRBの漸増変位繰り返し載荷実験結果を比較すると、載荷軸芯のずれから生じる付加曲げによりBRBの軸力は、降伏軸力に対して、引張で11%、圧縮側で16%上昇するが、安定した紡錘形の変形特性が得られ、目標限界変形性能3%を満足することを確認した。
- 4) 繰り返し載荷実験終了後の制震ブレース芯材は、部材長さ全体に渡って規則的な波形の変形が確認されたことから、層間変形を考慮したBRBも安定した変形挙動が得られることを確認した。

1.3.3 座屈拘束ブレース支持ブラケットの施工精度管理に関する解析的検討

(1) 座屈拘束ブレース支持ブラケットの施工精度

本研究は図1.3.35に示すように、BRBを片流れ配置したラーメン橋脚の支持ブラケット(長さ L_j)の設計設置角度 θ に対する実際の取り付け角度との面内方向の差を初期不整 θ_i と定義し、ブラケットの初期不整が制震性能に与える影響について検討するものである。

これまでに図1.3.35に示すようなラーメン橋脚へのBRBの配置形式に片流れ配置と逆V字配置を検討した結果、BRBとラーメン橋脚を接合するブラケットが座屈しない条件の下では、配置形式によらず一定の制震効果が得られることを確認している^{14),15)}。

また、制震化したラーメン橋脚内でのBRBの面内回転挙動に着目して、BRB接合端部に要求される変形性能の検討を行った。これは、BRBの制震ブレース芯材とBRB接合端部の変形に着目し、解析的検討によって面内回転変形の限界値を推定したものであり、解析パラメータはラーメン橋脚にBRBを設置した場合のBRB設置区間(エネルギー吸収させる制震部材の長さ)とBRB支持ブラケットの比率である。これらを幾らかに変化させて、橋脚の層間変形(=橋脚天端の水平変位)に対して必要なBRBの回転変形角 θ_j の最大値を推定した。そして、ラーメン橋脚が外力を受けた際に生じる層間変形を幾何学的に模擬したBRBの変形状態、すなわち回転変形角 θ_j の限界値をBRBに与えることで、軸力と偏心曲げモーメントを考慮した載荷実験を行い、BRBの変形性能を検証した¹⁶⁾。

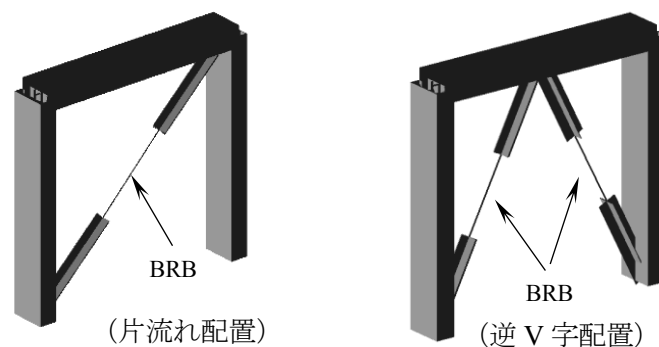


図 1.3.35 BRB を設置したラーメン橋脚

これら一連の検討では BRB とラーメン橋脚を連結するための取り付けブラケットには十分に剛な断面を与え、かつ、地震動などの水平外力が作用しない状態において BRB が誤差なく配置された仮定で検証を行っており、初期不整を考慮していなかった。

BRB の設計¹⁾に関しては、これまでに履歴型ダンパーに関する設計報告書^{17),18)}や、鋼構造制振設計指針¹⁹⁾により座屈拘束ブレースの設計基準が整備されつつある。また、建築構造に BRB を適用し、その安定条件を検討した中で BRB の据え付け精度を定量的に評価した研究報告がある^{20),21)}。しかし、本研究で対象とするようなラーメン橋脚を BRB によって制震化する際の初期不整について検討した事例は他に見当たらない。

以上から本研究では、BRB とラーメン橋脚を連結するブラケットの設置精度に着目して解析を行い、ブラケットの初期不整が制震性能に与える影響について検討した。

(2) 制震化するラーメン橋脚の基本性能

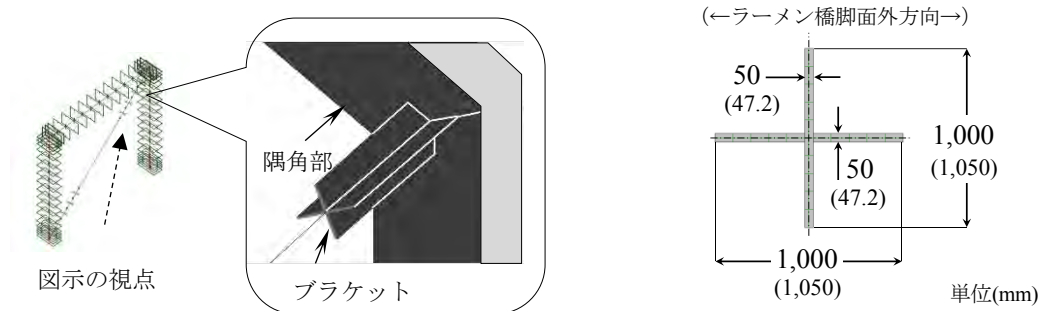
a) BRB と支持ブラケットの数値解析モデル

BRB は座屈を考慮しないトラス要素によってモデル化した。降伏応力は $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、ヤング率 $E=206\text{GPa}$ 、塑性領域のヤング率の 2 次勾配は $E_2=E/100$ と仮定し、ラーメン橋脚と同様に移動硬化則を適用した。

BRB と主構造を接合するブラケットの詳細を図 1.3.34 に示す。ブラケットは図 1.3.34(a) に示すように、BRB の両端をそれぞれ地面固定側とラーメン橋脚隅角部側で支持するように配置し、BRB と支持ブラケットの境界条件はピン接合を与えた。断面は図 1.3.34(b) に示すように十字継手を与え、ファイバー要素で数値モデル化した。ブラケットの断面積は BRB 制震ブレース芯材の 4 倍相当を与え、BRB の最大軸力作用時も弾性状態となるよう配慮した。なお、本研究では BRB を支持するブラケットとラーメン橋脚隅角部（および地面固定側）を連結するガセット構造はモデル化していない。

b) 初期不整 θ_i の仮定

図 1.3.35 にラーメン橋脚の層間変形 δ_h を仮定し、ブラケットの弾性変形角 θ_b と初期不整 θ_i を定義する。本研究では BRB を固定する地面側と天端側ブラケットの初期倒れ角の大きさ

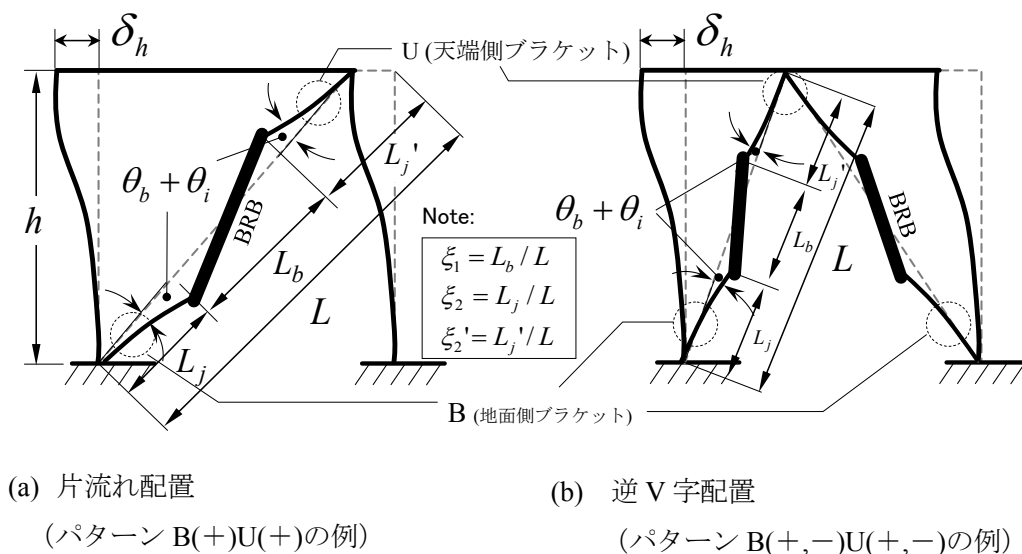


(a) ブラケットの設置状況
 (b) ブラケットの断面形状
 (括弧内は逆V字配置モデルに適用)

図 1.3.34 BRB の支持ブラケットモデル化詳細

を初期不整 θ_i と定義する。BRB は制震化のための重要な部材であるから、ブラケットの初期不整の許容制限値は道路橋示方書の柱の組立精度 1/500 にならい $\theta_i=0.002$ (1/500) とした。また、BRB は両端をそれぞれブラケットで支持することから、安全側の照査のため各ブラケットには同じ大きさの初期不整を与え、これらの設定パターンをパラメータとする。

図中の記号はブレース全長 L 、制震ブレース長 (=BRB 部材長) L_b 、地面側ブラケット長 L_j および天端側ブラケット長 L_j' を示し、 L に対する長さの比をそれぞれ ξ_1 、 ξ_2 、 ξ_2' とする。便宜上、地面側に位置するブラケット記号を「B」、天端側ブラケットを「U」と定める。また、初期不整はブレース構面内の回転方向で区別する必要があるため、ブラケット位置記号に続けて時計回りを(+), 反時計回りを(-)と併記する。逆V字配置のように2基のBRBでは、B(左, 右)U(左, 右)のように表す。



(a) 片流れ配置
 (パターン B(+)U(+)の例)
 (b) 逆V字配置
 (パターン B(+, -)U(+, -)の例)

図 1.3.35 BRB 支持ブラケットの初期不整と弾性変形の定義

c) BRB を固定するブラケットの変形挙動

地震応答時のブレース（地面側ブラケット－BRB－天端側ブラケット）の変形状況を把握するため、単調な水平変位を与えた場合のラーメン橋脚頂部と BRB 支持ブラケットの個々の変形に着目する。図 1.3.36 にラーメン橋脚の変形概念図を示し、図中に示した①から⑥について、ラーメン橋脚のプッシュオーバー解析から得られた隅角部およびブラケットの変形をまとめた結果を図 1.3.37、図 1.3.38 および図 1.3.39 に示す。この解析モデルでは BRB の長さの比率を $\xi_l=0.30$ として検討し、ブラケットの初期不整は考慮しない。

図 1.3.37 にラーメン橋脚隅角部（図 1.3.36 の①，②，④，⑤）と天端側ブラケットの BRB 接合部の軌跡（図 1.3.36 の③，⑥，⑦）を示す。図の横軸はラーメン橋脚に与えた水平変位（静止位置を 0 として、片流れ配置の時は BRB が引張となる変形をプラス）で、縦軸は静止状態を基準とした鉛直変位である。

図 1.3.37 (a)の片流れ配置に着目すると、天端隅角部①，②は緩い円弧状の軌跡を描き、BRB を接合したブラケット先端③の軌跡は原点を中心として S 字を描く曲線的な軌跡となることがわかる。特に③の軌跡のうち鉛直移動量は、隅角部と BRB を取り付けるブラケット長さ（②と③を結ぶ距離）が大きく影響するため、後に詳しく検討する。

次に図 1.3.37 (b)の逆 V 字配置に着目すると、ラーメン橋脚が梁中央を軸線とした線対称の構造であるから両端隅角部④，⑤および BRB ブラケット接合部⑥，⑦は概ね原点を中心として点対称の軌跡を描くことがわかる。そこで、図 1.3.37 (a)，(b)を比較して軌跡の変化が大きい片流れ配置における天端側ブラケット（③）について検討する。

図 1.3.37 (a)で示した $\xi_2'=0.35$ のブラケット長さ比率 ξ_2' を 0.10~0.35（連動して ξ_2 は 0.35~0.60 に変化）の範囲で 6 通りに変化させた軌跡を図 1.3.38 に示す。 ξ_2' を小さくするほど天端側ブラケットの先端の軌跡は両端隅角部（②）と同様な緩い円弧の軌跡に近づくことが確認できる。

また、ラーメン橋脚の層間変形時には BRB への軸力の反作用によりブラケットは弾性変形が少なからず生じる。この弾性変形の影響について、図 1.3.38 (a)で示した天端隅角部とブラケットの軌跡の差分からブラケットの弾性変形角 θ_b を求めた結果を図 1.3.39 に示す。なお、層間変形時の弾性変形角 θ_b の定義は図 1.3.35 で示したとおりである。

図 1.3.39 から、ブレース全長 L のうち BRB が設計上最も小さくなる（ $\xi_l=0.30$ 程度）時、ブラケットが占める長さ $\xi_2'=0.10\sim 0.35$ の範囲において、層間変形で生じるブラケットの弾性変形角 θ_b は大きくても $\theta_b=0.007$ であることが確認できる。

(3) 制震化のための BRB 設計フロー

a) BRB 制震ブレース長さの検討

図 1.3.40 に制震化による耐力照査の流れを示す。制震化したラーメン橋脚全体系の初期剛性（一次剛性）に着目し、初期不整が最も影響するパターンを推定する。初期剛性は初期不

整の他, BRB 長さや BRB 取り付け位置の幾何的な影響を受けるため, これらの組み合わせを幾通りにも変化させる。

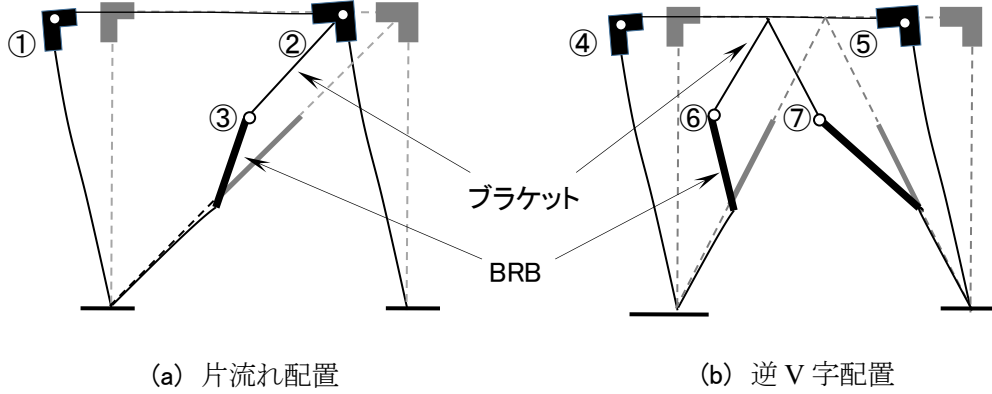


図 1.3.36 隅角部の剛域を強調したラーメン橋脚の変形状況

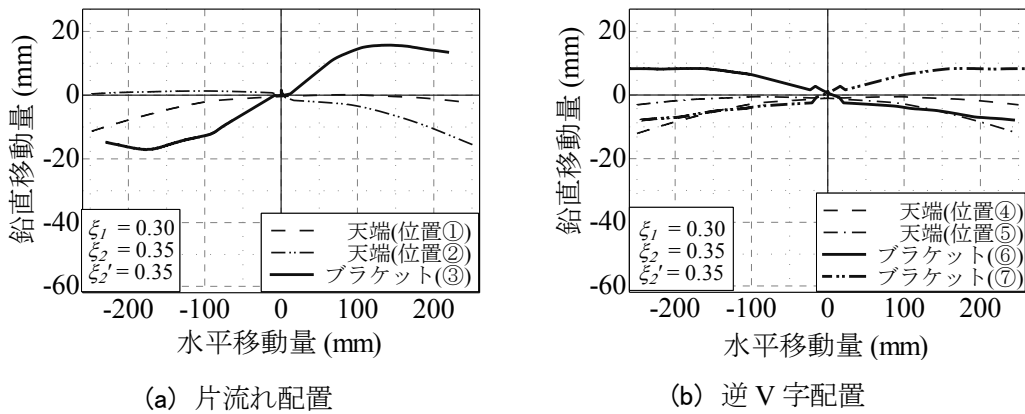


図 1.3.37 隅角部と天端側ブラケットの軌跡

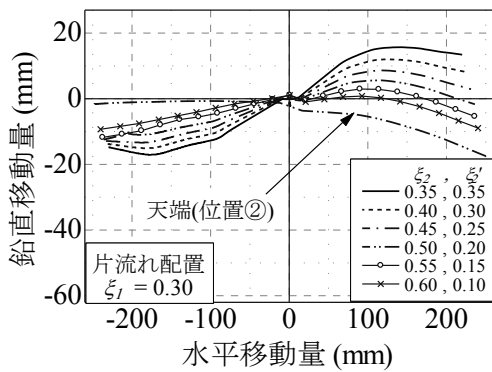


図 1.3.38 天端側ブラケット③の部材長と軌跡

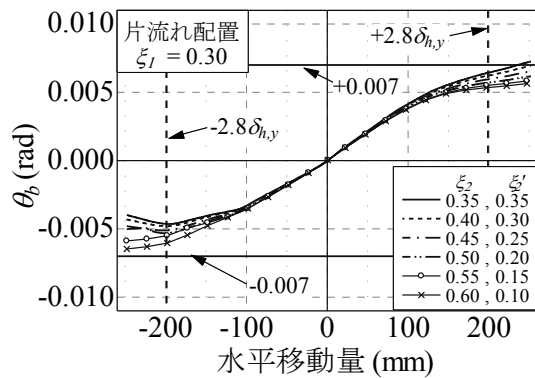


図 1.3.39 天端側ブラケット③の部材長と回転角

表 1.3.9 BRB およびブラケットの部材諸元とラーメン橋脚の初期剛性

BRB 配置形式	ξ_l	1本(片側)		全体		A_b (mm ²)	A_j (mm ²)	全体系 K_l (kN/mm)
		L (mm)	L_b (mm)	L (mm)	L_b (mm)			
片流れ	0.30	16,971	5,091	—	—	25,000	100,000	378
逆V字		13,416	4,025	26,833	8,050	22,790	91,160	378

まず、フローに示す①の BRB 設置長さを検討する。図 1.3.41 にラーメン橋脚の層間変形限界時の BRB ひずみと BRB の設置比率 ξ_l の関係をまとめた結果を示す。本研究で対象とする

BRB の構造では 3%以上の収縮を受けると BRB の座屈拘束部材に圧縮力が作用してしまう。このとき BRB の全体座屈を回避する必要から 3%以上の収縮は許容されないため、図中の縦軸には BRB の限界ひずみ $\varepsilon_u=3\%$ を示す。図から配置形式によらず L_b が小さいほど (BRB が短いほど)、ラーメン橋脚の層間変形に対する BRB のひずみ量は大きくなる。ラーメン橋脚の層間変形の限界値¹⁶⁾ $\delta_{li}=2.8\delta_{li,y}$ において、制震ブレース長は片流れ配置の場合 $\xi_l=0.27$ 程度が下限となる。

また、図 1.3.38 で示したとおり、支持ブラケットがより長いほどラーメン橋脚の層間変形時の影響が大きい。そのため ξ_l を出来るだけ小さく制限し、ブラケットは長くして安全側の検討を行う。BRB の構造に配慮すると、制震ブレース長とブラケットとの継手構造を含めた部材長が必要のため、本研究では片流れ配置と逆V字配置のどちらも $\xi_l=0.30$ と仮定して照査を進める。

表 1.3.9 に $\xi_l=0.30$ とした片流れ配置と逆V字配置の BRB 長さ L_b と断面積 A_b 、支持ブラケット断面積 A_j 、ラーメン橋脚全体系の制震化後の初期剛性 K_l をまとめて示

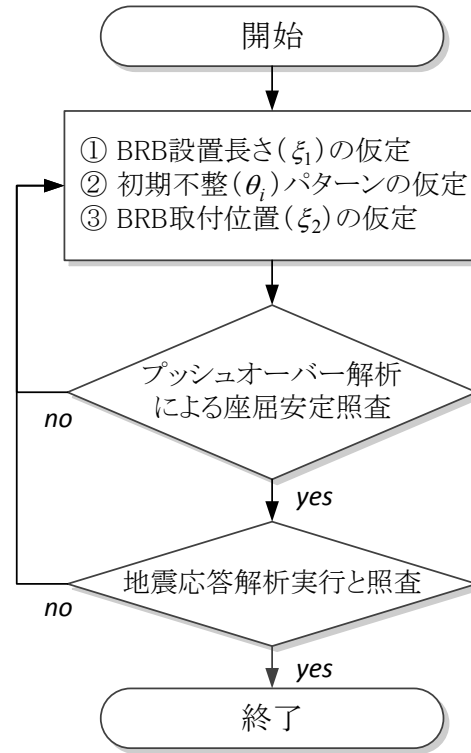


図 1.3.40 制震化による耐力照査の流れ

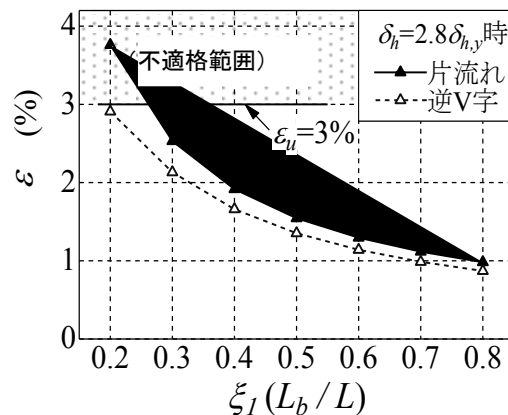


図 1.3.41 ラーメン橋脚限界変形時の BRB 伸縮ひずみの関係

す。BRB を設置する片流れ配置と逆 V 字配置では、制震ブレース区間の比率を同等とした場合、BRB の実長さは異なる。本研究では、全体系の初期剛性を等しくするために BRB の制震ブレース区間の断面積 A_b を変化させた。よって、BRB の制震ブレース区間の断面積を片流れ配置は $A_b=25,000\text{mm}^2$ 、逆 V 字配置では $A_b=22,790\text{mm}^2$ とし、支持ブラケット断面積 A_j はどちらの配置形式も $A_j=4A_b$ と定義する。

b) 初期不整が初期剛性に与える影響

続いて図 1.3.40 のフロー②を検討する。前掲した図 1.3.33 (a)に示す片流れ配置の場合、BRB の支持ブラケットは地面側「B」とフレーム天端側「U」の 2 カ所あり、それぞれブラケットの初期不整の方向との組み合わせを考慮すると 4 通りのモデルが存在する。この 4 つのパターンについて、それぞれ初期不整の大きさを $\theta_i=0.002(1/500)$ 、やや大きめの初期不整 $\theta_i=0.010(1/100)$ を比較検証モデルとして与え、BRB が引張方向と圧縮方向となる合計 8 通りのプッシュオーバー解析を行った。

表 1.3.10 初期不整のパターンとラーメン橋脚の初期剛性の変化

解析モデル 番号	BRB 配置形式	初期不整のパターン	BRB 変形方向	K/K_i	
				$\theta_i = 0.002$	$\theta_i = 0.010$
1	片流れ	B(+)U(-)	圧縮	0.999	0.988
			引張	0.998	0.988
2		B(-)U(-)	圧縮	1.001	0.942
			引張	1.001	0.951
3		B(+)U(+)	圧縮	0.997	0.905
			引張	0.994	0.919
4		B(-)U(+)	圧縮	1.001	0.999
			引張	1.001	0.999
5	逆V字	B(+,-)U(+,-)	-	0.981	0.870
6		B(+,+)U(+,+)	-	0.997	0.945
7		B(+,+)U(+,-)	-	0.990	0.992
8		B(+,+)U(-,-)	-	1.000	0.995
9		B(+,-)U(+,+)	-	0.991	0.997
10		B(+,-)U(-,+)	-	1.000	1.009
11		B(-,+)U(+,-)	-	0.999	0.995
12		B(-,+)U(-,+)	-	1.014	1.022

解析から得られた初期剛性を表 1.3.10 にまとめて示す。初期不整による全体系の初期剛性の低下は、解析モデル 3 が比較的大きく、初期不整を考慮しない理想状態の初期剛性と比較して $\theta_i=0.010$ で $K/K_i=0.905$ となった。よって、ブラケットは地面側、天端側ともに時計回りに倒れていることが初期剛性低下への影響が大きいことから、片流れ配置の解析モデルでは解析モデル 3、パターン B(+)U(+)に着目して解析を進める。

次に、逆V字配置の初期不整のパターンと全体系の初期剛性の変化について分析する。組み合わせは16通りとなるが、対称性を考慮すると8通りとなる。最も初期剛性が低下する組み合わせは、解析モデル5で $\theta_i=0.002$ で $K/K_j=0.981$ 、 $\theta_i=0.010$ で $K/K_j=0.870$ のように初期剛性が13%低下することが確認された。よって、逆V字配置では最も初期不整の厳しいパターンとして解析モデル5、パターンB(+,-)、U(+,-)に着目する。

なお、表1.3.10の解析モデル4や12にみられるように、初期不整の組み合わせによってはBRBの配置形式によらず層間変形時のブラケットの弾性変形を相殺することがあるため、初期剛性が必ずしも低下しない場合があることがわかった。

c) BRB支持ブラケット長さとの初期剛性の検討

次にブレース全長 L におけるBRBの取り付け位置の検討を行う。ここでは片流れ配置について検討する。図1.3.42はパターンB(+)U(+)^③で初期不整 $\theta_i=0.002$ として、 ξ_2 を0.10~0.60に変化させた際の初期剛性の変化を示している。図中、 $\xi_2=0.35$ はBRBがブレース全長 L の中央に設置され、例えば $\xi_2 < 0.35$ はBRBが「B」側(地面側寄り)に設置されることを示す。図から ξ_2 を変化させても初期剛性の低下はとも少ないことが確認できる。

図1.3.43に、図1.3.42の解析モデルを橋脚の層間限界変形時($\delta_h=2.8\delta_{h,y}$)までプッシュオーバー解析した際のブラケット基部の垂直応力を示す。前述したとおりブラケットはBRBの軸力作用時において弾性変形となるような断面を与えている。しかし、ブラケットが長くなることでP- Δ 効果によりブラケット基部に過大なモーメントが作用し、過度な応力が作用する恐れがある。従って、適切な ξ_2 の検討が必要となる。

図1.3.43において、 $\xi_2=0.10$ または $\xi_2=0.60$ の比率の時、ブラケットが部分的に降伏応力に達することが確認される。よって、天端側と地面側両方のブラケットの応力負担が均等でかつ、小さくなることから $\xi_2=0.30\sim 0.35$ が適切であると判断される。これまでの検討において $\xi_j=0.30$ を仮定しているので、図1.3.40のフロー③では各配置形式について $\xi_2=0.35$ を選定する。

以上の結果を踏まえ、片流れ配置と逆V字

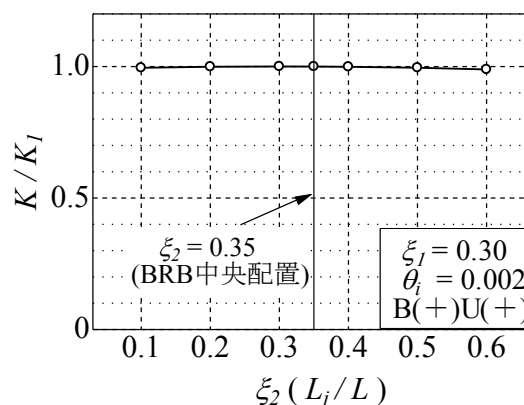


図1.3.42 初期不整を考慮したブラケット長の比率と全体系の初期剛性の変化

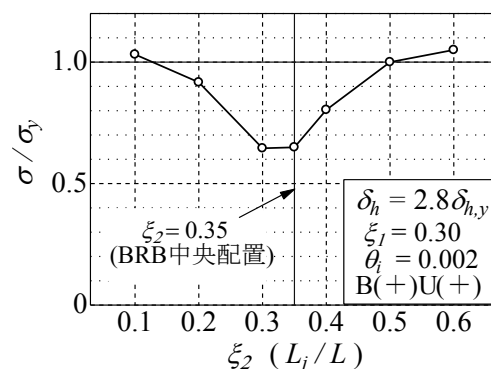
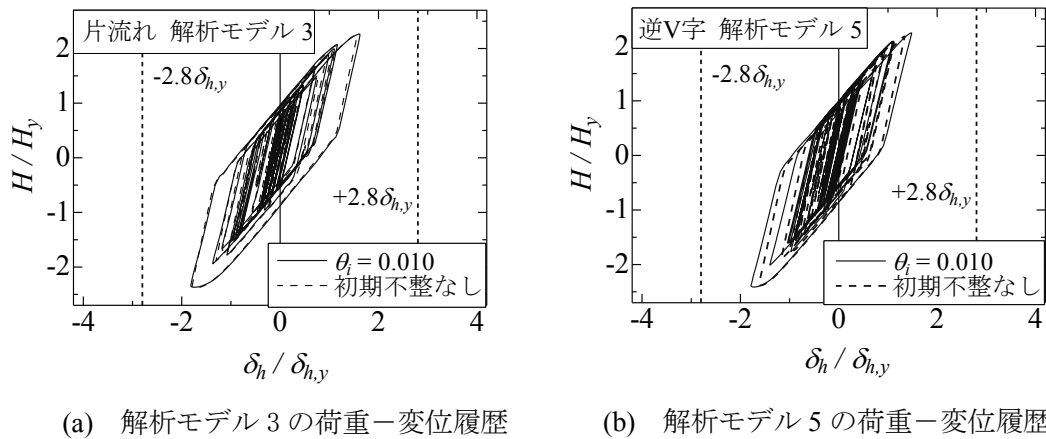
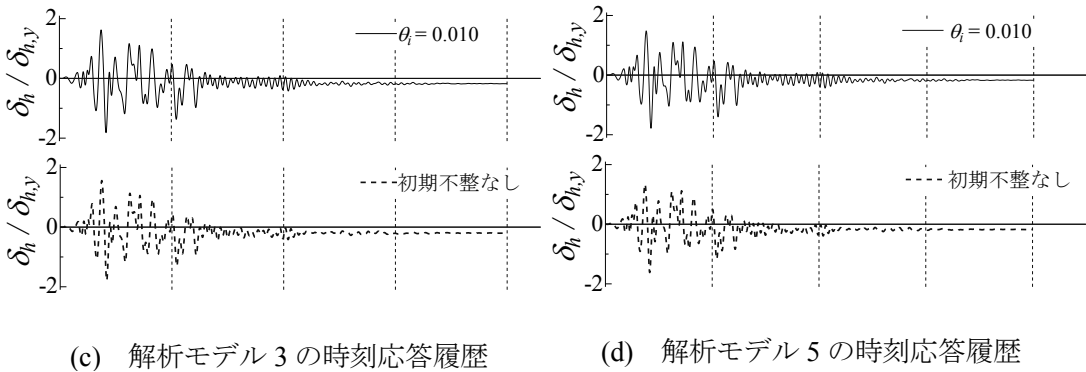


図1.3.43 ブラケット長の比率とブラケット基部の垂直応力の変化



(a) 解析モデル 3 の荷重-変位履歴 (b) 解析モデル 5 の荷重-変位履歴



(c) 解析モデル 3 の時刻応答履歴 (d) 解析モデル 5 の時刻応答履歴

図 1.3.44 制震化したラーメン橋脚の地震応答解析結果

配置について最も厳しい条件と考えられる BRB 設置条件のもとで地震応答解析を行い、ブラケットの初期不整が制震性能に与える影響を検討する。初期不整を考慮しないケース ($\theta_i=0.000$) を比較の基準とする。地震応答解析は静的解析と同じ、SeanFEM¹¹⁾を利用する。解析の求解アルゴリズムはニューマーク β 法でレイリー減衰定数 5%を適用した。解析モデルに入力する水平地震動は、1995 年の兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取駅の観測地震波を振幅調整した強震記録「II-II-2」の E-W 成分である¹³⁾。応答解析では、まず 1 波入力時の応答について詳しく分析した後に、同一波形を 3 波連続入力した場合の CID およびエネルギー吸収性能について解析結果をまとめた。

(4) 地震応答解析の照査

a) 初期不整が応答変位に与える影響

図 1.3.44 に地震応答解析から得られたラーメン橋脚の時刻応答履歴と荷重-変位履歴を各解析モデル 3 と 5 について示す。図中には初期不整 $\theta_i=0.010$ を与えた解析モデルと、初期不整を考慮しないモデルを比較して表示している。地震応答時の水平力は初期不整による差異が見られないことから、応答変位に着目して分析する。

図 1.3.44 (a)に示す片流れ配置では、初期不整を考慮したモデルは $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.816$ となり、

初期不整を考慮しないモデルの応答 $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.788$ と比較して 1.5%程度応答が大きくなった。図 1.3.44 (b)に示す逆 V 字配置では初期不整を考慮したモデルでは $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.783$ となり、初期不整を考慮しないモデルの応答 $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.620$ と比較して 10%程度応答が大きくなった。

配置形式で比較すると、逆 V 字配置は片流れ配置と比較して初期不整を考慮した場合、1.8%程度応答が小さめに生じた。また、BRB で制震化することで、どちらの配置形式も最大応答変位は目標とする部材健全度²⁾の制限値である $2.8\delta_{h,y}$ 以内に抑えられることを確認した。

図 1.3.44 (c)と(d)は各モデルの時刻応答履歴について、初期不整を考慮した場合と初期不整がない場合を対比して示した。また、応答の違いを比較するため、一つにまとめたものも合わせて示している。図から波形の違いはほとんど見られず、地震動入力後の残留変位は初期不整を考慮しても差違は見られなかった。

表 1.3.11 地震波形連続 3 波入力時の応答解析結果

解析モデル 番号	初期不整 θ_i	BRBのみ									
		CID					エネルギー吸収量 (MN・m)				
		1波目	2波目	3波目	合計		1波目	2波目	3波目	合計	
					比率						比率
3 (片流れ)	0.000	0.241	0.241	0.241	0.722	1.00	7.194	7.192	7.190	21.576	1.00
	0.002	0.240	0.240	0.240	0.721	1.00	7.182	7.179	7.176	21.536	1.00
	0.010	0.235	0.235	0.235	0.704	0.98	7.019	7.017	7.011	21.047	0.98
5 (逆V字)	0.000	0.167	0.168	0.169	0.505	1.00	7.194	7.201	7.202	21.596	1.00
	0.002	0.169	0.171	0.171	0.511	1.01	7.256	7.264	7.264	21.785	1.01
	0.010	0.165	0.168	0.168	0.501	0.99	7.066	7.065	7.064	21.194	0.98

表 1.3.12 地震波形連続 3 波入力時の応答解析結果

解析モデル 番号	初期不整 θ_i	全体系				
		エネルギー吸収量 (MN・m)				
		1波目	2波目	3波目	合計	
					比率	
3 (片流れ)	0.000	8.131	8.113	8.106	24.349	1.00
	0.002	8.130	8.110	8.103	24.343	1.00
	0.010	8.052	8.039	8.031	24.121	0.99
5 (逆V字)	0.000	7.788	7.768	7.760	23.316	1.00
	0.002	7.725	7.706	7.697	23.128	0.99
	0.010	7.765	7.804	7.777	23.346	1.00

b) 地震エネルギー吸収性能に関する分析

表 1.3.11, 表 1.3.12 に、地震波 1 波形入力による応答解析で得られた BRB の最大応答ひずみ ε_{max} , CID および BRB と全体系のエネルギー吸収性能をまとめて示す。表中には $\theta_i=0.002$ を与えたモデルの解析結果も示し、各配置形式について初期不整を考慮しないモデルの応答に対する比率を表示している。なお、逆 V 字配置については各の BRB の合計値を平均した値としている。

表から、BRB 取り付け位置やブラケットの初期不整を考慮すると、配置形式によらず BRB の最大応答ひずみ ε_{max} 、CID、エネルギー吸収量、および全体系のエネルギー吸収量の値は僅かに低下することが確認できる。この解析に用いた BRB のブレース設置比率 $\xi_f=0.30$ の場合、片流れ配置よりも幾何学的に逆 V 字配置の BRB 部材長が短くなり、同一層間変形時の BRB の伸縮量は小さくなる。そのため片流れ配置よりも BRB の最大応答ひずみ ε_{max} は、逆 V 字配置は小さめであるが、初期不整の有無による制震性能の変化は大きくても 2%以内であり、CID も同様な範囲となった。

(5) まとめ

本研究では、ラーメン橋脚に BRB を設置した際の BRB 支持ブラケットの初期不整（設置時の倒れの程度）に着目し、制震性能に与える影響について解析的に検討した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) BRB によってラーメン橋脚を制震化するための、様々な長さの BRB とブラケットの組み合わせに対する設計検討フローを整理した。この検討フローに従い、ラーメン橋脚の初期剛性（一次剛性）の低下に最も影響する初期不整のパターンを推定した。
- 2) BRB を支持するブラケットの初期不整 $\theta_f=0.002$ (1/500) および $\theta_f=0.010$ (1/100) の大きさを考慮した解析モデルに対して、地震応答解析を行った。その結果、 $\theta_f=0.002$ 以内に制限すれば、ブラケットの弾性変形を考慮しても初期剛性低下への影響は小さく、BRB の配置形式によらず制震性能を十分に確保できることを解析的に示した。

1.3.4 相似則を考慮した分散型サブストラクチャ応答実験システムによる土木構造物の制震構造設計法の提案

これまでの一連の検討の結果、BRB の制震デバイスとしての基本性能に関して検証を行ってきた¹⁴⁾⁻²³⁾。本研究はラーメン橋脚の地震時応答と連動するブレースの変形挙動を模擬する載荷装置を用いたハイブリッド実験により、BRB と接合ブラケットを橋脚主構造へ接合するガセットを含めた座屈拘束ブレースをモデル化することで、安定した制震性能を得るための BRB の設計条件に関する検証を行う。本研究の目的は、主に、1) 制震ブレース芯材の断面を 4 通りに変化させた BRB の繰り返し漸増載荷実験により変形性能を評価すること、2) ラーメン橋脚面内方向の BRB とブラケットを含むブレース全体の変形挙動を把握し、BRB の回転変形性能を確認すること、3) ハイブリッド実験により、軸方向剛性が異なる BRB を付加したラーメン橋脚の制震効果を検証することである。

(1) ラーメン橋脚制震化の検討

a) 制震化するラーメン橋脚の基本性能

検討対象とするラーメン橋脚は既報告の流れから、地面から梁断面中心までの橋脚高さ 12,000mm、橋脚の中心間隔 12,000mm の 1 層ラーメンである。橋脚の外形イメージを図 1.3.45 に示す。

制震効果の検討には FEM プログラム SeanFEM を使用した。橋脚の梁および柱はファイバー要素によりモデル化した。橋脚は地面に対して完全固定の境界条件とし、上部構造質量（合計 1971ton）は左右の柱の直上位置にそれぞれ与えた。各部材の断面諸元の細目と、要素分割の詳細は先に示した図 1.3.3 を参考にされたい。

橋脚部材の材料特性はこれまでの検討と同様に、鋼種 SM490Y 相当を仮定し、降伏応力 $\sigma_y = 355\text{MPa}$ 、ヤング率 $E = 206\text{GPa}$ とした。材料構成則は移動硬化則を適用し、部材降伏後の 2 次勾配は $E / 100$ とした。部材には Mises の降伏条件を適用した。

橋脚頂部に単調な水平変位を与えることにより解析した応答を図 1.3.46 に示す。対象とするラーメン橋脚の降伏水平変位 $\delta_{h,y}$ ($=71\text{mm}$) と降伏水平荷重 H_y ($=6.2\text{MN}$) および弾性剛性 K_0 等を算定した。この解析をもとに、ラーメン橋脚を制震化して地震時の損傷を軽微に留めること、すなわち部材健全度 2¹⁾を確保するため、変位照査法により層間変形の限界値を $2.8\delta_{h,y}$ 、残留変位を制限内 ($\delta_{h,R} < h/300$, h : 実橋脚高さ) に留めるための BRB の設計を検討する。

b) BRB とブラケット部材諸元の検討

ラーメン橋脚に設置する BRB の検討を行う。図 1.3.47 に示すような水平変位 δ_h による層

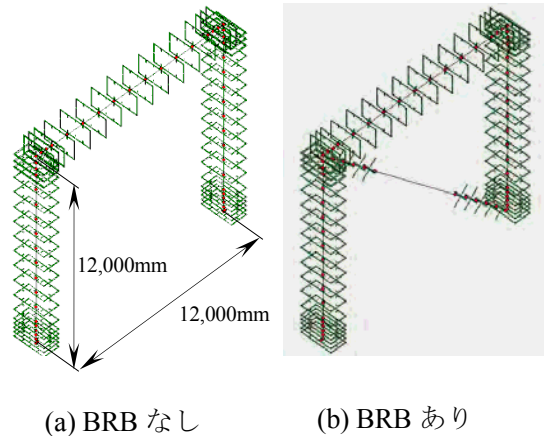


図 1.3.45 ラーメン橋脚の解析モデル

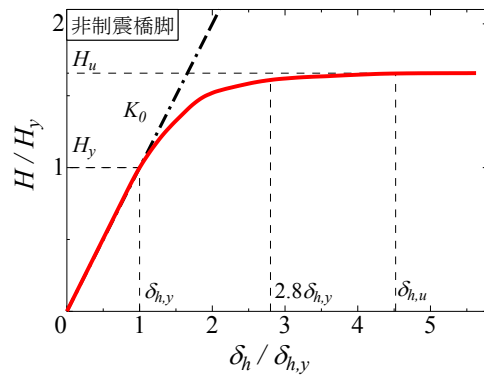


図 1.3.46 ラーメン橋脚のプッシュオーバー解析

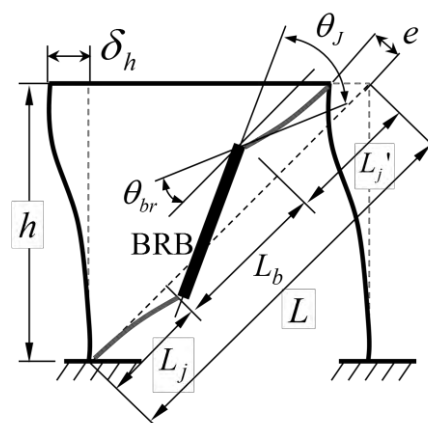


図 1.3.47 制震ブレース部材長さの定義

間変形が生じているラーメン橋脚に対し、ブレース全長 L と BRB 長さ (=制震ブレース区間長さ) L_b , ブラケット長 $L_j (=L_j')$ を定義する。 L に対する L_b の比率を $\xi_l=L_b/L$ と定義し、BRB の設置角度 $\theta=45^\circ$ とする。ラーメン橋脚の水平変位 δ_h の時、ブレース全長 L に対して偏心 e と、BRB を支持するブラケットの弾性変形 θ_{br} を考慮すると BRB には θ_j の回転変形を生じる。

ラーメン橋脚に設計可能な BRB 長さを検討すると、制震ブレース区間長さが短い (ξ_l が小さい) 場合は、ラーメン橋脚の水平変位 δ_h に対して、相対的に BRB の伸縮変形が大きくなる。そのため、BRB の終局軸ひずみ $\varepsilon_u = 3\%$ とすれば、幾何的に ξ_l の下限値は自ずと制限される。さらに橋脚の水平変位を $2.8\delta_{h,y}$ に制限するので、 $\xi_l = 0.3$ 程度が下限値となる。また、BRB の制震ブレースの降伏ひずみ ε_y に対して、橋脚の基部が降伏するよりも先行してブレースが降伏する必要があることから BRB の最大部材長さ $L_{b,max}$ にも制限が生じる。図 1.3.47 に示したように、ラーメンの変形に伴う BRB の回転変形 θ_j は、 ξ_l が小さい場合に大きくなり、BRB には軸力の他、偏心 e による偏心曲げの影響が大きくなる¹⁶⁾。また、サイクル疲労の観点から L_b が短いほど累積塑性変形³⁾ (以下、「CID」と略記する。) の負荷が大きくなる。よって本研究では载荷装置の制御精度を考慮し、 $\xi_l = 0.334$ とする。また、BRB と橋脚の接合ブラケット長は、 $L_j = (L - L_b) / 2$ で定義する。

c) 制震化に必要な BRB 断面の検討

本研究で対象とする制震ブレースの配置方式の場合、制震ブレース芯材長さ L_b を固定するため、BRB の断面積 A_b に比例して制震ブレースの軸方向剛性が変化する。また、制震化したラーメン橋脚の水平剛性は、BRB の軸方向剛性に連動して変化し、地震に対する応答は BRB が塑性変形した後の履歴吸収エネルギーに影響を受けることが想定される。本研究ではラーメン橋脚に BRB を付与して制震化した数値モデル (図 1.3.49 (b)) に対して、BRB の断面積 A_b を 4 通りに変化させて地震応答解析を行い、BRB の設計断面と履歴吸収エネルギーの関係に着目して検証を行う。

まず、BRB の断面を決定するため、BRB の制震ブレース芯材断面を数値モデル化して、地震応答解析を行う。BRB は座屈を考慮しないためトラス要素を適用し、SS400 相当の材料定数 (ヤング率 $E = 206\text{GPa}$, 降伏応力 235MPa , 降伏後の 2 次勾配は $E/100$ と仮定) とバイリニア型の構成則を与える。設計では制震ブレース芯材の材料定数に鋼材の公称応力値を定義するが、BRB の断面積 A_b に対してラーメン橋脚の降伏よりも BRB が先行して降伏するよう配慮しなければならない。また、ブラケットは十字継手の断面形状をファイバー要素でモデル化し、断面は $3A_b$ 以上を確保する。なお、BRB 端部スリット位置の制震ブレース芯材の板厚面外方向の曲げ剛性は小さく、実験载荷時の BRB 回転方向に容易に変形可能な構造のため BRB とブラケット接合部の境界条件はピン接合とする。

本研究では試行的な断面積 A_b の仮定による地震応答解析を経て、目標とする制震効果が期待でき、かつ、後に行う実験の供試体が製作可能な断面であることや、载荷装置の能力を考

表 1.3.13 制震化されたラーメン橋脚解析モデルの応答と剛性

解析 モデル記号	全体系		BRB		弾性水平剛性 (kN/mm)		
	目標変位 $\delta_{h,target} / \delta_{h,y}$	固有周期 T (sec)	断面積 A_b (mm ²)	塑性変形区間長 L_b (mm)	全体系	フレーム	BRB
M(T6W73)	1.79	0.533	15,768	5670 ($\xi_l=0.334$)	283	88	195
M(T6W98)	1.56	0.498	21,168		326		237
M(T9W98)	1.21	0.442	31,752		416		328
M(T9W123)	1.10	0.420	39,852		463		375

表 1.3.14 地震動連続入力時の応答解析結果

解析 モデル記号	全体系		BRB				
	$\delta_{h,max} / \delta_{h,y}$	$\delta_{h,R} / \delta_{h,y}$	ε_{max} (%)	CID			
	3波最大	3波最大	3波最大	1波目	2波目	3波目	合計
M(T6W73)	2.15	0.02	1.77	0.256	0.256	0.256	0.768
M(T6W98)	-1.99	-0.25	-1.67	0.198	0.198	0.198	0.595
M(T9W98)	1.19	-0.12	0.93	0.124	0.125	0.125	0.373
M(T9W123)	1.05	-0.23	0.79	0.078	0.080	0.080	0.238

慮して BRB の断面積 A_b を設定した。解析モデルは制震ブレース芯材について、2種類の板厚と3通りの板幅の組み合わせで合計4ケースを検討対象とした。決定した BRB は断面積 A_b を最小断面から2.5倍の範囲で変化させた。解析ケースの一覧と BRB および制震化したラーメン橋脚の水平剛性を表 1.3.13 にまとめて示す。解析モデル記号は、例として M(T6W73) の場合、解析モデルを表す「M」を先頭記号とし、続いて実験供試体で使用する制震ブレース芯材断面の板厚 $T=6\text{mm}$ と板幅 $W=73\text{mm}$ の断面を有する BRB の解析モデルを示す。なお、表中に示した BRB の剛性はラーメン橋脚に設置後の水平方向剛性に換算した値である。

制震ブレースの断面諸元を仮定した後、地震応答解析を行う。入力する地震動は、兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された強震記録（以下、「II-II-2」と記す。）の E-W 成分¹³⁾である。

地震応答解析結果を表 1.3.14 にまとめる。ラーメン橋脚の応答に着目すると、最大応答および残留変位の推定値はそれぞれ目標とする限界値である $\delta_{h,max} / \delta_{h,y} = 2.8$ 、 $\delta_{h,R} / \delta_{h,y} = 0.56$ に収まっている。BRB に着目すると、限界ひずみ $\varepsilon_u = 3\%$ ²⁾の範囲内に収まっているが、CID は解析モデル M(T6W73) が目標とする限界値 $CID = 0.7$ ³⁾ を3波目に超える解析結果が得られた。この BRB の解析結果をもとに、実験により BRB の基本性能とラーメン橋脚の制震効果について検討を進める。

(2) 実験供試体の設計および実験システム

a) 実験供試体の設計

図 1.3.48 にハイブリッド実験によるラーメン橋脚の地震応答実験までの流れを示す。(1)

で述べたように、 ξ_l および制震ブレース断面積 A_b を仮定して、制震化したラーメン橋脚の動的応答解析を行い、変位照査法により最大応答変位 ($\delta_{h,max} < 2.8\delta_{h,y}$) および残留変位 ($\delta_{h,R} < h/300$, h : 実橋脚高さ) を照査¹⁾する。照査を満たした場合、BRB 制震ブレース長さの縮尺比 S_1 , 断面積の縮尺比 S_2 を仮定して、相似則^{8),9)}に従って実験供試体用 BRB の断面を設計する。フローに示す記号のうち、 ${}_mL_b$ は実験供試体の制震ブレース長さ、 ${}_mA_b$ は制震ブレースの断面積を示す。

次に、設計した BRB に対して実験装置の载荷能力や計測機器能力に対する確認を行い、実験実施の可否を判定する¹⁴⁾。具体的には、フロー中に示した項目番号と対応して、①BRB に与える繰り返し軸力の最大値がジャッキ载荷能力範囲であること、②BRB の伸縮変位がジャッキストローク ($\delta_{J,max}$) の範囲であること、③ジャッキ制御および計測データの桁落ちを防止するため、BRB の降伏変位 ${}_m\delta_{b,y}$ が制御装置の変位分解精度 ${}_m\delta_0$ の概ね 100 倍以上であることに配慮して縮尺比を変化させて試行を繰り返す。以上のフローに従って、 $\xi_l = 0.334$, 縮尺比 $S_1 = S_2 = 6$ として BRB を設計した。

b) BRB の断面諸元

設計した BRB の形状を図 1.3.49 に示す。BRB 断面の違いにより 2 組ずつ 4 通り、合計 8 台の実験供試体を製作した。その諸元を表 1.3.15 および表 1.3.16 に示す。縮尺後の制震ブレース長さは ${}_mL_b = 945\text{mm}$ となる。制震ブレース断面は図 1.3.49 (b)に示す着色部位であり、この断面が設計板厚 6mm と 9mm, 設計板幅 73mm と 98mm および 123mm の組み合わせにより、断面積 ${}_mA_b = 438\text{mm}^2 \sim 1,107\text{mm}^2$ (設計値) となる。全体座屈を防止するための拘束部材は板厚 ${}_mt_R = 12\text{mm}$ とし、制震ブレース芯材のサイズに応じて幅 ${}_mb_R$ を 155mm~200mm に変化させた。

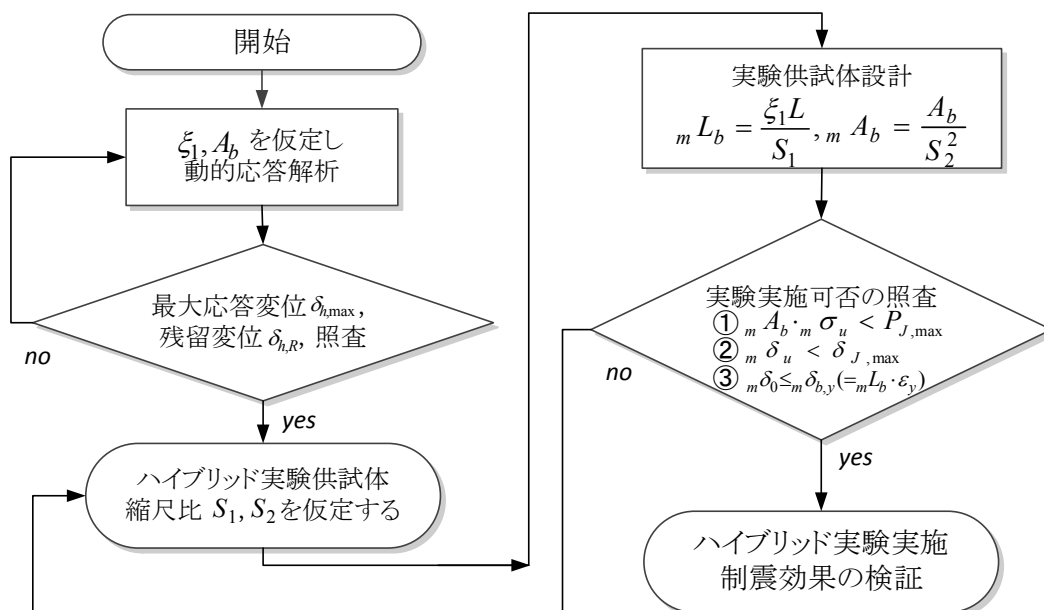
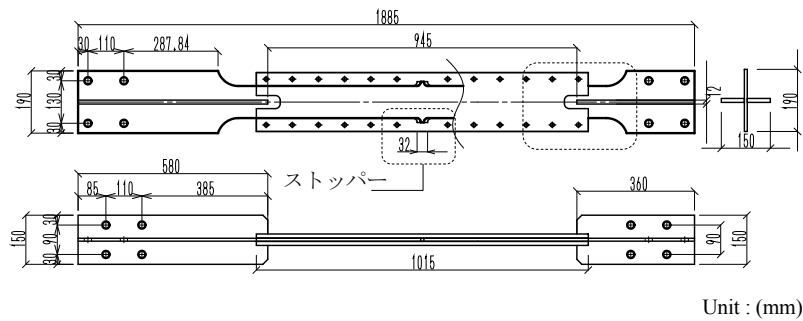
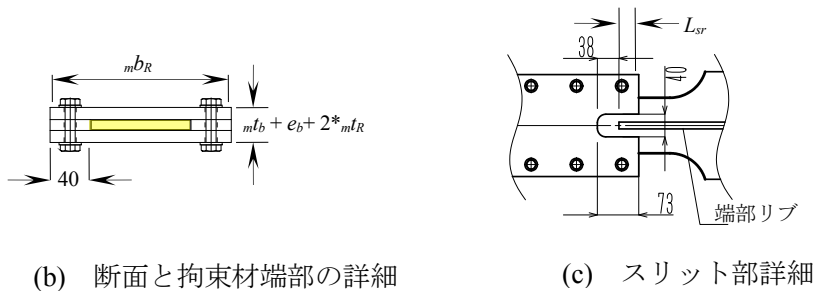


図 1.3.48 ハイブリッド実験によるラーメン橋脚制震化の検証フロー¹⁴⁾



(a) BRB の平面図と側面図



(b) 断面と拘束材端部の詳細

(c) スリット部詳細

図 1.3.49 実験供試体の外形

表 1.3.15 BRB 芯材の断面諸元

実験 供試体記号	制震ブレース断面諸元			幅厚比 $m W_b / m t_b$	$m L_b$ (mm)	$m \delta_{b,y}$ (mm)	$m P_y$ (kN)
	$m A_b$ (mm ²)	$m W_b$ (mm)	$m t_b$ (mm)				
S(T6W73)-CYC	415	72.8	5.70	12	945	1.38	124
S(T6W73)-HYD	415	73.0	5.69				124
S(T6W98)-CYC	557	97.9	5.70	16			166
S(T6W98)-HYD	553	97.9	5.65			165	
S(T9W98)-CYC	845	97.8	8.64	11		1.34	233
S(T9W98)-HYD	845	98.3	8.60				233
S(T9W123)-CYC	1062	123.1	8.63	14	293		
S(T9W123)-HYD	1062	123.1	8.63		293		

表 1.3.16 BRB 拘束材の断面諸元

実験 供試体記号	設計幅 $m b_R$ (mm)	設計板厚 $m t_R$ (mm)	部材長 $m L_R$ (mm)	隙間量 e_b (mm)	安全率 v	
					公称値	実測値
S(T6W73)	155	12	1015	1.8	6.42	5.36
S(T6W98)	180				5.55	4.65
S(T9W98)	180			2.4	4.83	4.36
S(T9W123)	205				4.38	3.95

拘束材と制震ブレースとの板厚方向の隙間 e_b は 1.8mm と 2.4mm とし、制震ブレース芯材と拘束部材との間には、摩擦を軽減するためのテフロンシート(厚さ 0.3mm を 2 枚, 合計 0.6mm) を封入した。

図 1.3.49 (c) にラーメン橋脚の層間変形に追従して伸縮変形および回転変形するための

表 1.3.17 BRB に使用した鋼材の材料試験結果

設計板厚 (mm)	鋼種	適用箇所	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E (GPa)	ε_y	ν	Δl (%)	
6	SS400	ブレース芯材	T6W73,T6W98	298	443	204	0.00146	0.277	40.9
9			T9W98,T9W123	276	426	194	0.00142	0.279	43.9
12	SM490A	ブレース端部リブ	280	432	198	0.00141	0.283	46.2	
		拘束材	373	533	207	0.00180	0.279	38.1	

[Note]: σ_y : 降伏応力, σ_u : 引張強度, E : ヤング率,

ε_y : 降伏ひずみ, ν : ポアソン比, Δl : 破断伸び

BRB 端部のスリット詳細を示す。拘束部材端部のスリットは制震ブレース芯材の伸縮代であり、塑性変形区間長さ $mL_b=945\text{mm}$ に対して 3% (28.4mm) の伸縮量と溶接ビードを考慮して設計した。制震ブレース芯材面外方向の隙間量 e_b と圧縮時のスリット長さ L_{sr} から制限される BRB の回転変形性能 $\theta_j^{11)}$ は、目標とする圧縮 3% 時 $L_{sr}=49.2\text{mm}$ となるので $\theta_j=e_b/L_{sr}=0.037\sim 0.049$ となる。また、テフロンシート片側の厚さを有効と仮定し、 e_b から最大 0.3mm 除外すると $\theta_j=0.030\sim 0.043$ の範囲となる。さらに、制震ブレース芯材中央部のストッパーにより位置決めされている拘束部材が伸縮方向に最大 20mm 程度移動可能であるため、スリット長さを +20mm 加算して算定すると、回転変形可能な角度は $\theta=0.022\sim 0.030$ となる。

この BRB は軸力作用時の全体座屈を防止するための BRB 設計条件式⁷⁾による照査で安全率 $\nu > 3.0$ を満足する¹⁾。照査式から求めた安全率を設計値と断面実測値で求めた値を表 1.3.16 に示す。載荷実験で用いる降伏変位 $m\delta_{b,y}$ は、BRB への軸力作用時に塑性変形区間である制震ブレース長さ mL_b が、全長にわたって高次の波形に変形すると仮定し、降伏ひずみ ε_y に mL_b を乗じて算定する¹⁾。以上から、実験供試体記号は、実験供試体を意味する「S」に続けて断面諸元を付記し、漸増載荷実験は「-CYC」、ハイブリッド実験は「-HYD」を付けて実験内容を区別する。使用した鋼材の材料試験結果を表 1.3.17 に示す。

c) 実験システムの概要

本研究のハイブリッド実験は制震化したラーメン橋脚の数値解析モデルのうち、BRB をトラス要素から EX-truss 要素¹⁴⁾で置き換えたモデルを用いて、演算を行う解析 PC と実験装置群を組み合わせたものである。解析モデルに内挿する EX-truss 要素は、BRB の逐次地震時応答変位を実験装置で載荷し、その応答軸力を実験装置から取得して解析 PC へフィードバックする。演算に使用する FEM プログラムは前述した SeanFEM である。

載荷に用いるハイブリッド実験システムは名城大学内の反力床に設置されている実験フレームとロードセル (分解性能 0.5kN)、および油圧ジャッキ (載荷能力 $\pm 1000\text{kN}$, ストローク $\pm 250\text{mm}$) から構成され、地震応答を演算する解析 PC とジャッキ制御用 PC、およびデータロガー (東京測器製 TDS-530) が LAN 接続されており相互通信を行う。システムの概要を図 1.3.50 に示す。油圧ジャッキの両端はスイベルジョイントであり、軸力のみを伝達可能な機構を介して実験供試体が接続されている。

図 1.3.50 および図 1.3.51 に実験システム全体の外観を示す。実験供試体は、剛なベースに設置したガセット模型に M20 (F10T) サイズの高力ボルトで添接板を介して摩擦接合されており、これを固定側とする。もう一方は 固定側と同様のガセットに接合されており、ピン支持された载荷柱の頂部の剛なフレームに接続されている。これを移動側とする。BRB の変形は载荷柱を介して円弧軌道に沿って与えるため、設置角度は中立位置から増減するが、本実験で想定する BRB 伸縮時の設置角度変化に伴う軸力の変動は最大変形時で 1%以内である。従って、BRB に作用する軸力は、油圧シリンダ軸芯と BRB の設置角度 45° からロードセルの値を $\sqrt{2}$ 倍した数値を軸力として計測する。また、载荷時の伸縮変形に伴う BRB の回転変形を検出するために、実験床に固定した複数の変位計によって計測した。変位計の設置状況を図 1.3.52 に示す。

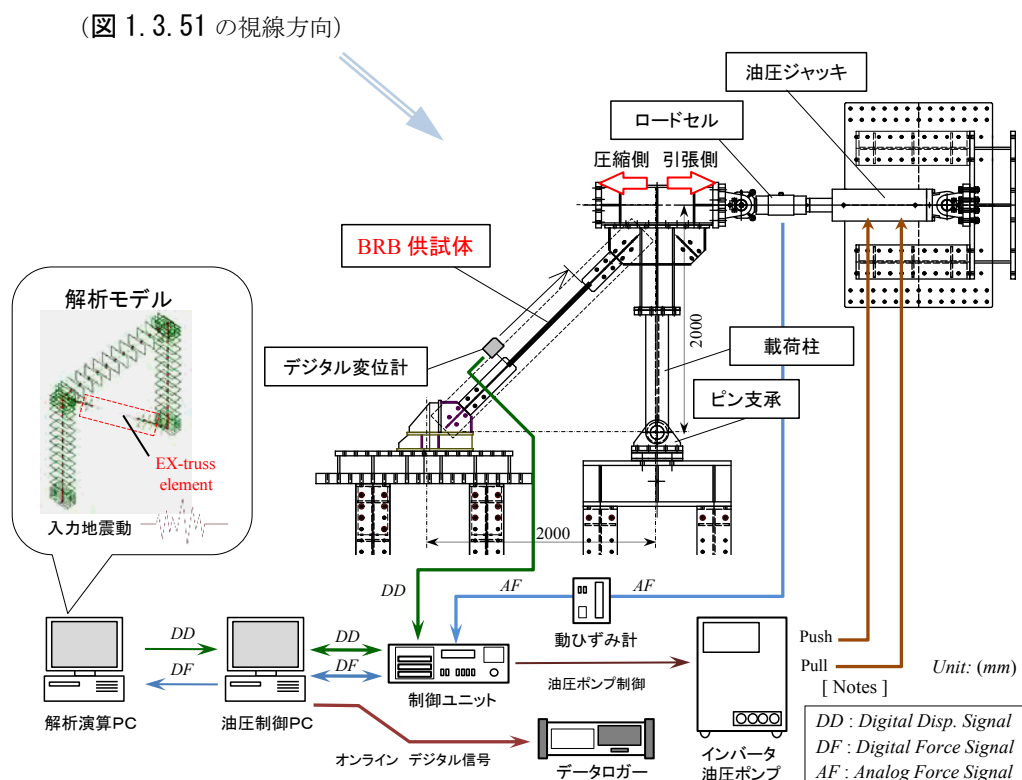


図 1.3.50 実験装置の概要 (実験室の天井から見下ろした構図)

(3) 実験結果と考察

a) 繰り返し漸増载荷試験結果

図 1.3.53 (a)と(b)に、BRB の繰り返し漸増载荷試験結果を、板厚の異なる S(T6W98)-CYC と S(T9W123)-CYC について示す。図の縦軸と横軸はそれぞれ、制震ブレース芯材の降伏軸力 mP_y と降伏変位 $m\delta_{b,y}$ で無次元化している。また、図中には BRB 伸縮変形の目標変位 3% を表示し、実験終了までの CID の値も併せて表示している。

2つの供試体は断面積が異なるが、いずれも目標変位 3%に達するまで安定した履歴曲線を

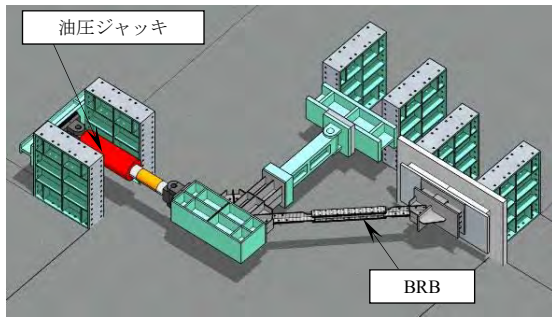


図 1.3.51 実験システムの鳥観イメージ

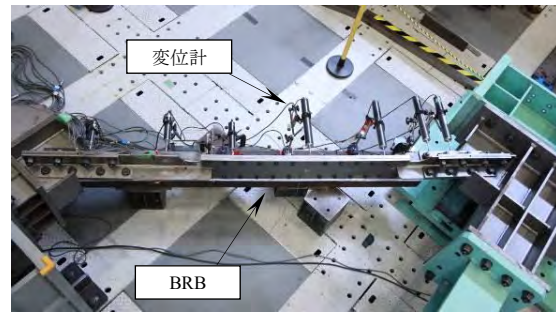


図 1.3.52 変位計設置状況

描き CID も 0.7 を上回る塑性変形性能を有することを確認した。実験は目標変位 3% に到達した後、ひずみ振幅 3% で制震ブレース芯材が破断するまで繰り返し载荷した。

b) 繰り返し载荷によるひずみ硬化の影響

表 1.3.18 に本実験で準備した 4 台の異なる断面積を有する BRB の繰り返し漸増载荷実験結果をまとめて表示する。

また、 CID について、载荷開始時から 3% ひずみ到達時点での計算値と、3% 到達以降、繰り返し载荷を継続し、最終的に破断するまでの計算結果を表示している。供試体 S(T9W123)-CYC は、繰り返し 3% 振幅による繰り返し载荷 6 回目の圧縮側で全体座屈したために、他と比べて CID が低めとなっている。

表 1.3.18 繰り返し漸増载荷実験結果

実験 供試体記号	最大荷重 mP/mP_y ($m\delta_b/m\delta_{b,y}=21$)		CID		実験 終了状況
	引張側	圧縮側	$\epsilon = 3\%$ 時	実験終了時	
S(T6W73)-CYC	1.26	-1.43	1.16	1.55	破断
S(T6W98)-CYC	1.17	-1.27	1.14	2.24	破断
S(T9W98)-CYC	1.31	-1.51	1.01	2.02	破断
S(T9W123)-CYC	1.29	-1.55	1.00	1.47	全体座屈

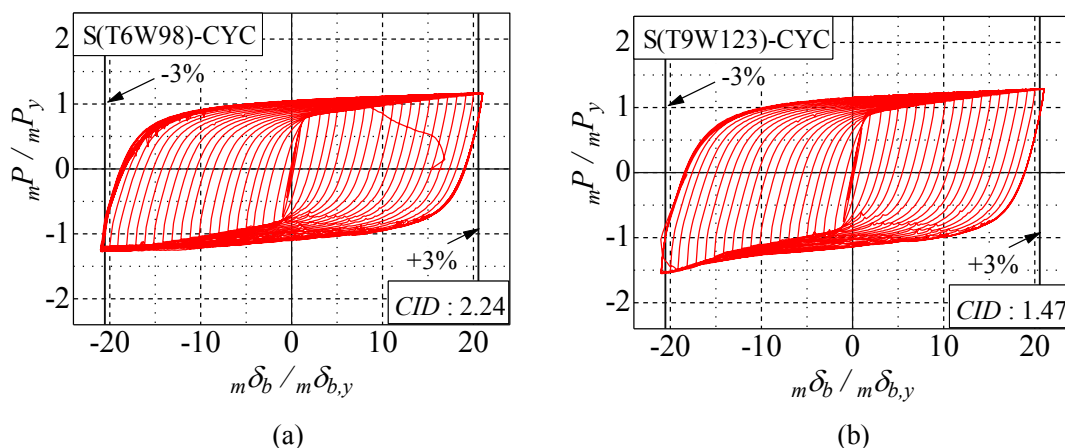


図 1.3.53 繰り返し漸増载荷試験結果

ひずみ硬化の影響を見ると、制震ブレース芯材断面サイズにより引張側で降伏軸力 mP_y の 1.17~1.29 倍、圧縮側で 1.27~1.55 倍となり、圧縮側では拘束部材による摩擦の影響で高めとなることが明かとなった。制震ブレース芯材の板厚の違いに着目すると、板厚 6mm と比較して、板厚 9mm の方が引張側、圧縮側ともに高めとなることが分かった。同一板厚で板幅が変化する場合、板厚 6mm と板厚 9mm のいずれにおいても、板幅が大きくなり、制震ブレース芯材の断面積が大きくなってもひずみ硬化による最大軸力の上昇の違いに大差ない。

図 1.3.54 に繰り返し漸増载荷実験の履歴曲線から得たスケルトンカーブを実験結果についてまとめたものを示す。引張側は塑性変形の進行とともに安定した軸力上昇となっているが、圧縮側は部分的に乱れが生じている。

図の横軸 $\pm 3 m\delta_b / 3m\delta_{b,y}$ 以上の安定した塑性変形域で目標ひずみ到達までの変形時の軸力の大小を比較すると、その傾向は、制震ブレース芯材に適用した鋼材の降伏比(板厚 6mm は $\sigma_u/\sigma_y=1.48$, 板厚 9mm は $\sigma_u/\sigma_y=1.54$) が大きい板厚 9mm を適用した BRB が高めである。また、同一板幅であれば拘束部材の板厚方向の隙間が大きい方が制震ブレース芯材の波形変形が大きくなるため、高い軸力となる傾向を確認した。

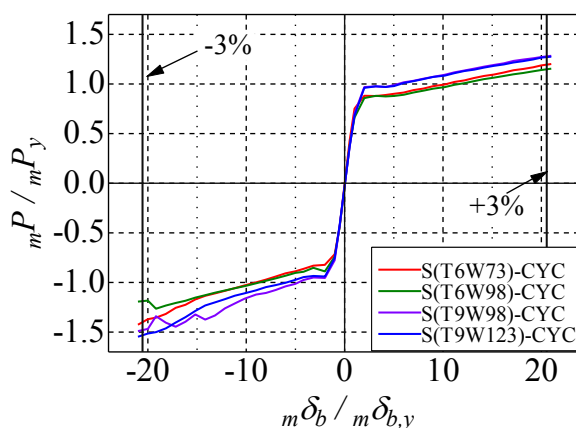


図 1.3.54 繰り返し漸増载荷実験から得たスケルトンカーブ

c) 繰り返し载荷時の BRB 回転変形性能の検証

BRB によって制震化したラーメン橋脚が外力を受けて変形する時の BRB の回転変形に着目して、実験結果と解析推定値を比較する。図 1.3.55 は、繰り返し漸増载荷実験時および、後で述べるハイブリッド実験結果の BRB の回転変形 θ_j とラーメン橋脚の層間変形角 R^* の関係をまとめたものである。図の原点から第一象限は BRB に引張軸力、第三象限は圧縮軸力が作用する変形が生じる。図には制震化したラーメン橋脚の最大応答の制限値に対応する層間変形角 R_u^* を示している。BRB の限界ひずみ 3% 時の層間変形角 R^* は ± 0.02 である。

図 1.3.55 (a) は、解析モデル M(T6W98) による推定値と繰り返し漸増载荷実験 S(T6W98)-CYC の計測値およびハイブリッド実験 S(T6W98)-HYD を表示した。図 1.3.55 (b) についても同様に解析値と実験結果を比較している。

図 1.3.55 (a) および図 1.3.55 (b) について、実験結果は解析推定値を概ね模擬した変形挙動が得られており、制震化したラーメン橋脚の層間変形角 R_u^* に至る BRB の回転変形 θ_j の範囲では、BRB は安定した挙動が得られている。また、ハイブリッド応答実験時の変形範囲は、繰り返し漸増载荷実験の変形範囲に含まれていることから、本論文で設計した BRB は制震化するラーメン橋脚に必要な回転変形性能を有することを実験により検証した。

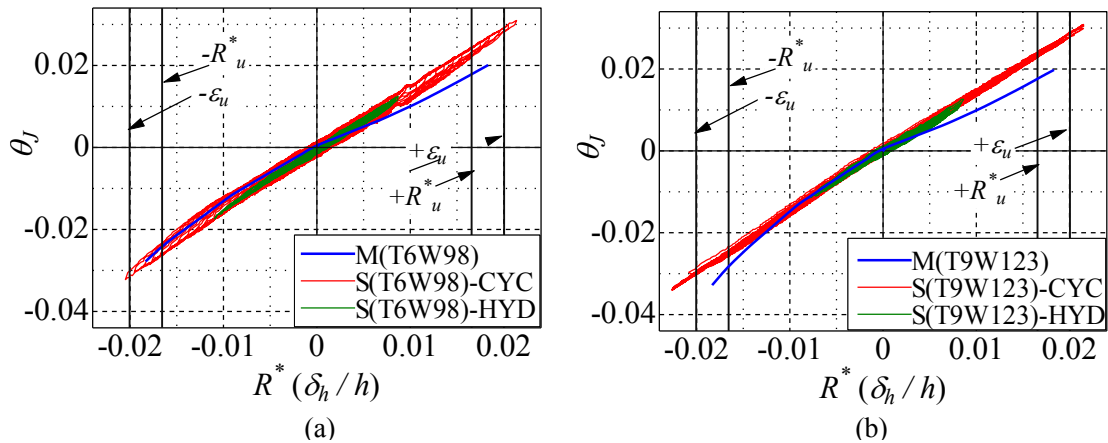


図 1.3.55 載荷時の BRB 回転変形角 θ_j の検証結果

d) 全体座屈要因の推定

図 1.3.56 は、図 1.3.55 で示した BRB の回転変形角 θ_j とラーメン橋脚の層間変形角 R^* のうち、解析モデルによる推定値をまとめたものである。本研究で比較した BRB は、制震ブレース断面積と支持ブラケットの断面の違いにより剛性が異なる。図 1.3.47 で定義したように BRB に回転変形が生じる際、ブラケットには軸力と曲げモーメントが作用するため、曲げによる弾性変形角 θ_{br} が BRB の回転変形角 θ_j に影響を与える。図 1.3.56 に示す $-R^*_u$ において、M(T6W73)では $\theta_j = -0.022$ であるのに対し、M(T9W123)では、 $\theta_j = -0.028$ であるから弾性変形の影響が大きい。ブラケットの弾性変形は BRB の軸力に比例するがラーメン橋脚が最大応答変位となる範囲でとどまる。

図 1.3.55 (b)の S(T9W123)-CYC の履歴に着目すると、圧縮側の最大回転変形角 θ_j は 0.035 程度に達している。この変形角は、前述した BRB の回転変形性能 θ_j の上限 0.03 を上回っている。従って、この変形による偏心軸力により付加曲げモーメントが BRB の拘束部材に作用したために拘束部材の曲げ耐力を上回り、図 1.3.57 に見られるような全体座屈に至ったものと推察される。しかしこの全体座屈は、想定する回転変形以上の荷重によって発生したものであり、BRB の限界ひずみ 3%の変形性能は目標値を満たすことが検証されたといえる。S(T9W123)-CYC の実験結果から、BRB を支持するブラケットの弾性変形角 θ_{br} は、BRB の回転変形に影響を与えることから、過大にならない範囲で適切に設計する必要性を確認した。

e) ハイブリッド実験結果

図 1.3.58 にハイブリッド実験結果を示す。図は制震ブレース芯材板厚の異なる BRB の 2 台についてそれぞれ BRB を含むラーメン橋脚全体と BRB のみの応答をそれぞれ示した。入力した地震動は II-II-2 であり、1 波あたり 60 秒の地震波形データを連続して 3 波入力した応答をまとめた。なお、BRB を設置しない非制震のラーメン橋脚の応答は、地震波形入力開始後、約 8.44 秒にて最大応答 $\delta_{h,max}/\delta_{h,y} = 3.78$ となり、入力後の残留変位 $\delta_{h,R}/\delta_{h,y} = 1.05$ が得られており、目標とする部材健全度 2 を満足しない。応答履歴の詳細は参考文献 15)を参考にされたい。

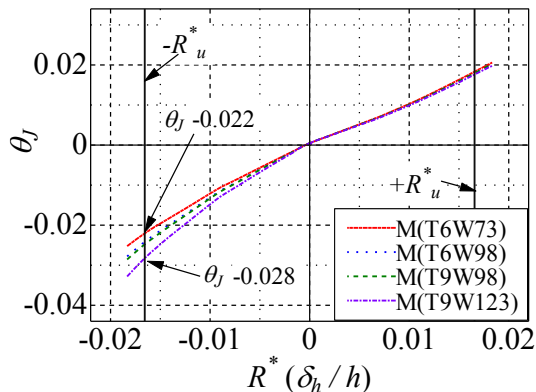


図 1.3.56 BRB 回転変形角 θ_j の解析結果

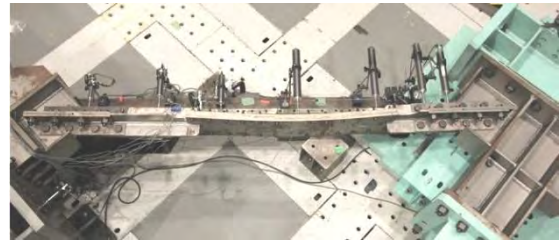


図 1.3.57 供試体 S(T9W123)-CYC の全体座屈状況

図 1.3.58 (a), (b) および (e) は、解析モデル上のラーメン橋脚に制震ブレース芯材板厚 6mm、板幅 98mm の BRB の実験供試体 S(T6W98)-HYD に軸力を載荷して得る地震時応答をラーメン橋脚全体と BRB で区別し、変形と荷重の履歴および時刻応答履歴を示したものである。図中には、予備解析モデル M(T6W98) から得る応答推定値も併せて表示している。

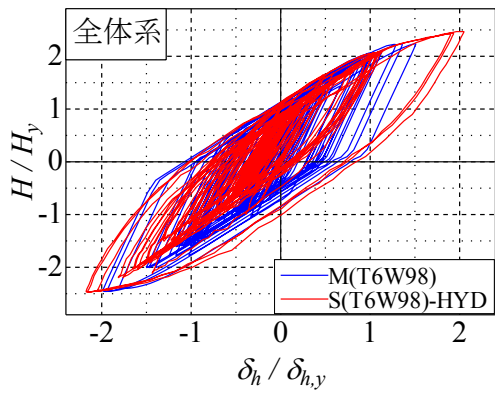
図 1.3.58 (a) について、BRB による制震化によってラーメン橋脚の最大応答は $2.8\delta_{h,y}$ 以内に収まっている。BRB に引張が作用する方向での応答は制震ブレース芯材の断面積の実測値が設計断面より 6% 程度小さく、剛性がやや低めのため予備解析よりも大きめに生じているが、予測通りの制震効果が得られた。図 1.3.58 (b) の時刻応答履歴を見ると、3 波連続することで、残留変位が僅かずつ大きくなっているが、連続入力毎の応答に目立った変動は見られなかった。

図 1.3.58 (e) に示す BRB の応答についても概ね解析値と一致し、引張側、圧縮側どちらも $14\delta_{b,y}$ 弱の応答範囲内で安定した変形履歴が得られた。図 1.3.58 (c), (d) および (f) は、実験供試体 S(T9W123)-HYD の応答と、解析モデル M(T9W123) について図示した結果である。制震ブレース芯材の断面積が大きく、剛性が高いことから、ラーメン橋脚と BRB のどちらの応答も小さく、高い制震効果が得られる結果となった。3 波入力による時刻応答履歴の変動はみられず、残留変位は解析モデルよりも小さくなった。

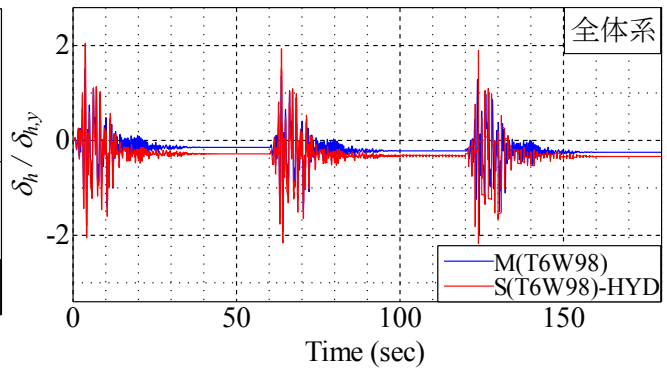
f) 地震応答のまとめとエネルギー吸収性能

図 1.3.59 に、制震化したラーメン橋脚の地震エネルギー吸収性能を、4 つの実験供試体の荷重-変位履歴から算定した結果を示す。図は 3 波連続入力の最初の 1 波目をまとめている。

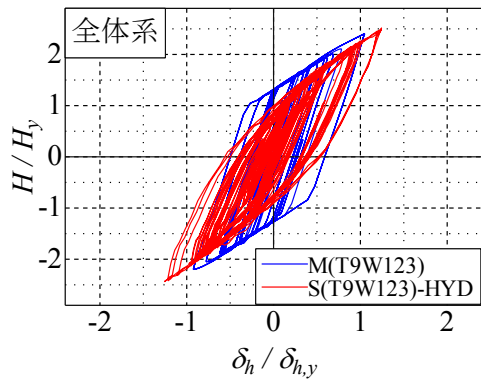
図 1.3.59 (a) にラーメン橋脚全体のエネルギー吸収量の算定結果を示す。制震ブレース芯材断面が最も小さい BRB を付与したラーメン橋脚モデル S(T6W73)-HYD が、4 つの中で最もエネルギー吸収量が大きくなった。制震ブレース芯材断面が最も大きい BRB を付与した S(T9W123)-HYD のエネルギー吸収量は小さめとなった。BRB の違いによるエネルギー吸収量は、最大と最小の比率で 1.26 倍となった。



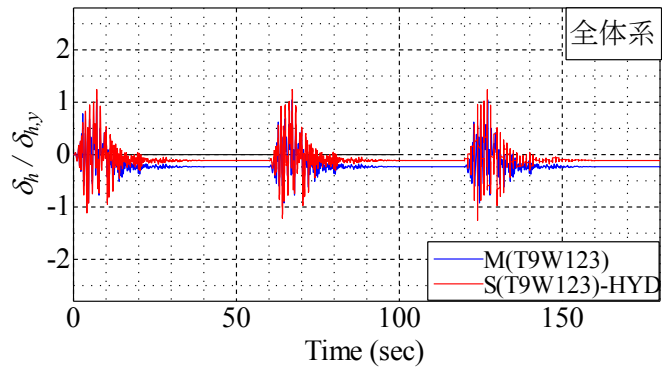
(a) 水平荷重—変位履歴



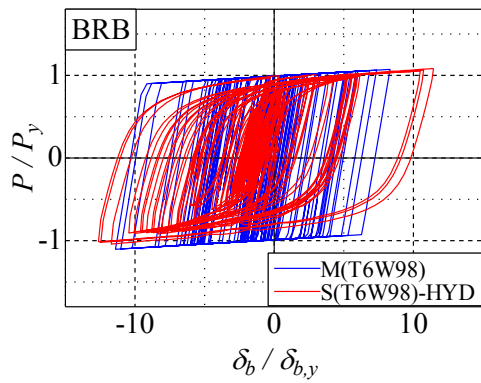
(b) 時刻応答履歴



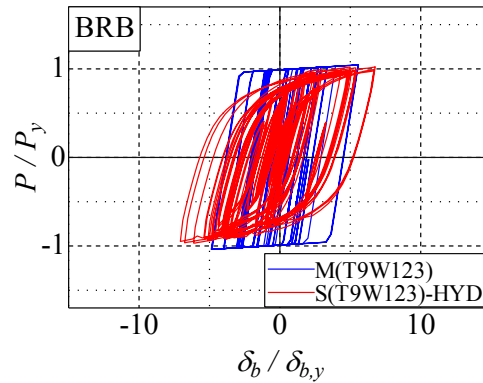
(c) 水平荷重—変位履歴



(d) 時刻応答履歴



(e) BRB の軸力—伸縮変形履歴



(f) BRB の軸力—伸縮変形履歴

図 1.3.58 ハイブリッド実験結果

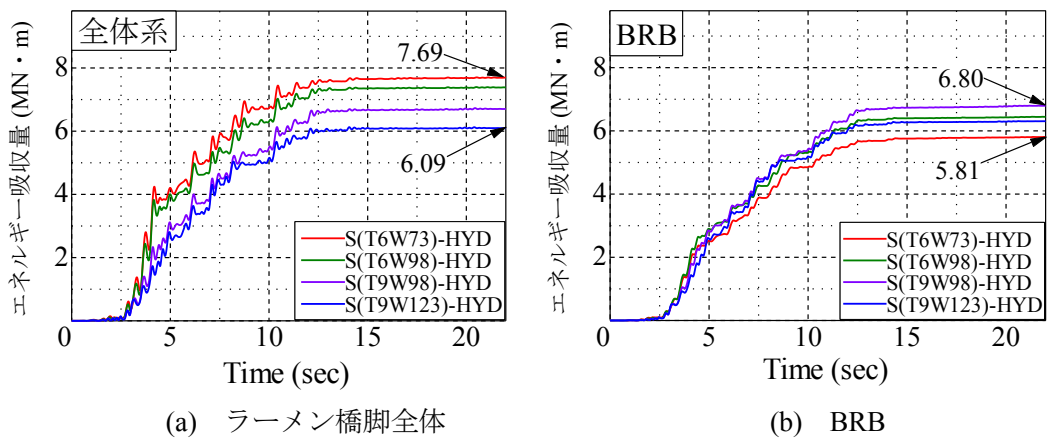


図 1.3.59 地震エネルギー吸収履歴

図 1.3.59 (b)は、BRB に着目したエネルギー吸収量の算定結果である。図 1.3.59 (a)と比較して供試体の違いによる吸収量のバラツキは小さめである。制震ブレース芯材断面の大きさに着目すると、S(T9W123)-HYD の吸収量が最も大きく、制震ブレース芯材断面サイズとエネルギー吸収量は比例関係とはならなかった。BRB の違いによるエネルギー吸収量は、最大と最小の比率で 1.17 倍となった。

S(T9W123)-HYD は、BRB の制震効果によって地震波入力時の最大応答が目標とする範囲で、 $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=1.26$ に抑えられ残留変位も小さいことから、ラーメン橋脚全体としてのエネルギー吸収性能は小さく、塑性化による損傷が比較的軽減されている。しかし、本検討の解析モデルでは、ラーメン橋脚とブレース接合部の局所的な損傷を評価できない。本実験の場合、例えば S(T9W123)-HYD では BRB に作用する軸力が S(T6W73)-HYD に比べ 2 倍以上であるため、橋脚基部に作用する荷重を考慮してラーメン橋脚の損傷を検討する必要がある。

表 1.3.19 ハイブリッド実験から得た最大応答と CID

記号名	全体系		ε_{max} (%)	BRB			
	$\delta_{h,max}/\delta_{h,y}$	$\delta_{h,R}/\delta_{h,y}$		CID			
				1波目	2波目	3波目	合計
M(T6W73)	2.15	0.02	1.77	0.256	0.256	0.256	0.768
S(T6W73)-HYD	2.32	-0.15	1.92	0.295	0.302	0.303	0.899
M(T6W98)	-1.99	-0.25	-1.67	0.198	0.198	0.198	0.595
S(T6W98)-HYD	-2.17	-0.34	-1.84	0.253	0.270	0.262	0.785
M(T9W98)	1.19	-0.12	0.93	0.124	0.125	0.125	0.373
S(T9W98)-HYD	-1.72	-0.18	-1.41	0.187	0.200	0.205	0.591
M(T9W123)	1.05	-0.23	0.79	0.078	0.080	0.080	0.238
S(T9W123)-HYD	-1.26	-0.11	-1.00	0.145	0.157	0.161	0.462

表 1.3.19 にハイブリッド実験から得られた最大応答変位と残留変位、ならびに BRB の CID²⁾算定結果を解析モデルと実験供試体の合計 8 台についてまとめて表示する。

制震化によるラーメン橋脚の最大応答ならびに残留変形はすべての供試体において目標と

する範囲であり、設計した BRB の制震性能を満足していることを確認した。CID に着目すると、最も制震ブレース芯材断面の小さい実験供試体 S(T6W73)-HYD は、解析モデル M(T6W98) の推定値通り、CID が 0.7 を大きく上回る結果となった。前述の繰り返し漸増載荷実験から得た破断までの CID は 2.44 であることから、CID の制限値は BRB に適用する材料の性能を考慮するなど、更に検討が必要であろうと思われる。

g) 実験終了後の BRB 損傷状況

図 1.3.60 に繰り返し漸増載荷実験とハイブリッド実験終了後の制震ブレース芯材の面外方向の変形結果を示す。変形のプラス側は BRB のラーメン橋脚天端側面を示す。制震ブレース芯材の塑性変形区間全体に渡って高次の波形に変形していることがわかる。図 1.3.60 (a) について、板幅の違いで若干波形違いは見られるが、中央から移動側にかけて類似した変形を生じている。図 1.3.60(b)のデータのうち、S(T9W123)-CYC の実験は全体座屈によって終了しているために、拘束部材を取り外した後の変形を一概に比較できないが、部材全長に渡って波形に変形していることは確認できる。また、図 1.3.60(a), (b)を比較すると BRB の拘束部材と制震ブレース芯材との板厚方向の隙間量 e_b は、制震ブレース芯材の板厚 6mm で

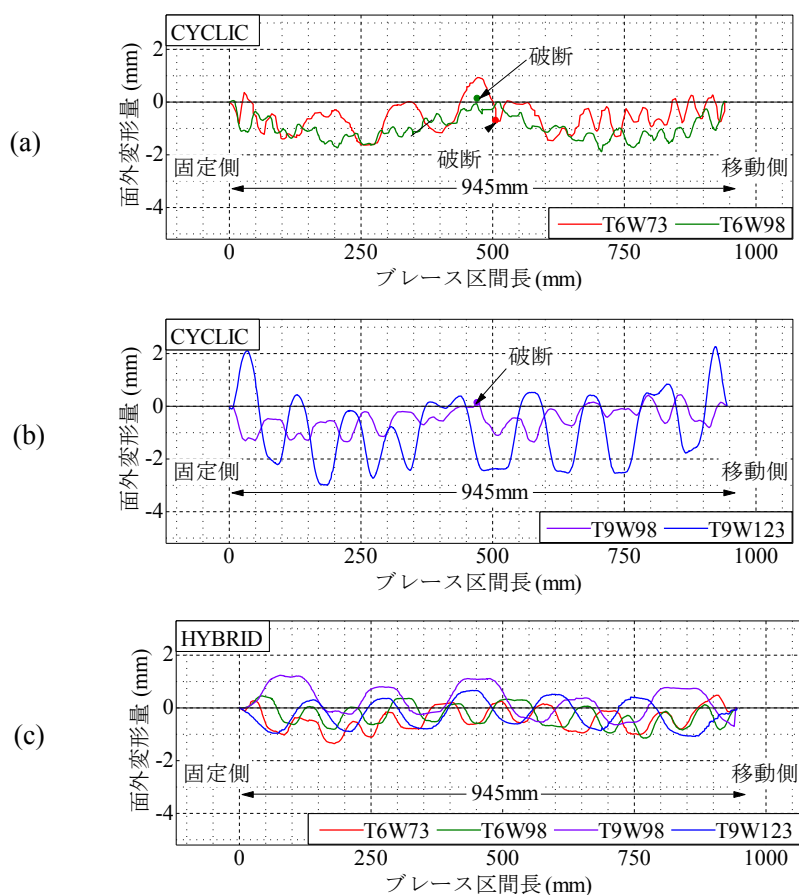


図 1.3.60 実験後の制震ブレース変形状況

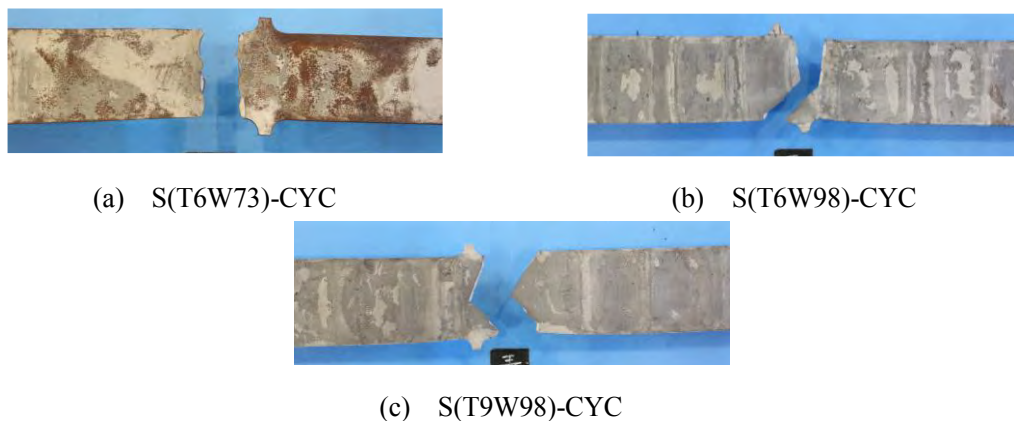


図 1.3.61 実験後の制震ブレース破壊状況

1.8mm、板厚 9mm では 2.4mm である。隙間量が大きい図 1.3.60 (b)が波長も大きい傾向がある。

図 1.3.60 (c)には、ハイブリッド実験を実施した BRB の地震動入力後の変形を示した。板厚 6mm と 9mm をそれぞれ比較すると、板幅の違いによらず似たような波形の変形を生じている。波長を比較すると板厚 9mm の BRB は、6mm と比較して大きめとなっている。

図 1.3.61 は、繰り返し漸増载荷実験による低サイクル疲労で破断した制震ブレース芯材の状況である。いずれの供試体も制震ブレース芯材中央部、ストッパー付近を起点として破断に到っている。今後、ストッパーの適正な形状についてさらに検討必要である。

(4) まとめ

本研究はラーメン橋脚の地震時応答と連成するブレースの変形挙動を模擬する载荷装置を用いたハイブリッド実験により、座屈拘束ブレースの変形性能と、ラーメン橋脚の制震効果を繰り返し漸増载荷実験および、ハイブリッド実験により検証した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 制震ブレース芯材の断面を 4 通りに変化させた BRB の繰り返し漸増载荷実験により、制震ブレース芯材長さ L_b をブレース全体長さ L との比率 $\xi_l = 0.334$ で設計した BRB に対して、軸ひずみ 3%、 $CID > 0.7$ を確保する変形性能を明かにした。
- 2) BRB とブラケットを含むブレース全体の変形挙動から、本実験で設計した BRB の回転変形性能を検証し、BRB の回転変形には、BRB の支持ブラケットの弾性変形を考慮する必要性を示した。
- 3) ハイブリッド実験により、軸方向剛性が異なる BRB を付加したラーメン橋脚の制震効果を検証し、BRB の軸方向剛性の違いによる制震効果への影響を明かにした。制震ブレース芯材長さを一定にした BRB で比較すると、より剛性が高い BRB は、BRB 自身のエネルギー吸収性能が高い傾向を示した。

1.3の参考文献

- 1) 宇佐美勉編著, 日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 2) 宇佐美 勉, 佐藤 崇, 葛西 昭: 高機能座屈拘束ブレースの開発研究, 構造工学論文集A, 55A, pp.719-729, 2009.
- 3) 宇佐美 勉, 佐藤 崇: 座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.486-498, 2010.
- 4) 渡辺孝一, 吉川瑛人, 山口亮太, 児玉佳大: 高機能座屈拘束ブレースを接合するガセットの設計と終局挙動, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.551-564. 2011.3.
- 5) 森下邦宏, 井上幸一, 川島一彦, 阿比留久徳, 平井潤, 本田誠: ダンパーブレースを組み込んだ上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験, 土木学会論文集No.766/ I-68, pp.277-290, 2004.7.
- 6) 家村浩和: ハイブリッド実験の発展と将来, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.1-10, 1985.4.
- 7) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.179-190, 1995.1.
- 8) 宇佐美勉, 渡辺孝一ら: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591, pp.207-218, 1998.
- 9) 中島正愛, 赤澤隆士, 阪口理: 実験誤差制御機能を有したサブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建築学会構造系論文集, 第454号, pp.61-71, 1993.12.
- 10) 酒造 敏廣, 山田 幸, 都築 禅: 一層目より中央がせん断崩壊する鋼二層門形ラーメンのオンライン実験法による地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.525-536, 2009.
- 11) SeanFEM ver.1.22: 理論マニュアルと検証, (株)耐震解析研究所, 2007.
- 12) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.110-117, 2012.3.
- 14) 渡辺孝一, 吉野廣一, 篠田将旭, 山口亮太: サブストラクチャ応答実験による高機能座屈拘束ブレースの地震時応答解析, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.459-470, 2012.
- 15) 渡辺孝一, 篠田将旭, 吉野廣一, 佐藤大介: 制震ブレースを挿入した鋼製ラーメン橋脚の並列ハイブリッド実験システムによる制震性能の検証, 鋼構造論文集, Vol.21, No.82, pp.75-85, 2014.
- 16) 渡辺孝一, 佐藤大介, 石田真士, 吉野廣一, : 鋼製ラーメン橋脚の層間変形を考慮した高機能座屈拘束ブレースの変形性能に関する実験, 鋼構造論文集, Vol.22, No.85, pp.143-151, 2015.
- 17) 独立行政法人土木研究所: 橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証法及び設計法に関する共同研究報告書(その1 制震ダンパーの動的挙動に関する振動台加振実験), Cooperative Research Report of PWRI No.438, 2012.3.

- 18) 官民連体共同研究, 履歴型ダンパー付鋼構造鉄骨の設計法 報告書 : (社)日本鉄鋼連盟, 2002.2.
- 19) 一般社団法人日本建築学会 : 鋼構造制振設計指針, 丸善出版株式会社, 2014.11.
- 20) 木下智裕, 金城陽介, 聲高裕治, 吹田啓一郎, 宮川和明 : 座屈拘束材端部の局所変形を考慮したピン接合形式二重鋼管ブレースの全体座屈防止条件-片側摺動形式の場合-, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 706 号, pp.1973-1982, 2014.2.
- 21) 小崎 均, 小西克尚, 松井良太, 竹内 徹 : 片流れ配置された座屈拘束ブレース機構安定条件の要因分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 706 号, pp.1919-1929, 2014.12.
- 22) 宮本宏一, 松田泰治, 宇野裕恵, 藤本匡哉 : 道路橋の耐震補強における制震ダンパーの有効活用に関する研究, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.4, pp.592-600, 2013.
- 23) 家村浩和 : 免震・制震手法による長大橋の耐震性能向上技術の発展と将来, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1-16, 2012.

1.4 構造物の早期復旧のための診断支援技術（研究担当者：小塩達也，近藤明雅）

1.4.1 概要

巨大地震や疲労・腐食により損傷した構造物を早期に復旧するためには，その構造物の損傷状態を診断し，その使用可能性や損傷状態を把握することが必要である。これらの診断において，目視による外観からの把握に加え，構造物の各種の応答値から構造物の剛性や変位の有無等の情報を得ることできれば，より合理的な診断を行うことができると考えられる。本サブテーマでは，診断のための支援技術として，非接触で構造物の遠望から構造物の時刻歴波形を測定する手法を確立した。具体的な方法としては，高速度動画撮影モードを持つデジタルカメラに望遠レンズの代わりに用い，遠望から構造物の一部を撮影，これを画像解析することでその点の動的変位波形を取得する方法について検証を行った。

1.4.2 非接触変位測定法の検討

橋梁の微小なたわみを橋梁から離れた位置からカメラで撮影するためには，大きな焦点距離を持つレンズを用いて，たわみ測定位置をできるだけ拡大し，1画素あたりの撮影寸法を小さくしなければならない。本研究では，低コストで長い焦点距離を得る方法として，バードウォッチング等で用いられる，フィールドスコープをデジタルカメラの望遠レンズとして用いる，いわゆる「デジスコ」の手法¹⁾を用いた。また，長い距離からの撮影に際して，カメラの安定性と，視準のための正確な微動操作が必要となるため，中古のトランシットを改造し，鏡筒上部にカメラおよびレンズ一式を装着できるようにアタッチメントを製作した。三脚は木製精密三脚を用いて温度膨張や振動に対応した。カメラは高速動画撮影モードを持ち，コンパクトデジタルカメラの中では明るいレンズを持つ Panasonic Lumix FZ-200 を用いた。使用した機材一覧を表 1.4.1 に，組み立て状態での撮影機材を写真 1.4.1 に示す。計算上のシステムの焦点距離（合成焦点距離）は 35 mm 版カメラに換算すると最大で 8,400 mm となる。

従来，動画像を用いた構造物の変位計測では，マーカーまたはターゲットと呼ばれる，既知の大きさを持ち，コントラストが大きな被写体を測定対象に貼付して，画像解析により撮影フレームごとのマーカーの位置を追尾する手法が用いられる^{2), 3)}。マーカーの大きさが既知であれば，撮影画像の 1 ピクセルあたりの実際の大きさを知ることができ，マーカーの動きを実際のたわみに置き換えることができる。しかしながら，マーカーの設置作業はセンサー設置や配線作業よりも簡便であるものの，測定時には測定対象に接触しなければならず，接触が不可能な場所では測定できないため，非接触測定の特長を減じることとなる。

動画像内における「動き」の追跡は，一般には「モーションキャプチャリング（Motion

Capturing)」と呼ばれ、多種多様な分野で実務的に行われ、モーションキャプチャリングに特化した市販ソフトウェアも販売されている。画像内のある点の動きを2次元の動きとして抽出するだけであれば、ターゲットは必ずしも必要ではなく、画像内にターゲットとなりうる対象物があればよい。本研究では、桁橋の一部の特徴点を撮影し、市販のモーションキャプチャソフト（ソフト名：PV-Studio2D，株式会社 OA サイエンス）を用いて追尾することで特徴点の座標の時刻歴を算出することとした。ソフトウェアから出力されるたわみは、画素や画像サイズを基準とした相対的なたわみであり、これを実際のたわみ量に変換するために、次のようにした。

- ① 視準距離と画像寸法の関係性をカメラのズーム倍率ごとに実験室等であらかじめ測定する。
- ② 現地測定時に、カメラから被写体までの距離をレーザー距離計で測定し、①で得られている関係から現地で撮影されている箇所の寸法を計算して、ソフトウェアからの出力値を実際のたわみ値に換算する。

視準距離と画像寸法の関係性の例を図 1.4.1 に示す。この例ではズームレンズ位置のカメラ内の表示は 24 倍（このカメラでの最大ズーム位置）で、撮影画像の幅を示している。

1.4.3 実橋梁における検証

鋼鈹桁橋のたわみ測定例を図 1.4.2 に示す。検証のため堤防上にある径間（橋長 35m, 単純鈹桁）を対象として、ひずみゲージ式変位計の測定結果との比較を行っている。おおむねの箇所で波形は一致しており、大型車の通過に伴うたわみ波形と振動波形のいずれも双方の波形で確認できる。変位計の波形が滑らかなのは変位計自体の応答性能によるものであると考え



写真 1.4.1 撮影機材

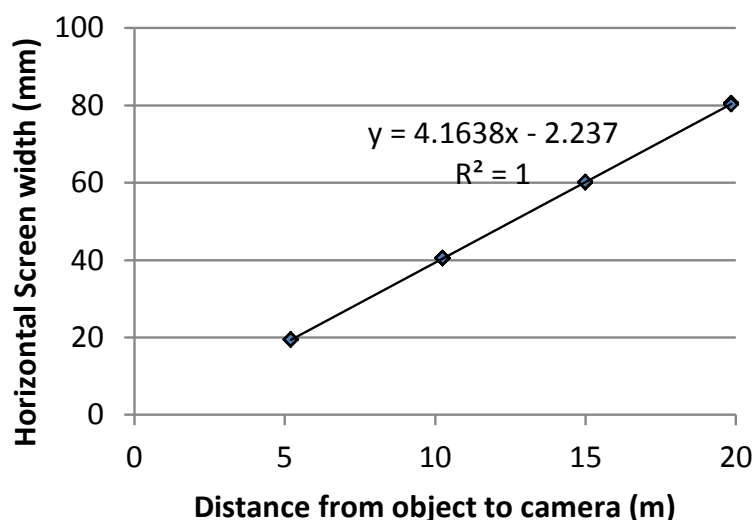


図 1.4.1 キャリブレーション結果の例（24 倍，120fps）

表 1.4.1 撮影に使用した機材

装備	メーカー形式	備考
デジタルカメラ	Panasonic Lumix FZ-200	
トランシット	トプコン AG-20P	カメラ設置のため鏡筒にアタッチメントを設置
フィールド スコープ	ビクセン ED II -52S +接眼レンズ GLH20	カメラとの接続に専用アタッチメント、 ビクセン DG-FS DX を使用
三脚	マイゾックス PMW II—OT	木製精密三脚

られる一方で、画像計測にみられる微小なノイズ状の変化の原因として、三脚の微振動、実際の橋梁の微振動、画面のちらつきによる動点追跡の不安定現象なのか判別は困難である。

図 1.4.3 に 50m の視準距離からとらえた鋼トラス橋（橋長約 70m）の変位波形を示す。たわみ・振動のいずれの動的変化もとらえられているが、長周期の変動がみられる。これは、橋梁自体の変位というよりもカメラの固定側の不安定性によるものであることが予想され、カメラの固定度の信頼性向上が必要であると考えられる。

これらの結果の理論的な、すなわち画素単位での変位分解能は、図 1.4.2 のケースでは約 0.1mm、図 1.4.3 のケースでは約 0.18mm であるが、動点追跡のアルゴリズムの特徴として、理論的分解能よりも小さい分解能、いわゆるサブピクセル単位の分析が行われており、理論的な分解能の 10 分 1 程度の変位分解能は確保できている模様である。

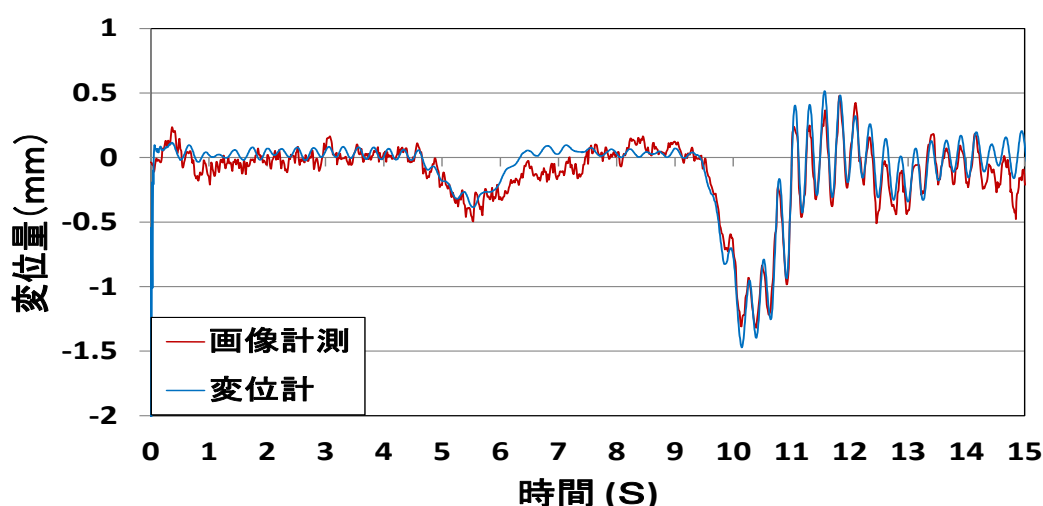


図 1.4.2 鋼桁橋における計測事例
視準距離 30m, ズーム倍率 24 倍, フレームレート 120fps

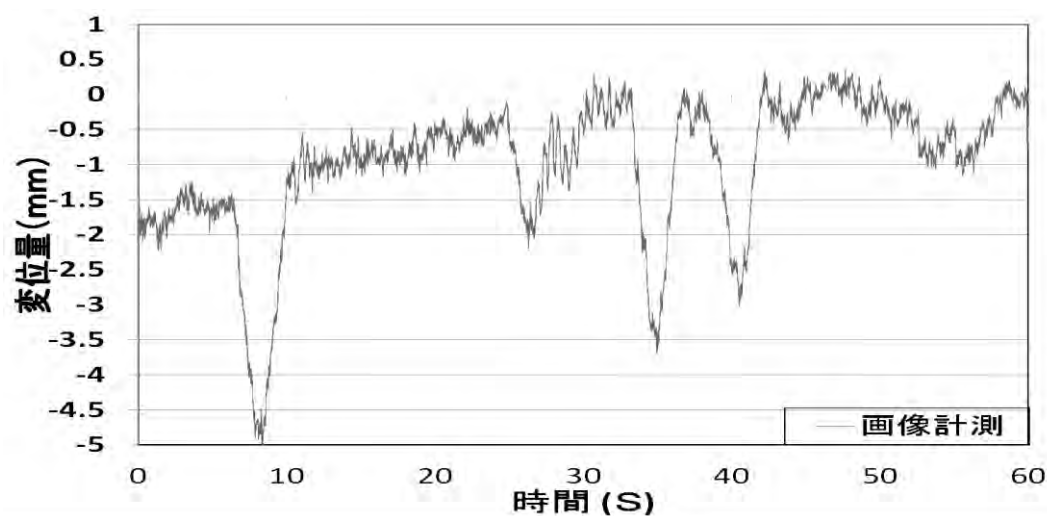


図 1.4.3 鋼トラスにおける計測事例
 視準距離 50m, ズーム倍率 24 倍, フレームレート 120fps

1.4.4 複数カメラの同期方法の検討

動画撮影による変位測定では、1つのカメラが1つのセンサーとなり、複数点の情報を比較して相互の関係を調べるには、複数のカメラの画像を同期させる必要がある。本研究で使用したカメラは、外部制御端子を装備しており、外部からの信号で撮影開始・終了などの制御が可能であった。そこで、2台のカメラを同じ制御信号で起動し、同じ撮影対象を撮影してその同期性を検証した結果、制御信号に対するカメラの応答時間は0.1秒程度と比較的長く、さらに、カメラによる応答時間の個体差が生じることが判明した。そこで、本研究では、複数のカメラについて、撮影の開始・終了を外部制御端子で行うほか、カメラの前に白色LEDを配置し、撮影を開始した数秒後にこれらを同時に発光させ画像内に写りこませ、発光した画像により同じ時刻を判別することで、2台のカメラから同期した画像を得ることとした。LEDを使用したのは電圧印可から発光までの時間がきわめて短いためである。制御システムを図1.4.4に示す。市販のカメラ用インターバルタイマーの信号をフォトカプラで構成した分岐回路で2台に分け、2台のカメラの撮影開始とLEDの発光を制御した。

1.4.5 2台のカメラによる測定の検証

複数台のカメラを用いて多地点の変位波形を得る方法について、実橋梁において適用性を検証した。図1.4.5に撮影の概念図を示す。測定対象は支間35mの鋼単純鈹桁橋とし、1台を主桁中央のたわみ、1台を橋梁天端の変位を撮影するものとし、2台のカメラを前述のシステムで同期させ、大型車両走行時の変位状況を撮影して画像解析により変位の時刻歴波形を求めた。

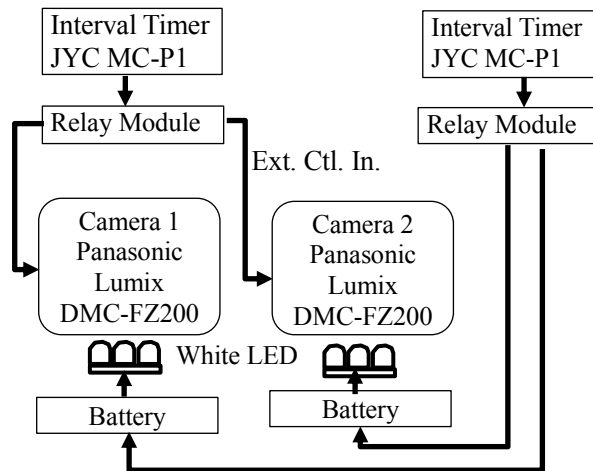


図 1.4.4 カメラおよび LED の接続図

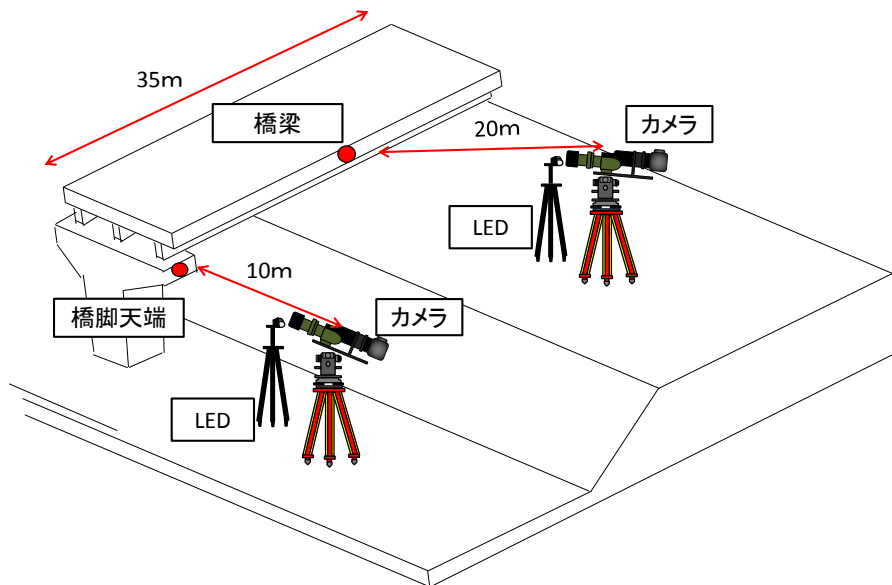


図 1.4.5 2台のカメラによる鋼板桁橋での撮影状況

図 1.4.6 に 1 台のトラックが通過したときの変位波形の例を示す。橋梁のたわみについては鉛直変位を、橋脚天端については水平変位を示している。この例では、1 台のトラックの通過に伴い、橋梁が鉛直下向きにたわむとともに橋梁の振動が励起されていることが分かる。同時に、橋脚天端の水平変位が生じ、特に振動成分については橋梁の鉛直たわみの振動成分と同期している部分が認められる。

図 1.4.7 に 2 台のトラックが通過したときの変位波形の例を示す。この例では、車両の橋梁への進入に伴う鉛直たわみに同期して、橋脚天端が水平移動している現象が認められる。撮影方向からみて、たわみ波形は下向き、天端の波形は左向きとなり、主桁の

たわみに伴う桁端での水平変位が橋梁の支承の移動機能によっては吸収されず、そのまま橋脚に伝達されていることがうかがわれる。

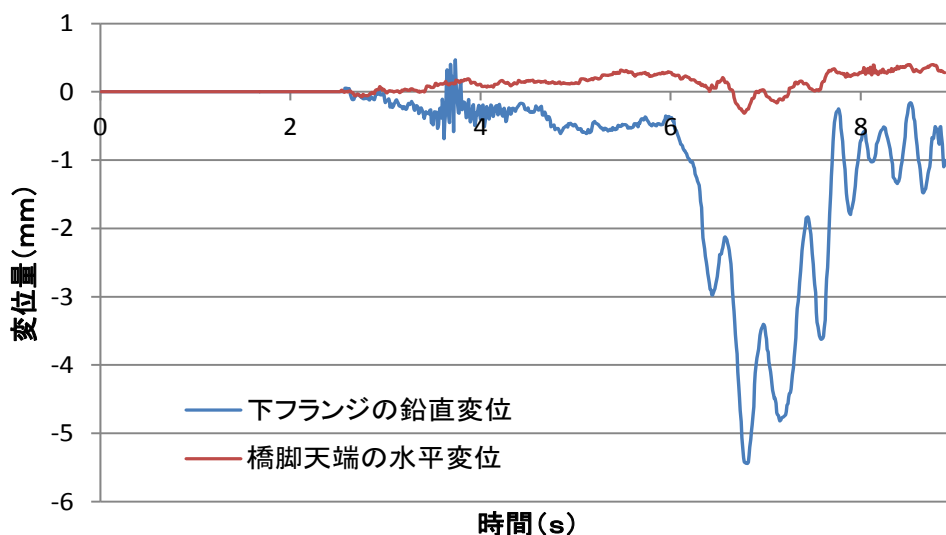


図 1.4.6 1 台のトラックが通過したときの変位波形の例

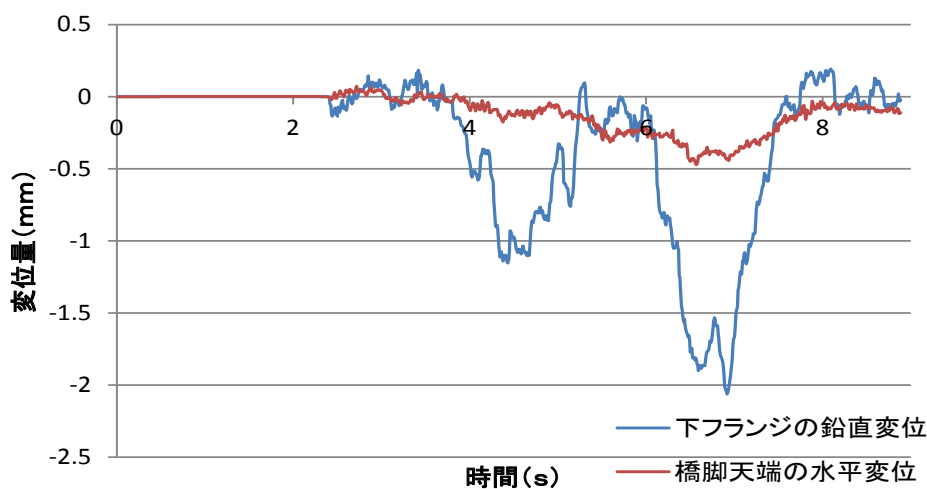


図 1.4.7 2 台のトラックが通過したときの変位波形

1.4 の参考文献

- 1) デジスコ倶楽部, <http://www.digisco.com/index.htm>
- 2) 岡重嘉泰, 海老原学, 川谷充郎, 金哲佑, 三谷欣也 : 家庭用デジタルビデオカメラを用いた橋梁の応答振動数特性, 土木学会第 65 回年次学術講演会概要集, I-456, pp.911-912, 2010.
- 3) 志岐和久, 伊藤幸広, 石橋孝治, 内田慎哉, 松田浩, 出水亨, 木村嘉富 : 正方形マーカーを用いた橋梁のたわみ計測法, 実験力学, Vol.12, No.4, pp.375-382, 2012.

1.5 連動型巨大地震に対する修復性および自己センシング性を有する新型材料および補強技術（研究担当者：岩下健太郎）

1.5.1 連動型巨大地震に対する高修復性を有する BFRP メッシュ補強モルタルの曲げ挙動

(1) はじめに

大規模な地震による災害を背景に、土木構造物に対して大きな靱性が求められている。そうした中、終局時には微細で高密度の複数ひび割れが形成することにより、大きな靱性を許容する材料である短繊維混入コンクリートが注目されている。著者らは、短繊維のように分散性を考慮する必要が無く、メッシュ状でモルタルとの付着を確保できるバサルト繊維複合材（BFRP）メッシュに着目し、その混入によりモルタルのひび割れ発生後の曲げ靱性の向上を図る研究を開始した。しかし、基礎的な性状を把握することを目的に実験を行ったところ、BFRP メッシュを混入したモルタルの曲げ試験において、BFRP メッシュの部分剥離や段階的な部分破断、そして、それに伴う荷重の不安定化が生じた。

そこで、本研究では BFRP メッシュの付着確保を目的として、打設前に BFRP メッシュ表面にエポキシ樹脂を塗布する方法を採用した。既報¹³⁾において、この方法により既設のコンクリート表面に FRP を接着した場合と同程度の付着強さが確保できることが実験的に示されている。本研究では打設前にエポキシ樹脂を塗布することにより曲げ特性を向上・安定化させたモルタルの曲げ挙動を実験的に検討し、その効果を検証した。また、有限要素法に基づく解析モデルを構築し、実験結果を評価した。

(2) 実験方法

BFRP メッシュ混入によるモルタルの強度や靱性の向上効果、およびこの混入モルタルの曲げ挙動を評価するため、コンクリート標準示方書[規準編]¹⁴⁾における JIS A 1106「コンクリートの曲げ強度試験方法」に準拠した寸法、すなわち、幅 100mm×高さ 100mm×長さ 400mm の供試体を作製し、曲げ試験を実施した。打設したモルタルは重量比で水：普通ポルトランドセメント：珪砂 5 号が 0.7:1:2 となるよう配合した。実験パラメータは BFRP メッシュの枚数（0 枚，1 枚，2 枚，3 枚，それぞれ CM-N，CM-B1，CM-B2，CM-B3 と呼称する。）とエポキシ樹脂の事前塗布による接着の有無（事前塗布を行った供試体を CM-B3-W と呼称する。エポキシ樹脂の可使時間は 25±10 分，塗布量は 1 面あたり 200g/m²，塗布後 10 分以内にモルタルを打設した）とし、それぞれの供試体について 3 体の実験を行った。BFRP メッシュは、0°，90° 方向に 1 本 200tex のバサルト繊維紐を 4.2mm 格子間隔で編んだバサルト繊維メッシュをエポキシ樹脂で含浸・成形したものである。供試体の幅内にはメッシュ 1 枚あたり 14 本の BFRP 棒が混入される。BFRP メッシュの詳細寸法を図 1.5.1 に、各種材料の物性値を表 1.5.1 にそれぞれ示す。BFRP メッシュについては BFRP 棒（1 本）の引張試験を 10 本行い、平均値を物性値として採用した。また、モルタルの物性につ

いては 3 体の $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ の円柱供試体 3 体の試験結果を平均した値を採用した。モルタル供試体は、打設後に屋外環境下で湿布養生を行い、28 日間の養生後に 2000kN 加圧試験機により 4 点曲げ試験を実施した。曲げ試験の状況を図 1.5.2 に示す。計測機器及び項目は、荷重および、供試体両側面の各載荷点に設置した変位計により測定したたわみ（平均値）とした。

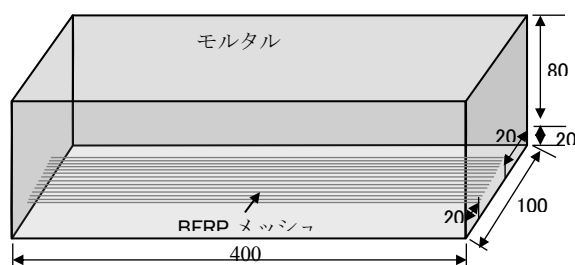


図 1.5.1 BFRP メッシュの詳細寸法

表 1.5.1 材料の物性値一覧

BFRP メッシュ	引張強度 σ_f (N/mm ²)	2210
	引張弾性率 E_f (kN/mm ²)	91.0
	1 枚の断面積 A_f (mm ²)	2.07
	繊維含有率 V_f (%)	50
エポキシ樹脂	引張強度 σ_e (N/mm ²)	45
	引張弾性率 E_a (kN/mm ²)	1.5
モルタル (材齢 28 日)	圧縮強度 (N/mm ²)	35.9
	割裂引張強度 (N/mm ²)	2.70

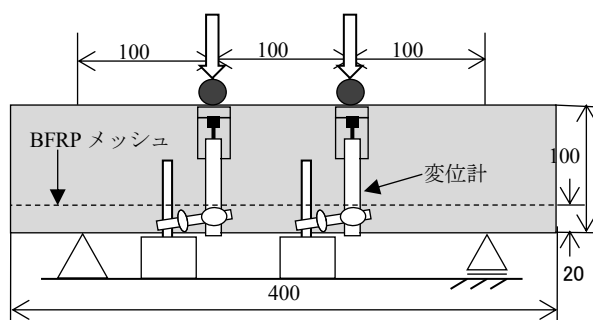


図 1.5.2 4 点曲げ試験の詳細

(3) 実験結果と考察

4 点曲げ試験の結果より、荷重（曲げ応力）－たわみ曲線を図 1.5.3、図 1.5.4、図 1.5.5 に、式 (1.5.1) より求めた曲げ靱性係数の一覧を図 1.5.6 に、ひび割れ分布状況を図 1.5.7 にそれぞれ示す。図中の BFRP メッシュ完全破断は、BFRP メッシュを構成する 14 本の

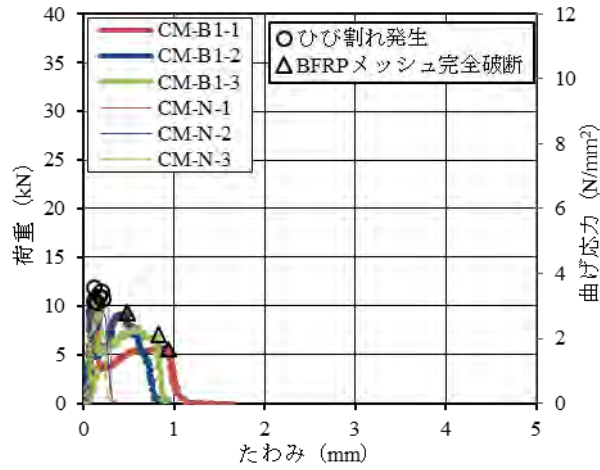


図 1.5.3 荷重－たわみ関係 (CM-B1, CM-N)

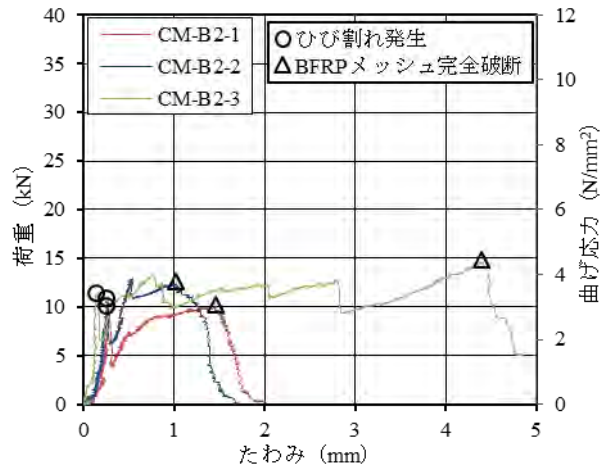


図 1.5.4 荷重－たわみ関係 (CM-B2)

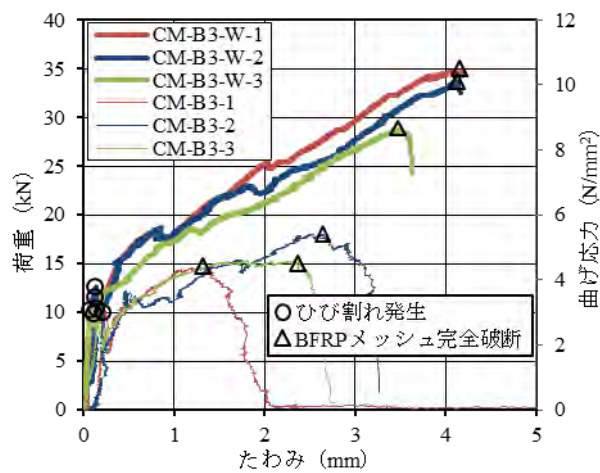


図 1.5.5 荷重－たわみ関係 (CM-B3-W, CM-B3)

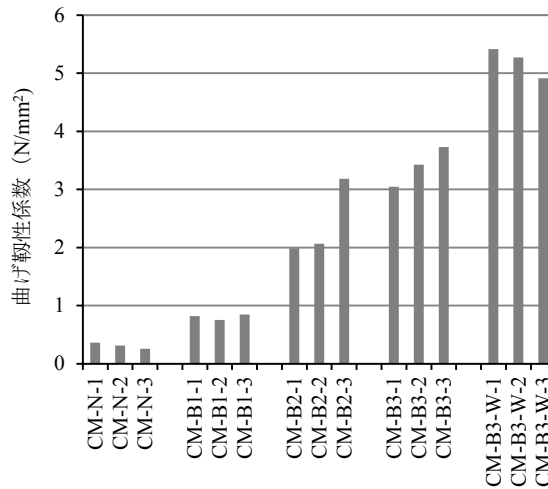


図 1.5.6 曲げ靱性係数一覧

BFRP 棒すべてが破断し、モルタル供試体がスパン中央付近で 2 分する直前の点を意味している。また、曲げ応力は JSCE-G 552-2010「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法」¹⁴⁾に規定されている式 (1.5.2) より算出した。

$$\bar{f}_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{l}{bh^2} \quad (1.5.1)$$

$$f_b = \frac{Pl}{bh^2} \quad (1.5.2)$$

ここで、 \bar{f}_b は曲げ靱性係数、 T_b は荷重-たわみ曲線における δ_{tb} までの面積、 δ_{tb} はスパンの 1/150 となるまでの載荷点のたわみ、 l はスパン、 b は破壊断面の幅、そして h は破壊断面の高さ、 P は荷重である。

CM-N のケースでは、供試体のスパン中央部に 1 本のひび割れが発生して 2 つに割れ、載荷を継続できなくなったが、CM-B1 のケースでは 1 本のひび割れ発生後、一時的にひび割れ発生直前における荷重の 50%程度低下するも、その後はやや荷重が増加するひずみ硬化が見られた。また、CM-N のケースに比べて最大荷重は向上しないが、終局破壊時のたわみは 410%、曲げ靱性係数は 161%それぞれ増加した。さらに、CM-B2、CM-B3 と補強量が大きいほど、このひずみ硬化がより明確に表れ、CM-N のケースに比べて最大荷重、終局破壊時のたわみ、曲げ靱性係数のすべてについて増加した。また、破断後にひび割れ近傍を観察したところ、CM-B1 および CM-B2 については剥落や引き抜けは確認できなかったが、CM-B3 についてはひび割れから両端に向かって 50mm 程度離れた箇所新たにひび割れが生じ、図 1.5.8 に示すように BFRP メッシュの引き抜けや段階的な部分破断、かぶりの剥落が生じた。以上から、CM-B3 のようにある程度補強量が大きいケースでは、BFRP メッシュの引き抜けややすべりが生じ、メッシュを構成する 14 本の BFRP 棒間に均一に引張応力が作用せず、荷重が ±1kN 程

度変動する現象が多数回に渡り生じたことから、BFRP メッシュの付着確保が重要な課題と考えられた。

そこで、本研究では、モルタルの打設前に BFRP メッシュ表面にエポキシ樹脂を塗布することにより付着確保を図った。図 1.5.5 に示した CM-B3-W と CM-B3 の荷重-たわみ曲線と図 1.5.6 に示した曲げ靱性係数より、CM-B3-W のケースでは、CM-B3 のケースに比べて最大荷重は 63%~134%、最大荷重時のたわみは 40%~206%、曲げ靱性係数は 32%~78%、それぞれ向上した。また、CM-B3 のケースでは最大荷重と BFRP メッシュ完全破断時のたわみがばらついているが、CM-B3-W ではばらつきが制御されている。よって、モルタルの打設前に BFRP メッシュ表面にエポキシ樹脂を塗布することにより、BFRP メッシュ混入モルタルの曲げ耐力や靱性が向上し、その性能は安定化されることが実験的に明確となった。

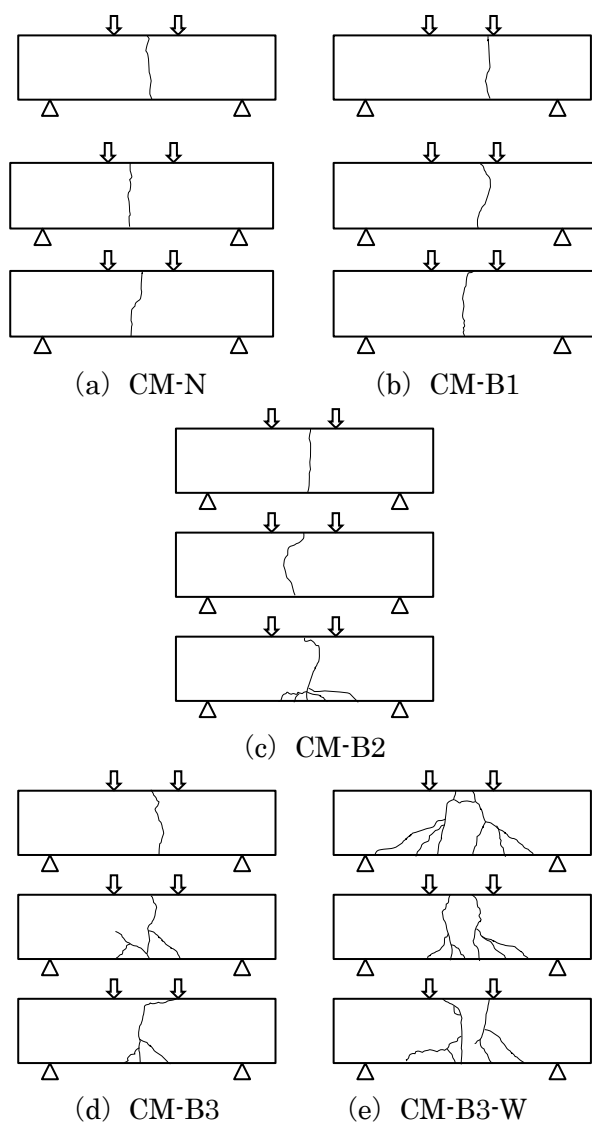
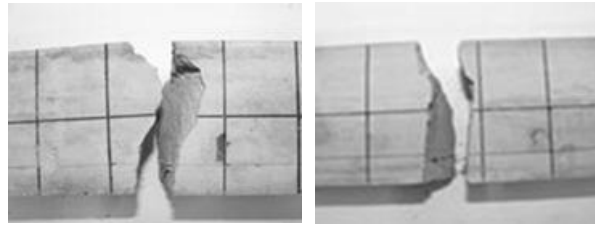
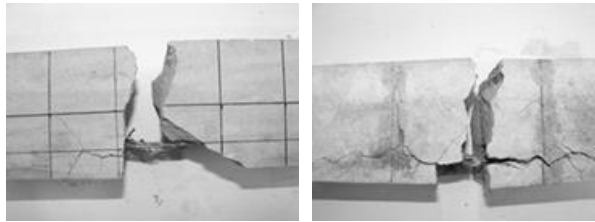


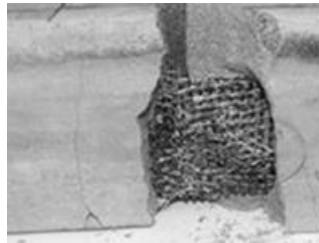
図 1.5.7 ひび割れの分布状況



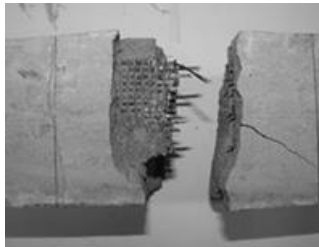
(a) CM-B1 (側面) (b) CM-B2 (側面)



(c) CM-B3 (側面) (d) CM-B3-W (側面)



(e) CM-B3 (底面)



(f) CM-B3-W (底面)

図 1.5.8 BFRP メッシュの破断状況

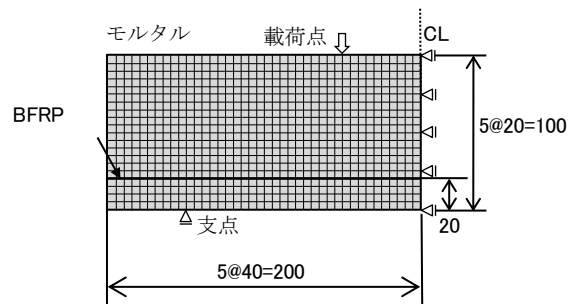
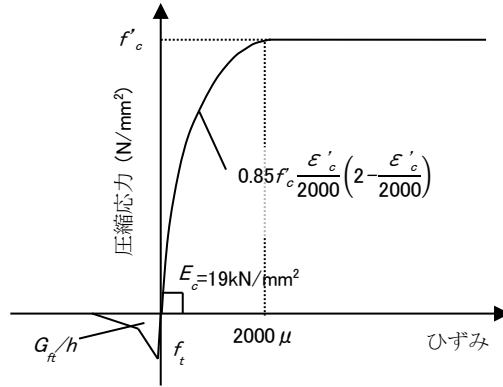


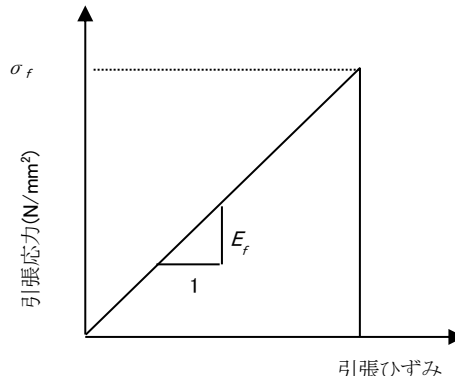
図 1.5.9 有限要素解析モデル

(4) 有限要素法に基づく解析

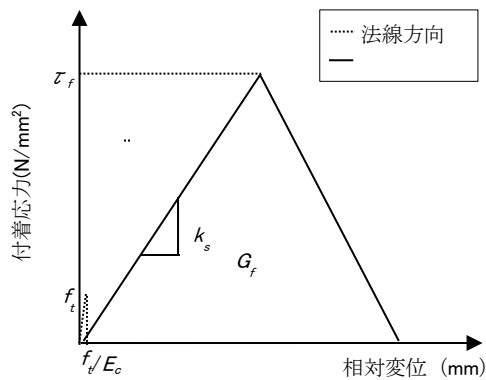
解析には汎用ソフト DIANA (Ver9.4) を使用した。解析対象は、供試体の対称性を考慮してスパン方向に 2 等分割した 1/2 モデルである。図 1.5.9 に要素分割図を示す。モルタルはアイソパラメトリック平面応力要素, BFRP メッシュは梁要素を用いてそれぞれモデル化した。モルタルおよび BFRP メッシュの構成則を図 1.5.10 (a) および図 1.5.10 (b) にそれぞれ示す。



(a) モルタル



(b) BFRP メッシュ



(c) 界面接合要素

図 1.5.10 材料構成則

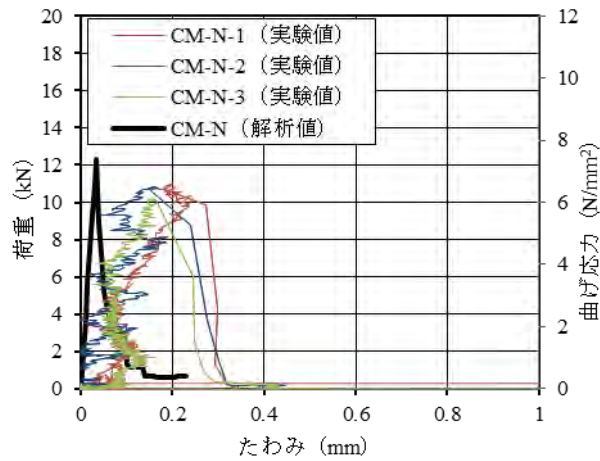


図 1.5.11 荷重—たわみ関係
(実験値と解析値の比較, CM-N)

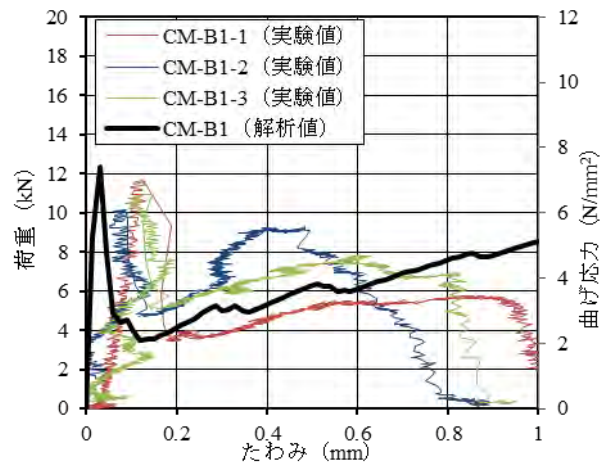


図 1.5.12 荷重—たわみ関係
(実験値と解析値の比較, CM-B1)

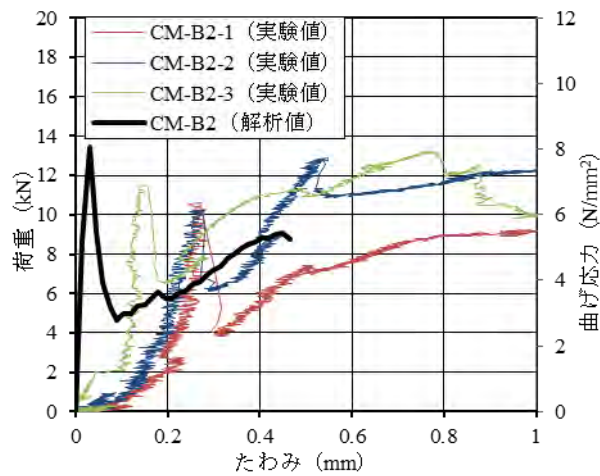


図 1.5.13 荷重—たわみ関係
(実験値と解析値の比較, CM-B2)

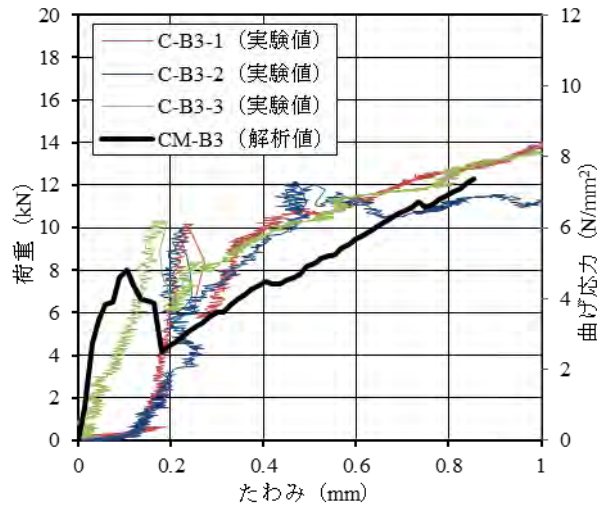


図 1.5.14 荷重－たわみ関係
(実験値と解析値の比較, CM-B3)

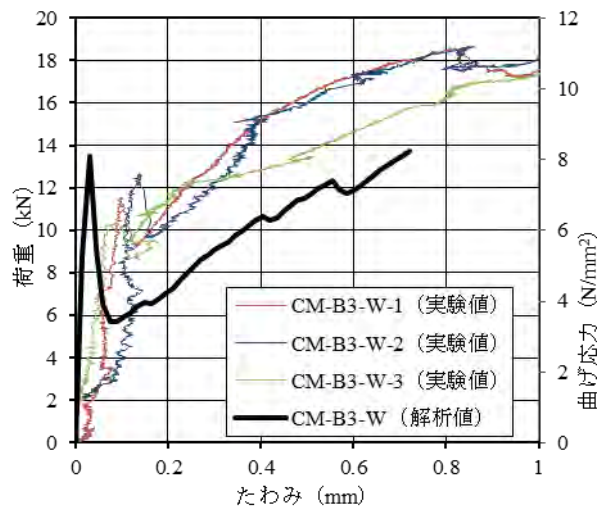


図 1.5.15 荷重－たわみ関係
(実験値と解析値の比較, CM-B3-W)

解析に使用したひび割れモデルは、分布ひび割れモデルの1つである直交固定ひび割れモデルとした。モルタルの圧縮上昇域はコンクリート標準示方書 [設計編]¹⁵⁾に基づいて定式化し、圧縮軟化は考慮せずピーク応力を保つものとした。引張上昇域はモルタルのヤング率 E_c の弾性体とし、同示方書における引張破壊エネルギーを考慮した2直線モデルを用いて、要素の等価長さ h を用いてひび割れ幅をひずみに変換している。なお、引張破壊エネルギー G_{fi} は 0.03N/mm と仮定した。

CM-B1, CM-B2, CM-B3-W のケースについては、実験においてモルタルと繊維メッシュの間にすべりが認められなかったため、モデルにおいても両者間を完全付着とした。ただし、CM-B3 のケースについては、実験においてBFRPメッシュのすべりが認められたため、モル

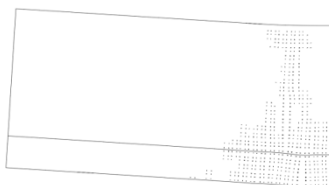
タルと BFRP メッシュの要素間に界面接合要素を配置し付着応力と接着界面に対する法線方向およびせん断方向の相対変位（すべり）を定義した。その形状は，**図 1.5.10 (c)** に示すように，法線方向は，モルタルの引張強度まで線形で推移し引張強度に到達後応力を開放するモデル，せん断方向は付着応力 τ_f に達するまでせん断剛性 k_s の弾性体とし， τ_f を超えた後は線形に減衰するものとした。また，この線と相対変位軸とに囲まれた箇所を G_f とした。ここで，著者らの研究¹⁶⁾を参照して， k_s は 10N/mm^3 ， τ_f は 15N/mm^2 ， G_f は 30N/mm とした。また，解析は荷点部の鋼板要素中央節点に強制変位を与えることにより実施した。



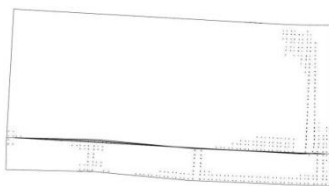
(a) CM-N



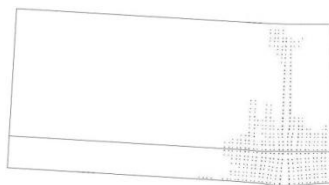
(b) CM-B1



(c) CM-B2



(d) CM-B3



(e) CM-B3-W

図 1.5.16 ひび割れ分布図（解析結果）

前項で構築した解析モデルを用いて解析を行った結果より、荷重－たわみ曲線を図 1.5.11～図 1.5.15 に示す。CM-N, CM-B1, CM-B2 のケースでは、荷重たわみ曲線の形状が類似しており、ひび割れ発生後のひずみ硬化領域もある程度評価できている。また、CM-B3 のケースでも、ひび割れ発生前の剛性およびひび割れ発生後のひずみ硬化領域における剛性については、実験値と解析値で類似しており、安全側には評価できている。しかし、荷重－たわみ曲線の全体に渡って、荷重がやや低く算定されている。これは、界面要素の構成則をうまく設定できていないためと考えられる。そこで、今後はより付着強度を高めたケースで検討を進めたいと考えている。

さらに、CM-B3-W のケースでも、ひび割れ発生前の剛性およびひび割れ発生後のひずみ硬化領域における剛性については、実験値と解析値で類似しており、安全側には評価できている。しかし、ひび割れ発生に伴う荷重低下後の領域において、荷重が全体にやや低く算定されている。これは、モルタルの構成則における軟化領域に対し、BFRP メッシュによる拘束が寄与しているためと考えられる。そこで、今後はモルタルの構成則における軟化領域について詳細に検討を進めたいと考えている。

一方、有限要素解析の出力より、ひび割れ分布状況を図 1.5.16 に示す。いずれのケースでも実験と解析のひび割れ位置はある程度類似している。図 1.5.16 (d) CM-B3 のケースにおける支点付近および底面に沿ったひび割れは実験時におけるかぶりの剥落を表現していると考えられる。しかし、(e) CM-B3-W において実験時に発生した載荷点から支点までの斜めひび割れは表現されていない。これについては、解析に用いるひび割れモデルに関連する設定を再検討することが重要と考えられる。

1.5.2 BFRP ロッド緊張接着補強による RC/PC 梁の曲げ復元力特性に関する研究

(1) はじめに

RC 構造物に対する補強技術として、鋼板巻き立てや RC 増し厚、連続繊維複合材 (Fiber reinforced polymers, FRP) の表面接着による補修・補強技術などが広く用いられている。著者らは、導入するプレストレス量は限定的ながら、構造物を極力傷つけずに補強する PC 補強技術として、玄武岩 (Basalt) 繊維を用いた FRP 棒材 (以降 BFRP ロッドと呼称) の緊張接着補強技術の開発を進めてきた^{17),18),19)}。その過程において、BFRP ロッドの接着過程における施工性について、とくに改善の必要が認められた。また、PC 構造物に対し、BFRP ロッドの緊張接着により導入されるプレストレスが元来の構造物が有する曲げ性能や、復元力特性に与える影響に関する検討は実施されていない。さらに、実施工を見据えた緊張装置の開発も必要とされた。

以上の背景から、本研究では、実施工時を念頭においた構造形式の緊張装置を新たに開発し、それにより RC/PC 梁に BFRP ロッドを緊張接着することにより、その優位性を確認した。また、従来用いてきた低粘度タイプのエポキシ樹脂に代わり、高粘度タイプのエポキシ

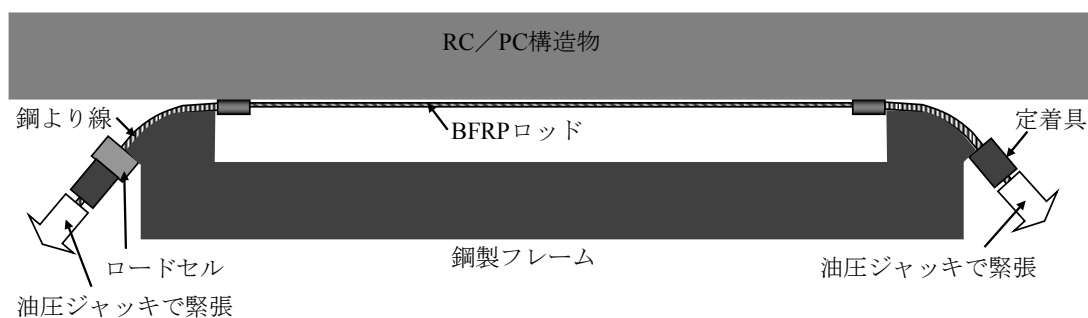


図 1.5.17 BFRP ロッドの緊張装置の概念図



図 1.5.18 BFRP ロッドの緊張接着の状況

樹脂（以後、高粘度エポキシ樹脂と呼称）を用いることとし、それによる施工性の向上効果を確認した。さらに、BFRP ロッドを緊張接着した RC/PC 梁を新たに作製し、段階的に荷重載荷と除荷を繰り返す、繰返し 1 点集中載荷試験を行った。そして、最大変位と回復変位の関係に着目して、復元力特性に対する補強効果を検証した。

(2) BFRP ロッド緊張装置と緊張接着工程の考案

開発を進めている BFRP ロッド緊張接着補強技術において、現状では 10m スパン以内程度規模の橋桁などを補強対象とし、計 100kN 程度の限定的なプレストレス導入量を考えているため、図 1.5.17 および図 1.5.18 に示すような、BFRP ロッドと鋼より線を繋いだものを鋼製フレームの両端に固定し、油圧ジャッキにより緊張力を加える形式の、簡便な接着が可能となる緊張装置を試験的に作製した。鋼より線を面外に折り曲げることにより、直線配置の場合に比べて BFRP ロッドの接着端部と構造物の支点がより近づき、接着端部に生じる曲げモーメントの影響がより低減されると考えた。ここで、鋼より線の定着具と緊張装置の間に 200kN ロードセルが設置してあり、導入緊張力を随時確認することができる。BFRP ロッドの緊張が完了次第、緊張装置を補強対象構造物に密着させ、接着作業を行う。

RC/PC 桁の下面補強を想定した場合の、BFRP ロッドを緊張接着する主な工程を図 1.5.19 に示す。まず、コンクリートの表面をディスクサンダーなどで削って骨材を露出させ、 0.4kg/m^2 を目安とした量のエポキシ樹脂を塗布する方法により、表面処理を行う。次に、このエポキシ樹脂が硬化する前に、BFRP ロッドの接着端部になる箇所、BFRP シートを同様のエポキシ樹脂により接着する。それらの外部に、桁の幅方向における中央部、長手方向に、補強材を接着する溝を残し、ポリマーセメントモルタル（以後、PCM と呼称）を山形に成形する。その溝内に、溝深さの半分程度まで高粘度エポキシ樹脂を下塗りし、前出の緊張装置に BFRP ロッドを設置し、緊張力を導入したうえで構造物に密着させる。このとき、BFRP ロッドは溝内に収まるように、緊張装置の位置を微調整する。溝内の残りの部分に高粘度エポキシ樹脂を充填する。高粘度エポキシ樹脂は、上向き施工においても垂れが生じにくく、施工性が高まることに期待できる。接着端部には、定着用に BFRP シートを U 字型に巻き立てる。そして、エポキシ樹脂の養生期間として 3 日程度を経て、BFRP ロッドに導入された緊張力を解放し、BFRP ロッドの両端部を切断し、完成となる。以上の工程により接着された BFRP ロッドの端部定着量については、過去の研究で構築された評価方法⁴⁾により評価可能である。

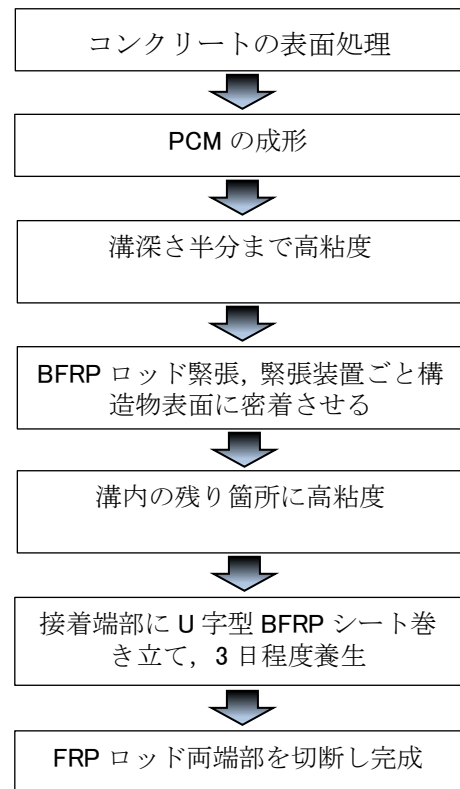


図 1.5.19 BFRP ロッドの緊張接着工程

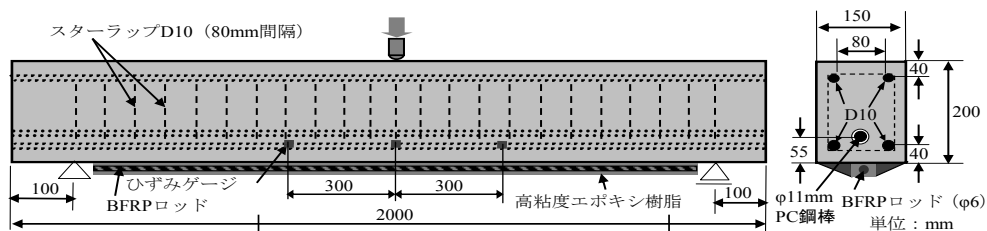


図 1.5.20 BFRP ロッド緊張接着補強供試体の詳細寸法

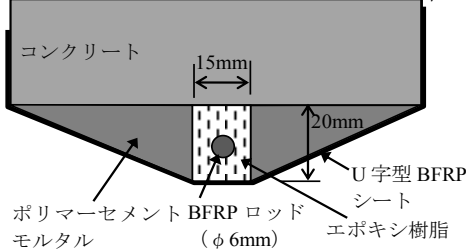


図 1.5.21 BFRP ロッドの接着状況

(3) 実験方法

図 1.5.20 に示すように、引張鉄筋比 1.0%程度にあたる鉄筋 (D10×引張側 2 本, 圧縮側 2 本, SD295A) を配した RC 梁と、同様の形状で梁下面から 55mm 位置に PC 鋼棒 (φ11mm, SBPR 1080/1230) を配した PC 梁を、それぞれ 2 体作製した。150mm×200mm の矩形断面で全長は 2.0m であり、用いたコンクリートの設計基準強度は 24N/mm²である。主な材料の物性値を表 1.5.2 に示す。PC 鋼棒に導入する緊張力は、自重により梁下縁に生じる引張応力をほぼゼロにするレベルとして、23.8kN (PC 鋼棒に導入する引張応力は 250N/mm²) とした。RC 梁, PC 梁それぞれの内 1 体の底面には、BFRP ロッドに破断強度の 25%程度にあたる、6.3kN の緊張力を導入した状態で接着・補強した。このとき、BFRP ロッドの接着に用いた高粘度エポキシ樹脂は、上向き施工ながら垂れることが無く、施工性は良好であった。RC 梁, PC 梁に BFRP ロッドを緊張接着した後の状況を図 1.5.21 に示す。残りの梁はそのまま載荷した。段階式の繰り返し曲げ試験は、試験装置等の制約から支点間隔 1.8m の 1 点集中載荷にて行った。

段階式繰り返し載荷試験は載荷速度を 10kN/min を目安に行い、除荷時の下限値は試験装置に用いた油圧ポンプの精度の制約から 1.5kN 程度とした。10kN 増加するごとに除荷、再載荷を行うこととし、最大荷重以後は 25mm の変位が生じるまで数回の除荷と再載荷を行った。以上の実験に際し、ロードセルおよび RC 供試体のスパン中央付近、両側面に設置した変位計を用いて荷重と変位を測定した。

表 1.5.2 材料の物性値一覧

BFRP ロッドの引張強度 (N/mm ²)	1300
玄武岩繊維の引張弾性率 E_f (kN/mm ²)	55
BFRP ロッドの断面積 A_f (mm ²)	28.3
BFRP における玄武岩繊維含有率 V_f (%)	55
高粘度エポキシ樹脂の引張弾性率 E_a (kN/mm ²)	4 程度
コンクリートの材齢 28 日圧縮強度 (N/mm ²)	25.5
コンクリートの材齢 28 日割裂引張強度 (N/mm ²)	2.8
鉄筋の種類	SD295A
PC 鋼棒の種類	SBPR 1080/1230

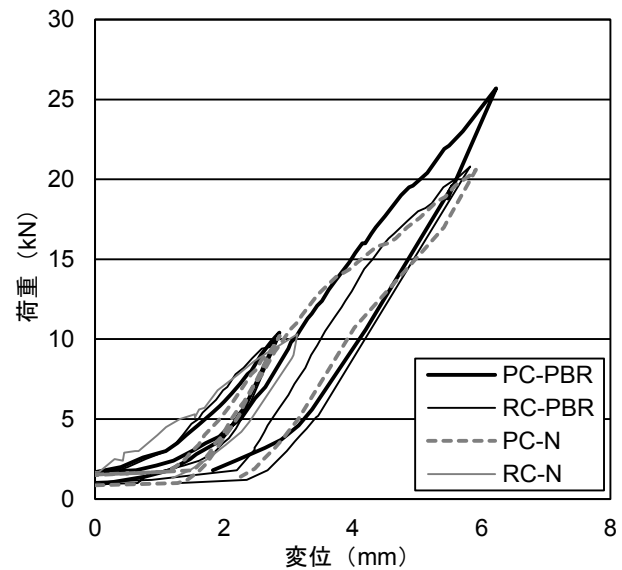


図 1.5.22 荷重—変位関係 (引張鉄筋降伏前)

(4) 実験結果と考察

RC供試体の段階式繰り返し載荷試験において測定された荷重－変位関係をひび割れ発生前後に分けて、図1.5.22および図1.5.23に、また、ひび割れ発生荷重、鉄筋降伏荷重（D10引張鉄筋の引張降伏荷重）、最大荷重、ひび割れ間隔、そして破壊モードを表1.5.3に示す。なお、繰り返し載荷における下限荷重の1.5kNを下回る荷重時において、使用した油圧ポンプの精度の関係から荷重が不安定となるため、1.5kN荷重負荷時に変位をキャンセルした。RC-N、PC-N供試体では、それぞれ4.5kNおよび15.8kNでスパン中央付近の梁の引張縁に曲げひび割れが生じ、荷重の増加とともに梁の長手方向134mmおよび100mmの平均間隔で分布ひび割れが生じた後、D10引張鉄筋が降伏し、梁の圧縮縁でコンクリート圧縮破壊が生じ、荷重には大きな変動がない状態で大きく変位が増加するものであった。

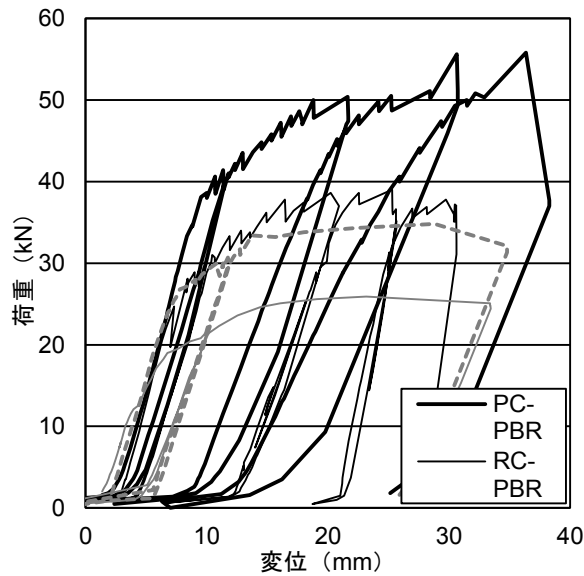


図 1.5.23 荷重－変位関係（鉄筋降伏後）

表 1.5.3 各荷重値および破壊モード一覧

供試体名	ひび割れ発生荷重 (kN)	鉄筋降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	平均ひび割れ間隔 (mm)	破壊モード
RC-N	4.5	19.1	25.9	134	コンクリート圧縮破壊
PC-N	10.6	26.8	34.8	100	コンクリート圧縮破壊
RC-PBR	7.8	27.4	39.0	89	BFRPロッド剥離進展 +コンクリート圧縮破壊
PC-PBR	16.0	38.1	55.6	90	BFRPロッドの部分剥離 ⇒BFRPロッド破断破壊 +コンクリート圧縮破壊

RC-PBR供試体では主鉄筋降伏後までの挙動は同様であり、コンクリートの圧縮破壊前にBFRPロッドを含む補強層の剥離が生じたが、BFRPロッドの両端がBFRPシートで定着されているため、荷重は横ばいとなった。除荷時の荷重－変位関係は、いずれの供試体でも鉄筋降伏前でもやや下に凸の曲線となっているが、これは、鉄筋降伏前でも複数本のひび割れが生じたことや、荷重除荷の速度が比較的早かったため、梁の復元のタイミングがやや遅れたためと思われる。実験後の観察の結果、剥離はコンクリートの表層部で生じていた。さらに、PC-PBR供試体においては、主鉄筋降伏後、補強層の部分剥離が生じるまでの挙動は同様だが、その後、BFRPロッドが破断し、その直後にコンクリートの圧縮破壊が生じた。実験後に補強層を剥がして観察したところ、高粘度エポキシ樹脂とコンクリートの接着部はコンクリートの表層で剥離していたが、PCMとコンクリートの接着部では剥離状況が大きく異なっており、RC-PBR供試体ではPCMとプライマーの界面で剥離が生じていたのに対し、PC-PBR供試体ではコンクリートの深い部分で剥離が生じていた。よって、RC-PBR供試体とPC-PBR供試体で破壊状況が異なる理由として、PCMとコンクリートの接着が影響していると推測され、接着の改善のために、プライマー塗布後、すぐにPCMを設置する等の対策が必要であると考えられる。

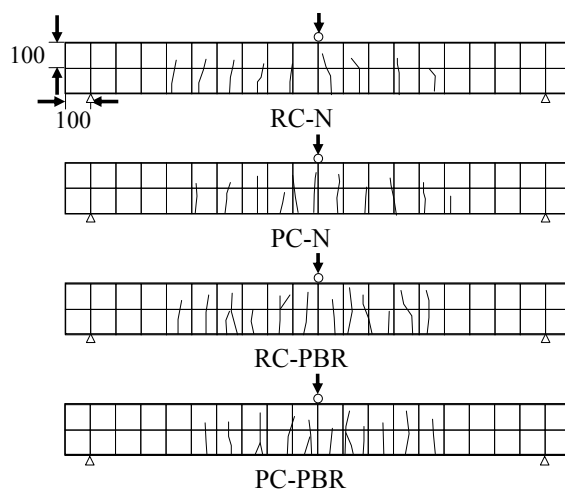


図1.5.24 ひび割れ分布図

段階式繰り返し載荷試験におけるひび割れ発生荷重、鉄筋降伏荷重、そして最大荷重について、RC-N供試体を比較対象として、RC-PBR供試体では73.3%、43.5%、50.6%、PC-N供試体を比較対象として、PC-PBR供試体では50.9%、42.2%、59.8%それぞれ向上しており、BFRPロッドを緊張接着することによる、総合的な曲げ補強効果が確認された。ひび割れの分布状況を図1.5.24に、平均ひび割れ間隔を表1.5.3にそれぞれ示す。RC-N供試体では、ほかの供試体に比べ、ひび割れ本数が少なく、平均ひび割れ間隔も広い。RC-N供試体以外ではひび割れ本数および平均ひび割れ間隔は同程度であることから、BFRPロッドの緊張接着によりひび割れがより分散されたことが実験的に示された。

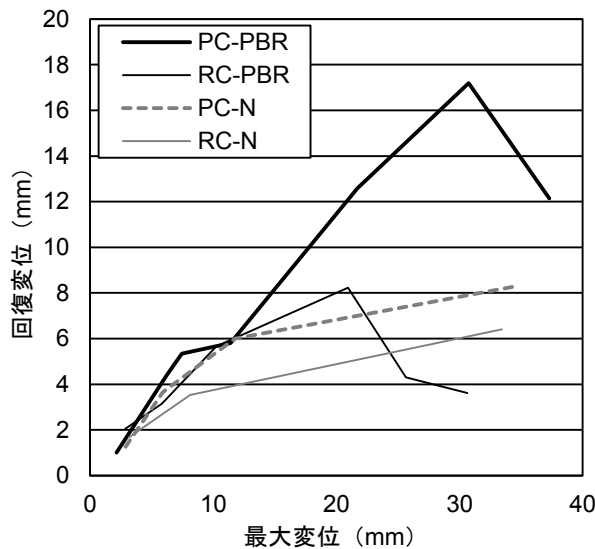


図1.5.25 回復変位－最大変位関係

各載荷ステップでの最大変位 δ_{max} と残留変位 δ_x の差を算出し、それを回復変位 ($=\delta_{max}-\delta_x$) として、これと δ_{max} の関係を図1.5.25に示す。RC-N供試体、PC-N供試体を比較すると、PC-N供試体における回復変位はRC-N供試体より大きい。また、RC-PBR供試体では、変位20mmまでで比較すると、RC-N供試体およびPC-N供試体より回復変位が大きい、補強層の剥離が生じたと考えられる箇所において、急激に回復変位が低下している。また、最終的には、コンクリートの圧縮破壊がより大きく生じたためと考えられるが、変位30mmの場合で比較すると、回復変位はRC-N供試体を下回っている。よって、補強層における、とくにPCMの接着確保の重要性がより明確となった。PC-PBR供試体では、導入プレストレスが最も大きいためと考えられるが、その回復変位は他のいずれの供試体に比べても大きい。また、BFRPロッドの破断後も、破断部以外のBFRPロッドは付着しているため、破断が生じた変位30mm以後もPC-N供試体より回復変位が大きい傾向が見られた。

1.5の参考文献

- 1) (社)日本コンクリート工学協会, 連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書(II), 1998.5.
- 2) (社)土木学会, 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.7.
- 3) X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye, J.J. Jiang: Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete, *Engineering Structures*, Vol.27, No.6, pp.938-950, Apr.2005.
- 4) National Research Council (NRC), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, CNR-DT200, Rome, Jul.2004.
- 5) Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J., and Chen, J.F., Intermediate crack-induced debonding in RC

- beams and slabs, *Constr. Build. Mater.*, Vol.17, iss.6, pp.447-462, Sep./Oct.2003.
- 6) The International Federation for Structural Concrete (fib), Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, *Bulletin 14*, Oct. 2001.
 - 7) Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L., *FRP-strengthened RC structures*, Wiley, West Sussex, England, Nov.2001.
 - 8) Wu, Z.S., and Niu, H.D., Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites, *JSCE J. Materials, Concrete Structures, and Pavements*, Vol.63, No.4, pp.620-639, Dec.2007.
 - 9) 吉澤弘之, 呉 智深, 袁 鴻, 金久保利之, 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, *土木学会論文集*, Vol.662, V-49, pp.105-119, 2000.1 .
 - 10) 岩下健太郎, 佐藤大地, 馬場 進, 松本信行: バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性, *コンクリート工学年次論文集*, 日本コンクリート工学会, Vol.36, No.1, pp.1912-1917, 2014.7.
 - 11) CEB-FIP MODEL CODE 1990, Design code, 1990.
 - 12) 岩下健太郎, 森祐樹, 八木洋介, 吉田光秀, 緊張状態で接着された BFRP ロッドの接着端部に集中するせん断応力の評価, *プレストレストコンクリート工学会*, 第 23 回シンポジウム論文集, pp.583-588, 2014.10.
 - 13) 岩下健太郎, 呉智深, 三島勇人: ウェットボンディングによる FRP-RC ハイブリッド T 型梁の曲げ性能に関する実験的検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.29, No.3, pp. 1747-1752, 2007.
 - 14) *コンクリート標準示方書 [規準編]*, 土木学会, 2010.
 - 15) *コンクリート標準示方書 [設計編]*, 土木学会, 2010.
 - 16) 岩下健太郎, 呉智深, 坂本宏司: 水中エポキシパテによる連続繊維グリッド複合材の定着性能と向上法に関する実験的研究, *土木学会論文集*, Vol.63, No.2, pp. 214-222, 2007.
 - 17) 岩下健太郎, 金光男, 佐藤大地, 八木洋介, BFRP ロッド緊張接着による RC 梁の曲げ補強効果, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.327-332, 2011.
 - 18) 佐藤大地, 田中竜蔵, 岩下健太郎, 八木洋介, 玄武岩繊維ロッド緊張接着による RC 梁の復元力特性に対する補強効果, 第 21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 567-572, 2012.
 - 19) 佐藤大地, 岩下健太郎, 八木洋介, 吉田光秀, エポキシ樹脂充填鋼管を用いた FRP ロッドの接着継手の強度に関する研究, 第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 495-498, 2013.

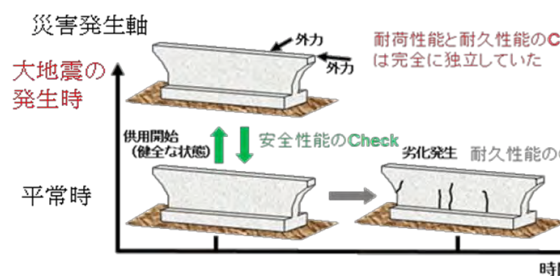
1.6 既存構造物の初期損傷ならびに連動型大地震による複合劣化予測

(研究担当者：石川靖晃)

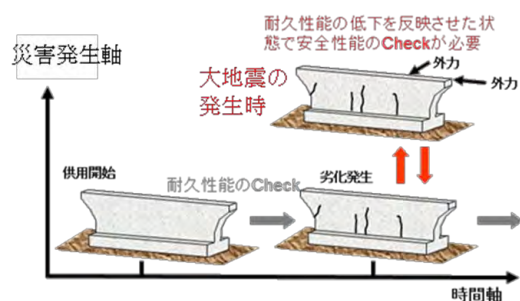
施工直後から、補修あるいは補強を含めた供用期間全体にわたって想定される様々な損傷(ここでは初期損傷と称する)を時系列に沿って的確に押さえ、かつ、任意の時刻におけるコンクリート構造物の保有耐荷性能を合理的に評価することが重要な課題となっている。一方、従来の鉄筋コンクリート構造物の劣化予測手法においては、図 1.6.1(a)に示すように耐荷性能と耐久性能の評価方法は完全に独立していた。そのため、供用開始直後の構造物に対してのみしか、地震力に対する安全性を評価することができなかった。

著者らは、図 1.6.1(b)に示すようにコンクリート構造物の耐荷性能と耐久性能の評価方法を有機的に融合させて、従来開発されてきたコンクリート構造物の建設工程からを通じて劣化および保有耐荷性能についてシミュレート可能な解析コード(以下、建設工程シミュレータと称する)の開発を行ってきた¹⁾。本シミュレータでは、材齢依存性を考慮した構成則モデルを導入することにより、初期損傷と耐荷力を計算するための解析コードを合理的に融合することに成功している。本シミュレータと他の解析コードとの大きな違いは、施工開始から補修・補強を含めた供用期間終了までの建設工程におけるコンクリート構造物の保有耐荷性能を時系列的にかつ合理的にシミュレートすることが可能であることである。これまで多くの FEM 解析コードが開発されているが、これらの解析コードの多くは、初期損傷を計算する解析コードと耐荷力を計算するための解析コードは完全に分離されている。

さらには、本シミュレータでは、化学変化に伴う体積変化挙動を従来の解析ソフトよりも、より汎用的な視点から検討可能である。鉄筋コンクリートには、熱、乾燥・自己収縮の他に、膨張材の使用、アルカリシリカ反応、MgO を要因とした体積膨張、さらには腐食による鉄筋膨張など、化学変化に伴う体積変化の要因が実に多く存在する。これらの現象を汎用的にシミュレートするには、単に実験などで自由体積ひずみを測定し解析に内挿するだけでは不十分である。本建設工程シミュレータでは、総エネルギー一定則を導入することにより、化学エネルギーの見地から体積変化現象を汎用的に表現することを可能としている。



(a)従来の手法



(b)今後望まれる手法

図 1.6.1 従来および今後望まれる安全性・耐久性評価手法

しかし本シミュレータを実構造物に適用し複合劣化予測を行うためには、依然として、いくつかの問題点がある。ひとつは練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮挙動を表現することが十分ではないこと、コンクリート構造の水和熱問題の対策工法の一つであるパイプクーリングに対する解析手法に制約が多いこと、実構造物レベルでの大自由度ひび割れ軟化問題に対して本シミュレータが適用できるかどうか不明であることである。

本サブテーマでは、これまで著者らが開発してきた建設工程シミュレータを、上記問題点を鑑みて拡張あるいは機能向上させることにより、経年劣化等により損傷した構造物の、地震力に対する安全性能評価するシミュレータを構築することを目的とした。そして、以下について実施した。

- ・ 練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮モデルの構築および検証
- ・ パイプクーリング解析手法の拡張および検証
- ・ 乾燥収縮により劣化した RC 部材の保有耐荷力解析
- ・ 大自由度ひび割れ軟化問題に対する保有耐荷力解析

1.6.1 建設工程シミュレータの概要

本シミュレータは FEM 温度解析, FEM 湿気移動解析, FEM 応力解析コードの 3 つで構成されている。解析全体の流れのイメージを図 1.6.2 に示す。建設工程シミュレータであるから、上記いずれの解析においても、コンクリート打込み、プレストレス導入など多数の工程での、型枠、支保工の設置、取り外し、再設置などを適切に数値モデル化しているのは、言うまでもない、それらを考慮した境界条件のもとで、まず、FEM 温度解析を行い、全節点の温度履歴を算出する、温度解析は非定常熱伝導方程式理論に基づいている。次に FEM 温度解析で得られた温度履歴を入力データとして FEM 湿気移動解析を実施し、全節点の相対湿度履歴を計算する。湿気移動解析は森本ら²⁾によって構築された湿気移動解析理論に基づいている。

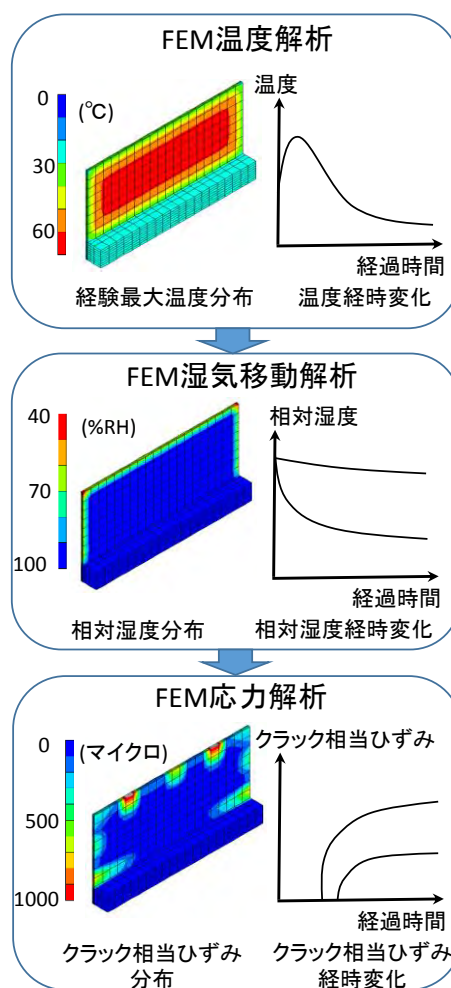


図 1.6.2 建設工程シミュレータの流れ

前述の解析にて計算された温度および相対湿度履歴や既知外力・変位履歴を基に FEM 応力解析を実施し、変位、ひずみ、応力などを計算する。応力解析は、一般的には、温度および相対湿度履歴などを基に評価された初期ひずみが支配的である初期応力解析と、既知荷重・変位履歴が支配的である保有耐荷力解析に大別される。従来、両解析は完全に独立していたが、本シミュレータでは、初

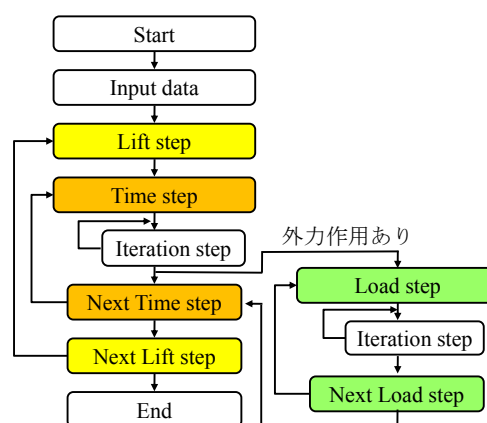


図 1.6.3 初期応力解析と耐荷力解析の流れ

期応力解析と耐荷力解析を連成させるために、図 1.6.3 のフローに示すような構成としている。Input data を読み込み後、解析ステップは、解析対象の要素領域や変位固定境界の変化を表す Lift step、解析対象の時系列挙動を解く Time step、およびある時刻での外力作用を想定する場合には、その挙動を評価する Load step にて構成される。Iteration step は、Time step、Load step に属する。非線形応力解析では、力の釣合条件が満たされるまで不平衡力を再分配する必要があるが、Iteration step とは、再分配の際の繰り返し計算のステップを意味する。なお、応力算定に使用する構成則モデル(応力ひずみ関係を表現するための数理モデル)は、Time step および Load step によらず全て同一である。

前節で述べたことを実行するためには、材齢の変化による硬化現象とひずみ軟化による材料非線形性を同時に考慮できる構成則モデルの開発、すなわち構成則モデルに時間軸の概念を導入する必要がある。構成則モデルに時間軸を導入する試みは従来から行われているが、応力の除荷載荷やひび割れ面でのせん断伝達を適切に表現できないといった難点があった。この問題点を解決するための一手法として、著者らは、Solidification concept³⁾の概念を格子等価連続体モデル⁴⁾に導入することで、材齢依存型構成則モデルを構築している¹⁾が、この構成則モデルを応力解析コードに取り入れている。

Solidification Concept は、ひずみ軟化挙動と材齢に伴う硬化挙動を統一的に取り扱う概念である。若材齢時コンクリートは硬化体からなる柱の集合体で形成されると仮定し、すべての柱のひずみが等しいという運動学的な制約条件の下で、材齢の経過とともに硬化体を増やしていくことにより、若材齢コンクリートのひび割れ挙動を表現している。

格子等価連続体モデル⁴⁾は、鉄筋コンクリートはひび割れが生じるまでは弾性連続体、ひび割れ発生後は、コンクリートの主ひずみ方向に配置された Main Lattice、せん断 Lattice および鉄筋を表す Lattice にてモデル化された構成則モデルであり、新たに節点を設けることなく鉄筋比のみで鉄筋の影響を考慮できること、基本的に一軸の応力 - 等価一軸ひずみ関係の組み合わせで表現されるため、解の収束性が良いといった特徴がある。すなわち、材齢の影

響や、初期ひずみの有無、また繰返し応力場であっても、せん断剛性も含めて任意の硬化過程で3次元連続体構成モデルを記述することが可能となっている。

1.6.2 練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮モデルの構築および検証

乾燥収縮は初期ひずみとして考慮されるべき大きな要因であることは論を待たない。乾燥収縮を考慮した解析手法は基本的に2つに大別される。ひとつは、乾燥収縮ひずみを部材に一律に与える簡易的な方法である。この方法を用いた場合、若材齢時に乾燥収縮が原因でひび割れが生じることはないが、乾燥収縮による内部拘束効果を表現することはできない。もうひとつは、水分移動に関する拡散方程式を解くことにより部材内部の水分量分布を推定し、その情報を基に乾燥収縮ひずみを求める方法である。この方法を用いた場合、乾燥収縮による内部拘束の効果が考慮されるが、若材齢時からひび割れが生じる解析解をとる傾向となっていた。その理由は、硬化時コンクリートの乾燥収縮ひずみ評価式を若材齢コンクリートにそのまま適用していたためである。

表面張力説によれば、乾燥収縮は空隙間水に生じるメニスカスの量に大きく依存し、メニスカスの量は、比表面積に大きく依存する。比表面積は水和の程度にも大きく依存することから、乾燥収縮の影響は水和の程度にも大きく依存することになる。岡田ら⁵⁾は、水和の程度の変化は圧縮強度比の変化とみなすことにより、コンクリートの乾燥収縮ひずみ増分を次式でモデル化している。

$$\Delta\varepsilon_{sh}(t) = \alpha(t) \cdot \Delta\varepsilon_{sh,\infty} \quad (1.6.1)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_{sh}(t)$ は時間 t における乾燥収縮ひずみ増分である。 $\alpha(t)$ は圧縮強度比の関数で表現されるメニスカスに関する係数であり、時間 t の単調増加関数である。 $\alpha(t)$ の値は、時間が0のときは0であり、時間が無限大のときは1となる。 $\alpha(t)$ の関数形は、強度発現の程度に応じて決定される。 $\alpha(t)$ を常に1とした場合は、従来の乾燥収縮解析と一致する。 $\Delta\varepsilon_{sh,\infty}$ は硬化コンクリートの乾燥収縮ひずみ増分であり、相対湿度の関数である。

上記解析モデルに対する検証を行った⁶⁾。図1.6.4に示すような拘束試験体を作製し、この試験体を乾燥させることによりひび割れを発生させた。通常の拘束ひび割れ試験では、乾燥開始材齢は打設後7日であるが、本検討では材齢ごく初期からの乾燥収縮挙動に焦

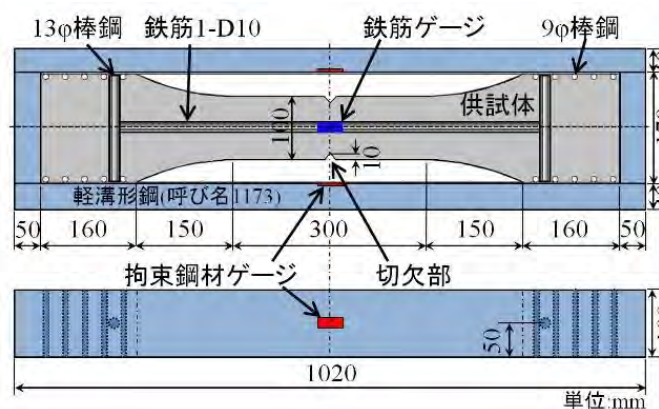


図 1.6.4 拘束ひび割れ試験体

点を置くため、乾燥開始材齢を打設後 1 日とした。試験体に生じたひび割れ幅，拘束体のひずみおよび鉄筋ひずみの経時変化を測定し，上記解析手法による解析解と比較検討を行った。

解析モデルを図 1.6.5 に示す。ひび割れ幅，拘束体ひずみおよび鉄筋ひずみの経時変化の実測値と本モデルによる解析値との比較の一例を図 1.6.6 に示す。なおこの例においては，周囲相対湿度は 50%RH 一定であり，温度は 20°C 一定である。これらの図より，メニスカスの材齢による影響を考慮した方が，従来の考え方と比べ，実際の乾燥収縮によるひび割れ発生を概ね良く捉える

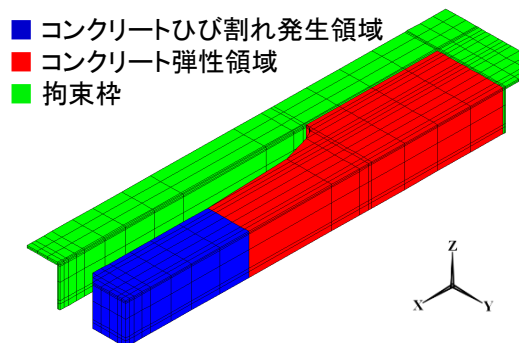


図 1.6.5 拘束ひび割れ試験解析メッシュ

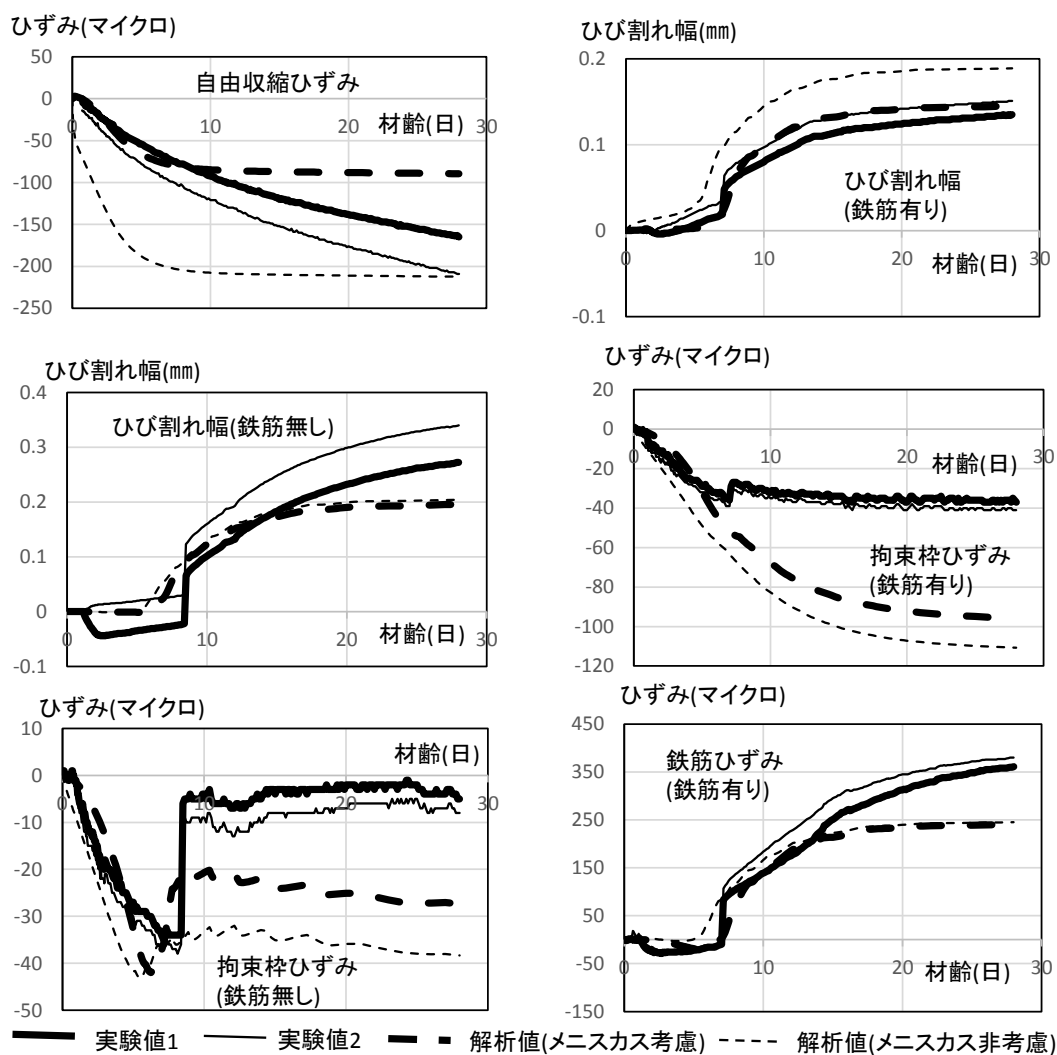


図 1.6.6 実験値と解析値の比較

ことが確認された。言い換えれば、部材レベルではあるが、RC 部材の乾燥による劣化を合理的に予測できる解析手法の方針の目途が立ったといえる。

乾燥収縮試験結果と本モデルの比較検討のもう一つの例⁷⁾を以下に紹介する。収縮試験に用いた供試体は100×100×400mmの直方体である。材齢1日で脱型し、材齢7日から乾燥を開始している。使用セメントは普通ポルトランドセメントであり、単位水量および単位セメント量はそれぞれ165kg/m³、337kg/m³である。外気温は20℃一定であり、周囲相対湿度は60%一定である。供試体長さ変化を測定し、収縮ひずみを測定している。測定期間は1年間である。解析メッシュを図1.6.7に示す。解析メッシュは1/8対称モデルを表している。収縮ひずみの経時変化の実測値および本モデルを考慮した解析値の比較を図1.6.8に示す。図には、 $\alpha(t)$ が常に1のケースすなわち本モデルを考慮しない解析値も重ねて示されている。これらの比較結果から、 $\alpha(t)$ を強度発現に応じて適切に設定すれば、練り混ぜ直後から硬化に至る過程での乾燥収縮挙動を精度良く表現できることが示された。

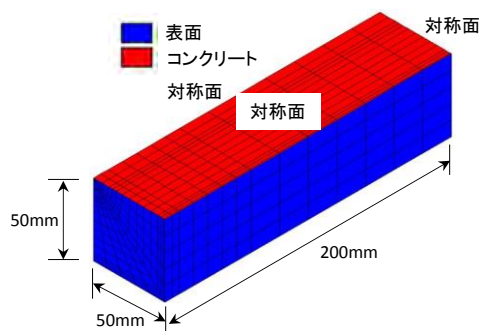
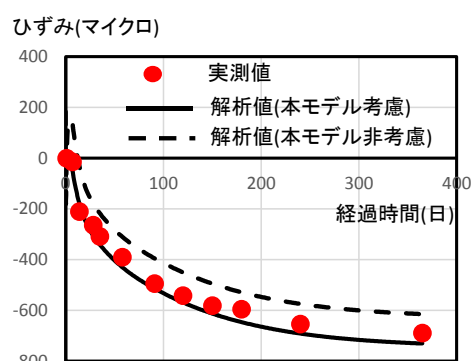
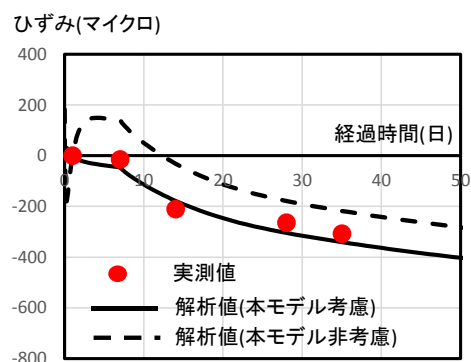


図 1.6.7 解析メッシュ(収縮試験供試体)



経過時間 1 年まで表示



経過時間 50 日まで表示

図 1.6.8 収縮ひずみの経時変化の比較

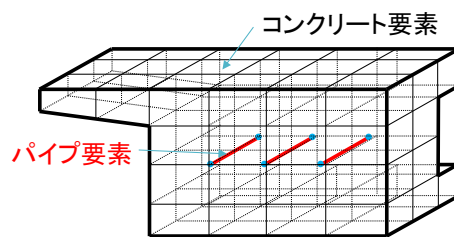
1.6.3 パイプクーリング解析手法の拡張および検証

パイプクーリングは、コンクリート打込み時に発生する水和熱を抑制する有効な手段の一つである。パイプクーリングの効果は、パイプレイアウトやパイプ径、冷却水の温度、通水量などによって変化するため複雑である。パイプクーリングを考慮した温度解析においては、パイプ内水とコンクリート間の熱伝達境界を従来の非定常熱伝導方程式に導入する必要がある

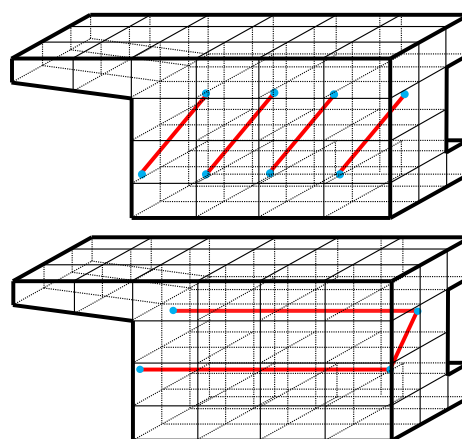
るが、それだけでは不十分であり、パイプクーリングの効果をより正確にかつ合理的に評価するためには、パイプクーリング内水とコンクリート間における熱収支を適切に考慮する必要がある。移流を考慮したパイプクーリング内水とコンクリート間の熱収支に関する支配方程式は田辺ら⁸⁾によって時間とパイプ経路を変数とした偏微分方程式の形で初めて定式化された。この時点でパイプクーリング効果を表現する支配方程式は数学的にも完全な形で確立されたが、当時は、限定的な境界条件の下でしか数値解を得ることができず、数値解を得るための手段は、実用的とは言えなかった。その後、溝渕ら⁹⁾は、パイプ内水とコンクリート間の熱伝達境界が考慮された非定常熱伝導方程式と、パイプ内水温とコンクリート間の熱収支を表す支配方程式

を有限要素で離散化するための手法を構築し、汎用の FEM 温度解析コードに導入することに成功した。市販されている多くの温度解析コードにこの方法が導入されている。この時点で、数値解析手法も含めてパイプクーリングを考慮した温度解析手法は概ね完全な形で確立されたといえる。

一方で、上記の解析手法には改善されるべき問題点が依然として存在する。それは、パイプ要素を配置するうえでの制約である。従来の数値解析においては、図 1.6.9 上のように、パイプ要素は必ずコンクリート要素を構成する稜線上に配置し、かつパイプ要素節点とコンクリート要素節点は完全に一致させる必要があった。すなわち、パイプレイアウトを一旦変更した場合、その変更がどれだけ軽微であったとしても、その都度コンクリート要素分割し直す必要があった。このことは、パイプレイアウトの配置の検討を行う上で大きな障害となる。この問題点は、パイプ要素に沿った数値積分をコンクリート要素の局所座標で表現できなかったことに起因するが、Ishikawa ら¹⁰⁾によって解決され、本シミュレータに導入された。その結果、図 1.6.9 下のように、コンクリート要素内の任意位置にパイプ要素を配置できるような機能が本シミュレータに追加された。



従来の解析におけるパイプレイアウト



パイプレイアウトの改善

図 1.6.9 従来の解析におけるパイプレイアウトの問題点とその改善のイメージ

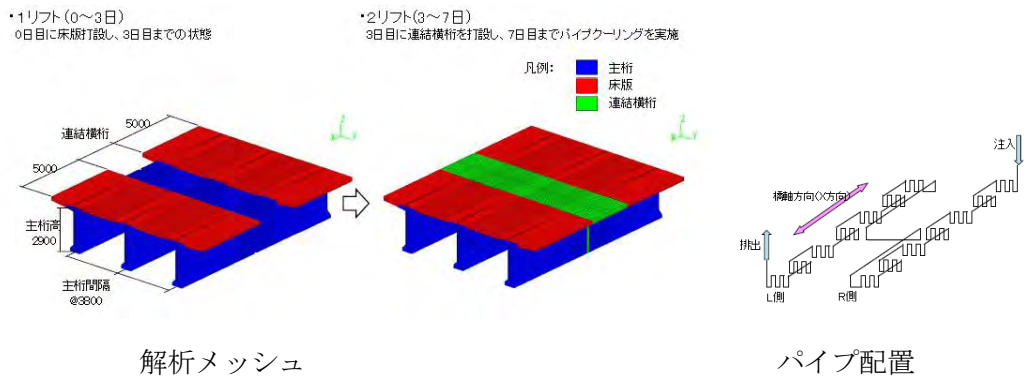


図 1.6.10 解析メッシュ(連結横桁)とパイプ配置

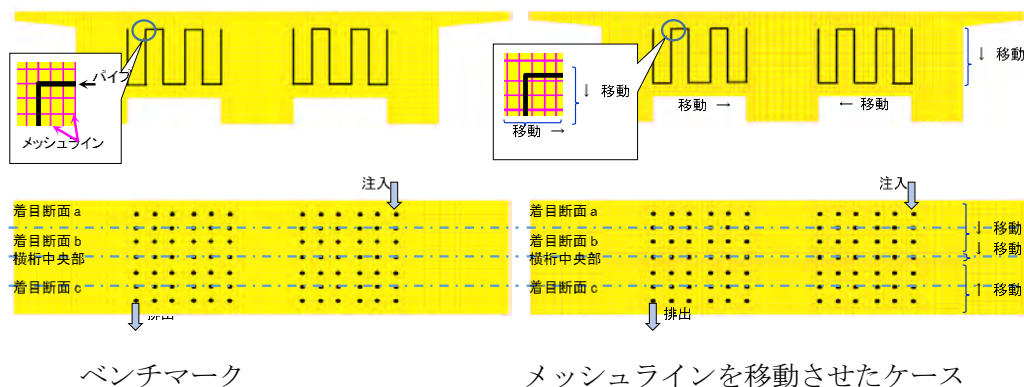
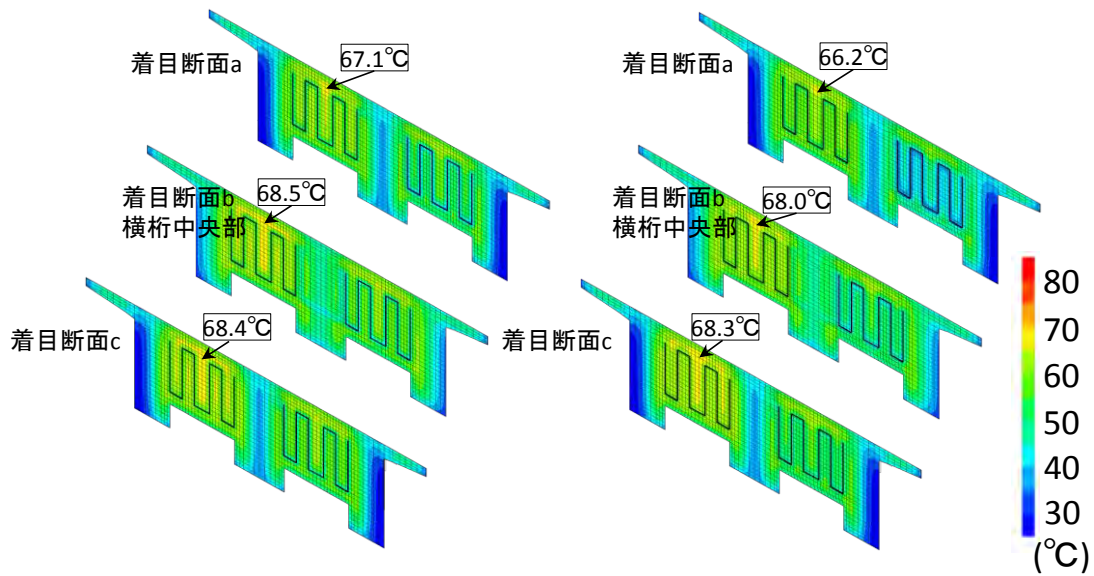


図 1.6.11 パイプレイアウトのケース

数値解析例¹¹⁾を以下に示す。解析対象は、図 1.6.10 に示すような連結 PC コンポ橋の中間支点上の連結横桁である。床版打込み後 3 日目に連結横桁が打込み温度 30 度で打込まれ、直ちにパイプクーリングを行うことを想定した。解析モデルおよびパイプ配置は図 1.6.11 に示すとおりであり、連結横桁中に 400mm 間隔で埋め込まれている。型枠は連結横桁打込み後 4 日後に脱型されることを想定した。使用セメントは早強ポルトランドセメントであり、単位セメント量は 338kg/m^3 を想定した。熱特性値などはコンクリート標準示方書 2007 に基づき与えた。パイプクーリングの条件として、注入時の水温 25°C 、パイプ熱伝達率 $240\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$ 、パイプ径 25mm、流量 10 リットル/min とした。解析ケースとして、図 1.6.11 に示す解析メッシュそのもののケース(ベンチマーク)と、コンクリート要素節点を図中の矢印に沿って 50mm 移動させたケース(メッシュラインを移動させたケース)とした。

図 1.6.12 に両ケースにおける温度分布を示す。図中の枠囲みの数字および矢印は、最高温度およびその位置である。メッシュラインを移動させたケースにおいては、ベンチマークに比べ、最高温度は最大 1°C 程度小さい値となっているが、両者はほぼ同様な解となっていることが判る。



ベンチマーク

メッシュラインを移動させたケース

図 1.6.12 温度分布の比較

池村ら¹²⁾は、水理分野で既に確立されている管網解析理論を、パイプ内水温とコンクリート間の熱収支を表す支配方程式に適用することにより、一本続きのパイプレイアウトのみならず、分岐したパイプレイアウトについても解析可能な定式化を提示し、本シミュレータに導入している。

しかし、上記のシミュレータの機能の拡張は、あくまでも数値解析上の話であり、実際のパイプクーリングに関する問題に適用できるかどうかについては十分に検討されていなかった。

著者らは、拡張された FEM 温度解析コードの検証を行うことを目的として、まず、パイプクーリングに関する既往の実験結果と拡張された解析コードによる温度解と比較することで、コンクリート要素内の任意位置にパイプ要素を配置可能かについて検討を行った¹³⁾。以下に、その一例を示す。それは西岡ら¹⁴⁾により実施された PC 梁を模擬した試験体に対するパイプクーリング実験結果をベンチマークとして検討を行ったものである。図 1.6.13 に試験体断面を示す。試験体形状は 1m×1m×8m の直方体であり、4 か所にクーリングパイプ(炭素鋼鋼管、内径 25.4mm、厚さ 1.2mm)が長手方向に対称に埋設されている。試験体中央部にお

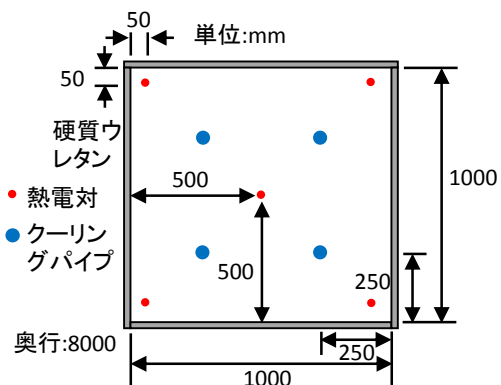


図 1.6.13 PC 梁を模擬した試験体断面

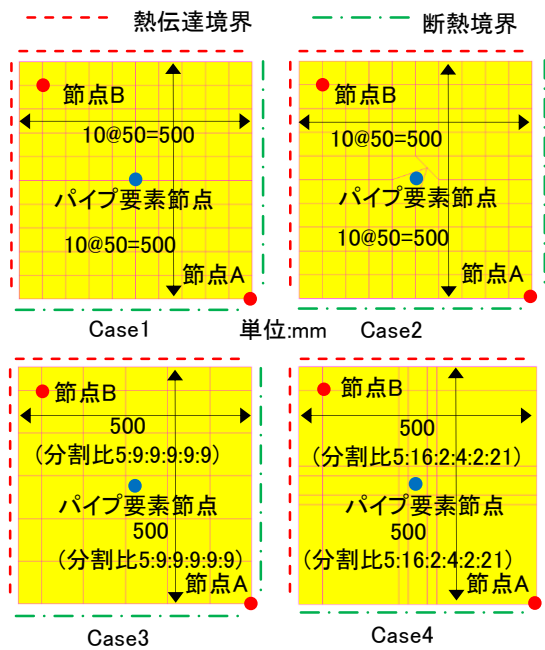


図 1.6.14 解析モデル
(PC 梁を模擬した試験体)

いて、断面中心および4隅付近に5つの熱電対が埋め込まれている。打設面を含めた試験体周りは硬質ウレタン(厚さ50mm)にて覆われている。使用したセメントは普通ポルトランドセメントであり、単位セメント量は 423kg/m^3 である。試験体打設直後から 15l/min で4日間通水が行われている。通水として水道水が使用され、その平均温度は 24.6°C である。上記実験に対する解析モデルを図 1.6.14 に示す。解析モデルを解析ケースに応じて4つ設定し、全て1/4対称モデルとしている。解析ケースにおいて、Case1,2ではコンクリート断面がともに 10×10 分割されている。一方、Case3,4では断面はともに 6×6 分割でありCase1,2よりも要素分割数は少ない。長手方向の要素分割数は、全てのケースにおいて同一であり、16等分割としている。Case1はコンクリート要素稜線上にパイプ要素を配置したケース、Case2はパイプ要素近傍のコンクリート要素形状を変えることにより、

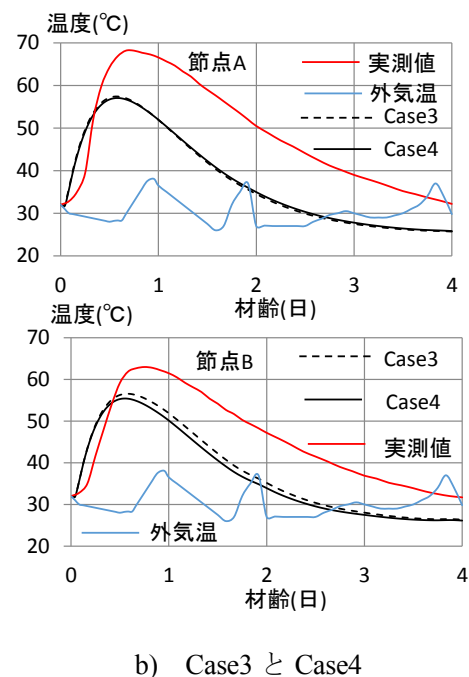
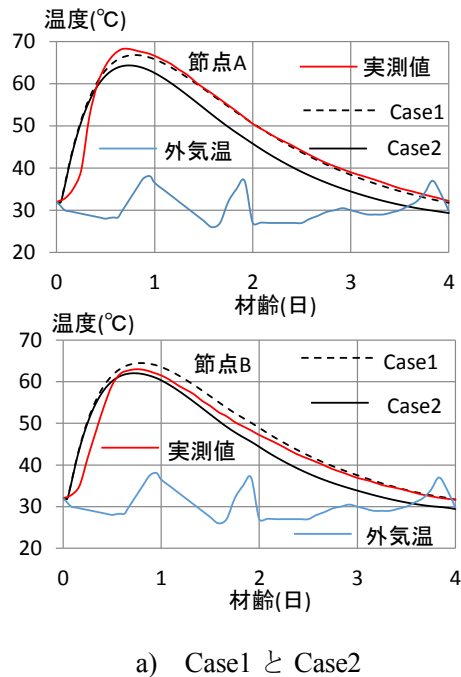


図 1.6.15 温度履歴の実測値と解析値

コンクリート要素内部にパイプ要素を配置したケースを想定している。Case3は、パイプ要素が含まれているコンクリート要素寸法が大きいケース、Case4は含まれているコンクリート要素寸法が小さいケースを想定している。解析に使用した熱特性値については、文献¹³⁾を参照されたい。また、外気温の実測値履歴をそのまま解析に入力している。節点 A,B における温度履歴の比較を図 1.6.15 に示す。

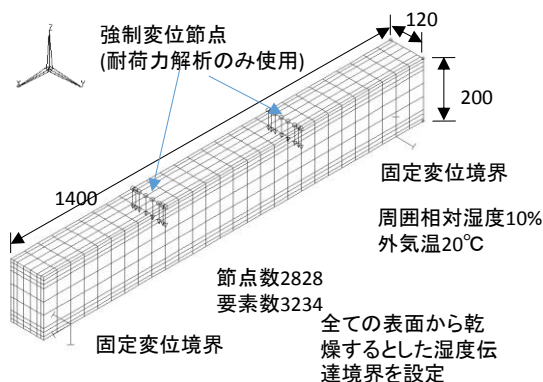


図 1.6.16 解析対象モデル(曲げ耐荷力)

全ての図中には、外気温の実測値も重ねて示されている。図 1.6.15a は、Case1,2 に、図 1.6.15b は、Case3,4 に対応している。図 1.6.15a より、Case1,2 で得られた温度履歴は節点 A,B とともに実測値をよくとらえていることがわかる。一方、図 1.6.15b を見ると、Case3,4 で得られた温度履歴は、ともに実測値よりも小さくなる傾向にあるが、これはパイプ要素近傍以外の要素分割が粗いためである。Case3,4 の温度履歴はほぼ同じ値となっている。よって、パイプ要素からある程度離れたコンクリート節点温度は、パイプ要素が存在するコンクリート要素寸法の影響をあまり受けていないことが判る。

上記検討の結果、拡張されたシミュレータは、コンクリート要素内部にパイプレイアウトを施した場合でも、従来の FEM 温度解析コードと同等な精度の解を与えることが確認された。さらには、具体的な事例は省略するが、室内試験レベルかつパイプを水平に配置する範囲においては、拡張されたシミュレータは、分岐したパイプクーリング問題にも適用可能であることも示された。

1.6.4 乾燥収縮により劣化した RC 部材の保有耐荷力のシミュレーション

本シミュレータを用いて、乾燥収縮により劣化した RC 部材の保有耐荷力解析を行い、健全な RC 部材の保有耐荷力性能にどの程度影響を及ぼすのかについて曲げ耐荷力とせん断耐荷力の 2 つの側面から検討を行った。

まず、曲げ耐荷力についての検討の一例を紹介する。解析対象モデルは図 1.6.16 に示すような複鉄筋 RC 梁である。なお、鉄筋剛性については分散鉄筋としてモデル化した。解析期間は 28 日であり、RC 打設時を解析スタート時間とした。解析期間における環境条件は部材劣化において過酷なものを想定した。すなわち周囲相対湿度は 10%RH 一定、外気温は 20°C 一定と仮定した。解析スタート後 28 日目に 4 点曲げとなるように強制変位を与え、4 点曲げ載荷とした。初期ひずみは乾燥収縮のみを考慮し、温度による体積変化、自己収縮、クリー

プおよび自重の影響は考慮しなかった。解析ケースは乾燥収縮考慮、乾燥収縮非考慮の2 ケースとした。コンクリートは普通セメント使用で単位水量は 200kg/m^3 と想定し、コンクリートの 91 日圧縮強度は 26.1N/mm^2 と仮定した。その他の材料物性値は土木学会コンクリート標準示方書 2007 に基づき与えた。なお、乾燥収縮に関するパラメータ

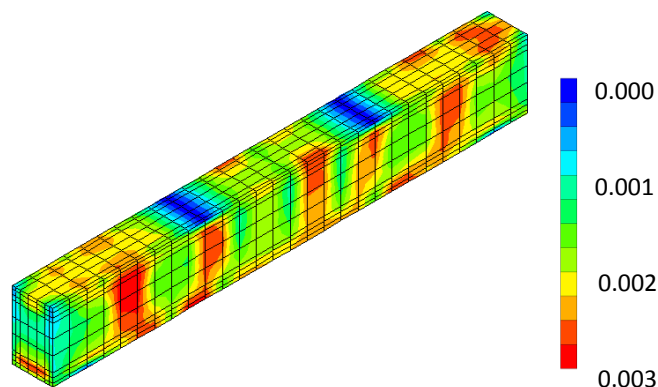


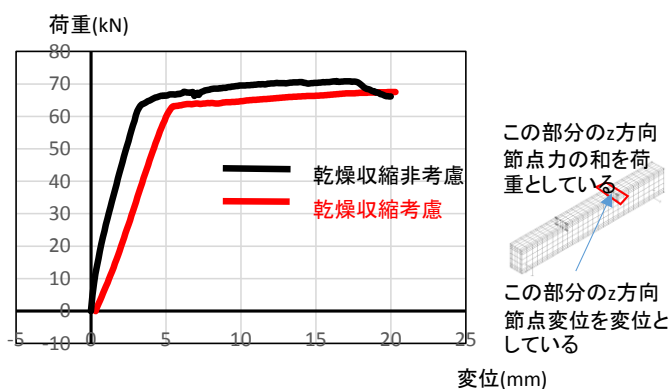
図 1.6.17 材齢 28 日目における
クラック相当最大主ひずみ分布

については日本コンクリート工学会が提案しているやり方に基づき決定した。

乾燥収縮考慮のケースでの材齢 28 日目におけるクラック相当最大主ひずみの一例を図 1.6.17 に示す。ここで、クラック相当ひずみとは、単位長さ区間に 1 本ひび割れが生じた場合、そのひび割れ幅を単位長さで除したものである。最大で 3000 マイクロ(1m あたり 0.3mm のひび割れ幅相当)程度のクラック相当ひずみが生じており、乾燥収縮にしてはかなり大きな損傷であるが、環境条件が過酷であるため、妥当な結果と考えられる。

材齢 28 日後の強制変位作用以降における、荷重変位曲線の比較を図 1.6.18 に示す。いずれの解析ケースでも典型的な曲げ破壊を示しているが、乾燥収縮を考慮した場合、初期剛性が低下しているが、最大荷重が若干低下していることが判る。複鉄筋 RC はりの曲げにおいては劣化が保有耐荷力に及ぼす影響は小さいといわれているが、今回のシミュレーション結果は、そのことを示唆しているといえる。

次に、せん断耐荷力についての検討の一例を紹介する。乾燥収縮がせん断破壊に及ぼす影響について解析的検討を行っている。解析対象モデルは図 1.6.19 に示すようなスターラップが無いディープな RC 梁を模擬した 1/4 モデルである。なお、先ほどと同様に主鉄筋剛性については分散鉄筋としてモデル化した。解析期間は 288 日であり、RC 打



* 便宜上、荷重変位ともに正負の符号を逆にしてている。

図 1.6.18 荷重変位曲線の比較
(曲げ耐荷力)

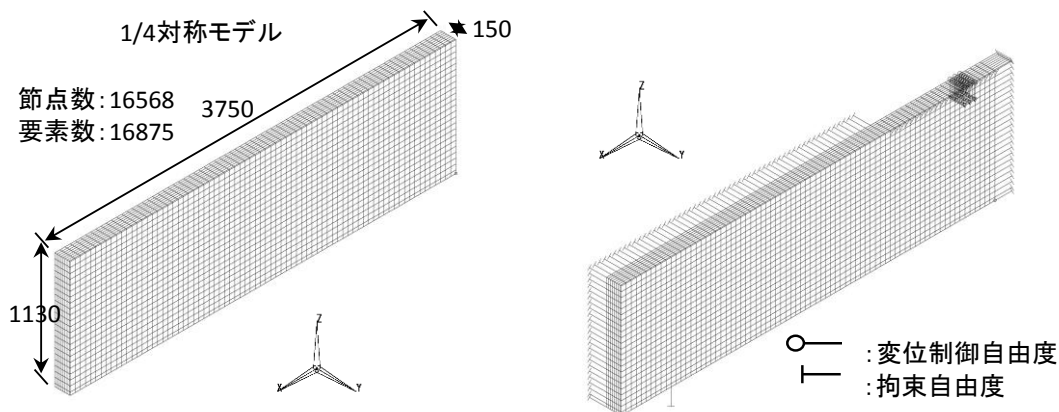


図 1.6.19 解析対象モデル(せん断耐荷力)

設時を解析スタート時間とした。解析期間における環境条件として、材齢 7 日までは封緘養生を想定し、それ以降は表面露出を想定した。周囲相対湿度は 46.1%RH 一定、外気温は 15.2°C 一定と仮定した。解析スタート後 278 日目に 4 点荷重となるように強制変位を与えた。初期ひずみは乾燥収縮のみを考慮し、温度による体積変化、自己収縮およびクリープの影響は考慮しなかった。解析開始後 7 日目に自重を作用させた。解析ケースは乾燥収縮あり、乾燥収縮なしの 2 ケースとした。コンクリートは普通セメント使用で単位水量は 200kg/m^3 と想定し、コンクリートの 91 日圧縮強度は、乾燥収縮ありでは 39.7N/mm^2 と仮定し、乾燥収縮なしでは 36.7N/mm^2 と仮定した。引張破壊エネルギーについては、乾燥収縮ありでは 0.19N/mm と仮定し、乾燥収縮なしでは 0.15N/mm と仮定した。その他の材料物

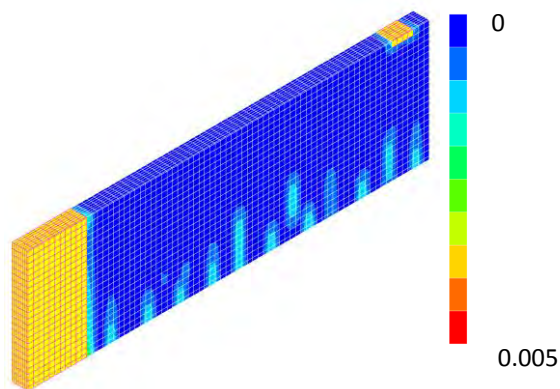


図 1.6.20 材齢 278 日目におけるクラック相当最大主ひずみ分布

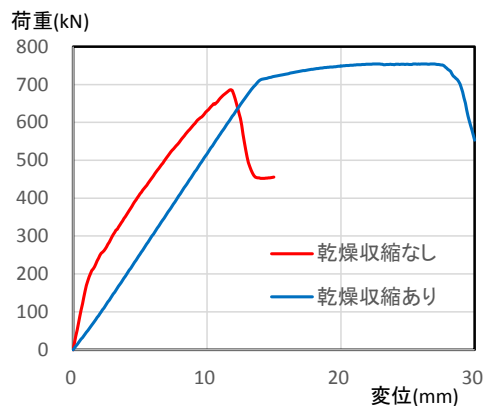


図 1.6.21 荷重変位曲線の比較

性値は土木学会コンクリート標準示方書 2007 に基づき与えた。なお、乾燥収縮に関するパラメータについては日本コンクリート工学会が提案しているやり方に基づき決定した。

乾燥収縮ありのケースでの材齢 278 日目におけるクラック相当最大主ひずみの一例を図

1.6.20 に示す。部材下部あたりに、損傷が集中して生じており、かつひび割れが何本か分散して生じている様子がうかがえる。また、最大で 5000 マイクロ程度のクラック相当ひずみが生じている。今回の解析におけるメッシュ寸法は一辺が 50mm と比較的小さく、一要素あたりに生じるひび割れ幅は 0.25mm 程度となる。このことから乾燥収縮による損傷として妥当な結果と考えられる。

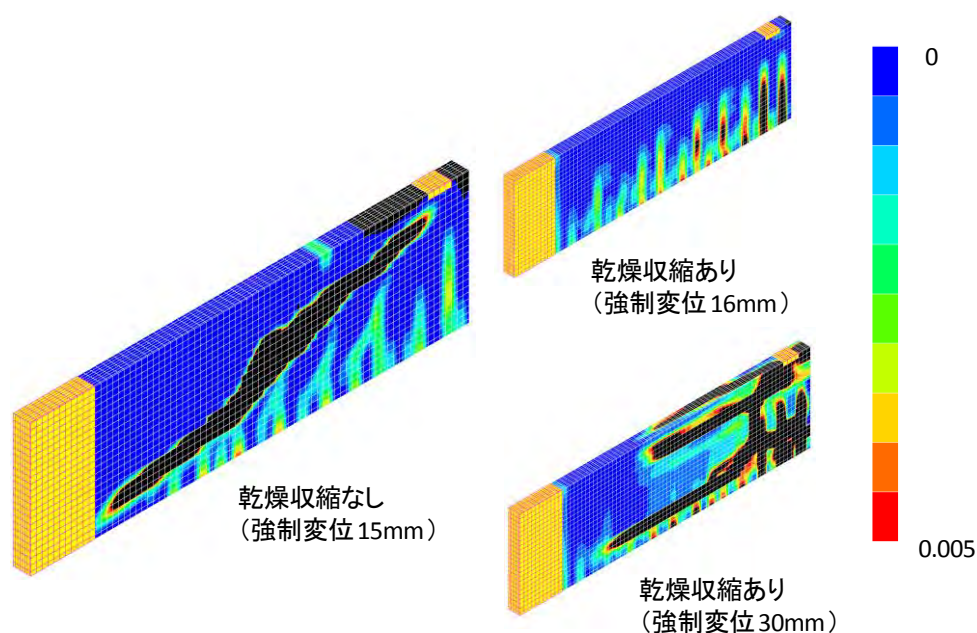


図 1.6.22 クラック相当最大主ひずみの比較(強制変位最終時)

材齢 28 日後の強制変位作用以降における、荷重変位曲線の比較を図 1.6.21 に示す。乾燥収縮ありのケースでは乾燥収縮なしのケースに比べ、荷重変位勾配は低下している一方、最大荷重は大きくなっていることがわかる。現実的にはこのような現象は生じないことが報告されている¹⁵⁾。図 1.6.22 に、強制変位作用後の最終時におけるクラック相当最大主ひずみ分布の比較を示す。乾燥収縮なしでは、典型的な斜め引張によるせん断破壊となっているが、乾燥収縮ありでは、せん断破壊ではなく主鉄筋付近での付着破壊となっている。本シミュレータでは格子等価連続体モデルを構成則として使用しているが、その際、格子を応力状態に依らず固定していることが原因であると考えられる。この点については回転ひび割れモデルを採用するなど、今後の課題としたい。

1.6.5 大自由度ひび割れ軟化問題に対する保有耐荷力解析の実現

近年では、複数のコンピュータでの並列演算処理や、超高速計算機システムの開発により、工学の様々な分野において、1 億自由度の非線形解析の実施が実現している。一方、コンク

リートのようなひずみ軟化材料に対する初期応力・保有耐荷力解析は、それが例えば 10 万程度の自由度であっても、実務レベルで実施する場合は、相当な労力を伴う。理由は、構成則モデルを数学的に記述するためのパラメータが比較的多いことや、解を得るための収束計算に時間を多く要するためである。100 万自由度クラスの解析に至っては、それが実務上実現可能かどうかですら確認されていないことが現状である。

そこで、本シミュレータの解析性能の限界を探るべく、100 万自由度を超える健全な RC はりモデルに対して曲げ耐荷力解析を試みた。解析では市販の 64bit パソコン(実装メモリ 64GB)1 台を使用した。解析モデルは、図 1.6.23 に示すような、RC はりの 1/4 モデルである。寸法の概略として、対称面からの軸方向長さは 1724mm、厚さは 250mm~270mm である。メッシュサイズは小さなもので一辺 2mm 程度である。詳細は示さないが、モデル内部に、継手を表す鋼材が埋め込まれており、加えて、軸鉄筋、スターラップなどが配筋されている。この解析モデルの総節点数は 367182 であり、自由度はほぼ 110 万自由度である。拘束条件と変位制御位置を図 1.6.24 に示す。変位制御位置は青色の線で描かれている。コンクリートのヤング率は 34600N/mm²、圧縮強度は 70N/mm²、引張強度は 5.6N/mm² であり、引張破壊エネルギーは 0.1N/mm である。

上記条件にて、解析を実施したところ、27GB 程度の内部メモリを使用していた。また、解析中、不平衡力による残差は高々 1% であり、収束に至る過程においても特に問題は生じなかった。このことから、本シミュレータで使用している格子等価連続体モデルは、自

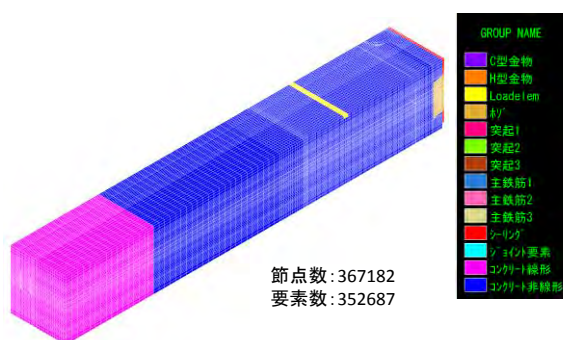


図 1.6.23 100 万自由度を有する解析モデル

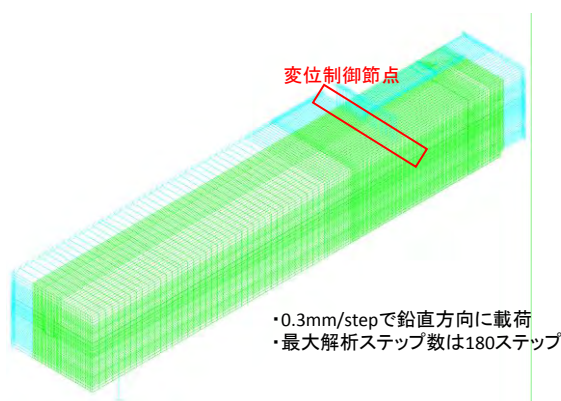


図 1.6.24 拘束条件と変位制御位置

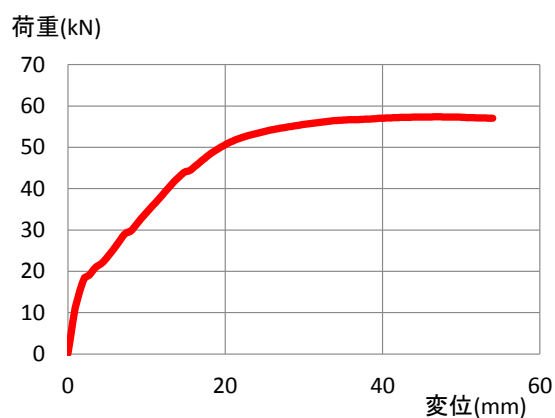


図 1.6.25 荷重変位曲線

由度が極めて大きい問題においても、収束性が良いことが示されたといえる。

図 1.6.25 に荷重変位曲線を、図 1.6.26 に強制変位 54mm のときのクラック相当最大主ひずみを示す。荷重は、荷重制御点に対応する自由度位置

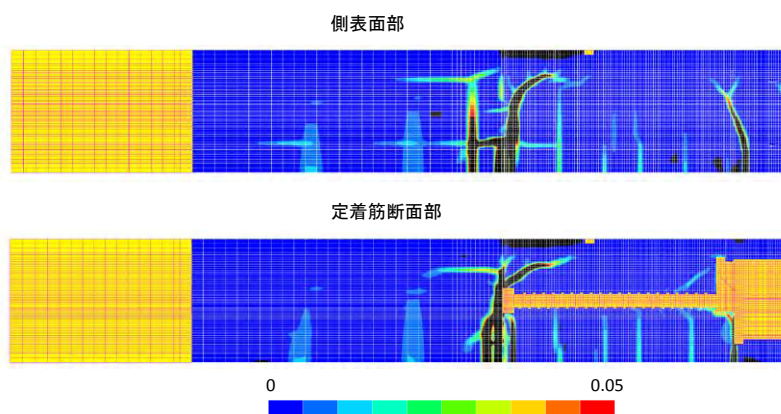


図 1.6.26 クラック最大主相当ひずみ分布(強制変位 54mm 時)

の節点力の総和を 2 倍してもものを表しており、節点変位は強制変位である。荷重変位曲線は曲げ引張破壊の様相を呈しており、妥当なシミュレート結果であると思われる。また、クラック相当最大主ひずみ分布をみると、妥当な分布となっていることに加え、曲げひび割れの検出精度が、通常の FEM より格段に高まっていることが判る。

以上の数値解析結果は、本シミュレータがひずみ軟化材料に対する 100 万自由度クラスの保有耐荷力解析が実務レベルでも可能であることを示唆している。

1.6.6 まとめと今後の課題

本サブテーマでは、これまで開発されてきた建設工程シミュレータを、拡張あるいは機能向上させることにより、経年劣化等により損傷した構造物の、地震力に対する安全性能評価するシミュレータを構築することを目的とした。得られた知見および今後の課題を以下に列挙する。

- ・ 材齢によるメニスカスの変化を考慮することで、乾燥収縮による初期劣化現象について予測精度が向上することが示された。
- ・ 水和熱による劣化対策の一つであるパイプクーリング解析手法の拡張が図られ、温度による劣化対策のためのツールの充実が図られた。
- ・ 強化された本シミュレータにより、乾燥収縮を模擬した劣化シミュレーションならびにその保有耐荷力性能シミュレーションを実施した結果、曲げ破壊についてはおおむね妥当なシミュレーション結果を示すことが確認されたが、せん断破壊については実際現象とは異なるシミュレーション結果となることが確認された。構成則の格子方向を見直す必要があることが今後の課題として挙げられる。
- ・ 本シミュレートにより、内部メモリをある程度(64GB)実装すれば、通常のパソコンにおいても、100 万自由度程度のひずみ軟化問題を有する保有耐荷力シミュレーションが可能であることが示された。

1.6の参考文献

- 1) 伊藤睦, 石川靖晃, 上田尚史, 田辺忠顕: 初期応力を考慮した RC 構造物の耐荷力解析手法の構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.19-24, 2012.
- 2) 籠橋忍, 秦泳, 小澤満津雄, 森本博昭: 温度との連成を考慮したコンクリートの湿気移動解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.685-690, 2001.
- 3) Ishikawa, Y., Kunieda, M., Srisoros, W. and Tanabe, T.: Modeling of uni-axial constitutive law in early age concrete based on solidification concept, Proc. of Concreep7, pp.393-398, 2005.
- 4) 田辺忠顕ほか: 初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム, 技法堂出版, pp.201-314, 2004.
- 5) 岡田崇宏, 石川靖晃: 材齢極初期におけるコンクリートの乾燥収縮挙動の解析, 第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, プレストレストコンクリート工学会, pp.65-70, 2013
- 6) 石川靖晃, 岡田崇宏: 若材齢コンクリートの乾燥収縮ひび割れ挙動に関する基礎的研究, 第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, プレストレストコンクリート工学会, pp.113-118, 2014.
- 7) 原健悟, 斎藤幸治, 石川靖晃, 伊藤睦: 格子等価連続体モデル(LECOM)を使用した鉄筋拘束試験体の解析, 平成 27 年度土木学会全国大会第 70 回年次学術講演会, 2015.
- 8) 田辺忠顕, 山川秀次, 渡辺朗: パイプクーリングにおける管壁面の熱伝導率決定ならびに冷却効果の解析, 土木学会論文集, 第 343 号, pp.171-179, 1984.
- 9) 溝渕利明, 成田総一郎, 都築慶剛, 平戸裕之, 田辺忠顕: マスコンクリートにおけるパイプクーリングによる熱除去効果に関する研究, 土木学会論文集, No.665, V-49, pp.147-163, 2000.
- 10) Ishikawa, Y., Mizobuchi, T. and Tanabe, T.: Development of FEM Thermal Analysis for Concrete Structures with Pipe Cooling System, Proc. Of Concreep9, pp.491-498, 2013.
- 11) 石川靖晃, 伊藤睦, 荒畑智志, 河合真樹, 原健悟: コンクリート構造物建設工程シミュレータの開発, コンクリート工学, Vol.53, No.2, pp.172-180, 2015.
- 12) 池村譲, 石川靖晃: 管網配管レイアウトを考慮できるパイプクーリング解析手法の構築, 第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.59-64, 2014.
- 13) 石川靖晃, 池村譲: パイプクーリングを考慮した拡張 FEM 温度解析コードの検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1135-1140, 2015.
- 14) 西岡真帆, 井上敏弘, 不破崇博, 山本康広: マスコンクリート PC 梁のパイプクーリングによる温度ひび割れ制御, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1067-1072, 2003.7.
- 15) 三谷昂大, 兵頭彦次, 太田光貴, 佐藤良一: 収縮による普通強度 RC はりのせん断強度低下とその評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.721-726, 2011.

1.7 地震・津波・漂流物衝突の複合外力を受ける土木構造物の3次元複合非線形動的解析法（研究担当者：葛 漢彬，川崎浩司）

1.7.1 海岸構造物の耐津波性に関する3次元数値解析（研究担当者：川崎浩司）

(1) 平面2次元－3次元津波解析

甚大な津波被害をもたらした東北地方太平洋沖地震を教訓に、現在、地震・津波の想定が大きく見直されている。内閣府¹⁾は「南海トラフの巨大地震モデル検討会」を設置し、中央防災会議²⁾が公表した東海・東南海・南海地震に関する想定を再検討した。同検討会では、南海トラフにおけるM9クラスの地震について検討し、震度分布や津波高、被害想定などを公表している。

このように、今後、沿岸域の防災・減災対策を考える上では、最大クラスの地震・津波について検討することが必要不可欠である。特に、津波による被害を最小限に抑えるためには、沿岸構造物が求められた防災・減災機能を発揮できるかが重要となる。また、津波が沿岸部に襲来する際、その流動場は非常に複雑になり、波－構造物の相互干渉から沿岸構造物の挙動にも大きな影響が及ぼすといえる。そこで、近年では、数値解析を用いて、津波が作用した際の沿岸構造物の被災メカニズムに関する研究が行われてきている。例えば、川崎ら³⁾は小白浜漁港防潮堤を対象に津波被災メカニズムに関する3次元流体－構造解析を行い、また、野中ら⁴⁾はスーパーコンピュータを用いた大規模3次元津波解析を実施している。

津波解析では、津波波源を含んだ非常に広範囲な計算領域が必要となる。そのため、長波近似を用いた線形長波理論や非線形長波理論に基づいて平面2次元的に解析されることが多い。しかし、近年では、コンピュータの性能向上により、比較的大規模な計算領域においても、3次元解析を行うことが可能となってきている。3次元解析の利点は、沿岸部のような長波近似が成り立たなくなる領域においても、津波の挙動を精度よく計算できる点にある。また、津波が陸上に浸水した際には、構造物への打ち上げや河川遡上のような複雑な水理現象が発生することが考えられる。こうした現象を適切に表現するためには、平面2次元解析でなく、3次元流体モデルを用いて詳細に解析することが重要となる。

本研究では、平面2次元解析モデルと3次元気液二相流解析モデルを組み合わせた、効率的かつ高精度な津波解析モデルを構築することを目的とする。さらに、同モデルを用いて、南海トラフ巨大地震を対象に津波解析を行い、名古屋港周辺における津波の浸水特性と陸上に存在する建物の影響について検討する。

a) 平面2次元－3次元津波解析モデルの概要

本モデルを構成する平面2次元解析モデルと3次元流体解析モデルの概要、2つのモデル間の接続手法について述べる。

① 平面2次元解析モデル

平面2次元解析では、津波解析で広く用いられている非線形長波理論に基づいたモデルを

使用した。基礎方程式は連続式(1.7.1)、運動方程式(1.7.2)、(1.7.3)で表される。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1.7.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) = -gD \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{gn^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} \quad (1.7.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) = -gD \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{gn^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} \quad (1.7.3)$$

ここで、 η は静水面からの水位、 g は重力加速度、 D は全水深 ($D=h+\eta$, h : 静水深)、 n はマニングの粗度係数、 M , N は x , y 方向の流量フラックスである。

② 3次元流体解析モデル OpenFOAM

OpenFOAM⁵⁾は、2004年からGPL (GNU General Public License)のもとでソースコードが公開されている流体解析モデルである。本研究では、OpenFOAMのうち、非圧縮・不混和流体の二相流を解くソルバである `interFoam` を採用した。基礎方程式は、以下に示す連続式(1.7.4)と3次元非圧縮性流れに対する Navier-Stokes 方程式(1.7.5)である。

$$\nabla \cdot \mathbf{U} = 0 \quad (1.7.4)$$

$$\frac{\partial \rho \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{U} \mathbf{U}) = -\nabla p^* + \nabla \boldsymbol{\tau} + \rho \mathbf{g} + \mathbf{f}_s \quad (1.7.5)$$

ここで、 ∇ は3次元領域におけるベクトル微分演算子、 \mathbf{U} は流速ベクトル、 ρ は密度、 p^* は疑似動圧、 $\boldsymbol{\tau}$ は粘性応力テンソル、 \mathbf{g} は重力加速度ベクトル、 \mathbf{f}_s は表面張力に相当する体積力である。

空間の離散化には有限体積法を用いており、流速と圧力は PISO (Pressure Implicit with Splitting of Operators) 法で解かれる。気液界面の追跡には、Rusche⁶⁾とWeller⁷⁾によって改良された VOF (Volume Of Fluid) 法を用いている。その移流方程式は次式で表される。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{U} \alpha + \nabla \cdot \mathbf{U}_c \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad (1.7.6)$$

ここで、 α は流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)、 \mathbf{U} は気液相の平均流速ベクトルである。 \mathbf{U}_c は気相と液相の相対流速ベクトルであり、次式で定義される。

$$|\mathbf{U}_c| = \min [c_\alpha |\mathbf{U}|, \max(|\mathbf{U}|)] \quad (1.7.7)$$

ここで、 c_α は、VOF 値の数値拡散を抑制するために、ユーザーが設定する変数である。 c_α の値が自由表面の挙動に及ぼす影響については、川崎ら⁸⁾が検討しているが、本研究では、

VOF 値の移流を制御する項 (式(1.7.6)の左辺第 3 項) を作用させないように, $c_a = 0$ を用いた。

③ モデルの接続手法

本節では, 平面 2 次元解析から 3 次元流体解析へのデータの接続手法について説明する。

図 1.7.1 に, 平面 2 次元-3 次元津波解析の計算フローを示す。平面 2 次元解析では, 1 方向ネスティングにより, 広域な波源域から沿岸域までの津波計算を行う。最小領域における平面 2 次元解析の結果から, 3 次元流体解析での造波境界位置における水位と流速の時系列変化を抽出する。3 次元計算の効率性を考えて, 地震発生直後から解析を行うのではなく, 対象時間を決めた上で計算を行う。そのため, 平面 2 次元解析の結果に基づいて, 3 次元流体解析の水位と流速の初期場を設定する必要がある。具体的な求め方は以下のとおりである。

まず, 平面 2 次元解析結果から, 3 次元計算の対象領域全体の水位と流速を抽出する。このとき, 流速 u, v は x, y 方向の流量フラックス M, N を全水深 D で除することにより算出する。しかし, 全水深 D が微小の場合, 流速を過大評価する可能性があり, 本計算では全水深 D が 0.1 m より小さい場合に流速 U を 0 とした。

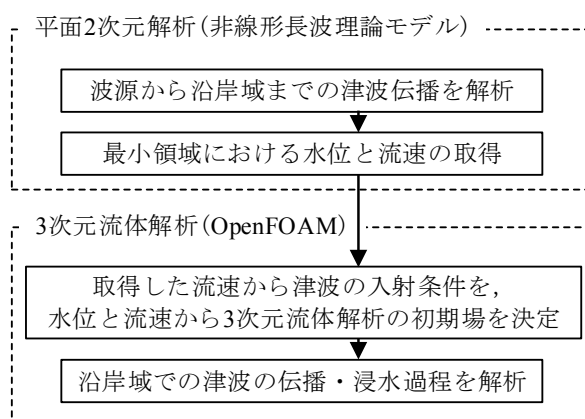


図 1.7.1 平面 2 次元-3 次元津波解析の計算フロー

次に, OpenFOAM での 3 次元解析における各コントロールボリューム (CV: Control Volume) の計算点 (重心座標) に必要な情報を設定する必要がある。しかし, 図 1.7.2 に示すように, 平面 2 次元解析モデルと OpenFOAM の水平方向の計算点は通常一致しない。そのため, 本計算では, OpenFOAM の CV の計算点が平面 2 次元解析モデルの CV 内に位置するとき, 平面 2 次元モデルで解析された水位と流速を OpenFOAM の計算点に反映することとした。具体的には, 図 1.7.2 に例示するように, 水位より下の CV では VOF 関数を 1 とし, それ以外では 0 とした。流速については, (1) 鉛直方向流速 w はすべて 0, (2) 水平方向流速 u, v は鉛直方向に対して一様に分布, (3) 気相 ($\alpha=0$) の流速はすべて 0 と設定した。

上述した接続手法を用いることで, 平面 2 次元解析で得られた計算結果を 3 次元流体解析

の初期場へ反映させることが可能となる。

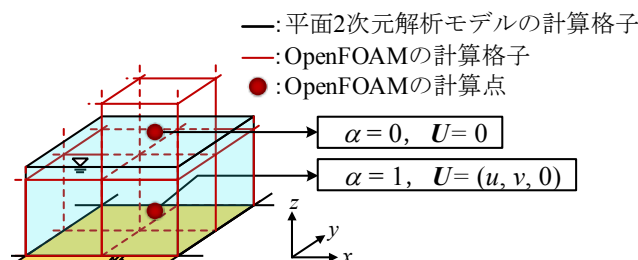


図 1.7.2 モデル接続手法の概念図

b) 名古屋港を対象とした南海トラフ巨大地震による津波解析

ここでは、まず名古屋港を対象とした南海トラフ巨大地震による津波解析の計算領域、計算条件について述べる。次に、平面2次元-3次元津波解析の結果を示すと同時に、沿岸域の3次元流況について考察する。また、平面2次元解析の結果と比較することで、モデルの接続性の有用性を検証する。

① 計算領域と計算条件

平面2次元解析における計算領域と津波断層面を図1.7.3に示す。本解析では、外洋（格子間隔：2430 m）から伊勢湾湾奥部（格子間隔：10 m）まで、6段階1方向ネスティングにより計算を実施した。内閣府（2012）は、津波断層として、滑り量分布の異なる11ケースを設定し、検討を行っている。本研究においても、全11ケースの再現計算を実施した。その結果、内閣府による計算結果と同様に、駿河湾～紀伊半島沖に大すべり域、超大すべり域を設定した場合（Case 1）に、名古屋港で最大の津波高 T.P.+3.88 m となった。なお、Case 1 の破壊開始地点は、図1.7.3に示すとおりであり、断層破壊の伝播速度は2.5 km/s である。前述したとおり、計算コストの都合上、地震発生直後から3次元流体解析を実施することは困難であるため、解析対象は、最大波である第1波が到達し、名古屋港内の水位が最大となるまでの時間とした。表1.1.1に、計算条件のまとめを示す。

図1.7.4は3次元解析の計算領域を示したものである。本領域は、名古屋港の最奥部にあたる堀川・山崎川の河口部であり、東西750 m、南北900 mの範囲を対象とした。実施した計算ケースは、図1.7.4(a), (b)にそれぞれに示すように、陸上の建物を考慮していない場合と考慮した場合の2ケースである。本領域の北側には堀川口防潮水門があり、河道が局所的に狭くなっていること、建物が汀線付近にまで密集していることから、津波の伝播および浸水過程は非常に複雑なものになると予想される。

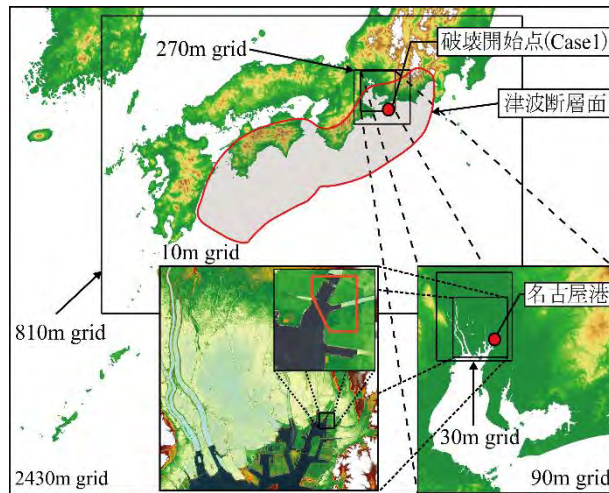
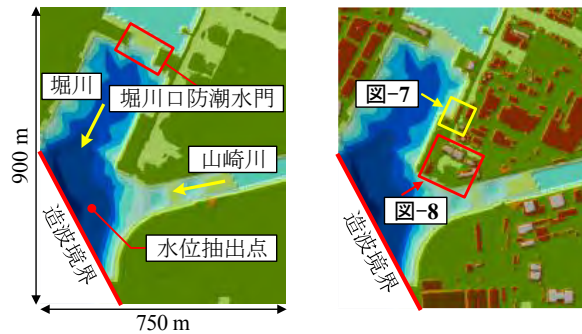


図 1.7.3 平面 2 次元解析の計算領域

表 1.7.1 計算条件

平面 2次元 解析	解析手法	差分法（非線形長波理論）
	計算格子間隔	2430 m, 810 m, 270 m, 90 m, 30 m, 10 m
	計算時間間隔	0.1 s
	計算時間	地震発生から 6 時間
	潮位条件	T.P.+ 1.27 m（満潮位）
3次元 解析	解析手法	有限体積法（PISO 法）
	計算格子間隔	$\Delta x = \Delta y = 2.0$ m, $\Delta z = 1.0$ m
	計算格子数	建物なし：3,789,969 建物あり：3,691,346
	計算時間間隔	自動制御 （最大クーラン数 0.5）
	計算時間	地震発生後 105～110 分 （5 分間）
	潮位条件	T.P.+ 1.27 m（満潮位）

陸上地形データの作成には、内閣府（2012）による 10 m メッシュのデータとあわせて、国土地理院によるレーザー測量データ（格子間隔：2/27 秒=約 2 m）を用いた。建物を考慮したケースでは、木造の建物は地震により全壊したと仮定し、鉄筋コンクリート構造の建物のみを対象とした。また、図 1.7.4 の赤線に示すように、津波の入射角度を考慮して、斜めに切り取った境界を造波境界として設定した。平面 2 次元解析から得られた、地震発生後 105 分から 110 分の 5 分間の流速 U の時系列変化を造波境界に与えることで、津波による水塊の流入を考慮した。他の境界については、物理量の勾配が 0 となる簡易な流出条件を設定した。ただし、境界上で流入する流れが生じた場合は、流速を 0 とした。海底面および地表面には、no-slip 条件を課した。また、先に述べた接続方法で、水位と流速の初期場を設定した。その他の条件も含めて、計算条件を表 1.7.1 にまとめて示す。



(a) 建物なし (b) 建物あり

図 1.7.4 3次元解析の計算領域

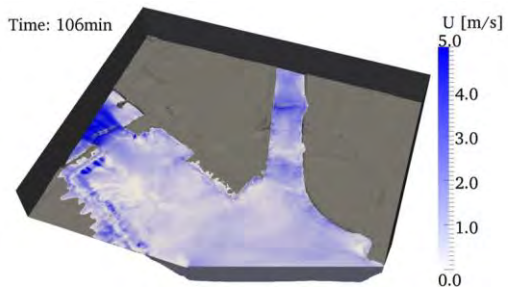
② 計算結果および考察

図 1.7.5, 図 1.7.6 に, 建物を考慮していない場合, 考慮した場合の 3 次元解析結果を示す。(a), (b)は地震発生後 106 分と 110 分である。両ケースともに, 106 分から 110 分にかけて, 徐々に浸水していくことがわかる。図 1.7.5 (b)と図 1.7.6 (b)より, 河口部から津波が進入して, 領域中央部の陸地は浸水し, 右側の陸地はほとんど浸水していない様子が認められる。これは, 領域中央部の汀線付近における地盤高が, 右側の陸地の地盤高よりも低いためである。また, 両図を比較すると, 陸上の建物を考慮したことで浸水範囲に変化が生じている。特に, 領域中央部の陸地では, 沿岸部に密集した建物によって, 津波の浸水が遅れている。このように, 沿岸部での詳細な浸水特性を検討するためには, 陸上の建物を考慮する必要があるといえる。

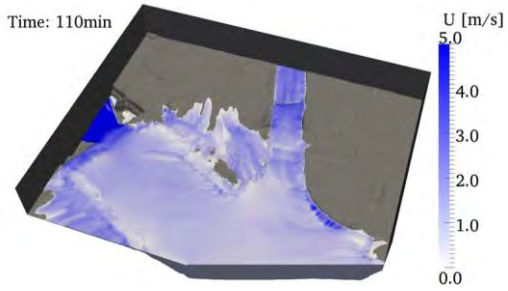
3 次元解析における建物周辺 (図 1.7.4 (b)参照) の拡大図を図 1.7.7 に示す。同図より, 津波が建物を回り込み, 打ち上がるような 3 次元的な水面挙動が確認できる。領域中央部 (図 1.7.4(b)参照) における圧力分布を示す図 1.7.8 をみると, 壁面での鉛直方向の圧力分布など, 平面 2 次元解析では扱えない圧力特性が適切に表現されている。また, 本モデルは気相流も解いていることから, 衝撃砕波圧など, 気相の影響も考慮することができる。このように, 高精度な 3 次元計算を行うことにより, 沿岸部での複雑な津波挙動や作用波圧を把握することが可能となる。

図 1.7.9 は, 地震発生後 110 分の平面 2 次元解析と 3 次元解析 (建物なしの場合) の結果を比較したものである。両図を比較すると, 3 次元流体解析では, 堀川口防潮水門背後で約 10 m/s の非常に速い流速が発生している。これは, 水門部で河道が極端に狭くなり, 遡上した津波のエネルギーが集中したことで生じたためである。また, 堀川と山崎川に囲まれた領域では, 堤防を乗り越えた後の津波挙動に差異があることが認められる。

図 1.7.10 に, 平面 2 次元解析と 3 次元解析による河口部 (図 1.7.4(a)参照) の水面変動の比較を示す。3 次元解析では, 初期場の質量保存を満足させるために, 計算開始直後で水面

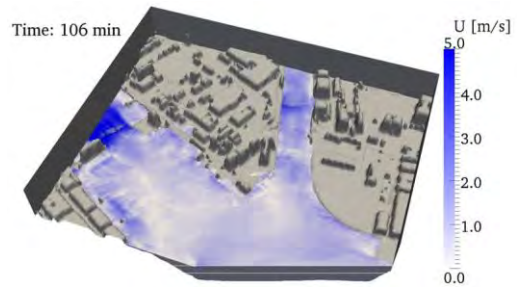


(a) $t = 106 \text{ min}$

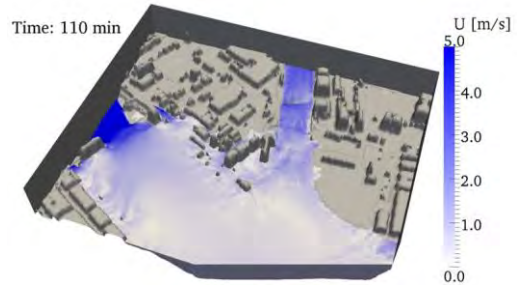


(b) $t = 110 \text{ min}$

図 1.7.5 名古屋港周辺の津波解析結果
(建物なしの場合)
(鉛直方向を 5 倍に拡大)



(a) $t = 106 \text{ min}$



(b) $t = 110 \text{ min}$

図 1.7.6 名古屋周辺の津波解析結果
(建物ありの場合)
(鉛直方向を 5 倍に拡大)



図 1.7.7 建物周辺の拡大図
(鉛直方向を 5 倍に拡大)

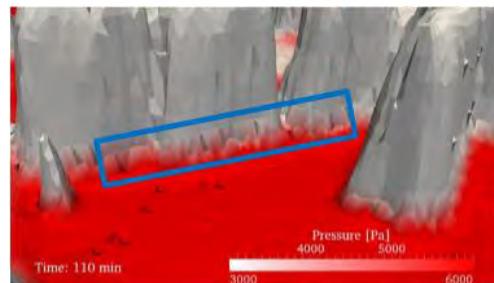


図 1.7.8 領域中央部付近の圧力分布
(鉛直方向を 5 倍に拡大)

が変動しているが、平面 2 次元解析と同様な傾向を示している。なお、計算直後の水面変動については、初期場の質量保存を満足するまでのスピニング計算（事前計算）を行うなどの更なる対処が必要である。

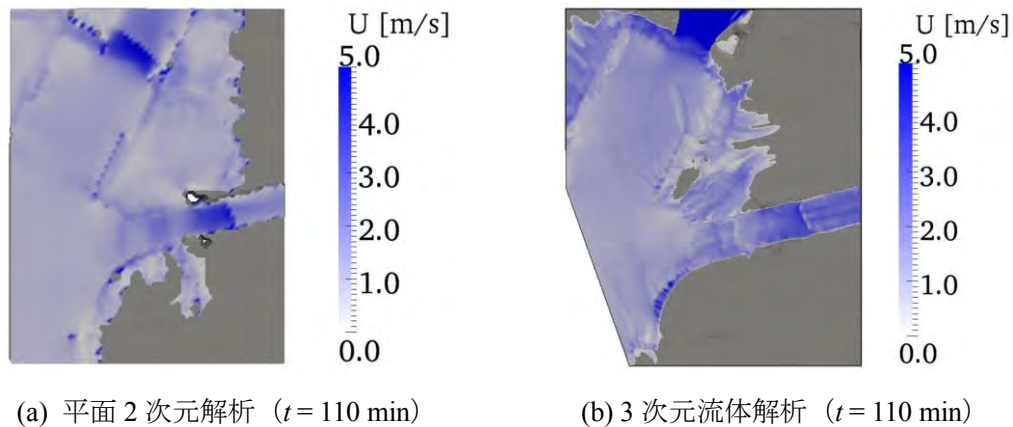


図 1.7.9 名古屋港周辺の津波浸水による流速場

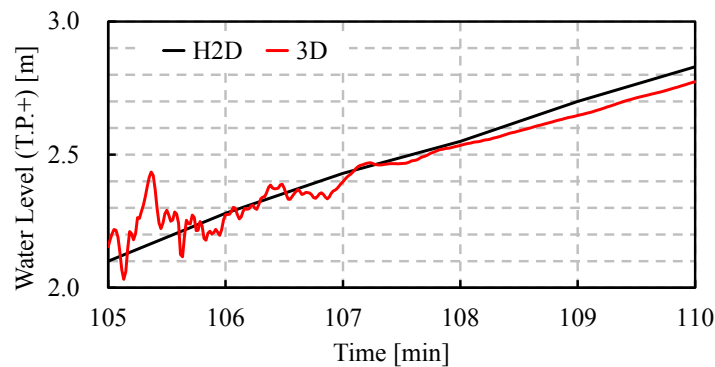


図 1.7.10 水面変動の比較

c) まとめ

本研究では、高精度かつ効率的な津波解析を目的として、平面2次元解析モデルと3次元数値流体力学ツール OpenFOAM を組み合わせた津波解析モデルを提案し、名古屋港を対象とした南海トラフ巨大地震による津波解析を通じて、その有用性を検証した。以下に、本研究で得られた主要な結論を示す。

- A) 名古屋港周辺における津波浸水特性を明らかにした。具体的には、地震発生から約2時間後に T.P.+ 3.88 m の第1波が到着し、津波が堀川と山崎川を遡上することが判明した。また、建物が同領域の津波浸水特性に大きな影響を与えることを示した。
- B) 本モデルで用いた3次元流体解析モデル OpenFOAM は、沿岸域における津波の跳ね上がりなど平面2次元モデルでは再現できない水理現象を適切に解析できることを示した。本研究で提案した平面2次元-3次元津波解析モデルは、広範な領域を扱いつつ、詳細な津波挙動を表現できるモデルであるといえる。

(2) 港外郭施設の耐津波性に関する3次元津波一構造解析

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震を契機に、地震・津波の想定が大きく見直された。今後、津波への防災・減災対策を考える上では、最大クラスのもの考慮する必要がある。このような背景を踏まえ、愛知県では、南海トラフ巨大地震に備え、既存の外郭施設に対して補強工事を行っている。中でも、写真1.7.1に示す堀川口防潮水門は伊勢湾湾奥部に位置しており、通行水門4基と排水水門1基(写真1.7.1の中央部の水門)から構成されている。同水門は、門扉の開閉状況によって堀川上流の浸水域に大きな影響を及ぼすと予想され、防災上重要な施設である。しかし、同施設は、1959年の伊勢湾台風の被害を契機に高潮対策として建設されたため、潮位が低い状態での開閉操作や、門扉の耐津波性は十分に考慮されていない。そのため、既存の状態では巨大地震津波に対して求められた防災機能を発揮できない恐れがある。

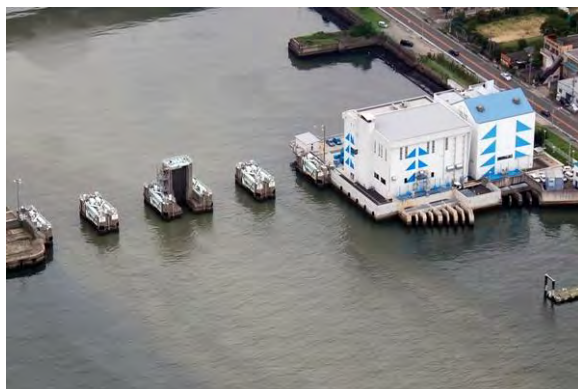


写真1.7.1 堀川口防潮水門(出典:名古屋港管理組合⁹⁾)

津波による被害を最小限に抑えるためには、沿岸構造物、特に堤防や護岸などの港湾の外郭施設が求められた防災・減災機能を発揮できるかが重要となる。そのためには、沿岸域での複雑な津波挙動とそれに伴う構造物の挙動の相互を検討する必要がある。最近、3次元津波解析や沿岸構造物を対象とした津波一構造解析に関する研究が行われつつある。一例として、川崎ら³⁾は、東北地方太平洋沖地震で被災した釜石市唐丹町小白浜にある漁港の防潮堤を対象に3次元流体一構造解析を行い、防潮堤の被災メカニズムについて検討している。また、川崎ら¹⁰⁾は、効率的かつ高精度な津波解析モデルの構築を目指し、名古屋港湾奥部を対象とした平面2次元-3次元津波解析を実施している。本橋ら¹¹⁾は、京コンピュータを用いて、宮崎市内を対象とした平面2次元-3次元津波解析を行うとともに、多方向入射可能な造波境界を提案し、デルの接続性を向上させている。

本研究では、平面2次元解析、多相流体モデルと構造解析モデルを組み合わせた高度な津波一構造解析モデルを活用して、名古屋港の外郭施設を対象とした京コンピュータによる3次元数値解析を行う。そして、構造解析結果に基づいて、堀川口防潮水門の耐津波性について考究することを目的とする。

a) 3次元津波－構造解析モデルの概要

本モデルを構成する平面2次元解析モデルと3次元流体解析モデルの概要、2つのモデル間の接続手法について述べる。

① 津波解析モデル

本研究で用いた津波解析モデルは、平面2次元解析モデルと3次元流体解析モデルから構成される。平面2次元解析では、津波解析で広く用いられている非線形長波理論に基づくモデルを使用した。3次元流体解析には、オープンソースの流体解析モデルである OpenFOAM (Open source Field Operation And Manipulation)⁵⁾のうち、非圧縮・不混和流体の二相流ソルバである interFoam を採用した。同ソルバは、空間の離散化に有限体積法を、流速と圧力の連成解法には PISO (Pressure Implicit with Splitting of Operators) 法を、気液界面の追跡には VOF (Volume Of Fluid) 法をそれぞれ用いている。なお、OpenFOAM による3次元流体解析にのみ京コンピュータを活用した。

③ 構造解析モデル SeanFEM

SeanFEM は、野中・吉野¹²⁾により開発された有限要素法に基づく3次元構造解析ソフトウェアであり、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した複合非線形解析モデルである。幾何学的非線形性については、有限変位・有限ひずみ・有限回転の有限変位理論を採用しているため、大変形解析にも対応している。本研究では、シェル要素を使用して対象構造物をモデル化する。

④ モデルの接続方法

図 1.7.11 に、モデルの接続手法の概念図を示す。本研究では、非線形長波理論モデル、OpenFOAM, SeanFEM の3つの計算モデルを組み合わせ、一連の津波－構造解析を行う。具体的な接続手法は、以下に示すとおりである。

- ① 津波波源から沿岸域までの平面2次元解析を行う。ネスティング計算を実施することで、広範な領域を扱いつつ、沿岸部で詳細な解析を行うことが可能となる。計算結果から、沿岸部における水位と流速の時系列変化を抽出する。
- ② 3次元流体解析における津波の造波条件を決定する。①で得られた水面変動から対象とする時刻を決め、水位変動と流速分布から造波条件を設定する。また、同様にして3次元流体解析の初期場を決定する。
- ③ 津波の打ち上がりや浅水変形などの3次元性の強い現象を空間解像度の高い計算領域を用いて、OpenFOAM による3次元流体解析を行う。
- ④ ③の計算結果から、津波の伝播、浸水過程、構造物に作用する圧力の時系列変化が得られる。
- ⑤ ④で得られた圧力の時系列変化を外力として、SeanFEM による3次元構造解析を行う。対象構造物は、材料や設置状況を考慮してモデル化を行う。これにより、津波による構造物の変位、変形が得られる。

上記の手法によって、津波の発生から構造物の挙動までの一連の津波—構造解析が可能となる。沖合では平面2次元的に解析を行い、沿岸部では詳細な3次元解析を行うことで、計算の効率化を図っている。

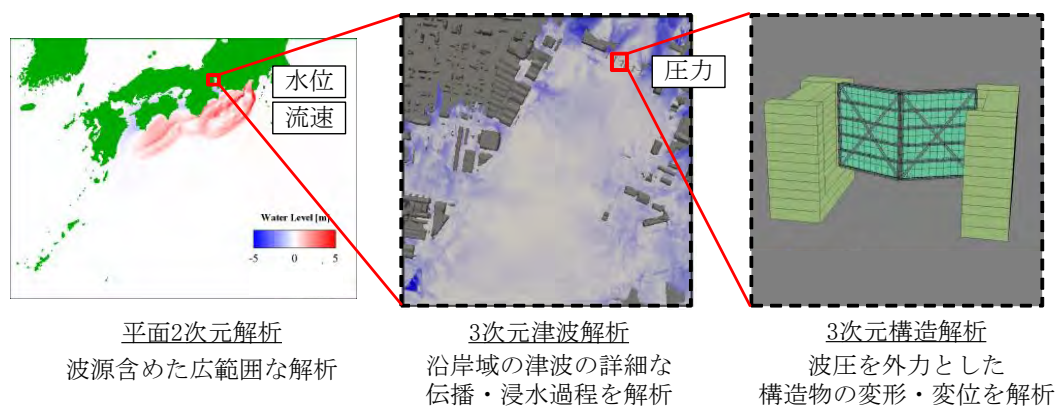


図 1.7.11 モデルの接続手法の概念図

b) 名古屋港外郭施設を対象とした3次元津波—構造解析

① 平面2次元津波解析

図 1.7.12 に、平面2次元津波解析における計算領域を示す。地形データについては、内閣府⁷⁾で公表されたデータを使用した。また、計算の効率化のために異なる格子間隔をもつ領域を接続したネスティング計算を実施した。格子間隔は、3:1の割合で変化させ、2430m, 810m, 270m, 90m, 30m, 10mの6種類を用いている。平面2次元計算では、名古屋港内の津波来襲特性を把握し、3次元解析の初期場と造波条件に反映させることを目的としているため、名古屋港周辺で格子間隔が最も細くなるように設定した。津波断層モデルに関しては、名古屋港で水位変動が最大となる、駿河湾～紀伊半島沖に大すべり域、超大すべり域を設定した場合(内閣府¹³⁾のCase 1)を対象に解析を行った。その他の計算条件をまとめて表 1.7.2 に示す。

図 1.7.13 に、最大波である第1波が名古屋港に来襲した以降の水位と流速場を示す。同図より、地震発生から100分後では水位は上昇していないものの、津波が南西方向から堀川・山崎川河口へ進入し、河川を遡上している様子がわかる。その後、徐々に水位が上昇し始め、105分後では、大江川や堀川、山崎川の河口付近から氾濫し始めている様子がみられる。このとき、河川部に流れが集中し、局所的に大きな流速が生じている。堀川口防潮水門付近(写真 1.7.1 参照)では河道が局所的に狭くなっているため、特に大きな流速が生じていることがわかる。また、河川沿いから氾濫した津波が陸上を遡上し、同図の領域全体が浸水していく様子がみてとれる。よって、3次元流体解析では、河川沿いから氾濫が始まる地震発生105分後から計算を開始するものとした。

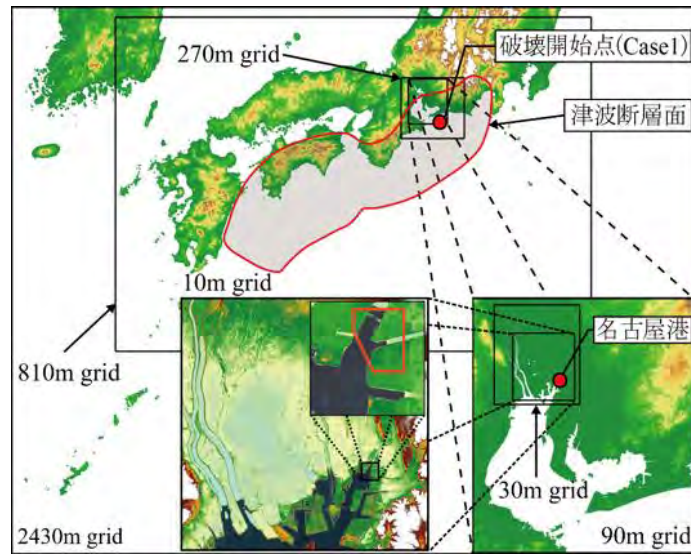


図 1.7.12 平面 2 次元津波解析領域

表 1.7.2 平面 2 次元津波解析の計算条件

計算格子間隔	2430m, 810m, 270m, 90m, 30m, 10m
計算時間間隔	0.1s
出力時間間隔	60s
計算時間	地震発生から 6 時間
境界条件	沖側境界条件：進行性長波による透過境界 陸側境界条件：小谷らの遡上境界 越流境界条件：本間の越流公式
初期条件	内閣府 ¹³⁾ が使用した地形データに、津波断層モデル (Case1) から得られた地盤および水面の鉛直変位を経時的に与える
破壊伝播速度	2.5km/s
潮位条件	T.P.+1.27m

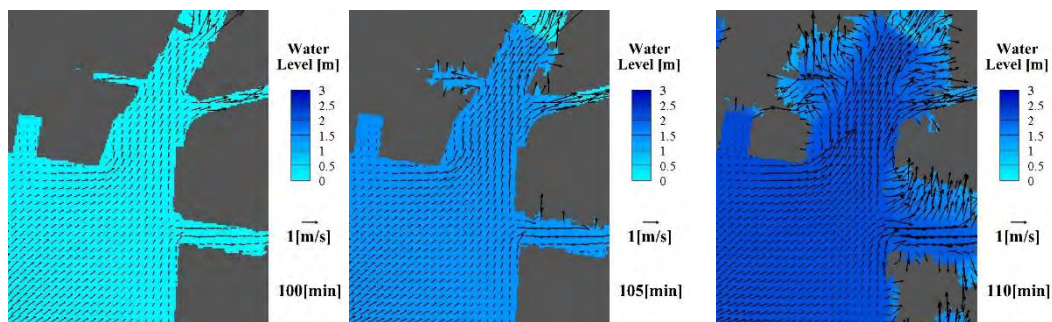


図 1.7.13 名古屋港周辺における水位変動および流速場

② 3次元津波解析

3次元津波解析の計算領域を図 1.7.14 に示す。本領域は、名古屋港の奥部にあたる、堀川と山崎川の河口部を切り取ったものである。同図より、建物が汀線近くまで密集していること、堀川口防潮水門により河道が局所的に狭くなっていることなどから、津波の伝播・浸水過程は非常に複雑になると予想される。地形データは、内閣府¹³⁾による 10m メッシュのデータと国土地理院による航空レーザ測量データを用いて作成した。国土地理院のデータは、地上高と建物情報が記録された 2/27 秒（約 2m）間隔メッシュである。

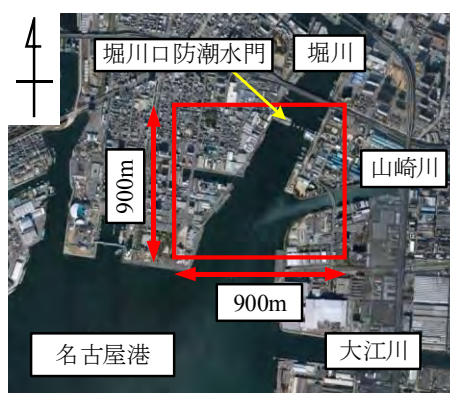
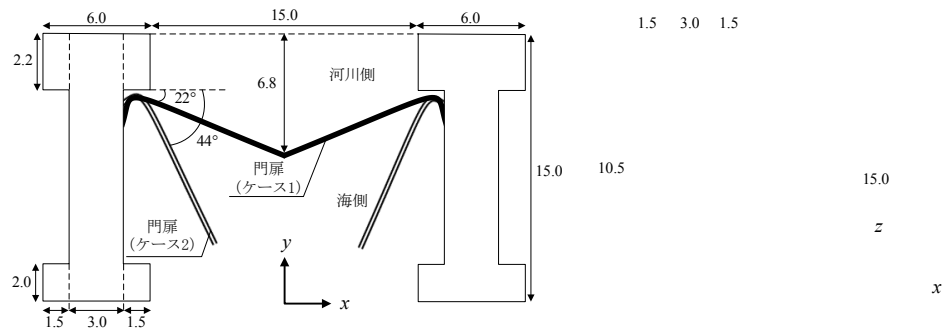


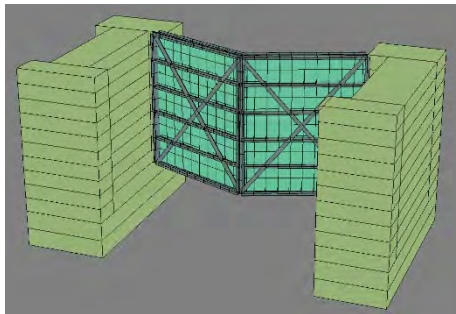
図 1.7.14 3次元津波解析領域（出典：Google Earth，一部加筆）

国土地理院のデータは陸域しか記録されていないため、水域部については内閣府のデータを用いた。建物については、普通建物および堅牢建物のみを対象とした。

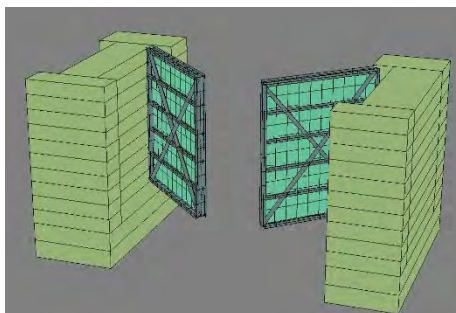
堀川防潮水門は、高潮対策として建設されたため、引き波のような海側の水位が異常に低下した状態での開閉を想定していない。このため、引き波後に押し寄せる津波の場合に水門が完全に閉じることができない可能性がある。したがって、図 1.7.15 に示すように、水門を閉じた場合（ケース 1）と水門が閉じきらなかった半開の場合（ケース 2）の 2 ケースを対象に検討を行った。



(a) 平面図



(b) ケース 1



(c) ケース 2

図 1.2.15 堀川口防潮水門の概要図

図 1.7.16 に計算領域を示す。同図の赤線部の造波境界に、平面 2 次元津波解析で得られた水位と流速の時系列変化を与えることで、津波による水塊の流入を表現した。造波境界は、条件設定の簡便性を考え、造波境界 1 と造波境界 2 の中心位置での流速と水位を一様に与えた。造波境界 1 では海域からの津波の流入を、造波境界 2 では、図 1.7.13 に示すように、大江川（図 1.7.14 参照）から氾濫した津波が陸上を遡上する様子を再現した。他の側面（図 1.7.16 の緑線部）には、流出境界として inletOutlet を用いた。inletOutlet は、流出の場合、物理量の勾配に 0 を与え、流入の場合、一定の流速を与える境界条件である。本解析では、計算の安定化も踏まえて、流入時の流速を 0 とした。地表面と海底面については slip 条件を課した。その他の計算条件を含めて表 1.7.3 に示す。

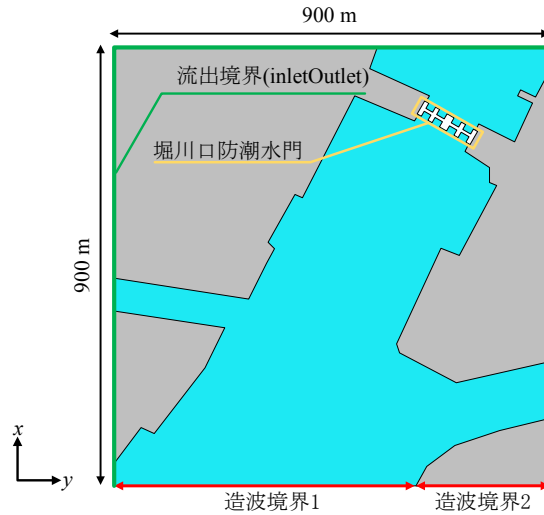
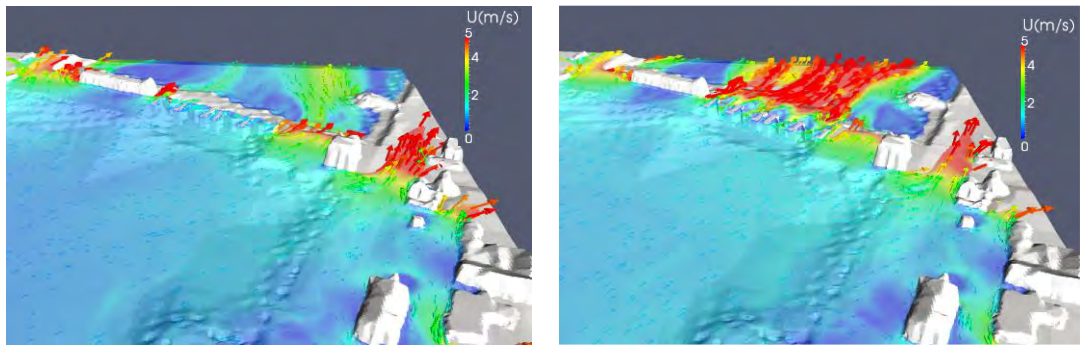


図 1.7.16 3次元計算領域の概要図

表 1.7.3 3次元津波解析の計算条件

計算モデル	<ul style="list-style-type: none"> ・ OpenFOAM 内の interFoam ソルバ ・ 速度と圧力の連成計算：PIMPLE 法による非定常計算 ・ 二相流：VOF 法による界面追跡
計算格子間隔	x 方向, y 方向：0.3m~1.3m z 方向：0.3~1.0m
計算格子数	約 900 万
計算時間間隔	クーラン数による自動調整 (初期間隔：0.01s)
出力時間間隔	1s
計算時間	地震発生から 105~112 分後の 7 分間
境界条件	造波境界条件：流速の時系列変化を入力 流出境界条件：流入に対して速度ゼロ， 流出に対して勾配ゼロ 底面境界条件：slip 条件
初期条件	平面 2 次元解析の場合から計算した流速，VOF 関数を入力
潮位条件	T.P.+1.27m

図 1.7.17 は、それぞれ時刻 $t = 300\text{s}$ における 3次元津波解析の結果を示す。ここで、(a)、(b)はそれぞれケース 1 (全閉)、ケース 2 (半開) の場合であり、時刻 t は地震発生 105 分後を $t = 0\text{ s}$ としている。ケース 1 では、防潮水門によって河川遡上を阻害された津波が水門両側から堀川上流へ流れ込んでいく様子がみられる。ケース 2 の津波は、門扉の間に流入し、水面付近で 5 m/s 以上の速い流れを伴いながら河川を遡上していることが認められる。また、図 1.7.18 に例示する水門扉に作用する波圧の空間分布と図 1.7.19 に示す津波波圧 (図 1.7.15(b)の水門先端部分) の鉛直分布の時間変化より、門扉のどの地点においても一様の波圧分布が作用し、水位の上昇に伴い波圧が静水圧的に上昇することがわかる。



(a) ケース 1 (全閉) の場合

(b) ケース 2 (半開) の場合

図 1.7.17 3次元津波解析例 (時刻 $t=300\text{s}$)

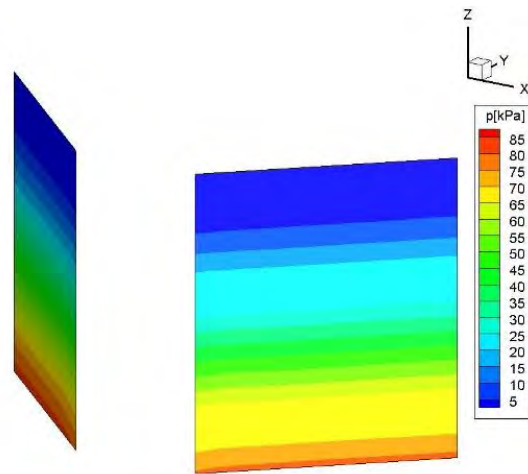


図 1.7.18 水門扉に作用する津波波圧の空間分布 (ケース 2)

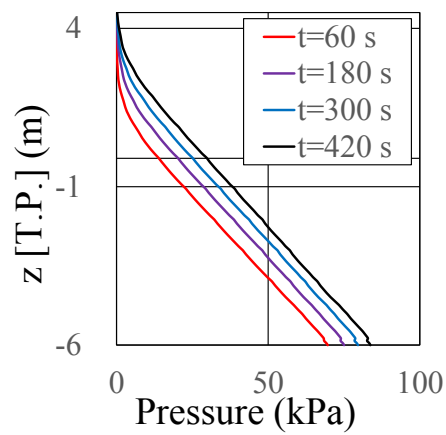


図 1.7.19 水門扉に作用する津波波圧の空間分布 (ケース 2)

③ 3次元構造解析

本計算では、図 1.7.15 に示すように、排水水門に隣接する通行水門 1 基を対象とし、水門が完全に閉じた場合（ケース 1）と水門が半開の場合（ケース 2）の構造解析を行った。水門は、高さが底面から 10.5 m、幅が 15.0 m であり、コンクリートの門柱、門扉は板厚 20mm の鋼板、フレーム、水平材、ブレース材から構成され、使用鋼材は SS400 ($\sigma_y=235000\text{kN/m}^2$) とした。防潮水門の構成部材には、両ケースともに、ファイバー要素、シェル要素、剛体要素を用いて、図 1.7.20 に示すようにモデル化した。

図 1.7.21 に水門の応力コンター図を示す。両ケースともに、門扉の水平材、水平方向のフレーム、ブレース材の応力比 σ_x/σ_y が 1 に達しない、つまり塑性化に至らないものの、局所的に応力が生じている。一方で、鋼板の応力が微小であることから、水平材、水平方向の部材が津波波圧に抵抗していると推察される。図 1.7.22 に水門扉の水平変位の時系列を示す。変位の抽出点は図 1.7.23 に示すとおりである。図 1.7.22 より、両ケースともに、水門は振動しながら、川側に押されているのがわかる。その傾向は、津波力をすべて受け止める全閉のケース 1 で顕著に認められる。また、図 1.7.23 からわかるように、最大水平変位発生時には、両ケースともに津波波圧により門扉が黒線で示す初期位置よりも河川側に押されている。よって、堀川口防潮水門に巨大地震津波が作用した場合、両ケースともに既存の防潮水門の門扉は変形し、求められた防災機能を十分に発揮できない恐れがあると示唆される。

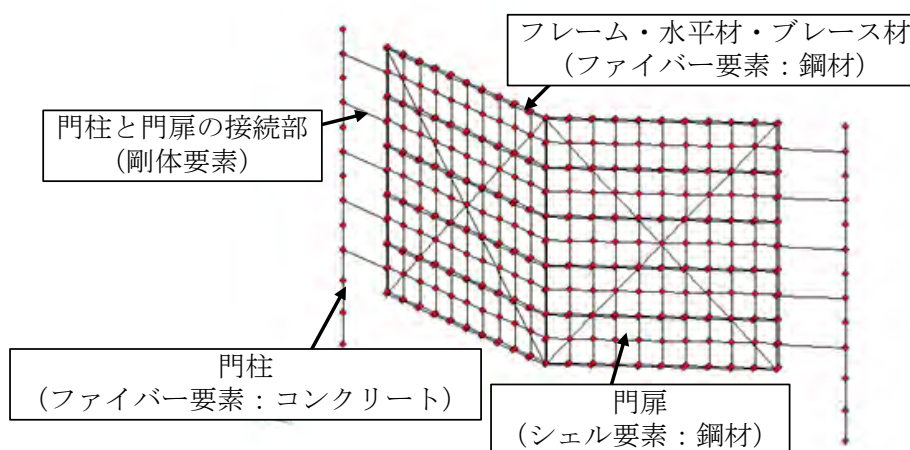
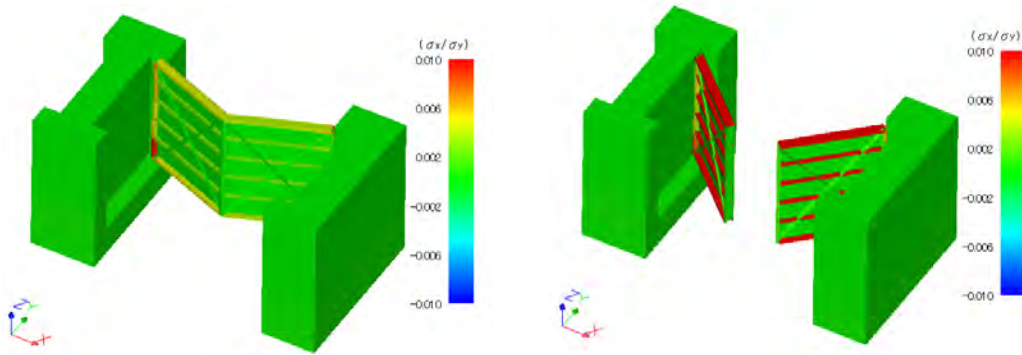


図 1.7.20 堀川口防潮水門のモデル化



(a) ケース 1 (全閉) の場合

(b) ケース 2 (半開) の場合

図 1.7.21 水門の応力コンター図 (時刻 $t=300s$)

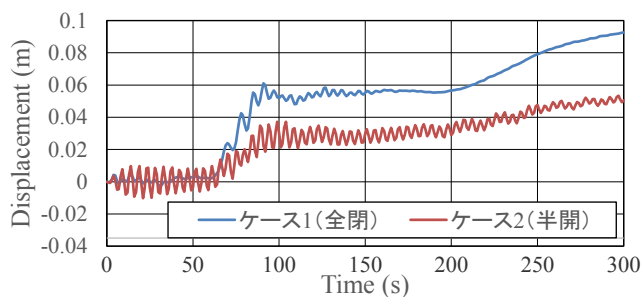
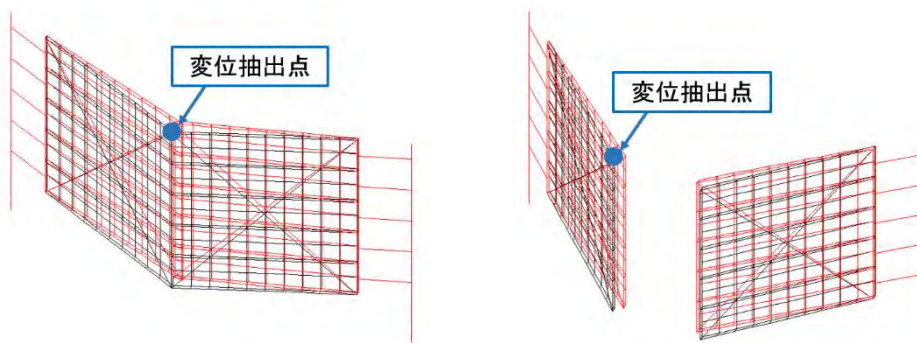


図 1.7.22 水門扉の水平変位の時系列変化



(a) ケース 1 (全閉) の場合

(b) ケース 2 (半開) の場合

図 1.7.23 最大水平変位発生時の構造解析結果

c) まとめ

本研究では、平面 2 次元解析、多相流体モデルと構造解析モデルを組み合わせた数値モデルを用いて、堀川口防潮水門を対象に京コンピュータによる 3 次元数値解析を行い、水門の耐津波性について議論した。また、通常のワークステーションでは 1 週間かかる計算が、京コンピュータを使うことで素早く確認できることから、水門の開閉など諸条件を変えた解析を効率よく実施できた。

1.7.2 地震・津波・漂流物衝突の複合外力を受ける土木構造物の3次元複合非線形動的解析法（研究担当者：葛 漢彬）

東北地方太平洋沖地震では構造物に対して地震による被害や津波による橋梁流出等の直接的被害の他、漂流物の衝突による損傷といった2次的被害も甚大であった。大型船舶が多い日本の主要港湾において同じような震災を受けた場合には被害の拡大化が予想され、これまでの地震の影響に加え、津波との複合事象に対しても総合的な対策が必要と考えられる。地震、津波といった個々の事象に対する研究は多いが、地震と津波のマルチハザードによる土木構造物への影響を検討した研究は見当たらない。そこで本研究では、地震・津波・衝突の複合現象に着目した長大橋梁の応答に関する数値シミュレーションを実施し、それらを構造設計へ反映するための構造物に対する要求性能および余震作用も含めた地震後の供用性に対する評価方法を構築することを目的としている。

これまでに、長大橋梁を対象として、地震応答解析と、同一震源断層から推定される津波によって漂流した大型船舶の衝突(図 1.7.24)に関する複合現象の検討を行ってきた¹⁴⁾⁻¹⁶⁾。これは東北地方太平洋沖地震において発生した津波による漂流物の衝突被害の発生が背景にあり、同じ事象が日本の主要港湾において発生した場合には被害の拡大化が懸念されることから検討を実施したものである。南海トラフの4連動地震を想定した震源断層から、ハイブリッド合成法で作成した広帯域地震波による地震応答解析と、同一震源断層による波源モデルを用いた津波伝播解析を組み合わせて、対象橋梁に対する地震と津波の複合現象を再現し、その後漂流してきた大型船舶が衝突する現象を、橋梁全体系モデルを用いた数値シミュレーションで明らかにした(図 1.7.25)。その結果、地震によって主塔基部が受けた比較的小さな損傷で残留したひずみが衝突力によって助長され、地震の応答を考慮しないケースよりも大きな圧縮ひずみが生じた。それに起因して主塔頂部の残留変位が大きくなる結果となり、地震による損傷レベルが比較的小さいとしても、漂流物の衝突といった二次的被害によってその被害の拡大化が懸念されるといった知見が得られた。

そこで本研究では、まず、同一震源断層による地震と津波作用による構造物への影響を明らかにするために、オープンソースの数値流体解析コード OpenFOAM を用いた3次元津波解析(図 1.7.26)と、得られた津波波力を橋梁全体系モデル(図 1.7.27 に示すウィンクラーモデルを基礎-地盤系モデルに採用)に動的に inputs する応答解析を実施し、津波作用時の全体挙動、ケーソン基礎の浮き上りや滑動の有無などを調べた¹⁷⁾。その結果、ケーソン基礎は図 1.7.28 に示すように僅かな浮き上りが生じたが、地震による損傷範囲が津波波力によって広がることはなく、基礎の残留変形も見られなかったことから、本検討における想定では津波波力の影響は小さいという結論を得た。結果的にマルチハザード特有の被害モードは得られなかったが、本研究はこれら複合事象を評価するための手法構築に享受できたと考えられる。

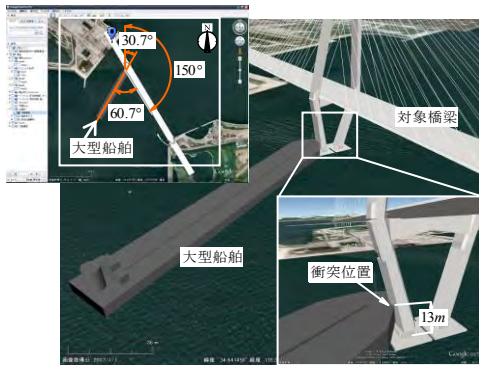


図 1.7.24 漂流船舶衝突イメージ

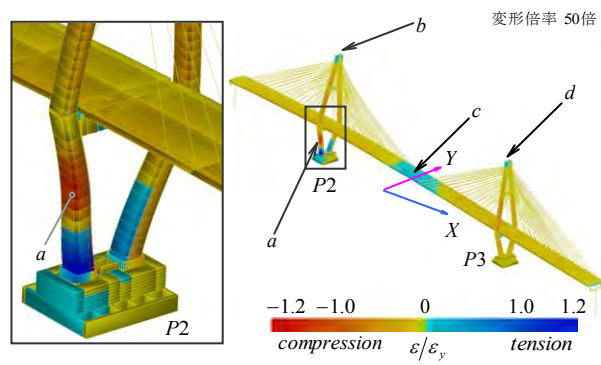


図 1.7.25 船舶衝突による橋梁全体の応答

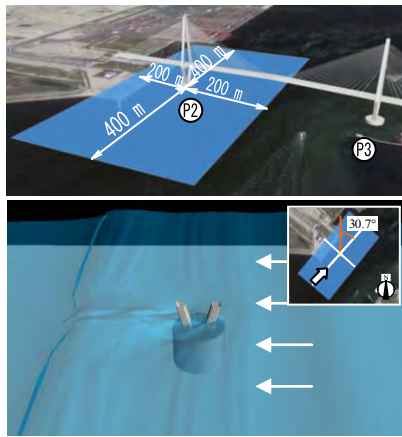


図 1.7.26 3次元津波解析

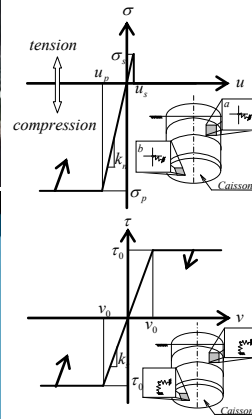


図 1.7.27 ケーソン基礎-地盤系

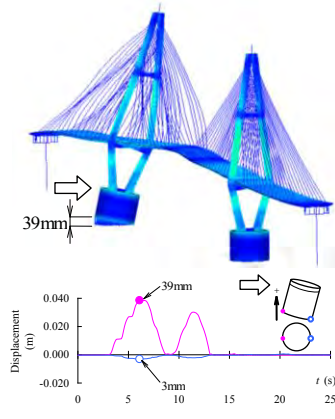


図 1.7.28 津波波力の作用

続いて本研究では、本震後、余震を模擬した連続型地震を受ける長大斜張橋の応答性状を地震応答解析によって把握するとともに、本震後復旧時の余震における使用性について検討を行った^{18), 19)}。

想定した地震は、南海トラフを震源域とする Mw 9 クラスの巨大地震とし、本震の地震波（以下、サイト波）は、統計的グリーン関数法と剛性マトリックス法（波数積分法）を組み合わせたハイブリッド法で合成した。余震は本震による被害の復旧途中を想定して、本震 1 ヶ月後と 3 ヶ月後とし、本震と合わせて 3 回の連続した地震とした。余震の規模は、東北地方太平洋沖地震における同時期の余震の統計分析で推定した Mw(1st : 7.2, 2nd : 6.9)を仮定した。余震の地震動は、本震の伝播経路特性とサイト特性が同様と仮定し、震源特性の影響のみで評価した。余震の最大加速度は震源特性の影響も含まれる距離減衰式を基に算定した。

解析は、余震前後で十分に振動が減衰しているとして、本震、余震それぞれ 600 s 間の継続時間とし、3 回の地震（水平 2 成分同時）を連続して入力した（図 1.7.29）。比較のために、

道路橋示方書に示される設計地震動のうち、Ⅲ種地盤のタイプⅠ地震動（以下、道示波）を橋軸方向に3回繰り返して入力するケースも実施した。なお、対象橋梁の橋軸方向卓越周期4.0sの絶対加速度応答スペクトルはサイト波で約200gal、道示波で約400galである。

サイト波を入力した結果からは本震で主塔基部に $1.17 \epsilon y$ のひずみが発生し、主塔頂部に246mmの残留変位が残ったものの、余震では本震で受けた損傷が広がることはなく、最大応答は本震が最大であった。対して道示波での主塔基部のひずみは1回目 $3.18 \epsilon y$ 、2回目 $3.90 \epsilon y$ 、3回目 $4.15 \epsilon y$ と徐々に大きくなり、図1.7.30に示すように主塔頂部の最大変位、残留変位は大きくなった。但し、ひずみの時刻歴応答は各地震の入力開始から150s以降で似通っていることから、最大ひずみは徐々に大きくなるものの、余震による残留ひずみの増加は小さく、本震で受けた残留ひずみに収束する傾向が見られる。このとき塑性化した主塔基部の有効破壊長領域で限界ひずみ式による構造安全性の照査を行ったところ、図1.7.31に示すように、2回目の余震では最大損傷度0.61となっており、照査を満足する結果となった。道示波およびサイト波を入力したときの主塔柱部の最大ひずみ分布を図1.7.32に、主塔基部に最大ひずみが発生した時刻の主塔部に着目したひずみコンターを図1.7.33に、それぞれ示す。

さらに、復旧時の余震後の使用に対する安全性を確認するために、主塔水平梁上高位置での残留変位を、道路橋示方書に示される最大変位から算定した。サイト波を入力した場合、本震で最大変位282mmが発生したが、全体系プッシュオーバーから得られた照査位置での降伏変位 $\delta y(=382 \text{ mm})$ に達しておらず残留変位はゼロであった。道示波の場合、余震2回目で最大変位740mm、最大塑性率 $\mu=1.94$ および残留変位の照査 $\delta R / \delta Ra = 0.31 (\delta R = 145 \text{ mm})$ であり、余震後の使用性を満足する結果となった。

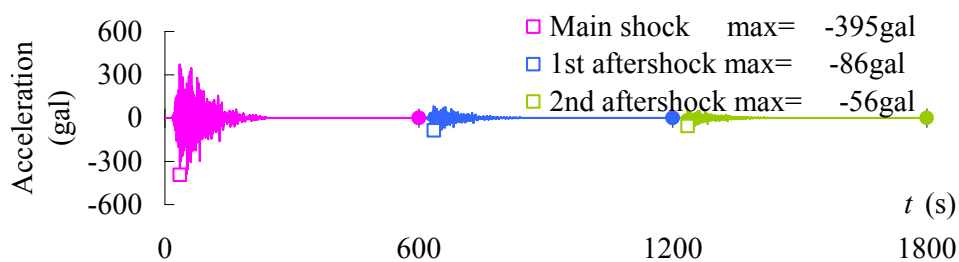


図 1.7.29 橋軸方向成分のサイト波加速度波形

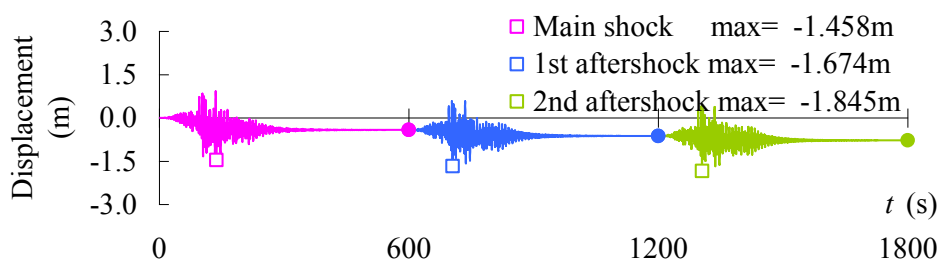


図 1.7.30 道示波入力における主塔頂部応答変位

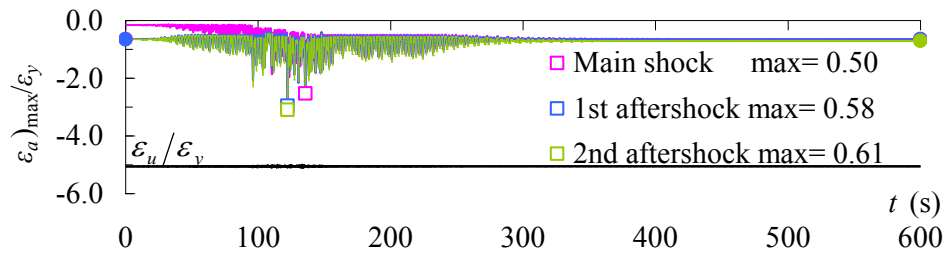


図 1.7.31 道示波入力における主塔基部平均ひずみ

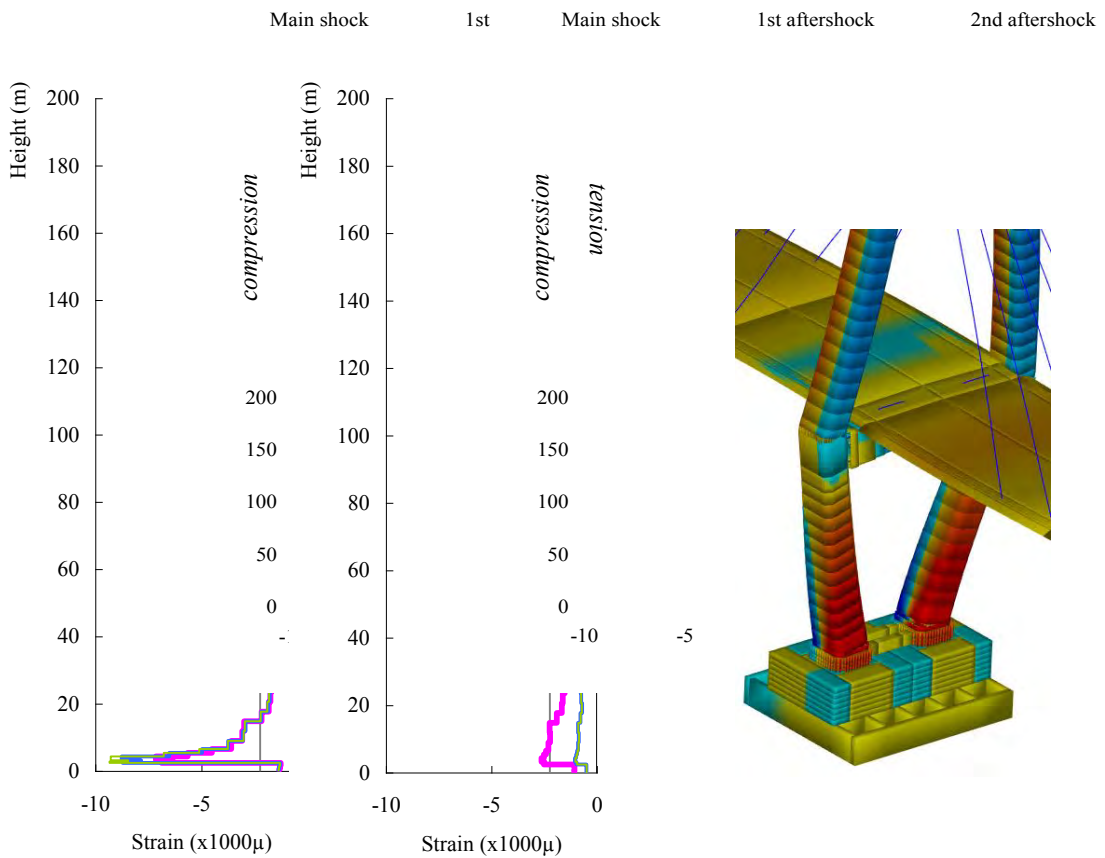


図 1.7.32 主塔最大ひずみ分布

図 1.7.33 道示波入力後のひずみコンター

1.7の参考文献

- 1) 内閣府：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）（オンライン），
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku/pdf/20120829_2nd_report01.pdf, 2012。
- 2) 中央防災会議：東南海，南海地震の被害想定について，東南海，南海地震等に関する専門調査会（第14回），資料2，pp.38-40，
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/14/>, 2003。

- 3) 川崎浩司, 松浦 翔, 坂谷太基, 本橋英樹, 菅付紘一, 野中哲也: 小白浜漁港防潮堤の津波被災メカニズムに関する 3 次元流体一構造解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. I_891-I_895, 2013。
- 4) 野中哲也, 本橋英樹, 吉野廣一, 原田隆典, 川崎浩司, 馬越一也・, 菅付紘一: 京コンピュータによる橋梁を含む広域 3 次元津波シミュレーション, 第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 256-272, 2013。
- 5) OpenFOAM Foundation : OpenFOAM User Guide, <http://www.openfoam.org/docs/user/>, 2013。
- 6) Rusche, H. : Computational fluid dynamics of dispersed two-phase flows at high phasefractions, PHD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, 2002.
- 7) Weller, H. G. : Derivation, modelling and solution of the conditionally averaged two-phase flow equations, Technical Report TR/HGW/02, Nabla Ltd, 2002.
- 8) 川崎浩司, 松浦 翔, 坂谷太基: 3 次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) ,Vol. 69, No. 2, pp. 748-753, 2013。
- 9) 名古屋港管理組合 : 名古屋ポートニュース (オンライン) , <http://www.port-of-nagoya.jp/topics/portnews/index.html>。
- 10) 川崎浩司, 松浦 翔, 坂谷太基: 名古屋港周辺を対象とした南海トラフ巨大地震に関する平面 2 次元-3 次元津波解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_391-I_395, 2014。
- 11) 本橋英樹, 野中哲也, 中村真貴, 原田隆典, 坂本佳子: 広域 3 次元津波シミュレーションにおける造波境界の設定方法, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No.2, pp.181-185, 2014。
- 12) 野中哲也, 吉野廣一: パソコンで解く ファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析, 丸善, 216p, 2010。
- 13) 内閣府: 南海トラフの巨大地震モデル検討会 (第二次報告) (オンライン) , http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report01.pdf。
- 14) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 原田隆典, 村上啓介: 津波襲来時における大型漂流物の長大橋衝突シミュレーション, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) , Vol.68, No.2, pp.I_222-I_227, 2012 年 9 月。
- 15) Magoshi, K., Kang, L., Ge, H.B., Nonaka, T., Harada, T. and Murakami, K.: An Evaluation Method for Large Drifting Object-Bridge Collision during Tsunami, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol.7, No.2, DOI: 10.1142/S1793431113500097, pp.1350009-1-1350009-14, 2013.
- 16) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 本橋英樹, 原田隆典, 宇佐美勉: 地震被害を受けた長大橋への津波による大型漂流物の衝突に関する解析的アプローチ, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.405-416, 2013 年 3 月。

- 17) 馬越一也, 葛 漢彬, 中村真貴, 野中哲也 : 大型ケーソン基礎を有する長大斜張橋への地震と津波の影響に関する解析的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp. I_175-I_186, 2014年7月。
- 18) 馬越一也, 葛 漢彬, 本橋英樹, 野中哲也 : 断続的な余震を受ける長大斜張橋の応答特性, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.70, No.2, pp. I_603-I_612, 2015年2月。
- 19) Kang, L., Magoshi, K., Ge, H.B., and Nonaka, T.: Accumulative Response of Large Offshore Steel Bridge under Severe Earthquake and Ship Impact due to Earthquake-induced Tsunami flow, Engineering Structures, Vol.134, pp.190–204, 2017.

1.8 構造安全性および地震後の使用性を考慮した損傷照査法の開発および補修補強ガイドラインの概要（研究担当者：テーマ1全員）

1.1～1.7の成果を踏まえ、構造安全性および地震後の使用性を考慮した損傷照査法の開発および補修補強ガイドラインの概要をここにまとめた。

1) 鋼構造物

- ・ 土木鋼構造物の延性き裂に対する評価手法を構造パラメータの変動や載荷履歴の影響を考慮してより一般的な手法に発展させることができた。提案した各種評価手法は表 1.1.1 にまとめた通りである。主として無補剛断面橋脚を対象としているが、補剛箱形断面やパイプ断面橋脚に対する検討は今後の課題としたい。
- ・ き裂の発生に対する評価のみならず、その後の進展、さらに座屈との連成による破壊も評価できる手法の開発も行われた。提案した延性き裂の評価を考慮できる繰り返し弾塑性モデル（Cyclic Ductile Damage Model, CDDM モデル）の概念図を図 1.1.4 に示す通りである。シェル要素やソリッド要素を用いた弾塑性解析を実施し、き裂の発生を判定する条件式を導入して、全体座屈、局部座屈、き裂の発生および進展をシミュレーションできた。ただし、モデルパラメータの同定にはさらなる実験的検討が必要である。
- ・ 未溶着が内在する鋼製橋脚隅角部における十字継手部の溶接ディテールが、極大地震時の延性き裂の発生・進展や耐震性能へ与える影響を明らかにすることを目的とし、十字継手内に溶接未溶着が内在する隅角部を模擬した実験供試体を製作し繰り返し載荷実験を行った。既往の実験と新たに行った実験について、溶接部性状として未溶着高さ、フィレット半径、溶接ビード脚長を取り上げ、これらのパラメータが延性き裂の発生・進展や変形能・エネルギー吸収量に及ぼす影響について検証した。これにより、溶接ビード脚長が大きくき裂が柱フランジに進展する場合、未溶着高さやフィレット半径は変形能・エネルギー吸収量共にあまり影響せず、対して溶接ビード脚長が小さく未溶着部からき裂が発生する破壊モードでは、未溶着高さ、フィレット半径が与える影響は非常に大きいといった結果に加え、荷重低下の要因となる最大のき裂の進展箇所に関して溶接ビード脚長が大きく影響し、溶接ビード脚長の小さい箇所はき裂が進展しやすく、また、溶け込み深さが小さい場合においても、溶接ビード脚長が十分に大きければその部分でき裂は大きく進展しないという結果を得た。また、実験供試体をソリッド要素によりモデル化し FEM 解析を行い、実験による比較が困難な溶接未溶着の偏りや溶接ビード脚長の分布による影響についても検証した。これらの結果を踏まえ、既設構造物に対する点検フローチャートを図 1.8.1 に示す通り提案した。更なる詳細な検討が必要ではあるが、本研究では母材の板厚に対して未溶着高

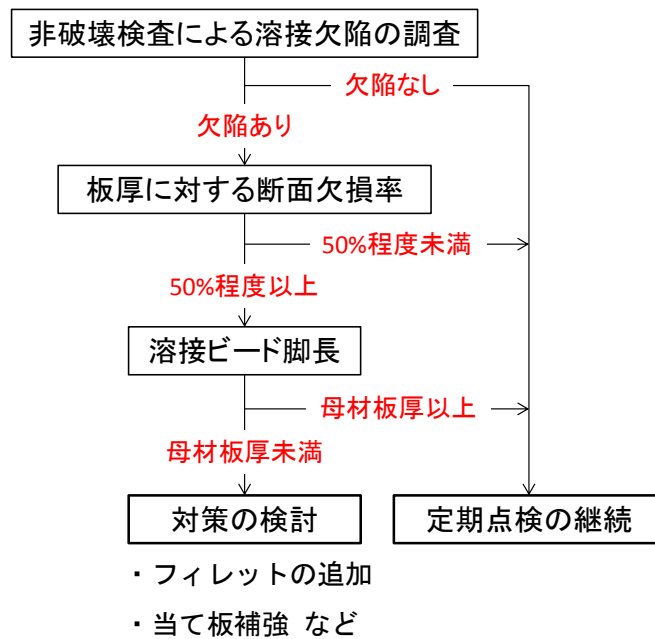


図 1.8.1 既設構造物点検フローチャートの例

さが 46%程度のケースと 67%程度のケース，溶接ビード脚長が板厚の 83%程度のケースと 125%程度のケースにおける耐荷力の変動が大きいため，提案するフローチャートの一例では，板厚に対して未溶着高さが 50%程度以上，溶接ビード脚長が母材厚以上を指標とした。今後，解析手法の検討を行う必要である。

- ・ 4 種類の高性能制震ダンパー（BRRP，FB-BRB，S-BRB および P-BRB）を開発し，制震ダンパーの導入による橋梁構造物の動的特性を解明し，最大ひずみの制御により耐震安全性のみならず地震後の使用性の向上も図られる手法を提案している。
- ・ ラーメン橋脚に適用する安全性を考慮した耐震性能照査法について示す。適用する照査法は鋼橋の耐震・制震設計ガイドラインに準拠した。図 1.8.2 に 耐震要求性能マトリックスを示す。本研究で対象としたラーメン橋脚を最重要構造物と設定し，レベル 1 地震動では耐震性能 1 の無損傷（弾性状態），レベル 2 地震動では耐震性能 2 の小損傷を要求性能とした。レベル 2 地震動に対し耐震性能 2 を確保するために，表 1.8.1 の部材健全度照査法を用いる。ラーメン橋脚は部材健全度 2，制震ダンパーである BRB は部材健全度 4 に該当する。対象としている構造物は基本モード卓越であるため，ラーメン橋脚は変位照査法を適用した。表より，ラーメン橋脚は残留変位と最大応答で照査をし，限界値はそれぞれ $\delta_{h,R} \leq h/300$ ， $\delta_{h,max} \leq 2.8\delta_{h,y}$ となる。また，BRB はひずみ照査法を適用し，最大軸ひずみと累積塑性変形 CID で照査を行う。
- ・ ラーメン橋脚制震化の検討においては，ラーメン橋脚に BRB を片流れ配置した際のブラケットの性能について検討し，ラーメン橋脚の限界層間変形時のブラケットの応

表 1.8.1 部材健全度照査法

項目			想定地震動	部材健全度	限界値	
変位照査法	橋脚	機能保持性 復旧性 (h :橋脚高さ)	レベル2	2	残留変位	$\delta_{h,R} \leq h / 300$
					最大応答	$\delta_{h,max} \leq 2.8\delta_{h,y}$
ひずみ照査法	制震ダンパー	変形性能		4	最大軸ひずみ	$\gamma \cdot \epsilon_{max} \leq \epsilon_u$
		低サイクル疲労			累積塑性変形	$CID = \gamma \cdot \sum_{i=1}^n \epsilon_{pi} \leq (CID)_{lim}$

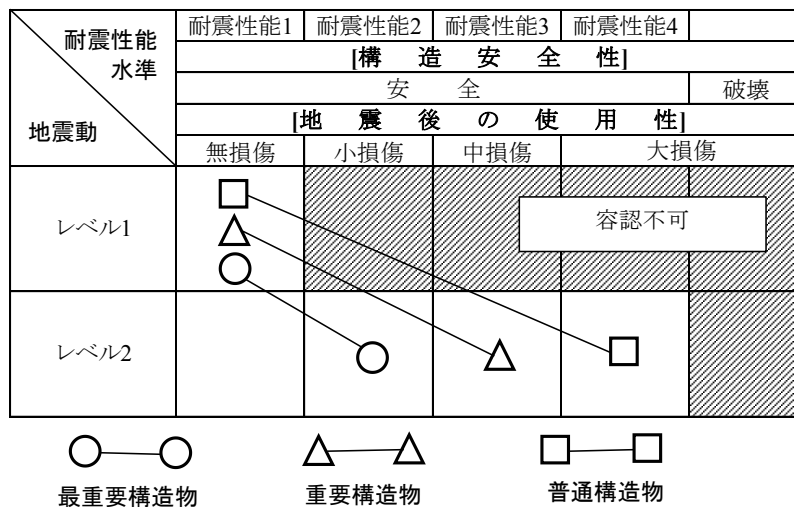


図 1.8.2 耐震要求性能マトリックス

答, BRB 長さを変化させたときのブラケットの弾性変形と BRB の回転性能の関係を明確にし, BRB 部材長と断面積を組み合わせることで全体の初期剛性を変化させ応答スペクトルからラーメン橋脚の最大応答を推定した。また, BRB 部材長は, BRB の最大軸ひずみと CID への影響が大きく, BRB 断面積はラーメン橋脚の最大応答と最大水平力への影響が大きいことを解析的に示した。

- BRB 支持ブラケットの初期不整の影響に関する検討においては, BRB を接続するブラケットの初期不整が最も影響する配置を, 全体の初期剛性の低下に着目して検討を行った。その結果, 初期剛性は, BRB 部材長, 初期不整の方向, BRB の設置位置によって低下することを明確にした。また, 初期不整の限界値の目安として $\theta_f=0.002$ の範囲において, 目標とした部材健全度 2 の範囲内となることを解析的に明かにした。
- 軸降伏型の BRB を付与したラーメン橋脚のハイブリッド実験による成果においては, BRB 長さを固定し断面積を数通りに変化させて, 軸剛性の異なる BRB の繰り返し漸増増荷実験を行った。その結果, 表 1.8.1 に示した BRB の要求性能である軸ひずみ 3%と $CID>0.7$ を満足することを実験により明かにし, BRB と支持するブラケットを

含めたブレース全体の変形挙動から、BRB の回転変形角はブラケットの弾性変形を考慮して設計する必要性を示した。また、軸剛性の異なる BRB を付与したラーメン橋脚の制震性能について、縮小した BRB によるハイブリッド実験で、制震性能の違いを検証した。その結果、BRB の断面積が大きくなり剛性が高くなることで、BRB のエネルギー吸収量が高くなることハイブリッド実験により検証した。

- ・ 構造物の早期復旧のための診断支援技術の開発においては、高速度カメラと長焦点の望遠レンズによる非接触の変位測定手法を確立した。この方法は接触型変位計や、視準用の指標（ターゲット）を用いずに、構造物の微小変位を遠望から測定できることから、早期復旧の際に必要と考えられる、構造物の残存性能の診断において有効な支援技術となる。
- ・ 鋼長大橋をモデル橋として、南海トラフ地震を想定した連動型巨大地震と津波による複合作用および、それらに起因する偶発作用を一貫して評価するために、異常事象を想定した数値シミュレーションとともに、解析手法の構築と応答性状の解明を試みた。構築した解析手法と、長大橋特有の振動特性による応答性状の解明と性能評価法は、地震時に作用する間接的・偶発的作用を含む地震と津波の複合被害を耐震性能向上化構造の開発やダンパー等の制震デバイスの余剰耐荷性能評価に転化することができるだけでなく、維持管理の確実性・点検計画策定に享受できるものである。

2) RC 構造物

- ・ 開発された建設工程シミュレータにて構造物の初期損傷や地震による損傷を考慮したシミュレーションを実施することで保有耐荷力や変形性能を評価し、設計荷重や許容変形量と比較することにより、地震後の構造物の安全性や機能性に対する照査が可能となる。なお、同シミュレータの動的解析機能については、これまでの動的解析のものと同じであるため本報告では触れていない。
- ・ 同シミュレータにて、クラック相当ひずみ(分散ひび割れモデルにてひび割れ幅に相当するひずみ)からひび割れ幅やひび割れ間隔を算定し、許容ひび割れ幅と比較することで、構造物の機能性に対する照査が可能となる。
- ・ 初期損傷や地震による損傷を受けた構造物の保有耐荷性能を評価する問題、いわゆる損傷が時系列的に複合的に生じるような問題においては、各損傷におけるひび割れ方向に留意しながら、シミュレーションを実施する必要がある。現状では同シミュレータでは各損傷においてひび割れ方向が大きく異なる場合、保有耐荷性能を危険側に評価する傾向にある。この問題点の改善については今後の課題としたい。
- ・ 疲労による耐久性の低下については、現状では同シミュレータでは、土木学会コンクリート標準示方書に基づき、材料パラメータを見かけ上低下させてシミュレートすることにより、保有耐荷性能や機能性の照査を行うことしかできない。疲労によ

る耐久性低下の影響を疲労現象に基づきモデル化し、シミュレータに導入する必要がある。これについても今後の課題としたい。

- バサルト繊維シートを用いてコンクリート構造物の補修補強を行う際の付着強さを界面剥離破壊エネルギーあるいは最大ひずみにより評価、設計するのに際し、土木学会指針に掲載されている既存の評価式の適用性を検証した結果、これらの評価式を曲げ補強設計における付着強さの評価に用いることができる可能性が示された。高伸度性に優れるバサルト繊維シートの付着強さは他の繊維シートを用いる場合より高まる可能性も示唆されており、今後の検討課題としたい。
- バサルト繊維シートを用いてコンクリート構造物の補修補強を行う際に、曲げモーメントが卓越する箇所や接着端部から確保すべき必要接着長さを定める際に、過去に提案された **Teng and Chen** の研究により提案された必要接着長の設計式や **Wu and Niu** の研究により提案された有効付着長の評価式を用いて、実験値を安全側に評価されることを実験的に明確にした。高伸度性に優れるバサルト繊維シートの有効付着長は他の繊維シートを用いる場合より長くなる可能性も示唆されており、この検証は今後の課題としたい。
- 高速荷重が想定されるコンクリート構造物をバサルト繊維シートで補強する場合には、**CEB-FIP** モデルにより高速荷重を受けるコンクリートの物性を定めるとともに、実験により新たに定式化したひずみ速度と **BFRP** シート最大ひずみの関係を用いることで、大凡精度よく評価される可能性が示唆された。高速荷重を受けるコンクリート構造物の補修補強設計に向けての同関係式の同定精度向上に関しては今後の課題としたい。
- **BFRP** ロッドをコンクリート構造物の表面に接着することによる補修補強を行う際の、コンクリート構造物の曲げ補強時の付着強さや緊張接着時に接着端部に卓越するせん断付着耐力の設計に際して、既提案の評価式を用いて評価できる可能性が示唆された。ただし、緊張接着時に接着端部に卓越するせん断耐力の限界により導入緊張応力に限界があるため、接着端部の補強を行う必要があるが、この検討については今後の課題としたい。

第2章

研究テーマ2：大空間構造物の耐震安全性評価による震災リスクの軽減

2.1 鋼構造部材の座屈挙動評価モデルに関する検討（研究担当者：大塚貴弘，村田 賢）

リスク評価のためには構造物の倒壊挙動を精度良くシミュレートする必要がある。鋼構造物の倒壊挙動評価では部材の局部座屈が重要な因子となるが、部材レベルで局部座屈を表現できるような多くの節点・要素を用いて大空間構造物を解析することは、解析モデル作成や解析時間といった解析コストのみならず、結果の評価においても多大な労力を要する。本研究では、倒壊挙動を支配する因子の内、部材の局部座屈あるいはウェブのせん断座屈に着目し、数値解析および実験を通してひずみ硬化および部材の局部座屈、せん断座屈を考慮した部材モデルを提案するための諸量について検討する。

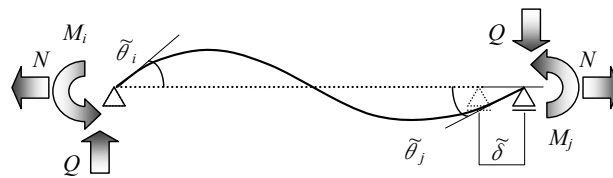


図 2.1.1 Nodal force and displacement of beam element

2.1.1 ひずみ硬化および局部座屈を考慮した梁要素モデル

角形鋼管梁柱部材に対して、ひずみ硬化および局部座屈を考慮した梁要素モデルの検討を行う。

<定式化>

全変位ベクトル $\tilde{\mathbf{u}}$ は、塑性による変位成分 $\tilde{\mathbf{u}}^p$ と塑性局部座屈による変位成分 $\tilde{\mathbf{u}}^b$ の和で表される有効塑性変位ベクトル $\tilde{\mathbf{u}}^{pb}$ ，弾性局部座屈変位ベクトル $\tilde{\mathbf{u}}^{eb}$ ，弾性変位ベクトル $\tilde{\mathbf{u}}^{ef}$ により式(2.1.1)のように加法的に表現されるものとする。

$$\tilde{\mathbf{u}} = \tilde{\mathbf{u}}^{ef} + \tilde{\mathbf{u}}^{pb} + \tilde{\mathbf{u}}^{eb}, \quad \tilde{\mathbf{u}}^{pb} = \tilde{\mathbf{u}}^p + \tilde{\mathbf{u}}^b, \quad \tilde{\mathbf{u}} = \left\langle \tilde{\delta} \quad \tilde{\theta}_i \quad \tilde{\theta}_j \right\rangle^T \quad (2.1.1)$$

ここに、 $(\)^T$ は転置を表す。ここで、Helmholtz free energy Ψ は弾性変位ベクトル，材料のひずみ硬化による塑性ポテンシャル $\Psi^p(\xi_\alpha^p)$ および弾性局部座屈ポテンシャル $\Psi^{eb}(\xi_\alpha^{eb})$ を用いて式(2.1.2)のように表現される。

$$\Psi = \frac{1}{2} \tilde{\mathbf{u}}^{ef} \mathbf{K}^e \tilde{\mathbf{u}}^{ef} + \Psi^p(\xi_\alpha^p) + \Psi^{eb}(\xi_\alpha^{eb}) \quad (2.1.2)$$

ここで、 \mathbf{K}^e はせん断変形を考慮した弾性剛性マトリクスを表す。

今、H 形鋼や角形、円形鋼管に対して幅厚比、径厚比が比較的小さい場合を対象に $\tilde{\mathbf{u}}^{eb} \equiv \mathbf{0}$ を仮定すると、 $\Psi^{eb} = \mathbf{0}$ となり、Helmholtz free energy の導関数は、

$$\dot{\Psi} = \tilde{\mathbf{u}}^{ef} \mathbf{K}^e \dot{\tilde{\mathbf{u}}}^{ef} + \sum_{\alpha \in \text{active}} \frac{\partial \Psi_{\alpha}^p}{\partial \xi_{\alpha}^p} \dot{\xi}_{\alpha}^p \quad (2.1.3)$$

であることから、力学問題に限定して Clausius-Duhem inequality は、

$$-\dot{\Psi} + \mathbf{f}^T \dot{\tilde{\mathbf{u}}} = \left\{ \mathbf{f} - \mathbf{K}^e \tilde{\mathbf{u}}^{ef} \right\}^T \dot{\tilde{\mathbf{u}}} + \mathbf{f}^T \dot{\tilde{\mathbf{u}}}^{pb} - \sum_{\alpha \in \text{active}} \frac{\partial \Psi_{\alpha}^p}{\partial \xi_{\alpha}^p} \dot{\xi}_{\alpha}^p \geq 0 \quad (2.1.4)$$

ここに、 \mathbf{f} は図 2.1.1 に示す材端力ベクトルで、 $\mathbf{f} = \langle N \quad M_i \quad M_j \rangle^T$

式(2.1.4)が任意の $\tilde{\mathbf{u}}$ に対して成り立つことから以下の関係式が得られる。

$$\mathbf{f} - \mathbf{K}^e \tilde{\mathbf{u}}^{ef} = \mathbf{0}, \quad \Gamma = \mathbf{f}^T \dot{\tilde{\mathbf{u}}}^{pb} + \sum_{\alpha \in \text{active}} q_{\alpha} \dot{\xi}_{\alpha}^p \geq 0 \quad (2.1.5)$$

ここに、 $q_{\alpha} = -\frac{\partial \Psi_{\alpha}^p}{\partial \xi_{\alpha}^p}$ である。最大塑性散逸の原理を導入し、付帯条件として降伏関数 $\Phi_{\alpha} \leq 0$

とした場合の $-\Gamma$ の最小値問題を考えると、以下の Kuhn-Tucker condition が得られる。

$$\frac{\partial -\Gamma}{\partial \mathbf{f}} + \lambda_{\alpha}^p \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial \mathbf{f}} = 0 \Rightarrow -\tilde{\mathbf{u}}^{pb} + \lambda_{\alpha}^p \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial \mathbf{f}} = 0 \quad (2.1.6-a)$$

$$\frac{\partial -\Gamma}{\partial q_{\alpha}} + \lambda_{\alpha}^p \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial q_{\alpha}} = 0 \Rightarrow -\dot{\xi}_{\alpha}^p + \lambda_{\alpha}^p \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial q_{\alpha}} = 0 \quad (2.1.6-b)$$

$$\lambda_{\alpha}^p \geq 0 \quad (2.1.6-c)$$

$$\lambda_{\alpha}^p \Phi_{\alpha} = 0 \quad (2.1.6-d)$$

ここに、 λ_{α}^p は Lagrange 乗数であり、塑性進展パラメータと呼ばれるものである。

したがって、塑性流れ則が次のように導かれる。

$$\dot{\tilde{\mathbf{u}}}^{pb} = \sum_{\alpha \in \text{active}} \phi_{\alpha} \dot{\lambda}_{\alpha}^p, \quad \phi_{\alpha} = \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial \mathbf{f}} = \left\langle \phi_{\alpha}^N \quad \phi_{\alpha}^{M_i} \quad \phi_{\alpha}^{M_j} \right\rangle^T, \quad \dot{\xi}_{\alpha}^p = \dot{\lambda}_{\alpha}^p \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial q_{\alpha}} \quad (2.1.7)$$

ここで、 $\dot{q}_{\alpha} = \dot{\lambda}_{\alpha}^p h_{\alpha}$ とすると h_{α} は次式で表現される。

$$h_{\alpha} = \frac{\partial q_{\alpha}}{\partial \xi_{\alpha}^p} \frac{\partial \Phi_{\alpha}}{\partial q_{\alpha}} \quad (2.1.8)$$

次に接線剛性を求めておく。降伏関数がひずみ硬化および局部座屈の影響を考慮して、

$\Phi_{\alpha} \equiv \Phi_{\alpha}(\mathbf{f}, \bar{S}_{\alpha}, \bar{\sigma}_{y\alpha})$ で定義されるものと仮定すると、 $(q_{\alpha} \equiv \bar{\sigma}_{y\alpha})$

負荷状態(active)の降伏関数 Φ_{α} に対して、 $\dot{\Phi}_{\alpha} = 0$ が成り立つことから、

$$\begin{aligned}\dot{\Phi}_\alpha &= \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \mathbf{f}} \dot{\mathbf{f}} + \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \bar{S}_\alpha} \dot{\bar{S}}_\alpha + \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial q_\alpha} \dot{q}_\alpha = \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \mathbf{f}} \mathbf{K}^e (\dot{\mathbf{u}} - \dot{\mathbf{u}}^{pb}) + \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \bar{S}_\alpha} \dot{\bar{S}}_\alpha + \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial q_\alpha} h_\alpha \dot{\lambda}_\alpha^p \\ &= \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \mathbf{f}} \mathbf{K}^e \left\{ \dot{\mathbf{u}} - \sum \frac{\partial \Phi_\beta}{\partial \mathbf{f}} \dot{\lambda}_\beta^p \right\} + \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \bar{S}_\alpha} \dot{\bar{S}}_\alpha + \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial q_\alpha} h_\alpha \dot{\lambda}_\alpha^p = 0\end{aligned}\quad (2.1.9)$$

さらに、局部座屈が塑性進展パラメータの関数として表現できると仮定すると、

(本来局部座屈は座屈進展パラメータ Θ_α の関数として表されるが、後で説明するように座屈進展パラメータと塑性進展パラメータとの間に関係式が認められることから、ここでは直接塑性進展パラメータの関数として表現している)

$$\dot{\Phi}_\alpha = \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \mathbf{f}} \mathbf{K}^e \dot{\mathbf{u}} - \left\{ \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \mathbf{f}} \mathbf{K}^e \sum \frac{\partial \Phi_\beta}{\partial \mathbf{f}} \dot{\lambda}_\beta^p - \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \bar{S}_\alpha} \frac{\partial \bar{S}_\alpha}{\partial \lambda_\alpha^p} \dot{\lambda}_\alpha^p - \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial q_\alpha} h_\alpha \dot{\lambda}_\alpha^p \right\} = 0 \quad (2.1.10)$$

$$\sum_{\beta \in \text{active}} G_{\alpha\beta} \dot{\lambda}_\beta^p = \boldsymbol{\phi}_\alpha^T \mathbf{K}^e \dot{\mathbf{u}} \quad (2.1.11)$$

$$G_{\alpha\beta} = \boldsymbol{\phi}_\alpha^T \mathbf{K}^e \boldsymbol{\phi}_\beta - \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial q_\alpha} h_\alpha \delta_{\alpha\beta} - \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial \bar{S}_\alpha} \frac{\partial \bar{S}_\alpha}{\partial \lambda_\alpha^p} \delta_{\alpha\beta} \quad (2.1.12)$$

$\delta_{\alpha\beta}$: クロネッカーのデルタ

ここで、 $G_{\alpha\beta}$ の逆マトリクスの成分 $G^{\beta\alpha}$ を用いると、 $\dot{\lambda}_\beta^p$ は次のように求められ、

$$\dot{\lambda}_\beta^p = \sum_{\alpha \in \text{active}} G^{\beta\alpha} \boldsymbol{\phi}_\alpha^T \mathbf{K}^e \dot{\mathbf{u}} \quad (2.1.13)$$

接線剛性マトリクス \mathbf{K}^{EPB} は次式のように表現される。

$$\dot{\mathbf{f}} = \left[\mathbf{K}^e - \sum_{\beta \in \text{active}} \sum_{\alpha \in \text{active}} G^{\beta\alpha} (\mathbf{K}^e \boldsymbol{\phi}_\beta) \otimes (\mathbf{K}^e \boldsymbol{\phi}_\alpha) \right] \dot{\mathbf{u}} \equiv \mathbf{K}^{EPB} \dot{\mathbf{u}} \quad (2.1.14)$$

ここに、 \otimes はテンソル積

<材料レベルのひずみ硬化則>

次に、材料レベルのひずみ硬化則について考える。材料特性として図2.1.2のような応力-ひずみ関係を考えると、降伏後の応力度 $\bar{\sigma}_y \sigma_{y0}$ は、塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_p$ を用いて式(2.1.15)のように表現される。

$$\dot{\bar{\sigma}}_y \sigma_{y0} = \left(\frac{E E_t}{E - E_t} \right) \dot{\epsilon}_p \quad (2.1.15)$$

また、応力度レベルの降伏関数を

$$\Phi = \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{\sigma}{\sigma_{y0}} - 1 = 0 \quad (2.1.16)$$

とすると、Associate flow rule が成り立つと仮定して、ひずみ硬化則は式(2.1.18)のように表

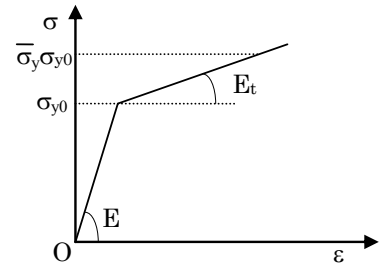


図 2.1.2 Stress-strain curve

現される。

$$\dot{\varepsilon}^p = \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \dot{\zeta}^p = \frac{1}{\bar{\sigma}_y \sigma_{y0}} \dot{\zeta}^p \quad \Rightarrow \dot{\bar{\sigma}}_y = \left(\frac{EE_t}{E - E_t} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{1}{\sigma_{y0}^2} \dot{\zeta}^p \quad (2.1.17), (2.1.18)$$

このとき、単位体積当たりの塑性散逸率は、

$$\sigma \dot{\varepsilon}^p = \sigma \frac{1}{\bar{\sigma}_y \sigma_{y0}} \dot{\zeta}^p = \dot{\zeta}^p \quad (2.1.19)$$

と表される。

<部材レベルの降伏関数>

まず、ひずみ硬化のみを考慮した場合の降伏関数 Φ について考える。図 2.1.3 のように引張領域、圧縮領域が同様にひずみ硬化が進展する応力分布を仮定することで式(2.1.20)の降伏関数が得られる。

$$\left| \frac{N}{N_y} \right| \geq \frac{A_w}{A} \bar{\sigma}_y \quad : \quad \Phi = \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{N}{N_y} + \bar{A}_1 \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{M}{M_p} - 1 = 0, \quad \bar{A}_1 = \frac{4A_f + A_w}{2A} \quad (2.1.20-a)$$

$$\left| \frac{N}{N_y} \right| < \frac{A_w}{A} \bar{\sigma}_y \quad : \quad \Phi = \bar{A}_2 \frac{1}{\bar{\sigma}_y^2} \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 + \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{M}{M_p} - 1 = 0, \quad \bar{A}_2 = \frac{A^2}{(4A_f + A_w)A_w} \quad (2.1.20-b)$$

ひずみ硬化および局部座屈を考慮する場合には、離散化モデルの数値解析結果より、図 2.1.4 のように圧縮側の応力が座屈耐力関数 \bar{S} を用いて一様に低下する応力分布を仮定して式(2.1.21)のように表現されるものとする。

$$\left| \frac{N}{N_y} - \frac{1}{2}(1 - \bar{S}) \bar{\sigma}_y \right| \geq \frac{(1 + \bar{S})}{2} \frac{A_w}{A} \bar{\sigma}_y \quad : \quad \Phi = -\frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{1}{\bar{S}} \frac{N}{N_y} + \bar{A}_1 \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{1}{\bar{S}} \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \quad (2.1.21-a)$$

$$\left| \frac{N}{N_y} - \frac{1}{2}(1 - \bar{S}) \bar{\sigma}_y \right| < \frac{(1 + \bar{S})}{2} \frac{A_w}{A} \bar{\sigma}_y \quad : \quad \Phi = \bar{A}_2 \frac{1}{\bar{\sigma}_y^2} \frac{4}{(1 + \bar{S})^2} \left\{ -\frac{N}{N_y} + \frac{1}{2}(1 - \bar{S}) \bar{\sigma}_y \right\}^2 + \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{2}{(1 + \bar{S})} \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \quad (2.1.21-b)$$

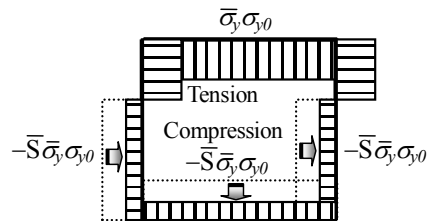
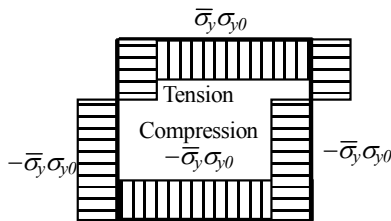


図 2.1.3 Stress distribution (Hardening) 図 2.1.4 Stress distribution (Hardening & Local buckling)

なお、材軸上の位置 ξ ($\xi=0:i$ 端, $\xi=1:j$ 端) における降伏関数としては、式(2.1.20),(2.1.21)

の M に $M = (1-\xi)M_i + \xi M_j$ を代入したものとなり、ひずみ硬化により塑性領域長が進展した場合には、式(2.1.22)に従って塑性領域長が変化するものとする。

$$\left| \frac{N}{N_y} - \frac{1}{2}(1-\bar{S})\bar{\sigma}_y \right| \geq \frac{(1+\bar{S})}{2} \frac{A_w}{A} \bar{\sigma}_y \quad : \quad \frac{L_p}{L} = \frac{\left\{ -\frac{N}{N_y} + \bar{A}_1 \frac{M_i}{M_p} - 1 \right\}}{\bar{A}_1 \left\{ \frac{M_i}{M_p} - \frac{M_j}{M_p} \right\}} \quad (2.1.22-a)$$

$$\left| \frac{N}{N_y} - \frac{1}{2}(1-\bar{S})\bar{\sigma}_y \right| < \frac{(1+\bar{S})}{2} \frac{A_w}{A} \bar{\sigma}_y \quad : \quad \frac{L_p}{L} = \frac{\left\{ \bar{A}_2 \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 + \frac{M_i}{M_p} - 1 \right\}}{\left\{ \frac{M_i}{M_p} - \frac{M_j}{M_p} \right\}} \quad (2.1.22-b)$$

<部材レベルのひずみ硬化則>

次に材料レベルのひずみ硬化則、つまり、ひずみ硬化係数 $\bar{\sigma}_y$ と部材レベルの塑性進展パラメータ関係 λ^p について検討する。

塑性領域の体積を V_p とすると部材の塑性散逸率 Γ は次式で表現される。

$$\Gamma = \int_{V_p} \sigma \dot{\epsilon}_p dv \quad (2.1.23)$$

ここで、有効断面積 A^{eff} 、塑性領域長 L_p 、補正定数 C_{LP} を用いて塑性散逸率 Γ が式(2.1.24)で表現されると仮定する。

$$\Gamma = C_{LP} A^{eff} L_p \dot{\zeta}^p \quad (2.1.24)$$

なお、 C_{LP} は通常の弾塑性梁要素による数値解析結果の分析から $C_{LP} = 2/3$ とする。

一方、節点変位の塑性成分について、降伏関数に対する Associate flow rule が成り立つとすると、部材の塑性散逸率 Γ は節点力 $\mathbf{f} = \langle N \quad M_i \quad M_j \rangle^T$ に対して、

$$\Gamma = N \dot{u}^p + M_i \dot{\theta}_i^p + M_j \dot{\theta}_j^p = \mathbf{f}^T \frac{\partial \Phi}{\partial \mathbf{f}} \dot{\lambda}^p \quad (2.1.25)$$

式(2.1.24)と式(2.1.25)が同じ値を表すことから、応力レベルの塑性進展パラメータ $\dot{\zeta}^p$ と節点力レベルの塑性進展パラメータ $\dot{\lambda}^p$ には式(2.1.26)の関係が成り立ち、

$$\dot{\zeta}^p = \frac{1}{C_{LP} A^{eff} L_p} \mathbf{f}^T \frac{\partial \Phi}{\partial \mathbf{f}} \dot{\lambda}^p \quad (2.1.26)$$

したがって、節点力レベルの塑性進展パラメータを用いて材料のひずみ硬化係数 $\bar{\sigma}_y$ は次式のように求められる。

$$\dot{\bar{\sigma}}_y = \left(\frac{EE_t}{E-E_t} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_y} \frac{1}{\sigma_{y0}^2} \frac{1}{C_{LP} A^{eff} L_p} \mathbf{f}^T \frac{\partial \Phi}{\partial \mathbf{f}} \dot{\lambda}^p \quad (2.1.27)$$

<局部座屈による軟化特性>

既往の研究と同様,座屈耐力関数 \bar{S} が座屈進展パラメータ Θ を用いて式(2.1.28)のように表現されるものとする。

$$\bar{S} = C_1 + (1 - C_1) \{1 - C_2(\Theta - \Theta_0)\} \exp\{C_3(\Theta - \Theta_0)\} \quad \begin{matrix} (\Theta \geq \Theta_0) \\ (\Theta < \Theta_0) \end{matrix}, \quad \Theta_0 = 1.0 \quad (2.1.28)$$

$$= 1$$

弾完全塑性体の鋼板モデルの解析において

$$\frac{\Gamma}{n_y \dot{u}} = \frac{n}{n_y}, \quad \Rightarrow \Gamma = n \dot{u}, \quad \Gamma = \int_V \sigma \dot{\varepsilon}^p dv \quad (2.1.29)$$

が成り立ち, 参照点 α に対する塑性散逸率と梁要素としての塑性散逸率との対応を考え,

$$\Gamma = \sum_{\alpha \in active} \Gamma_{\alpha} = \sum_{\alpha \in active} n_{\alpha} \dot{u}_{\alpha} = \mathbf{f}^T \tilde{\mathbf{u}}^{pb} = \mathbf{f}^T \sum_{\alpha \in active} \boldsymbol{\phi}_{\alpha} \dot{\lambda}_{\alpha}^p \quad (2.1.30)$$

が成り立つと仮定する。ここで, 参照点 α に対するフランジの参照軸力 n_{α} , 座屈進展パラメータはそれぞれ式(2.1.31),(2.1.32)のように表され, 軟化則は式(2.1.33)のように導かれる。

$$n_{\alpha} = \bar{S}_{\alpha} \sigma_y A^{effb} \frac{\mathbf{f}^T \mathbf{h}_{\alpha}}{|\mathbf{f}^T \mathbf{h}_{\alpha}|}, \quad \mathbf{h}_{\alpha}^T = A^{effb} \left\langle \frac{1}{A} \pm (1 - \xi_{\alpha}) \frac{1}{Z} \mp \xi_{\alpha} \frac{1}{Z} \right\rangle \quad (2.1.31)$$

$$\dot{\Theta}_{\alpha} = -\frac{\dot{u}_{\alpha}}{u_{cr}} = -\frac{\mathbf{f}^T \boldsymbol{\phi}_{\alpha}}{\bar{S}_{\alpha} \sigma_y A^{ef} \mathbf{f}^T \mathbf{h}_{\alpha} / |\mathbf{f}^T \mathbf{h}_{\alpha}| u_{cr}} \dot{\lambda}_{\alpha}^p \equiv R_{\alpha} \dot{\lambda}_{\alpha}^p \quad (2.1.32)$$

$$\dot{\bar{S}}_{\alpha} = \frac{\partial \bar{S}_{\alpha}}{\partial \Theta_{\alpha}} \dot{\Theta}_{\alpha} = -\frac{\partial \bar{S}_{\alpha}}{\partial \Theta_{\alpha}} \frac{\mathbf{f}^T \boldsymbol{\phi}_{\alpha}}{\bar{S}_{\alpha} \sigma_y A^{effb} \mathbf{f}^T \mathbf{h}_{\alpha} / |\mathbf{f}^T \mathbf{h}_{\alpha}| u_{cr}} \dot{\lambda}_{\alpha}^p \equiv E_{\alpha}^{pb} \dot{\lambda}_{\alpha}^p \quad (2.1.33)$$

ここに, $A^{effb} = A_f + A_w/3$, A_f : 片フランジ断面積, A_w : ウェブ断面積とする。

<離散化モデルによる数値解析>

上記のように定式化した各諸量について,離散化モデルを用いた数値解析を分析することでその妥当性を確認してゆく。解析モデルは図 2.1.5 に示すような両端単純支持の梁柱部材であり,材料特性は弾完全塑性体,塑性領域の接線係数 E_T がヤング係数 E の $1/5$, $1/20$ の3種類,加力条件としては $N=0$, $M_i/N=50, 30, 10$ の4種類設定し, $N=0$ においては変位制御法, $M_i/N=50,30,10$ については弧長法を用いて制御している。

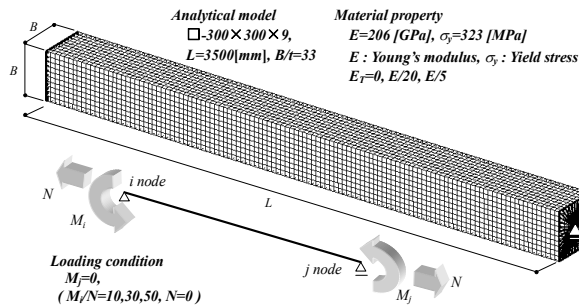


図 2.1.5 Analytical model

図 2.1.6 に $E_T=0$ の場合の(a)軸力—軸変位関係, (b)i 端曲げモーメント—回転角関係, (c)N— M_i 相関関係, 図 2.1.7 に $E_T=E/5$, 図 2.1.8 に $E_T=E/20$ の場合の同様の解析結果を示す。

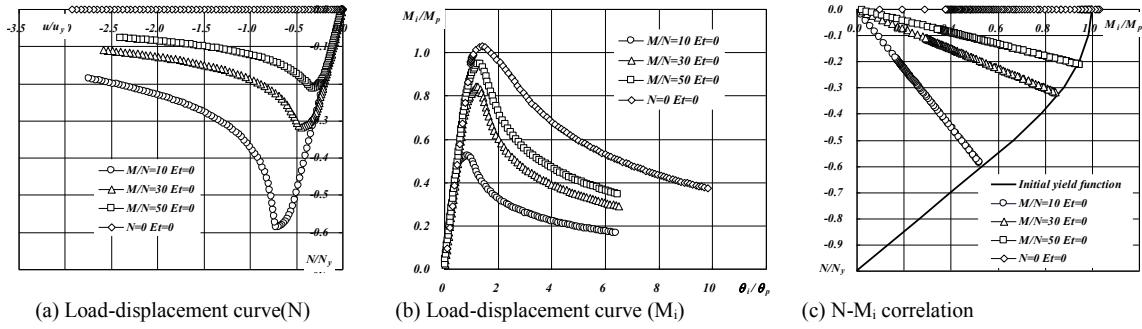


図 2.1.6 Numerical results $E_T=0$

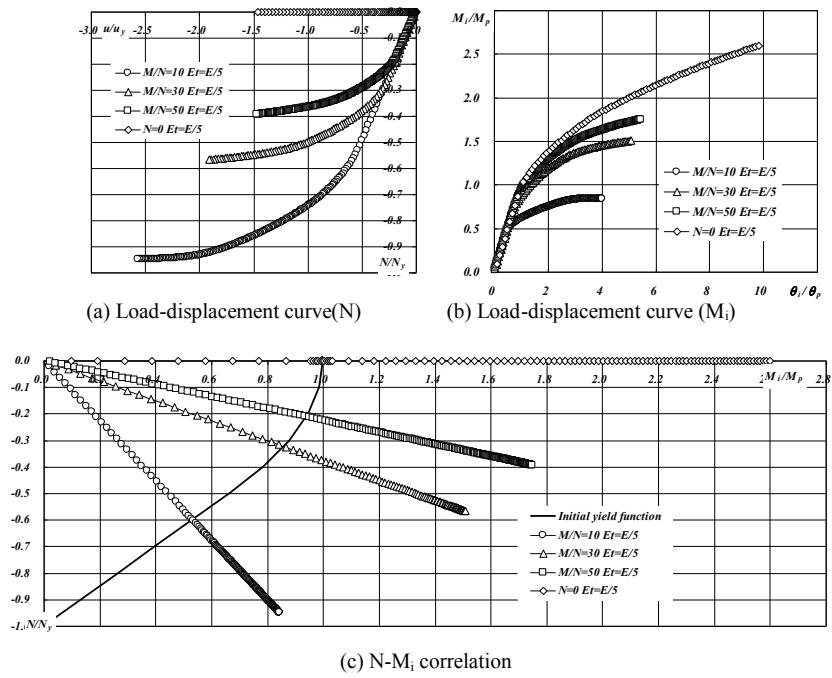


図 2.1.7 Numerical results $E_T=E/5$

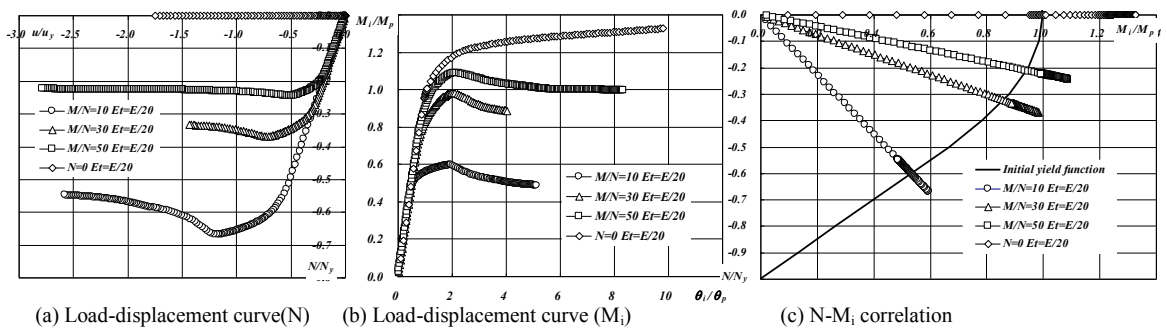


図 2.1.8 Numerical results $E_T=E/5$

図 2.1.9 にそれぞれ $E_T=0$, $E/20$ の最終変形形状を示す。弾完全塑性体の場合は、 $E_T=E/20$ に比べて局部座屈長さが短く、座屈波数も半波のみ進展しているのに対し、 $E_T=E/20$ の場合は局部座屈長さも長く、座屈波数も複数発生している。通常の場合であれば材料の応力度はある値で頭打ちとなるが、ここでの解析ではひずみが 1.0×10^2 になるまで接線係数 E_T で応力度が上昇し続ける設定としていることからひずみ硬化を有する実験結果とは異なる変形形状になっていると考えられる。



図 2.1.9 deformation ($E_T=0$ and $E_T=E/20$)

<軸力導入3点曲げ実験>

提案モデルの妥当性検証のために一定軸力($N/N_y=0, 0.2, 0.4$)下での3点曲げ実験を行った。断面サイズは $Y-70 \times 70 \times 1.6$ と $Y-70 \times 70 \times 2.3$ の2種類を設定し、支持点長さ L は $800[\text{mm}]$ とした。なお、中央の加力部には厚さ 10mm の鋼板を溶接している。図 2.1.10 に加力装置を示し、写真 2.1.1 に加力時の様子を示す。

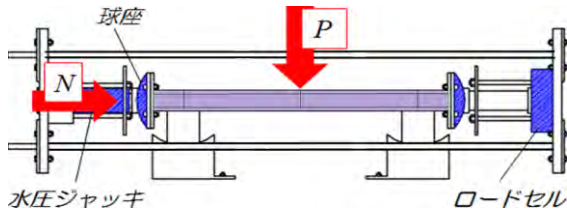


図 2.1.10 Loading system



写真 2.1.1 Loading system

図 2.1.11, 図 2.1.12 にそれぞれ $Y-70 \times 70 \times 1.6$, $Y-70 \times 70 \times 2.3$ の部材に対する中央曲げモーメント M —部材角 θ 関係を示す。

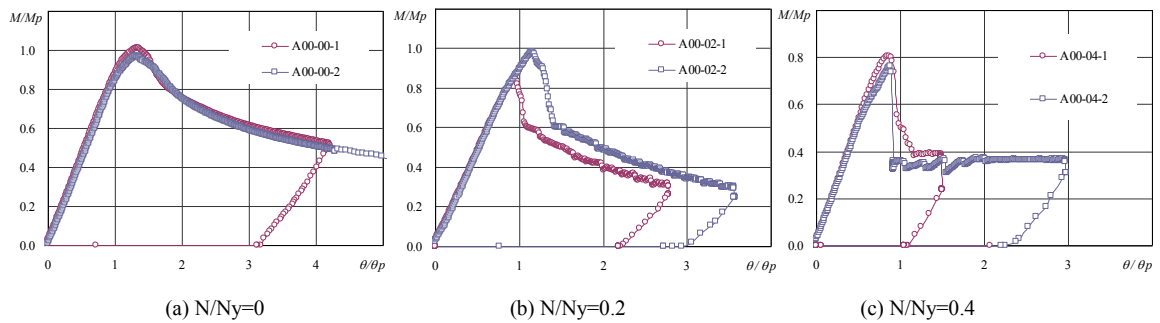


図 2.1.11 Load-displacement curve

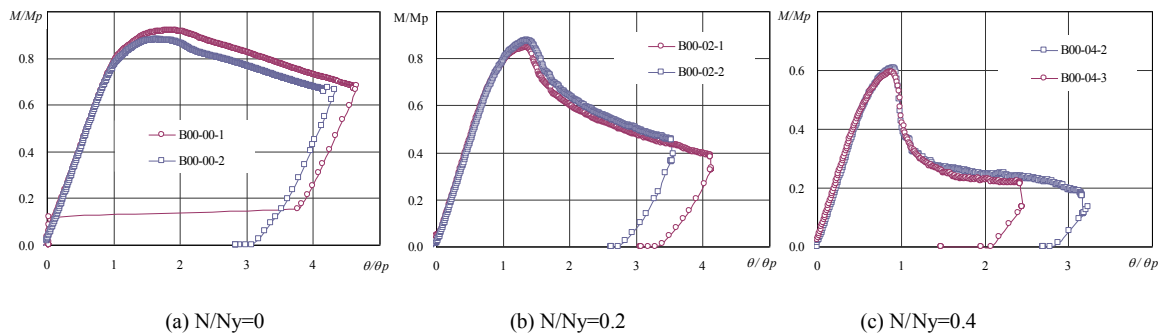


図 2.1.12 Load-displacement curve ($t=2.3\text{mm}$)

写真 2.1.2, 写真 2.1.3 にそれぞれ γ -70×70×1.6, γ -70×70×2.3 の実験終了後の変形形状を示す。

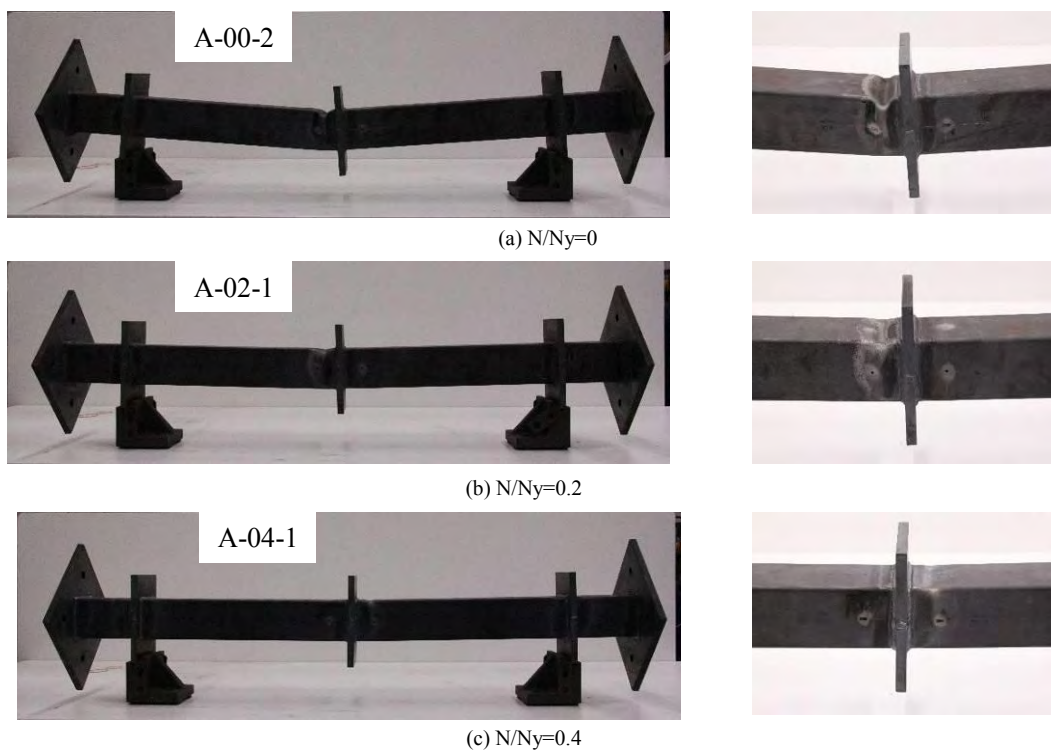


写真 2.1.2 deformation ($t=1.6\text{mm}$)

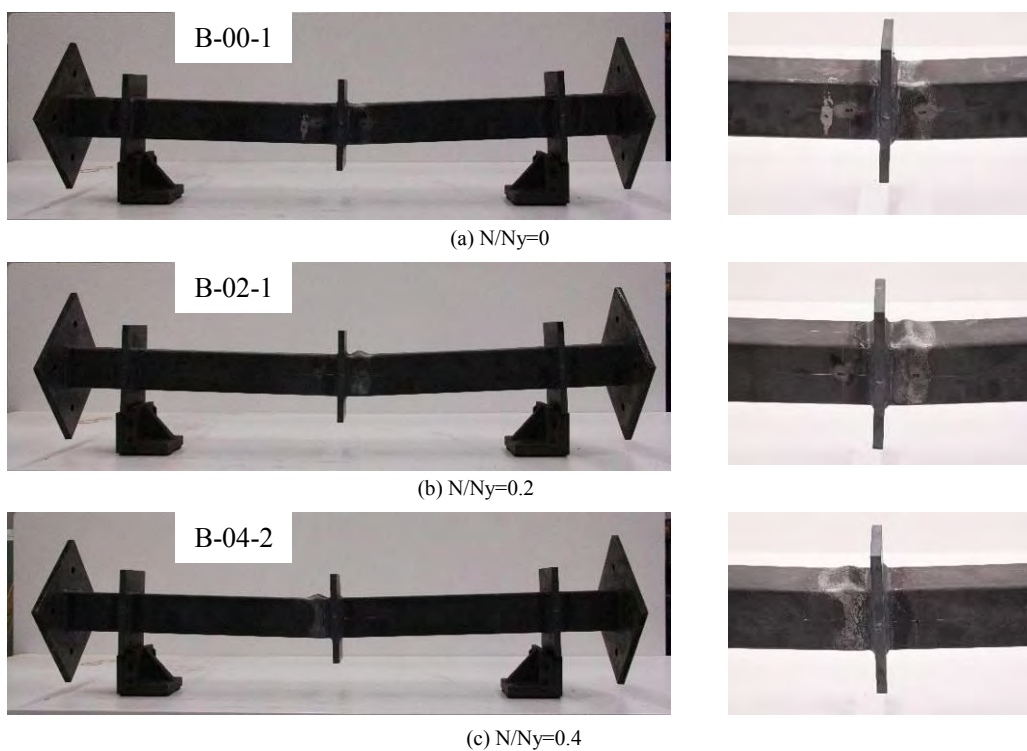


写真 2.1.3 deformation ($t=2.3\text{mm}$)

2.1.2 ウェブ幅厚比の大きいH形鋼梁部材の高温時せん断座屈後挙動

欧州では日本の幅厚比制限を越えるウェブ幅厚比の大きな梁部材が使用されることも多く、また、高温下においては材料強度も低下することから火災時のせん断座屈後耐力を精度良く評価することは重要である。本研究では有限要素法を用いた数値解析により、H形鋼梁部材の高温時せん断座屈後挙動を分析し、単純な荷重－変位関係評価モデルを提案する。

<数値解析的検討>

材料特性：

図 2.1.13 に示す高温時の材料特性に対して、図 2.1.14 に示す 500℃を対象とし、①弾完全塑性体、②ラウンドハウス型の2種類を設定した。なお、500℃における材料の力学的特性としては、ヤング係数 $E=156[\text{GPa}]$ (常温時との比:0.74), 降伏応力度 $\sigma_y=183.4[\text{MPa}]$ (0.64), 引張強度 $\sigma_u=241.7[\text{MPa}]$ (0.55) を用いた。

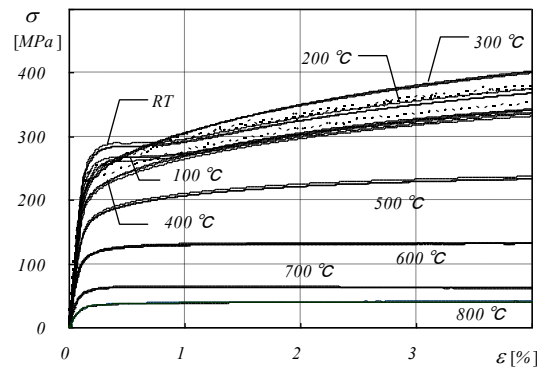


図 2.1.13 Stress-strain curve of coupon test

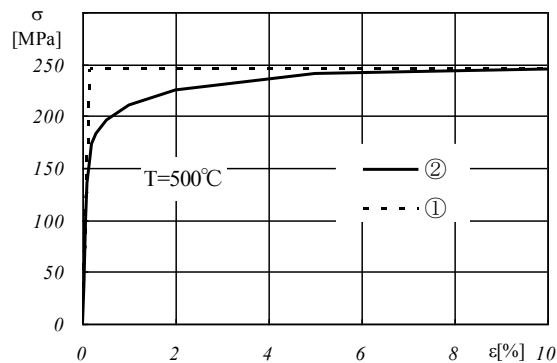


図 2.1.14 Stress-strain curve at 500°C

ウェブ板モデル：

まず、ウェブのみの鋼板の高温時せん断座屈後挙動について考察する。本研究では、アスペクト比 $L/d=1, 2, 4$ ($d=200[\text{mm}]$)、幅厚比 $d/t_w=100, 200$ ($t_w=2, 1[\text{mm}]$)を設定した。解析に際し、固有値解析から得られた1次および2次モードに対して、最大振幅が $t_w/100$ となるように初期不整を与えている。解析モデルおよび固有モードの例として $L/d=2, d/t_w=100$ の場合の解析モデルと1次固有モードを図 2.1.15 と図 2.1.16 にそれぞれ示す。

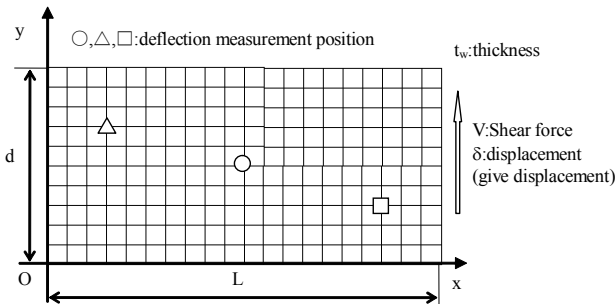


図 2.1.15 Analytical model($L/d=2$)

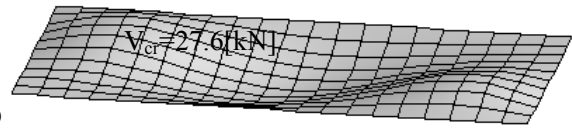


図 2.1.16 1st eigen mode($L/d=2, d/t_w=100$)

図 2.1.17 に荷重—変位関係を示す。縦軸はせん断力 V を塑性せん断耐力 $V_p=dt_w\tau_Y$ (τ_Y : せん断降伏応力) で無次元化した値を表し、横軸は変位 δ を長さ L で無次元化している。図中実線は材料特性として② (ラウンドハウス型)、破線は① (弾完全塑性体) を採用した場合の解析結果を表し、弾性座屈荷重 V_{cr} の点を (▲) で示している。材料特性①と②では、変形が進むとその耐力は近い値となるが、最大耐力では②の材料特性とした解析は①と比較し大幅に低下している様子が見られる。

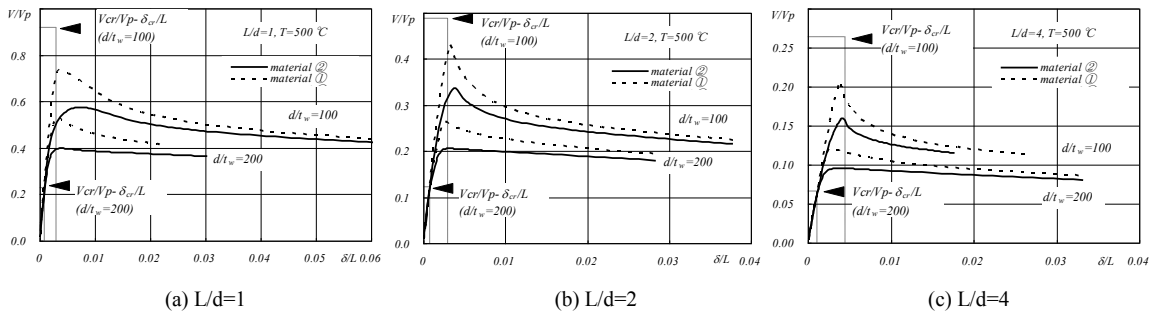


図 2.1.17 Load-displacement curve

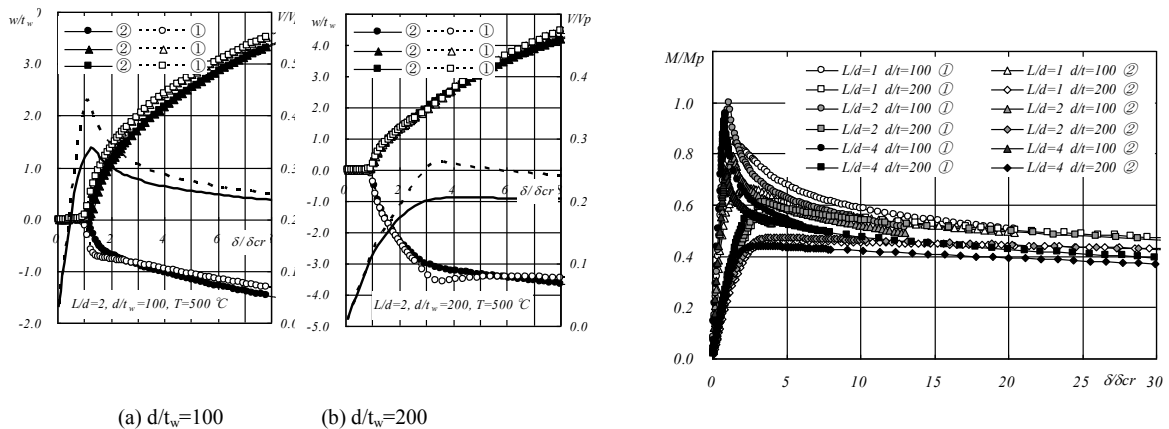


図 2.1.18 Deflection of out of plane(L/d=2, T=500°C) 図 2.1.19 Bending moment-displacement

図 2.1.18 に図 2.1.15 に (○, △, □) で示した場所の面外変位進展を示す。図中横軸は固有値解析から得られた弾性せん断座屈耐力に対応する弾性座屈変位 δ_{cr} で無次元化している。 $d/t_w=100, 200$ ともに、弾性座屈変位以降、剛性は低下するものの耐力は上昇し、急激に構面外の変位が増加している。

図 2.1.19 に支持端側の曲げモーメント M と変位 δ の関係を示す。縦軸は全塑性モーメント M_p で、横軸は δ_{cr} でそれぞれ無次元化している。本研究で行ったウェブだけのモデルでは最大耐力はせん断の塑性耐力ではなく、曲げモーメントによって決定されていると考えられる。

フランジを梁要素として表現した H 形断面モデル：

次に H 形断面として的高温時ウェブせん断座屈挙動について考察する。解析モデルは図 2.1.20 に示すように (例として $L/d=2$ の場合)、H 形断面のウェブはシェル要素とするが、フランジは梁要素とする。フランジを梁要素で表現することで、フランジ部分の局部座屈による影響を除くこととなる。

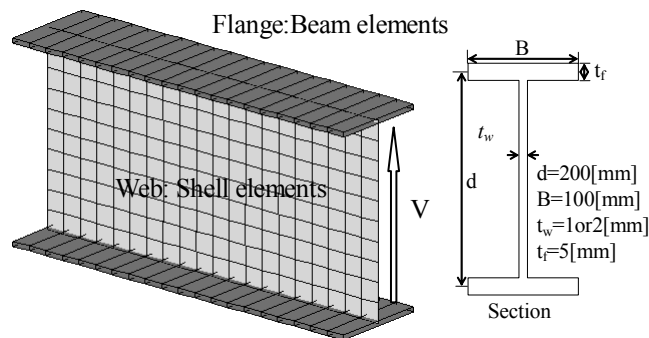


図 2.1.20 Analytical model(L/d=2)

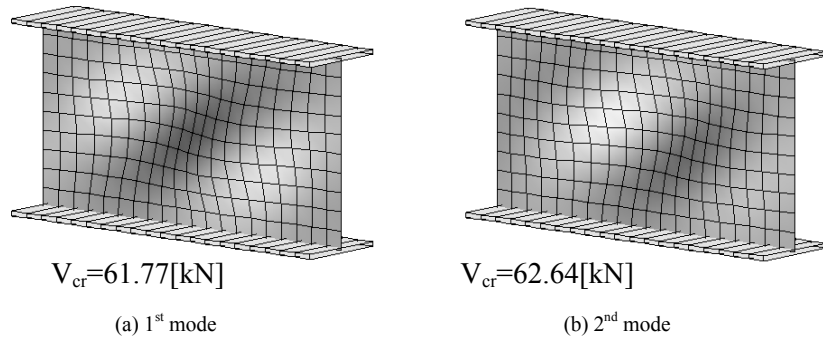


図 2. 1. 21 Eigen mode ($L/d=2, d/t_w=100$)

また、図 2. 1. 21 に $L/d=2, d/t_w=100$ の場合の 1 次と 2 次の弾性座屈モードを示す。ウェブ鋼板モデルの解析と比較してアスペクト比 $L/d=1, 2$ の弾性せん断座屈荷重は大きくなっているが、座屈モードはほぼ同様となっている。

図 2. 1. 22 に荷重—変位関係を示す。H 形断面部材では、フランジが曲げモーメントを負担できるようになることから、最大耐力が塑性せん断耐力で決定されると考えられる。

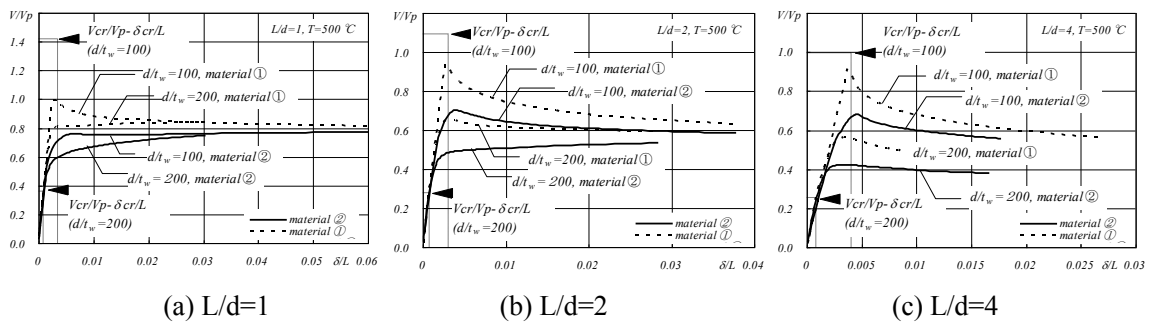


図 2. 1. 22 Load-displacement curve

シェル梁要素で表現した H 形断面モデル：

次にフランジ・ウェブともにシェル要素で表現した H 形断面の高温時ウェブせん断座屈挙について考察する。フランジをシェル要素で表現することで、ウェブのせん断座屈に伴

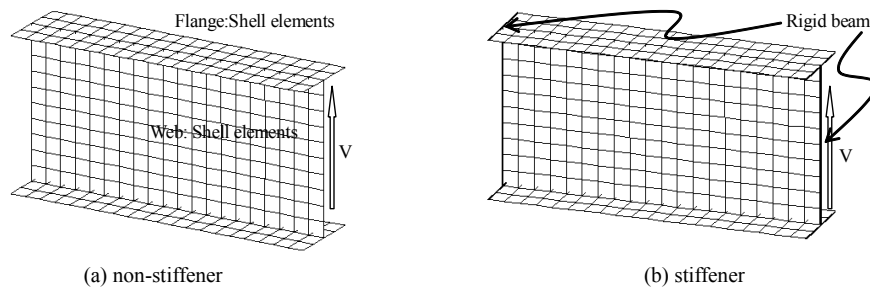


図 2. 1. 23 Analytical model ($L/d=2$)

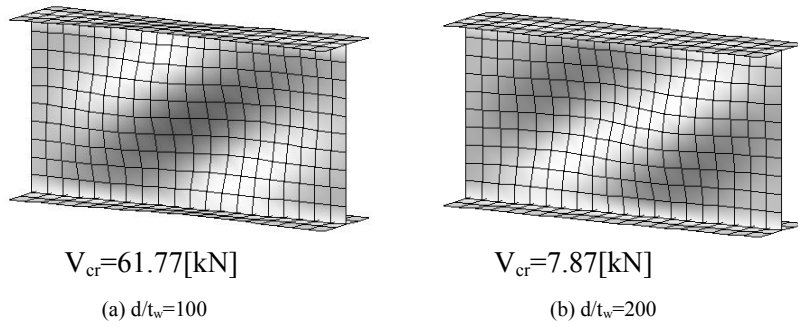


図 2. 1. 24 1st eigen mode (L/d=2, non-stiffener)

うフランジの局部変形も考慮することができる。また、ここでは支持端および加力端のスチフナの有無についても検討する。図 2. 1. 23 に解析モデルを示す。スチフナを考慮する場合には、剛な梁要素を付加することで表現している。

図 2. 1. 24 に L/d=2, スチフナが無い場合の d/t_w=100,200 に対する弾性座屈モードおよび弾性座屈荷重を示す。d/t_w=100 の場合には、ウェブの座屈に伴いフランジも変形する様子が確認できるが、d/t_w=200 の場合にはフランジはほとんど変形しないことが分かる。

図 2. 1. 25 にスチフナが無い場合の荷重一変位関係を示す。図中細線（実線：材料②，破線：材料①）はフランジを梁要素で表現した場合の解析結果を表す。フランジ幅厚比が比較的小さいために、フランジをシェル要素で表現した結果はフランジを梁要素で表現したものほとんど変わらないものとなっている。

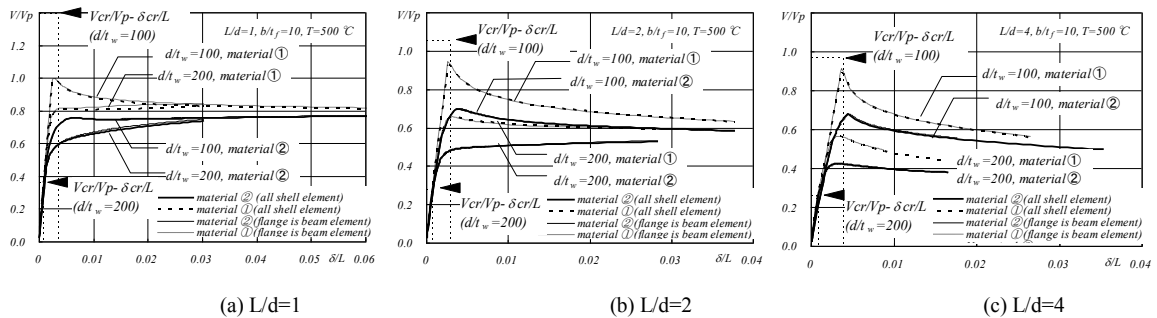


図 2. 1. 25 Load-displacement curve (non-stiffener)

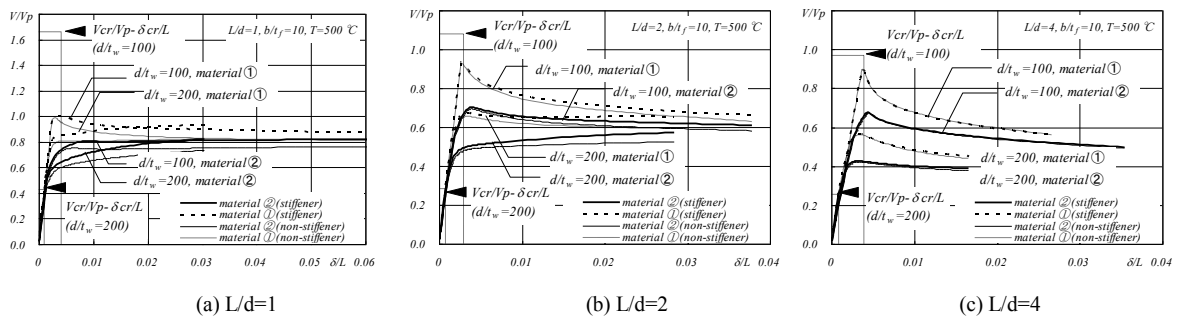


図 2. 1. 26 Load-displacement curve (stiffener)

図 2.1.26 にスチフナを考慮した場合の荷重—変位関係を示す。図中細線（実線：材料②，破線：材料①）はスチフナが無い場合を表す。スチフナの有無は最大耐力にほとんど影響せず，アスペクト比が小さい場合には，変位が大きく進展した場合の停留する耐力の値を少し大きくする様子が確認できる。これは，アスペクト比が小さい場合には，付加されたスチフナによって”Tension field”が図 2.1.27 のように広がっているためと予想される。

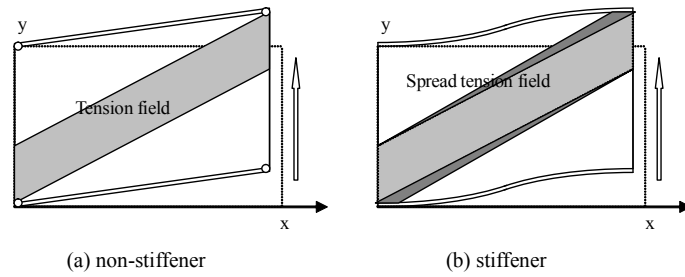


図 2.1.27 Deformation and tension field

図 2.1.28 にスチフナを付加した材料特性②の解析の最終ステップにおける変形状を示す。 $d/t_w=100$ の場合には， $L/d=1,2$ ではウェブの座屈波形が材長全体に渡って対角線上に発生しているが， $L/d=4$ の場合には材長よりも短い領域に座屈波形が生じている様子が伺える。

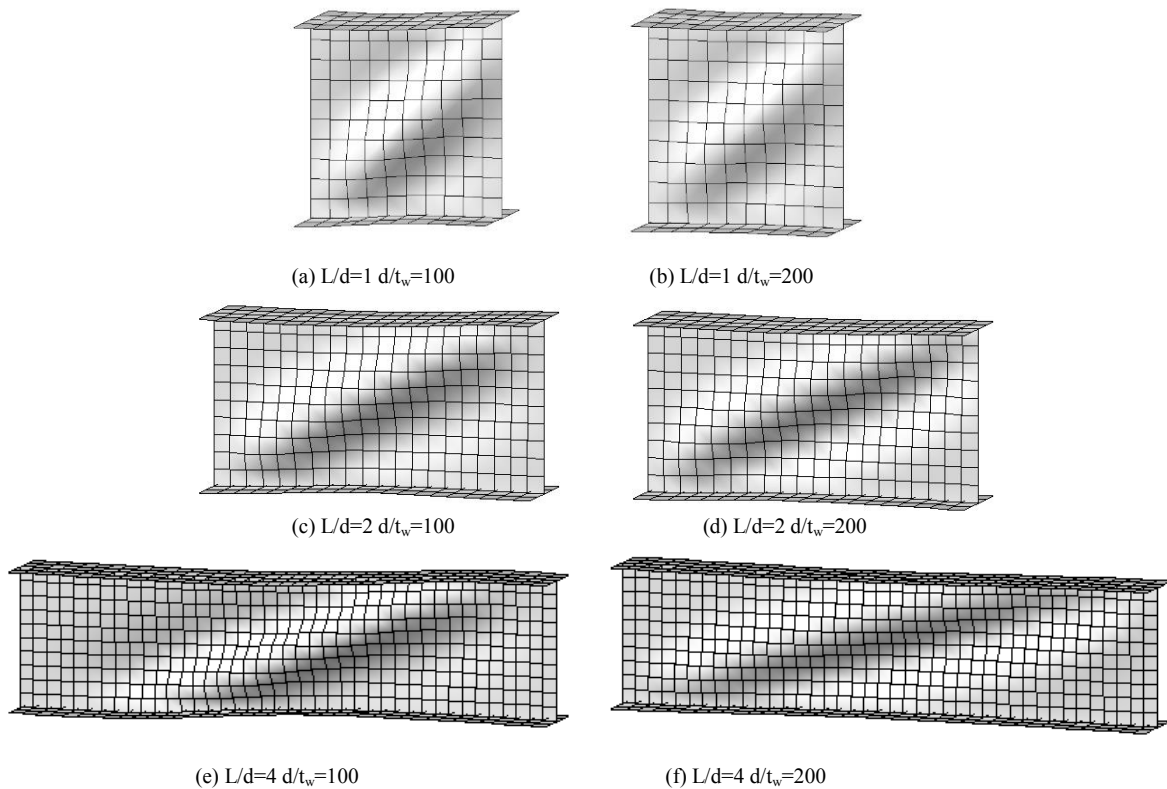


図 2.1.28 Deformation (with stiffener, material property ②)

<単純化した荷重—変位関係算出方法>

次に、ウェブ幅厚比の大きい H 形鋼梁部材の高温時せん断座屈挙動に対して、座屈耐力関数 \bar{S} を用いた荷重—変位関係の簡便な算出方法について説明する。

全変位成分 δ は式(2.1.34)のようにせん断成分 δ_S と曲げ成分 δ_M により加法的に表せるものとする。

$$\delta = \delta_S + \delta_M \quad (2.1.34)$$

また、せん断力と曲げモーメントの線形剛性は式(2.1.35)で表される。

$$k_S = \frac{GA_w}{L}, \quad k_M = \frac{12EI}{L^3} \quad (2.1.35)$$

$$V = k_S \delta_S, \quad V = k_M \delta_M$$

ここで、3つの状態について考える。

1st phase 弾性状態：

この状態は、せん断力と変位の関係が式(2.1.36)の関係にある状態である。なお、弾性座屈荷重 V_{cr} および弾性座屈座屈変位 δ_{cr} は固有値解析によって得られたものや、鈴木・五十嵐による提案式により得られる値を使うものとする。

$$\frac{V}{V_{cr}} = \frac{\delta}{\delta_{cr}} \quad (2.1.36)$$

2nd phase 弾性座屈状態：

弾性座屈が生じた後の状態で、せん断力は式(2.1.37)から算出されるものとする。

$$\frac{V}{V_{cr}} = \bar{k}_{eb} \frac{\delta}{\delta_{cr}} \quad (2.1.37)$$

ここに、 $\bar{k}_{eb} = 0.7$ とする。

3rd phase 塑性せん断座屈状態：

この状態は、塑性せん断座屈が生じた状態であり、垂直ひずみ ε とせん断ひずみ γ がそれぞれ式(2.1.38)から算出され、また降伏後のひずみ硬化の影響を考慮した垂直降伏応力 σ_Y 、せん断降伏応力 τ_Y が式(2.1.39)で算出されるものとする。

$$\varepsilon = \frac{6}{L^2} \frac{d}{2} \delta_M, \quad \gamma = \frac{1}{L} \delta_S \quad (2.1.38)$$

$$\delta_M = \frac{k_S}{k_S + k_M} \delta, \quad \delta_S = \frac{k_M}{k_S + k_M} \delta$$

$$\dot{\sigma} = \frac{E_{PT}E}{E + E_{PT}} \dot{\varepsilon}, \quad \dot{\tau} = \frac{E_{PT}G}{3G + E_{PT}} \dot{\gamma} \quad (2.1.39)$$

ここに、 $\dot{\sigma} = \text{sign}(\sigma)E_{PT}\dot{\zeta}^p$, ζ^p : 塑性進展パラメータ

また、座屈耐力関数 \bar{S} が式(2.1.40)で与えられるものとし、 \bar{S} を用いてせん断耐力が式(2.1.41-a)(2.1.41-b)で算出されるものとする。なお、式(2.1.41-a), (2.1.41-b)はそれぞれ、全塑性モーメントまたは全塑性せん断力に基づき算出したものである。

$$\bar{S} = \begin{cases} C_1 + (1 - C_1)\{1 - C_2(\Theta - \Theta_0)\} \text{EXP}\{C_3(\Theta - \Theta_0)\} & \{\Theta \geq \Theta_0\} \\ = 1.0 & \{\Theta < \Theta_0\} \end{cases} \quad (2.1.40)$$

ここに、 Θ は座屈進展パラメータ ($\Theta = \delta/\delta_{cr}$) であり、 C_1, C_2, C_3 は座屈による軟化係数である。

$$\frac{V}{V_{cr}} = \frac{2Z_p\sigma_Y}{LV_{cr}} \bar{S}, \quad \frac{V}{V_{cr}} = \frac{A_w\tau_Y}{V_{cr}} \bar{S} \quad (2.1.41-a), (2.1.41-b)$$

したがって、この状態でのせん断耐力は式(2.1.36), (2.1.37), (2.1.41)の最小値となる。

$$\frac{V}{V_{cr}} = \text{Min}\{Eq.(2.1.36) \text{ or } (2.1.37), Eq.(2.1.41-a), Eq.(2.1.41-b)\} \quad (2.1.42)$$

図 2.1.29 に本評価手法の概念を示す。弾完全塑性体材料に対しては、塑性耐力劣化曲線はひとつだけとなるが、ひずみ硬化を考慮する場合に対しては、ひずみの進展に伴い塑性耐力劣化曲線が移動することになる。

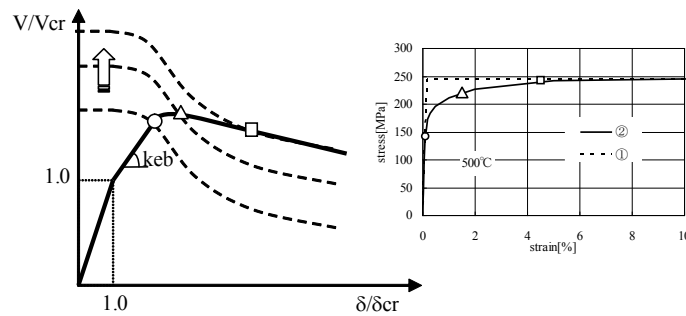


図 2.1.29 Illustrate the concept of proposed method

座屈による軟化定数 C_1, C_2, C_3 について、本研究において C_2, C_3 は定数 ($C_2 = -0.1, C_3 = -0.4$) とし、 C_1 は変位が大きく進展した場合のせん断耐力の停留値に対応するものとして、アスペクト比 L/d に応じて変化するものとした。また、スチフナの有無についても変化すると考えられることからスチフナの有無に対してそれぞれ式(2.1.43-a), (2.1.43-b)とした。

$$\text{With stiffeners : } C_1 = 0.6\theta + \frac{1}{3} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta \leq \theta_0 \\ \theta > \theta_0 \end{array} \right\}, \quad \theta_0 = \frac{10}{9} \quad (2.1.43-a)$$

$$= 1.0$$

$$\text{Without stiffeners : } C_1 = 0.72\theta + \frac{1}{3} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta \leq \theta_0 \\ \theta > \theta_0 \end{array} \right\}, \quad \theta_0 = \frac{100}{108} \quad (2.1.43-b)$$

$$= 1.0$$

ここに、 $\theta = \tan^{-1}(L/d)$ [rad].

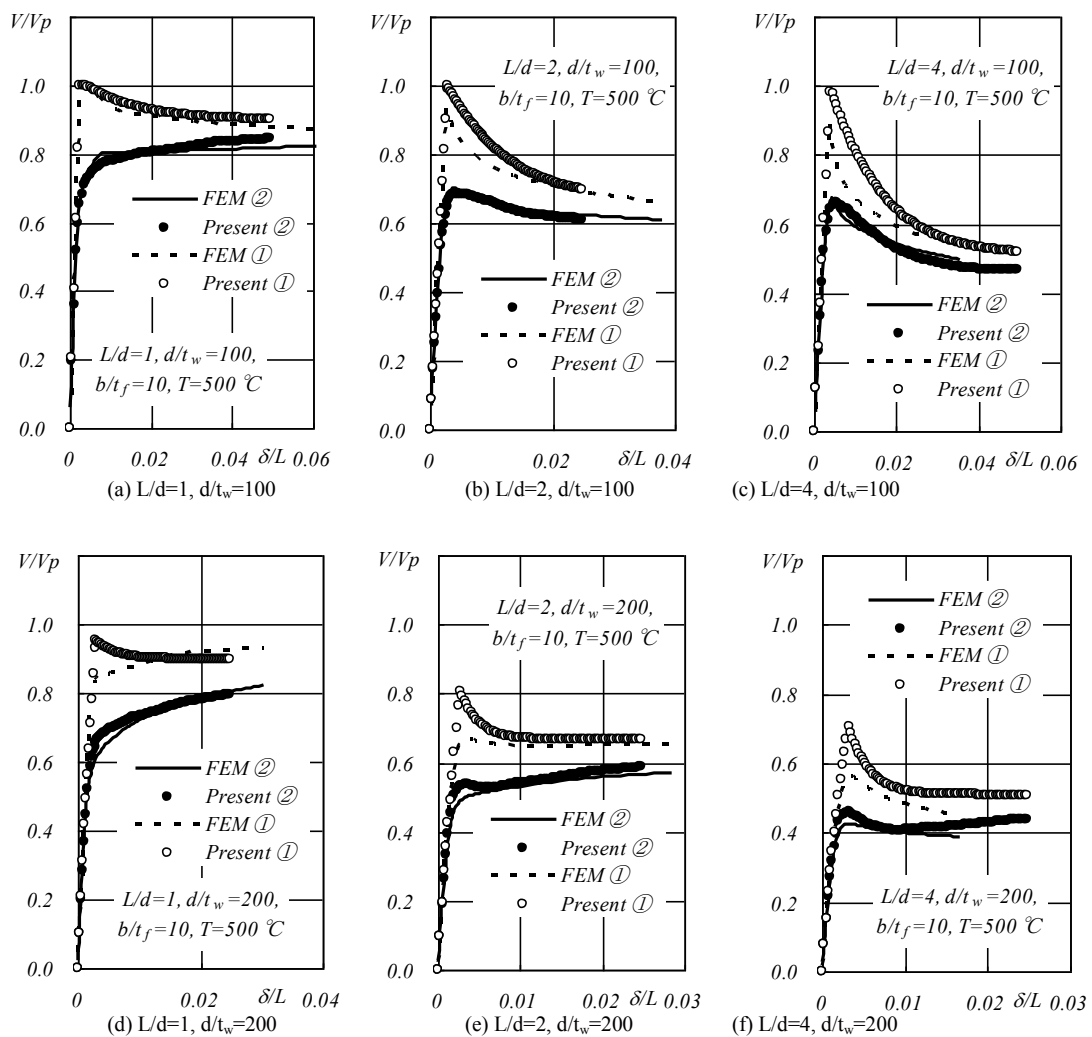


図 2. 1. 30 Comparison for stiffener models

図 2. 1. 30 に上記定式化によるせん耐力と離散化モデルによる数値解析結果を比較する。図中 (○ : 材料①, ● : 材料②) が簡易評価手法による結果を表し, (破線 : 材料①, 実線 : 材料②) が離散化モデルによる結果を表している。両者は材料特性やアスペクト比, ウェ

ブ幅厚比に係わらず最大耐力および耐力劣化域の挙動まで良く対応していると考えられる。

<アルミニウムを用いた実験>

数値解析による検討に加えて、鋼材の高温時材料特性を模擬した材料としてアルミニウムを用いたせん断座屈実験を行った。

使用したアルミニウムの応力度—ひずみ関係を図 2. 1. 31 に、力学的特性を表 2. 1. 1 に示す。

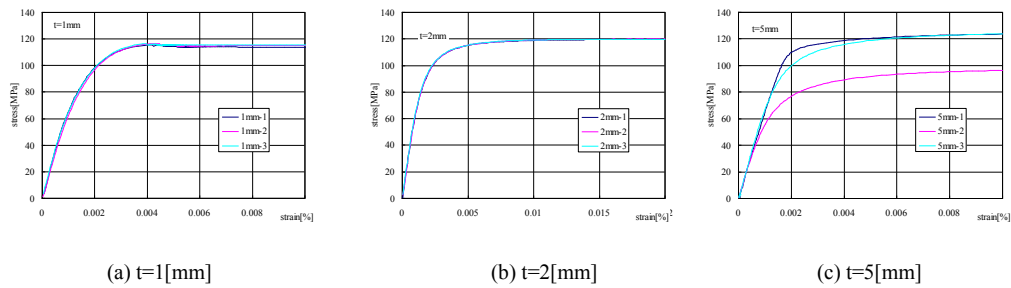


図 2. 1. 31 Stress-strain curve

表 2. 1. 1 Mechanical properties

	t=1[mm]	t=2[mm]	t=5[mm]
Strength σ_u [MPa]	116.0	119.8	125.1
Young's modulus E [GPa]	60.62	59.15	63.61

試験体としては、 $L/d=1,2,4$ の 3 種類、ウェブ板厚 $t_w=1[mm],2[mm](d/t_w=200,100)$ の 2 種類を設定した。加力方法としては 3 点曲げ試験となることから支持間長さは $2L$ となり、試験体部と反対側のウェブには縦スチフナを溶接してある。また、ウェブ板厚に比し、フランジ板厚 $t_f=10[mm]$ と厚いことからウェブとフランジの接合は部分的な溶接となっている。写真 2. 1. 4 に $t_w=1[mm]$ の場合の試験体を示す。

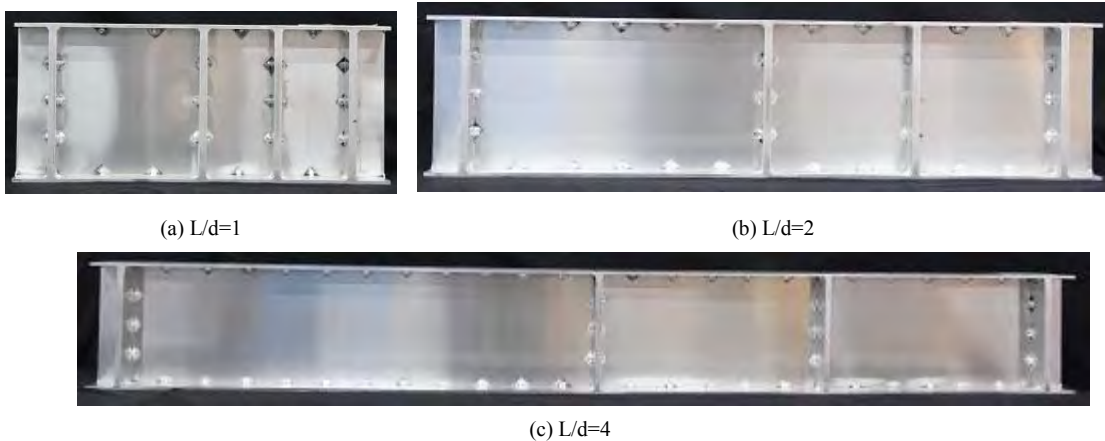


写真 2. 1. 4 Specimen

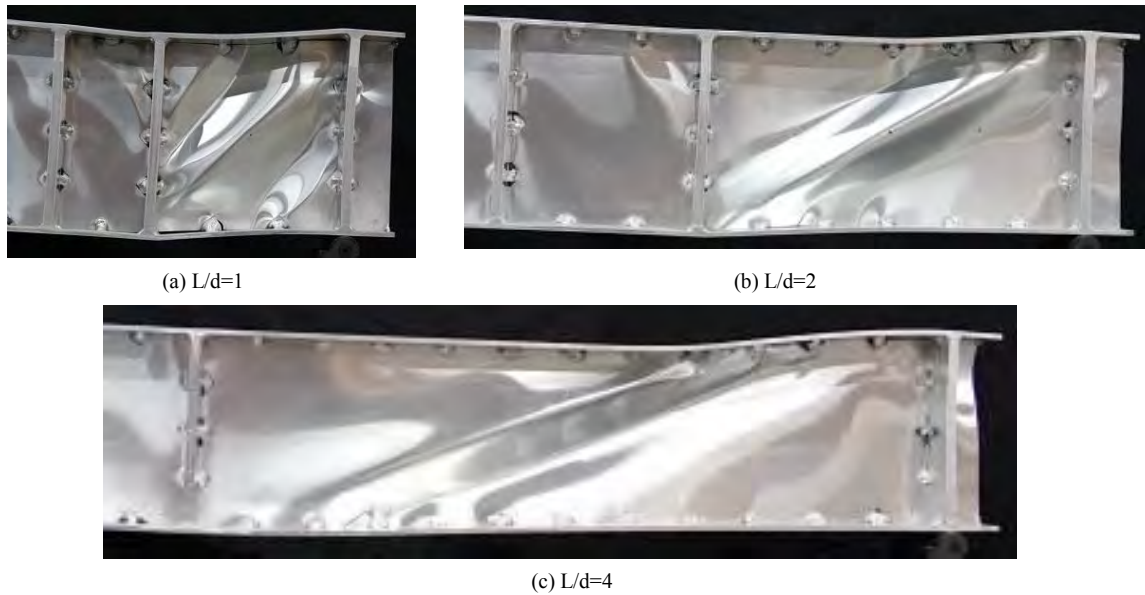


写真 2.1.5 Deformation ($t_w=1[\text{mm}]$)

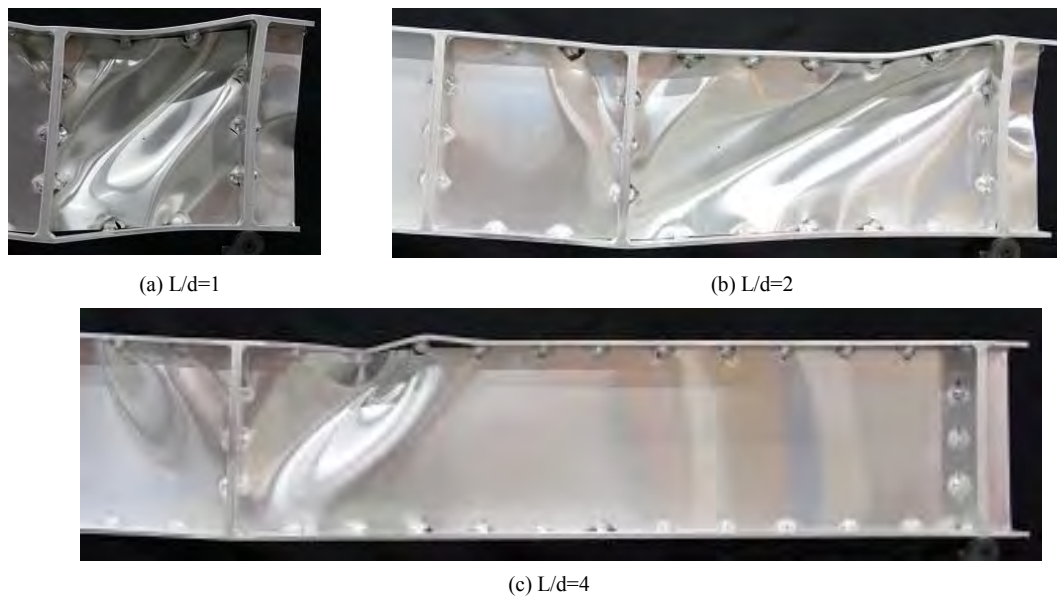


写真 2.1.6 Deformation ($t_w=2[\text{mm}]$)

写真 2.1.5, 写真 2.1.6 にそれぞれ $t_w=1[\text{mm}]$, $2[\text{mm}]$ の場合の実験終了時の変形形状を示す。 $L/d=1,2$ については $d/t_w=100,200$ の場合ともに試験体部スパンにわたって座屈後対角線上に Tension field が生成されている様子が伺えるが、 $L/d=4$, $d/t_w=100$ の場合には、ほぼ d の長さの領域で座屈が発生し、Tension field も d の長さの領域に生じているものと考えられる。

図 2. 1. 32 に荷重—変位関係を示す。フランジとウェブをスポット溶接としているために一体とした場合の線形剛性よりも小さい剛性となっているが、各条件毎に 3 体行った結果は、ほぼ同様の荷重—変位関係を示している。

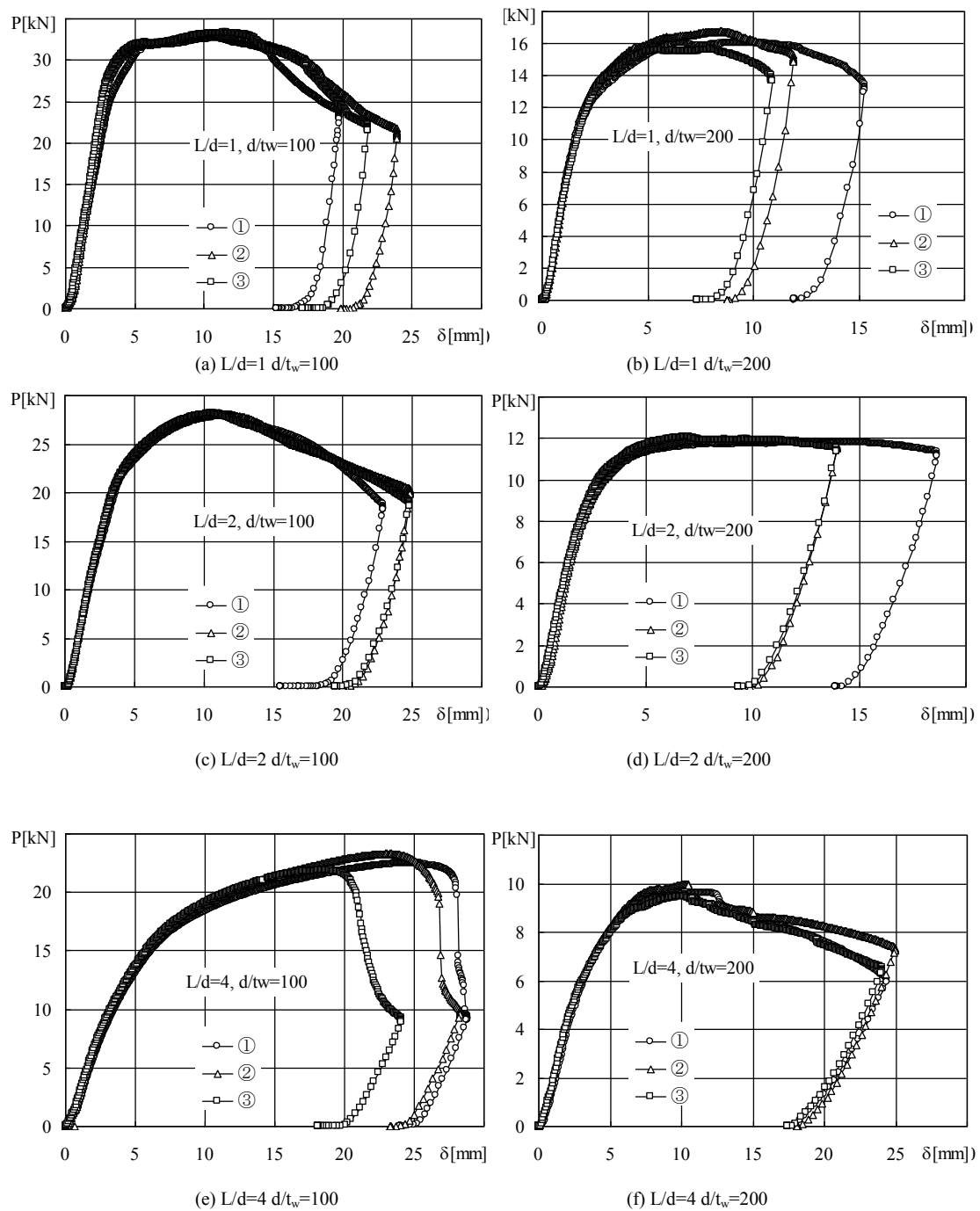


図 2. 1. 32 Load-displacement curve

＜軸力を考慮した場合の数値解析的検討＞

次にウェブ幅厚比の大きな H 形鋼梁部材の高温時せん断座屈後耐力に及ぼす軸力の影響について検討する。また、圧縮軸力が作用する場合について単純化した荷重－変位関係評価手法の妥当性についても検証する。

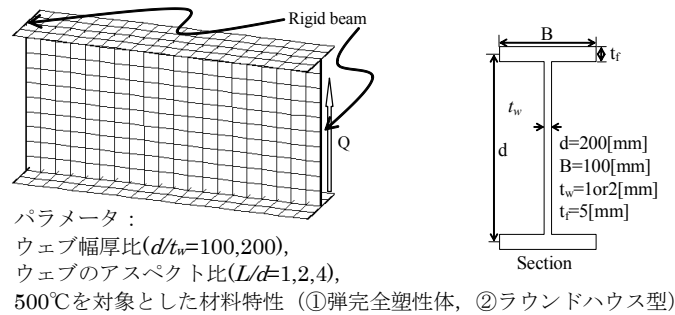


図 2. 1. 33 Analytical model($L/d=2$)

軸変位を拘束した場合：

解析モデルやパラメータとしては、図 2. 1. 33 に示すように図 2. 1. 23(b)と同じであるが、ここではまず、軸方向変位を拘束し、変形に伴い引張軸力が作用する場合のウェブせん断座屈挙動について考察する。図 2. 1. 34、図 2. 1. 35、図 2. 1. 36 に $L/d=1,2,4$ の荷重－変位関係を示す。図中、破線および実線は弾完全塑性体、ラウンドハウス型の材料特性モデルに対する結果を表し、プロットは軸力比の推移を表す。比較のために細線で軸変位を拘束しない場合 ($N=0$) の結果を示す。ウェブ幅厚比、ウェブのアスペクト比、材料特性に係わらず座屈後引張軸力が急激に増加しているが、耐力上昇が顕著になるのは $N=0$ の場合の弾完全塑性体(①)の最大耐力以降であり、軸力比が 0.1 未満であれば影響は少ないと考えられる。

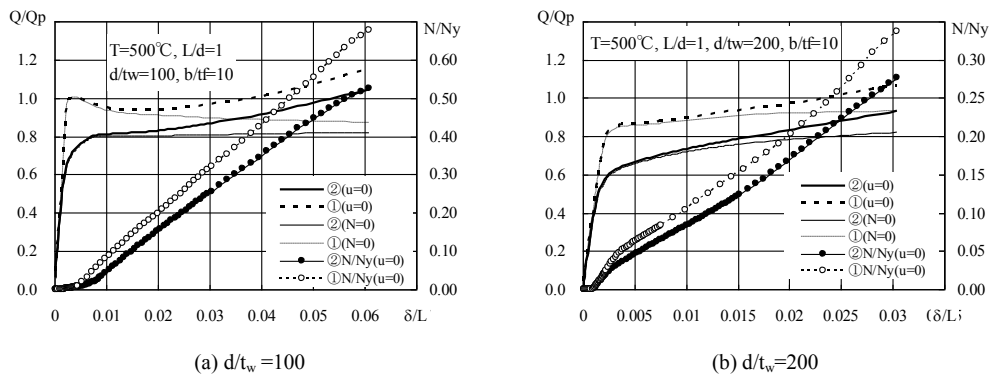


図 2. 1. 34 Load-displacement curve($L/d=1$)

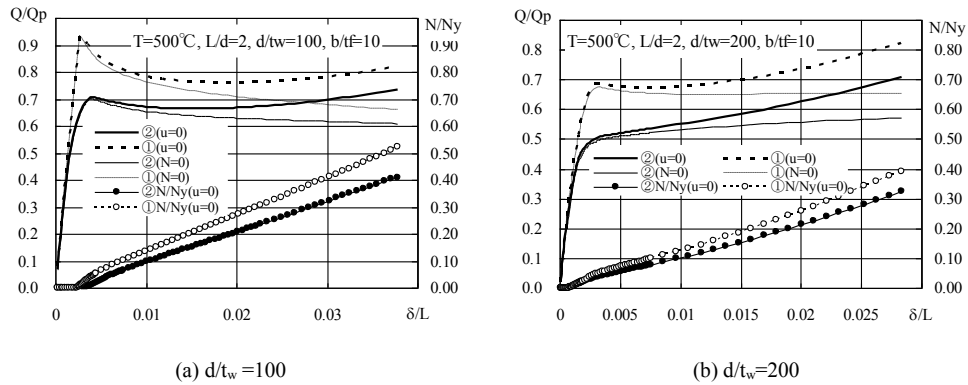


図 2. 1. 35 Load-displacement curve(L/d=2)

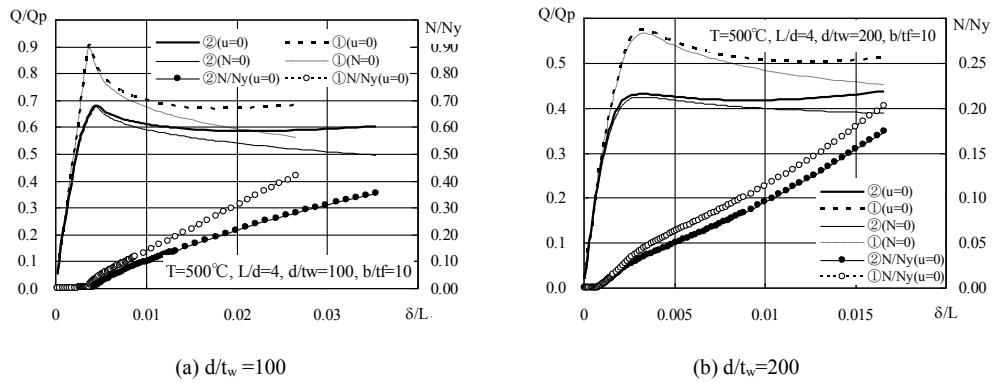


図 2. 1. 36 Load-displacement curve(L/d=2)

一定圧縮軸力を加えた場合：

次に梁につながった柱の剛性が比較的高く、熱による軸伸びを拘束された場合を想定し、 $N/N_y = -0.1$ の一定圧縮軸力を加えた場合について考える。なお、弾性座屈荷重 Q_{cr} は $N=0$ の場合 ($Q_{cr(N=0)}$) に比べ表 2.1.2 のように低下しており、 $d/t_w = 100$ の場合は 9 割程度にしか低下していないのに対し、 $d/t_w = 200$ では 3~5 割にまで低下している。図 2.1.37, 図 2.1.38, 図 2.1.39 にそれぞれ $L/d=1,2,4$ の荷重-変位関係を示す。全てのモデルに対して座屈以前において、軸力の有無による違いはほとんど無く、また、座屈後においても小さいことから軸力比が小さい場合には影響は少ないと考えられる。

表 2. 1. 2 Comparison of elastic buckling load

L/d	1		2		4	
d/t_w	100	200	100	200	100	200
Q_{cr} [kN]	83.49	5.90	53.23	2.92	47.59	1.74
$Q_{cr}/Q_{cr(N=0)}$ [%]	94.0	49.1	87.2	36.4	86.8	24.1

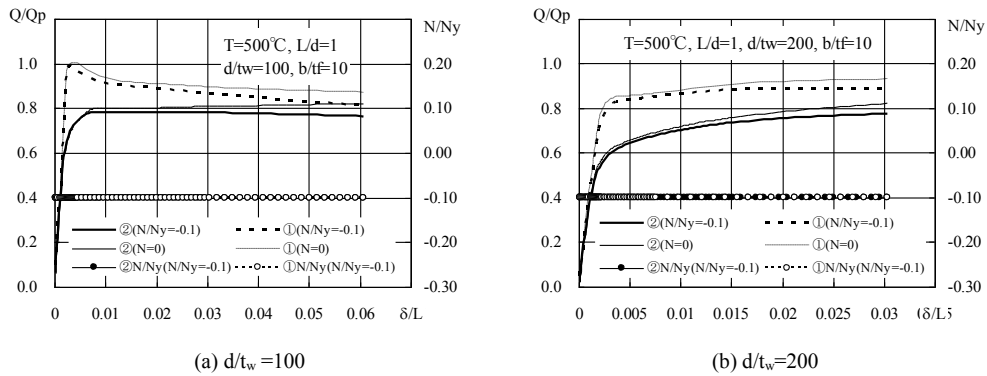


図 2. 1. 37 Load-displacement curve(L/d=1)

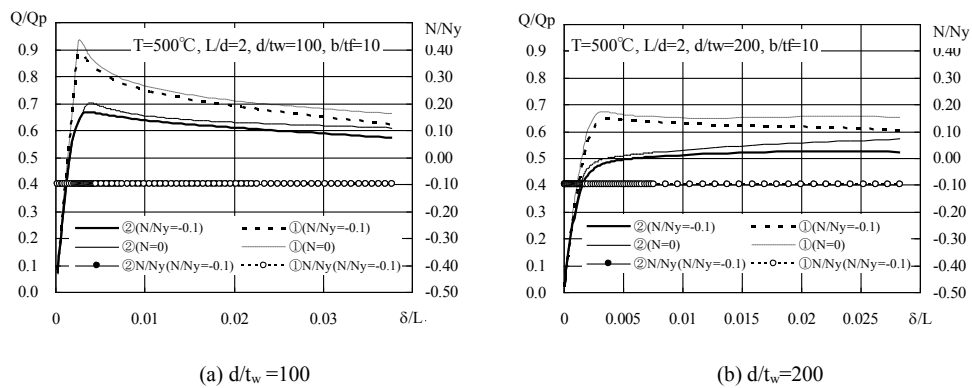


図 2. 1. 38 Load-displacement curve(L/d=2)

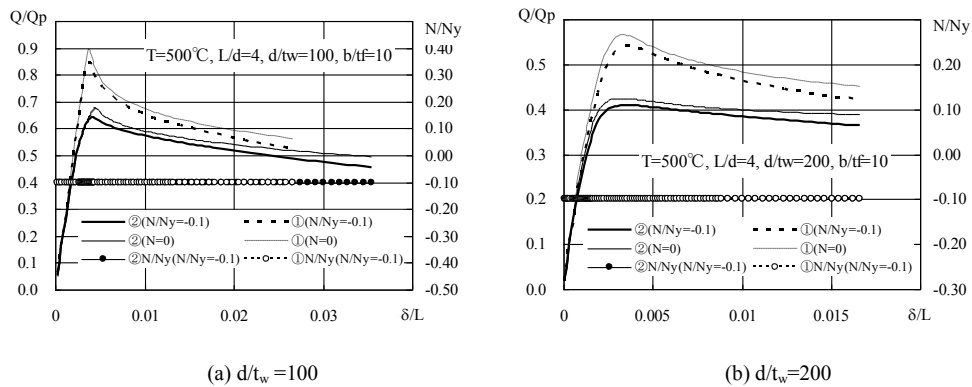


図 2. 1. 39 Load-displacement curve(L/d=4)

単純化した荷重－変位関係提案モデルとの比較：

提案モデルと有限要素モデルとの比較を行う。軸力がある場合には全塑性モーメントの低下も考慮する必要があるので、式(2.1.41-a)の $Z_p\sigma_y$ を軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} に修正した。また、座屈による軟化係数についても変化することが考えられるが、本研究では変更せずに軸力が無い場合と同じ値とした。

図 2. 1. 40, 図 2. 1. 41, 図 2. 1. 42 に $L/d=1,2,4$ の場合の荷重－変位関係を示す。弾性座屈荷重が大幅に低下した $d/t_w=200$ の場合においても荷重の停留値を高く評価してはいるもの

の概ね一致しており、提案モデルの考え方が妥当であると考えられる。

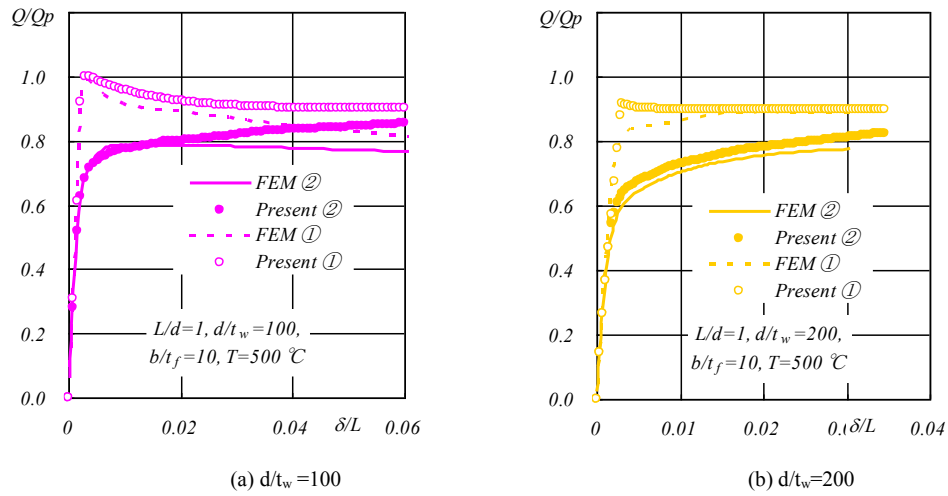


図 2. 1. 40 Load-displacement curve($L/d=1$)

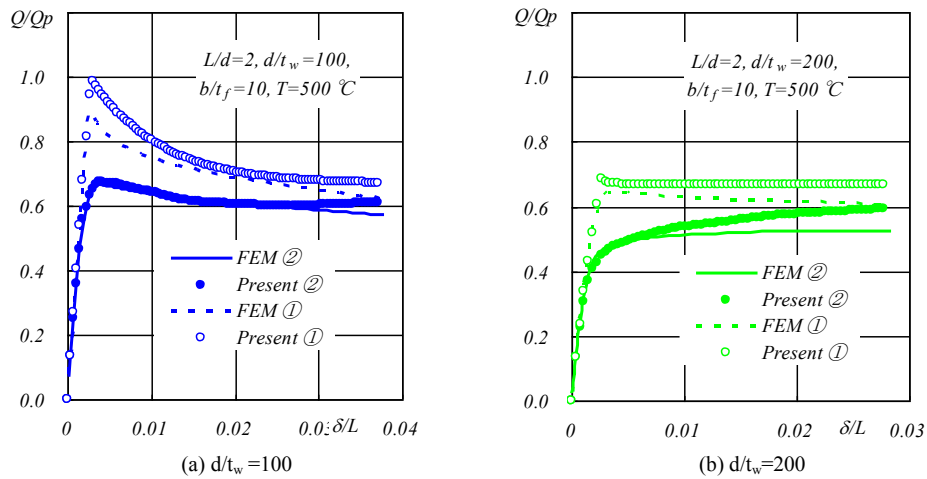


図 2. 1. 41 Load-displacement curve($L/d=2$)

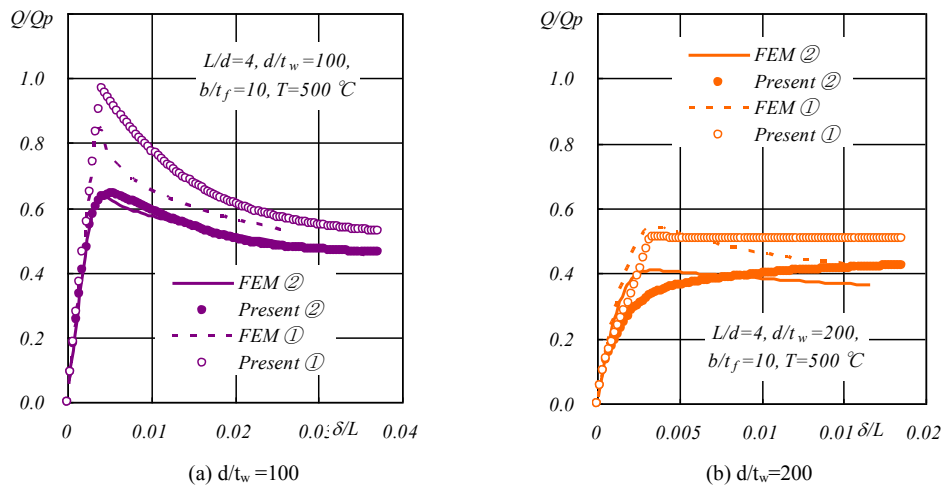


図 2. 1. 42 Load-displacement curve($L/d=4$)

2.1 の参考文献

- 1) 大塚貴弘, 元結正次郎: 「鋼構造骨組における局部座屈を考慮した梁要素モデル」, 第 63 回理論応用力学講演会(NCTAM2014), OS18, USB (2014-9)
- 2) Tran-Tuan NAM, Kazuhiko KASAI, Takahiro OHTSUKA, Shojiro MOTOYUI : 「FULL-SCALE BUILDING COLLAPSE TEST AND ANALYSIS CONSIDERING TWO-DIRECTIONAL COLUMN DETERIORATIONS」, 構造工学論文集, Vol.62B, pp. 411-424, (2016-3)
- 3) 横井健人, 大塚 貴弘, 元結正次郎: ひずみ硬化を有する H 形鋼梁モデルの局部座屈挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.333-334, 2016.8
- 4) 大塚 貴弘, マーカス クノブロッホ, マリオ フォンタナ: ウェブ幅厚比の大きい H 形鋼梁の高温時せん断座屈後耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.345-346, 2013.8
- 5) Takahiro Ohtsuka, Markus Knobloch and Mario Fontana: “Shear Capacity of Steel Plate Girders with Slender Webs in Fire”, Proceedings of the 5th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, University of Cape Town, pp. 1-6 (CD-ROM), (2013-9)
- 6) 大塚 貴弘, マーカス クノブロッホ, マリオ フォンタナ: ウェブ幅厚比の大きい H 形鋼梁の高温時せん断座屈後耐力 その 2: 軸力の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.371-372, 2014.9

2.2 鉄筋コンクリート(RC)骨組構造を対象とした検討(研究担当者:武藤 厚,村田 賢)

2.2.1 RC ラーメン構造物に対する3次元解析システムの開発とその適用

主として空間骨組構造の数値解析の教育用に公開されているシステム"SPACE"^{1),2)}は、当初、主として鉄骨骨組を対象としてGUIベースのプリ・ポスト処理機能を有し、公開されている。近年、そのシステムについて、鉄筋コンクリート構造に対する弾塑性機能を組み込み、システムの拡張を行った。本報告の目的は、システムの新規機能を紹介すると共に、RC構造物のモデル化の概要と妥当性の検証について示すことにある。例として既往の文献^{3),4)}で示されたRC建物を対象として、開発されたシステムを用いてモデル化し、静的および動的な弾塑性解析を試みる。比較対象が数値解析ではあるが、得られた結果と比較し、RC構造の弾塑性解析機能の妥当性を検証する⁵⁾。

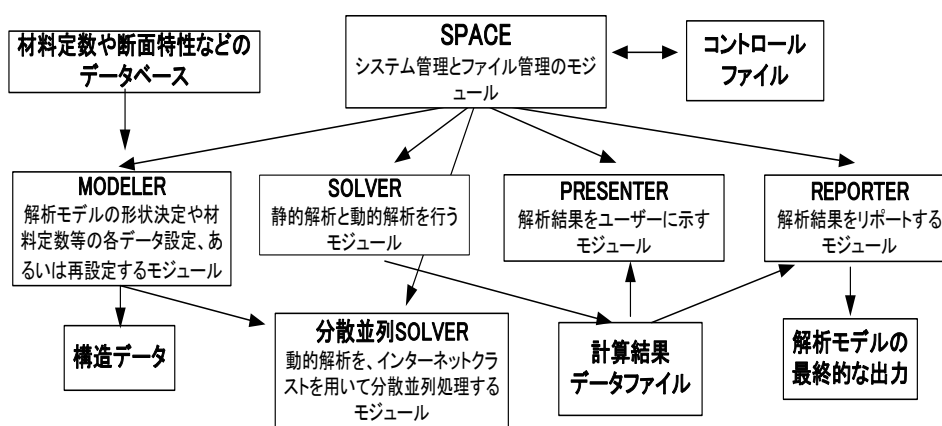


図 2.2.1 システム構成

(1) システムの概要

全体システム

SPACEは、図2.2.1に示すようにデータベースを中心に各種解析やプレポスト等の各モジュールが有機的に結合され構成される。ここでは、人口地震波を作ることでも可能で、記録された実地震波と同様データベースに登録し、使用することができる。MODELERでは、CADによる解析モデルの構築を可能とし、材料や断面特性などの情報をデータベース化して、入力操作の利便性を大幅に向上させている。例えばRCのファイバー断面では、要素に必要な情報を効率良く作り出す。

利用者の視点で概観すると、まず、構造物の基本的な形状をダイアログより入力し、通り心位置や座標の初期設定を行って図面の原型を生成する。次に、部材設定、境界条件、荷重位置、質量などの情報が、平面図や立面図上の位置をマウスで指定することで自動的

に作成される。操作終了後、それらはファイルに出力される。SOLVER では、解析用制御パラメータに基づいて数値計算を実施し、関連するファイルに結果を出力する。PRESENTER によって解析結果が分析・評価される。アニメーションによって変位や荷重の増分履歴や時刻歴応答が、M 図付きの軸組ワイヤフレームとして観察される。応力はカラー表示され、塑性ヒンジ発生位置にはマーカが表示される。さらに、構造をソリッド表示することで振動状態がよりリアルに表現される。ソリッド表示機能の一つに、物体内部を透視するオプションがある。そこでは各部材内に RC 断面の配筋状態やばねが表示され、アニメーション機能を用いると断面内の応力状態や塑性進行状態が可視化される。また、骨組中の部材をマウスで指定すると、ファイバー断面の応力状態、各ファイバーやばねの応力-歪関係やカー変位関係が容易に得られ、部材の弾塑性状態が即座に理解できる。REPORTER では、解析結果を分析し、研究・設計で必要となる表やグラフを提供する。

MODELER による解析データ作成

解析で必要となる各種のデータは、MODELER を用いて作成される。図 2.2.2 に示すように平面図や立面図を使用し、マウスで位置を指定して部材などの設定を行う。また、節点や部材に関する情報は表形式で設定・変更することができる。

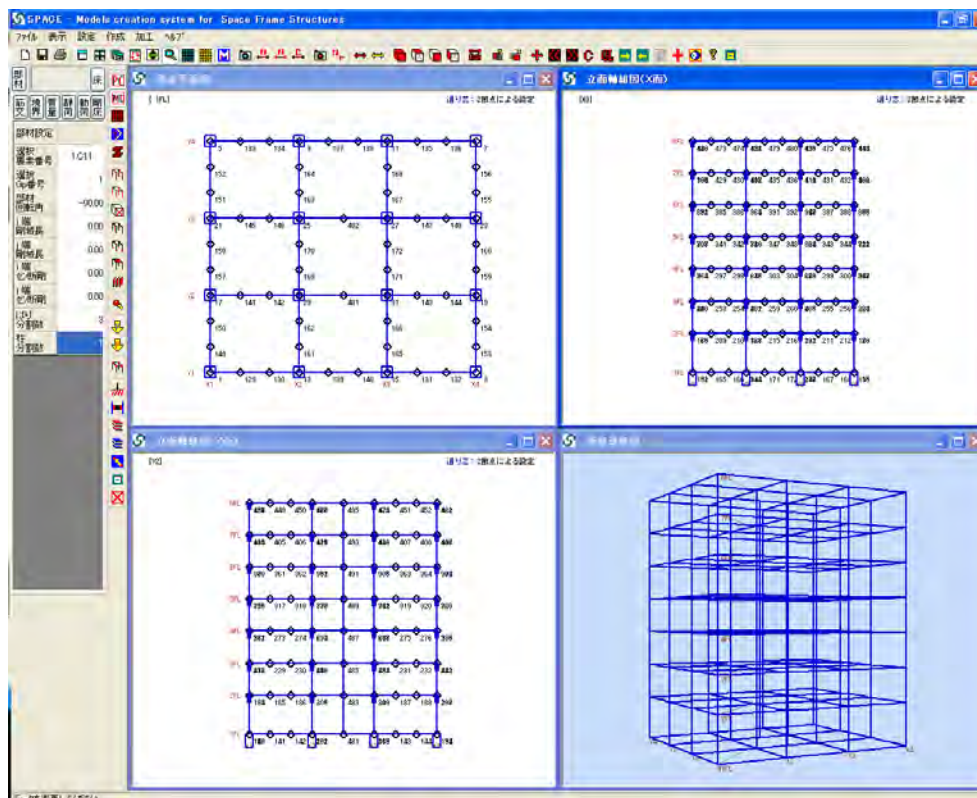


図 2.2.2 MODELER による構造データ作成

SPACE は、材料定数や断面特性に関するデータベースを有している。MODELER ではこ

このデータベースを利用して部材の断面性能やファイバー断面を設定しており、解析モデルの効率的な構築に貢献している。特に、部材情報や断面データの作成は図 2.2.3 のようなダイアログを用いて行うため、分かり易くデータ入力が容易となる。また図 2.2.2 右下の透視図をソリッド表示に変更した後、透視表示にすると、図 2.2.4 のように断面内の配筋状態が示され、不適切な設定の検索に役立つことになる。

このように MODELER は、使い易く、しかも効率的に解析モデルを構築することが可能であり、SPACE における重要な役割を担っている。

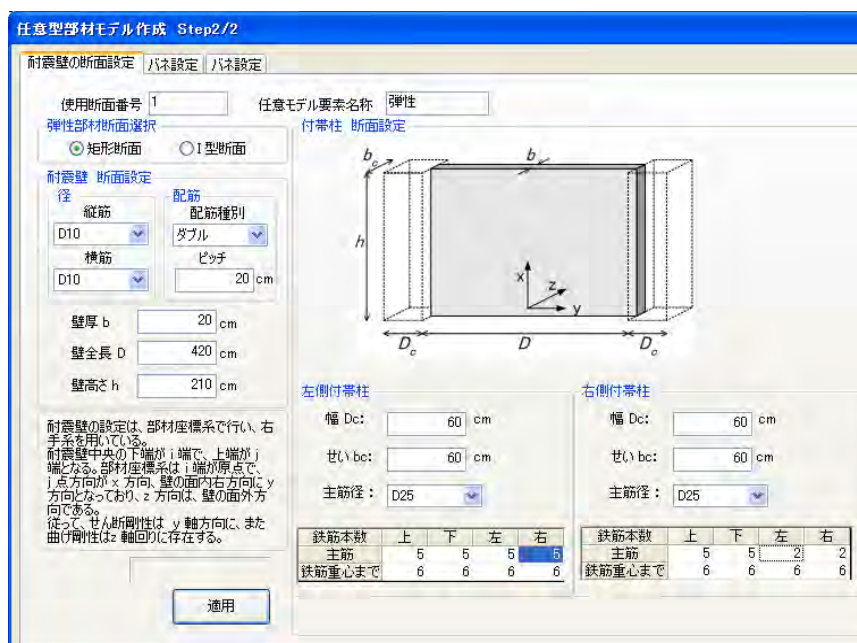


図 2.2.3 ダイアログ用いた耐震壁の設定

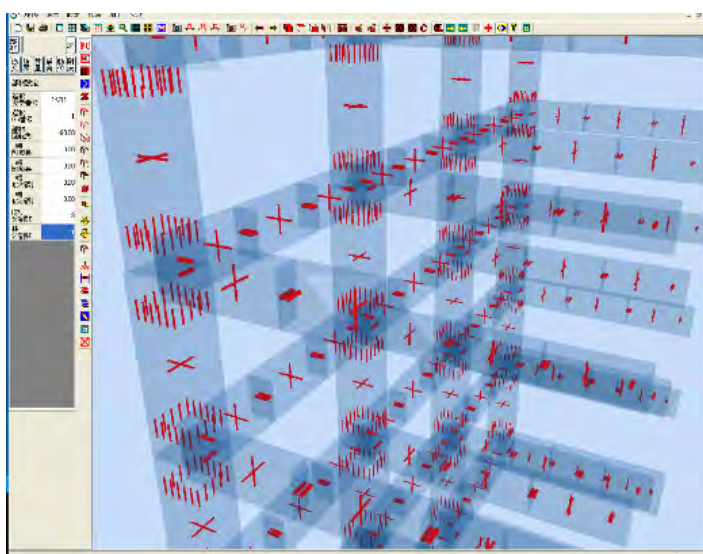


図 2.2.4 ソリッド表示で断面内の配筋状態を確認

SOLVERによる数値解析

SPACEには、増分理論を基に幾何学的非線形を考慮した静的・動的弾塑性解析用 SOLVER 及び分散並列型動的 SOLVER の3種類が存在する。これら3種の静的及び動的解析モジュールは、いずれも GUI を管理するグラフィック関連部分と数値計算を行う部分に分かれている。

図 2.2.5 は動的 SOLVER の計算過程や構造物の変形状態を表している。図のようにこれらのモジュールは数値計算を実施しながら図形処理を行い、またマウス操作などを介して送られるユーザからのメッセージを受付け、その対応処理を実行する。例えば、計算を途中で中止したり、新たな図形用ウインドウを表示させたりする。このような複雑な処理を行うためには、通常の数値計算手法のみでは実現できず、マルチスレッド技術や図形処理技術を応用している。

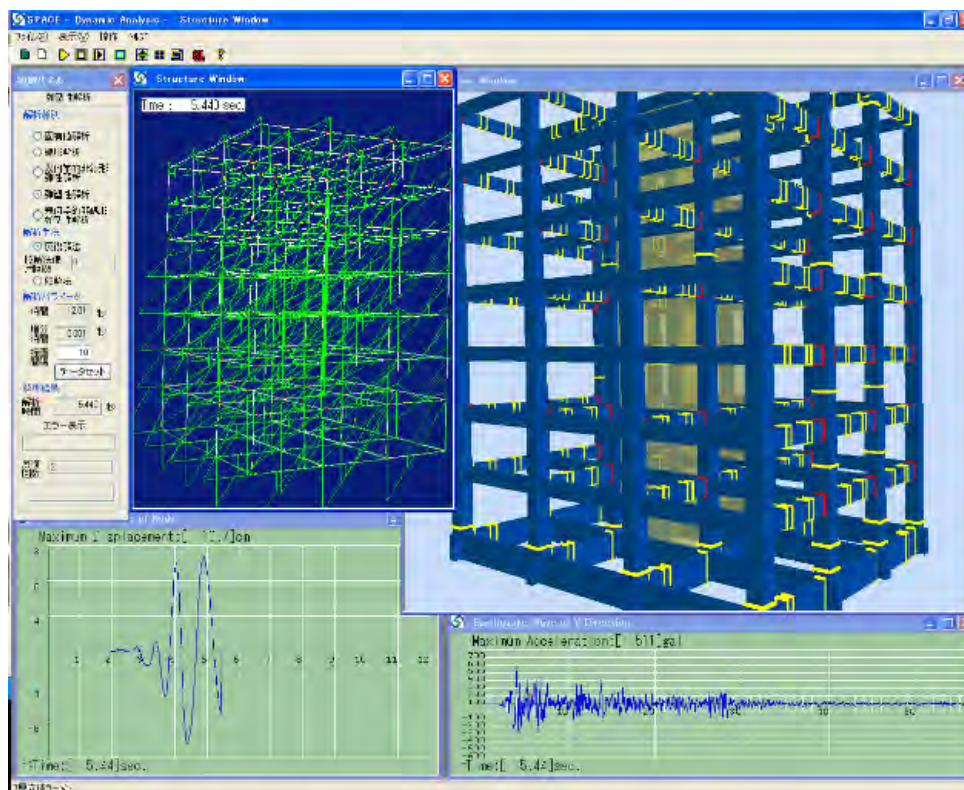


図 2.2.5 動的 SOLVER の計算過程を表示する

鉄筋コンクリート構造にファイバー断面を適用するためには、多くの計算時間と膨大なメモリー容量を必要とする。RC 断面のファイバー数は、既定では 12x12 に分割され、これに鉄筋を加えた数となる。無論、この分割方法は変更可能であるが、解析精度を維持するためには、多くのファイバーと計算時間が必要となる。そのため、SPACEには、計算効率を上げるために、分散並列型の動的 SOLVER が付属している。この分散並列処理は、単

一 CPU で動的解析を行う手法を並列処理向きに変更したものであり、部材モデルや履歴モデルは全て同一である。分散並列処理の実施には特殊な並列用コンピュータを必要としておらず、インターネット上の PC をクラスターとしてまとめ、数値計算の効率化を図っている。クラスターの構築は容易であり、特に PC 内に複数 CPU がある場合は、図 2.2.6 のように簡単な手続きで構築することができる。解析構造物の大規模化とファイバー断面の細分化に備えて、SPACE では並列処理が容易に実施できる環境を提供している（詳細は文献²⁾ URL を参照）。

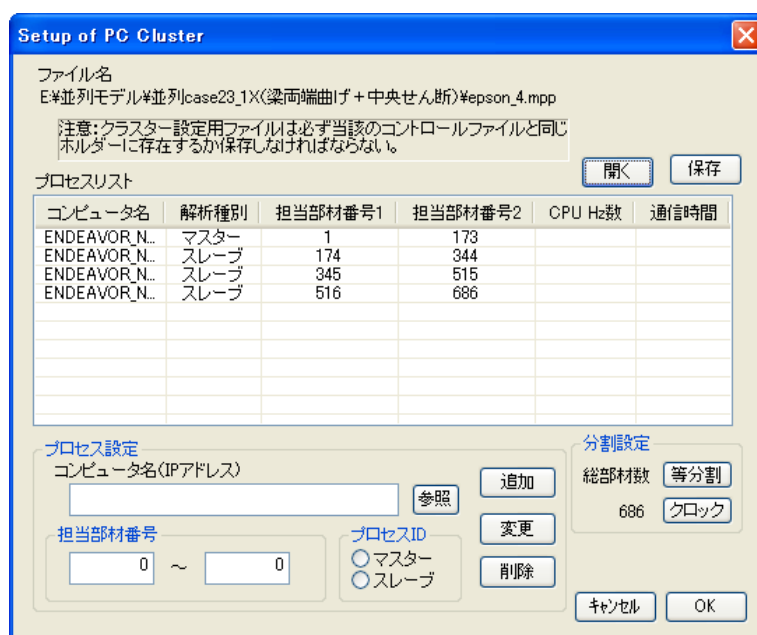


図 2.2.6 分散並列処理用 PC クラスターの構築

PRESENTER による結果の分析

解析結果は PRESENTER を用いて分析される。PRESENTER には多くのツールが用意されており、構造物全体の変形状態から断面内のコンクリートや鉄筋の応力-歪関係まで図形やグラフとして提示される。これらのツールを利用して、構造物の保有耐力や動特性を評価することになる。図 2.2.7 には、RC 構造の動的解析結果が示され、軸組の曲げモーメント図や鉄筋の応力が色で表示されている。また、部材をマウスで指定すると、RC 断面が他のウインドウに表示され、さらに、その中の任意のファイバーを指定すると、これも他のウインドウに応力-歪関係が示される。アニメーションを利用すると、時間と共に構造物の変形状態、断面の応力状態、ばねやファイバー応力の変化が観察される。

PRESENTER のツールのひとつに、図 2.2.8 に示すエネルギー表示がある。ここでは、時間と共に変化する各エネルギー（地震の為す入力エネルギー、運動エネルギー、減衰力の為す仕事、構造物に蓄えられる歪エネルギーなど）の推移が描かれている。また図 2.2.9 には、骨組第 1 層と 2 層の層せん断力と層間変位の履歴が描かれており、これらから骨組

全体の耐力や動的挙動が分析される。その他にも有用なツールが多数用意されており、これらの利用することで骨組の静的・動的特性を評価する。

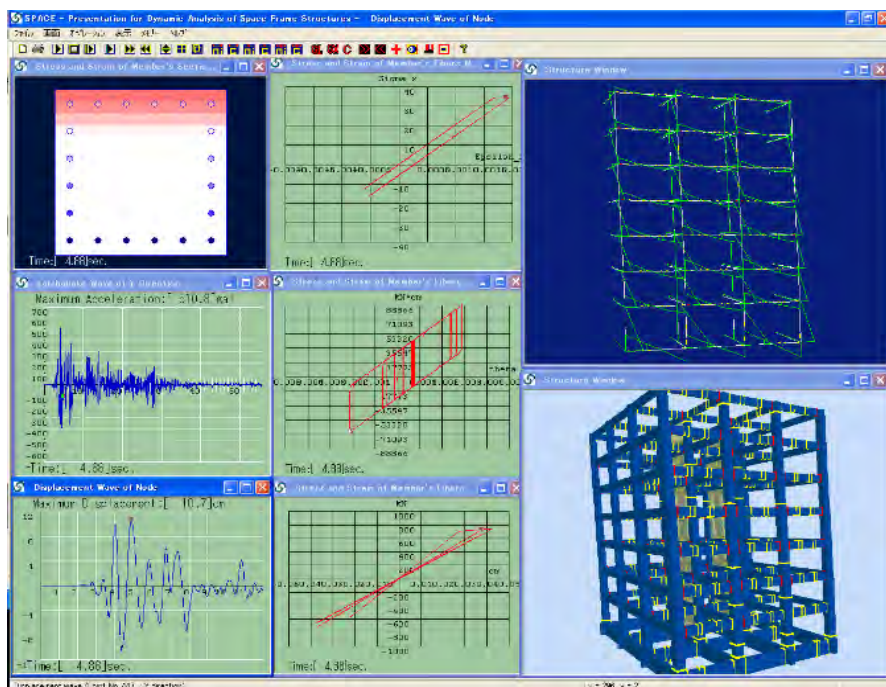


図 2.2.7 PRESENTER による解析結果の分析

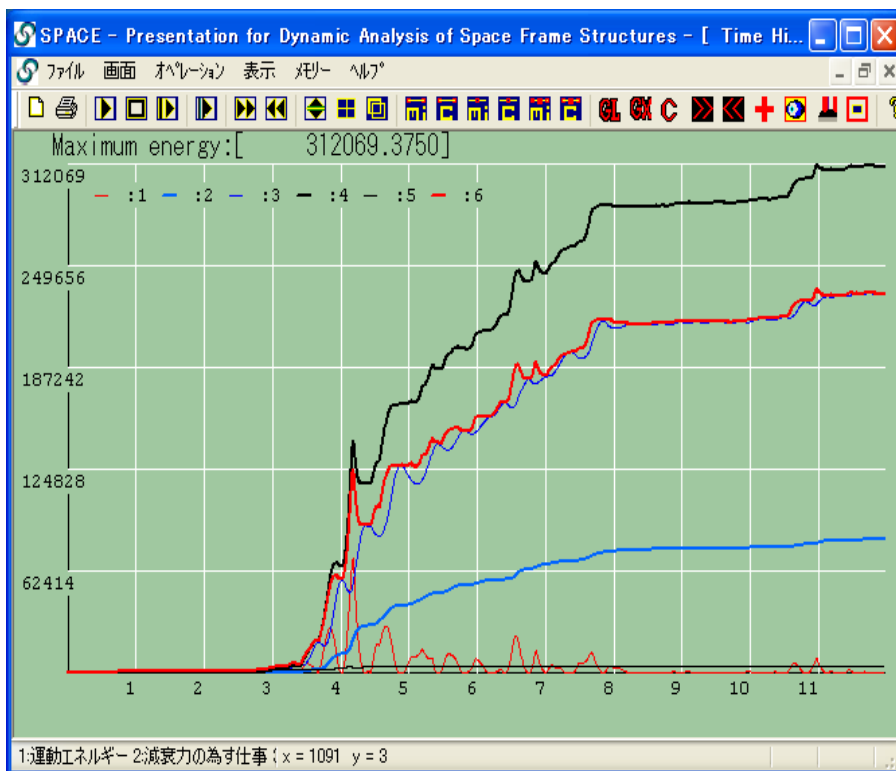


図 2.2.8 時間共に変化する各エネルギー

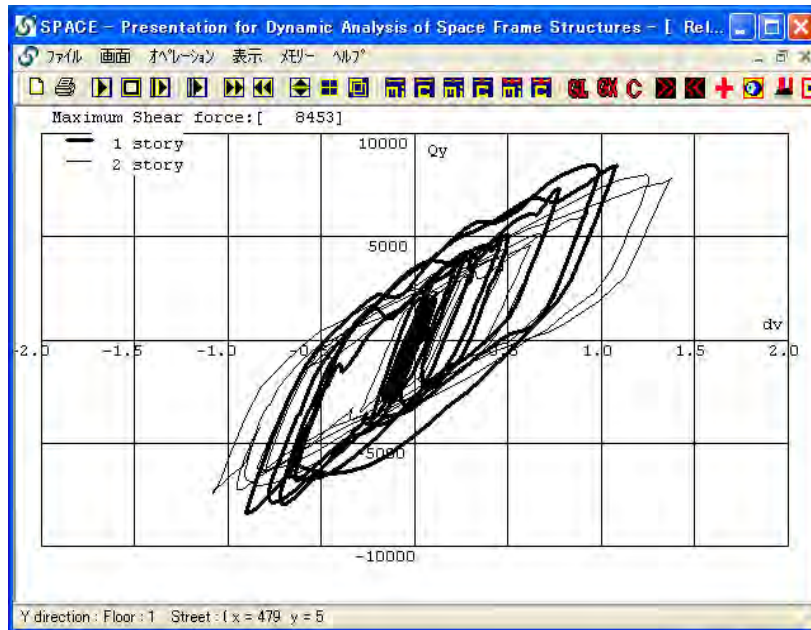


図 2.2.9 層せん断力と層間変位 (1層—2層)

(2) 鉄筋コンクリート部材のモデル化 6), 7)

梁・柱のモデル化

一般的な梁モデルとして材端剛塑性ばね(図 2.2.10 (b))が用いられることが多いが、ここでは梁モデルとして、図 2.2.10 (a)に示す両端ファイバーモデルも用意される。このモデルでは曲げと軸力の連成効果が自動的に考慮されている。

柱のモデルは、梁モデル同様、材端はファイバーモデルとし、中央にせん断破壊を考慮するばねを配したモデル(図 2.2.10(c))とする。

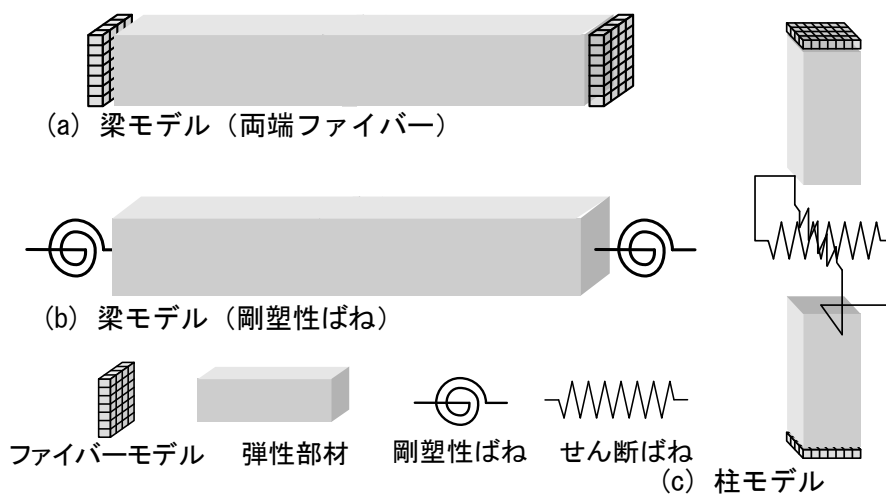


図 2.2.10 部材のモデル化

ファイバー要素の応力-ひずみ関係

鉄筋コンクリート断面は基本的にファイバー要素としてモデル化し、各ファイバーで独立した1軸応力-歪関係が用いられる。ただし、断面内の歪は平面保持の仮定より求められる。

コンクリートの履歴特性として、図 2.2.11 のようにせん断補強筋で拘束を受けるコアコンクリートとかぶり部分のシェルコンクリートに分けて設定することができる。本来、コンクリートの履歴特性は骨格曲線にほとんど直線部分がなく、非線形処理が必要であるが、ここでは、近似的に効率よく模擬できる直線コンクリート型を採用する（引張側は引張強度でテンションステイニングを考慮、繰返しについては、弾性の除荷・再載荷）。なお、鉄筋の履歴特性は図 2.2.12 に示す対称のバイリニア型とする。

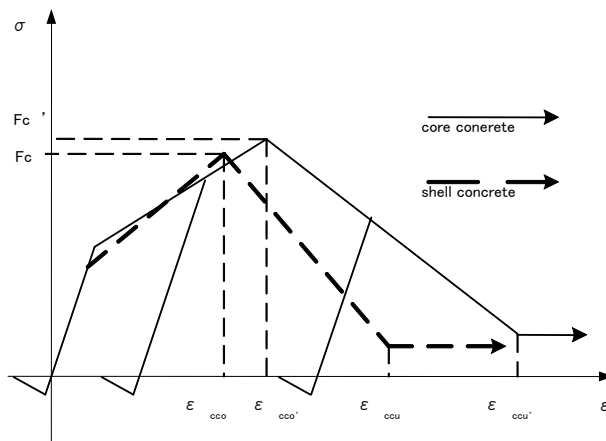


図 2.2.11 コンクリートの履歴特性

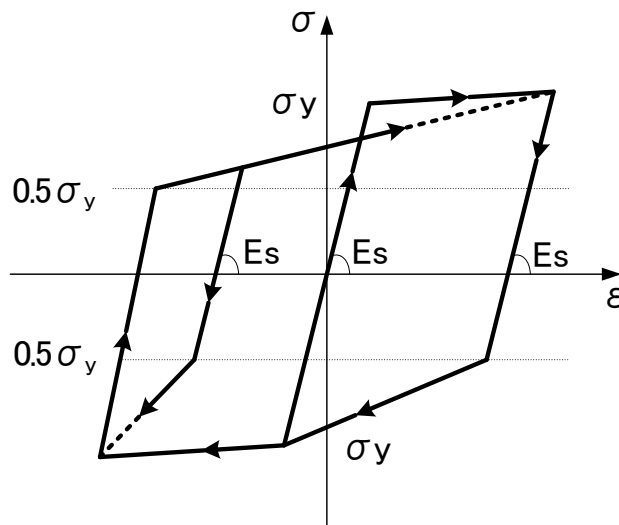


図 2.2.12 鉄筋の履歴特性

耐震壁のモデル化

耐震壁のモデル化は、図 2.2.13 に示すような付帯柱と壁部分を各々線材に置換した 3 本柱要素モデルとする。付帯柱の断面をファイバーに設定すると、耐震壁の面外方向が純フレーム構造の場合、付帯柱はその方向の曲げと軸力を同時に考慮できる利点を持つことになる。耐震壁のモデル化をせん断ばねのみでモデル化するケースが多く見られるが、連層耐震壁の場合、曲げ変形が卓越することを考慮して、SPACE では壁脚部と頂部に曲げばねを配してモデル化を行う。

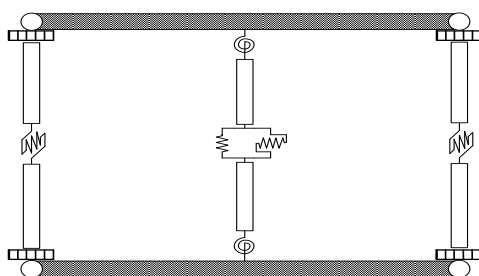


図 2.2.13 耐震壁のモデル化

柱・梁、耐震壁で使用する各ばねの履歴特性

ここでは、現時点での一般的な履歴特性をモデル化して組み込む。

軸方向ばねの履歴特性は弾性除荷モデルを用い、引張側をバイリニア型、圧縮側を弾性とする（鉄筋の抜け出し等の再現に用いる）。

曲げばねの履歴特性は、コンクリートのひび割れと鉄筋の降伏を考慮し、部材のモーメント-回転角関係は Degrading-Tri-linear（図 2.2.14 (a)）とし、梁では非対称の履歴特性を持つとする。

せん断ばねの履歴特性は、エネルギー吸収が小さく、また、耐力低下を表すために原点指向型（図 2.2.14 (b)）とする。

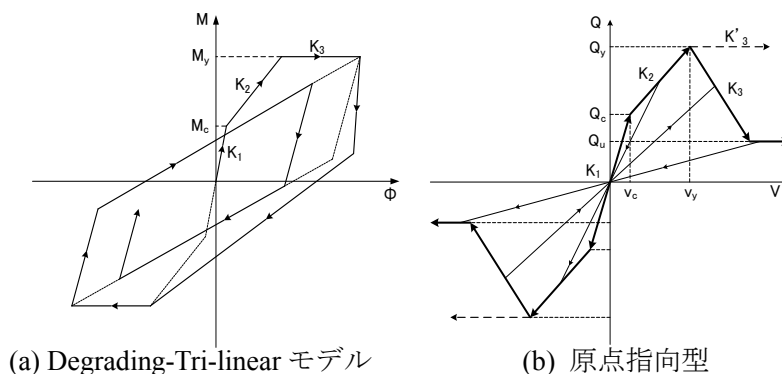


図 2.2.14 各ばねの履歴特性

ばねの終局強度

ばねの終局強度式は、SPACE が内蔵している式から利用者が選択することになる。以下にその一部を示す。なお、せん断終局強度等に関する実験式の解析上の扱いについては、文献⁶⁾を参照されたい。

耐震壁で用いる曲げばねの履歴特性は、前章で説明した梁と同様で Degrading-Tri-linear とし、表 2.2.1 に履歴特性値の算定式を示す。

表 2.2.1 曲げばねの履歴特性

第一剛性（初期剛性）	$K_1 = 4EI / h$	ばねを剛塑性としているため、 K_1 を100倍した値とする。
第二剛性（曲げひび割れ後剛性）	$K_2 = a_1 \cdot K_1$	$a_1=0.1$: SPACEの既定値
第三剛性（曲げ降伏後剛性）	$K_3 = a_2 \cdot K_1$	$a_2=0.001$: SPACEの既定値
曲げひび割れモーメント	$M_c = (1/3) \cdot M_y$	
曲げ降伏モーメント	$M_{y1} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c} \right)$ $M_{y2} = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w$	

曲げばね同様、せん断ばねの履歴特性は前章で説明した原点指向型とし、表 2.2.2 に履歴特性値の算定方法を示す。

表 2.2.2 せん断ばねの履歴特性

第一剛性（初期剛性）	$K_1 = GA / 1.2h$	
第二剛性（せん断ひび割れ後剛性）	$K_2 = b_1 \cdot K_1$	$b_1=0.1$: SPACEの既定値
	$K_2 = \frac{Q_y - Q_c}{v_y - v_c}$	$v=0.004$: SPACEの既定値
第三剛性（限界せん断力後剛性）	$K_3 = b_2 \cdot K_1$	$b_2=-0.05$: SPACEの既定値
ひび割れせん断耐力	$Q_c = (1/2) \cdot Q_y$ $Q_c = (0.043p_g + 0.051)\sigma_B \cdot A_c$	
せん断終局耐力 (修正大野・荒川式)	$Q_y = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt[3]{M/(Q \cdot D)} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b_e j$	
残存せん断耐力	$Q_u = 0.3 \cdot Q_y$	※1 $1 \leq M/(Q \cdot D) = l/(2D) \leq 3$

(3) 比較解析事例

RC 部材のモデル化

表 2.2.3 には今西らにより^{3), 4)}, 既往の文献で紹介された比較解析例における部材モデルの概要及び、本解析における部材のモデル化の概要を示す。文献では多くのケースで架構は3次元となっており、梁モデルは材端剛塑性ばね、柱は軸力を考慮した曲げばね、耐震壁は3本柱要素モデルを用いている。一方、本解析では先に示した部材モデルが用いられ、梁モデルの違いで2種の解析ケースがある。

表 2.2.3 文献における RC 部材のモデル化の概要

	文献3)における部材のモデル化 (全13ケース)	SPACEにおける部材のモデル化
架構モデル	3次元 (9ケース)	3次元
はりモデル	材端剛塑性ばね (11ケース)	材端曲げばねモデル(CASE1) 材端ファイバーモデル(CASE2)
柱モデル	塑性論モデル (10ケース)	材端ファイバーモデル+せん断ばね
耐震壁モデル	3柱要素モデル (10ケース)	3柱要素モデル

解析対象モデルの概要^{3), 4)}

解析モデルは、整形な鉄筋コンクリート造の7階建て事務所ビルであり、図 2.2.15 にその建物の概要を示す。この建物は、桁行方向が耐震壁付きフレーム構造、はり間方向が純フレーム構造となっている。また、図 2.2.16 に1階の代表的な部材の配筋状態を示す。同図(a)には梁、(b)には柱、(c)には耐震壁に関する配筋状態が示されている。なお、本解析では文献の解析条件と同一とするため、鉄筋の第二剛性を0とする。

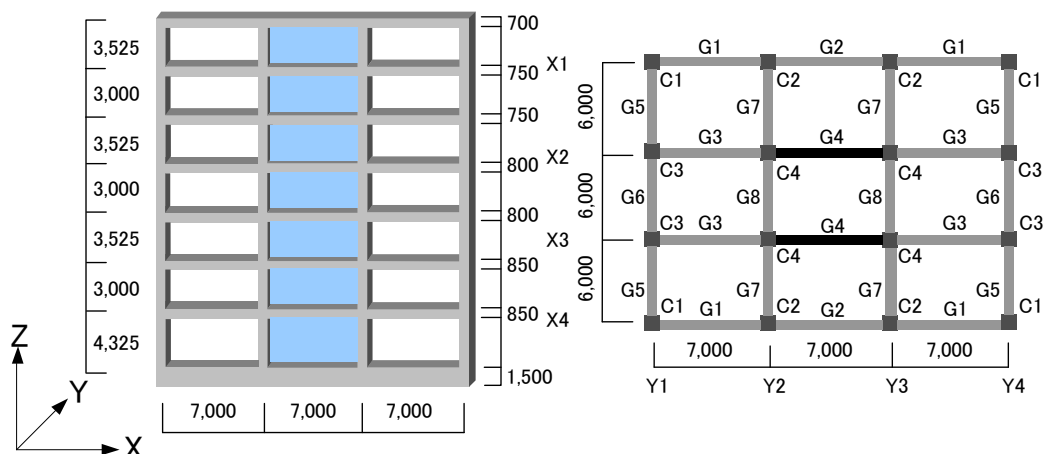
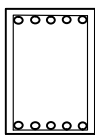


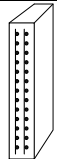


図 2.2.15 対象建物の概要

図 2.2.16 では、文献を基にした長期及び短期荷重の載荷方法について示す。長期荷重として、同図(a)に示す負担面積分の固定+積載鉛直荷重が、(b)に示すように梁 3 分割の各節点に分散させて載荷される。ただし、耐震壁に付帯する梁では、2 分割の節点に載荷する。水平荷重は、表 2.2.4(c)に示すように、文献による一次設計用層せん断力より算定され、同図(d)に示すように柱頭に分散して加えられる。また、境界条件は文献より下端部をピン支持とする

1階	G1~G8	1階	C1,C3,C4	C2	1階	SW20
断面(mm)	500*1500	断面(mm)	850*850	850*850	断面(mm)	20*615
配筋 ^{※1※2}	5-D29	配筋	18-D29	20-D29	配筋	2-D13@200
断面図		断面図			断面図	

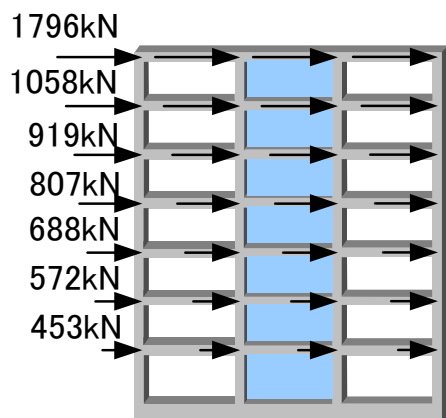
(a) はりの配筋

(b) 柱の配筋

(c) 壁の配筋

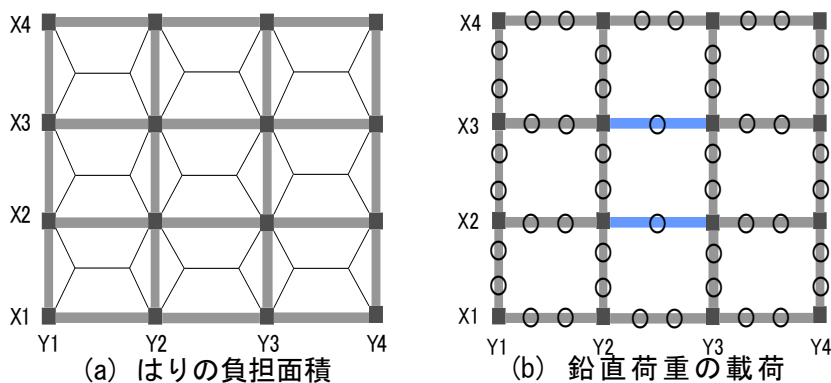
※1 1階のコンクリート強度を $Fc27$ とする。

※2 主筋を SD345、壁配筋及びせん断補強筋を SD295 とする。



(d) 水平荷重の載荷

図 2.2.16 各部材の配筋の設定



(a) はりの負担面積

(b) 鉛直荷重の載荷

図 2.2.17 積載荷重の

表 2.2.1-4 一次設計用地震荷重

h=25.1m、T=0.502秒、Z=1.00、Rt=1.00、C0=0.20

階	Wi(kN)	Σ	α	Ai	Ci	Qi(kN)	wi(kN/m ²)
7	4482.5	4482.5	0.14	2.00	0.40	1796.3	11.9
6	4135.6	8618.1	0.27	1.66	0.33	2853.8	11.0
5	4295.3	12913.4	0.41	1.46	0.29	3773.0	11.4
4	4462.9	17376.3	0.55	1.32	0.26	4579.5	11.8
3	4568.8	21945.1	0.70	1.20	0.24	5267.5	12.1
2	4689.3	26634.4	0.85	1.10	0.22	5839.8	12.2
1	4829.4	31463.8	1.00	1.00	0.20	6292.6	12.7

以下に、文献中に示された解析結果の概要を示す。

- ・耐震壁方向で、13 ケース中 1 ケースに耐震壁にせん断破壊が生じたが、その他は曲げ先行型破壊を示す。
- ・耐震壁方向で、層せん断力-層間変位の関係は、変形が進むにつれてばらつきが大きくなっている。
- ・フレーム方向では、耐震壁方向に比べ、層せん断力-層間変位の関係はばらつきが少なく、最終耐力もほぼ一致している。

(4) 静的解析結果と文献との比較

ここでは、静的弾塑性解析として、まず荷重増分法により長期荷重を載荷した後、変位増分法で短期荷重時の応力解析を行う（代表的な階の水平変位をパラメータとして選定した変位増分による）。表 2.2.5 には、数値計算を行った 2 種の解析ケースを示す。

表 2.2.5 解析ケース

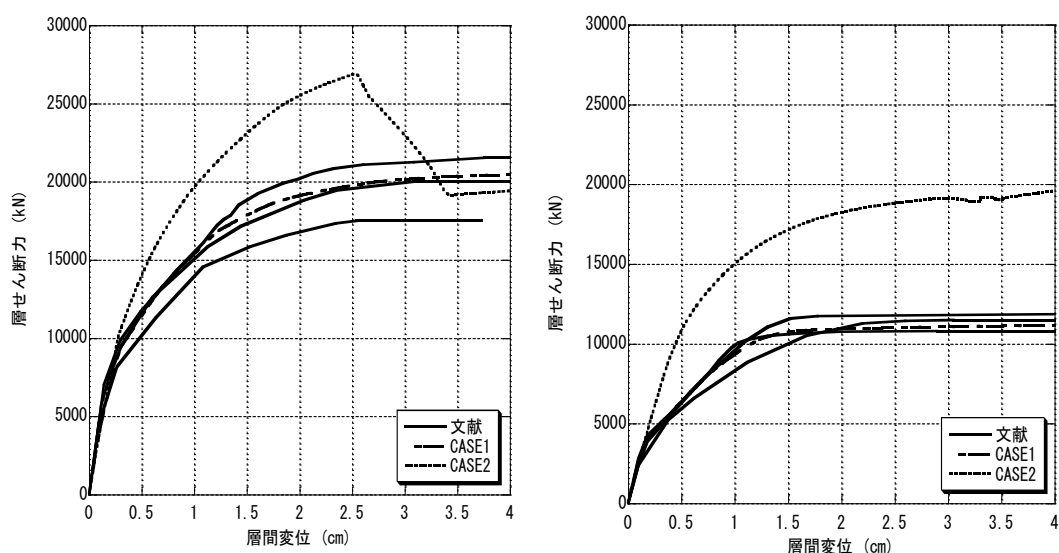
	CASE1	CASE2
はりモデル	材端剛塑性ばね	材端ファイバー
床の考慮方法	剛床仮定	剛床仮定

図 2.2.18 には、耐震壁方向及びフレーム方向に関する最下層の層せん断力-層間変位関係が各々示される。文献の結果では両方向共に、建物全体の崩壊は、各階における梁降伏先行型で、最終的に一階の柱脚部の曲げ降伏によって生じている。文献での各プログラムには、モデル化や解析手法の差異が大きく、そのため耐震壁方向の結果には比較的大きなばらつきが見られる。

図 2.2.18(b) のフレーム方向の解析 CASE1 では、破壊のメカニズムやその過程と崩壊挙動に至るまで、文献とほぼ同様の結果を得た。ただし、CASE2 の耐力が文献や CASE1 と比べ、かなり高くなっており、その要因として梁にファイバーを用いたモデルでは、圧縮軸力による曲げ耐力の増加が挙げられる。特に、剛床仮定では部材両端で図心が拘束さ

れ、その結果さらに圧縮軸力が増え、曲げ耐力を増加させる。梁の曲げ耐力が増加したことによって、骨組全体に及ぶ崩壊メカニズムの形成が遅れ、崩壊荷重が増加する。このように梁にファイバー断面を使用する際は、曲げ耐力を増加させる要因である荷重位置や剛床仮定などについて十分な注意が必要である。

図 2.2.18(a) の耐震壁方向の解析結果 CASE1 では、崩壊メカニズムは文献と同様に耐震壁の曲げ降伏先行型で剛性を低下させ、最下層柱脚部の降伏で全体崩壊に至るという結果を得た。一方、CASE2 では、フレーム方向と同様に、比較対象に比べて大きな耐力・剛性を示し、耐震壁のせん断破壊先行型という結果を得た。梁にファイバーを使用したことで曲げ耐力が増加し、結果全体崩壊メカニズムが生じる前に耐震壁がせん断破壊した。その後、構造物が不安定となって層せん断力が一時低下するが、その後、骨組の剛性によって耐力を維持する結果を示した。文献による結果とは異なるが、数値計算上の一例ではあるが、RC 構造物の破壊進展状況としては可能性を否定出来ないものと推測できる。



(a) 耐震壁方向

(b) フレーム方向

図 2.2.18 層せん断力－層間変位関係

(5) 動的解析

解析モデル

既往の比較に関する文献では⁴⁾、質点系地震応答の結果が示されているが、ここでは質点系と骨組系の地震応答解析を実施し、文献の結果と共に両者の結果を比較・検討する。解析モデルは静的解析で文献に比較的近い結果が得られた CASE1 とし、減衰はレーリー型と剛性比例型の 2 種を用いる。

解析条件

ここでは、まず静的鉛直荷重を加えた後、その後 El-Centro-NS を入力し地震応答解析を行う。表 2.2.6 に文献における解析条件及び本解析での解析条件を示す。なお、文献中の詳細な解析条件は静的解析同様、解析者の判断に委ねられているため、結果にばらつきが見られる。

表 2.2.6 解析条件

	文献 4)	SPACE
解析モデル	質点系モデル	骨組系・質点系モデル
減衰種類	剛性比例型 ^{※1}	剛性比例型・レーリー型
減衰定数	3%	3%
地震種類	El-Centro-NS	El-Centro-NS
最大入力速度	50 cm/sec	50 cm/sec
最大入力加速度	510.8 cm/sec ²	510.8 cm/sec ²
時間間隔	0.005sec ^{※2}	0.001sec
時間積分法	Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) ^{※3}	Newmark β 法 ($\beta = 1/4$)

固有周期と応答解析結果

表 2.2.7 には固有値解析結果を、また図 2.2.19 には耐震壁方向の骨組系地震応答解析（レーリー型）における最上階の時刻歴応答を示す。同図の応答加速度、応答速度、応答変位の最大値は、各々 955cm/s²、85cm/s、9.6cm である。なお、応答波形に片寄りや残留変位は見られない。

表 2.2.7 によると骨組モデルの 1 次固有周期は耐震壁方向で 0.374 秒、フレーム方向で 0.461 秒となり文献とほぼ同一の結果を得た。しかし、他の次数では両方向共に多少小さい値となった。一方、質点系モデルでは、いずれも文献に示されている結果と同等の値となっている。

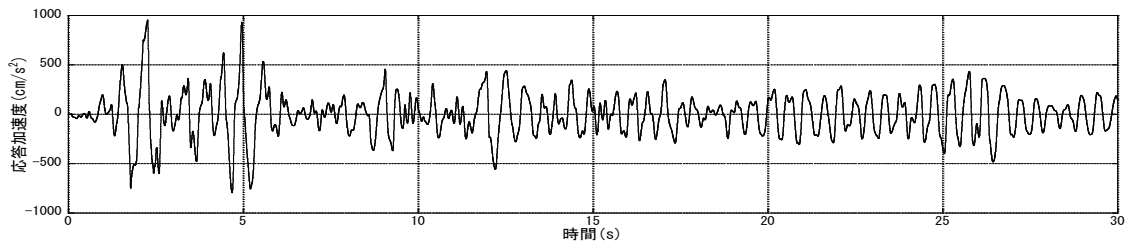
図 2.2.20 には、骨組系の解析結果を最大応答加速度、最大応答層間変形角、最大応答せん断力係数について文献との比較を各々示す。文献での値は、各プログラムで解析条件や骨格曲線、履歴特性の差異が大きく、結果として評価もばらついている。図中の文献のグラフは、初期剛性比例型減衰を用いた解析の最大値と最小値をプロットしたものである。なお、フレーム方向の最大応答層間変形角には、求めた質点系（剛性比例型）の結果が参考までに示されている(図 2.2.20 (d))。

骨組系解析の耐震壁方向に関しては最大層せん断力や最大層間変形角などは文献と類似した結果が得られた。一方、フレーム方向では全体的に層間変形角が小さく、また高さ方向の分布も異なる結果を示すが、耐力や損傷後の剛性・断面力の再配分の評価に関する差異によるものと考えられ、今後の課題である (2.2.1 (6), (7) 参照)。

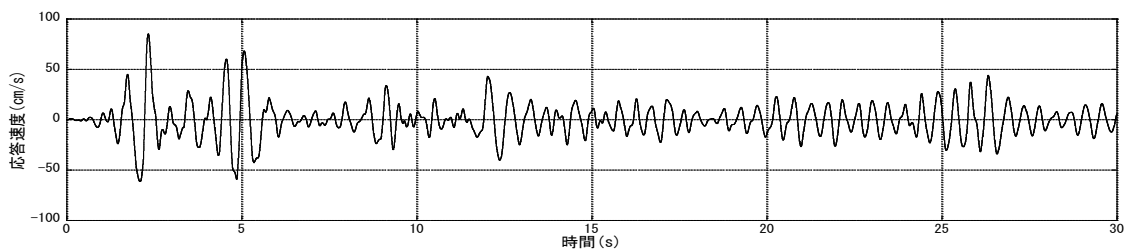
減衰に関しては、レーリー型を用いたケースの層間変形角は、剛性比例型を用いたケースに比べ、大きくなっている。これは、2 次モードにおける減衰定数が小さいことに起因すると考えられる。

表 2.2.7 固有値解析結果

	X方向(耐震壁方向)			Y方向(フレーム方向)		
	文献	骨組 モデル	質点系 モデル	文献	骨組 モデル	質点系 モデル
1次	0.32~0.39	0.37	0.38	0.45~0.50	0.46	0.46
2次	0.13~0.16	0.12	0.15	0.18~0.21	0.17	0.18
3次	0.083~0.103	0.063	0.095	0.111~0.131	0.093	0.114



(a) 応答加速度



(b) 応答速度

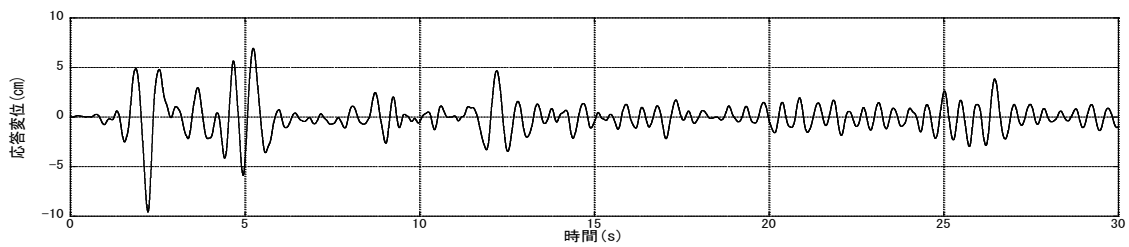


図 2.2.19 時刻歴応答

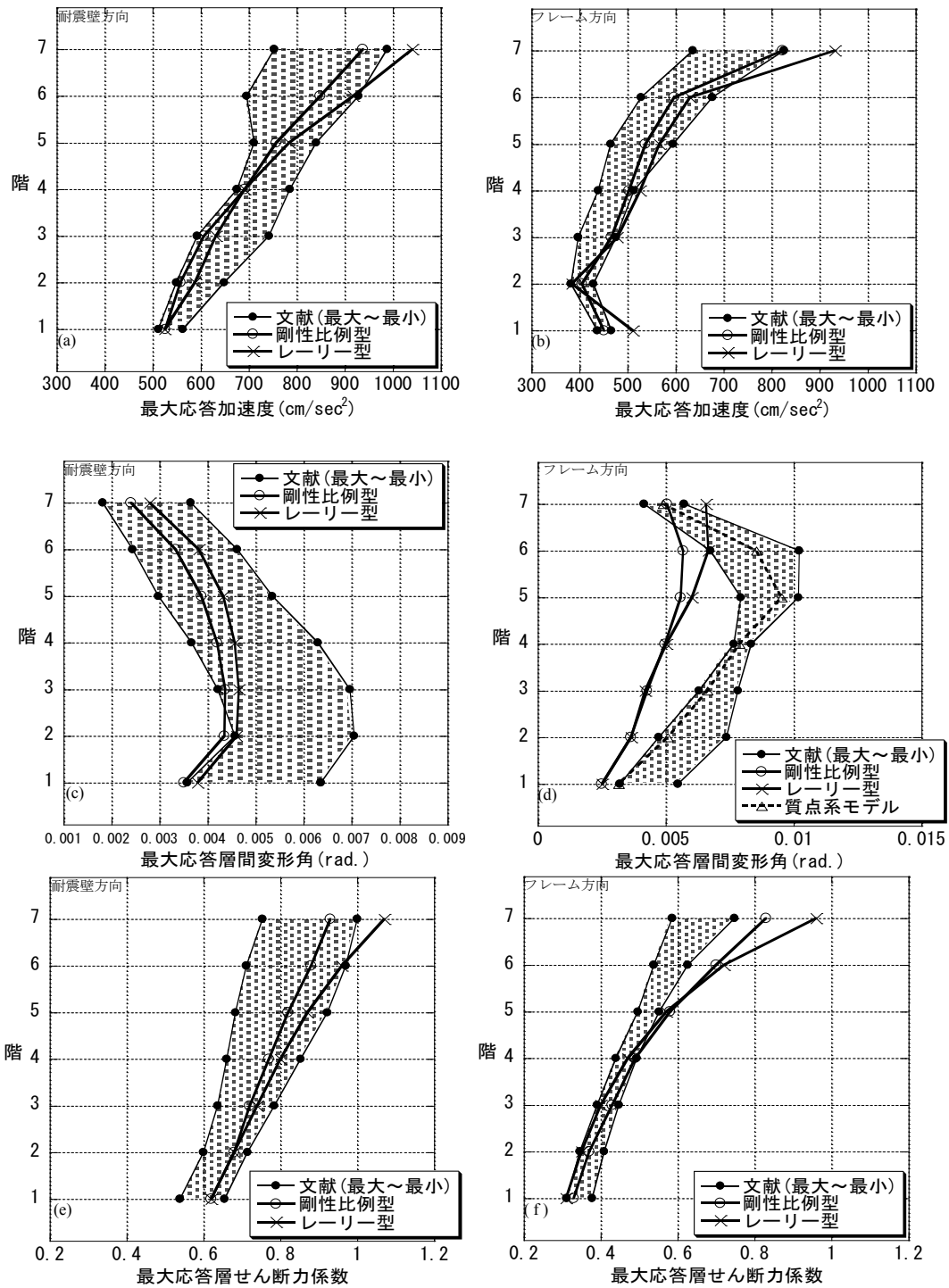


図 2.2.20 応答結果の比較

(6) 本解析システムの総合的性能について

ここでは、本論で提案するRC立体骨組の静的弾塑性解析システムの総合的な性能を検討するための事例を示す。具体的には、文献⁸⁾に示された典型的な構造設計事例を対象として、標準的な保有水平耐力評価に際して用いられる一般的なプログラムによる数値解析を別途実施し、比較を行った。対象建物の平面は図 2.2.21 に示し、耐震壁とフレームの方向別特性の明確な5層の整形な建物である（モデル詳細は文献⁸⁾ 参照されたい）。

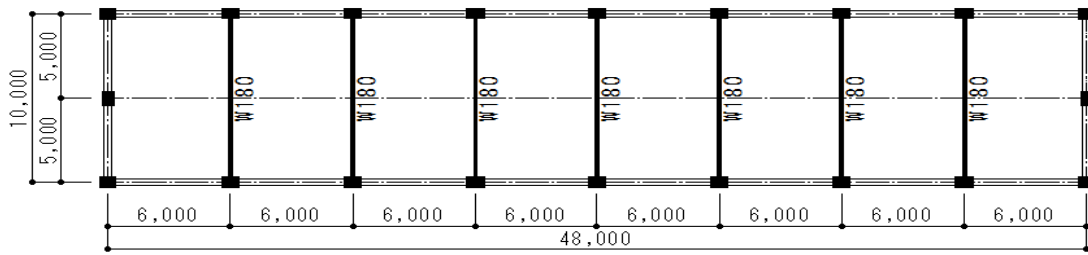
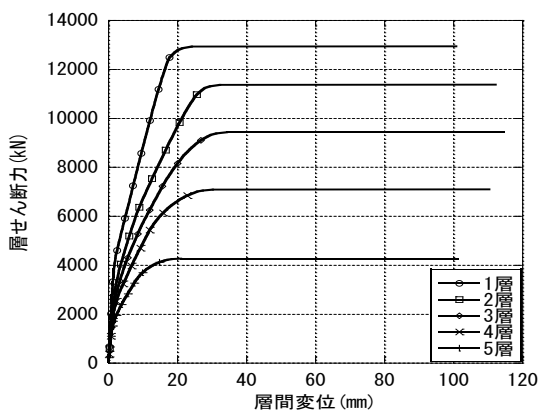
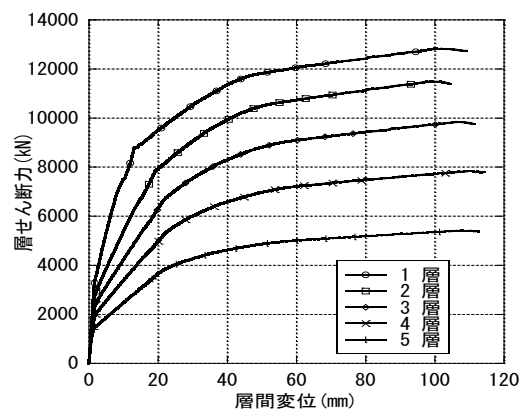


図 2.2.21 解析対象建物の平面

図 2.2.22 にはフレーム方向の静的弾塑性解析結果（Ai 分布水平力）の比較を示す。同図(a)に示す標準的な保有水平耐力評価用のプログラムによる解析では、一般的に計算の安定性確保と高速化の為に柱・梁共に材端バネモデルが用いられることが多い。一方、本提案システムのように柱をファイバーモデルとした場合には、同図(b)に示すように、連続的な剛性の低下を表現している（耐力面での差異は小さい）。しかし、膨大な計算処理が必要となり、実用性の面では、本システムのように並列化や入出力での工夫が必要となる。



(a) 設計における標準的解析



(b) 本解析

図 2.2.22 荷重—変位関係（フレーム方向）

図 2.2.23 には耐震壁方向の静的弾塑性解析結果の比較を示す。同図(a)に示す構造設計用の一般的な解析では、一般的に耐震壁の耐力以降の挙動を追跡する必要が無く、フレームへの再配分を安定して解析出来ないことも多い。一方、計算の安定性を実現している本システムでは、耐震壁の耐力以降の挙動を評価する為の基本性能を確保している（実挙動との比較・検証は今後の課題と考える）。

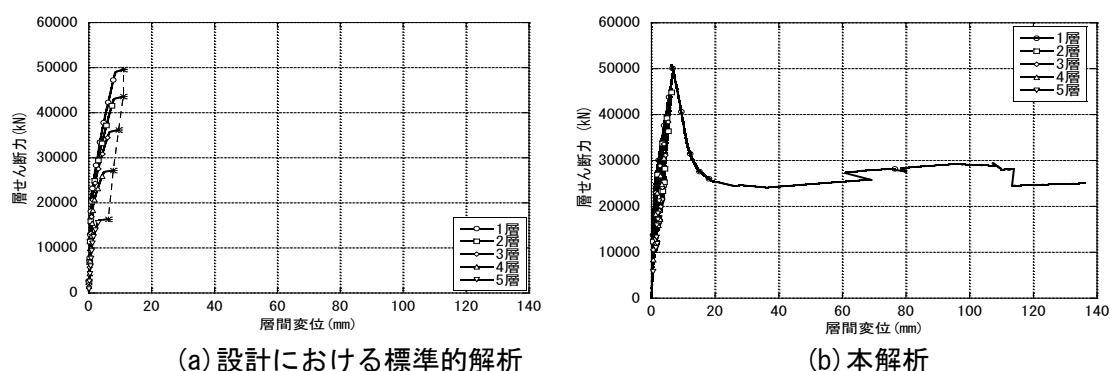


図 2.2.23 荷重－変位関係(耐震壁方向)

(7) 解析結果に与える影響について

R C 立体骨組の弾塑性解析におけるモデル化に際して、結果に大きな影響を与える項目としては、平面骨組の解析における項目に加えて、一般に特に次の3項目が挙げられよう。

1. 部材のモデル化
 - 1.1 柱（曲げ；MSモデル，ファイバーモデル，せん断；せん断ばね）
 - 1.2 はり（材端曲げばねモデル，材端ファイバーモデル）
 - 1.3 耐震壁（材端曲げばねモデル，材端ファイバーモデル），雑壁
2. 床のモデル化（剛床，ブレース置換，せん断ばね置換）や剛域
3. 荷重位置の設定や剛域の取扱い

本報告ではこれらの点についての分析に至っていないが、今後、詳細に比較検討を実施の予定である。以下に「1. 部材のモデル化」の影響についてのみ課題を示す。

はりモデルとして両端ファイバーを使用すると荷重位置によって、はりに大きな軸力が生じ、曲げ耐力が増加する場合がある。最終的にははりの曲げ耐力が増加すると骨組の水平耐力も増加する結果を示すこととなる（この点については、用いる曲げばねモデルが軸力との相互作用を考慮しているかどうかにも依存し、床剛性との関連もあり複雑である）。また、はりをファイバーモデルとする場合には、荷重設定位置や、剛床を仮定した場合はりの図心の伸びを拘束することになり、その結果圧縮軸力を発生させ、曲げ耐力の増加を招く可能性がある。弱軸の曲げモーメントにも注意が必要であろう。床のせん断変形時では、荷重方向に直交するはりには弱軸回りの曲げモーメントが発生し、これによってはりが塑性化することも考えられるが、これらは全て実現象との比較検討が重要であり、今後の課題と考えられる。

(8) RC フレーム解析に関するまとめ

本報告では本プロジェクトで公開の3次元解析システムに対して、鉄筋コンクリート構造の弾塑性機能を組み込み、そのモデル化の概要や周辺機能を示し、解析事例として静的および動的な弾塑性解析を示した。以下に数値解析事例により得られた結果をまとめる。

1) 静的解析結果からは、梁モデルに材端剛塑性ばねを用いた場合には文献と近い結果が得られた。一方、材端ファイバーを用いた場合には、圧縮軸力によって曲げ耐力が増加する。そのため文献に示された結果とは異なるものの、一般的なRC構造物の破壊進展状況として妥当性のある結果を示している。

2) 骨組系地震応答解析では、耐震壁方向は文献と同等の結果が得られたが、フレーム方向については文献や質点系解析の結果より、剛性が高いという結果を得た。

比較対象が一事例の数値解析ではあるが、以上の解析結果により、当該システムによるRC立体骨組構造物の静的弾塑性解析及び弾塑性地震応答解析は一定の性能を有し、今後のモデル化の違いについての検証を可能とするシステムを提案できたと考えられる。しかし骨組系地震応答解析では、水平剛性が高く評価されるなど未だ検証の余地があり、そのほかの利用上の機能アップ等を含め、継続して開発する予定である。

2.2の参考文献

- 1) 武藤厚, 村田賢, ほか: 3次元非線形解析システムSPACEへのRC弾塑性解析機能の組込みと応用(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007~2008
- 2) "SPACE"マニュアル RC編, 名城大学, 2008~2012
<http://wwwra.meijo-u.ac.jp/labs/ra007/space/index.htm>
- 3) 今西達也, 中川佳久, 窪田敏行: RC造建物の耐震性能評価に用いる各種静的漸増解析プログラムの解析結果のばらつき比較, 日本建築学会構造系論文集, 第545号, 127-134, 2001年
- 4) 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会: 鉄筋コンクリート構造物の耐震性能に関する最近の話題, 2005
- 5) 武藤厚, 前田大介, 梶原由貴, 村田賢: 「スペースフレームの3次元解析システムの拡張と応用—鉄筋コンクリート部材の弾塑性解析機能の組込みと検証—」, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.59B, pp. 505-512, 2013.
- 6) 日本建築学会編: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 日本建築学会, 1990
- 7) 日本建築学会編: 多次元入力地震動と構造物の応答, 日本建築学会, 1998.
- 8) (財)日本建築防災協会: 構造設計・部材断面事例集, 2007.

2.3 鉄筋コンクリート(RC)連続体構造を対象とした検討(研究担当者:武藤 厚)

2.3.1 RCアーチを用いた動的な非線形挙動の評価

コンクリート系のむくりのある構造(アーチ, シェル)に対しては, 従来からその変形・損傷・耐力・破壊モード等に関して多くの実験的・解析的・数値解析的な検討が試みられてきた。国内でも円筒・球形・円錐・HP形状の構造物縮小モデルに対して, 1950年代から現在まで多くの先駆的な破壊実験が行われており, 近年, 資料として整理され^{1),2)}, さらに今後の情報を整理する準備もなされた³⁾。

これらの構造物は一般に高い耐荷力を有するが, 常に座屈や初期不整の影響が指摘され, 設計に際しての耐力予測や安全率の設定に際しては多くの不確定要素があることが問題とされる。

形状や境界条件, 荷重等に対して大きく異なる変形・損傷・耐力, さらにポストピーク挙動に至るまで, ある程度コンセンサスの得られる評価手法(実験および解析の組合せ)の確立が可能ならば, 実務設計に有益であると考えられ, ひいてはこれらの優れた力学特性を生かした建築への適用(部材としても)を促すとも想定される^{4),5)}。

評価対象

本論においては, まずRCアーチを研究対象とし振動破壊実験を実施し, その数値解析的検証により動的な終局状態までの現象の追跡の可能性を検討する。

(1) 数値解析における評価項目の検討

材料非線形と幾何学非線形

RC部材のFEM解析においても, 材料特性やその数値解析手法に起因する多くの問題点が残されているが, RCの塑性と座屈現象が複合する可能性がある場合, 図2.3.1に模式的に示すような設計レンジの評価がどの程度可能であるかを詳細に検討する必要がある。

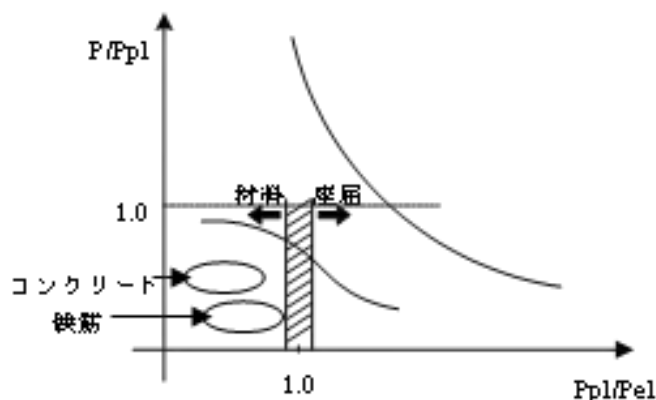


図 2.3.1 耐荷力の推定と設計レンジの模式図

RCシェルは一般的に大きな耐震性能を有すると考えられるが、ひび割れ発生後には数値解析に於いて加速度応答の大きな乱れが生じることがある。応答値の定量的な評価手法に際しては、今後詳細な検討が必要であろう。

(2) RC アーチ予備解析及び試験体の設計

静的予備解析

ここではアーチの形状として、円弧およびカテナリを設定する。解析モデルは図 2.3.2 に示すように、スパン 2m、ライズ・スパン比 0.25 の両端ピン支持と設定し、断面は 2.0×8.0cm の矩形、鉄筋を中央一段配筋（鉄筋比 1.0%）と設定した。

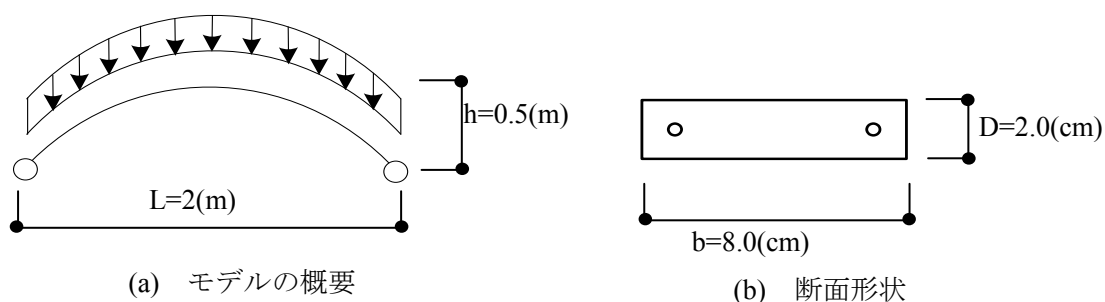


図 2.3.2 解析モデルの概要

まずカテナリ形状に対して軸力のみとなるリブ荷重に対する耐荷力特性を評価し、次いで振動実験での加力を想定した 2 点の集中荷重（以下、2 点集約荷重と呼ぶ）時の特性を評価する。図 2.3.3 にはライズ・スパン比 0.25 における形状の比較、表 2.3.1 に想定した材料物性値をそれぞれ示す。

ここでは、RC の材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析を実施する。8 節点平面応力要素によるが、構成則および解析手法は文献を既発表の文献を参照されたい^{4),5)}。

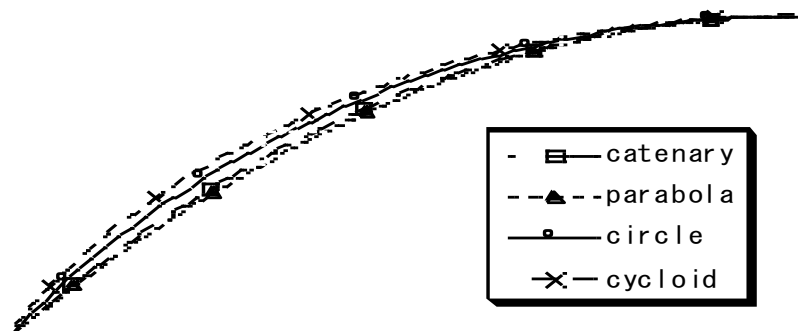


図 2.3.3 形状の比較

表 2.3.1-1 材料物性値

コンクリート	
ヤング係数	20580 N/mm ²
ポアソン比	0.167
圧縮強度	35.0 N/mm ²
引張強度	3.5 N/mm ²
鉄筋	
ヤング係数	238290 N/mm ²
ポアソン比	0.3
降伏強度	574.10 N/mm ²

ここでは静的予備解析の結果を踏まえ、初期不整の影響の比較的受け難いであろう円弧アーチを対象とし、地震応答解析・試験体の設計を行う。形状、断面、物性値は静的予備解析と同様とする。

地震応答解析から実験モデルの検討を行った。解析条件の概要を表 2.3.2 に示す。入力する Kobe 波においては寸法比に基づく相似則から時間圧縮を行っている（実構造物としてスパン 20m 規模を想定）。

表 2.3.2 解析条件概要

使用要素	8節点退化シェル要素	
解析種別	動的複合非線形解析	
入力地震波	JMA-Kobe NS,UD(時間圧縮)	
減衰	種類	Rayleigh型
	減衰定数	2.0% (1次固有振動数~30Hz)
時間間隔	0.01s	
時間積分法	NewMark-β 法 (γ =0.6,β =0.3025)	

アーチ・シェル等むくりのある構造では、一般に比較的高次のモードでも振動することから、内部減衰は、1次固有振動数と 30Hz の 2 点で 2.0%の Rayleigh 型 ([K] : 初期剛性) とした。

図 2.3.4 に各モデルの 1 次固有周期と時間圧縮した JMA - Kobe 波 NS 方向のフーリエスペクトルを、表 2.3.3 に各モデルの地震応答解析の結果を示す。錘を 1 点当たり 30kg 以上載荷したケースにおいて計算途中で不安定となる結果を得た。形状不整や、ひび割れの進展などの影響により、固有周期が長くなる可能性を考慮して、スペクトルの山より少し短めの固有周期となるように設定した、付加質量 32kg の 2 点載荷を実験モデルとした。

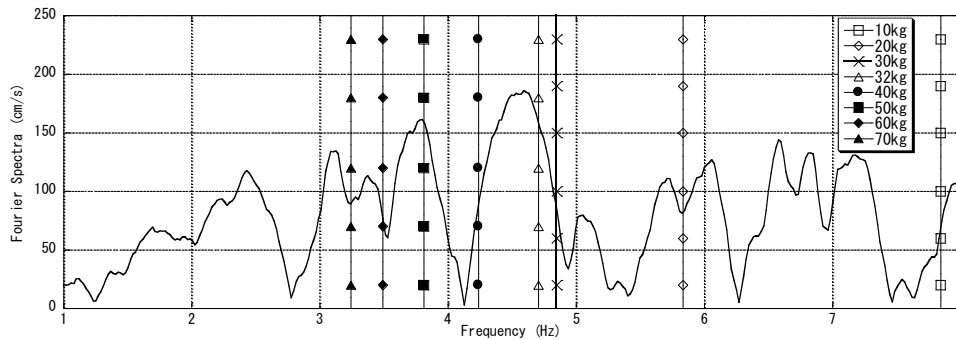


図 2.3.4 固有値解析結果

表 2.3.3 地震応答解析結果

付荷質量 (kg/点)		10kg	20kg	30kg	32kg	40kg	50kg
1次固有周期 (s)		0.13	0.17	0.21	0.21	0.24	0.26
1次固有振動数 (Hz)		7.84	5.83	4.85	4.71	4.24	3.81
JMA-Kobe	1方向 (NS)	—	—	×	×	×	×
	2方向 (NS+UD)	—	—	×	×	×	×

×:途中で不安定となったケース

付加質量を 32kg としたケースの固有値解析の結果を表 2.3.3 に、モード図を図 2.3.5 に示す。1 次固有振動数は 4.56Hz、2 次固有振動数は 18.30Hz となった。図 2.3.6, 7 に 1 方向 (NS) および、2 方向 (NS+UD) 入力した際の各々加速度応答時刻歴と変位応答時刻歴を、図 2.3.8 に 1 方向及び、2 方向入力した際の最大応答時の変形図をそれぞれ示す。

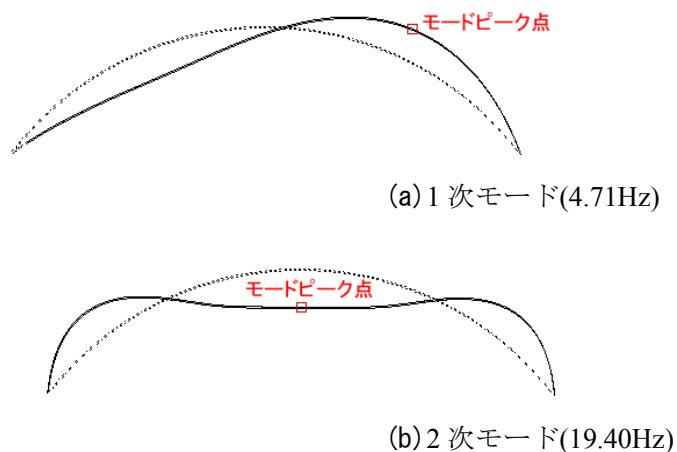


図 2.3.5 モード図

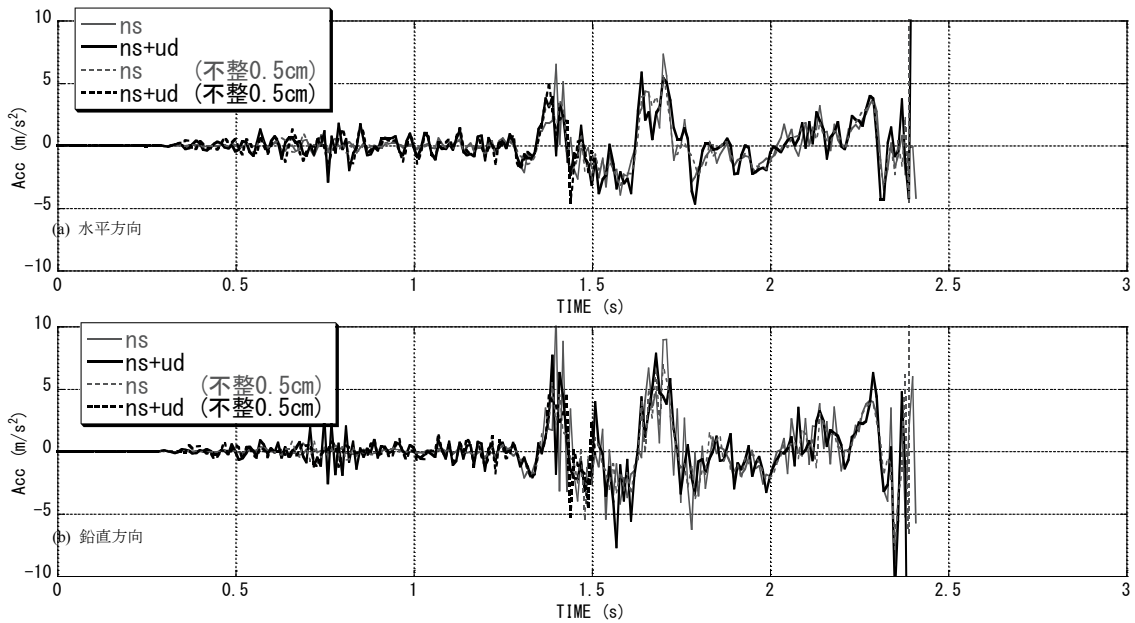


図 2.3.6 加速度応答時刻歴 (モードピーク点)

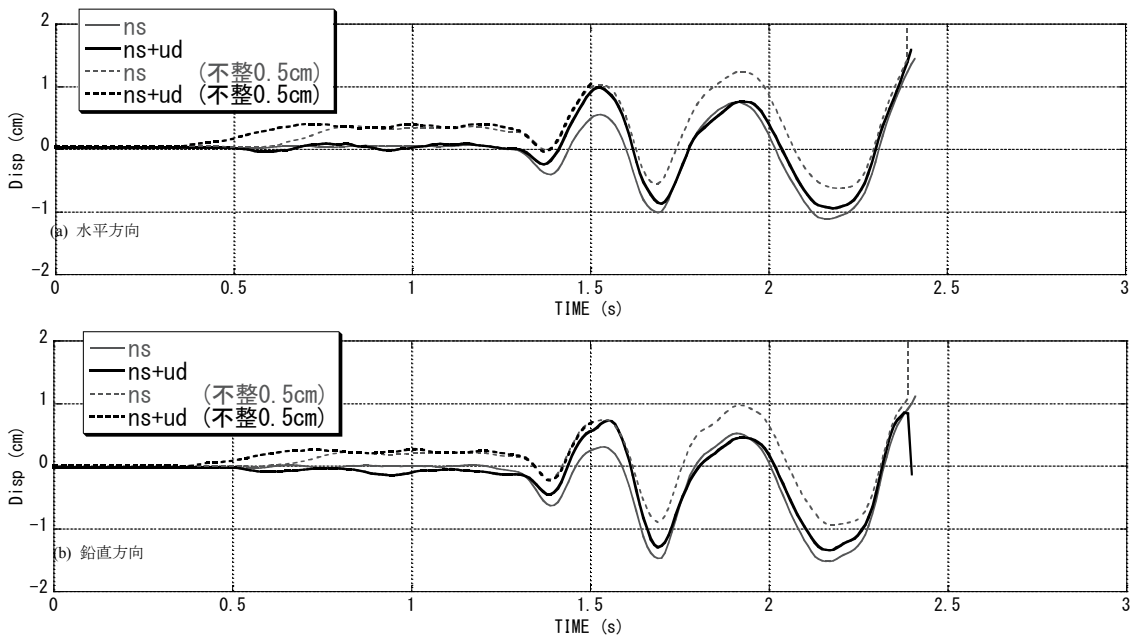


図 2.3.7 変位応答時刻歴 (モードピーク点)

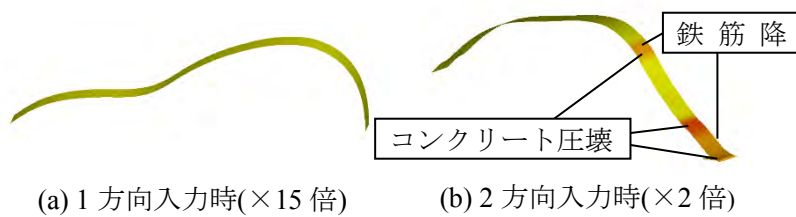


図 2.3.8 最大応答時変形図

完全形状での解析では、1方向入力（NS）、2方向入力（NS+UD）共に、2.4s 付近で崩壊に至り、最大応答加速度は X, Z 方向、各々757cm/s², 885cm/s² となった。一方、不整を最大 0.50cm 与えた解析に関しては、1方向入力は完全形状と同じく 2.4s 付近で、2方向入力は 1.5s 付近で崩壊に至った。上下振動の影響が再確認された。

(3) RC アーチ動的破壊実験の概要とその結果

試験体と試験体装置の概要

試験体製作においては、極力形状不整の発生を抑制する型枠システムを用いた（図 2.3.9）。支持部は、試験体に外径 34mm、厚さ 3mm のパイプを埋め込み、パイプに芯棒を挿入することにより、ピン支持とした。また、試験体に応力集中を緩和するため、試験体端部を 60mm に厚くし、メッシュ筋を、パイプを巻くようにして配筋した。（図 2.3.10, 11）

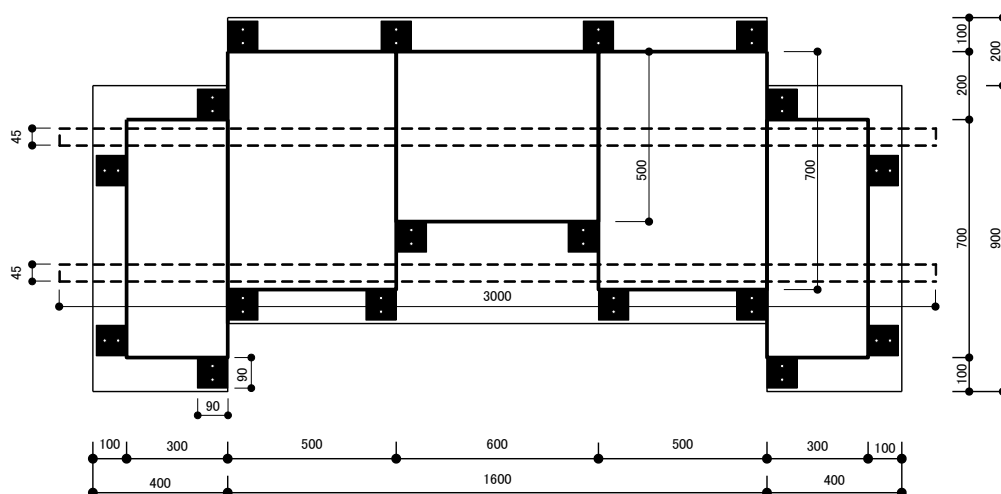


図 2.3.9 型枠の概要

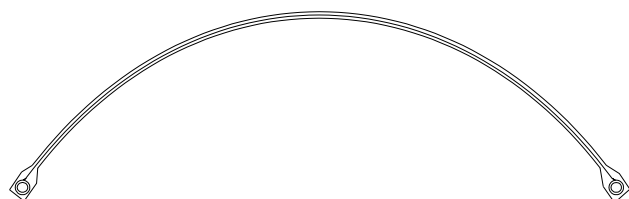


図 2.3.10 試験体形状・配筋図

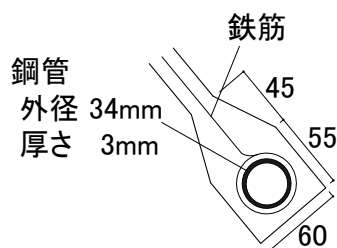
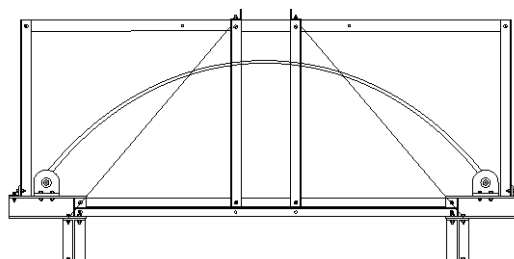


図 2.3.11 端部配筋

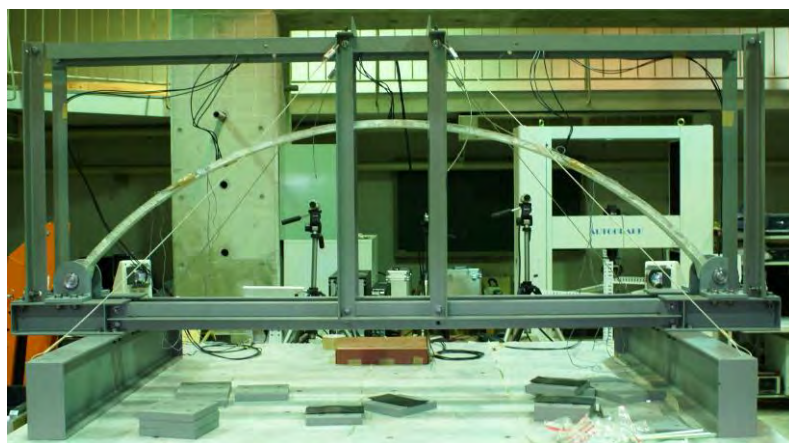
アーチを振動台に固定するために、図 2.3.12(a)に示すような試験装置を設計・作成した。設計に至っては、加振機との取り合い、振動台の許容値などを考慮し、かつ横倒れ防止などの安全性を確保されたものとした。図 2.3.12(b)に試験装置の設計図を示す。



(a) 試験装置 3D モデル



(b) 試験装置設計図



(c) 全景

図 2.3.12 実験システム

付加質量は、1枚あたり 4kg の錘を上下に 4枚ずつ計 8枚、試験体を挟み込むように設置しボルトで固定する。設置面にはゴム板を挟み、さらに試験体と錘が全面密着するように、薄い鋼板で隙間を埋めた。(図 2.3.13) 崩壊後、錘の落下防止のため、錘と治具をワイヤーで繋いだ。試験体の初期不整を考慮するため、振動実験を実施する前に、試験体を等倍で写し取り詳細に形状を計測した。図 2.3.14 に計測の様子、図 2.3.15 に計測結果を示す。



図 2.3.13 錘設置

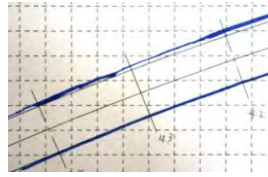


図 2.3.14 形状計測



板厚最大 (A)	2.47cm
板厚最少 (B)	1.79cm
板厚平均	2.13cm

図 2.3.15 計測結果

材料試験結果

表 2.3.4 に材料試験の結果を示す。なお、材料試験の結果は各々の供試体 3 体の平均値である。以下に示す実験後の比較解析においては、この物性値を使用した。

表 2.3.4 材料物性値

モルタル		鉄筋	
ヤング係数	19663N/mm ²	ヤング係数	204000N/mm ²
ポアソン比	0.167	ポアソン比	0.3
圧縮強度	34.55N/mm ²	降伏点	563.73N/mm ²
引張強度	3.46N/mm ²		

(4) 実験計画

錘を載荷後にスイープ加振を行い、続いて地震波を入力した。地震波としては JMA-Kobe 波を時間圧縮したものを 0.25 倍で入力後、事前解析において破壊発生と予測した 1.0 倍 (NS+UD 2 方向) を入力した。(図 2.3.16)

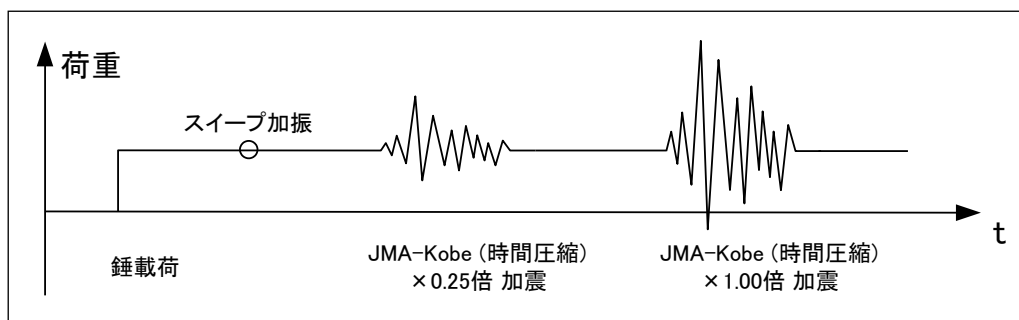


図 2.3.16 加振計画

図 2.3.17 に測定点について示す。加速度計は振動台 (A0)、予備解析結果において 1 次モードのピーク 2 点 (A1, A2)、中央部 (A3) の計 4 箇所にて、水平方向 (X)・鉛直方向 (Z) の 2 方向、合計 8ch 計測した。ひずみに関しては、1 次モードピーク点 (E1,E2) において、コンクリート 2 点 (外周側 U・内周側 L) と、主筋 2 点 (S1, S2) を計測した。

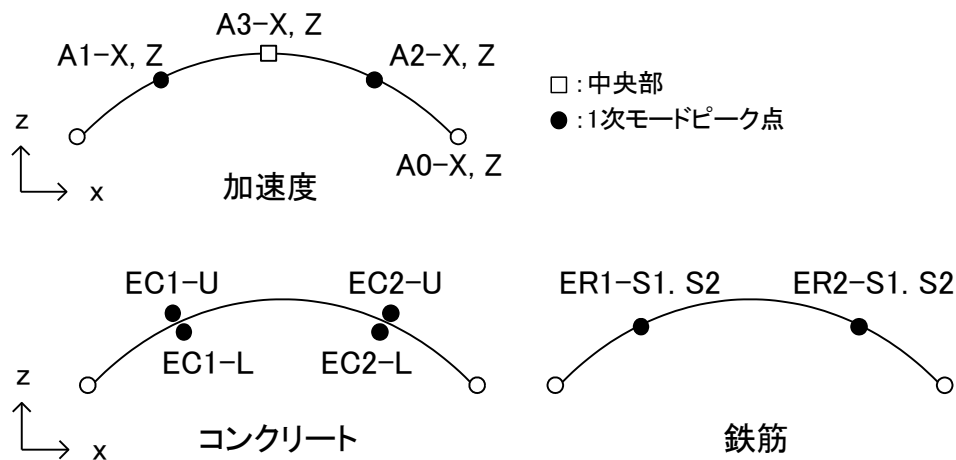


図 2.3.17 測定点

(5) 実験結果とその考察

固有振動数

表 2.3.5 に実験値，及び予備解析・事後解析の固有値の比較を示す。Kobe 波入力前に行ったスイープ加振で得られた応答加速度のスペクトル解析を行った結果，実験における固有振動数は 3.22Hz となった。また，予備解析と事後解析（完全形状）はほぼ同等の値であるが，形状不整を考慮した事後解析では，完全形状に比べて高い振動数が得られた。実験における固有振動数が，解析と異なった要因として，試験体を震動台に設置する際や，錘を載荷する際に発生したひび割れの影響などが考えられる。

表 2.3.5 固有値比較結果

		実験値	予備解析	事後解析	
				完全形状	形状不整考慮
1次	固有振動数 (Hz)	3.22	4.71	4.57	4.85
	固有周波数 (s)	0.31	0.21	0.22	0.21

応答時刻歴

入力地震波には，実験時に振動台に設置した加速度計（A0-X,Z）より得られた測定値を用いた。

図 2.3.18, 2.3.19 に，JMA-Kobe 1.0 倍加振時の A2（1 次モードピーク点）における加速度，変位応答時刻歴の比較を示す。ここで，変位の実験値は測定した加速度を数値積分して得られたものである。

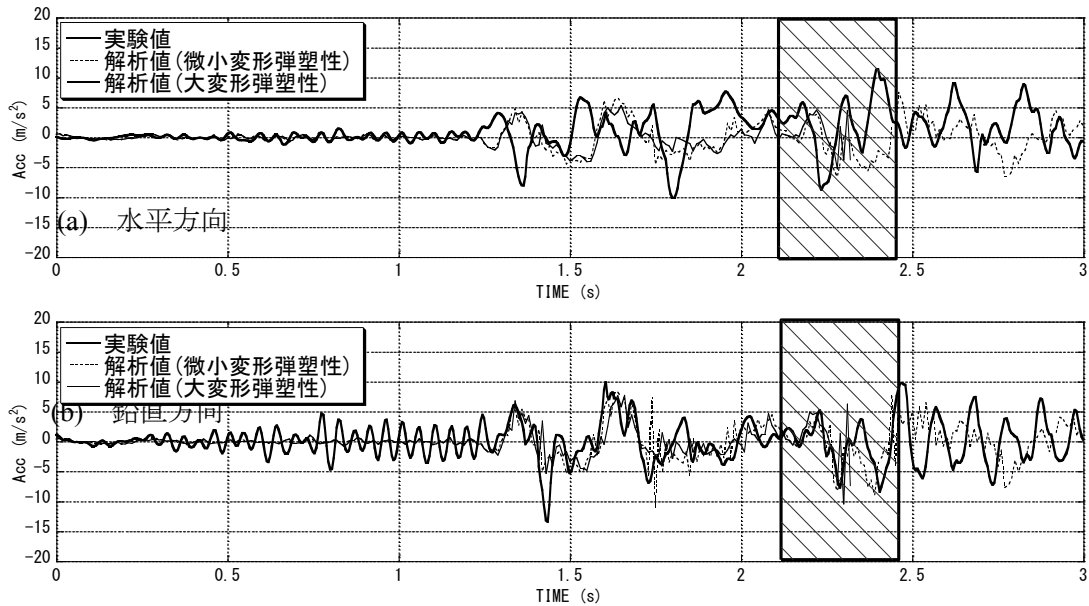


図 2.3.18 加速度応答時刻歴 (A2)

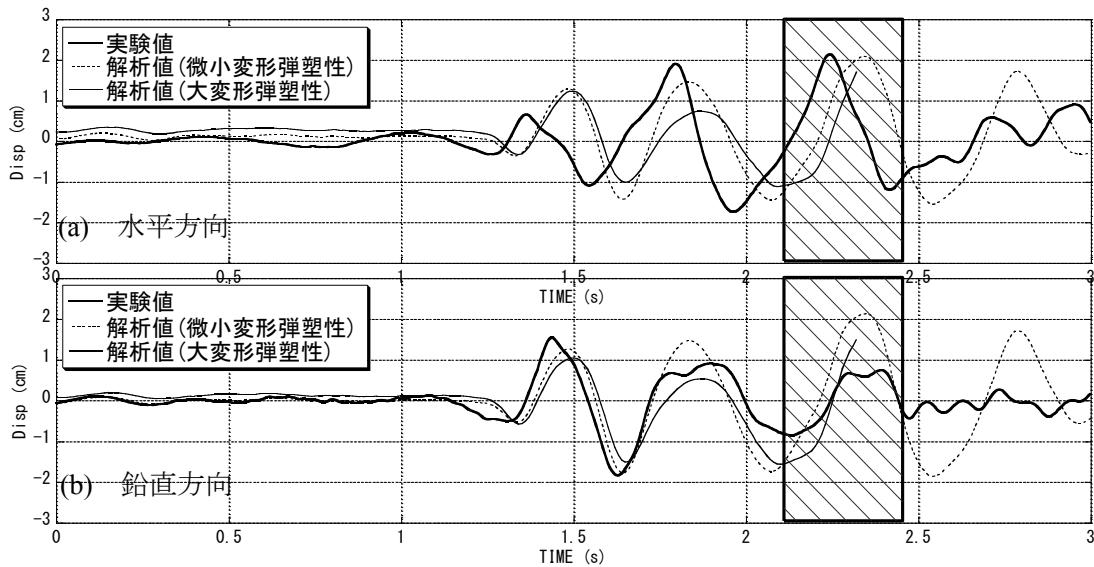


図 2.3.19 変位応答時刻歴 (A2)

実験における破壊時刻は図 2.3.18～図 2.3.21 からでは判断し難いが、映像等から判断すると、図中の斜線部 (2.0～2.5 秒) と判定され、数値解析とほぼ同時刻で破壊に至ったと考えられる。実験においての A2 点 (1 次モードピーク点) での最大加速度応答は水平、鉛直方向、各々 10.1m/s^2 、 13.4m/s^2 、解析では 9.4m/s^2 、 20.8m/s^2 であった。応答変位については実験値とほぼ同等の結果が得られた。

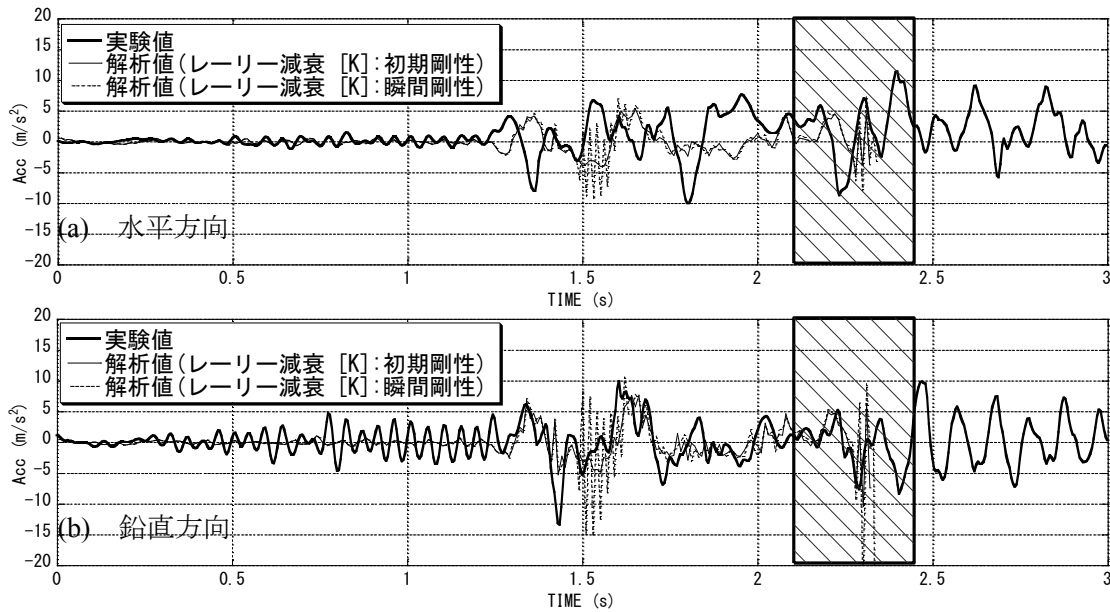


図 2.3.20 加速度応答時刻歴 (A2)

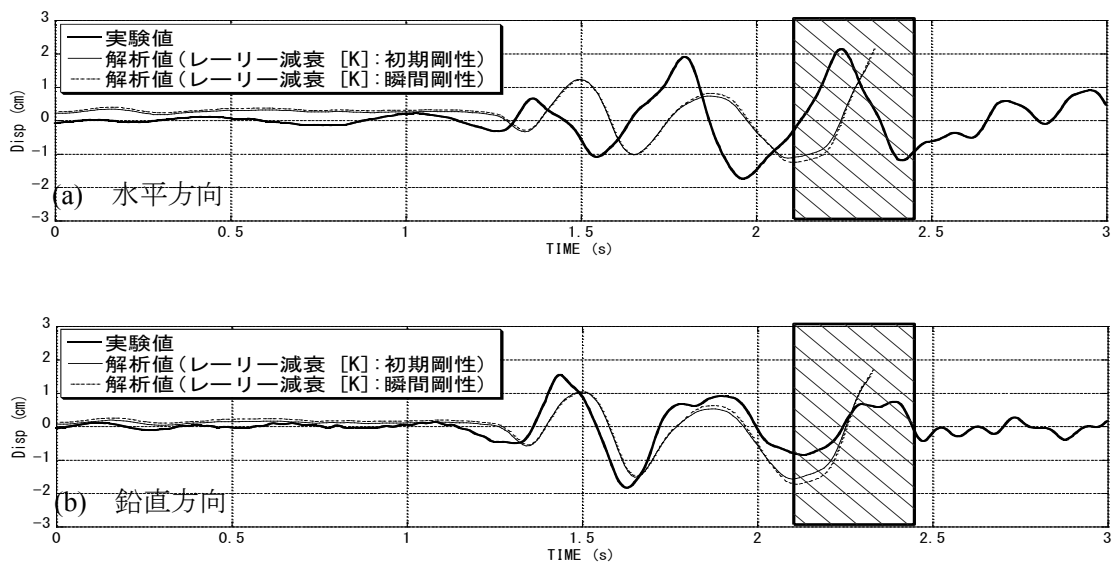


図 2.3.21 変位応答時刻歴 (A2)

破壊モード

錘を載せた時点で試験体中央付近、及び支持端部付近で浅いひび割れが確認された。JMA-Kobe 0.25 倍加振時には浅いひび割れがアーチ全体に確認されたものの崩壊には至らなかった。完全形状の試験体において破壊発生を推定した 1.0 倍加振時では、実験においても破壊が発生した (図 2.3.22)。破壊点は 1 点で領域は小さく、構造不安定には至っていない。(これは、装置の安全上の錘の落下防止による拘束の影響も考えられる。)



(a) 崩壊状況



(b) 崩壊部詳細(外周面)



(c) 崩壊部詳細(内周面)

図 2.3.22 試験体

図 2.3.23 に解析における崩壊時変形を、図 2.3.24 に M-N 相関関係を示す。解析結果では破壊箇所が異なり、図中の i ~ iii で示した位置にて曲げ破壊をする結果となった。

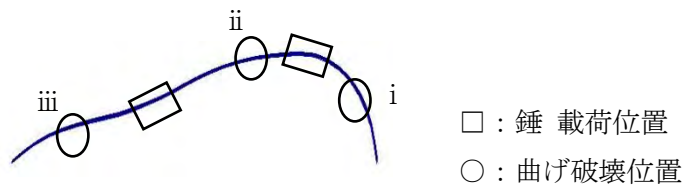


図 2.3.23 崩壊時変形図(表示倍率 10 倍)

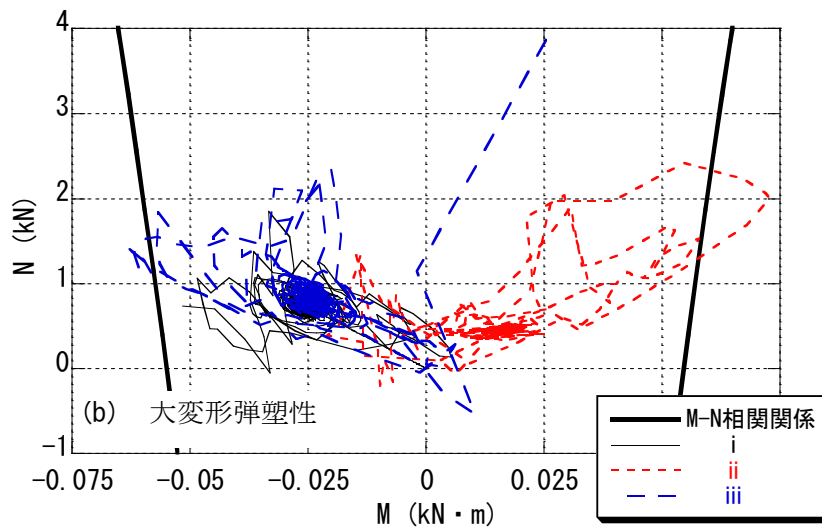


図 2.3.24 M-N 相関関係図

(6) RCアーチ予備解析及び試験体の設計（ダブル配筋）

モデルの概要を図 2.3.25 及び図 2.3.26 に示す。配筋については，上下 3 本ずつのダブル配筋，鉄筋比 1.0%とし，加えて，せん断補強筋を 20mm 間隔で配筋し，せん断補強筋比 0.2%と設定した。

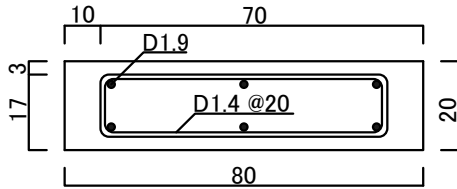


図 2.3.25 断面図

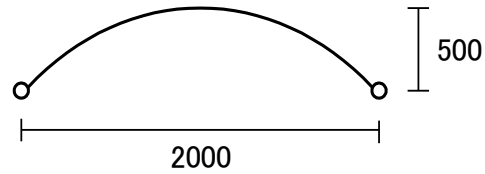


図 2.3.26 全体図

図 2.3.27 に各モデルの 1 次固有周期と時間圧縮した JMA - Kobe 波 NS 方向のフーリエスペクトルを，表 2.3.6 に各モデルの地震応答解析の結果を示す。錘を 1 点当たり 16kg 以上 載荷したケースにおいて計算途中で不安定となる結果を得た。形状不整や，ひび割れの進展などの影響により，固有周期が長くなる可能性を考慮して，付加質量 28kg 載荷を実験モデルとした。

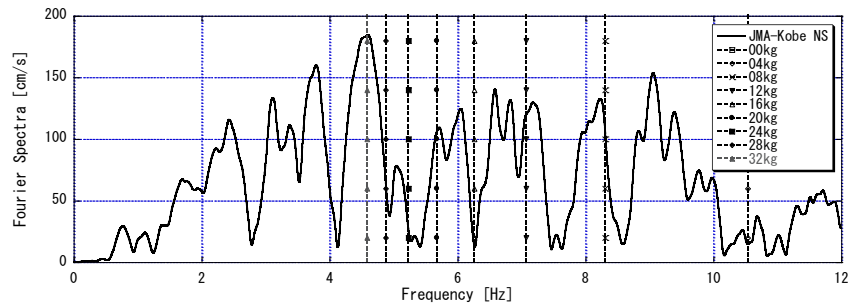


図 2.3.27 固有値解析結果

表 2.3.6 地震応答解析結果

載荷点数		2点							
付加質量 (kg/点)		0kg	4kg	12kg	16kg	20kg	24kg	28kg	32kg
1次固有周期 (s)		0.06	0.09	0.14	0.16	0.18	0.19	0.20	0.22
1次固有振動数 (Hz)		16.75	10.54	7.07	6.26	5.68	5.23	4.88	4.59
JMA-Kobe	1方向 (NS)	—	—	—	×	×	×	×	×
	2方向 (NS+UD)	—	—	—	×	×	×	×	×

× :途中で不安定となったケース

RC アーチ動的破壊実験の概要とその結果(ダブル配筋)

材料試験によって得た材料物性値を表 2.3.7 に示す。

表 2.3.7 材料物性値

モルタル		鉄筋	
ヤング係数	22900N/mm ²	ヤング係数	231000N/mm ²
ポアソン比	0.167	ヤング係数(2次)	2310N/mm ²
圧縮強度	42.98N/mm ²	ポアソン比	0.3
引張強度	4.30N/mm ²	降伏点	418N/mm ²

図 2.3.28 の様に、付加質量を載荷後、時間圧縮した JMA-Kobe をそれぞれ 30%、60%、90%、120%の倍率で加振し、その間 Sin スweep加振し固有振動数の変化と損傷の記録を行った。最終的には漸増する Sin 波により崩壊まで加震した。

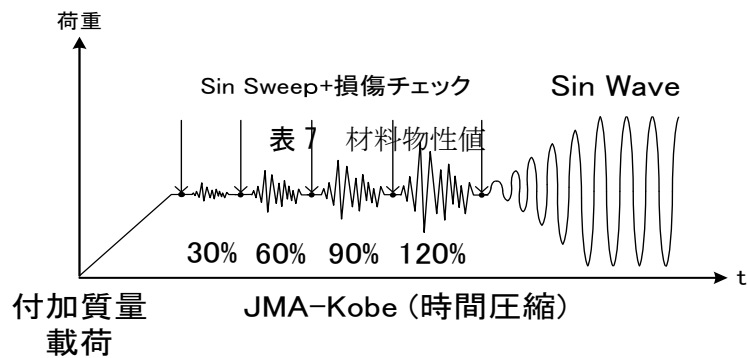


図 2.3.28 加振計画

(7) 実験結果とその考察

固有振動数

実験時、予備解析・事後解析における固有値を表 2.3.8 に示す。実験値は錘の裁荷後、JMA-Kobe NS を加振する前にスイープ加振で得られた応答加速度をスペクトル解析する事で4.88Hz という値を得た。

表 2.3.8 固有値比較結果

		実験値	予備解析	事後解析	
				完全形状	形状不整考慮
1次	固有振動数 (Hz)	4.93	4.88	5.08	5.11
	固有周波数 (s)	0.20	0.21	0.20	0.20

応答時刻歴

入力波形には、振動台に設置した加速度計(A0)により実験時において測定した値を用い事後解析を行った。図 2.3.29, 2.3.1-30 には JMA-Kobe NS30%, 60%, 90%加振時に RC ーチに設置した加速度計より得た鉛直方向の加速度及び変位応答時刻歴と実験時の応答を比較したものを示す。

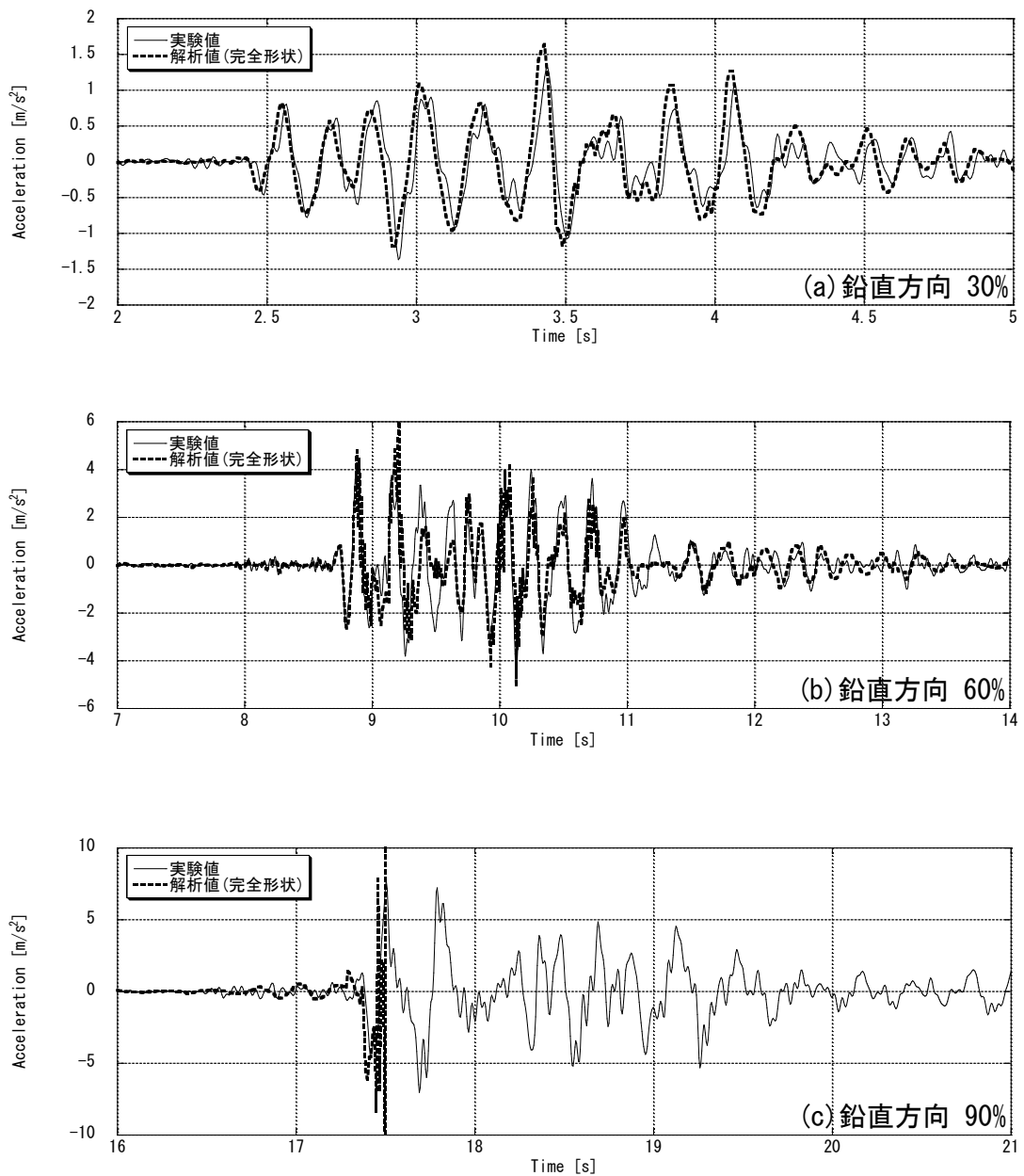


図 2.3.29 加速度応答時刻歴 (A1)

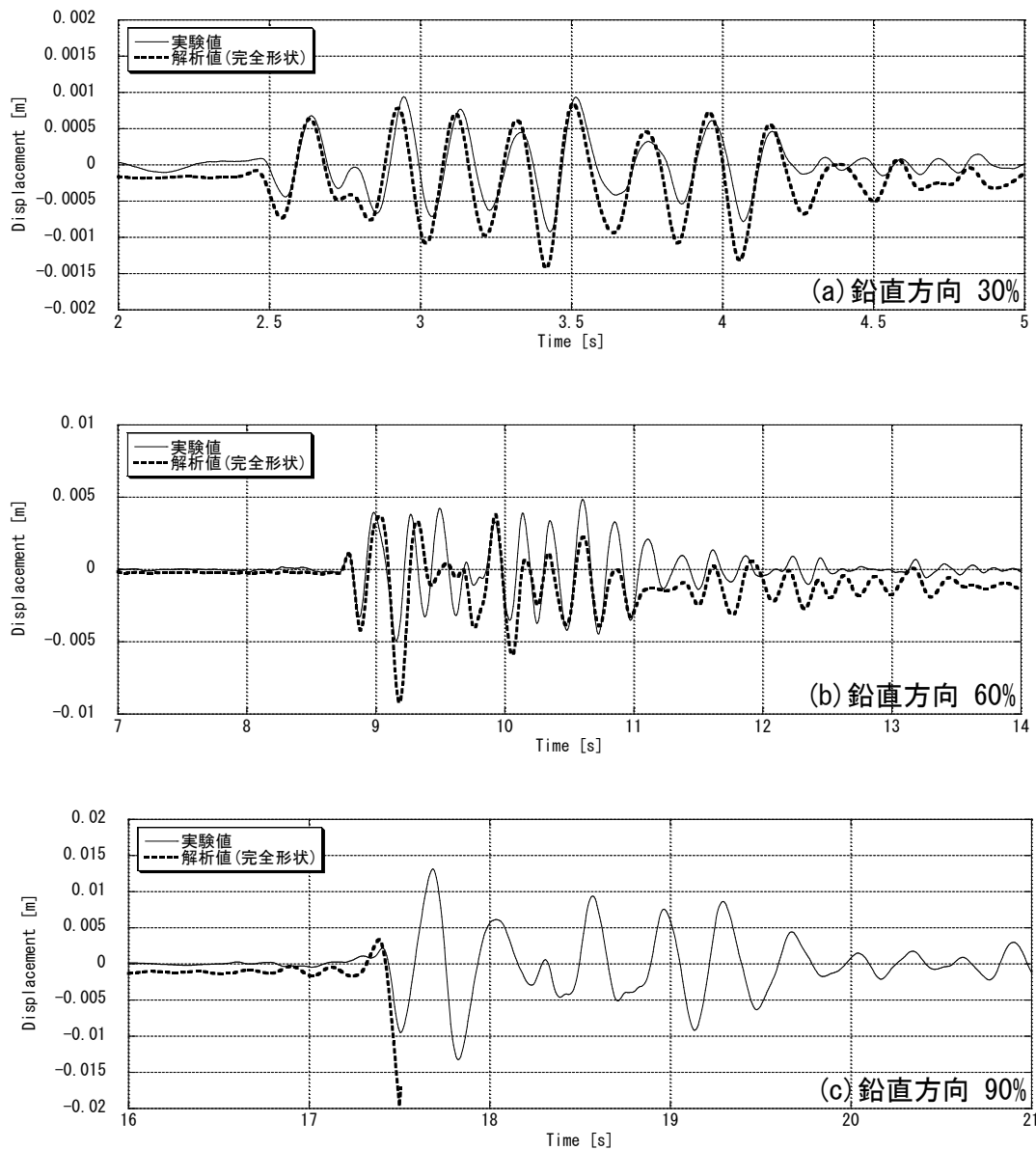


図 2.3.30 変位応答時刻歴 (A1)

1次モードピーク点(試験体右側)において、90%加振時にコンクリートの断面は急速に破断し、鉄筋のみによるヒンジが形成され、急激な剛性低下と共に3ヒンジアーチとなり、入力に鈍感な安定化へと移行したが、数値解析では、その時点で数値的不安定により計算の継続が失敗した。

破壊モード

図 2.3.31 の様に崩壊点は1次モードピーク点付近の2点で最終的なアーチの不安定になり崩壊する結果(4ヒンジ)となった。

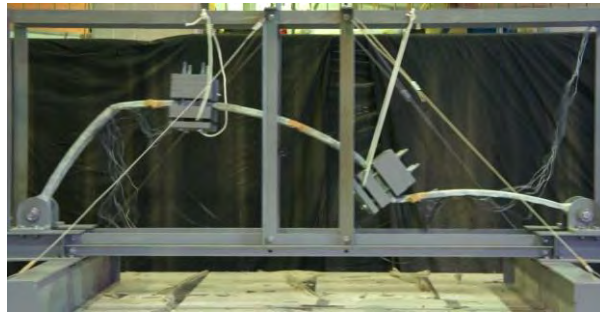


図 2.3.31 崩壊モード写真

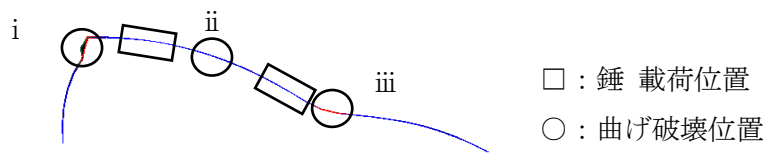


図 2.3.32 崩壊時変形図(表示倍率 10 倍)

図 2.3.32 に解析における崩壊時変形図を，図 2.3.33 に M-N 相関関係図を示す。解析結果では破壊箇所が異なり，図中の i ~ iii で示した位置にて曲げ破壊をする結果となった。

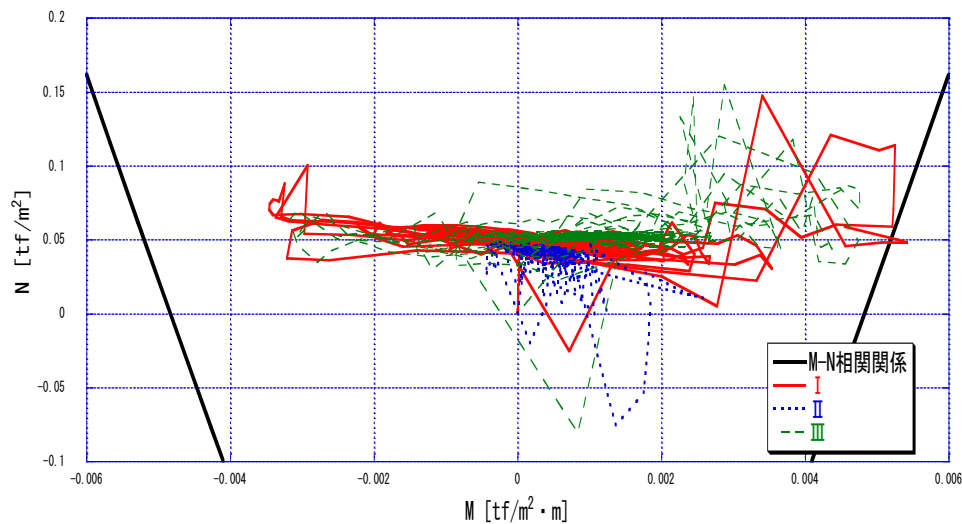


図 2.3.33 M-N 相関関係図

(8) RCアーチによる検討のまとめ

シングル配筋とダブル配筋による RC アーチの振動破壊実験を実施し，動的な複合非線形解析結果と近い結果を得ることが確認され，構造設計時の基礎資料を得た。今後さらに実験・検証を実施し，RC アーチの動的挙動の評価手法の確立をしていく予定である。

2.3.2 RC 空間構造の構造性能の推定と検証に関する検討

ここでは最新の大型RCシェルの建設例を対象として、振動特性と建設から数年の変形特性を調査することにより、直接構造基本特性を把握し、構造設計時の仮定との差異を確認することにより今後の構造設計の資料を得ようとする試みについて示す^{6,7)}。

(1) 検討対象構造物の概要

RC シェル構造は、一般に高い耐荷力と耐震性を有する。一方、偏平や薄肉シェルにおいては、振動特性、乾燥収縮・クリープ及び温度応力等において未解明の点もあり、耐震設計の際の安全率の設定には十分な検討を要する。本研究での対象建築物(写真 2.3.1)は、2010年7月に竣工した美術館で、自由曲面形状に大開口を有する(図 2.3.34)。本研究ではまず、振動性状の把握のために加振実験を行うが、対象構造物のルーフシェルは仕上げや二次部材が無く、シェル構造本体のみの振動特性の把握が可能である。また、竣工直後の劣化の無い状態での測定を行うことが可能であり、経時変化を評価することが可能である。



写真 2.3.1 検討対象の外観

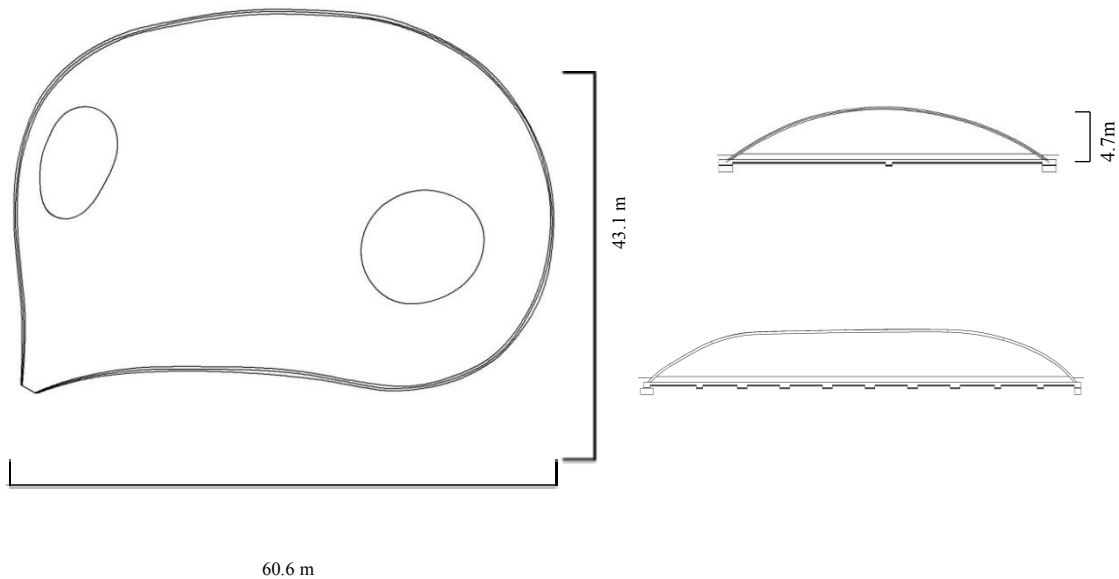


図 2.3.34 検討対象の形状

(2) 振動特性の評価

振動計測

加振は事前解析に基づいた人力加振によるスイープにより実施した。測定の概略の流れを図 2.3.35 に示す。

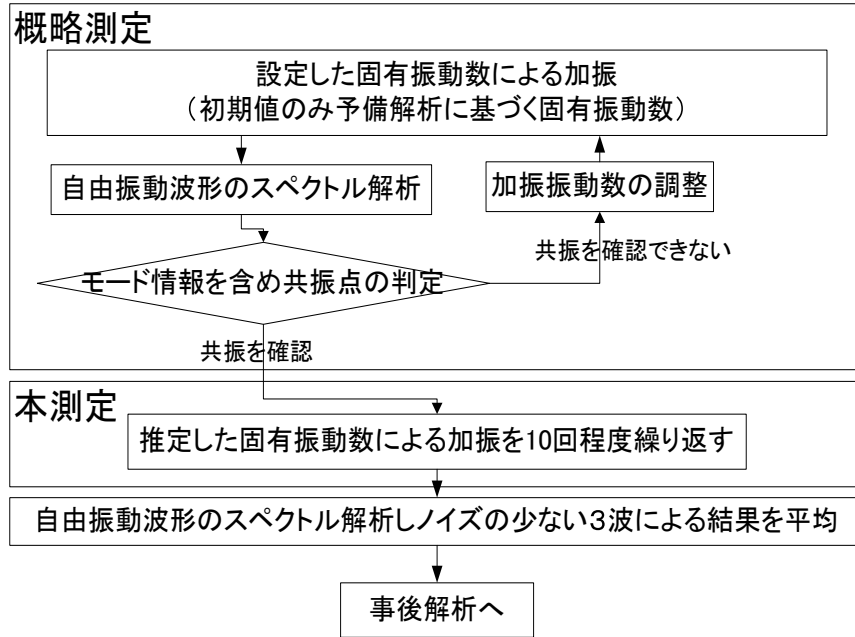


図 2.3.35 振動計測のフロー

測定に際して、配筋を含めた詳細な数値解析モデルにより、固有値解析を行い概略の振動性状を把握した。物性値、固有振動数を表 2.3.9, 10 に、固有振動モードを図 2.3.36 に示す。

表 2.3.9 設計用物性値

モード	1次	2次	3次	4次	5次
固有振動数(Hz)	2.70	3.10	4.44	4.92	5.06
	6次	7次	8次	9次	10次
	6.07	6.37	6.86	7.22	7.41

表 2.3.10 予測解析による固有振動数 (設計用物性値)

	コンクリート	鉄筋	
	Fc30	SD295	SD345
ヤング係数	21367 N/mm ²	205000 N/mm ²	205000 N/mm ²
ポアソン比	0.3		

固有値解析の結果を元に、ターゲットモード毎に測定点を設定する。測定点はモードビーク点、加振点はターゲットモードを十分に励振可能で、かつ局所的な衝撃が少ない位置に設定した。

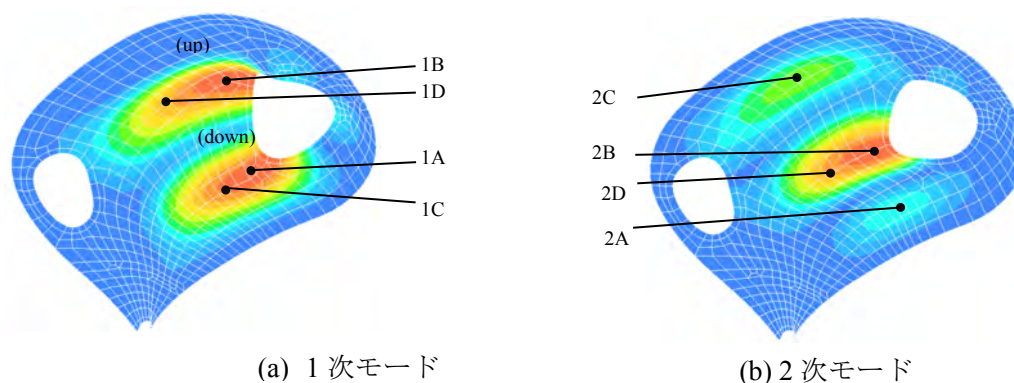


図 2.3.36 予備解析による振動モードと測定点・加振点

減衰定数システムでは、減衰定数の評価を行う上で、微動測定波形において Random Decrement 法²⁾ (RD 法) により推定する方法も挙げられるが、今回の場合、人力加振による比較的大きなレベルの加振が有効であったため、人力加振による自由振動波形から推定することとした。なお、推定した減衰定数の詳細な検証の為に、無次元化した1質点系の時刻歴応答解析結果と比較するために、数値積分に伴う数値減衰の誤差が発生しない Nigam-Jennings 法³⁾を採用している。1質点系解析で減衰定数を指定した変位時刻歴と測定されたデータからスペクトル解析システムにより変換された変位時刻歴を、時間軸では固有周期、変位軸では最大変位により無次元化して、この2つのグラフを合わせて表示させた。これにより、繰り返し1質点系の減衰定数を変えてフィッティングすることで、実測データの減衰定数を推定する(測定の状況を写真 2.3.2, 作成したシステムを 2.3.2-4 に示す)。

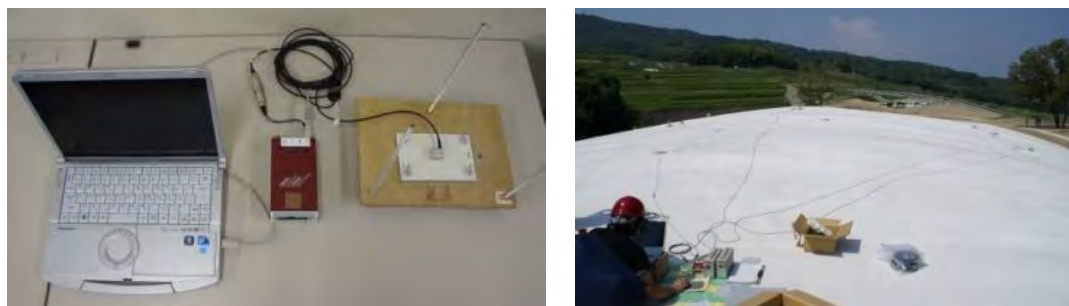


図 2.3.37 計測の状況



図 2.3.37 作成した計測システム

振動測定結果の概要

1次モードに関しては、予備解析のモードピークと、測定波の位相との対応により同定した。対応する固有振動数は、低周波(0~1 Hz)をカットした波形のスペクトルより 3.78(Hz)と推定した。2次モードに関しても同様に推定し、2A点と2C点での同位相、2B点で逆位相)。対応する固有振動数は 4.63(Hz)と推定した(図 2.3.38~39、表 2.3.11)。

表 2.3.11 実測値と固有値解析の固有振動数の

	固有振動数(Hz) (固有周期(s))	
	実測による推定値	固有値解析結果
1次	3.78 (0.26)	2.701 (0.370)
2次	4.63 (0.21)	3.102 (0.322)

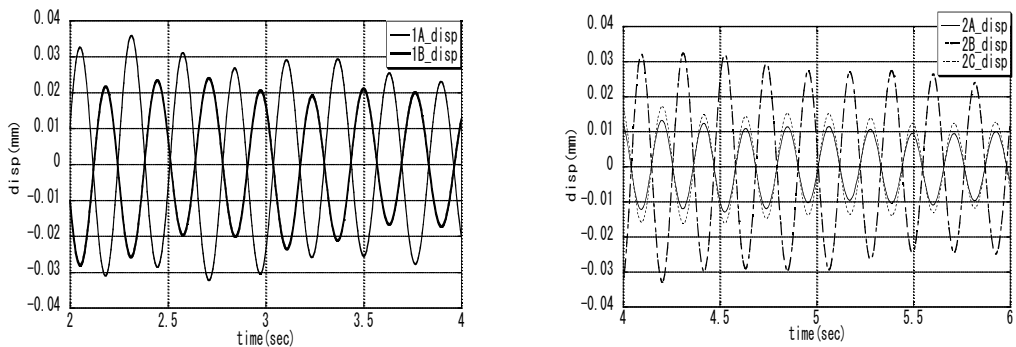


図 2.3.38 1次(左)、2次(右)モードターゲット加振の波形

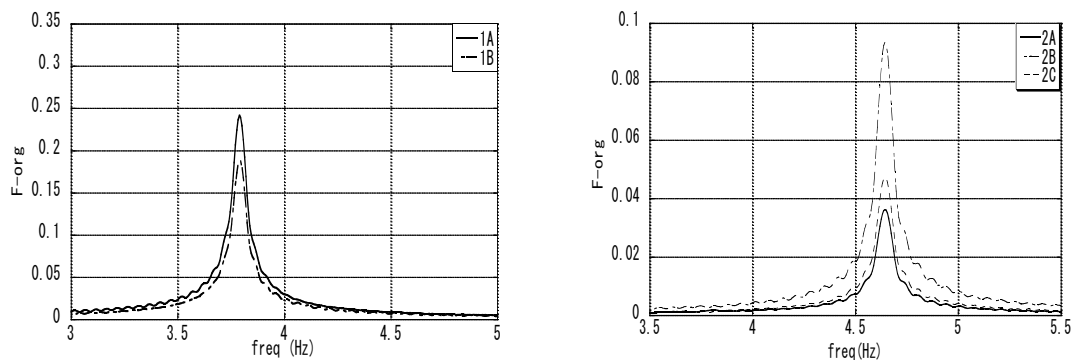


図 2.3.39 1次 (左), 2次 (右) モードターゲット加振によるスペクトル

減衰を測定したデータの平均は1次モードで $h=0.80\%$ 、2次モードで $h=0.65\%$ とフィッティングされた (図 2.3.40)。前記のように、仕上げや二次部材が無く、竣工直後のシェルについて、シェル本体内部での振動レベル程度 (地下逸散は無視できるレベル) であり、小さな値を示したと考えられる。

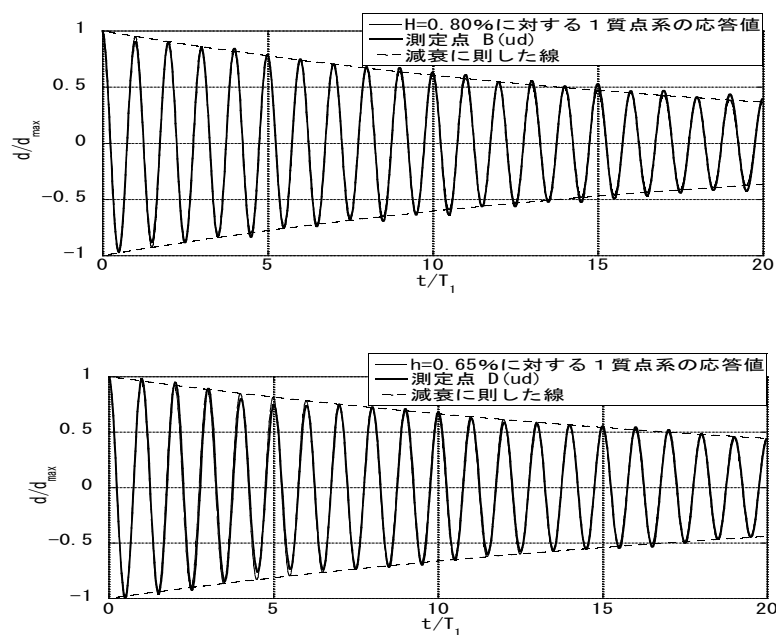


図 2.3.40 1次 (左), 2次 (右) モードに対するフィッティングの様子

構造設計時の仮定との整合性に関する検討

まず、構造設計時のコンクリートの物性値 (ヤング係数) と実際の構造物に近いと考えられるコア抜き試験体の物性値に基づく固有値解析の結果と実測値を比較する。比較結果を表 2.3.12 に示すが、実測による固有振動数は、コア抜きによる物性値に基づく固有値に比較的良い対応を示すことが確認された。

表 2.3.12 事後解析を含めた固有振動数の比較

	固有振動数(Hz) (固有周期(s))		
	実測による推定値	固有値解析結果 (設計用物性値*1)	固有値解析結果 (コア抜き試験体による物性値*2)
1次	3.78 (0.26)	2.701 (0.370)	3.616 (0.276)
2次	4.63 (0.21)	3.102 (0.322)	4.155 (0.240)
*1 ヤング係数:21.367 (kN/mm ²) *2 ヤング係数:37.0 (kN/mm ²)			

次いで、複合非線形解析を実施した結果について示す。本報では、kobe-NS+EW+UD に対する応答を示す。なお、ここでは、構造設計段階での想定と、コア抜き試験体から得られた実際の物性値(表 2.3.13)を設定した場合の地震応答の差異について検証する。Z 方向の最大値の比較を表 2.3.14 に示す。

表 2.3.13 事後解析用物性値

	コンクリート		鉄筋	
	コア抜き試験体による物性値	設計用物性値 Fc30(参考)	SD295	SD345
ヤング係数 (N/mm ²)	3700	21367	205000	205000
ポアソン比	0.2	0.2	0.3	0.3
圧縮強度(N/mm ²)	45.2	30.0	-	-
引張り強度 (N/mm ²)	4.5	3.0	-	-
降伏点(N/mm ²)	-	-	324.5	379.5

表 2.3.14 最大応答値の比較

	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)
①設計用減衰を用いた解析(レ ーリー減衰: 1次-10Hz2%)	1401.8	86.88	5.097
②測定値を元にした減衰定数を 用いた解析(レーリー減衰: 1次 0.80%・2次 0.65%)	2217.5	100.4	6.186
	比率		
①/②	1.58	1.16	1.20

劣化の無い新設の RC シェルの駆体のみの振動特性について、高感度のセンサーを用いて振動測定を実施し、2次モードまで同定することができた。また、一波ではあるが地震応答解析を試み、その結果、1) 実測で得られた固有振動数とコア抜き試験体による物性値を用いた固有値解析結果は良い一致を示す。2) 減衰定数は1次で0.8%・2次で0.65%と小さい(仕上げや二次部材が無く、竣工直後、シェル本体内部での振動レベル程度) 3) Kobe 波に対する応答変位は一般的な2%の減衰に対し約20%程度増加する可能性があると示された。

今後は、長期にわたる変形の測定結果を元に解析結果と比較することで、乾燥収縮・クリープ変形の変化の評価を行い、それらが耐力や振動特性に対する影響の評価を行う予定である。また、温度応力による影響の検討を年変化及び日変化について行う。これらを通し RC シェル構造の耐震設計手法の確立に関するデータの蓄積を行っていく。

(3) 長期変形特性の評価

目的

近年、多様な形状の大型で扁平な鉄筋コンクリートのシェルが建設されており、実用的な最新の専門知識を含む鉄筋コンクリートのシェルの耐震設計の指針の整備が必要である。

一般的に、扁平なシェル場合には、変形・応力と負荷容量は、コンクリートの幾何学的な欠陥、温度応力・乾燥収縮・クリープの影響を受ける。

本研究では、コンクリートの打設→収縮→繰り返し温度変化(年間)+クリープによる、使用期間中の変化が構造性能に与える影響が大きい可能性に着目し、その影響の分析を行う

予測される現象

現象としての時間軸による変形の進行の概念を図 2.3.41 に示す。上記の現象が構造物の地震時/何らかのアクシデント発生時の損傷・耐力特性に与える影響としては、損傷進展と強度低下(危険側)の可能性もある。また、特に耐震性能の推定には慎重な推定が必要と考えられるが、これらの点に着目した具体的な推定手法に関する研究は殆ど見当たらないのが現状である。

静的および動的(ここでは地震時)な荷重に対する影響の概念を図 2.3.42 に示す。本研究では、上記の図 2.3.41~42 に模式的に示した構造性能の変化を、定量的に分析・評価するための数値解析手法の基礎技術の開発をし、実測を含めて検証することを第一の目的とする。

時間による劣化を考慮した各損傷履歴の段階での耐震性能の推定のシミュレーションのイメージを図 2.3.43 に示す。

本論では、竣工直後の薄肉で扁平な鉄筋コンクリートシェルの測定結果の一部と解析による変形特性の推定を試みる。さらに、一例として、静的および動的終局強度により、温度応力・乾燥収縮・クリープの影響の評価を示す。

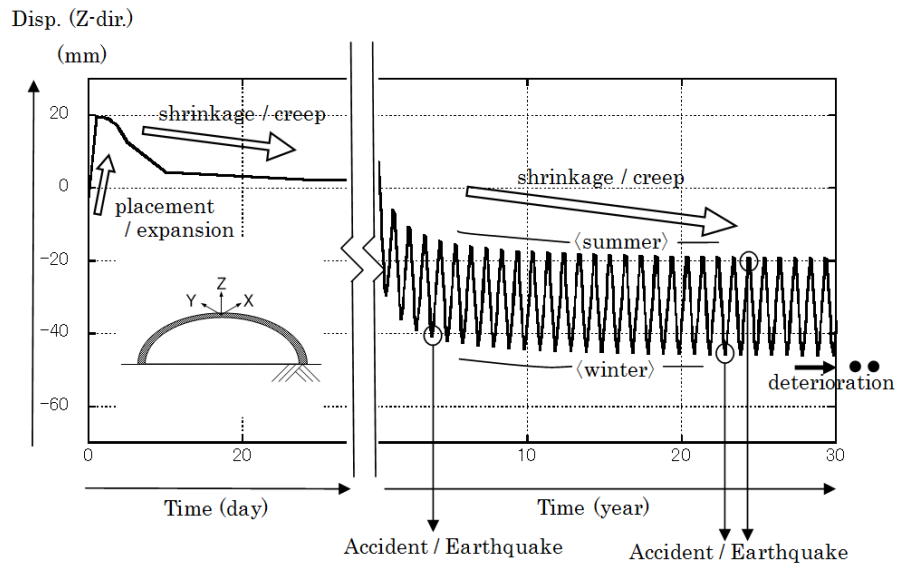


図 2.3.41 構造物の施工～使用期間中における変形の進行

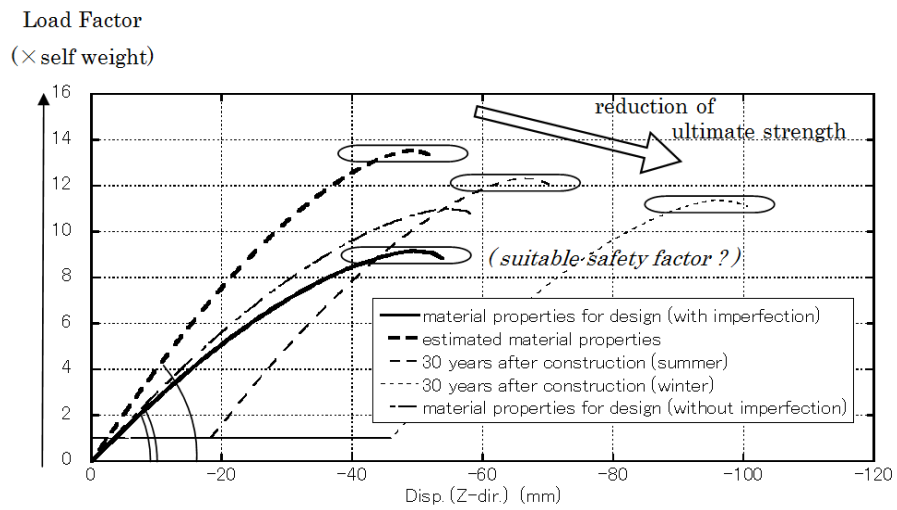


図 2.3.42 構造の使用期間中における損傷・耐力レベルの変化

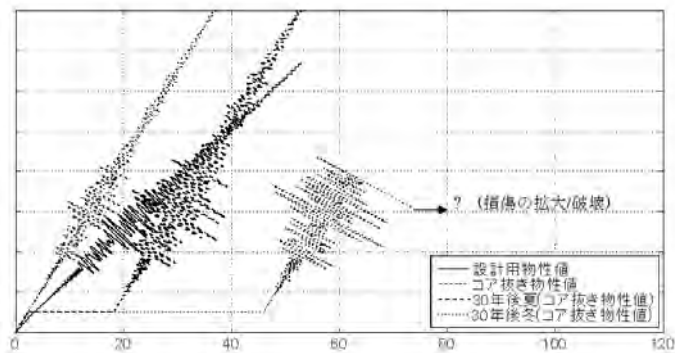


図 2.3.43 時間による劣化を考慮した段階での耐震性能の推定

変形の計測

薄肉で扁平なシェルの場合、それが長期間にわたってコンクリートの欠陥、温度応力・乾燥収縮・クリープの影響を計測することが重要である。対象建物に関しては、建設時の形状の制御は厳しく行い（初期幾何学的な欠陥が 5 mm 以内に管理された）、その後の変形を連続的に測定を行う。シェルの変位測定は、シェルの 50 点を対象に測定を行った（図 2.3.44）。また、変位計測における最大変位点を図 2.3.44 の a 点に示す。変位測定は、型枠撤去前、型枠撤去完了時、型枠撤去後（2 週間後、1 か月後、2 か月後、3 か月後、半年後、1 年後、3 年後、5 年後）に実施し、その後も継続的に実施する。

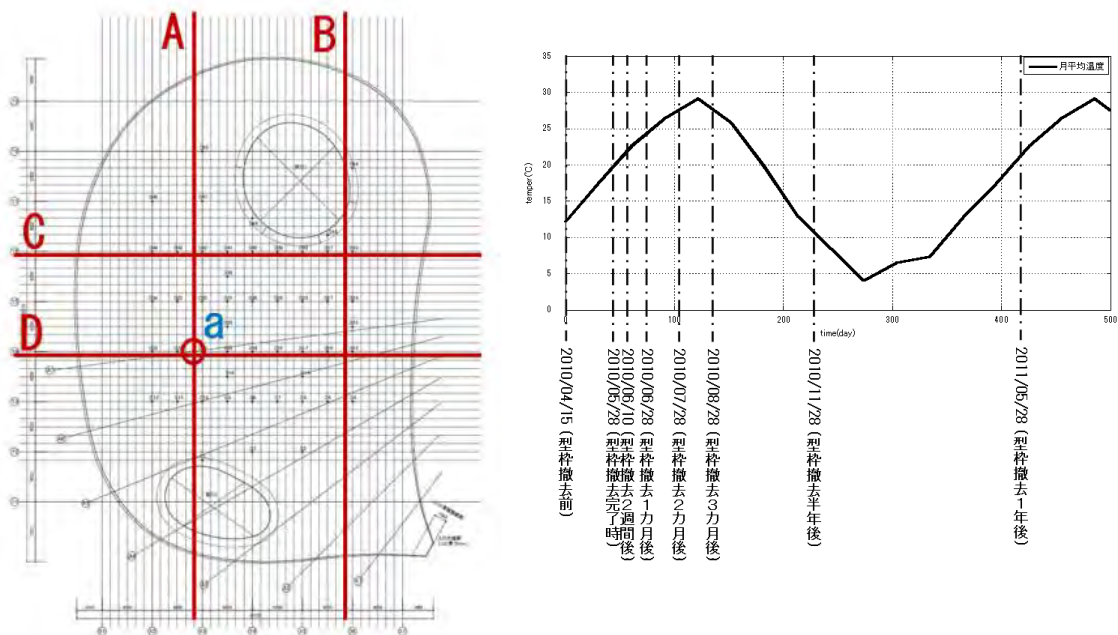


図 2.3.44 変位測定計画（測定位置とスケジュール）

計測結果と評価

本論の数値解析では、温度応力・乾燥収縮・クリープの影響をシミュレーションする。温度応力は建設現場の温度変化を測定し、コンクリートの収縮は材料実験によりモデル化を行った。材料特性は構造設計と実際の材料実験より得られた値を用いた（表 2.3.2-7）。

表 2.3.2-7 設計時と建設直後のコンクリート物性値

	design (MPa)	actual (MPa)
compressive strength (tested)	30.0	45.2
tensile strength (estimated)	3.0	4.5
Young's modulus (estimated)	21400	37000

数値解析における使用要素は8節点アイソパラメトリック退化シェル要素を積層分割して用いた(図 2.3.45)。コンクリートは厚さ方向に層分割され、鉄筋は等価な層として表現される。コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ関係は図 2.3.46 に示すものを仮定した。コンクリートの破壊曲面は、塑性論に基づいて近似した。

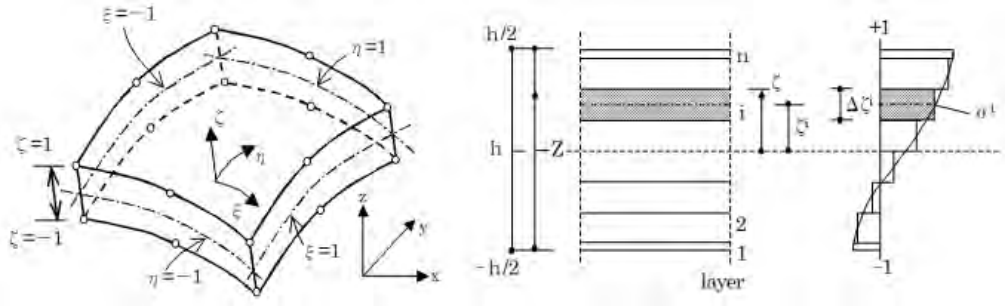


図 2.3.45 要素形状と要素の層分割

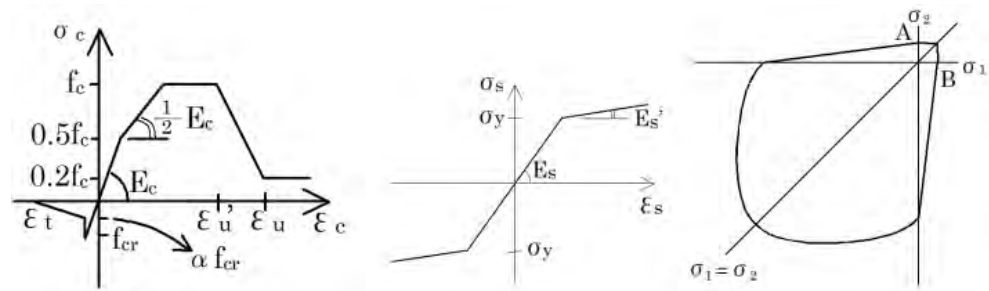


図 2.3.46 コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ関係、コンクリートの破壊曲面

変位測定により得られた変形モードを図 2.3.47 に、数値解析結果による推定変形モードを図 2.3.48 に示す。

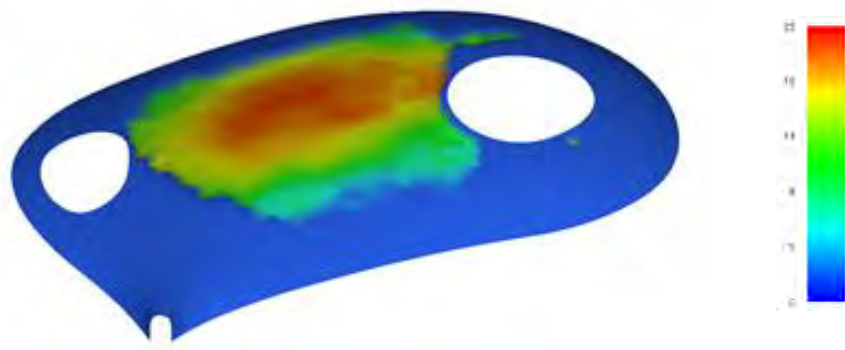


図 2.3.47 変位図 (測定結果)

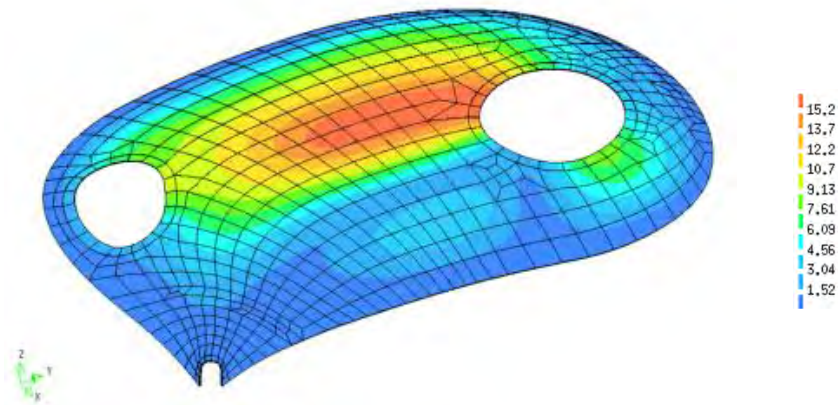


図 2.3.48 変位図 (解析結果)

図 2.3.49 に最大変位点における型枠撤去後 5 年までの測定値と解析結果の変位時刻歴の比較を示す。

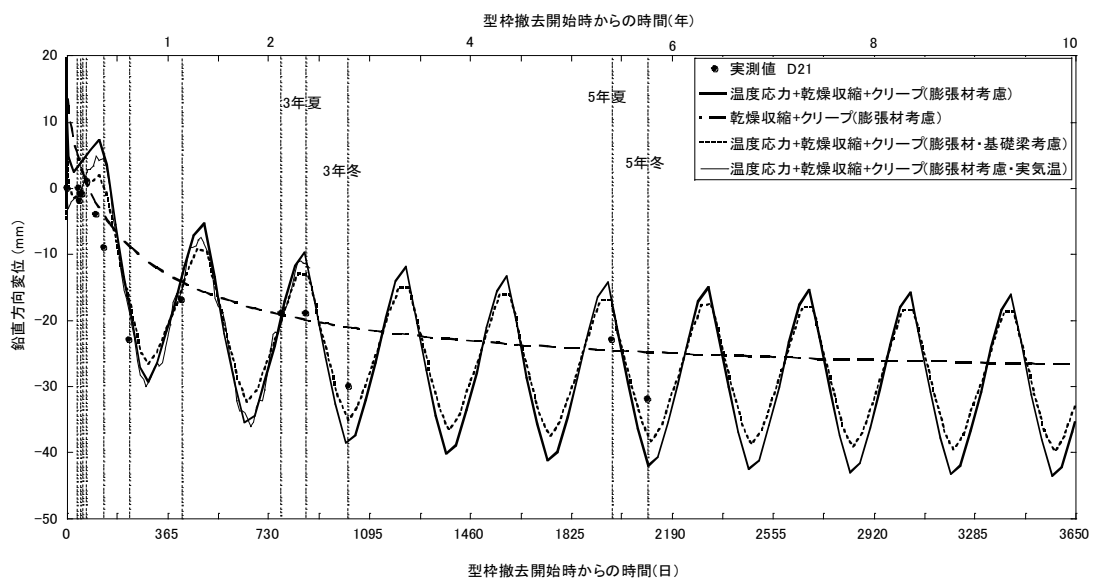


図 2.3.49 変位図 (解析結果)

変形特性に関するまとめ

変位測定と数値解析結果の比較より、変位時刻歴は型枠撤去後 5 年の測定まで良い一致を示している。さらに、変位時刻歴の比較から、乾燥収縮・クリープの影響に比べ、温度応力による影響をより強く受ける可能性があると推測される。

自重増分解析結果の荷重-変位関係を図 2.3.50 に示す。

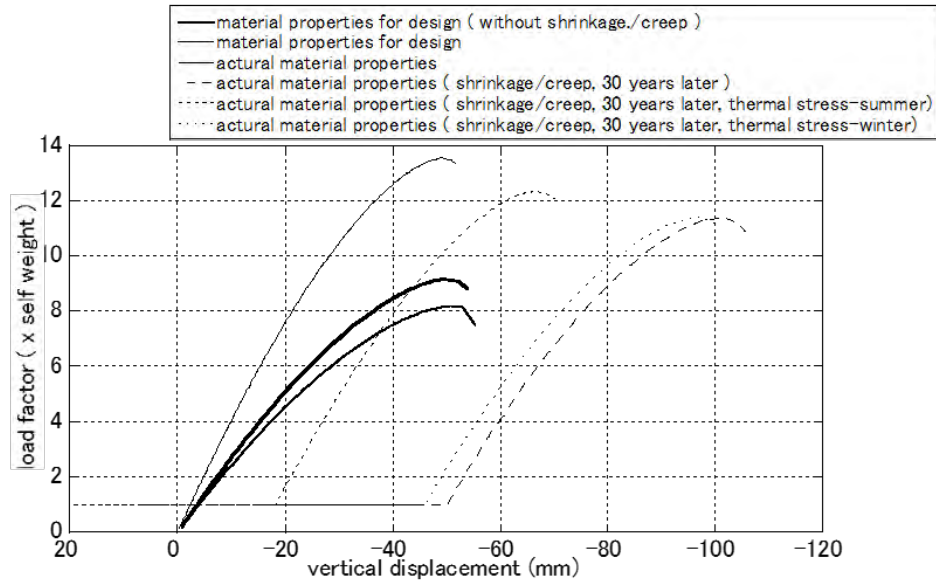


図 2.3.50 設定物性値による荷重-変位の比較

次に，入力地震波として KOBE-JMA 波 (NS+ EW+ UD, PGA817.82-NS) を用いた応答解析の結果を示す。1 次モードピーク点での最大応答の比較を表 2.3.16 に示す。

表 2.3.16 物性変化を想定した最大応答値 (上下成分) の比較

Model	Max. acc. (cm/s ²)	Max. disp. (cm)
material properties for design	1242 (1.00)	3.57(1.00)
actual material properties	853 (0.69)	1.37(0.38)
30 years after construction	1184(0.95)	2.45(0.69)
30 years after construction (summer)	1082 (0.87)	1.95(0.55)
30 years after construction (winter)	1171 (0.94)	2.71(0.76)

ここでは，新たに建設された偏平の鉄筋コンクリートシェルの測定と解析により変形特性の推定を行った。また，静的および動的終局強度の温度応力・乾燥収縮・クリープの影響の評価を例として試みた。これらにより，構造設計時の安全率に関する基礎的な検証資料を得ることが出来，構造特性に与える影響の推定の検証の手法も提案することが出来，合理的な安全率を検討する一助とすることが出来た。一方，この内容は，設計強度とコンクリートの実強度での相違，シミュレーション手法の評価など，多くの未解決な問題を抱えており，継続的な検討が必要であろう。

2.3.3 コンクリート系の空間構造の構造設計手法の開発に関する検討

RCシェルを"機能"で見ると、後出の一葉の総曲面（HP）による冷却塔は世界的には数も多く大型化が進む代表的な薄肉シェル構造であり、また産業用には、耐漏洩や遮蔽も兼ねて厚肉RC容器が選定される。次に"力学"的な観点で見ると、上部に土盛のある場合の常時圧縮応力場での合理的な構造として、近年、国内でも図 2.3.51 に示すような大スパンの偏平なRC球形シェルが実現している（大阪体育館・スパン 110m や、完全埋設 LNG 地下タンクの上蓋）。ここ数年で、建築上の諸条件の下で、より合理的な形態を見出す手法をデザインプロセスに組み込んだ設計も実施され成果をあげている。

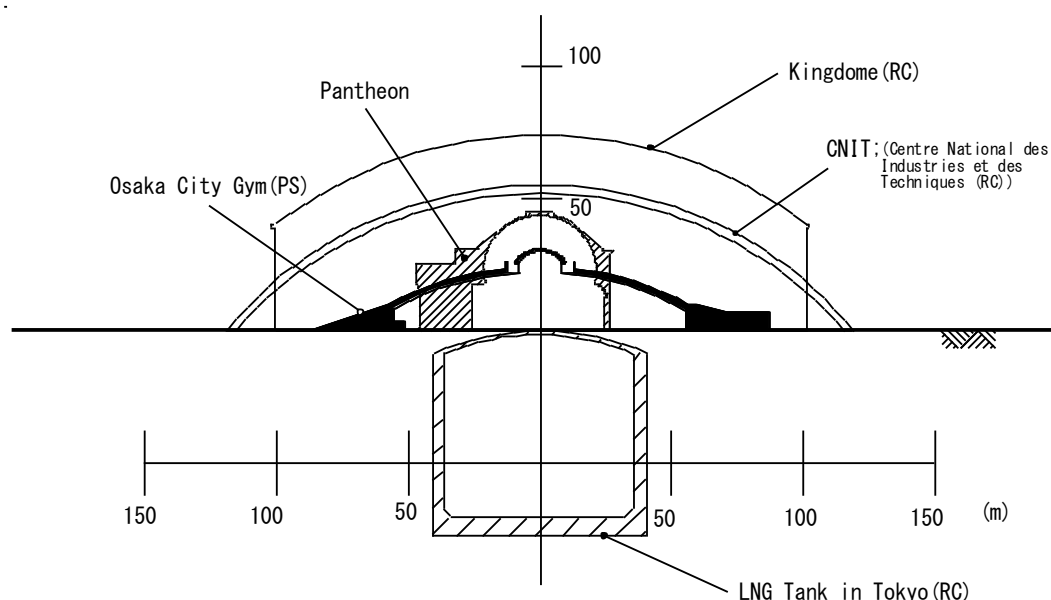


図 2.3.51 各種のドームと近年のコンクリート系シェル

但し地震国では、既往のガウディやイスラーの逆さ吊り形態の応用のような対重力のみの合理的形態の模索は現実的ではなく、設計条件の一つとなる。

本稿では、上述のような状況の下、広く曲面で構成されるという意味で"シェル"を取り扱い、比較的広い対象範囲での技術開発とその周辺を概観することとする。

(1) 技術開発から見た動向

情報技術の進歩の観点から⁸⁾

関連技術の進歩について概観すると、先ず①構造解析の高度化が挙げられる。図 2.3.52 に示すように、シェル理論をベースとするシェル要素による構造解析は、計算環境の飛躍

的な進歩とも相まって、小規模で線形解析から大自由度による種々の非線形解析が実用的となった（今後ソリッドベースの3次元解析も進歩すると予想されるが、力学的解釈や断面設計、解析手法の確認にはシェル理論やシェル要素解析は欠かせない）。対象建築の特徴として「外観に構造が表出し、構造特性が形態に大きく依存」し、機能や美の追求に加え、広い意味でのニーズに合う構造形態が求められる傾向がある。設計～施工について例示すると、②設計の初期において建築家と構造家の協働により種々の幾何形状や各種の自由曲面等を起点とし、内外観との是認と基本的な構造特性の評価とを連動した性能の確認が実施される。そこでは3次元形状の創出と可視化が重要な役割を担っており、近年の情報技術の発展がシームレスかつ高度なレベルでの実現を可能とした。関連して、構造形態創生法の中でも特に形状最適化は、設計中の曲面形状に対して曲げ応力・歪エネルギー・変形を極小化された形状に進化させる、という感度解析を用いた自由曲面シェルを実現させた⁴⁾。次いで施工に関連し、③高精度な曲面型枠（NCを利用した型枠下地）、高精度な測量による形状の管理（シェルでは力学的特性に重要）等にも情報技術の革新は欠かせない（関連領域との連動が重要になって来ている）。なお、技術の高度化に伴いブラックボックス化も懸念されるが、並行して基本的な力学に基づく評価手法を包含した進歩が期待される。

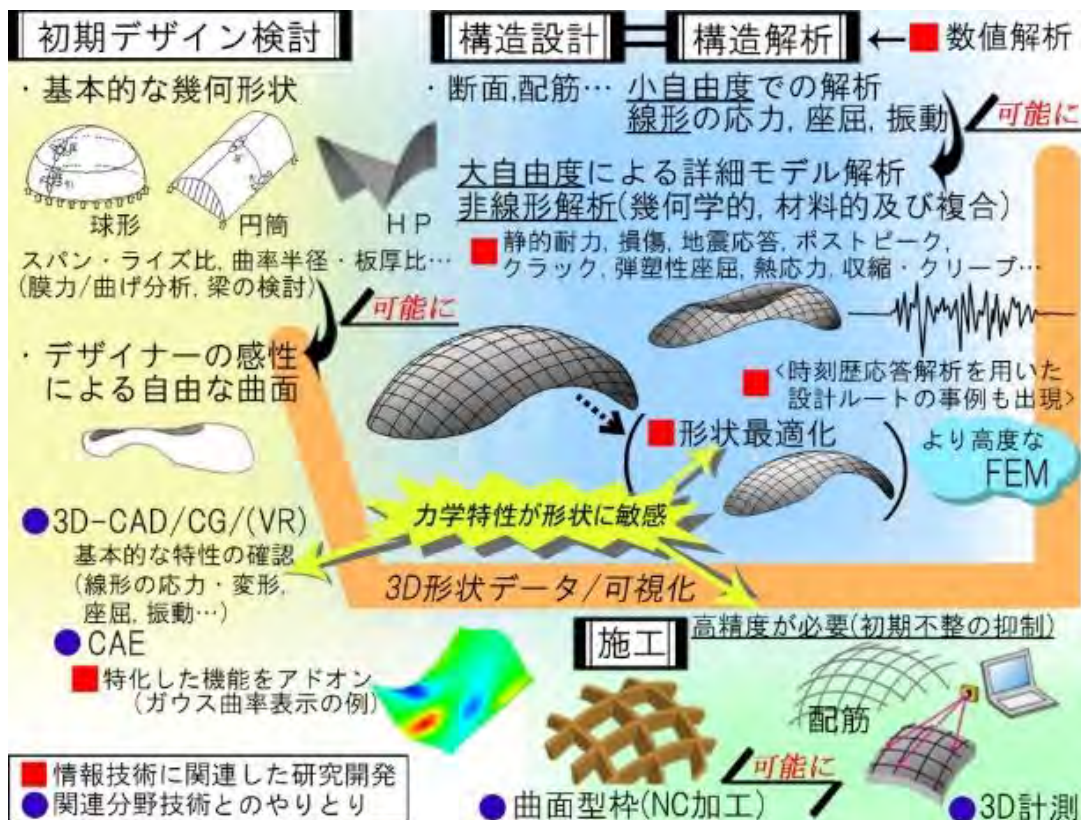


図 2.3.52 RCシェル構造の研究／企画～施工の各段階と情報技術の関わり⁸⁾

(2) 最新の構造設計事例から

曲面構造の構造設計事例を紹介する^{9),10)}。デザインは世界的な建築家である、イオ・ミン・ペイ氏による日本国内の建築であり、最新の構造設計手法による。形状は下図に示すようにルーフ型ではなく、壁体に近い。

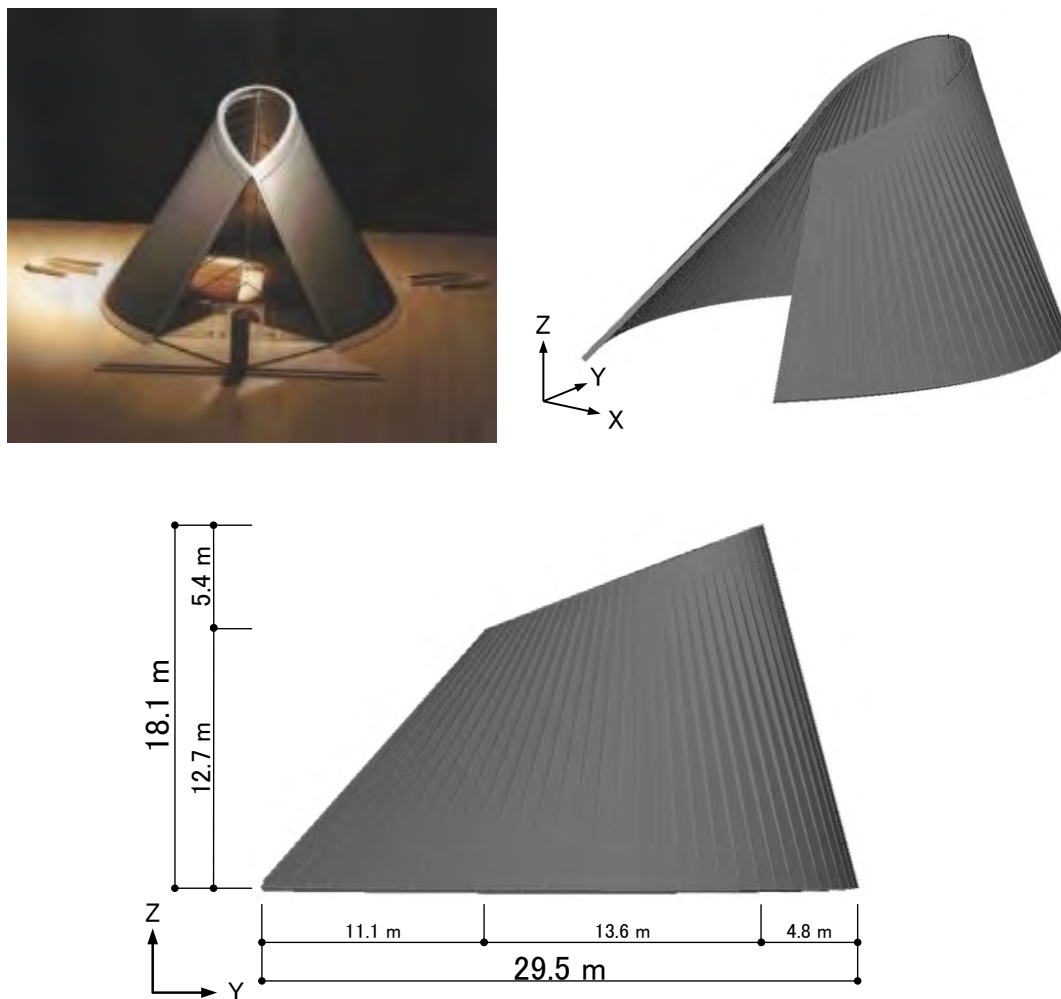


図 2.3.53 RC曲面によるチャペルの例

本建物はチャペルであり、そこに求められる静肅性と任意の形状の施工の両面、また設計・施工技術の進歩により、実施設計は「RCシェル」案で決着した。一方、本来、面内力が支配的である状況が「シェル」構造の最大の特徴であり、曲げ応力が支配する本構造体は「板」と呼ぶほうが適切ではある。「自由曲面」の薄板構造はその度合いが複雑に混ざり合っており、断面設計における論理性に明快さが欠けるきらいがある。今回の設計においても、曲げと面内力が混在する部分があり、現時点でその設計法が確立されていないことも実情である。

・構造設計の方針

本構造体はその形状から「RCシェル」と位置付けられるが、建築基準法上の区分に当てはめられる適切な設計ルートは用意されていない。旧建築基準法第38条の大臣認定ルートが廃止され、すべてが建築主事と適合性判定員に判断が委ねられている現在では、設計ルート1~3によって確認を行うのが通常の方法である。本構造物はこの種の構造検討手法には馴染まないため、大臣認定による「時刻歴応答解析」ルートで設計が実施された。

・基本的な構造計画

シェルのフリーエッジに相当する水滴型の屋根と山形の前面ファサードの外周には鉄骨部材を配置し、ガラス面の温度応力をシェル本体から分離して独立とした。シェルの形状は、扇型平面の1点を持ち上げてできるシャツの襟状であるため、背面の1/2では裁断円錐殻に近い曲面としての抵抗システムが成立するのに対して、前面の1/2では直線母線に沿った板状の曲げ応力が支配するため、鉄骨部材による補強が必要になるからである。

<静的地震力の設定>

設計用せん断力は下記の要領で算出した。

- ①有限要素法による弾性応答解析(告示波・観測波計6波)を行い、応答加速度および変位を算出する。
- ②応答加速度が最大となる時刻における、応答加速度を包絡する静的地震力を設定する。
- ③静的解析(EX/EY+/EY-)を行い、変位・断面力を算出する。
- ④設定した静的地震力と時刻歴応答解析結果を比較し、妥当性を検証する。
- ⑤45度方向の時刻歴応答解析を行い、X方向加力が上まわることを確認する。

<クライテリアおよび断面算定の方針>

極めて稀に発生する地震動の地震力においては、以下を目標とした。

- ・変形角： 最大変位がその位置の高さの1/200以内になることを確認する。
- ・鉄筋： 降伏は許容しない
- ・コンクリートの圧縮力： 短期許容応力度以下
- ・面内せん断力： 鉄筋を考慮し、軸方向力と加算し検討を行う(鉄筋コンクリート構造計算規準の耐震壁と同様の検討とし、鉄筋の降伏は許容しない)。

1)シェル構造部分

N_{xx} - M_{xx} および N_{yy} - M_{yy} の対応で、N-M インタラクションに収まることを確認する。インタラクションカーブは『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説2010』の「付9. 長方形断面柱の断面算定」に準拠し作成した。 M_{xy} (ねじりモーメント)が大きい部分は M_{xx}/M_{yy} 換算したものを M_{xx}/M_{yy} 加算し、N-M インタラクションに収まることを確認する。 N_{xy} (面内せん断力)は基本的にはコンクリートの許容応力度以内であることを確認する。極めて稀に発生する地震動相当の検討において、一部せん断応力度がコンクリートの短期許容応力度を超える部分については N_{xx}/N_{yy} に換算したものを N_{xx}/N_{yy} 加算し、N-M インタラクシ

ョンに収まることを確認する。面外せん断力については、コンクリートの許容応力度以内であることを確認する。

<RC シェルの振動性状の分析と地震荷重の設定>

本 RC シェルの幾何形状が楕円状の平面を有する円錐形状で、また、開口部により一部が切断されたシェルとして特殊な境界支持条件のため、当該構造の振動性状の研究が必要と判断され、地震応答性状の分析・耐力評価などを実施した。特に地震応答性状の分析から、2種類の地震力分布(平均地震力、局部地震力)を提案し、構造設計に用いた安全限界時の応答解析結果とは別に、安全限界相当、地震力によるプッシュオーバー、固定荷重時の性状を検討し、安全性の高さを確認した。なお、異なる3種類の解析方法を用いて結果を相互比較しつつ分析した。

<入力地震動の設定>

設計地震力の検討のため、告示の損傷限界時の設計用スペクトルに基づいて観測波(Elcentro-NS, Taft-NS, Kobe-NS ほか12波)の位相を用いて、第1種、第2種地盤を対象にそれぞれ人工地震動を作成した。例えば入力の大い第2種地盤の損傷限界時の地震動では、人工地震動のピーク値(加速度の最大)は 128cm/s^2 (Kobe-NS位相)、平均は 115cm/s^2 、変動係数は13%と確認した。また、Elcentro-NS, Taft-NS, Kobe-NSの位相差の影響は、ピーク値に関して工学的には大きな差がないことを確認した。

<安全限界時(告示)の弾塑性応答の分析>

観測波(Taft-EW 560cm/s^2 , Elcentro-NS 512cm/s^2 , Kobe-NS 424cm/s^2), 告示波(Taft-NS位相 655cm/s^2 , Elcentro-NS位相 552cm/s^2 , Kobe-NS位相 640cm/s^2)について、安全限界時に対して幾何学的非線形性を考慮して弾塑性地震応答解析を実施した。コンクリートにひび割れが発生するものの、開口部柱部分の鋼材とRCシェル部の鉄筋が降伏しないことを確認し、許容応力度設計方針の確認を行った。

2.3の参考文献

- 1) 日本建築学会・シェル空間構造運営委員会, 「鉄筋コンクリートシェル耐荷力実験資料集」, 1993/3
- 2) 日本建築学会・シェル空間構造運営委員会, 「補強コンクリートシェル破壊実験資料集」, 2003
- 3) 日本建築学会・シェル空間構造運営委員会, 「RCシェルの構造設計に関連する技術開発の現状・課題・展望」, 「シェル・空間構造」セミナー2014, 「コンクリートシェルの構造設計に関する動向と将来展望」, 日本建築学会, 2014年10月
- 4) Atsushi MUTOH, Shun MURAMOTO and Akihiro MASUDA, Study on Nonlinear Vibration Characteristics of RC/CFRC Arches by Vibration Tests and Simulations, IASS, 2013, (CD-ROM, total 5 pages), 2013.9

- 5) 武藤 厚, ほか:「RC 曲面構造における複合非線形挙動の予測に関する試み(その7~9)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2012~2014
- 6) Atsushi MUTOH, H. Komatsu and M. Sasaki, Evaluation of Vibration, Creep/Shrinkage and Thermal Effects of Shallow RC Shells by Measurements and Analysis, The 14-th Int'l Conf. Computational Structures Technology, Civil-Comp Press(UK), total 12 pages(CD-ROM), 2013.
- 7) 武藤 厚, ほか:「大型 RC シェルの長期変形と構造特性に関する実証的研究 (その1~3)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2012~2013
- 8) 武藤 厚, 「特集・建築情報学"アーキインフォマティクスよりーRCシェル構造小委員会担当分ー」, 建築雑誌, Vol. 129, No.1658, 2014/5
- 9) Katsuo NAKATA, Takashi TAKAMIZAWA, Atsushi MUTOH, Shoji NAKAZAWA, Shiro KATO, Structural Design of a Church of Free Form - Example of Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Shell in Japan -, IASS, 2014, (CD-ROM, total 8 pages), 2014.9
- 10) 中田捷夫, 高見澤孝志, 武藤 厚, 加藤史郎, 「MIHO 美学院中等教育学校ーチャペルー (構造部分;RC シェル構造の振動性状の分析と地震荷重の設定)」, 建築技術, , No.768, pp.35-37, 2014.

2.4 コンクリートの各種物性値とその特性に関する検討(研究担当者:寺西浩司,平岩 陸)

RCの構造設計を行ううえで基盤となるコンクリートの各種物性値とその経年変化特性について検討した。コンクリートの各種物性値は、使用材料や調合により変動し、また、竣工からの経年劣化によってもある程度変化していく可能性がある。そして、特にRCシェル構造物などの場合は、実際の構造物におけるコンクリートのヤング係数や圧縮強度の値と設計値との間に齟齬があると、その構造物の構造安全性が損なわれることも考えられる。さらに、今後は、コンクリートの乾燥収縮ひび割れの影響も厳密に考慮した設計手法の確立が期待される。これらのことから、以下では主として乾燥がコンクリートの各種物性値に及ぼす影響について検討するとともに、乾燥収縮ひずみの定量的な推定・評価方法に関する考察およびそれによってもたらされる変形・ひび割れ特性のシミュレーションを行った。

2.4.1 乾燥がコンクリートの各種物性値に及ぼす影響の検討

ここでは、乾燥がコンクリートのヤング係数や圧縮強度、さらにひび割れ発生状況に及ぼす影響について検討を行った研究を示す。特に骨材の特性がこれらに与える影響について検討している。

骨材寸法やコンクリート部材の拘束・持続荷重状態を変化させて、日常環境下での乾燥に伴いコンクリート内部に発生するひび割れがコンクリートの乾燥収縮ひずみおよび力学的性質に及ぼす影響について検討した¹⁾。

図 2.4.1 は、骨材径の異なる場合の乾燥収縮に伴うひび割れの発生状況を示したものである。骨材が大きい場合は、ペースト部分に肉眼で確認できるほどの内部ひび割れが発生している。一方で、骨材が小さい場合はほとんどひび割れが観察できない。また、ひび割れのパターンとしては、骨材から放射状に生じたものと、骨材界面に生じたものの2種類が確認できる。

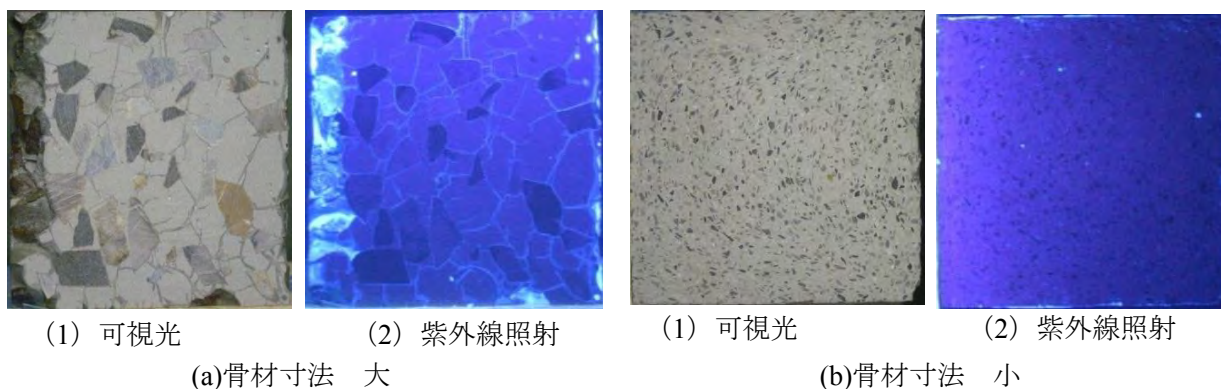


図 2.4.1 内部ひび割れの観察結果

図 2.4.2 はヤング係数と骨材寸法の関係を示したものである。ヤング係数は、骨材寸法の大きいものでは、いずれの骨材体積比の場合も、水中養生の条件で、他の骨材寸法の場合より大きな値となっている。それに対し、気中養生条件では、他の骨材寸法の場合よりもヤング係数が大幅に低下している。このことは、骨材寸法が大きい場合、乾燥によりコンクリートに内部ひび割れが発生すると、それに伴って、ヤング係数が低下するという機構を示唆している。また、図 2.4.3 に、ヤング係数と乾燥収縮ひずみの関係を示す。同図から分かるように、両者の関係は、骨材体積比ごとに一つの直線ではほぼ表すことができる。また、乾燥収縮ひずみが小さいほどヤング係数が小さくなっており、このことは、骨材寸法の増大に伴い、内部ひび割れが発生した結果、乾燥収縮ひずみが低減する一方で、コンクリートの構造性能が変化する可能性があることを示している。

S: 単一粒度骨材コンクリート
 C: 通常粒度骨材コンクリート
 W: 水中養生, A: 気中養生

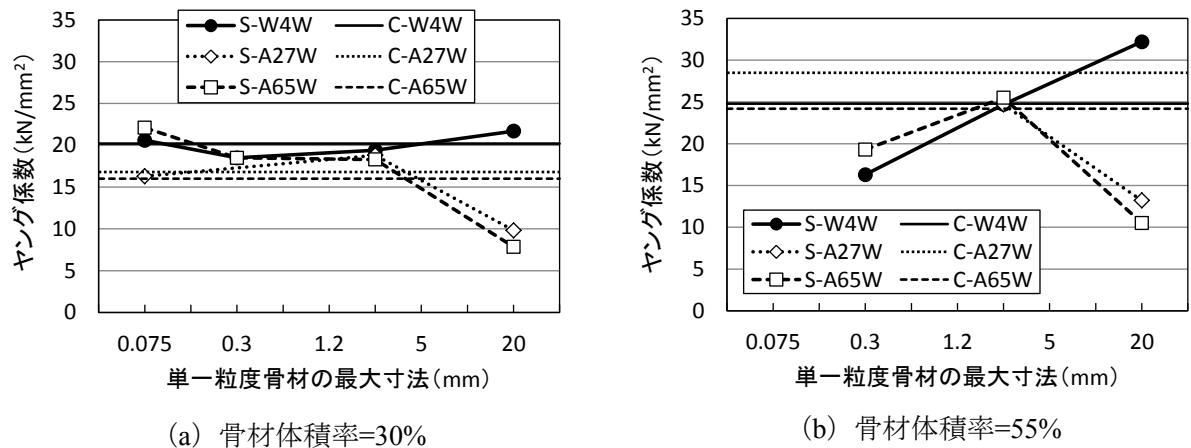


図 2.4.2 ヤング係数と骨材寸法の関係

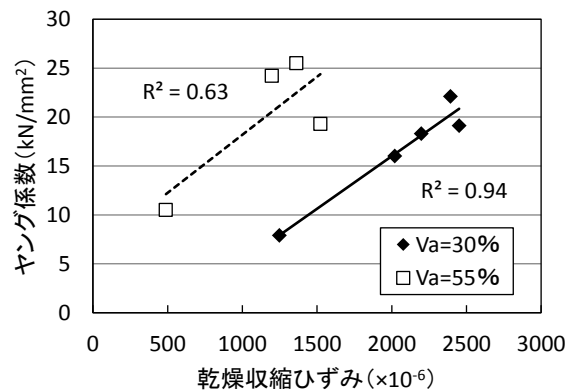


図 2.4.3 ヤング係数と乾燥収縮ひずみの関係

図 2.4.4 は、拘束・持続荷重状態別の力学特性の比較を示したものである。図中には、長柱供試体と円柱供試体の試験結果を併せて示してある。自由収縮のケースに着目すると、骨材寸法の大きな S-20 において、気中養生（ケース AF）の場合に、標準水中養生（ケース WF）の場合よりもヤング係数が大幅に低下している。また、気中養生のケースに着目すると、S-20 では、ヤング係数は、自由収縮のケース AF に比べて、収縮を拘束したケースである AR ではやや小さく、持続圧縮荷重を作用させたケース AL ではやや大きくなっている。しかし、その差は小さく、コンクリート部材に対する拘束や持続荷重が乾燥に伴うヤング係数の低下度合いに及ぼす影響は小さいといえる。

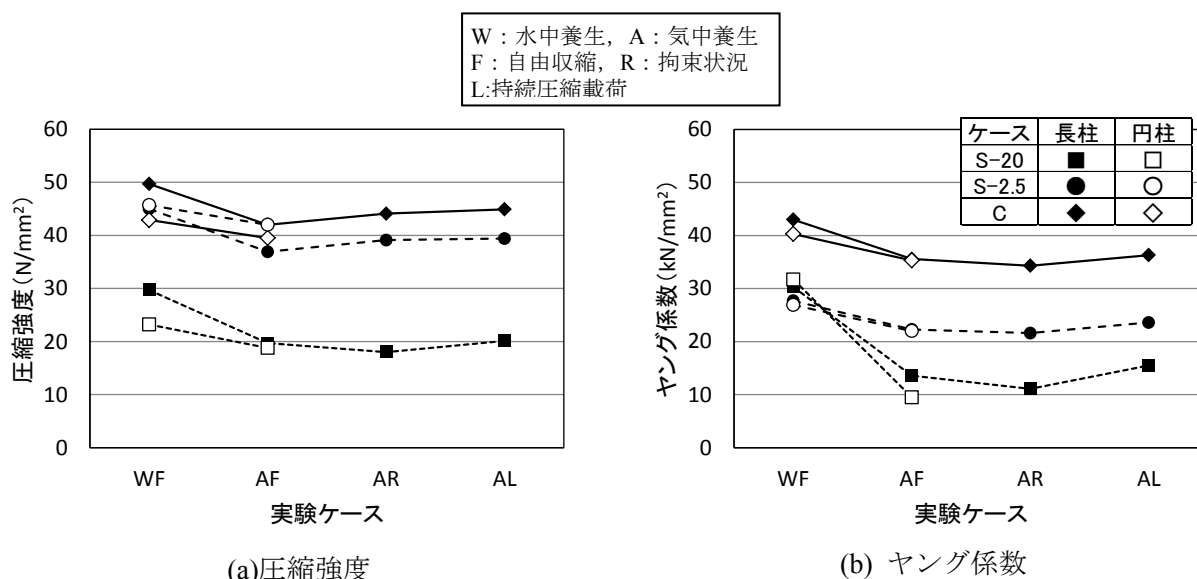


図 2.4.4 拘束・持続荷重状態別の力学特性の比較

また、実際の骨材ではなく、モデル骨材を用いて骨材の影響を実験的・解析的に検討した²⁾。モデル骨材によるひび割れ発生状況の実験結果を図 2.4.5 に示す。これによれば、実際の骨材を用いた実験結果と同様に、骨材界面に生じたものと、骨材から放射状に生じたもの（骨材同士を結ぶもの）の 2 種類のひび割れが観察できる。図 2.4.6 は、図 2.4.5 と同一材齢における試験体上面のひずみ（同一記号のゲージの平均値）を示す（収縮ひずみを正の値で表示する）。同図から分かるように、セメントペーストの骨材同士を結ぶ方向（位置 a および b）には、収縮ひずみが生じている。一方で、骨材界面（位置 c）、およびセメントペーストの骨材同士を結ぶ方向と直交方向（位置 d）には、膨張ひずみが生じている。これらの膨張ひずみの発生は、図 2.4.5 に示したひび割れが検知された結果であると考えられる。次に、モデル骨材によるひび割れ発生状況の FEM 解析結果を図に示す。図 2.4.7 は、変形状況およびその時の最大主応力分布の一例を示したものである。変形状況から、セメントペーストの収縮が骨材により拘束されている様子が分かる。最大主応力分布は、ひび

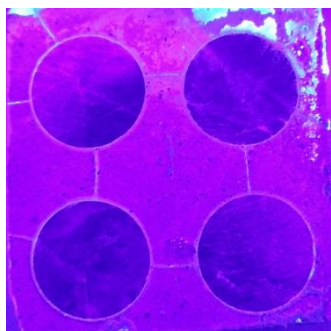


図 2.4.5 モデル骨材におけるひび割れ発生状況

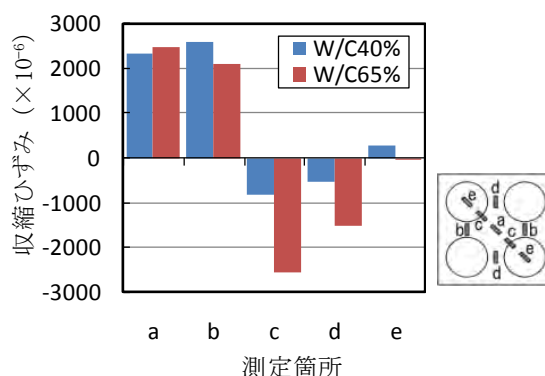


図 2.4.6 各部分に発生したひずみ

割れが発生しないと仮定して解析した結果であり、引張応力を正の値で表示している。図から、骨材界面と骨材から放射状の領域の引張応力が高くなっており、その位置は、図 2.4.5 に示した実験結果のひび割れの発生位置と合致している。また、図 2.4.8 は解析結果のひび割れ状況の一例である。遷移帯が存在する条件では存在しない条件に比べて、特に骨材界面のひび割れが減少していることが分かる。

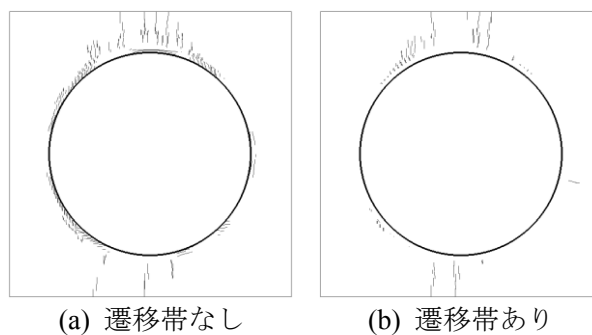


図-4.2.8 ひび割れ状況

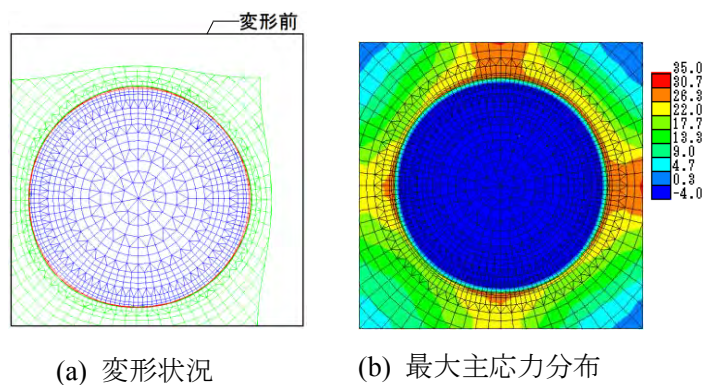


図 2.4.7 解析結果

また、多くの種類の仕上材を用いて、表-2.4.1 に示すような様々な仕上げ方法を行ったコンクリートの乾燥収縮ひずみおよび中性化深さに及ぼす影響を調べた³⁾。その結果の一例を図 2.4.8 に示す。この図によれば、少なくとも仕上げ後 1 年間までの範囲では、仕上げを施すことでコンクリートの乾燥収縮ひずみが小さくなり、特に、防水形の仕上塗材やタイルを用いた場合に、明確な収縮低減効果が見られることがわかった。また、これとほぼ同様のことがコンクリートの中性化に対してもいえることがわかった。さらに、コンクリートの乾燥収縮ひずみおよび中性化深さに対しては、仕上材の透湿度が直接的な影響を及ぼすとの知見が得られた。

表-2.4.1 実験要因とした仕上げ方法

記号	仕上げ材齢	仕上材の種類	仕上げ工程*
Pwm	5 週	防水形複層塗材 E	下→基層×2 回 →模様→上×2 回
Pfm		可とう形複層塗材 CE	基層→模様→上×2 回
Pm		複層塗材 E	下→主材→上×2 回
Pwt		防水形外装薄塗材 E	下→基層→模様
Pt		外装薄塗材 E	上×2 回
Pr		浸透性吸水防止材	2~3 回
Te		外装タイル	吸水調整→下地→ タイル張り→目地詰め
Ti		内装タイル	下地→タイル張り →目地詰め
A		アルミテープ	—
Pwt1		1 週	防水形外装薄塗材 E
A1	アルミテープ		—
N	(仕上げなし)		—

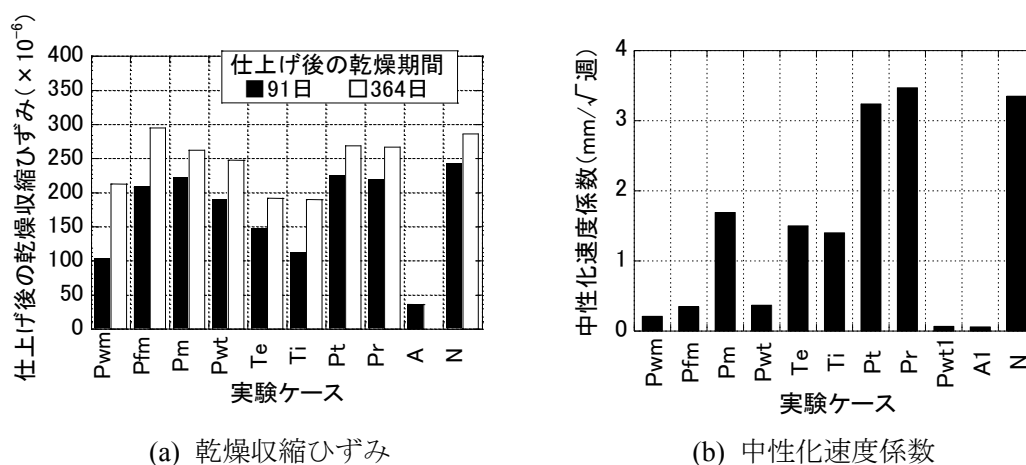


図 2.4.8 仕上げ方法の影響

2.4.2 乾燥収縮ひずみの推定方法・評価方法の検討

ここでは、コンクリート構造物に発生する乾燥収縮ひずみの推定方法に関する検討と、実際に欠陥として現れる乾燥収縮ひび割れに大きな影響を及ぼす構造物の拘束度に関する検討を行った結果を示す。

コンクリートの乾燥収縮ひずみを推定するために必要な骨材の乾燥収縮ひずみの評価指標を見出すための検討を行った⁴⁾。

図2.4.10は、その際の各試験方法の位置づけを示したものである。最終的に複合理論によりコンクリートの乾燥収縮ひずみを求めることを目的として、その際に必要な入力データとして骨材の各種性質のうちどれが乾燥収縮評価指標となるかを検討したものである。

図2.4.11は、コンクリートと骨材の乾燥収縮ひずみの関係を示したものである。岩種により乾燥収縮ひずみが異なり、それがコンクリートの乾燥収縮ひずみと高い相関があることが示されている。骨材の乾燥収縮ひずみは、コンクリートの乾燥収縮ひずみに直接的な影響を及ぼすと考えられる。このような実験の結果として、表-2.4.2に示すような骨材の乾燥収縮ひずみの評価試験方法を示した。つまり、細・粗骨材の気乾含水率および比表面積、粗骨材の直接的な乾燥収縮ひずみの測定値などと骨材原石の乾燥収縮ひずみとの間に高い

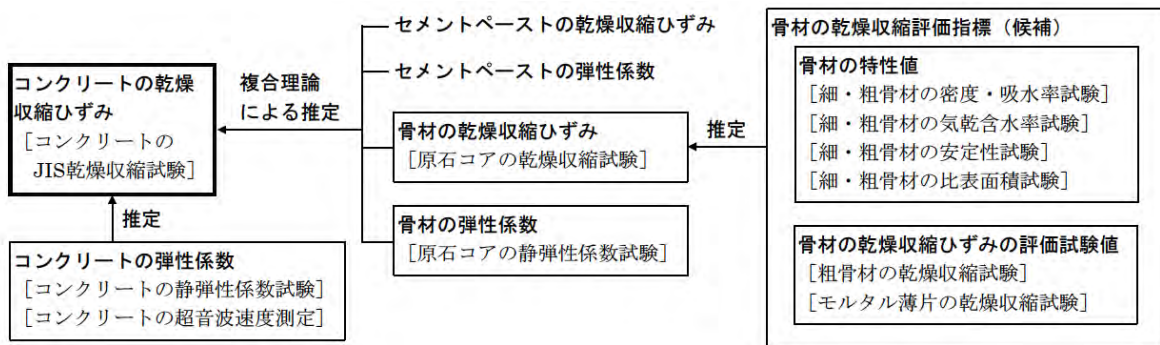


図2.4.10 各試験方法の位置づけ

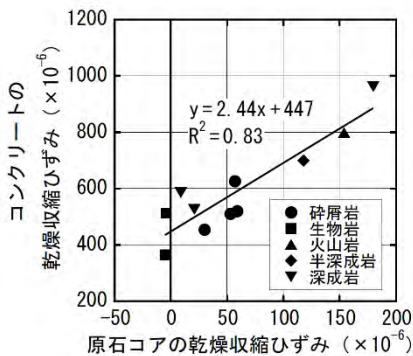


図2.4.11 コンクリートと骨材の乾燥収縮ひずみの関係

表-2.4.2 骨材の乾燥収縮ひずみの評価試験方法

試験方法	対象骨材	試験方法の特徴			試験に要する期間
		推定精度*	骨材粒子間のぼらつきの影響の受けにくさ	試験実施の容易さ	
①気乾含水率試験	細骨材	△ (0.72)	◎	○	2週間程度
	粗骨材	△ (0.75)			
②比表面積試験	粗骨材	○ (0.80)	○	○	2週間程度
③粗骨材の乾燥収縮試験	粗骨材	◎	△	△	4~6週間程度
④モルタル薄片の乾燥収縮試験	細骨材	◎ (0.89)	○	△	4週間程度

* () 内の値は図13~19中に示した審与率。

相関が見られ、これらの値が骨材の乾燥収縮ひずみの評価指標となり得ることを示している。ただし、いずれの評価指標にも、骨材の乾燥収縮ひずみとの対応の悪い骨材が必ず一部に存在するので、骨材の乾燥収縮ひずみの推定にあたっては、このことに対する配慮が必要となることもわかった。

乾燥収縮予測式により、生コン工場や呼び強度、スランプごとに、レディーミクストコンクリートの乾燥収縮ひずみを所定の値以下に制御できるような、骨材の乾燥収縮ひずみの値について検討した。また、それらの結果を踏まえ、レディーミクストコンクリートに使用する骨材の1次スクリーニング値を提示した。さらに、提示した値に対応するような骨材の特性値についても併せて検討した⁵⁾。

ここでは、生コン工場、呼び強度およびスランプの変化に伴う調合の変動がレディーミクストコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす影響を検討した。

検討にあたっては、まず、次の事項を仮定した。すなわち、①細骨材と粗骨材の乾燥収縮ひずみは同一である、②骨材の弾性係数(Ea)は60kN/mm²(一般的な骨材の平均的な値)である。そのうえで、骨材の乾燥収縮ひずみを一定(ここでは150×10⁻⁶)とし、入手した各生コン工場の標準配合表を基に、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの乾燥材齢182日における乾燥収縮ひずみを計算した。

図2.4.12は、各生コン工場のコンクリートの乾燥収縮ひずみを計算したものである。この計算にあたっては、次の事項を仮定した。すなわち、①細骨材と粗骨材の乾燥収縮ひずみは同一である、②骨材の弾性係数(Ea)は60kN/mm²(一般的な骨材の平均的な値)である。そのうえで、骨材の乾燥収縮ひずみを一定(ここでは150×10⁻⁶)とし、入手した各生コン工場の標準配合表を基に、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの乾燥材齢182日における乾燥収縮ひずみを計算したものである。同図から、生コン工場や呼び強度の変化に伴うコンクリートの乾燥収縮ひずみの変動は、最大で135×10⁻⁶程度であることが分かる。したがって、生コン工場や呼び強度などにかかわらず、レディーミクストコン

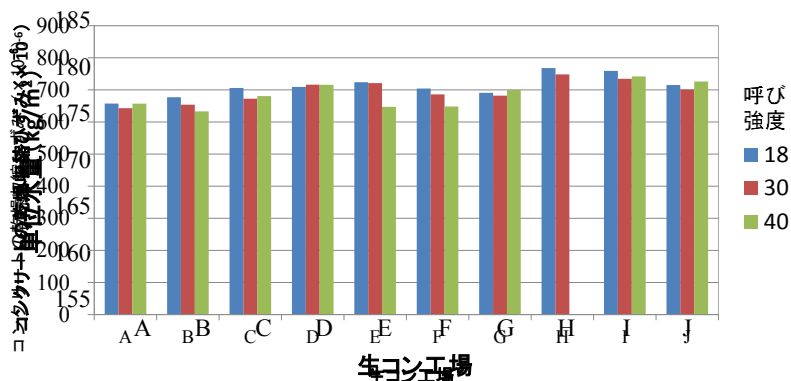


図 2.4.12 コンクリートの乾燥収縮ひずみ

クリート全体に対して、乾燥収縮制御の観点から骨材の乾燥収縮ひずみに関する一つのスクリーニング値を定めることは合理的であるといえる。

図 2.4.13 は、スランプ 18cm における骨材の乾燥収縮ひずみ上限値の計算結果を示したものである。これは、コンクリートの乾燥収縮ひずみ（乾燥材齢 182 日）が 800×10^{-6} 以下となるような、骨材の乾燥収縮ひずみの上限値を計算したものである。また、図 2.4.14 に、スランプ 18cm における骨材のひずみ上限値と呼び強度の関係を、図 2.4.15 に、呼び強度 18 における骨材のひずみ上限値とスランプの関係を示す。これらの図によると、呼び強度が低く、スランプの大きい配合ほど骨材のひずみ上限値が小さくなっており、乾燥収縮ひずみの小さい骨材を使用する必要があることが分かる。また、本調査の範囲が一般的な標準配合の標本であるとすれば、図 2.4.13 に示した結果から乾燥収縮ひずみ 170×10^{-6} 以下（生コン工場 H の値）を 1 次スクリーニングの閾値として骨材を選定すれば、レディーミクストコンクリートの乾燥収縮ひずみを 800×10^{-6} 以下に概ね制御できるものと考えられる。

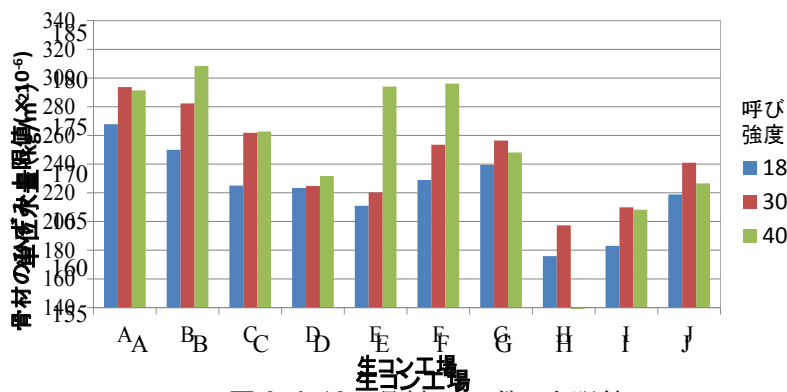


図 2.4.13 骨材のひずみ上限値

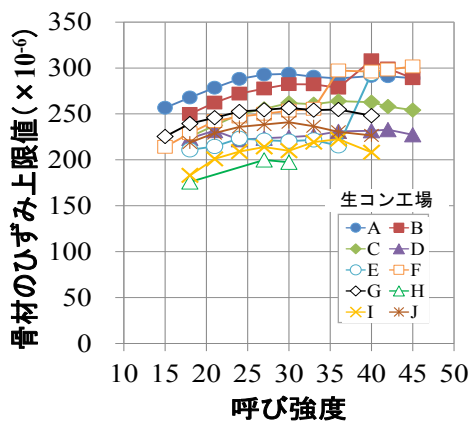


図 2.4.14 骨材の収縮ひずみ上限値と呼び強度の関係

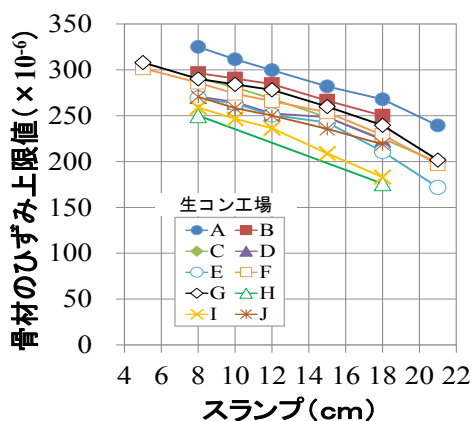


図 2.4.15 骨材の収縮ひずみ上限値とスランプの関係

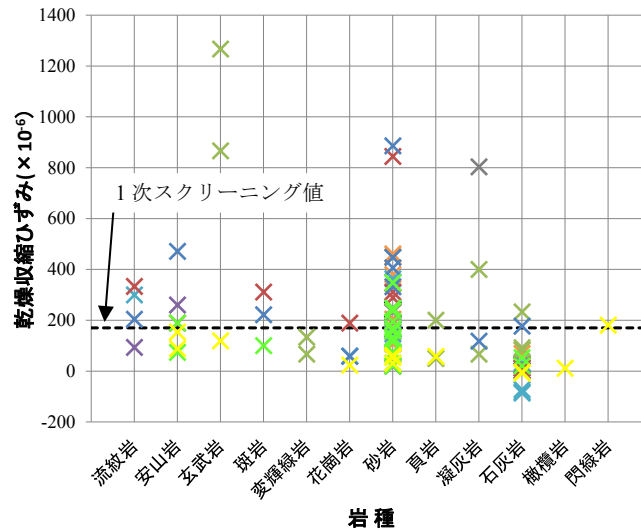
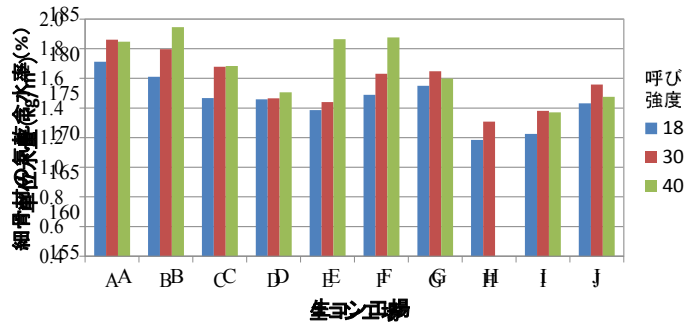


図 2.4.16 骨材の乾燥収縮ひずみの実測値

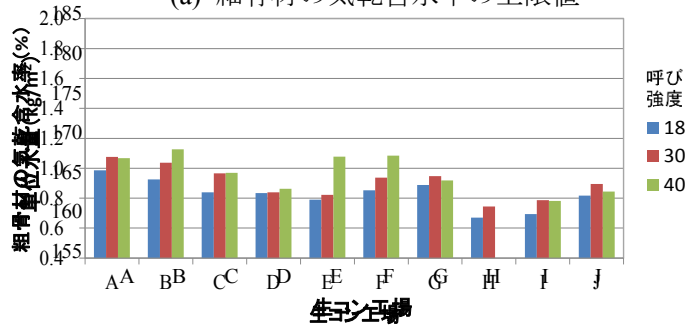
図 2.4.16 に、これまでの文献に報告されていた骨材の乾燥収縮ひずみの実測値を、岩種別に取りまとめて示す。これらは、骨材原石から採取したコアか粗骨材そのものにひずみゲージを貼付するなどして測定されたものである。同図によると、全体の 60% に当たる骨材は、乾燥収縮ひずみが 170×10^{-6} 以下になっており、このことから、現在使用されている骨材の半数以上は、図 2.4.13 に示したひずみの値による 1 次スクリーニングを通過するものと推測される。ただし、残りの骨材は、1 次スクリーニング値を上回っているため、そのような骨材を使用する場合には、コンクリートの乾燥収縮に関するより詳細な検討が必要になるものと考えられる。

これらの結果をもとに、コンクリートの乾燥収縮ひずみが所定値以下となるような細骨材と粗骨材の特性値の上限値を計算した。図 2.4.17 に、スランプ 18cm における各種特性値の上限値の計算結果を示す。これらの図によると、気乾含水率 1.2% 以下および 0.7% 以下の細骨材および粗骨材、あるいは比表面積 $6.5 \text{m}^2/\text{g}$ 以下の粗骨材を用いれば、レディーミクストコンクリートの乾燥収縮ひずみを 800×10^{-6} 以下に概ね制御できるものと考えられる。

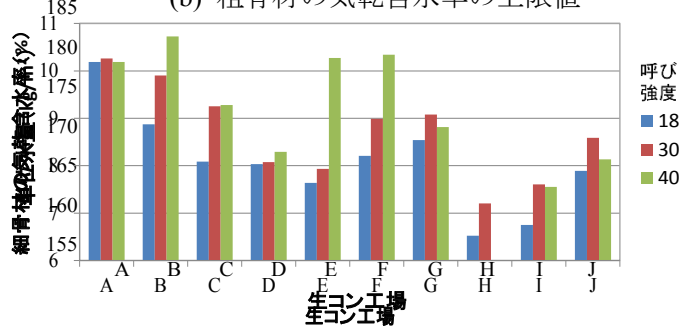
コンクリート部材に生じる自由収縮変形は、通常、収縮速度や剛性の異なる周辺の部材に拘束されるため、その拘束の度合いを表す指標である拘束度も、ひび割れの発生状況に大きな影響を及ぼす。したがって、ひび割れ予測にあたっては、使用するコンクリートの自由収縮ひずみのほかに、コンクリート部材の拘束度を把握しておくことが重要となる。このため、拘束度分布を体系的に整理した収縮ひび割れ制御設計資料の作成を最終的な目的として、乾燥収縮するコンクリート壁面における拘束度分布の規則性を見出すための実験的・解析的検討を行った⁶⁾。拘束度については、図 2.4.18 に模式図を示すような、次の 2 つの領域に工学的に区分して考えることが合理的であるとの知見が得られている。



(a) 細骨材の気乾含水率の上限値



(b) 粗骨材の気乾含水率の上限値



(c) 粗骨材の比表面積の上限値

図 2.4.17 骨材の各種特性値の上限値

①端部以外：曲げ変形が卓越し、平面保持の仮定が成立することから、拘束方向（すなわち、最大主応力方向）が水平で、拘束度の高さ方向の分布が直線的となる領域。なお、この領域では、コンクリート壁面を 5 章に後述する 1 軸モデルに置き換えることにより拘束度分布を計算できる。

②端部：せん断変形が卓越し、平面保持の仮定が成立せず、拘束方向が乱れて拘束度の高さ方向の分布が非直線的となる領域。

これをもとに、設計資料としてのコンクリート壁面の拘束度マップを作成した。すなわち、条件を様々に変化させたコンクリート壁面における拘束度分布を FEM 解析により計算し、それらの結果を整理して、1 軸モデルによる拘束度の計算値が適用できない領域（1 軸モデルの計算値より拘束度が大きくて、収縮ひび割れが発生しやすい領域）をマッピング

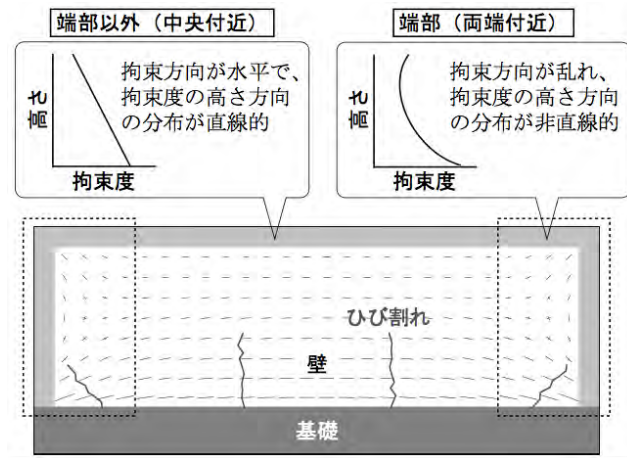


図 2.4.18 コンクリート壁面の拘束度分布

した。また、その領域における拘束度の値および拘束方向を表示した。

図 2.4.19 に、壁コンクリートの自由収縮ひずみが 800×10^{-6} になった時点における変形状況の例を示す。同図から、壁面下部の水平方向の収縮変形が基礎により拘束されている様子が分かる。

図 2.4.20 に、図 2.4.19 と同一時期・同一ケースにおける拘束度分布を示す。ここで、同図は、全てのケースで、縦横の比が $L/H=2$ と同じになるように壁面の形状を修正して表

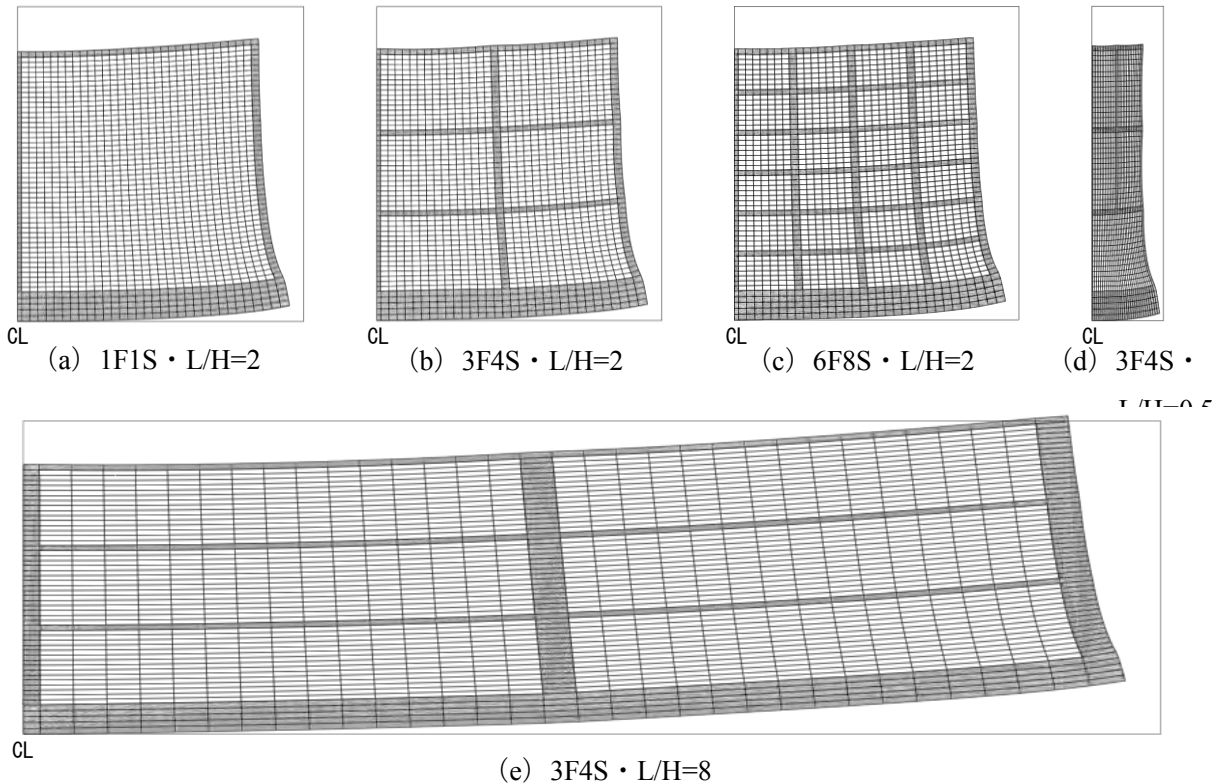


図 2.4.19 変形状況の例

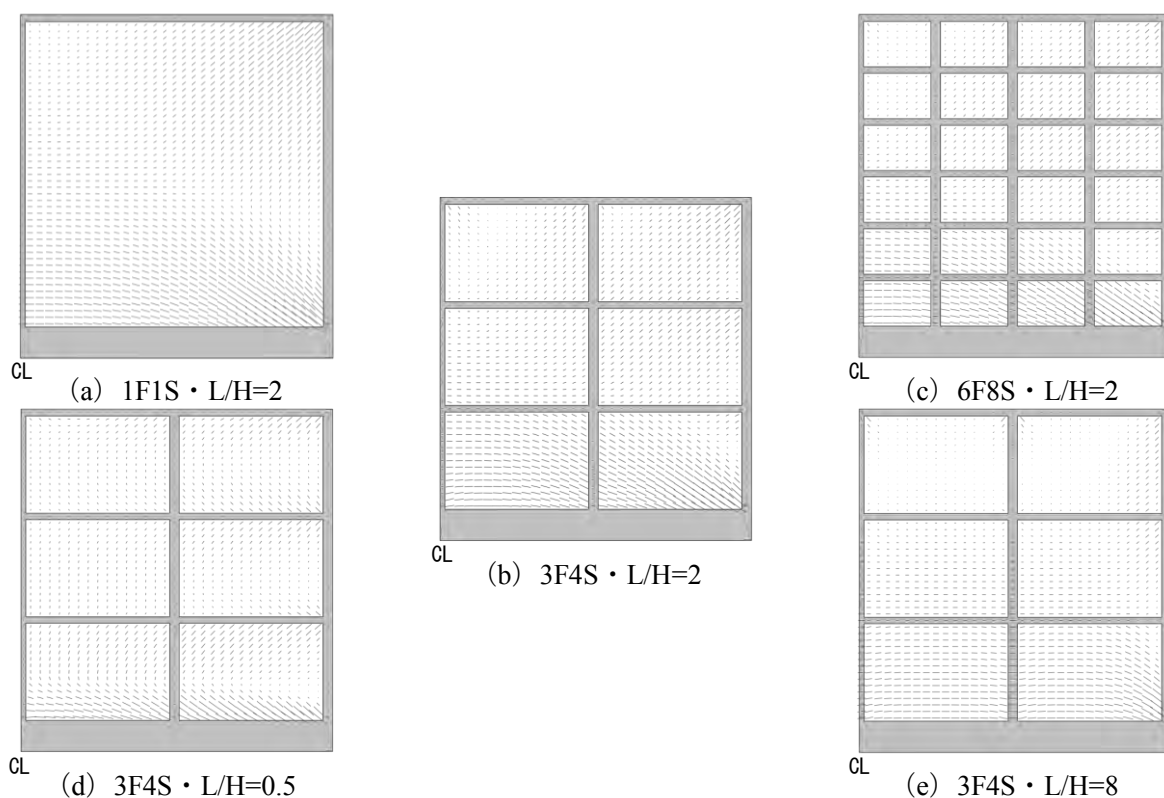


図 2.4.20 拘束度分布の例

示してある。また、図中の直線の傾きは、最大主ひずみ方向（すなわち、拘束方向）を表し、長さは拘束度の大きさを表している（ここでは正の値のみを表示している）。同図から、全てのケースにおいて、基礎による拘束の影響により壁面下部の拘束度が大きくなっていることが分かる。また、壁面下端部（図中における右端の下部）では拘束度が極端に大きくなっている。さらに、 L/H がある程度以上大きい場合、壁面の端部以外の領域では拘束方向が水平に近いが、端部では拘束方向が乱れている様子が見て取れる。なお、壁面の拘束度分布が以上のような様相となるのは、壁面の端部以外の領域では、曲げ変形が卓越し、平面保持の仮定が十分成立するのに対し、端部では、曲げよりもせん断変形が卓越し、平面保持の仮定が成立しないことによる。

図 2.4.21 に、拘束度の FEM による解析値（以下、単に解析値という）が 1 軸モデルによる計算値（以下、単に計算値という）より大きい領域を、その差の閾値を 0.2 としてマッピングした結果を示す。同図は、 L/H の異なるケースを 1 つの図中に重ねて表示するために、図 2.4.19 の場合と同様に、縦横の比が $L/H=2$ と同じになるように壁面の形状を修正して示してある。

この拘束度マップによると、せん断変形が卓越して平面保持の仮定が成立しない壁面の下端部と上端部（図中における右端の下部および上部）に、拘束度の解析値が計算値より大きい領域（以下、特異領域という）が存在する。また、特異領域に関して次のことがいえる。

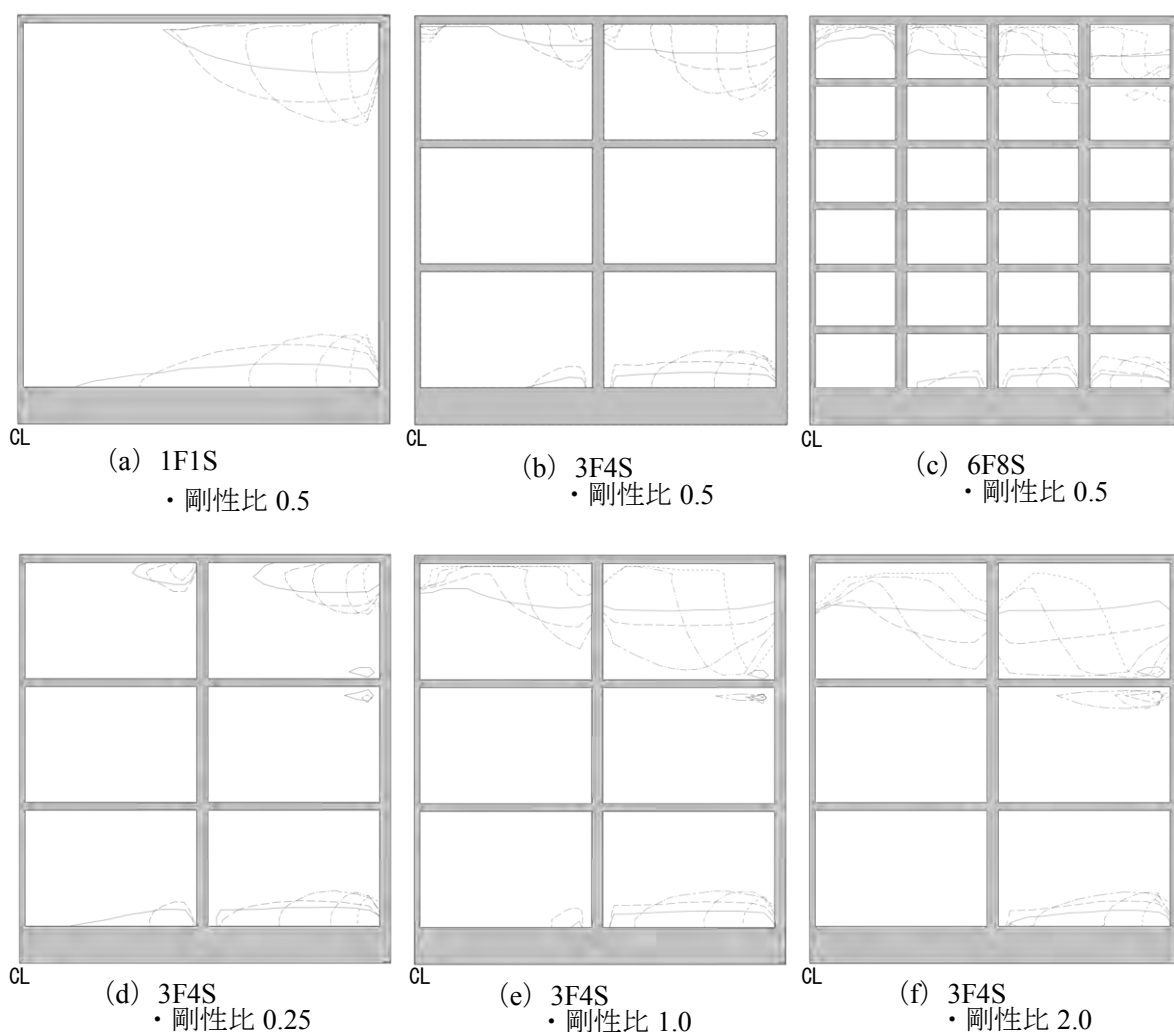


図 2.4.21 拘束度マップ

①L/H が大きいほど、上下端部の特異領域の横幅の、壁面の横幅に対する比率が小さくなり、また、縦幅が広がる。

②層数・スパン数が同じ場合、剛性比が大きいと、上端部の特異領域が縦横に拡大する。ただし、下端部の特異領域の位置や大きさはほとんど変化しない。

③層数・スパン数が多くなると、下端部の特異領域は梁・柱により分断されるが、その領域全体の占める位置はほとんど変化しない。

なお、この拘束度マップを利用した実務的な収縮ひび割れ制御対策としては、次の方針が考えられる。すなわち、①建物の壁面全体に対しては、1軸モデルにより拘束度を求めてひび割れ発生状況を予測し、適切な対策を講じる。②これとは別に、拘束度の特異領域に対しては、別途、局所的・追加的な対策を施す。

2.4.3 乾燥収縮挙動のシミュレーション

従来破壊解析手法として用いてきた粘弾塑性サスペンション要素法を用いて、乾燥収縮現象に伴う変形およびひび割れの発生の解析的再現を試みた。この解析手法は、コンクリートを骨材とモルタルの二相とみなした非連続体モデルによる解析でありひび割れの発生が視覚的に再現できる特徴がある。また、周囲の拘束状況や開口部などの境界条件を変更させた条件や、各種の境界条件に鉄筋による内部拘束を加えるなど、様々な条件下のシミュレーションを行えるという特徴もある。解析手法の詳細は省略することとして、ここではこれらの結果を示す。

周囲の拘束状況が変化した場合の解析結果を示す⁷⁾。図 2.4.22 は、下部の境界面の拘束の有無が収縮状況および破壊状況に与える影響を示したものである。同図(1)に示すように、拘束がある場合、拘束される下部の節点位置はほぼ変わらず、上部にかけて細くなる台形のような形で収縮しており、中央部および左右下部にひび割れが生じていることが分かる。同図(2)に示すように、拘束がない場合は全体が均一に収縮しており、ひび割れも全く発生していないことが分かる。以上のように、本解析手法で下部の拘束の有無により収縮状況および破壊状況が変化することが再現できる。

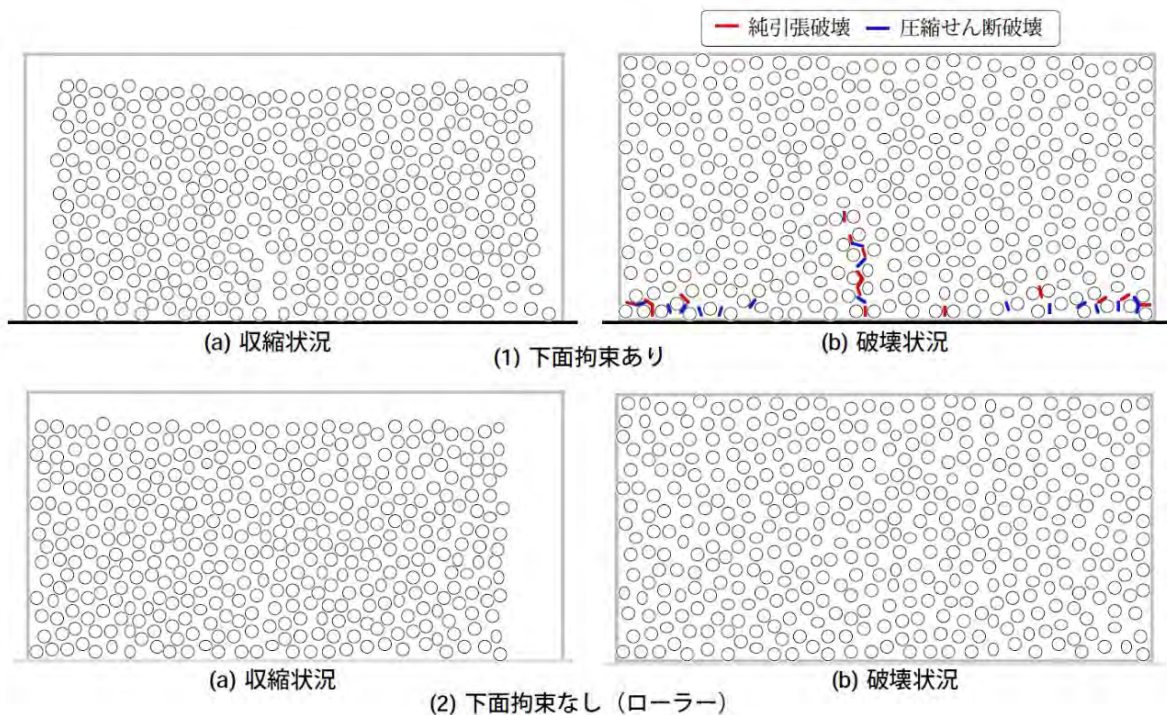


図 2.4.22 解析結果 (拘束の有無の影響)

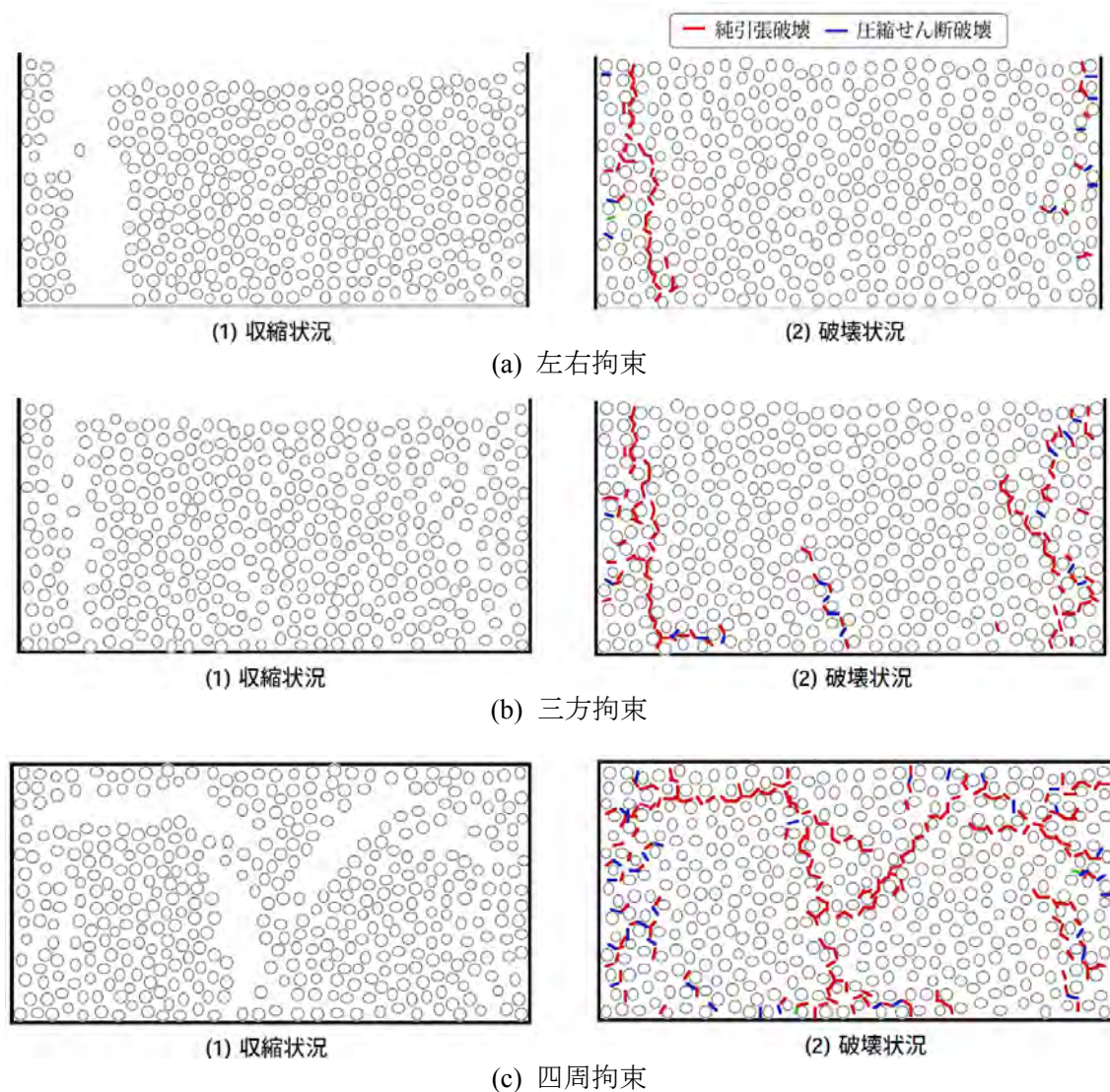


図 2.4.23 解析結果（周囲の拘束条件の影響）

図 2.4.23 は、周囲の拘束条件の違いとして拘束壁の配置が収縮状況および破壊状況に与える影響を示したものである。同図(a)の左右拘束モデルについては、単純に左右が拘束されるため、縦方向にひび割れが生じていることが分かる。両端部への収縮が同程度生じれば、ひび割れは中央部近辺に入るものと考えられるが、実際の構造物でも端部近くに入る場合も多い。解析においては、節点配置の関係で弱くなった部分からひび割れが生じたか、または境界面に近い部分では要素が必ず真横に設定されることによって収縮状況が節点のみの部分とは異なるために生じたことが考えられる。次に、左右に加えて下面を拘束境界面として加えた三方拘束の同図(b)の場合、同図(a)で示した左右拘束に、図 2.4.22(1)に示した下面拘束の結果を組み合わせたようなひび割れが生じている。すなわち、左右拘束で特徴的な左右境界面の近辺の縦のひび割れとともに、下面拘束で特徴的な中央部から縦方向

へのひび割れが生じている。さらに左右境界面の下部近辺にもひび割れが多く生じており、これは下面拘束で生じる端部の斜めひび割れに相当するものと考えられる。最後に、四周を拘束した場合の解析結果である図 2.4.23(c)では、中央部に縦方向にひび割れが大きく生じつつ斜めにもひび割れ、さらに左右上部に斜めひび割れも生じているなどの点で、実際のひび割れ状況を再現できている。以上のように、本解析手法で、周囲の拘束条件の違い、ここでは拘束壁の配置により収縮状況および破壊状況が変化することが再現できる。

開口部周りのひび割れ発生状況について解析的に検討した結果を示す⁸⁾。

開口部周りの解析結果を図 2.4.24 に示す。同図(a)に示すように、開口部の角から生じたひび割れが、徐々に進展していく様子を再現できていることが分かる。このときの変形状況を見ると、同図(a)(1)の破壊状況図で示されるように、収縮ひずみが 150μ の時点で実際にはすでにひび割れが生じているが、変形状況からは、開口部付近の変形はわずかに見られる程度である。しかし、収縮が進むに従って開口部付近の節点間の距離が徐々に大きくなり、最終的に大きなひび割れ幅となっていることが分かる。開口部の角からのひび割れの進展が、節点間の距離の拡大で示されているといえる。また、このように節点間の距離が拡大するひび割れ部分に対し、それ以外の部分、つまりひび割れの発生していない部分では、収縮により節点間の距離は縮まっていることも再現できている。

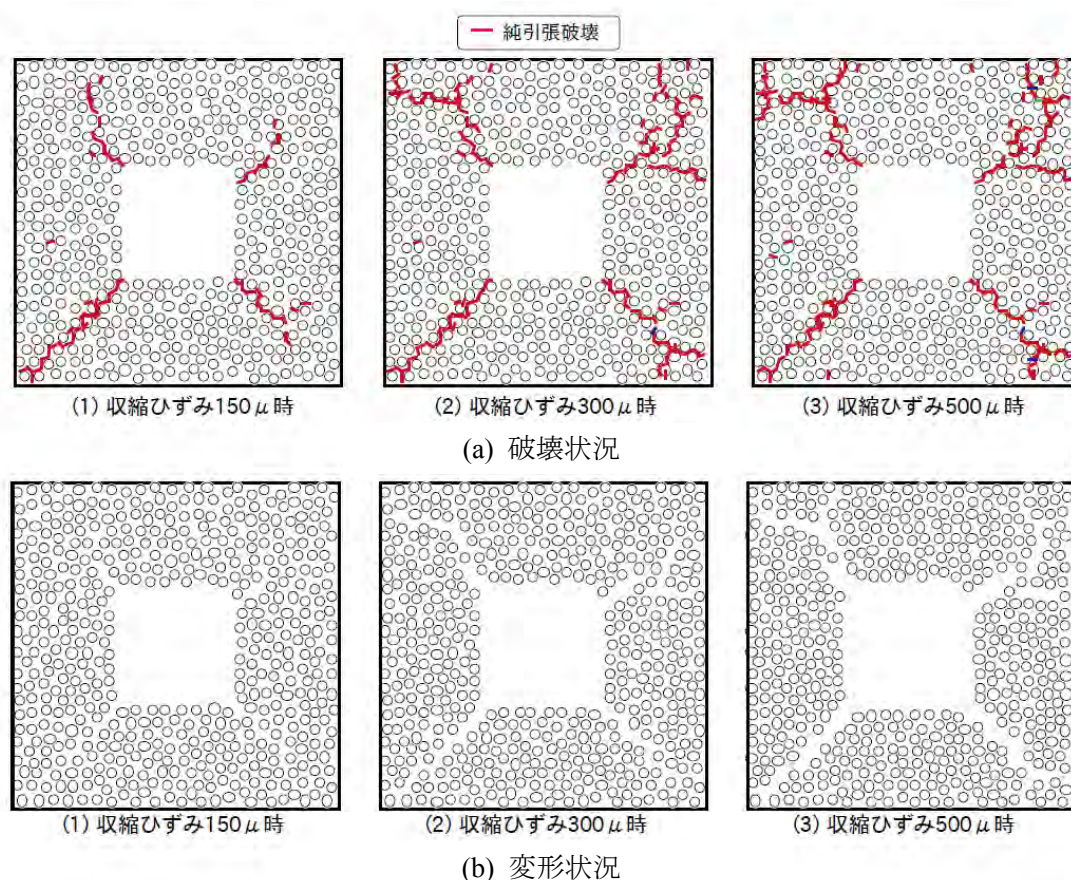


図 2.4.24 解析結果（開口部：鉄筋補強無し）

一方、補強筋として、縦筋、横筋、斜め筋の全てを考慮した場合のひび割れの進展状況を図 2.4.25 に示す。補強筋がない場合と比較すると、収縮ひずみが 150 μ 時点でのひび割れ量が少なく、補強筋によりひび割れの発生が遅くなっていることが分かる。収縮ひずみが 300 μ 時点では、ひび割れが進展しているものの、補強筋がない場合では開口部のそれぞれの角に生じるひび割れが 1 つであるのに対して、補強筋を考慮した場合には、その周囲にもひび割れが生じている。補強筋による拘束により、ひび割れの発生場所が分散したものと考えられる。最終状態である収縮ひずみ 500 μ 時点では、開口部周りのひび割れは分散しているが、周囲の壁に近い部分のひび割れ状況は補強筋のない場合とそれほど変わらない。これは周囲の壁による拘束については、補強筋の有無によらず同条件であるためと考えられる。補強筋を考慮した場合の節点の移動状況を図 2.4.25 に示す。図 2.4.24 の補強筋がない場合と比較すると、収縮ひずみ 150 μ 時点のひび割れはさらに認識できない状態となっており、これは補強筋による拘束効果によるものと考えられる。収縮ひずみ 300 μ になるとひび割れがはっきりとしてくるが、全体的にひび割れ幅は小さくなっており、特に開口部付近のひび割れ幅が小さくなっていることが分かる。開口部付近には多くの補強筋が配置されており、その部分の変位が特に拘束されたものと考えられる。また、収縮ひずみ 500 μ の最終状況においても、全体的にひび割れ幅が小さくなっているが、開口部から遠く、補

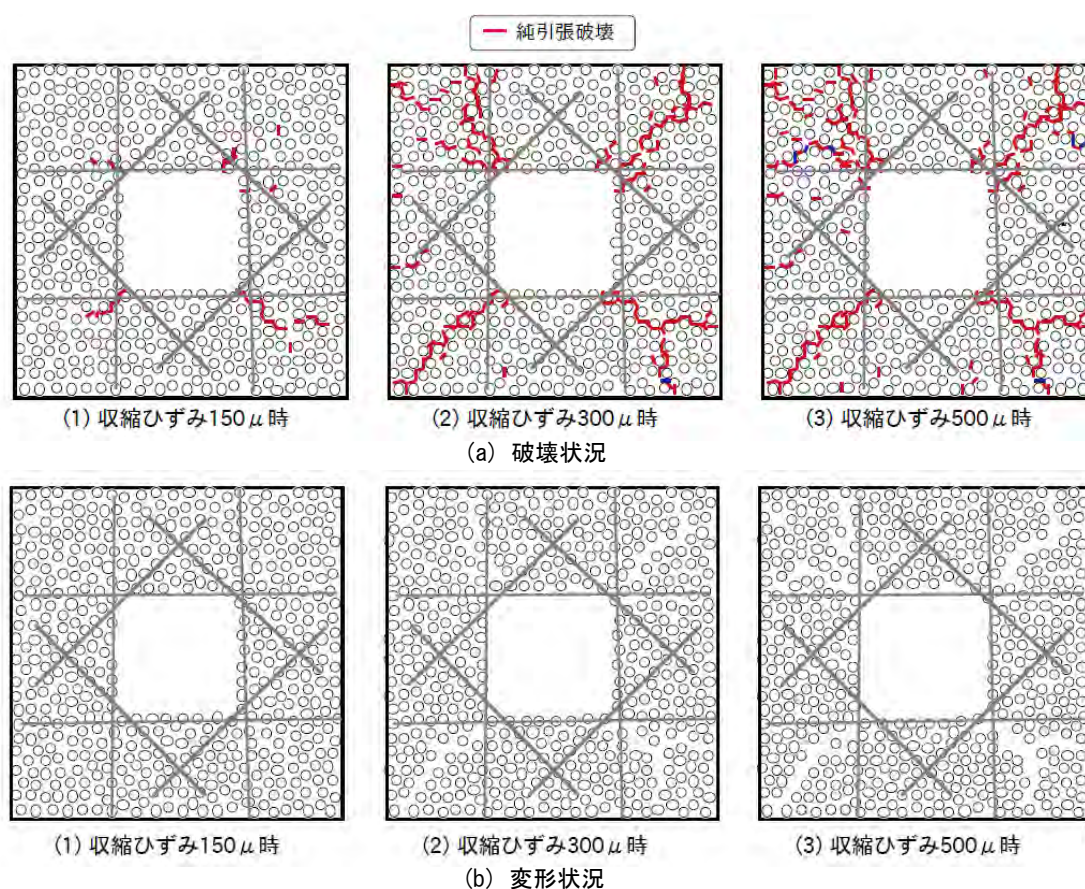


図 2.4.25 解析結果（開口部：鉄筋補強あり）

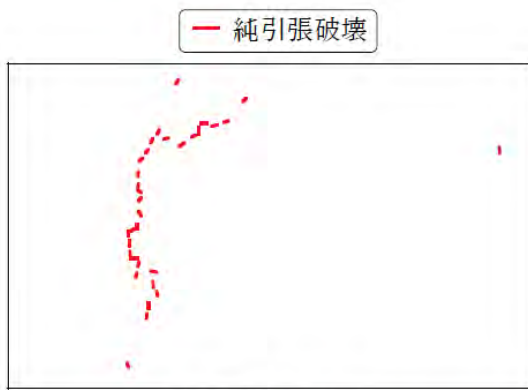
強筋のない部分については、それほどひび割れ幅は小さくなっていない。実際のコンクリート壁では、補強筋以外の縦筋・横筋が入るため、このようなことにはならないと考えられるが、補強筋の効果が及ぶ範囲が限られていることを示していると考えられる。

鉄筋による収縮ひび割れの発生状況の変化について解析的に検討した結果を示す⁹⁾。

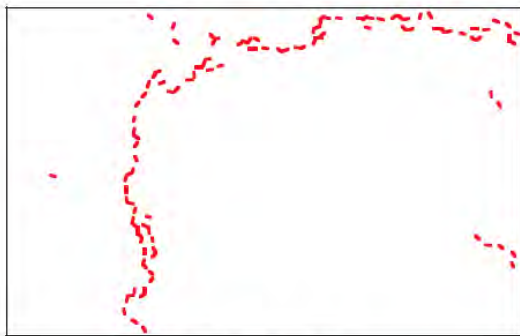
図 2.4.26 は、鉄筋がない場合のコンクリートのひび割れの進展状況を示したものである。なお、この図では節点を示していない。同図(1)から、まず長手方向に対して直角方向である縦方向に大きくひび割れが生じていることが分かる。次に、同図(2)では、このひび割れが進展して上部の拘束境界面に沿ってひび割れが生じている。その後、同図(3)の最終状態では、このひび割れの進展によらない独立したひび割れが拘束境界面近辺に生じている。この最終状態の節点の移動状況を図 2.4.27 に示す。この図からも分かるように、長手方向に直角の縦方向のひび割れと、そこから拘束境界面に沿って曲がって進展したひび割れの幅が非常に大きく、これらのひび割れが主として発達していることが分かる。

一方、図 2.4.28 は、鉄筋を考慮した場合のひび割れの進展状況であり、鉄筋がない場合の図 2.4.27 と同じ収縮量の時のひび割れ状況が示されている。まず同図(1)では、図 2.4.26 (1)と比べてひび割れ発生量が少なくなっていることが分かる。その後図 2.4.28 (2)では斜め方向にひび割れが生じている。これは鉄筋によって縦横方向の変形が拘束されて、どちら方向へひび割れが進展しにくくなるとともに、周囲からの拘束力も加わったため、斜め方向に伸びていったものと考えられる。図 2.4.28(3)の最終状態を見ると、図 2.4.26(3)の鉄筋がない場合と大きく異なり、面全体にひび割れが生じており、ひび割れ数も多くなっている。これらのことから、鉄筋の付加により、初期にはひび割れの進展が抑制されるとともに、その後もひび割れの分散作用が生じたものと考えられる。ひび割れの分散作用については、最終状態の節点の移動状況を示した図 2.4.29 から明らかである。鉄筋の付加により面の各部位にひび割れが生じていることが分かる。初期に生じる左下から右上へのひび割れはまだ目立つものの、その幅は図 2.4.28 に比べて抑制されており、これは鉄筋によるひび割れ幅の低減効果を示したものと言える。今回のこれらの解析結果は、鉄筋によるひび割れの分散効果およびひび割れ幅の低減効果を解析的に再現できることを示している。

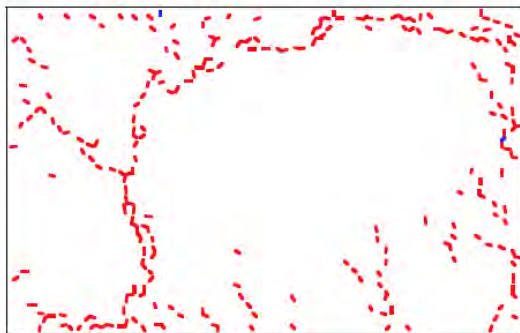
図 2.4.30 に、さらに鉄筋量を増やした場合の節点の移動状況およびひび割れの発生状況を示す。同図から分かるように、図 2.4.29 の鉄筋が少ない結果と比較して、幅の大きいひび割れがなくなり、幅の小さいひび割れが全面にわたって生じており、最大ひび割れ幅が大きく減少していると言える。一方で、発生するひび割れは、図 2.4.30 に示すように、図 2.4.29 の結果と比較してもさらに全面にわたっており、その数が多くなっている。鉄筋の付加が、収縮によるひび割れ幅の拡大を防止するという意味では有効であるものの、反面、細かなひび割れを生じさせることを再現している。



(1) 収縮量 135 μ



(2) 収縮量 200 μ

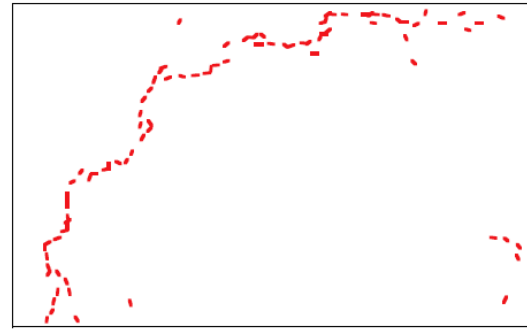


(3) 収縮量 500 μ

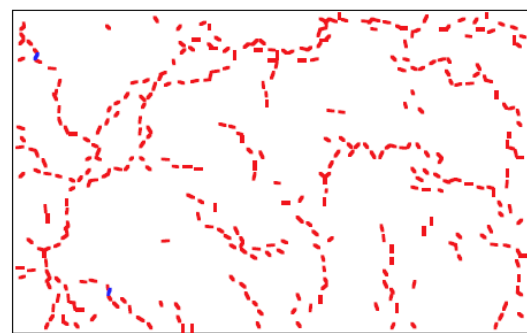
図 2.4.26 破壊状況 (鉄筋なし)



(1) 収縮量 135 μ



(2) 収縮量 200 μ



(3) 収縮量 500 μ

図 2.4.28 破壊状況 (鉄筋あり)

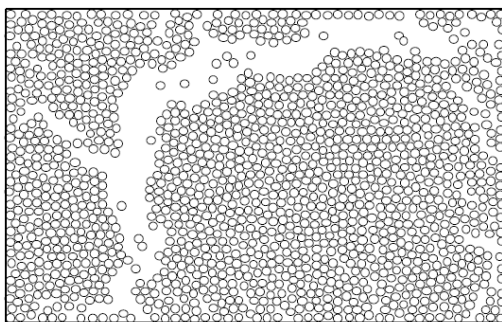


図 2.4.27 変形状況 (鉄筋なし)

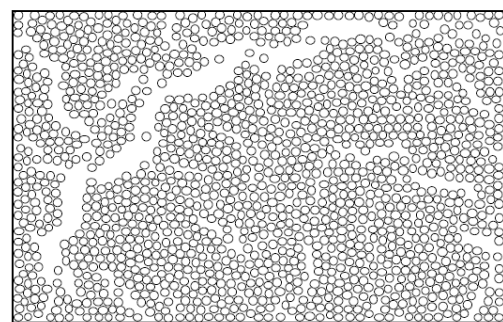


図 2.4.29 変形状況 (鉄筋あり)

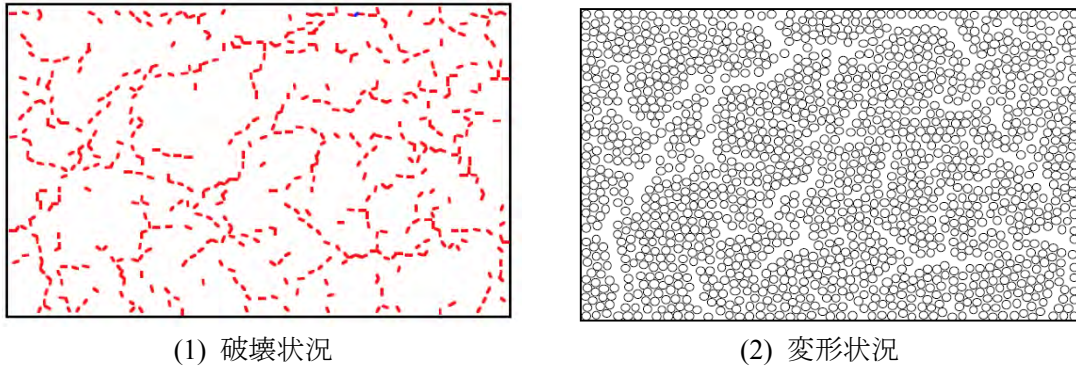


図 2.4.30 解析結果（鉄筋量大）

2.4 の参考文献

- 1) 樋口優香, 寺西浩司: 乾燥に伴う内部ひび割れがコンクリートの乾燥収縮ひずみおよび力学的性質に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.1, pp.502-507, 2014.
- 2) 佐藤晴香, 寺西浩司, 中村雄一: 日常環境下の乾燥がコンクリートの乾燥収縮ひずみおよび力学的性質に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.445-449, 2015.
- 3) 樋口優香, 寺西浩司: 仕上げ方法がコンクリートの乾燥収縮および中性化に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.469-474, 2013.
- 4) 寺西浩司: 骨材の乾燥収縮ひずみの評価指標に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.687, pp.905-912, 2013.
- 5) 寺西浩司, 中村雄一: 乾燥収縮するコンクリート壁面の拘束度マップ, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.729, pp.1771-1778, 2016.
- 6) 平岩陸, 朴相俊: 収縮ひび割れの発生に及ぼす拘束状況の影響に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.490-495, 2012.
- 7) 平岩陸, 朴相俊: コンクリート壁の開口部における収縮ひび割れに関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.499-504, 2013.
- 8) 平岩陸, 朴相俊: 収縮ひび割れに及ぼす鉄筋の影響に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.495-500, 2016.

第3章

研究テーマ3：豪雨および水災事象の発生機構とリスク軽減方策に関する研究

3.1 短時間強雨および大雨の出現特性に関する解析的研究（研究担当者：広瀬 正史）

降水変動の精確な把握は、自然環境に関する正確な認識をもたらし、世界各地で頻発する風水害等の被害を軽減するための広域・長期的な視点を育むために重要な課題である。降水システムの空間分布や統計的特徴を把握するためには遠隔探査データが有用であり、衛星による全球規模の降水データも地形に沿った気候学的特徴を議論できる程に蓄積されつつある。しかし、局所的かつ稀に発生する極端現象を精確に抽出するためには、観測特性・推定特性・降水特性に依る推定誤差の評価とアルゴリズム開発へのフィードバックが依然として重要であり、最適・最尤推定値のさらなる追究が求められている。

本研究では、多雨等の地域的特徴の検出とこれらの情報活用可能性に関する議論の深化を目指し、熱帯降雨観測衛星搭載降雨レーダ（TRMM PR）等の観測データに基づく降水表現の現状整理・改良、推定誤差の評価および補正手法の検討、高品質データベースの公開に向けたツール等の開発を行った。

3.1.1 降水変動の実態

降水は時間空間的に激しく変動することから、高精細な観測データを取得するための様々な試みが長きに渡って続けられている。地表面降水データの推定誤差は次節で述べるように解決すべき課題であるが、同時に最先端のデータ利用を進めることで我々の知見の現状や展望を確かめていく必要がある。本節では、いくつかの降水データを用いて調査した降水の変動状況について記し、その特異性や周期性について述べる。降水の規則性を適切に理解・表現する取り組みは、例えば極端現象や地形性降雨などの降水の数値計算による再現能力向上に貢献することが期待されるが、ここでは現象の現状把握に焦点を当てる。

(1) 0.1度格子情報による降水のコントラスト

雨は広域現象であるが、局所的な要因によって発生・発達するため、様々な時間規模に対して広く細かく観察する必要がある。ここでは地表近傍の雨を海陸に渡ってほぼ均一に観測できる TRMM PR による気候学的特徴の検出を追求した結果を報告する。本研究では、TRMM PR データが特に大規模降水システムのサンプル増大に対応して、山脈や海岸線に沿った降水量の多寡を非常に鮮明に表すようになったことを確認した（Hirose 2015, Hirose et al. 2017a）。図 3.1.1 は雨の急変域が山岳域か沿岸部に集中していることを示している。広範に広がる多雨域は様々な手法によってある程度推定できるが、先進的な利用においてはより細かい情報が求められており、空間的に急変する場所は誤差幅が大きい降水推定のホ

ットスポットとして注目する必要がある。本研究では、ヒマラヤ域で小規模の降水が 6,000m 級の山の周辺に集中していること、インドの西ガーツ山脈の斜面に降る雨が数キロメートルの狭い帯状に集中していること、ミャンマー沖の降水集中域のデータ間の違い、アマゾン川の直上に見られる日周期の川陸風効果、熱帯全域における非常に小さな島における雨の局所集中、海岸線付近で見られる地域循環の緯度変化などを調査し、Journal of Climate に投稿している (Hirose et al. 2017b)。図 3.1.2 は熱帯・亜熱帯域と中緯度の海岸線付近における降水日周変化を島の規模、降水システムの規模別に表している。これは太陽非同期軌道に搭載された能動型センサーが長期運用されたことで初めて得られた情報であり、地域環境に関連して時間空間的に急変する降水気候値の集合的な性質を表現した。

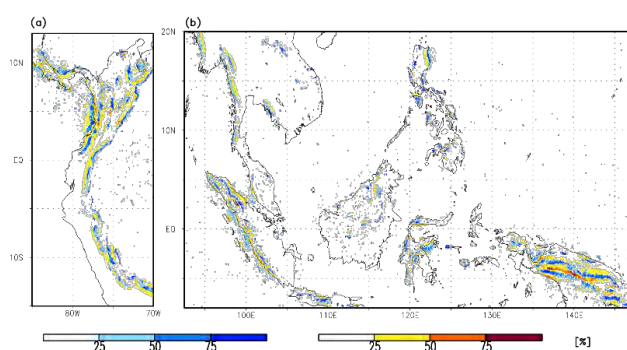


図 3.1.1 降水の急変域。周辺 0.5 度に対して 3mm/day 以上の差がある割合。極端に雨が
多い 0.1 度格子を寒色、少ない部分を暖色で示している。

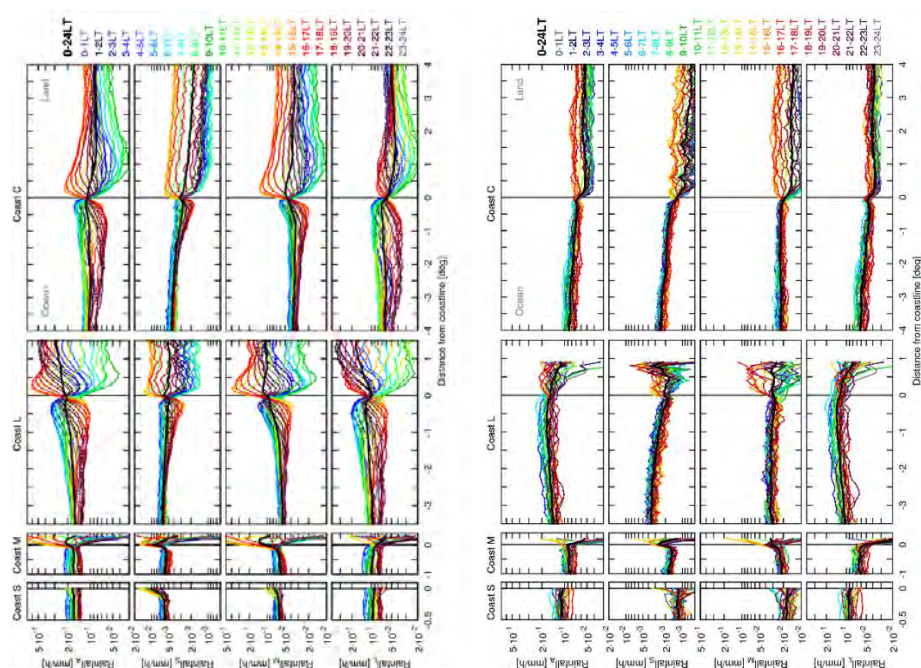


図 3.1.2 海岸線付近の降水日周変化。左は 30 度より低緯度側、右は高緯度側。Coast S, M, L, C は 10km 以下, 100km 以下, 100km 以上の島と大陸の海岸線を指す。Rainfall の添え字は全降水システム、小・中・大規模な降水システムによる寄与を示す。

ものである。これらの結果は、従来の降水気候に関する知見を更新するものであり、質の高い世界規模のデータが充実したことによる恩恵の確認につながる。また、今後の様々な観測手段による地形性降雨の把握方法に関する幾つかの技術的課題を示唆する結果を得た。

(2) 雨の規則性

予備調査として、Aphrodite 等の各種降水データを用いて様々な雨の条件別平均（コンポジット図作成）を行い、降水レジームの理解を図った。幾つか例を挙げると、地上・衛星データによる降水の日周変化・週周変化・季節変化、エルニーニョに伴う降水偏差の季節進行、気温変化に対する降水変化傾向の応答、台風に伴う雨（中心位置，最大風速，進行速度，海面水温パターンの別，長期変化，日周変化など），雷頻度に対する降水の割合の地域性，梅雨の階級別変化，特異日の検証，豪雨初期パターン，時刻別風速の長期変化，日本周辺における大気の河（水蒸気集中域）の影響，降雪の推定誤差などを調査した。例えば，進行速度別の台風に伴う降水量の地域差異や高時間空間降水情報の海岸線付近における強雨推定誤差の存在などを確認した。図 3.1.3 はアメダスデータと全球降水観測計画主衛星搭載二周波降水レーダ（GPM DPR）データを用いて冬季の雨と雪の極大降水時刻を描いている。朝方に雪が多く降る様子が地上観測結果から明らかである。従来観測で十分に計測ができなかった中高緯度の降雪を GPM DPR が観測し始めてから 2 年以上が経ち，サンプリング誤差が顕著であるものの，大規模な降水システムのサンプルを除去すると局所的

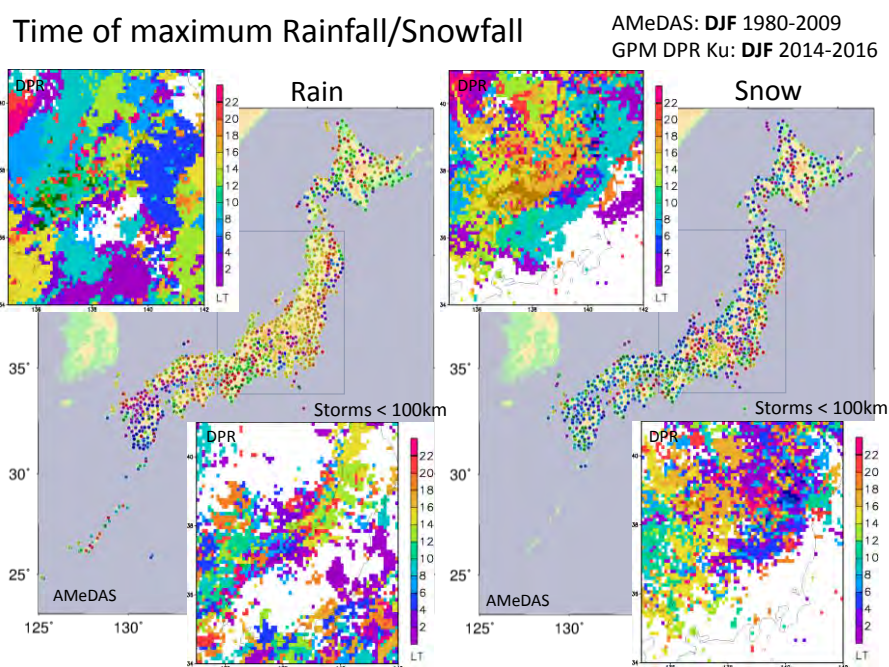


図 3.1.3 冬季における雨（左）と雪（右）の極大降水量時刻。日本列島の図は 30 年分の AMeDAS を利用。拡大図は 2 年間の DPR による観測値。左上は全データ，右下は大規模な降水システムを除去した場合の地域時刻を表す。

特徴が検出されつつある。津軽海峡を抜けて太平洋側に降水域が広がる様子なども表現できるようになった。これらのように、高品質データの長期蓄積とともに分解できる条件が増え、環境の多面的な理解を深めることに役立つ事例が蓄積されつつある。

3.1.2 衛星降水観測情報の不確実性低減

災害性の高い豪雨の兆候を把握し、対処するために、フェイズドアレイレーダデータの同化等の実装が期待される時代となった。広域に渡る水蒸気等の事前把握も不可欠であり、予報の高精度化は今後も発展が見込まれる。一方、世界各地の詳細かつ正確な降水データを得ることによって、前節で述べたように統計的な変動状況や地理的作用等を把握することも重要である。現在、GSMaPのように実利用に使える時間規模の情報も開発されており、多種の降水情報を使うことができる。しかし、それぞれに不確実性があり、最良推定値の確定は簡単ではない。衛星データの地上検証は雨量計等の観測値を真値としているが、逆問題を解く際に介在する多くの影響要因を評価することが困難であり、大量の検証研究が為されたものの、少なくとも TRMM PR についてはアルゴリズムの改良にはつながない。誤差の傾向は地域やデータによって異なり、系統誤差の理解を深めるとともに、複合的に作用する個々の誤差要因の特定・解決が求められる。

本研究では、衛星搭載降雨レーダデータの内部整合性に焦点を当てて推定誤差の理解を深め、データの信頼性の向上を試みた。検討した改良のひとつめは入射角依存性の低減である。続いて、地表面クラッター混入の除去や違法ノイズの除去に取り組んだ。本節では、これらの精度向上に向けた取り組みを報告する。また、バージョン改訂や新しい衛星データの評価に関する取り組み、外部検証結果についても紹介する。

(1) 入射角依存性の低減

もっとも地表面クラッターの影響を受けにくい衛星直下付近の統計と整合的なプロダクトを作成することを目指し、地表面干渉（メインローブクラッター）の影響が及ぶ範囲の地表近傍降雨強度鉛直分布（LPP; Low-level Precipitation Profile）の推定方法の開発と、降水サンプル数の入射角間の差に起因する浅い降水の欠損量（SRD; Shallow Rain Deficiency）の推定に関する評価を行った。

現在の TRMM PR 標準アルゴリズムでは、メインローブクラッター内の降水を推定する際に降雨の落下速度の気圧補正と蒸発効果を取り入れており、すべて下方に向けて減少する傾向を与えている。そのため、地表近傍のプロファイルはおよそ 1km あたり 4%減少する傾向となっている。本研究では実際には下層で増加する LPP が多いことを鑑み、クラッターの影響を受ける高度においては適切な LPP 推定値で置き換えることとした。具体的には、直下付近で得られる 0.5-2km の観測情報をもとに、タイプ分類（海陸、雨雪、対流性・層状性、等）と上空の観測情報（降雨頂、2-2.5km の降雨強度鉛直勾配）、クラッターの影響の

無い高度情報および対応する地表付近降雨強度の観測値に照らし合わせて、最適な LPP を推定する手法を開発した。直下付近の情報は、クラッター高度や陸上直下の表面散乱断面積の異常、ビームミスマッチ効果などを考慮して、陸上では 23-24 番目のデータ、海上では 23-25 番目のデータに限定した。結果として、特に陸上の山岳域や中緯度帯においては非常に大きい補正が必要であることが明らかとなった。結果の一例を図 3.1.4 に示す。雨と雪では異なる LPP を有するため、これらを分離したが、TRMM PR の観測領域では雪のサンプルが非常に少ないため、今後は GPM DPR の観測結果を取り入れて TRMM PR の再解析を行う予定である。現在、この補正を行うことにより、特に走査端において低高度の降雨強度が強まる傾向が与えられたことから、約 5%あった入射角依存性のうち半分程度が軽減されることとなった。

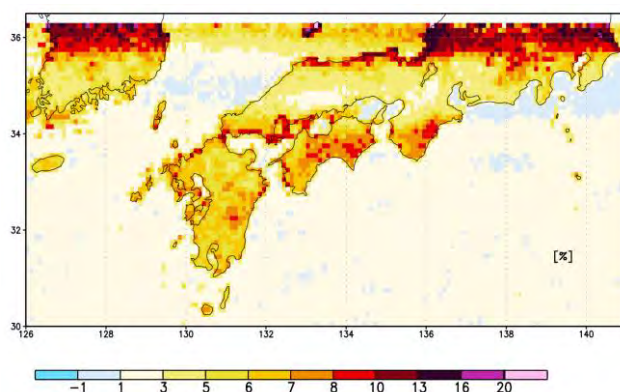


図 3.1.4 地表近傍降水プロファイルデータベースを利用した降水気候値補正 [%]

残りの入射角依存性の大部分は降雨頂さえ検出しにくい非常に浅い雨の欠損によるものと考えられる (Hirose et al. 2012)。過去の研究で提案した降水サンプル検出数の差に起因する欠損量(SRD)の推定手法を 0.5 度格子の統計に適用し、SRD 分布図を作成した(図 3.1.5)。浅い雨の割合にもよるが、3km よりも浅い雨の 3-5 割程度を見逃していることから、全体に与える影響も見逃せない量であることがわかる。また、今回は長期統計が使える TRMM PR

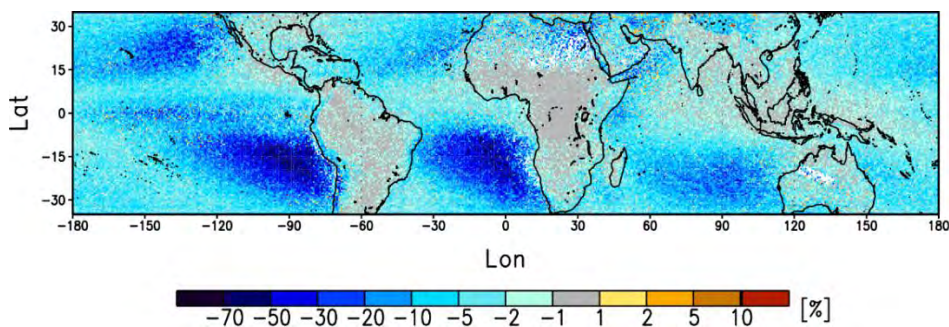


図 3.1.5 メインローブクラッターによる浅い雨の見逃し率 [%]

で SRD を見積もっているが、DPR も同様の問題を抱えており、特に高緯度帯はペルー沖と同様、浅い雨の割合が非常に高いため、欠損量も顕著であることが予想される。恐らく全降水量の半分程度は見逃している。今後はサンプリング誤差によらずに各格子でできるだけロバストな補正をするため、補正関数を適切に設定し、補正データの作成・公開を目指す。

(2) リトリーバル誤差の検出と除去

細かい情報を解像できるという点にも長期 TRMM PR データの強みがあるが、データが洗練されることで地域固有の降水の特徴だけでなく、地域に固定されたリトリーバル誤差が顕わになってきた。そこで、0.1 度格子のデータセット開発には、Hamada and Takayabu (2014)の地表面クラッター除去フィルターを適用した。マッピングをするうえでは目立った変化はないものの、山岳域では解像度や対象によっては顕著な違いが生じることに注意しなければいけない。補正効果の詳細は Hirose et al. (2017a, 2017b)にまとめてある。また、補正によって生じる差異をウェブ上で拡大して地理情報に照らし合わせて見ることもできるようにした (www.rain-clim.com)。さらに解析を進めると、このフィルターでもまだ不完全であることも分かっている。アレハンドロセルカーク島の過度な値は Hamada and Takayabu (2014)式のフィルターで 10%程度削減したが、依然として極端な異常値が出力されており、プロファイルパターンだけでは判別しにくい中間的な地表面クラッターの混入が問題となっている。後述する 0.01 度のデータを開発したことで点在する異常値の理解は深まったが、今後の DEM モデルによるクラッター除去ルーチンの精査が必要と考えられる。

また、都市効果などを調べている際に、平地にも全層にもっともな値のほぼ均一な降雨強度が配分される異常プロファイルが検出された。これは主に地上で用いている違法電波の混入によるノイズの現れと考えられ、長らく見逃されてきた標準アルゴリズムの QC の不備であることが分かった。本研究ではそのパターンから、下層に向かって一律に減少する孤立した全層降雨強度プロファイルを異常値として処理する手法を開発した。下層は雨で上層はノイズという状況も分離できるようにした。その結果、イラクやイスラエルなどの地域に違法ノイズが集中しており、TRMM が観測していた期間を通じて右肩上がりが増加していることが判明した。また TRMM が運用を一時断念していた時期に軌道高度が下がって上空のエコーが頭打ちになっていた事実も確認され、軌道保持の必要性を確かめる結果ともなった。このノイズを識別し、適切なフィルターを適用することにより、特に 15km 以上の高高度に達する極端現象の統計が大幅に修正されることが明らかとなった。極端現象の構造的な研究が近年展開されているが、違法電波の影響の正確な理解と除去がその統計に影響を及ぼすことに留意する必要がある。GPM DPR が高高度の観測性能を向上したことの評価においても、このノイズの影響は十分に考慮しなければいけない。

(3) アルゴリズム初期評価

TRMM PR のバージョン更新 (V7) にかかる評価と GPM DPR の初期検証作業 (03A, 04B) に加わり、統計結果の妥当性や新しい表現の実現状況を適切なタイミングで確認した。例えば、PR の入射角依存性が V7 で軽減していることや気候値のデータ間の地域の特徴などを示した。結果は JAXA のアルゴリズム検証サイトを通して公表されている。DPR については、DPR Quick Evaluation Team に加わり、入射角依存性の調査、新しい観測領域のサンプリング調査、2つの衛星搭載レーダの降水鉛直分布や日周変化特性の違いなどについて適時チェックを行い、チームの一員として早期一般リリースに貢献した。本初期検証の成果は NASA においても評価され、チームとして表彰を受けた (NASA RHG Exceptional achievement for science team to GPM algorithm team 2015, NASA Group achievement award presented to the

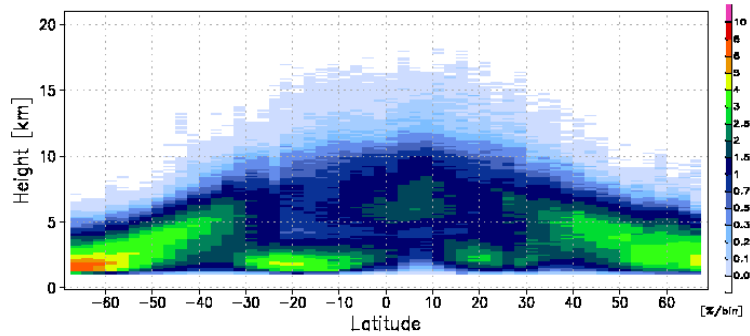


図 3.1.6 初年度の DPR 観測による緯度別海上降水量の降雨頂別寄与率 [%/125m]

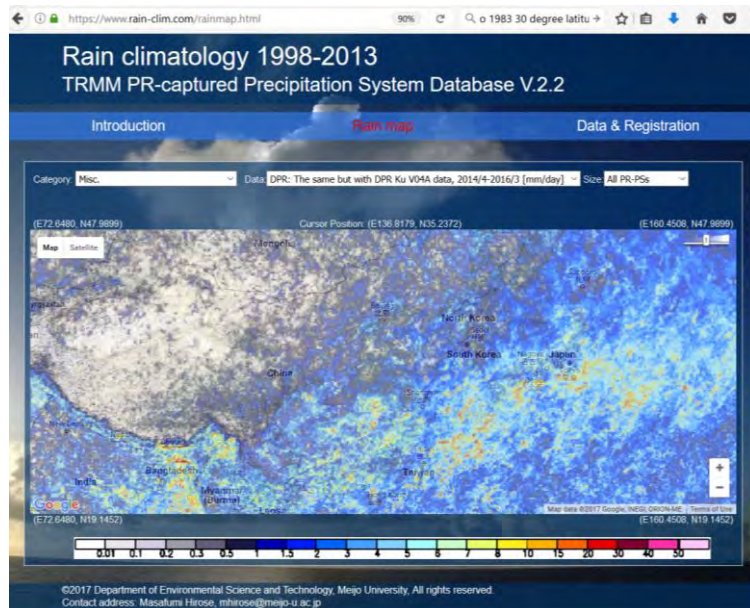


図 3.1.7 2年間の DPR 観測による降水分布 (www.rain-clim.com の表示例)

GPM post-launch team 2015)。図 3.1.6 は地表面降水量をもたらす降水頂の寄与率に関する緯度高度分布図である。高緯度側では非常に低い高度に降水システムが存在していることが明らかとなり、上記の浅い雨の欠損などに関する中高緯度特有の新たな問題提起につながった。新しい衛星によって得られた情報の一部は、www.rain-clim.com において公開した(図 3.1.7)。その他に、高時間空間分解能情報を提供する GSMaP データのプロダクト評価も行い、特に地形性降雨ルーチンに関するアルゴリズム開発へのフィードバックを図った。

(4) データ間比較

上記の内部整合性やエラー処理、空間整合性などの評価に加えて、各種データの比較研究を行った。TRMM PR や GPM DPR と比較に用いたデータは GPCP, GPCC, AMeDAS, Aphrodite MA, Aphro_JP, UDel, TMI, GSMaP, JRA55 などである。AMeDAS データとは PR とのマッチアップ解析によるサンプリング誤差・リトリーバル誤差の評価も行った。サンプリング誤差については、期間別のサブセットデータの長期平均値との一致度からも推定した(Hirose et al. 2017a)。データ間比較の一例として屋久島の降水表現の違いを図 3.1.8 に示す(Okada and Hirose, Submitted to JGR)。先行研究によって知られていた北東部の極大域が地上雨量計ベースの Aphro_JP の結果でも確認できるが、これは解析に利用される雨量計の設置場所や内挿方法の問題によって現れたピークである可能性がある。世界最多降水量を記録するインド北東部チェラプンジの統計もデータ間の違いや解像度依存性が明らかとなり、有効性の高い現地観測の重要性を示唆する結果を得た。これらの地形性降雨の表現において衛星搭載降雨レーダの果たした役割は大きく、今後の降水観測網の発展に貢献できる可能性が示されている。

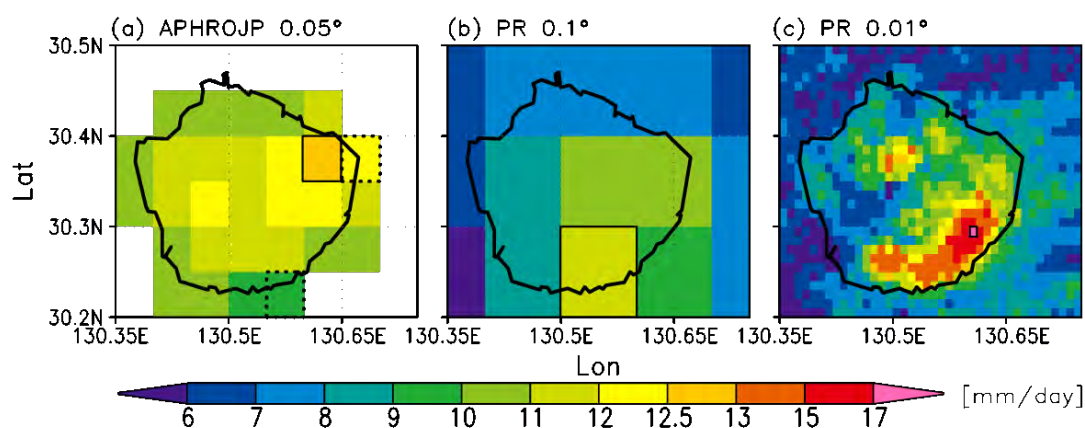


図 3.1.8 屋久島における降水分布。左から順に、0.05 度の Aphro_JP, 0.1 度の PR, 0.01 度の PR データを利用。四角はピークの格子、破線部分は雨量計を含む格子を示す。

3.1.3 高品質高精細広域降水データセットの開発と公開

降水システム別の降水気候値データセットを <https://www.rain-clim.com> から公開した。ここでは、0.1 度格子の大・中・小の規模別降水システムによる地表面降水量の長期平均月降水量と長期平均時間降水量のバイナリーデータを入手可能である。上述のクラッター除去フィルターも適用されている。透明化やズーム、スライダー等のオプションも付いており、地図と対比して雨の特徴を見ることができる。その他、プルダウンメニューから GPM DPR の初期結果や日周変化の分布図等を選択することができる。

0.1 度情報も細かい地域的特徴を見るうえでは大変有用であるが、世界各地の地形と降水の関係をいっそう分かりやすく示すことが地球観測情報の高度利用において重要であると考え、全球規模では世界最高解像度である 0.01 度の降水データを開発し、現在ウェブ上で地理情報と組み合わせた閲覧の公開を検討している。これまで 0.01 度の全球規模の降水情報が作られなかった理由は、雨に感度のあるマイクロ波を受信するアンテナの制約から、1km 分解能で得られる雨の情報が得られないためである。5km より細かくなると、格子化する際に実際のフットプリントに対応する領域の信号と中心位置の格子に割り当てた情報が乖離するため、高解像度化のメリットを失う。本研究では、長期間蓄積されたフットプリント情報と衛星位置情報を利用して、微小な観測情報の空間的なずれを利用したデータセットを開発した。図 3.1.9 は屋久島・種子島の 0.01 度降水気候値の鳥瞰図である（標高情報は 3 倍に強調）。図 3.1.8 と同様、雨量計の少ない屋久島南東側の降水集中域が顕著である。この現在開発中の立体画像システムは直感的に理解しやすい任意の 3D 情報を閲覧することができるものであり、今後の利用拡大が期待される。

こうした基礎データの構築は気象学・気候学的に様々な応用が考えられるが、身近な現象に関する自然情報の入手可能性を拓げることにより、教育目的においても価値があると考えている。開発した 0.1 度降水データは学内では学生実験でも利用しており、地点情報

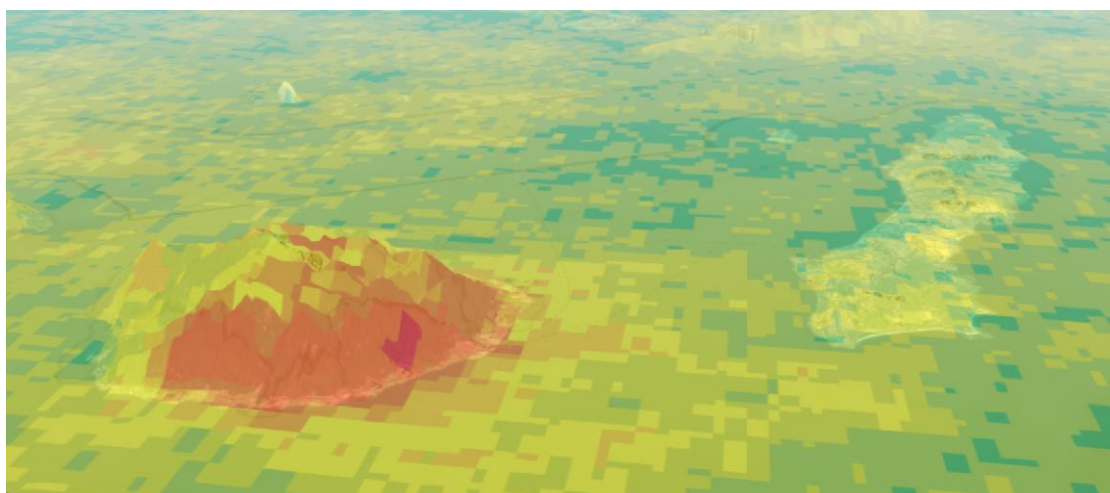


図 3.1.9 0.01 度解像度で作られた屋久島・種子島の降水気候値

表示等の機能拡張に関するフィードバックを得ている。地球観測情報の裾野を拓げる活動の一環として、長期データの蓄積の価値と新しい衛星への期待を読売新聞や中部経済新聞の記事でコメントをした。その他、2016年の日本気象協会による気象カレンダーに衛星データの蓄積による高分解能化の変遷に関する成果が紹介された。また、科学的意義の検討・発信を図り、JAXAの降水観測後継ミッションに関する提言書の執筆に参加し、弱い雨や台風に関するさらなる衛星降水観測の必要性を訴えた。世界中で実利用に使える信頼性と利便性のある自然環境情報を創出するために、今後も引き続き降水観測・推定技術およびデータ利用の発展を推進することが望まれる。

3.1の参考文献

- 1) Hamada, A., and Takayabu, Y. N.: A removal filter for suspicious extreme rainfall profiles in TRMM PR 2A25 version 7 data, *J. Appl. Meteor. Climatol.*, 53, 5, 1252-1271, 2014.
- 2) Hirose, M., Finescale climatology of widespread precipitation systems observed by TRMM PR. Proc. Geoscience and Remote Sensing Symp, Milan, Italy, Institute of Electrical and Electronics Engineers, 5138-5141, doi: 10.1109/IGARSS2015.7326990, 2015.
- 3) Hirose, M., Shimizu, S., Oki, R., Iguchi, T., Short, D. A., and Nakamura, K.: Incidence-angle dependency of TRMM PR rain estimates, *J. Atmos. Oceanic Technol.*, 29, 192-206, doi:10.1175/JTECH-D-11-00067.1, 2012.
- 4) Hirose, M., Takayabu, Y. N., Hamada, A., Shige, S., and Yamamoto, M. K. : Impact of long-term observation on the sampling characteristics of TRMM PR precipitation, *J. Appl. Meteor. and Climatol.*, doi:10.1175/JAMC-D-16-0115.1, 2017a.
- 5) Hirose, M., Takayabu, Y. N., Hamada, A., Shige, S., and Yamamoto, M. K. : Spatial contrast of geographically induced rainfall observed by TRMM PR, *J. Climate*, in press, 2017b.

3.2 短時間強雨に伴う都市河川の出水機構と流出抑制方策に関する研究（研究担当者：原田守博）

【研究目的】

近年頻発している局地型短時間強雨、いわゆる“ゲリラ豪雨”に伴う都市河川の溢水氾濫に対処するには、①豪雨事象の精確な捕捉と、②急激な河川への流出現象の解明が急務であり、実現象の理解を踏まえた上で、③精度の高い流出現象の観測および洪水流出予測モデルの構築、そして④流出抑制施設の整備や種々の流域管理施策等を通じてリスク軽減を図ることが求められる。本研究では X バンド MP レーダの精度検証ならびに活用方法の検討を行うとともに、名古屋市を流れる植田川・天白川流域を対象に、都市河川への急激な雨水流出過程と流出抑制対策について、現地観測とモデル解析を通じて実証的かつ定量的な検討を行うことを目的とする。上記の①～④に対応して、具体的な研究内容は下記の通りである。

要因：豪雨解析

- 3.2.1 X バンド MP レーダを活用した豪雨事象の精確な捕捉
- 3.2.2 地上雨量計によるティーセン降雨の局地的豪雨に対する有効性評価

現象：洪水流出

- 3.2.3 豪雨に伴う都市河川の急激な流出現象の解明 —雨水吐からの排出過程—
- 3.2.4 都市河川特有の出水特性の観測 —電波流速計を用いた計測システムの構築—

対策：流出抑制

- 3.2.5 豪雨を受け止める流域表層のミチゲーション
—POC の非線形透水法則の評価—
- 3.2.6 激化する豪雨に対する流出抑制対策の提案 —POC 舗装の流出抑制効果—

【研究成果】

3.2.1 X バンド MP レーダを活用した豪雨事象の精確な捕捉

(1) 研究の背景と目的

近年、都市域ではヒートアイランド現象の深刻化ならびに高層建築物等による気流の変化に伴い、局所的な積乱雲の発達に起因する局地的短時間豪雨、いわゆる“ゲリラ豪雨”が頻発し、各地で浸水被害が発生している。とりわけ 2013 年は、太平洋高気圧の勢力が弱まり、上空に湿った空気が入り込み大気が不安定化したことにより、豪雨の発生回数が全国平均で前年比 2.7 倍に達した¹⁾。

集中豪雨には前線への暖湿気流の流入に起因した停滞性の線状降水帯²⁾によるものが知られているが、孤立した対流セルに起因するものも含め、局地的短時間豪雨はその突発的な挙動のために、従来の地上雨量計網では捕捉しきれない。したがって、豪雨域が時間的

空間的にどのような性状であるか不明なだけでなく、地上雨量計に基づく流域平均雨量にも大きな誤差が含まれている可能性がある。また、そうした豪雨を受け止める河川流域における流出現象への影響も定かではない。すなわち、局地的豪雨の時空間特性や流域のスケール等の諸特性と洪水流出過程との係わりを評価することも求められている。

国土交通省では、従来からの C バンドレーダに加え、こうした局地的豪雨を捉えるために 2010 年から都市域を中心に高精度な X バンド MP レーダを配備し、降雨強度の画像データを 1 分毎に配信している。さらに、レーダ降雨情報に基づく豪雨の発生予報や河川の出水予測に向けて、活用のための研究も鋭意進められている³⁾。

本論文は、局地的豪雨による都市河川の洪水流出への影響を評価する第一歩として、X バンド MP レーダによる降雨情報を検証するとともに、それを活用して局地的豪雨の時空間特性を考察するものである。具体的には、まず、X バンド MP レーダによる地上降雨の捕捉精度について、名古屋市域に高い空間密度で配置された地上雨量計の観測データとの比較を通じて確認するとともに、河川計画等で用いられる地上雨量計に基づくティーセン法による流域平均降雨の有効性についても検証を試みる。

つぎに、X バンド MP レーダ情報に基づき、局地型豪雨の空間特性とその時間的发展について考察する。特に、降雨強度の空間分布にはランダムな成分が含まれることから、ここでは確率場の概念に基づいた統計的な手法によって検討を進める。さらに、都市の河川流域に目を移せば、中小河川は流域面積が小さいゆえに、局地的豪雨に対して非常に脆弱であると考えられる。本研究の成果は、豪雨の時空間特性が都市河川の洪水流出過程に及ぼす影響について考察する基礎となるものである。

(2) 対象とする降雨事象

本研究で対象とする降雨として、最近において名古屋市域で避難勧告が出された 2 つの

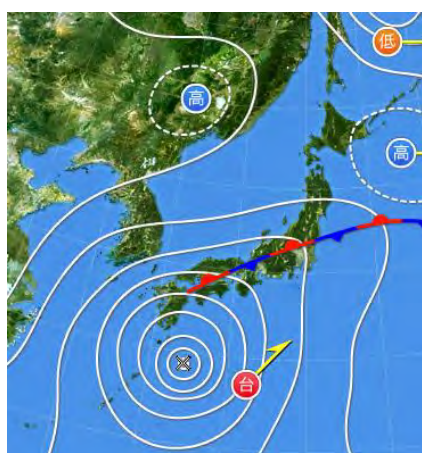


図 3.2.1 降雨 Case-A の天気図
(2011 年 9 月 20 日 15:00)



図 3.2.2 降雨 Case-B の天気図
(2013 年 9 月 4 日 18:00)

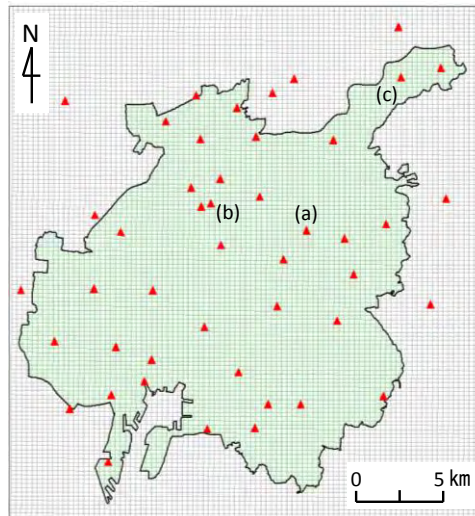


図 3.2.3 検証範囲と地上雨量計の配置

ケース (Case-A と Case-B) を選定した。Case-A (2011 年 9 月 20 日, 台風 15 号豪雨) は, 図 3.2.1 のように停滞した秋雨前線に台風が接近する状況での長時間にわたる豪雨で, 細長い雨域が移動しつつも, その背後で次々と強雨域が発生していたことから, バックビルディング現象を伴う線状降水帯による豪雨と見られる。この日, 名古屋地方気象台では 24 時間降水量が 223.5mm に達した。CASE-B (2013 年 9 月 4 日) は, 図 3.2.2 のように低気圧に伴う前線が日本列島を東西に移動する過程での短時間豪雨で, 東海地方には太平洋の湿った暖気流が南方より流入する状況にあった。名古屋市中区・港区等で最大時間降雨 110.0mm/hr を記録している。

(3) レーダ雨量の地上雨量計との比較検証

a) 高密度地上雨量計群によるレーダ雨量の精度検証

濃尾平野では名古屋都市圏を覆うように, 一宮・安城・鈴鹿の 3 か所に X バンド MP レーダが配備されている。ここでは地上降雨に対するその有効性について, Case-A の豪雨を対象に検証しておく。検証を行う地域は図 3.2.3 に示す名古屋市域を含む東西約 25km, 南北約 28km の範囲とした。この範囲は上記 3 か所のレーダからそれぞれ半径 60km 以内に位置しており, 約 250m 四方の地域メッシュ 10710 個において 3 基のレーダにより合成されたレーダ雨量が与えられている。なお, 降雨減衰の影響による欠測については考慮していない。一方, 対象範囲には図のように気象庁・国土交通省・愛知県・名古屋所管の転倒マス型雨量計が合計 46 ヶ所設置されており, 高い密度の地上雨量計データを用いてレーダ雨量データと比較することにより精度検証を行うことができる。なお, レーダ雨量のデータ

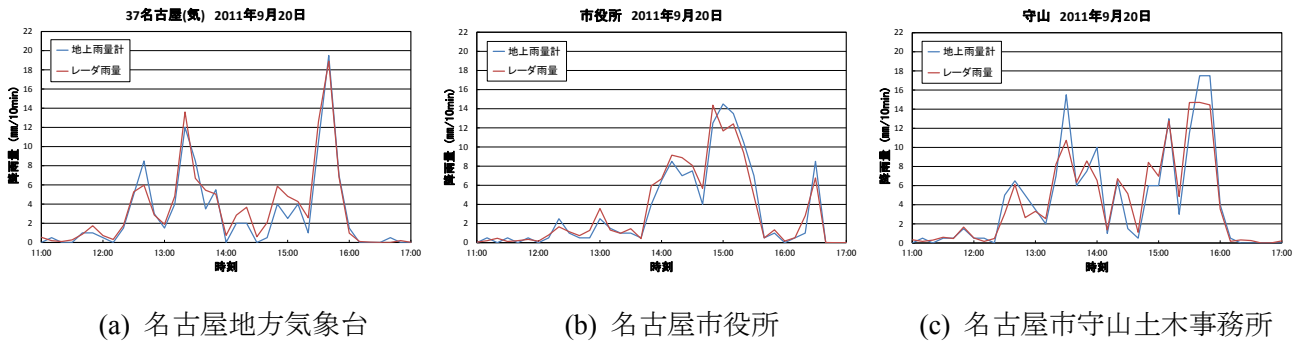


図 3.2.4 代表地点における 10 分間雨量の比較

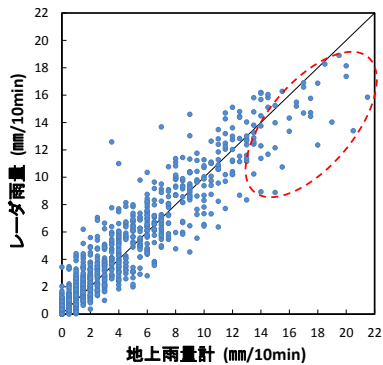


図 3.2.5 全データ（6 時間 46 地点）の比較

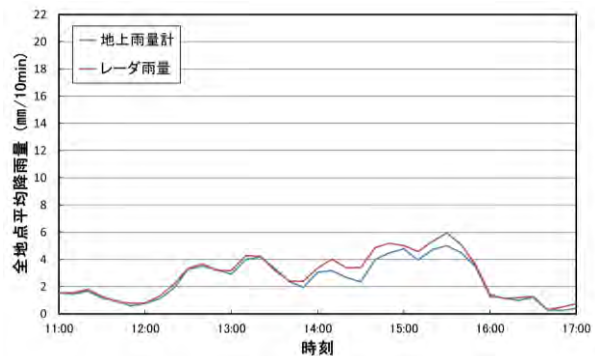


図 3.2.6 全 46 地点で平均した 10 分間雨量の比較

は 1 分間隔の降雨強度であるため、地上雨量計の 10 分間雨量に単位を合わせて比較を行った。

図 3.2.4 は Case-A の期間：9 月 20 日 11:00～17:00 において、図 3.2.3 の地点(a)(b)(c)の地上雨量計と、対応するメッシュのレーダ雨量の 10 分間積算値の時間変化を比較したものである。地点によって雨の降り方に違いはあるが、レーダ雨量は地上雨量計に類似した変動を示している。

図 3.2.5 は、上記 6 時間の 46 地点における地上雨量と対応するメッシュのレーダ雨量との相関を示したものである。これによると、両者の相関係数は 0.98 と高く、レーダ雨量は地上雨量をよく捕捉していると判断できる。しかし、レーダ雨量の地上雨量に対する比を全プロットで平均すると 1.09 となり、全体としてはレーダ雨量の方が 1 割ほど大きな値となっている。さらに図を詳しく見ると、降雨強度が中程度までの範囲ではプロットは 45 度直線付近かやや上側に集まっているものの、降雨強度がさらに大きくなると、地上雨量計の方がレーダ雨量を上回っている。一般に転倒マス雨量計は、大きな降雨強度に対して過少な値を示すことが指摘されている⁴⁾ものの、レーダ雨量はさらに小さめの値を示していることになる。

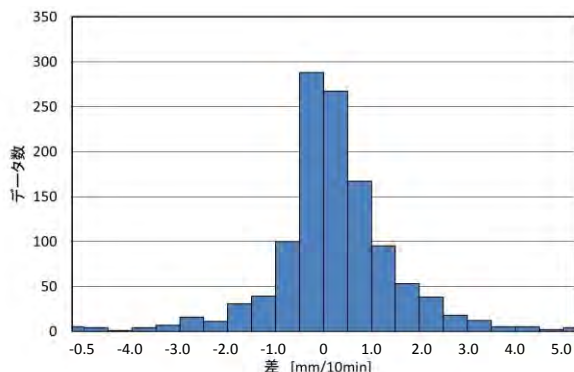


図 3.2.7 地上雨量とレーダ雨量の誤差分布



図 3.2.8 植田川流域の位置

図 3.2.6 は図 3.2.4 に示した地上雨量計とレーダ雨量の時系列データを各時刻で全地点について算術平均したものである。これによると、14:00～16:00 の間でレーダ雨量が地上雨量計を上回っているほか、他の時間帯でもレーダ雨量の方がわずかに大きい結果となっている。これは、最強雨時を除いて、全体的にはレーダ雨量の方が 1 割ほど大きいという図 3.2.5 の傾向と符合したものと考えられる。

図 3.2.7 は、地上雨量計の観測値を真値とした場合のレーダ雨量の誤差の頻度分布を調べたものである。すなわち、図 3.2.5 で示したデータにおいて、レーダ雨量から地上雨量計の値を差し引いた値のヒストグラムである。全体的に誤差は $-1.0 \sim 1.5 \text{ mm/10min}$ の間に集まっており、標準偏差は 1.33 mm/10min であった。地上雨量計の観測単位が 0.5 mm であることを考慮すると、 $-0.5 \sim 0.5 \text{ mm/10min}$ の区間の誤差はやむを得ない。以上のことから、都市域などの平坦な地形の流域においては、X バンド MP レーダの観測雨量は地上雨量計に対して誤差が極めて小さく、豪雨に対して十分な捕捉可能性をもつといえよう。

b) 地上雨量計に基づく流域平均降雨の有効性評価

局地的短時間豪雨は時間的な変動が激しいだけでなく、空間的にも複雑な挙動することから、従来の空間的に疎らな地上雨量計網では捕捉しきれない。それゆえ流域面積の小さい中小河川の場合、数少ない地上雨量計に基づきティーセン法などによって算出される流域平均雨量には大きな誤差が含まれている可能性がある。ここでは名古屋市を流れる都市河川・植田川を対象に、前項で精度が検証された X バンド MP レーダ情報を用い、流域内のレーダ雨量の合計値とティーセン法による算出雨量を比較することによって流域平均降雨の妥当性を検討した。

植田川は、図 3.2.8 に示すように名古屋市東部を流れる流路延長 4.8 km 、流域面積 21.0 km^2 の二級河川である。流域には 2 本の地下鉄路線が通り、市街地が広がる典型的な都市河川

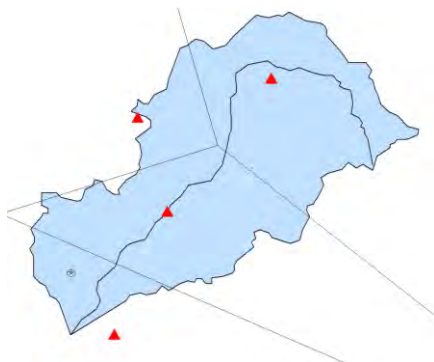


図 3.2.9 植田川流域におけるティーセン分割

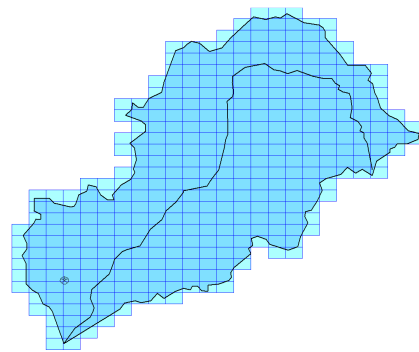


図 3.2.10 植田川流域における地域メッシュ網

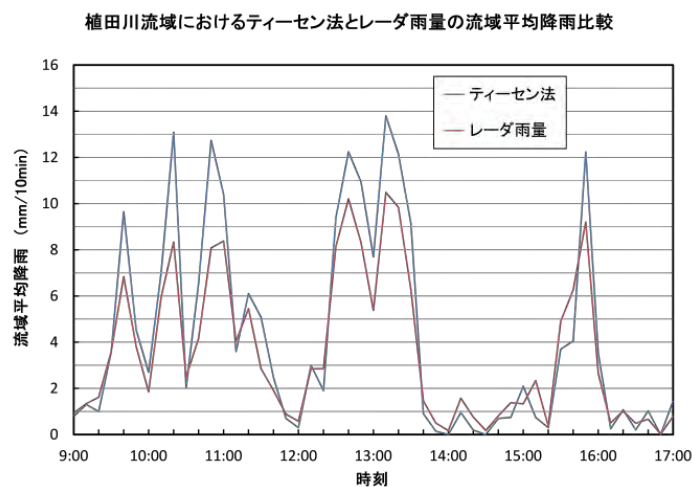


図 3.2.11 植田川流域における流域平均雨量の検証

である。流域とその周辺に地上雨量計はわずか4ヶ所で、ティーセン分割は図 3.2.9 に示すような粗いものとなる。これに対して、XバンドMPレーダ雨量は図 3.2.10 に示す377の地域メッシュで与えられる。流域境界のメッシュデータは面積按分にて補正する。対象降雨は前項と同じCase-Aとし、9:00～17:00の8時間を解析した。

図 3.2.11 は、植田川の流域平均降雨について、地上雨量計によるティーセン雨量と流域内のレーダ雨量の合計値を比較したものである。図より、地上雨量計による流域平均降雨はレーダ雨量に基づく値に比べて時間的変動が激しく、ピーク値とボトム値がともに大きく振れている。すなわち、降雨強度の大きい時にはティーセン雨量がレーダ雨量を上回ることが多いが、逆に降雨強度の小さい時にはレーダ雨量を下回る値となっている。

これは、空間的に大きな変動性をもつ豪雨分布に対して、一部の地上雨量計が大きな雨量を観測すると、それがティーセン法による平均雨量を押し上げる結果となるためと考えられる。今回の場合、図 3.2.9 右上の地上雨量計が他とは異なる大きな変化幅を示していた。言い換えれば、数少ない地上雨量計によって流域平均雨量を求める従来の手法では、地点データの変動が全体の値に大きな影響を与えている。一方、レーダ雨量に基づく流域

平均降雨値は、たとえ中小河川であっても、流域を構成する微細なメッシュでの雨量を用いているため、一部の地点データによる値の偏りが出にくい。以上の結果は、空間的な変動が激しい局地的豪雨の場合、流域面積の小さい中小河川では、地上雨量計に依存した従来手法による流域平均降雨の評価には問題があることを示唆している。

(4) 局地型豪雨の時空間挙動の確率論的解析

a) 豪雨域の空間特性に関する統計的評価手法

前章の結果を受け、ここでは局地的短時間豪雨の時空間変動特性を確率論的な立場から検討することを試みる。すなわち、空間的に複雑に変動する現象の地点観測データを確率場の実現値と見なし、確率変数のバリオグラムを求めることによって、現象の空間的変動特性を定量化する。バリオグラムとは、確率変量のランダム性と空間的な相関構造の両者を表わす関数であり、式(3.2.1)で定義される⁵⁾。ここに、 $Z(x)$ は地点 x における状態量であり、本研究では図 3.2.3 に示した対象範囲内における各メッシュでの毎分のレーダ雨量（単位：mm/hr）が該当する。

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} E \left[\{Z(x) - Z(x+h)\}^2 \right] = \frac{1}{2N(hij)} \sum_{i,j}^{N(hij)} (Z_i - Z_j)^2 \quad (3.2.1)$$

バリオグラム $\gamma(h)$ は、距離 h はなれた 2 地点 i,j が $N(hij)$ 組存在する時、両地点における降雨量 Z_i と Z_j の差の集合平均の 1/2 を表わしている。等方的な二次元定常確率場において、バリオグラム $\gamma(h)$ は $Z(x)$ の分散と共分散の差に相当する。その場合、通常、地点間距離 h の増加に対して増大したのち、一定の値で安定する形を取ることが多い。一定値に漸近するまでの距離 range は確率場の空間的相関性を表わす距離であり、一定値 sill は確率場のランダムな変動性を表現する。

b) 豪雨域の統計的空間構造とその時間的发展

豪雨の空間分布を確率場として捉えるとき、場の等方性と定常性が成り立つかどうかは重要な問題である。例えば山岳地域などにおける降雨分布には、地形の効果に伴う確定的なドリフト成分⁶⁾が含まれる可能性がある。しかし、一般的な流域において、前線の予想位置などの事前情報から雨域の形状や降雨強度分布を確定的に定めることは容易でない。以上の観点から本研究では、線状降水帯による降雨も、孤立した対流セルによる局地的豪雨も、共に定常確率場の実現値として捉えることにする。

Case-A の一連の降雨において、最も雨の激しかった時刻のレーダ雨量の空間分布を図 3.2.12 に示す。図から、降雨強度が 130mm/hr 近い地点を含んで 50mm/hr の強雨域がほぼ南北方向に線状に連なっている様子が分かる。

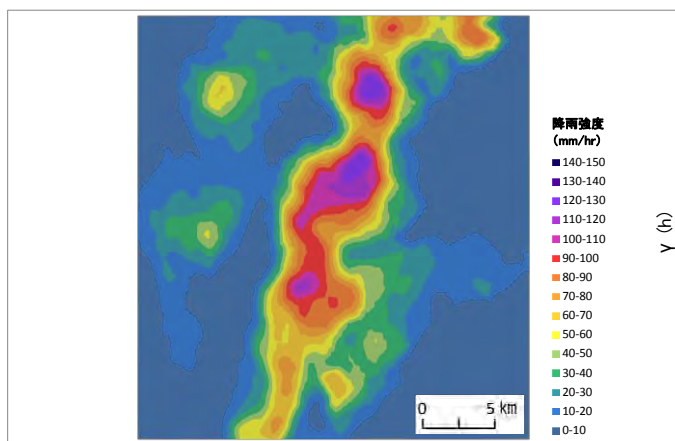


図 3.2.12 Case-A におけるレーダ雨量の空間分布

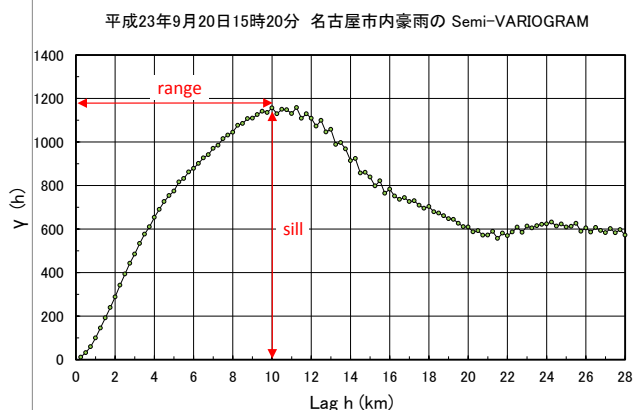


図 3.2.13 左図の降雨分布のバリオグラム

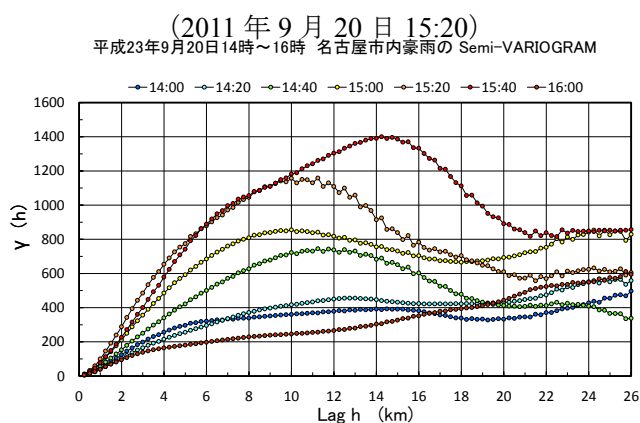


図 3.2.14 Case-A におけるバリオグラムの時間的发展

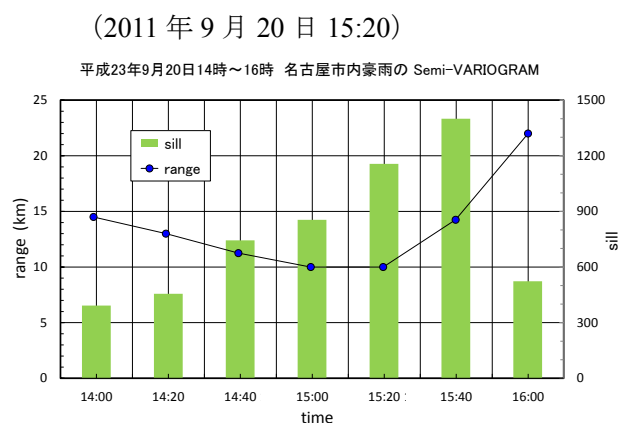


図 3.2.15 Case-A における range と sill の時間的变化

このレーダ雨量の分布について、対象範囲のすべてのメッシュに対して求めたバリオグラムを図 3.2.13 に示す。解析に用いたサンプル数は、地点間距離 $h=14.25\text{km}$ で最大の $N=780041$ 組、図中で最も離れた $h=26\text{km}$ でも $N=192220$ 組に達しており、本解析のバリオグラムは膨大なデータから得られた結果と言ってよい。図を見ると、この時刻のバリオグラムは一定値に漸近せず、距離 h に対し増加したのち低下する形状となっている。これは地球統計学において、例えば粘土地盤の中に線状に砂礫層が挟在する地層の特性を解析した場合に現れるホール効果 hole effect⁷⁾ と同様のものと見なすことができる。このバリオグラムの形状は、図 3.2.12 で示したように雨域が線状に分布する場合の特有のものと考えられる。

次に、バリオグラムの形の時間的变化を見てみよう。図 3.2.14 は、図 3.2.13 の最強雨時刻 15:20 を含む時間帯のバリオグラムを 20 分おきに示したものである。降雨の比較的弱い初期時刻では緩やかな曲線となっているが、雨が強くなるにつれてホール効果が表れてきている。各曲線における range と sill を図 3.2.13 のように読み取り、それらの時間変化を図 3.2.15 に示す。この図より、時間とともに range は徐々に短縮、sill は逆に増大しており、

強雨域が孤立し、空間的変動が激しくなっていることを表している。

Case-B の豪雨についても同様に解析した。降雨分布の一例を図 3.2.16 に示す。図中の北部と南部に見られる強雨域では 145mm/hr の降雨強度となっている。この時刻を含む時間帯における全メッシュの降雨強度の平均と最大値および分散の変化を図 3.2.17 に示す。時間とともに強雨域が広がり、空間的変動も増大していることが分かる。

図 3.2.18 は、同じ時間帯のバリオグラムを 10 分おきに示したものである。各曲線から読み取った range と sill の時間変化を図 3.2.19 に示す。sill の値は、図 3.2.17 の分散の変化に対応して、降雨が激しくなるとともに増大、range も短くなっている。sill の値は Case-A よりも大きい、range の最小の値は Case-A と同じく 10 km 程度である。過去に降雨の成因別に降雨の空間相関を求めた例⁸⁾があるが、上記の値はそれを大きく下回っている。実際の最強雨域のスケールは図 3.2.12 や図 3.2.16 から読み取ると 2~4 km であるが、雨域全体が細長く連なっているため、対象範囲全体としては平均されて大きめの値となる。雨域の形状に関する事前情報がない状況下では、10 km という値は局地的豪雨における相関距離の一つの目安と考えられる。

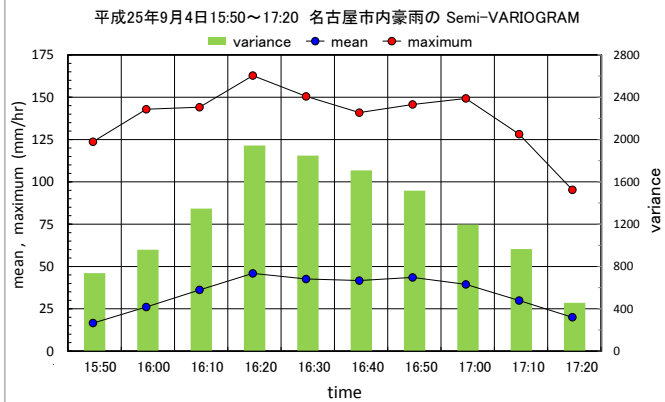
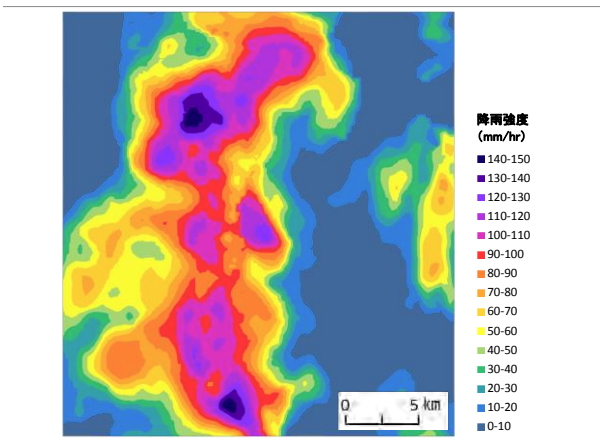


図 3.2.16 Case-B におけるレーダ雨量の空間分布 図 3.2.17 全メッシュでの降雨強度の平均・最大値・分散

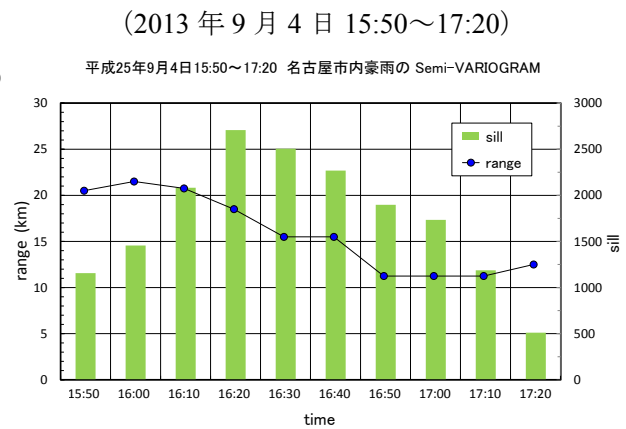
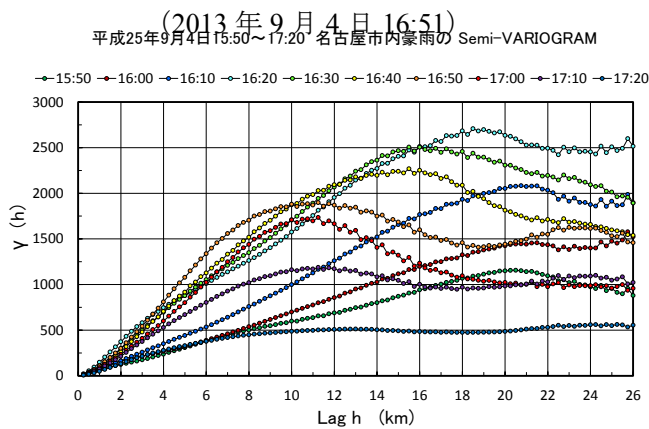


図 3.2.18 Case-B におけるバリオグラムの時間的发展 図 3.2.19 Case-B における range と sill の時間的变化

(5) 結論

局所的短時間豪雨が都市河川の洪水流出に及ぼす影響を評価する第一歩として、名古屋市域で避難勧告が出た豪雨を対象に、レーダ降雨情報を用いて豪雨域に関する種々の検討を行った。得られた知見は以下の通りである。

- ① XバンドMPレーダによる地上降雨の捕捉精度について、高密度の地上雨量計データと比較した結果、レーダ雨量は十分な精度を持つことを確認した。
- ② 地上雨量計に基づく流域平均降雨の有効性について、都市河川を対象にレーダ雨量を用いて検証した結果、ティーセン法による流域平均降雨は一部の雨量観測値に過剰に影響を受けることが示唆された。
- ③ 豪雨域の時空間特性について、レーダ雨量を用いて確率論的な立場から検討した結果、得られたバリオグラムはホール効果を備えたもので、雨量の増加につれて sill が増大、range は短縮する様子が示された。

3.2.2 地上雨量計によるティーセン降雨の局地的豪雨に対する有効性評価

(1) 研究の背景とお目的

近年、都市部において、局地的豪雨いわゆる“ゲリラ豪雨”に伴う水害の発生が問題となっている。河川の洪水処理計画の基となる「流域平均降雨」は、地上雨量計に基づくティーセン法で求めることが一般的である。しかし、地上雨量計は設置間隔が広いため局所的豪雨を捉えきれていない可能性がある。これに対し、最近設置されたXバンドMPレーダは詳細なメッシュにおける降雨情報をリアルタイムに把握することができ、測定値が一定の精度をもつことが検証されている⁹⁾。そこで本研究では、レーダ情報にもとづく流域平均降雨を真値として、それと比較することでティーセン法による流域平均降雨の有効性を検討する。

(2) レーダ情報とティーセン法による流域平均降雨の比較

本研究では名古屋市東部を流れる天白川流域を対象とする。流域面積約118.8 km²の中規模河川である。検討する降雨は名古屋市全域に避難勧告の出た平成23年9月20日の台風15号による豪雨である。流域内および周辺には12ヶ所の地上雨量観測点があり、**図3.2.20**のようにティーセン分割される。一方、XバンドMPレーダによる天白川流域の降雨強度分布の一例を**図3.2.21**に示す。レーダ情報による流域平均降雨は、流域内の全メッシュ2096の数値を合計し、セルの個数で除することで算定される。**図3.2.22**は算出されたティーセン法とXバンドレーダによる2種類の流域平均降雨を比較したものである。各時刻における両者の誤差(絶対値)を平均すると0.42mm/10minと小さく、全時刻を通して大きな誤差は生じていない。

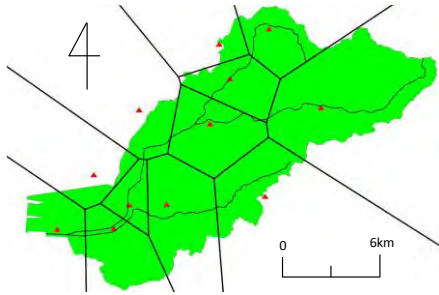


図 3. 2. 20 天白川流域のティーセン分割

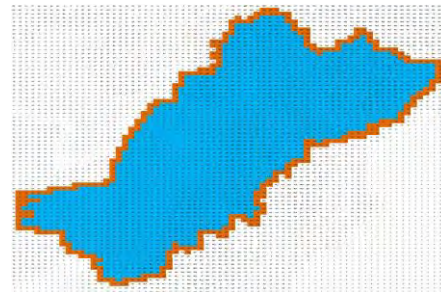


図 3. 2. 21 天白川流域のレーダ降雨データ

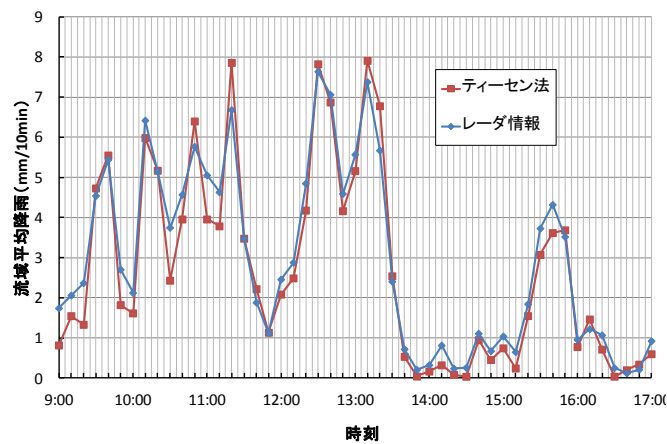


図 3. 2. 22 天白川流域における流域平均降雨の比較

(3) 流域面積の違いによる流域平均降雨の誤差変動

流域が大きい場合は多数の地上雨量計が存在し、ティーセン法による流域平均降雨は一定の精度を持つことが示された。しかし、流域面積がさらに小さい場合、雨量計の減少が流域平均降雨にどのような影響を与えるのか定かでない。そこで、天白川流域を図 3. 2. 23 のように①～④の 4 種類に分割し、それぞれの領域においてティーセン法による流域平均降雨を算出し、レーダ情報に基づく値と比較した。図 3. 2. 24 は各領域において算出された 2 種類の流域平均降雨の誤差を比較したものである。流域面積の減少とともに、流域平均降雨の誤差が増大している。これは、ティーセン法による流域平均降雨が設置間隔の粗い地上雨量計から算出されるため、小さな流域では観測地点の空間密度が小さくなり、1 地点の観測データが全体に大きく影響を与えるためと考えられる。

(4) 小流域における流域平均降雨の誤差要因

小流域で大きな誤差が生じる原因について考察するため、最小面積の領域④（植田川流域）に着目し、地上観測地点と強雨域の位置関係を検討してみる。

領域④に存在する雨量観測点はわずか 4 ヶ所であり、ティーセン分割は図 3. 2. 25 のよう

に粗いものとなる。図中の数値は各地点のティーセン重み係数であり、2地点の重みが特に大きいことが分かる。ティーセン法とレーダ情報による流域平均降雨を比較すると、図 3.2.26 のようにティーセン雨量がレーダによる雨量と同等な値を示す時刻がある一方、前者が後者を大きく上回っている時刻もある。図 3.2.27 はその一例として時刻(A)(B)におけるレーダ雨量の空間分布を示したものである。図(B)では重みの大きい2地点でそれぞれ強雨と弱雨が観測されたため、全体としては平均化されてレーダ雨量に近い値となっている。一方、図(A)では重みが大きい地点で共に強雨が観測されたため、ティーセン雨量が領域全体のレーダ雨量を上回る結果となったと考えられる。



図 3.2.23 天白川流域の領域分割

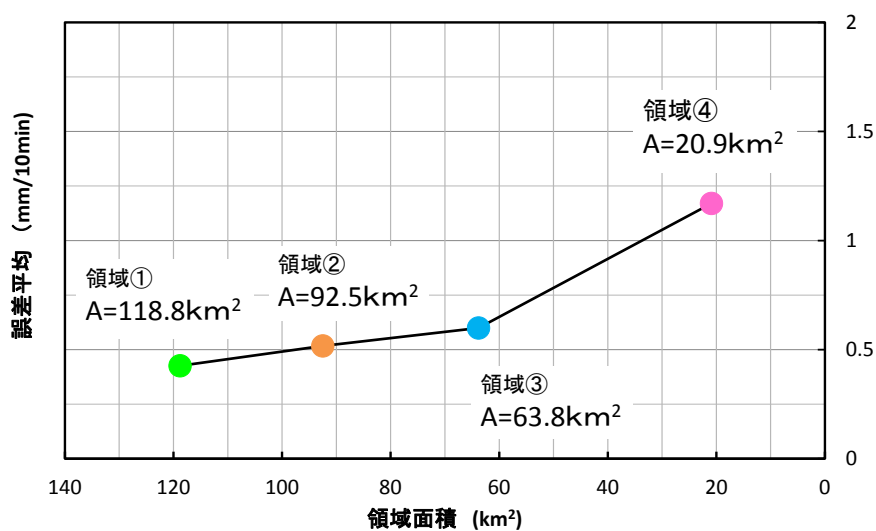


図 3.2.24 流域平均降雨の誤差と領域面積の関係

(5) 結論

ティーセン法による流域平均降雨についてレーダ情報によって検証した結果，領域面積の減少に伴い精度が悪化していくことが示された。したがって流域面積の小さな都市河川では，従来のティーセン法に固執することなく，レーダによる詳細な降雨情報を活用して河川計画を策定することが重要といえる。

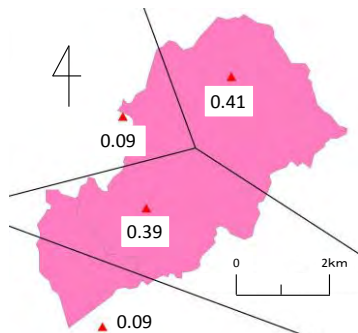


図 3.2.25 領域④のティーセン分割

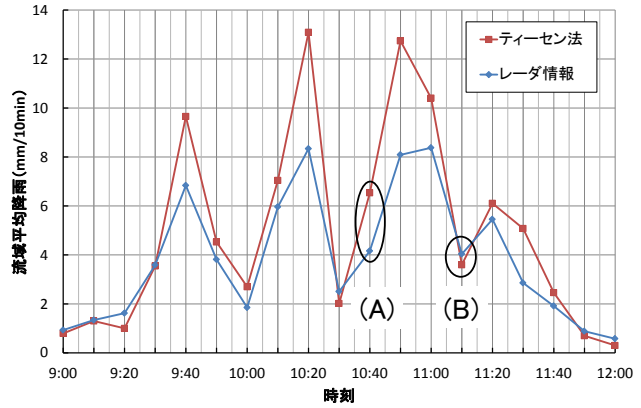
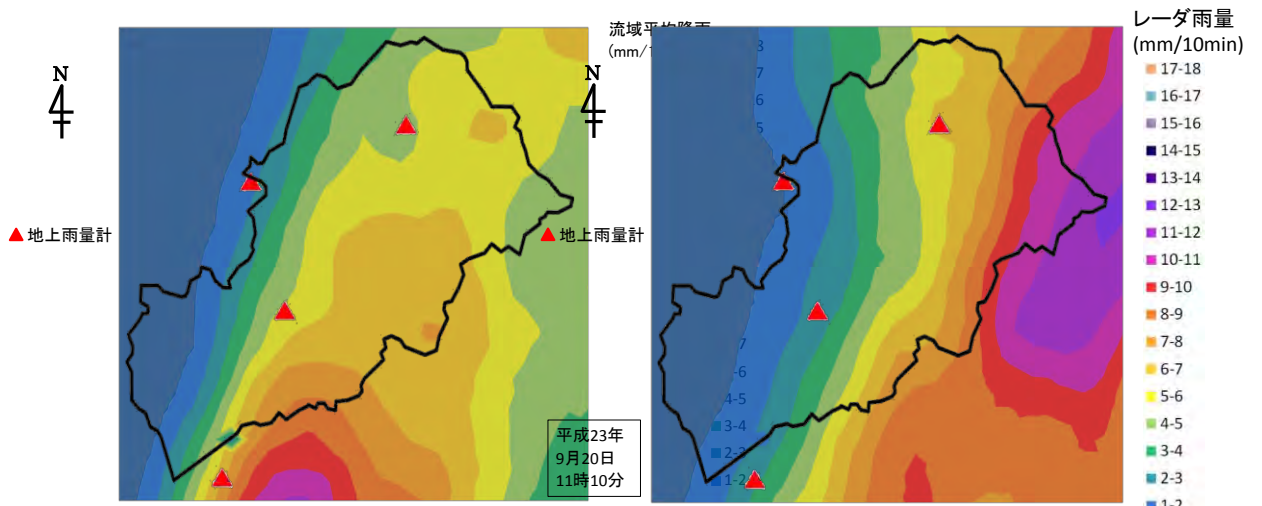


図 3.2.26 領域④における流域平均降雨の比較



(A) 時刻 10:40

(B) 時刻 11:10

図 3.2.27 領域④におけるレーダ雨量分布

3.2.3 豪雨に伴う都市河川の急激な流出現象の解明 -雨水吐からの排出過程-

(1) 研究の背景と目的

一般に河川の流量は支川の合流に伴って増加するが、都市域を流れる中小河川では、側岸に設けられた多数の雨水吐からの流出量によって流量が増加するという特徴をもっている。雨水吐は周辺市街地からの雨水排水口であって、沿川地域の内水被害を防ぐ重要な役割を果たしている。通常、その排水機能は雨水管（合流式区域では下水管）の規模と勾配に基づいて設計され、排水先河川の水利条件が考慮されることは少ない。しかしながら、近年、“ゲリラ豪雨”の頻発によって河川水位が急上昇することが度々あり、雨水吐が河川水によって塞がれるという、設計時には想定されない事態が生じている。本研究では、そうした河川水位上昇によって河道への排水が抑制される現象について、現地観測を踏まえて水理学的な評価を試みた。

(2) 都市河川における河川水位および雨水吐水位の観測

現地観測の対象地点として、名古屋市天白区を流れる植田川の右岸に位置する雨水吐（写真 3.2.1）を選定した。この雨水吐は、植田川の支川である八事裏川流域（面積 1.48 km²）の末端となっている。

雨水吐からの流出量を測るには、流出口に水位センサを設置する必要がある。しかし、流出口の形状には円形や矩形など種々のものがある上、センサが流出することなく、流れの障害にもならないように配慮することが望ましい。今回採用した水位計は KS コンサルタントが開発したスイッチセンサ方式（測定精度 1.0cm）のもので、柔軟で細い板状であることから、管路壁面に貼り付けるように設置することも可能である。今回は図 3.2.28 に示すように、水位センサを塩ビ保護管に挿入し、雨水吐の側壁に沿わせて設置した。データロガーは側岸の小段上に設置し、記録間隔を 10sec とし、データ回収は SD カードで行った。図 3.2.29 は 2013 年 8 月 31 日の降雨に対する雨水吐での水位変化を示したものである。流



写真 3.2.1 対象とする植田川の雨水吐

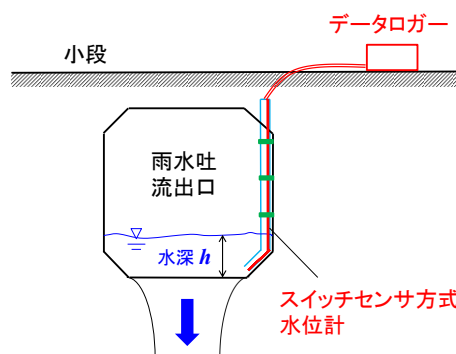


図 3.2.28 雨水吐の水位観測システム

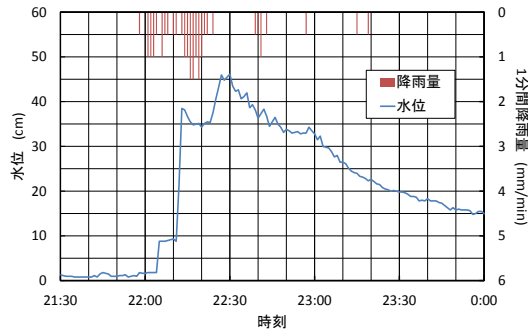


図 3.2.29 降雨時の雨水吐の水位変化

域面積が非常に小さいこともあって、降雨に対する出水応答は鋭いものとなっている。なお、河川水位の観測には、雨水吐から上流 30m の側岸にロガー内蔵式水圧計（OYO 製 S&DL mini, 5m 計）を設置した。降雨量は流域内に設置した転倒升雨量計によって 1 分間雨量を測定した。

(3) 雨水吐からの流出量と河川水位との係わり

図 3.2.30 は雨水吐からの流出量と河川水位との係わりを示したものである。前述の通り、雨水吐流出量は排水先の河川水位を考慮することなく、いわば「完全流出」として設計される。しかし、写真 3.2.2 のように河川水位が雨水吐の流出口を上回るほどに上昇する場合、不完全流出を経て「もぐり流出」となることが予想される。この形態での流出は雨水吐水位 h と河川水位 H の差によって生じることになり、さらに河川水位が上昇すると、河川から雨水吐内部へ逆流が発生し、ひいては沿川地域の雨水排水が滞ることも考えられる。

(4) 河川水位上昇に伴う雨水吐流出量の変化

ここでは上述の観点に立って、河川水位の上昇が雨水吐流出量に及ぼす影響について解析を試みる。雨水吐からの流出量 Q は、流出口底部を基準とした河川水位 H の正負に応じて次の 2 ケースに分けて考える¹⁰⁾。

$$\text{完全流出： } Q = CBh\sqrt{2gh}, \quad H < (2/3)h \quad (3.2.2)$$

$$\text{もぐり流出： } Q = 2.6CBH\sqrt{2g(h-H)}, \quad H \geq (2/3)h \quad (3.2.3)$$

ここに、 C ：完全流出時の流量係数（= 0.405）、 B ：雨水吐流出口の幅（= 1.70 m）である。 C の値は、現地の雨水吐で完全流出時に電磁流速計を用いて行った流量測定結果に基づき同定したものである。

解析を行う出水は、名古屋市周辺で避難勧告が出された 2013 年 9 月 4 日夕刻の集中豪雨によるものである。当時の植田川水位および対象とする雨水吐の水位変動を図 3.2.31 に示す。図から分かるように、17:00 に降り出した降雨に対応して河川水位・雨水吐ともに上昇

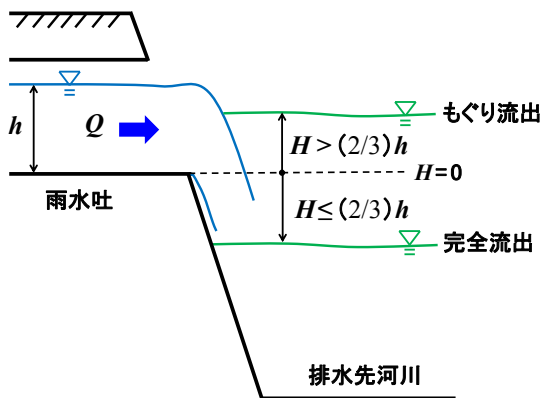


図 3. 2. 30 雨水吐からの流出と河川水位との関係 写真 3. 2. 2 出水時の雨水吐流出状況 (2013 年 9 月 4 日)

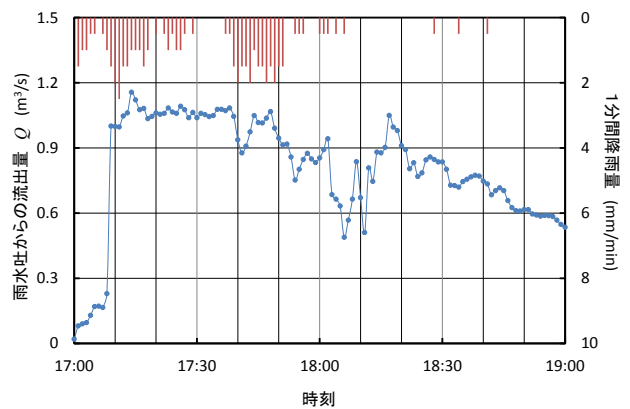
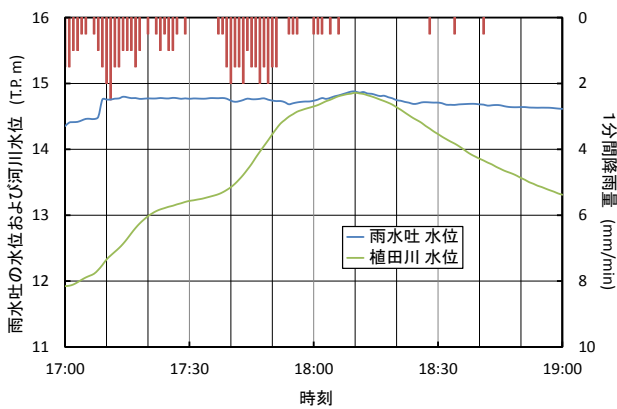


図 3. 2. 31 出水時における河川水位と雨水吐水位の変化 図 3. 2. 32 左図に対する雨水吐の流出量の試算結果

を始めている。雨水吐水位は雨水管の流下流量に上限があるためか、ほぼ一定で推移している。やがて 18:00 頃には河川水位が雨水吐の高さに接近し、18:10 前後には両者が同一の高さになって、河川水位が雨水吐水位を押し上げる現象を見せている。

こうした両者の水位変動に基づいて計算した雨水吐流出量の時間的変化を図 3. 2. 32 に示す。水位データの微小変動のために流出量の計算値は $1.0\text{m}^3/\text{s}$ 付近で小刻みに変動しているものの、18:10 前後には $0.5\text{m}^3/\text{s}$ 近くにまで急減している。これは言うまでもなく河川水位の上昇に起因したものであり、雨水吐の流出量が排水先河川の水利条件によって抑え込まれる事実を示している。

(5) 結論

豪雨時に急激な出水応答を見せる中小河川においては、河川水位の上昇が雨水吐の流出量を抑制し、設計時に期待した排水機能が達成されない可能性があることを示した。同様な現象は多くの都市河川、特に感潮区間においても生じているはずであり、市街地の内水被害を減らすために詳細に検討する必要がある。今後は、他の雨水吐についても検討するとともに、雨水吐の有効な設置形態についても考察を進める予定である。

3.2.4 都市河川特有の洪水流出の観測手法 -電波流速計を用いた計測システムの構築-

(1) 研究の背景とお目的

近年，流域の都市化に伴い，河川への雨水の流出過程が大きく変貌を遂げている。なかでも都市域における中小河川は，流域面積が小さいうえ不浸透域が多く，雨水排水路網の整備により，降雨に対する出水応答がきわめて速くなっている。さらに最近では，台風の大規模化に加え，局地的集中豪雨いわゆる“ゲリラ豪雨”が頻発し，雨天時に河川水位が短時間に急上昇する事例が報告されている¹¹⁾。

この状況に対し，河川の基準地点では水位観測が実施されているものの，流速観測が十分に行われていないため，水位から流量を推定する「水位 - 流量曲線」が確立されていない河川が多い。流速観測が不十分な原因として，出水が早いと観測作業が間に合わない，流速変動が鋭敏なため浮子による観測が難しい，洪水観測に適した流速計が無かった，などが挙げられる¹²⁾。そこで本研究では，最近，洪水観測用に開発された可搬型の電波式流速計について精度検証を行うとともに，実河川に適用して洪水流量の評価を試みた。

(2) 可搬型電波流速計の精度検証

本研究で使用した電波流速計は横河電子機器(株)製 WJ-7661 である。その原理は，流水の水面に対して電波を照射し，ドップラー効果による周波数変化から流速を求めるもので，計測範囲は 0.5~20m/s とされている。流水中に投入する従来の流速計と異なり，非接触であるため橋梁等に設置して安全に連続観測が可能であるが，情報が表面流速しかなく，断面平均流速への変換が必要なことが課題となる。

実際の河川での使用に先立って，開水路において測定精度の検証を行った。まず初めに，名城大学屋外水理実験場の可変勾配開水路(幅 0.6m，長さ 19m)において，電磁流速計((株)ケネック社製 VE-10) およびフロートの流下速度との比較を行った(写真 3.2.1)。測定結

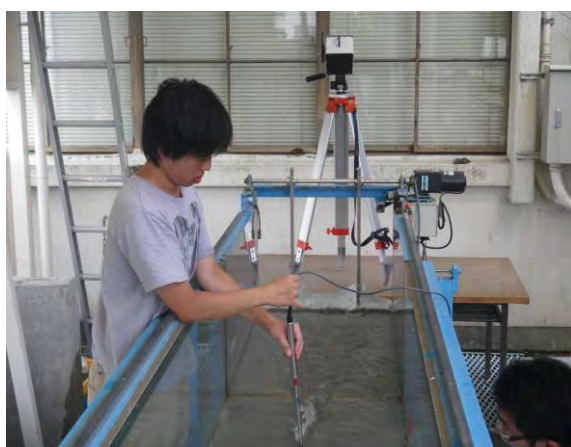


写真 3.2.3 実験水路における検証実験

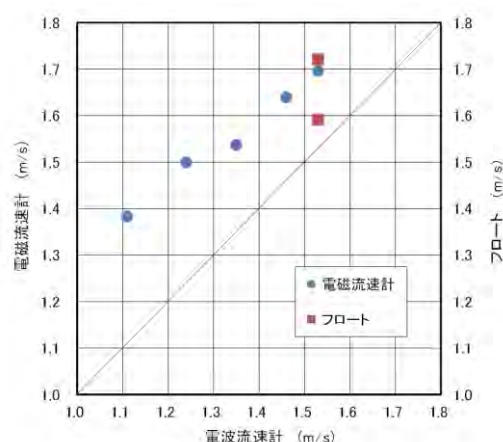


図 3.2.33 電波流速計と電磁流速計との比較



写真 3. 2. 5 観測を行った植田川・大坪地点



写真 3. 2. 6 観測時の流況 (2012 年 9 月 30 日 16 時)

果は図 3. 2. 33 に示すように、電波流速計の数値は流れに比べて過小な値を示した。これは、電波の照射範囲に対して水路幅が狭いためと考えられる。

そこで幅の広い水路として、(独)水資源機構・愛知用水の大高暗渠上流の開水路(幅 4.1m)を選定し、での現地実験を実施した(写真 3. 2. 4)。検証に用いる流速データとして、浮子に見立てたフロートの流下速度を測定した。フロートは水面に投下後 5m の助走区間を経て、10m の測定区間にて流下時間を 30 回計測した。得られた浮子の流下速度と電波流速計の測定値(20 秒間平均)との比較を図 3. 2. 34 に示す。フロート自体に水中に潜りがちな傾向があるため、両者には若干のズレが認められるが比較的良い対応を示しており、電波流速計の有効性が確認されたといえる。

(3) 現地都市河川における洪水観測

電波流速計を適用する実河川として、名古屋市天白区を流れる植田川を対象とした。植田川は流域面積 21km²、河川延長 4.8km であり、愛知県長久手町に発し、名古屋市東部を流下、天白川に合流する二級河川である。今回観測を行ったのは下流部の大坪人道橋地点であり、川幅 30m の掘込河道、護岸整備がされている(写真 3. 2. 5)。実測を行った洪水は、2012 年 9 月 30 日の台風 17 号に伴う短時間豪雨である。

河川水位の観測には、ロガー内蔵式水圧計(OYO 社製 S&DL mini, 測定範囲 5m)をコンクリートブロックの孔隙に挿入して河床に設置した。図 3.2.35 は観測された河川水位変動を降雨とともに示したものである。降雨量がさほど大きくないにも拘わらず、河川水位は速やかに上昇しており、都市河川における雨水流出の特徴が表れている。

流速観測では、電波流速計を橋梁上に流水に向けて俯角 26°で設置し、ピーク水位を挟んで約 80 分間実施した。観測は流心のみとし、横断方向の測定は行っていない。測定された表面流速値を図 3. 2. 36 に示す。

(4) 表面流速データに基づく断面流量の評価

電波流速計で計測される表面流速をもとに河道全体での流量を推定することを考える。水深 H_i 、河床勾配 I の開水路において、河床から高さ z における流速 u の分布は、粗面乱流の理論より式(3.2.4)で与えられる¹³⁾。

$$\frac{u}{u^*} = A_r + 5.75 \log_{10} \frac{z}{k_s}, \quad u^* = \sqrt{gH_i I} \quad (3.2.4)$$

ここに、 u^* ：摩擦速度、 k_s ：相当粗度、実験により $A_r=8.5$ とされている。

いま流速観測を流れの流心部において行うこととし、各時刻における水面 $z=H_0$ での表面流速 $u=u_s$ ならびに摩擦速度 u^* を式(3.2.4)に代入することにより、流心部での河床の相当粗度 k_s が式(3.2.5)により推定できる。得られた k_s は図 3.2.36 に併記した通り、多少の変動は見られるものの、時間的にほぼ一定値となった。

$$\log_{10} k_s = \log_{10} H_0 - \frac{\frac{u_s}{u^*} - 8.5}{5.75} \quad (3.2.5)$$

一方、水深 H_i の地点における鉛直方向の平均流速 u_{mi} は理論式(3.2.6)で与えられる¹³⁾。

$$u_{mi} = u_i^* \cdot \left\{ 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{H_i}{k_s} \right\} \quad (3.2.6)$$



写真 3.2.4 愛知用水における検証実験

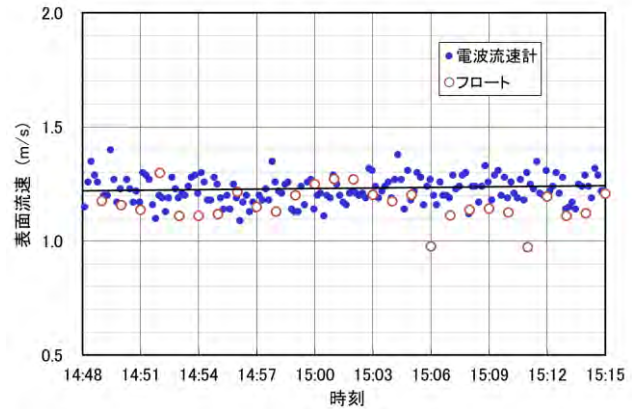


図 3.2.34 電波流速計とフロートの流下速度の比較

ここで、河床の状態が横断方向に一様で、流心で推定した相当粗度 k_s を河道の横断面全体で用いることができると仮定すれば、式(3.2.6)に式(3.2.5)で得られた k_s を共通して代入することにより各断面における平均流速 $u_{m i}$ が得られる。結果として、河道全体の流量 Q は式(3.2.7)によって算出することができる。

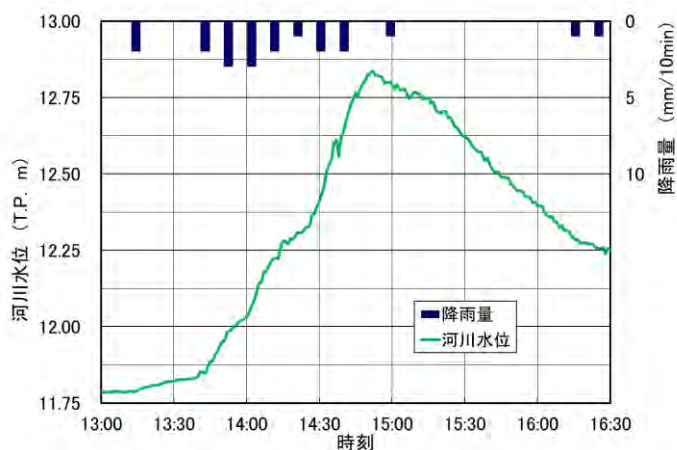


図 3. 2. 35 対象洪水における水位変化(2012年9月30日)

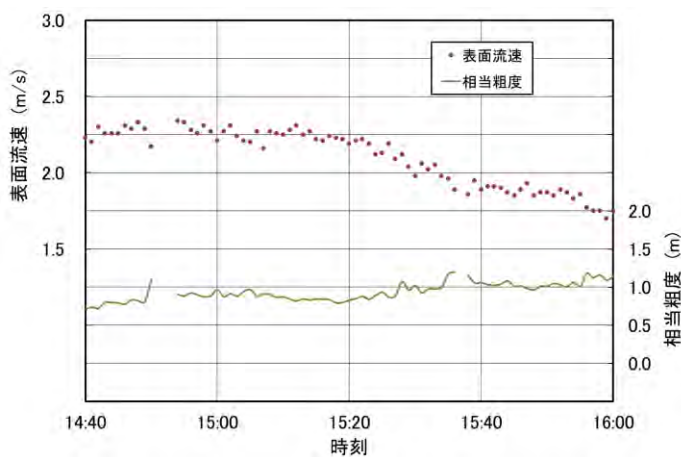


図 3. 2. 36 表面流速の測定値と相当粗度の推定値

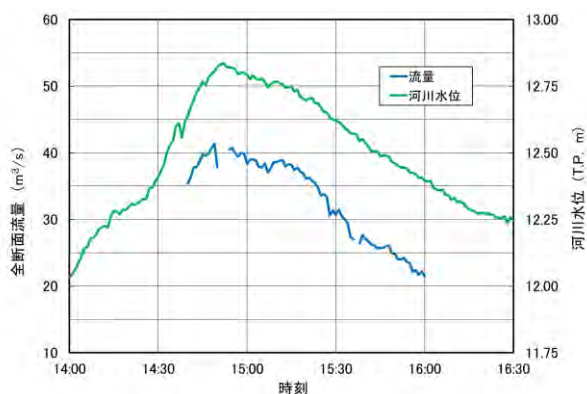


図 3.2.37 河道の全断面流量の推算結果

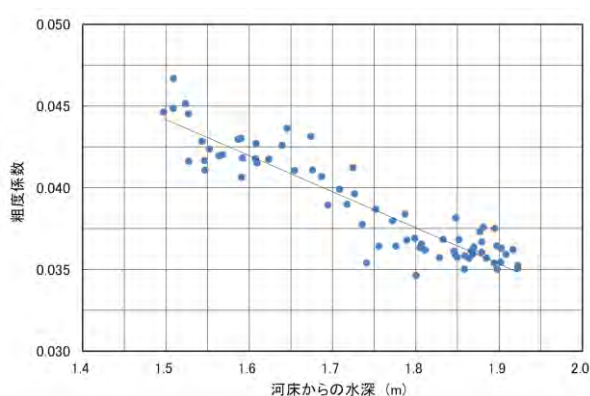


図 3.2.38 水深変化に対する粗度係数の値の変動

$$Q = \int_0^B q dy = \frac{B}{N} \sum_{i=1}^N q_i = \frac{B}{N} \sum_{i=1}^N H_i u_{mi} \quad (3.2.7)$$

ここに、 B : 河道を横断方向に N 個に分けた小区間の幅である。

図 3.2.36 に示した流心部での表面流速と相当粗度の値、そして河床の横断測量から得られる水深分布を用い、式(3.2.6)、(3.2.7)によって求めた河道断面の洪水流量ハイドログラフが図 3.2.37 である。流速観測を行った時間帯（図中の 14:40～16:00）で、河道流量が水位変化に呼応して変動する様子を見ることができる。

この流量変化に対し、Manning 則を適用して粗度係数を逆算したところ、図 3.2.38 に示すような $n = 0.035 \sim 0.045$ 程度の数値を得た。今回対象とした河道は砂質河床でありながら灌木等の植生も見られることから、ほぼ妥当な値であると考えられる。

(5) 結論

降雨に対し急激な出水応答を見せる都市河川において、可搬型の電波流速計を用いて洪水流量の評価を試みた。電波流速計は洪水時の流速を安全かつ迅速に測定できるものの、表面流速しか測定できないという問題に対して、水理的観点から、河道の全断面流量を推算する手法を提案した。

ここでは流心部のみで観測を行う場合を想定し、「河床が横断方向に一様」との仮定を置いているが、河床状況が複雑な河道では横断方向に表面流速の観測が必要となる。その場合は式(3.2.5)によって各観測地点の相当粗度を求め、式(3.2.6)、(3.2.7)を用いることになる。

最後に、今回は小規模な出水を試行的に観測したに過ぎないので、今後、水災上問題となるような規模の豪雨についても観測を進め、都市河川における水位 - 流量曲線の評価に繋げていきたいと考えている。

3.2.5 豪雨を受け止める透水性舗装の水理特性の評価 —粗粒媒体の非線形透水法則—

(1) 研究の背景と目的

近年、都市化した流域において局地的豪雨に伴う水害が頻発し、市街地の湛水や都市河川の氾濫・溢水を防ぐために雨水流出を抑制する施策の重要性が高まっている。流出抑制方策の一つとして透水性アスファルト舗装があるが、瀝青材料自体が夏季の高温下で流動性をもつため、透水機能の持続性に課題が残る。これに代わる舗装としてポーラスコンクリート（以下 POC と略称）が提案され、市街地での施工事例も増加している¹⁴⁾。

POC は碎石を粗骨材としてモルタルペーストで結合したコンクリートである。連続した粗大空隙により高い透水性をもつと考えられるが、導入に際してその定量的評価が必要となる。POC の透水性評価には日本コンクリート工学会より透水試験法のガイドラインが示されているが¹⁵⁾、見かけの浸透流束（いわゆるダルシー流速）が動水勾配に比例する線形ダルシー則を前提としたものとなっている。しかし、一般に粗大空隙では流れが乱流となるため、粗粒媒体の透水法則には非線形性が現れる可能性がある^{16), 17)}。すでに浅野ら¹⁸⁾や夏目ら¹⁹⁾は種々の POC 供試体について透水試験を行い、浸透流速が動水勾配に比例しないことを確認している。さらに原田ら²⁰⁾はその試験結果をもとに、不透水斜面と POC 舗装斜面の雨水流出特性の差異について数値解析を試みているが、基本となる非線形透水法則には更なる検証が求められた。

POC に代表される粗粒媒体の透水法則については、問題自体が古典的なテーマでもあるため、多くの既往の研究がある。例えば、武内²¹⁾は透水現象を微視的に捉え、空隙特性と平均流速との関係を検討している。神野²²⁾は浸透層内の流れを円柱間の流れとしてモデル化し、Navier-Stokes 方程式を数値解析することで層流から乱流への遷移領域の性状について考察している。最近の研究では、Abbood²³⁾が非線形透水現象における摩擦損失係数について理論的定式化を試みている。また、吉岡・登坂²⁴⁾は多孔体中の非ダルシー流れに関する既往研究を取りまとめている。同様に、Bakhtiarian²⁵⁾は既往の研究をレビューするとともに、単一の粗粒土について浸透流束と動水勾配の非線形関係を実験的に検討している。

これら多くの研究を踏まえても、多孔質媒体の粗粒化に伴う透水法則の変化過程は十分に解明されていない。すなわち種々の流れ条件のもとで、粗粒媒体における透水法則がどのような水理的機構によって非線形性を帯びるのか、粒径と透水法則の非線形性はどのような関係にあるのかについて普遍的な見解は得られておらず、上述のように例えば POC に対しても透水性評価に混乱を来している状況にある。そこで本研究では、POC の透水法則を明らかにする前段階として、理想的な均一粒径のガラス球を対象に詳細な定水位透水実験を行い、その結果に基づく水理学的検討により、粗粒媒体での透水法則の非線形性の形成機構について考察を行った。

(2) 定水位透水実験の概要と精度向上の試み

a) 実験の概要

今回の透水実験では、細粒から粗粒まで6種類(平均粒径 $d_m = 0.12 \text{ mm}$, 0.43 mm , 1.2 mm , 2.0 mm , 4.3 mm , 7.1 mm)のほぼ均一な粒径のガラス球((株)東新理興製, 密度 $\rho = 2.5 \text{ g/cm}^3$)を対象とした。使用した実験装置は, 図 3.2.39 に示すように低水槽と高水槽で循環系を作り, 供試体モールドを入れた越流水槽に定常的に水を供給できる構成とした。モールドは JIS で定められた土質試験法の規格品((株)西日本試験機製, 内径 $D = 100 \text{ mm}$, 断面積 $A = 78.54 \text{ cm}^2$, 高さ $L = 127.5 \text{ mm}$)を用いた。なお, 0.43 mm 以下の細粒ガラス球では, 粒子の流出を防ぐフィルター材として 1.2 mm のガラス球を上下 5 mm ずつ敷いた。

越流水槽における測定諸量を図 3.2.40 に示す。供試体高さ l に対し図中の水位差 Δh を変えることによって動水勾配 $i = \Delta h / l$ を設定し, 流出流量 Q をメスシリンダーで測定した。流量を供試体断面積 A で除することにより, 見かけの浸透流束 $q = Q / A$ が求められる。

浸透流のレイノルズ数 Re には浸透流束 q を用いる場合と空隙中の実流速 u を用いる場合がある。しかし, 実際の空隙内径は粒子径より小さく, しかも空隙は屈曲していて流路長は供試体長よりも長いことから, 浸透流束 q を空隙率 n で除すだけで空隙流速 u を求めることは適切とは言えない。そこで本研究では, 浸透流束 q と平均粒径 d_m ,

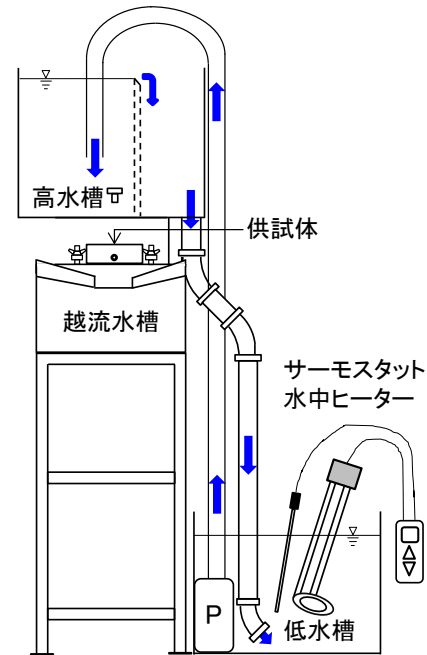


図 3.2.39 定水位透水実験装置の構成

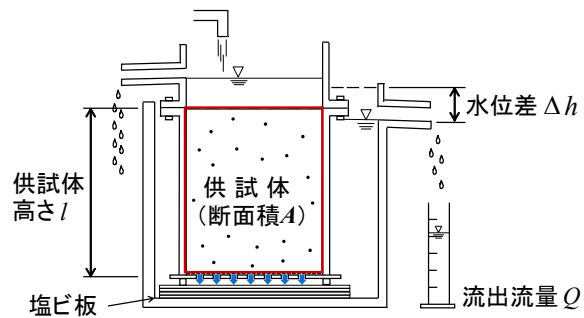


図 3.2.40 越流水槽における測定諸量

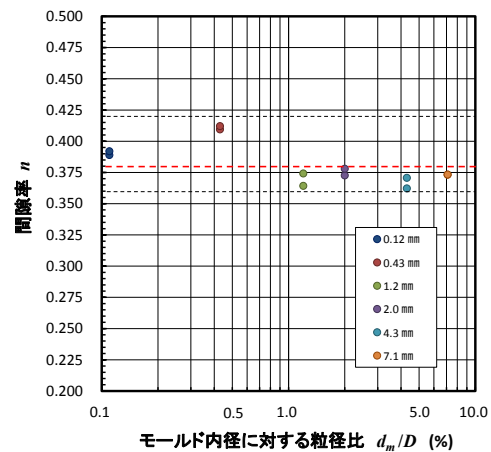


図 3.2.41 粒径に対する空隙率の変化

動粘性係数 ν を用いた見かけのレイノルズ数：

$$Re = \frac{q d_m}{\nu} \quad (3.2.8)$$

を使用して流れの状態を判断することにする。

b) 実験精度向上のための工夫

モールドへのガラス球の充填は、媒体への気泡侵入を避けるため水中で行い、モールド側面をゴム製ハンマーで 200 回打撃することで様な構造になるよう配慮した。動水勾配 i の設定にあたっては、緩勾配を含む幅広い勾配に対応するため、モールドの下に薄い塩ビ板を重ねることで $i=0.08 \sim 0.6$ の最大 19 段階の動水勾配を設定した。流出流量は一つの動水勾配において 5 回測定し平均値を採用した。さらに、動水勾配を下から段階的に増加させるケースと上から徐々に減少させるケースを実施した。

動水勾配を変える際のモールドの揺れや実験中の透水力により粒子配列が変化する可能性が捨てきれないため、動水勾配を変化させる一連の実験の開始時と終了時に供試体高さをノギスを用いて確認するとともに、供試体に与える上下流の水頭差を毎回 0.1 mm 単位で測定した。

なお、水温の管理については、低水槽にサーモスタット付きヒーターによって $T=20^{\circ}\text{C}$ に設定し、上下 2 つの水槽の水温をデジタル温度計で確認した。

c) 粒径の増大に伴う「壁効果」の影響について

供試体モールドに粒子を充填する場合、モールドの壁面近くで空隙が大きくなる現象、いわゆる「壁効果」が発生する。この現象は粒子径がモールド内径に対して相対的に大きくなるにしたがい顕在化する可能性がある。浸透水が多孔体内部よりも壁面近くの粗大空隙を通過するとすれば、浸透流束は媒体の透水性を代表する値とは言えない。そこで壁効果の影響の有無を調べるため、6 種類の粒径における間隙率を比較した。図 3.2.41 は、モールド充填前に測定したガラス球の質量と充填後の供試体体積から計算した間隙率 n を示したものである。間隙率は 0.36 ~ 0.42 の間で変動しているが、粒径の増大に対する増加傾向は認められず、平均値は $n=0.38$ である。これは、均等粒子の最密菱面体充填 0.260 と、最も緩い単純立方充填 0.476 の中間の正斜方充填²⁶⁾に近い状況にあり、壁効果の影響は事実上ないものと考えられる。

(3) 非ダルシー流れに対する非線形透水則の表現

a) 細粒媒体における線形ダルシー則の確認

実験では、細粒～粗粒の 6 種類のガラス球に対し種々の動水勾配を設定し、流れのレイノルズ数 Re を確認しつつ、浸透流束 q と動水勾配 i の関係を評価した。

一般に細粒媒体では、空隙内の流れが層流のとき、

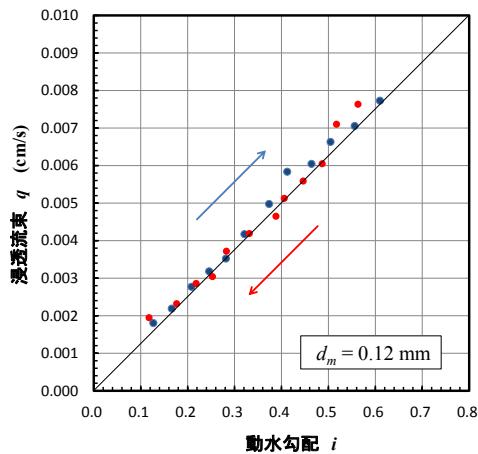


図 3.2.42 細粒媒体の実験結果の例

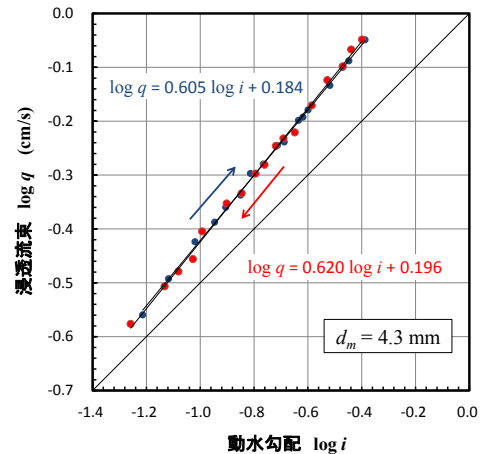


図 3.2.43 粗粒媒体の実験結果の例(両対数表示)

$$\text{線形ダルシー則：} \quad q = Ki \quad (3.2.9)$$

が成立する。図 3.2.42 は細粒媒体の一例として $d_m = 0.12\text{mm}$ のガラス球について透水実験結果を示したものである。動水勾配を $i = 0.08$ から $i = 0.6$ まで上げた過程(青)と、逆に下げた過程(赤)のプロットは直線状に重なっており、実験結果の再現性が確認できるとともに、透水係数 $K = 0.012\text{cm/s}$ で線形ダルシー則の成立することが確認できる。

b) 粗粒媒体における非線形透水法則の表現

粗粒の多孔質媒体における乱流状態での非線形透水法則としては、次の関係式がこれまでに提案されている¹¹⁾。

$$\text{Forchheimer 型：} \quad q = a + bq^2 \quad (3.2.10)$$

$$\text{または, Izbash 型：} \quad q = Ki^m \quad (3.2.11)$$

ここに、 a 、 b および K' 、 m は定数である。

ちなみに、今回の実験のうち、粗粒媒体の例として $d_m = 4.3\text{mm}$ のガラス球についての実験結果を両対数表示すると図 3.2.43 が得られる。図中のプロットは傾き 0.6 の直線状に並んでおり、このことは、この粗粒ガラス球の浸透流束 q と動水勾配 i の関係が式(3.2.11)の両対数変換式：

$$\log q = m \log i + \log K' \quad (3.2.12)$$

に $m = 0.6$ として適合することを意味している。よって本論では、幅広い粒径範囲における非線形透水則の表現として、式(3.2.11)を採り上げることにする。線形ダルシー則が成立する細粒媒体では $m = 1$ として表わされる。

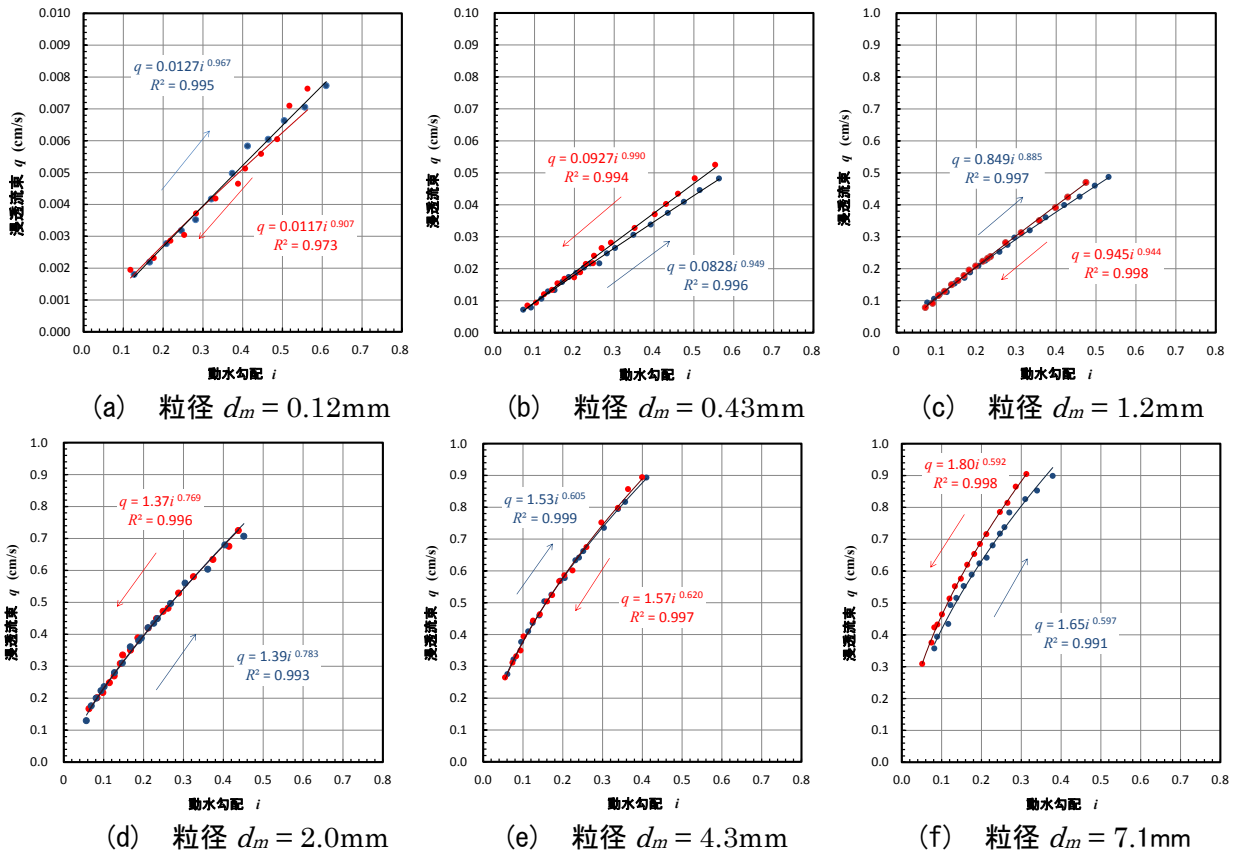


図 3.2.44 6 種類の媒体における浸透流束と動水勾配の関係

(4) 粒径の増大に伴う透水法則の変化

細粒から粗粒にわたる透水実験の結果を図 3.2.44 に示す。図中に併記した曲線の回帰係数はほぼ $R^2 > 0.99$ であり、式(3.2.11)が実験結果によく適合していることが分かる。

粒径 d に対する式(3.2.11) の定数 (K' , m) の変化を示したものが図 3.2.45 である。これによると、粒径の増大につれて K' 値は急激に増加、 m 値は徐々に減少している。特に細粒で 0.95 前後であった m 値が粗粒では 0.6 以下にまで低下し、粒径の増大に伴って透水法則に非線形性が強まる様子が明瞭に認められる。

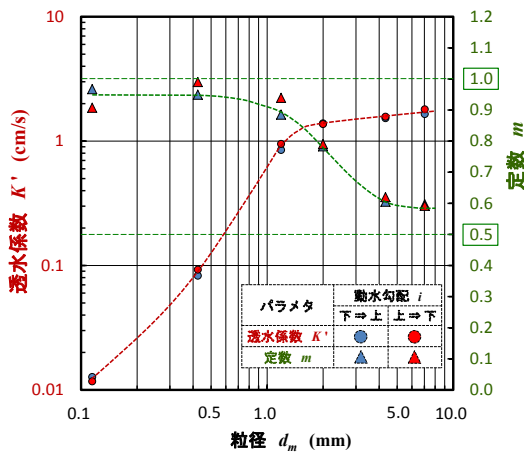


図 3.2.45 6 種類の粒径における (K' , m) の実験結果

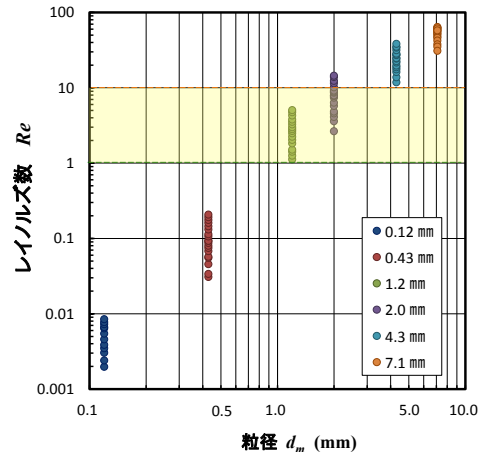


図 3.2.46 左図の各実験時のレイノルズ数

各粒径における見かけのレイノルズ数 Re を図 3.2.46 に示す。一般に流れが $Re=1\sim 10$ を過ぎると層流から乱流に遷移することが知られている³⁾。本実験では $d_m=1.2\text{ mm}$ のケースがその境界付近に相当する。図 3.2.45 を見ると、 m 値は $d_m=1\sim 4\text{ mm}$ の間で急激に低下しており、この領域で流れの構造が大きく変化しているものと推察される。

(5) 透水法則の非線形性に関する水理学的理解

a) 層流および乱流における空隙流速の表現

粒径の増大に伴う K' および m 値の変化過程について、水理学的な視点から理論的考察を試みる。ここでは多孔体中の屈曲した空隙を平均内径 d の細管群と見なすことにする。まず、細管流れにおける力の釣り合いにより、流水中のせん断応力 τ_o と摩擦速度 U_* は次式で表わされる。

$$\tau_o = \frac{d}{4} \left(\rho g \frac{\Delta h}{l_p} \right) \quad \therefore U_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{\frac{gd}{4} \left(\frac{\Delta h}{l_p} \right)} \quad (3.2.13)$$

ここに、 l_p : 屈曲した管路長、 Δh : ピエゾ水頭差である。

層流の場合、流れは Hagen-Poiseuille の法則に従うと考えられ、せん断応力 τ_o に対する Newton の粘性法則¹⁷⁾ に基づき積分すると、細管内の平均流速 u_m は

$$u_m = \frac{d^2}{32} \frac{\rho g}{\mu} \left(\frac{\Delta h}{l_p} \right) \quad (3.2.14)$$

すなわち、層流では動水勾配に比例することが分かる。

一方、流れが完全な乱流の場合、細管壁面から距離 z に対する流速分布 $u(z)$ は次式で表わされる¹⁷⁾。

$$\frac{u(z)}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{k_s} + A_r \quad (3.2.15)$$

ここに、 A_r : 実験定数、 κ : Karman 定数、 k_s/d : 壁面の相当粗度である。細管内の平均流速 u_m を求めるため、上式を半径方向に積分して管路断面積 $\pi d^2/4$ で割ると、

$$u_m = \left(A_r - \frac{1.5}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{d}{2k_s} \right) U_* \quad (3.2.16)$$

が得られ、式(3.2.13)を合わせると次式となる。

$$u_m = C \sqrt{\frac{gd}{4}} \left(\frac{\Delta h}{l_t} \right)^{1/2}, \quad C = A_r - \frac{1.5}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{d}{2k_s} \quad (3.2.17)$$

すなわち、乱流での平均流速は細管中の動水勾配の 1/2 乗に比例することが理解される。なお、上記の展開で用いた空隙内径 d は、平均粒径 d_m と下記の関係²⁷⁾ にあり、空隙率 $n = 0.38$ の場合、 $d = 0.41 d_m$ となる。

$$d = \eta d_m = \frac{2}{3} \frac{n}{1-n} d_m \quad (3.2.18)$$

b) 多孔質媒体としての浸透流束の表現

屈曲した細管が集まって、空隙率 n を定義可能な最少代表体積 REV をもつ多孔質媒体を構成している状態を考える。このとき、流体が長さ l_p の細管を通る流下時間 t と、長さ l の媒体を透過する時間 t は同じでなくてはならないので、次式が成立する。

$$t = \left(\frac{l_p}{u_m} \right)_{\text{pore}} = \left(\frac{l}{q/n} \right)_{\text{REV}} \quad (3.2.19)$$

これを媒体の浸透流束 q について変形すると、

$$q = \frac{n u_m}{l_p/l} = \frac{n}{\varepsilon} u_m, \quad \varepsilon = \frac{l_p}{l} \quad (3.2.20)$$

ここに、 ε : 空隙の屈曲度であり、幾何学的表現による定数として、 $\varepsilon = 2^{0.5} \sim 3^{0.5} (\doteq 1.50)$ との報告¹⁵⁾ がある。式(3.2.20)に層流および乱流での空隙流速式(3.2.18)および式(2.2.17)を代入すると、層流での浸透流束は

$$q = \frac{n d^2}{\varepsilon 32} \frac{\rho g}{\mu} \left(\frac{\Delta h}{l_p} \right) = \frac{n}{\varepsilon^2} \frac{d^2}{32} \frac{g}{\nu} \left(\frac{\Delta h}{l} \right) \quad (3.2.21)$$

ここで $K = \frac{n}{\varepsilon^2} \frac{d^2}{32} \frac{g}{\nu}$, $i = \frac{\Delta h}{l}$ とおくと $q = Ki$ となる。

一方、乱流の場合は次式のように導かれる。

$$q = C \frac{n}{\varepsilon} \sqrt{\frac{gd}{4}} \left(\frac{\Delta h}{l_p} \right)^{1/2} = C \frac{n}{\varepsilon^{3/2}} \sqrt{\frac{gd}{4}} \left(\frac{\Delta h}{l} \right)^{1/2} \quad (3.2.22)$$

ここで $K' = C \frac{n}{\varepsilon^{3/2}} \sqrt{\frac{gd}{4}}$ とおくと、乱流での浸透流束は非線形透水則 $q = K' i^{1/2}$ と表わされる。

c) 理論解に基づく浸透流束の試算

層流および乱流での理論式(3.2.21), (3.2.22)を用いて、各粒径 d_m における浸透流束が動水勾配に対してどのように変化するかを試算してみる。諸定数は上述の通り $n = 0.38$, $\varepsilon = 1.50$, $\eta = 0.41$, $g = 980 \text{ cm/s}^2$, $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ とする。未知定数 C については仮の値として $C = 1.00$ と設定してみる。

図 3.2.47 は $d_m = 0.12 \text{ mm}$, 1.2 mm , 4.3 mm の場合の浸透流束の計算結果である。細粒の場合(a)では、層流の式(3.2.21)が実験値をよく再現しているが、式(3.2.22)では例えば $i = 0.1$ のとき $q = 0.072 \text{ cm/s}$ となり、図の範囲から外れている。一方、粗粒の場合(c)では式(3.2.21)はまったく合わず、乱流の式(3.2.22)が高い適合性を示している。さらに中間の粒径(b)では、データ群は両式の間で勾配となっている。

これらの結果を受け、式(3.2.21), (3.2.22)を用いて各粒径 d_m での定数 (K' , m) の評価を試みる。すなわち $d (= \eta d_m)$ に対し、動水勾配 i を増加させて浸透流束 q を求め、見かけのレイノルズ数 Re を計算する。 Re が限界値 Rec を超えた場合に層流から乱流に切り替わるとの仮説を立て、次式によってその粒径での定数 K' と m を求めてみる。

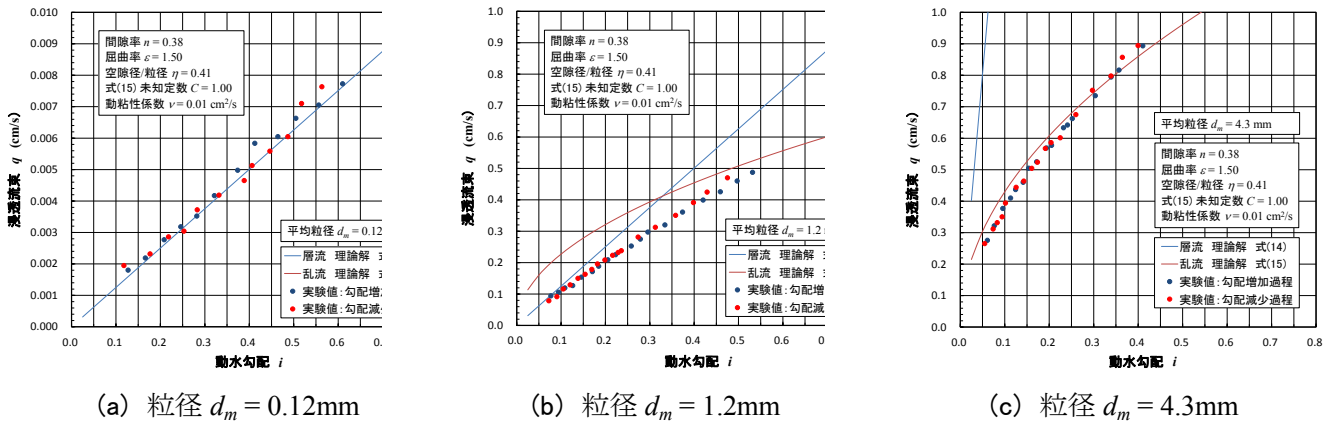


図 3.2.47 理論解(3.2.21), (3.2.22)に基づく浸透流束の試算結果

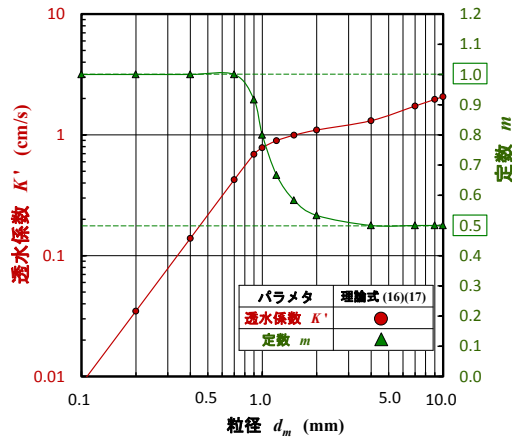


図 3.2.48 評価式(3.2.23)(3.2.24)に基づく定数(K' , m)の試算結果

$$K' = \alpha \times \left(\frac{n}{\varepsilon^2} \frac{d^2}{32} \frac{g}{\nu} \right) + (1 - \alpha) \times \left(C \frac{n}{\varepsilon^{3/2}} \sqrt{\frac{gd}{4}} \right) \quad (3.2.23)$$

$$m = \alpha \times 1.0 + (1 - \alpha) \times (1/2) \quad (3.2.24)$$

ここに、 α : 設定した段階数の動水勾配 i の中で $Re < Rec$ となる i の割合である。すなわち、すべての動水勾配で層流であった場合は $\alpha = 1$ 、すべて乱流であった場合は $\alpha = 0$ となる。一例として $Rec = 3.0$ と設定し、各粒径に対して求めた定数 (K' , m) と粒径 d_m の関係が図 3.2.48 である。粒径が大きくなるにつれて K' が増大する一方、 m 値は細粒では 1.0、 $d_m = 1.0$ mm 付近で急激に低下し 0.5 に漸近している。これは実験による図 3.2.45 の変化と類似し、上記の理論展開の妥当性を裏付ける結果といえる。今後、式(3.2.23)、(3.2.24)に層流から乱流への遷移領域を考慮することにより、再現性はいっそう高まる可能性がある。

(6) 結論

細粒から粗粒の媒体における透水法則について詳細な透水実験を行ったところ、粒径の増大とともに浸透流束と動水勾配の間に明確な非線形性が現れ、両者の関係は $q = K' i^m$ の形式で表現できることが確認された。さらに、上式の定数 (K' , m) がもつ意味や流れ構造との係わりについて水理学的な検討を行い、層流および乱流状態での浸透流束の理論解を定式化した。浸透流束の理論解は実験データの変化と十分に符合し、粒径に対する非線形透水則の定数の挙動を説明できる結果が得られた。今後は、今回得られた理論解をもとに、混合粒径の粗粒媒体である POC の透水法則を明らかにする必要がある。

3.2.6 激化する豪雨に対する流出抑制対策の提案 —POC 舗装の流出抑制効果の評価—

(1) 研究の背景とお目的

近年、局地的豪雨に伴う市街地の湛水や都市河川の氾濫・溢水を防ぐために、雨水流出を抑制する施策の重要性がますます高まっている。流域における流出抑制方策の一つとして透水性アスファルト舗装があるが、アスファルト舗装は熱に弱く耐久性が低いため、ポーラスコンクリート（POC）を用いた透水性舗装が注目されている。POC は碎石をモルタルペーストで結合したもので、連続した粗大空隙により高い透水性をもつ。これにより POC 舗装は相当な強雨であっても地中に浸透させ、地表面から雨水を消し去る能力を備えている。しかしながら、透水性が高いがゆえに舗装内に浸透した水は速やかに排水路へ流出する可能性があり、河川への雨水流出抑制対策としては十分に機能しないことが危惧される。本研究では、POC 舗装の雨水浸透能力および下流への流出過程を確かめるため、大型 POC 槽に人工降雨装置を設置して雨水の浸透・流出実験を行うとともに、POC 中の浸透流について非線形透水法則⁷⁾を考慮した水理解析を実施し、実験結果の検証を行なったので報告する。

(2) 大型 POC 槽を用いた雨水流出実験

a) 実験装置の構成

実験には三重大学工学部建築学科に設置されている大型 POC 実験槽を使用した（図 3.2.49）。POC 槽は長さ 4.18m×幅 0.9m×層厚 0.4m であり、6 号碎石を用いて水平基盤上に製作されている。POC 面全体に降雨を与えるため人工降雨発生装置を製作・設置した。降雨装置は 16 個のノズルから水を霧状に噴出させるもので、ノズル高さを 5cm ピッチで変えられる構造とした。POC 槽からの流出流量は、下流端に受水板を設けて集水し、三角堰を用い測定した（図 3.2.50）。三角堰は測定精度を高めるため 20° の鋭角とし、磁歪式精密水位計により越流水深を測定した。

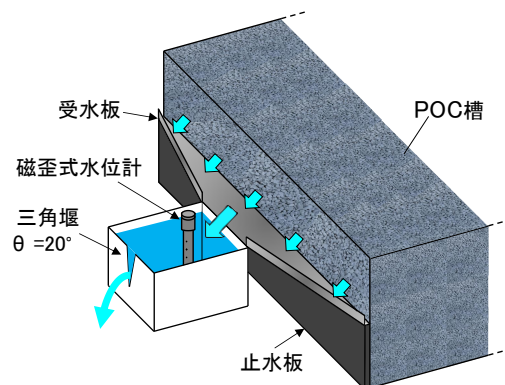
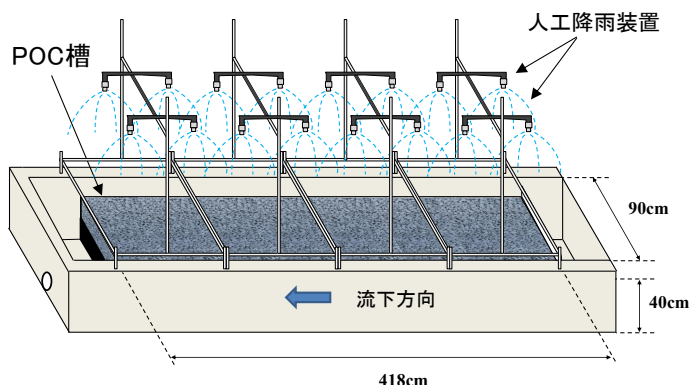


図 3.2.49 大型 POC 槽を用いた雨水流出実験装置の構成

図 3.2.50 下流端における流量測定手法

b) 人工降雨発生装置の検証

実験を行うに当たり、人工降雨装置の精度検証として、ノズルから噴出される降雨分布の一様性を調べた。具体的には 1.1cm 角の透明なマス 304 個を POC 槽上に並べ、個々のマスへの水量を測定した。ノズル高さや降雨強度を種々変化させて一様に降る組合せを決定した。図 3.2.51 は一例として、ノズル高さ 96 cm，降雨強度 $r=253$ mm/hr で降らせた時の雨量の空間分布を示す。図 3.2.52 は各マスの相対雨量の頻度分布であり、標準偏差は 0.227 である。ノズル下で強く降り周辺で弱い傾向はあるものの、全体的には偏ることなく一様に降っていると見なすことができる。

c) POC 槽への雨水浸透ならびに流出現象

POC 槽の水理条件として、上流端に止水壁を設置して不透水条件とし、下流端には高さ 0.2 m の越流壁を設置、槽全体の初期水深を 0.2 m すなわち水平水面にして、降雨の浸透水を越流流出させる形式とした。降雨強度と降雨継続時間の異なる 2 種類の降雨 (RUN1 : $r=253$ mm/hr, RUN2 : $r=203$ mm/hr) を与えた場合の POC 槽からの単位幅当りの流出量を図 3.2.53 に示す。図によると、降雨開始後 60~90 秒遅れて流出が始まるが、その後は急激に流量を増加させ、約 500 秒後には降雨量に応じた定常状態となっている。流量の立ち上がりまでの遅れ時間は、POC 表面に落ちた雨水が水面まで POC 中を降下する時間と、流出水が

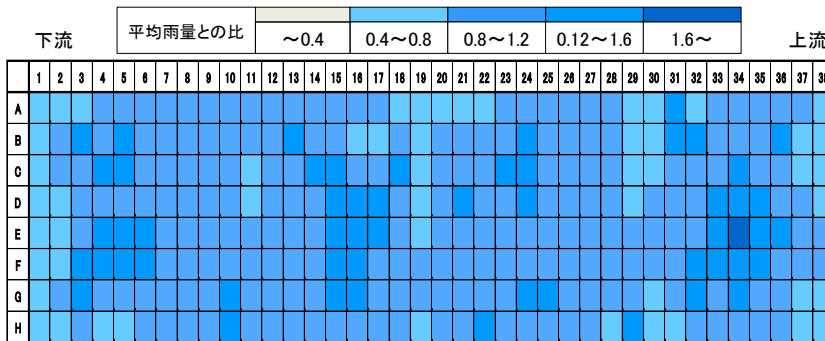


図 3.2.51 人工降雨装置による雨量の空間分布 (平均降雨強度 $r=253$ mm/hr)

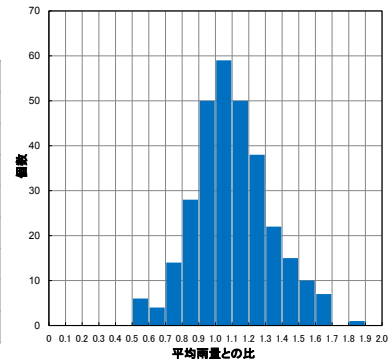


図 3.2.52 各マスの雨量の頻度分布

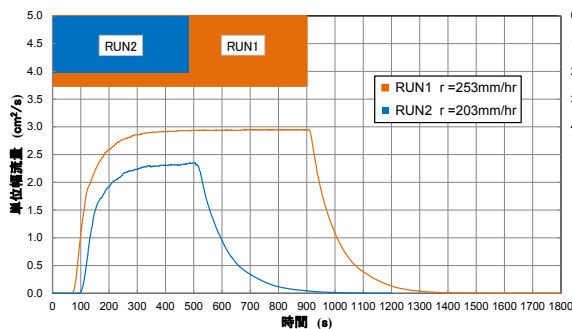


図 3.2.53 POC 槽からの流出流量の実験結果

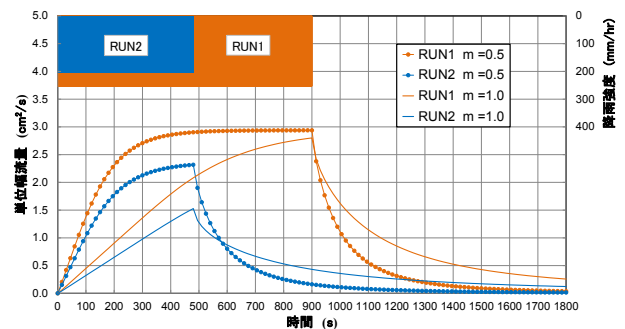


図 3.2.54 非線形透水則に基づく水理解析結果

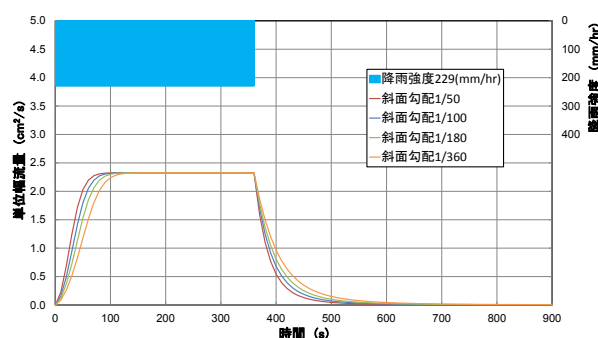
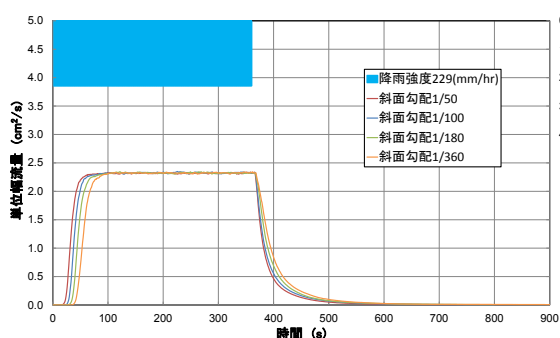


図 3. 2. 55 不透水斜面からの流出流量の実験結果 図 3. 2. 56 Kinematic Wave 法による水理解析結果

三角堰を越流するのに要する時間の合計と思われる。

降雨終了後の流量は速やかに低減し、500 秒後には排水がほぼ終了している。こうした POC 槽への雨水浸透および流出現象について、水理モデルを構築しその再現性を検討する。

(3) POC 槽からの雨水流出に関する水理解析

POC 槽中の浸透流に Dupuit-Forchheimer の準一様流の仮定¹⁷⁾ が成立ち、浸透流速 v は非線形透水則で表わされるものとする、流下方向 x の流れの連続方程式および単位幅流量 q は次式で表わすことができる。

$$n_e \frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial x} + r \quad (3.2.25)$$

$$q = hv = -hK' \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z^*}{\partial x} \right)^m = -hK' \left(\frac{\partial h}{\partial x} - S_0 \right)^m \quad (3.2.26)$$

ここに、 n_e : POC 槽の有効空隙率、 r : 降雨浸透強度、 K' 、 m : 非線形透水則に係わる係数、 h : 浸透流の水深、 z^* : 基盤高さ、 S_0 : 基盤の x 方向勾配 (> 0) である。数値計算は上式を差分展開し、陽解法によって行った。

解析に当たり、POC 槽の実験状況に合わせて $K' = 7.0 \text{ cm/s}$ 、 $m = 0.50$ 、 $n_e = 0.25$ 、 $S_0 = 0.0$ (水平) と設定し、実験時と同じ降雨強度を与えて求めた流出流量を図 3. 2. 54 に示す。図 3. 2. 53 と比較して明らかなように、解析結果は降雨開始直後から流量増加が始まっており、一定値への漸近過程を含めて実験結果と異なっている。一方、降雨終了後の流量低減過程は良い再現性を示していることから、今回の解析モデルは POC 槽の流れは評価できているものの、降雨の開始・終了が POC 槽内の水面に到達するまでの時間遅れが表現できていないと考えられる。

なお、図中には線形ダルシー則が成立する砂礫層等のケース ($m = 1.0$) の解析結果も記載した。流出流量の変化ははるかに緩やかになり、実験値とは大きく異なっている。これと比較すると、POC 槽は砂礫層よりはるかに高い排水機能をもち、浸透した雨水は速やかに排水されるものと推察される。

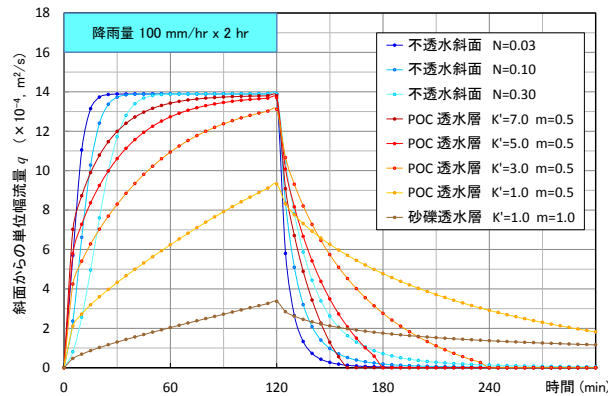


図 3. 2. 57 水理モデルによる雨水流出特性の比較解析

(4) POC 舗装の雨水流出抑制効果の評価

都市化に伴う表面流出の増大に対処するため、POC 舗装がどの程度の流出抑制効果をもつか、不浸透面と POC 舗装両者の水理モデルを用いて比較検討する。

a) 不浸透面における雨水流出モデル

不浸透斜面上を流れる雨水流は、等価粗度法²⁹⁾により次の基礎式で扱われるのが一般的である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r, \quad q = \alpha h^{m'} \quad (3.2.27)$$

ここに、 h は斜面流れの水深、 q は単位幅流量、 r は単位面積当りの降雨強度である。斜面の等価粗度と斜面勾配をそれぞれ N, S_0 とすると、 $\alpha = (1/N) S_0^{1/2}$ 、 $m' = 5/3$ である。数値計算は差分法によって行った。

式(3.2.27)に基づく水理解析の有効性を確認するために、前述の人工降雨装置の下に不透水斜面（長さ 3.66m、幅 0.92m）を設置し、雨水流出流量を測定した。斜面は合板製で防水塗料が塗布されており、等価粗度は $N = 0.03$ とした。降雨強度を $r = 229$ mm/hr、斜面勾配を $S_0 = 1/50, 1/100, 1/180, 1/360$ の 4 段階に設定した場合の実験結果を図 3. 2. 55 に、同じ条件に対する水理解析結果を図 3. 2. 56 に示す。実験値では、斜面勾配を変化させることで流出量の増加の傾きにわずかな差異が認められるが、比較的短時間で一定流量に到達している。こうした傾向は解析結果でも同様で、両者の整合性は高いといえる。ただし図 3. 2. 53 と同様に、流出の立ち上りまでの遅れ時間は再現できていない。斜面末端からの流出水が堰を越流するのに要する時間が係わっている可能性が考えられる。

b) 不浸透面と POC 舗装の流出特性の比較

実験を通して検証された不浸透斜面と POC 舗装のそれぞれに対する水理モデルを用い、両者の雨水流出特性の比較を試みる。対象として公園や商業施設等に設けられる大規模駐車場を想定し、不浸透面を POC 舗装に変更した場合の流出抑制効果の評価を試みる。駐車場は長さ 50 m、勾配 $S_0 = 1/200$ とし、不浸透面の粗度係数は幅をもたせて $N = 0.03, 0.10, 0.30$,

POC 舗装の水理定数にも幅をもたせ $K' = 7.0, 5.0, 3.0, 1.0$ cm/s, 他は前述の実験と同じ諸元： $m = 0.50, n_e = 0.25$ とする。比較のために、線形ダルシー則の成り立つ砂礫層 ($K' = 1.0$ cm/s, $m = 1.0, n_e = 0.30$) についても記載した。

図 3.2.57 は、降雨強度をゲリラ豪雨として起こりうる値 $r = 100$ mm/hr に設定した場合の斜面下流端での単位幅流出量の時間変化である。図から分かるように、砂礫層等の自然地盤をアスファルト舗装等によって不透水化する場合、流出は降雨に対して直ちに応答し、短時間に降雨強度に等しい値に到達している。一方、透水性の POC 舗装を用いることで、流出応答は緩やかになるが、水理定数によっては速やかな流出となる。特に実験での同定値 $K' = 7.0$ cm/s の場合、透水性舗装として期待される効果は得られない可能性がある。

(5) 結語

大型 POC 槽および不透水斜面について人工降雨による流出実験を行い、水理モデルの有効性を検証するとともに、具体的な豪雨を対象に流出特性の違いを比較検討した。その結果、POC 舗装は浸透能力が高いものの、雨水流出抑制効果には限界があることが明らかとなった。今後は、現象の再現性を高めるように水理モデルを改良することに加えて、POC 舗装の流出抑制効果を高める技術的方策を検討する予定である。

謝辞

本実験の遂行に当たり、三重大学コンクリート工学研究室および名城大学水工学研究室の諸氏に協力を得た。ここに記して謝意を表する。

3.2 の参考文献

- 1) (株)ウェザーニューズ：2013 年の夏の“ゲリラ雷雨”傾向の中間まとめ、朝日新聞デジタル、2013 年 8 月 21 日。
- 2) 藤部文昭：「都市の気候変動と異常気象 一猛暑と大雨をめぐって一」、pp.118-121, 朝倉書店, 2012.
- 3) 国土交通省・国土技術政策総合研究所：X バンド MP レーダに関する技術研究開発成果発表会 資料-2, 2013.
- 4) 高橋博(編)：「豪雨・洪水防災」, 407p., 白亜書房, 1987.
- 5) 青木謙治(監訳)：「地球統計学」, pp.40-44., 森北出版, 2003.
- 6) Brass, R.L. and Rodriguez-Iturbe, I. : Random Functions and Hydrology, pp.412-424, Addison-Wesley Pub., 1985.
- 7) Journel, A.G. and Huijbregts, Ch.J. : variogram with hole effect, Mining Geostatistics, pp.168-171, Academic Press, 1978.
- 8) 吉野文雄：「レーダ水文学」, pp.78-79, 森北出版, 2002.

- 9) 原田守博・羽澄貴史：X バンド MP レーダ情報に基づく局地的短時間豪雨の雨域性状の確率論的評価，土木学会論文集 B1(水工学) Vol.70, No.4, I_511-I_516, 2014.・羽澄：水工学論文集，Vol.58, 2014.
- 10) 例えば，細井正延・杉山錦雄：水理学，pp. 86-94，コロナ社，1997。
- 11) 国土交通省河川局：中小河川における局地的豪雨対策 WG 報告書，平成 21 年 1 月。
- 12) 稲垣達弘ほか：十勝川千代田実験水路における各手法別の流量観測，河川技術論文集，Vol.17, 2011。
- 13) 例えば，細井正延・杉山錦雄：水理学，pp.193-194，コロナ社，1997。
- 14) 中川 武・松村 豪・畑中重光：都市型水害防止に資する貯水・排水型の高機能舗装工法，建設機械施工，Vol.66, No.9, pp.77-81, 2014.
- 15) (社)日本コンクリート工学協会：ポーラスコンクリートの設計・施工法の確立に関する研究委員会報告書，pp.182-185, 2003.
- 16) Bear, J.: *Hydraulics of Groundwater*, pp.65-66, McGraw-Hill Inc., ISBN 0-07-004170-9, 1979.
- 17) 高木不折・今本博健・板倉忠興：『水理学の基礎』， pp.35-38, pp.140-141, 技報堂，1982.
- 18) 浅野勇・林田洋一・増川晋・田頭秀和：ポーラスコンクリートを通過する流れの流速と動水勾配の関係，農工研技報，No.210, pp.227-241, 2009.
- 19) 夏目実穂・三島直生・畑中重光：ポーラスコンクリートの透水試験結果に及ぼす測定条件の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集， Vol.36, No.1, pp.1690-1695, 2014.
- 20) 原田守博・夏目実穂・三島直生・畑中重光：ポーラスコンクリート舗装による雨水排除・流出抑制効果に関する基礎的検討，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.71, No.4, I_319-I_324, 2015.
- 21) 武内 等：確率モデルによる多孔体内の流れのシミュレーション，土木学会論文報告集，第 187 号，pp.79-93, 1971.
- 22) 神野健二：数値解析による浸透層内の層流一乱流遷移領域の流れの特性，日本地下水学会誌，第 20 卷，第 3 号，pp.75～88, 1978.
- 23) Abbood D.W.: An analytical model study for flow through porous media, *Proc. of 13th Int'l Water Technology Conference, IWTC 13, Egypt*, pp.873-882, 2009.
- 24) 吉岡真弓・登坂博行：高透水性多孔質体中の非ダルシー流れに関する考察，地下水学会誌，第 52 卷，第 3 号，pp.275-284, 2010.
- 25) Bakhtiarian, A.H., M. Shokri and M. Razmara: A review on non-linear unsteady one dimensional flow in coarse porous media, *Proc. of 6th SASTech 2012, Malaysia*, 2012.
- 26) 川北公夫・津々見雄文：等大球の充填構造，法政大学工学部研究集報，第 5 号，pp.1-4, 1968.

- 27) 神谷浩二・宇野尚雄・松島健之：「空気圧入法」による砂質土の間隙径分布の計測，土木学会論文集，No.541/Ⅲ-35，pp.189-198，1996.
- 28) 内海秀幸：粒状多孔質体に対する新たな屈曲度推定モデル，千葉工大研究報告，No.61，pp.75-84，2014.
- 29) 土木学会：水理公式集，pp.38-39，1999.

3.3 段波状洪水流を制御する透過性砂防ダム群に関する研究（研究担当者：新井宗之）

3.3.1 概説



写真 3.3.1 粘性土石流(中国雲南省)

山地河道における流水の段波状の流下現象において土石流はその代表的な現象である。従来、この土石流の流下現象は、斜面崩壊によりもたらされる河道内での流下現象、あるいは流水の水位上昇によりもたらされる河道内の堆積土砂の静的不安定条件により段波状の土石流がもたらされると考えられている。観測例からもこのような現象があることは多数示されている。一方、近年の長時間豪雨による土砂災害や観測技術の発達等により短時間に多数の土石流サージの流下する現象が確認されている。このような間欠的なサージの流下現象は長時間におよぶことも珍しくない。中国で観測される粘性土石流と呼ばれる間欠的なサージ流下現象では5時間以上に及ぶことも珍しくない^{1), 2)}。(写真 3.3.1 は中国の粘性土石流と呼ばれる間欠的な土石流サージの例である。写真左側手前に 2 つのサージが連続して流下している。右側の写真では手前と奥にサージがある。) また、中国やヨーロッパアルプスで観測される間欠性土石流サージは長時間の豪雨時ばかりでなく通常の豪雨でも発生する。中国の粘性土石流では豪雨とならない降雨で間欠性サージが発生する。また、この土石流サージの流下河道勾配は $3^{\circ} \sim 5^{\circ}$ 程度である。従来の土石流生成機構の考え方ではこのような間欠的な多数の土石流サージが流下すること、また $3^{\circ} \sim 5^{\circ}$ 程度の河道勾配で段波状のサージが流下することを説明することは難しい^{3), 4), 5), 6)}。

この研究ではこれらの間欠的土石流サージ現象が流れの不安定性に基づく現象で一種の転波列であることを明らかにした。清水流の支配方程式に用いられる浅水流運動方程式に対し、清水とは異なる流動機構を有する土石流等、任意の流動モデルを考慮した浅水流運動方程式を用いて転波列としての間欠性土石流(土砂流)生成条件を明らかにした。また、このような不連続水深を有する段波状の土砂流サージを生成する波動方程式を導出した。清水が湛水した領域で生成される波の波動方程式導出に準じた通減摂動法を用いて傾斜水路

上の浅水流の波動方程式を導出した。また、この波動方程式をもとにいろいろな波数の水面擾乱の波形から一つの段波状の波形に変形される過程を波動方程式から明らかにした。さらに、間欠性サージの周期は実験等で一定とはならず不規則性を有しているが、これらの周期の不規則性が波動方程式とその数値計算から必然的に生じることを明らかにした。山地河道では、防災上の観点から透過性砂防ダムが設置されている。これらは中小洪水時の土砂制御や土石流の制御の目的で設置されている。しかし、多数の段波状の土砂流流下現象にどのような特性を示すのかあまり明らかにされていない。ここでは透過性砂防ダムの内、スリット型のダムについてスリットダム構造を有する実験水路により間欠性サージのスリット通過前後における流下特性変化を実験的に明らかにした。実験結果によるとスリット幅 b が水路幅 B との比で $b/B=0.2$ より大きくなり開口部が広くなると波高等の低減効果が小さくなることを明らかにした。間欠的サージのスリット通過において、間欠的に流下するサージにより堰で湛水域が生じ、後続のサージ流入により水域内に波が生成され、水域内への流入流量による堰からの流出と水域内で生成された波とが一体となって堰を流下する現象となる。単純化した物理モデルと粒子法シミュレーションによる検討を行い流下過程の現象を明らかにした。

3.3.2 間欠性段波状サージの生成機構と生成条件

段波状洪水流と間欠性段波状サージとはここでは同じ意味で用いている。土石流は高濃度に土砂を含有する段波状の流下現象であるが、力学的な濃度の範囲等は必ずしも明らかでなく、土砂流の中の高濃度の段波状の流れを指している。また、間欠性土砂流サージと転波列性土砂流サージはほぼ同じ意味であるが、転波列は流れの不安定性に基づく間欠的なサージ現象を指し、単に間欠性サージは転波列を含む間欠的なサージ現象を意味している。土石流は水深が不連続に変化する段波状の流れである。このため段波状土石流と言う表現は通常使用しない。したがって、間欠性段波状サージとは、土石流現象を含む不連続的な水深変動を有する多数のサージ流下現象を意味している。

連続式および運動方程式は

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(Au)}{\partial x} = 0 \quad (3.3.1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \beta u \frac{\partial u}{\partial x} + (1 - \beta) \frac{u}{A} \frac{\partial A}{\partial t} = g \sin \theta - g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{f' u^2}{2R} \quad (3.3.2)$$

ここに、 u : 断面平均流速, A : 流積, g : 重力加速度, θ : 水路勾配, R : 径深, h : 水深, β : 運動量補正係数, f' : 径深での摩擦損失係数。

基礎方程式を流下方向の座標軸を ξ とし速度 c の移動座標系に変換する。速度 u および水深

h を $u(x, t) = U(x - ct) = U(\xi)$, $h(x, t) = H(x - ct) = H(\xi)$, ここに, $\xi = x - ct$ と定める。
これより連続式, 運動方程式は次式のようになる。

$$(U - c) \frac{\partial A}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \xi} + A \frac{\partial U}{\partial \xi} = 0 \quad (3.3.3)$$

$$c \frac{\partial U}{\partial \xi} - \beta U \frac{\partial U}{\partial \xi} + c(1 - \beta) \frac{U}{A} \frac{\partial A}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial \xi} = -g \sin \theta + g \cos \theta \frac{\partial H}{\partial \xi} + \frac{f' U^2}{2R} \quad (3.3.4)$$

上式より, 水面形 $\partial H/\partial \xi$ および移流 $\partial U/\partial \xi$ の関係を得ることができる。水面形 $\partial H/\partial \xi$ について記せば次式のようなのである。

$$\frac{\partial H}{\partial \xi} = - \frac{A \left\{ g \sin \theta - \frac{f' U^2}{2R} \right\}}{\{(\beta U - c)(U - c) + c(1 - \beta)U\} \frac{\partial A}{\partial H} - gA \cos \theta} = - \frac{f_1}{f_2} \quad (3.3.5)$$

支配断面での水深を H_0 とすると, 転波列が発生する流れの不安定条件は Dressler により次式であることが示されている⁷⁾。

$$\lim_{H \rightarrow H_0} \frac{\partial H}{\partial \xi} = \lim_{H \rightarrow H_0} - \frac{\frac{df_1}{d\xi}}{\frac{df_2}{d\xi}} \geq 0 \quad (3.3.6)$$

この条件を基礎方程式に適用し, 水路が矩形断面で水路幅 B が水深 H に比して大きい $B \gg H$ 場合の転波列生成条件, 流れの不安定条件として次式を得た。次式は異なる流動機構の流動モデルを反映する条件式となっている⁸⁾。

$$F_r \geq \frac{1}{\sqrt{\Psi_1^2 - (2\Psi_1 - 1)\beta}} \quad (3.3.7)$$

$$\text{ここに, } F_r = \frac{U}{\sqrt{gR \cos \theta}} : \text{フルード数, } \Psi_1 = \frac{1}{2} \left\{ 3 - \frac{R}{f'} \left(\frac{\partial f'}{\partial R} \right)_0 \right\}。 \quad (3.3.8)$$

土石流の代表的な流動モデルに適用した結果と実験, 観測結果を図に示す。

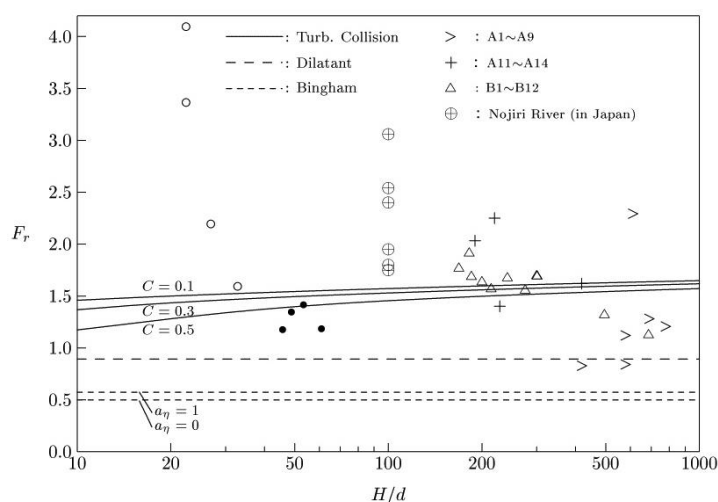


図 3.3.1 転波列性サージの生成条件と実験，観測結果

図 3.3.1 は転波列性サージの理論的な生成条件と実験，観測結果との関係である。土石流の代表的な流動モデルであるビンガム流体モデル，ダイラタント流体モデル，混合・粒子衝突流体モデルが図中に点線，破線，実線でそれぞれ示してある。また，それぞれの流動モデルに相当する実験結果(○，●)，観測結果が図中に示してある。生成条件が実験や観測結果ともよく対応している。

3.3.3 間欠性段波状サージに関する波動方程式とサージ生成過程

前節のサージ生成条件は，流れの不安定性条件(水面形方程式の解の発散条件)として求められた。しかし，段波状サージ生成過程の特性等を考究するためには水面の波動性を現す波動方程式を得る必要がある。浅水流の波動方程式としては Kadomstev-Petviashvili⁹⁾の波動方程式(K-P 方程式)が知られている。しかし，この方程式に対し底面の摩擦が重要であるとの Miles¹⁰⁾の指摘や長波について有効でないという Hunter and Varden-Broeck¹¹⁾などの指摘がある。ここでは前節の基礎方程式の運動方程式を考慮して独自に波動方程式を導出した。一般断面での波動方程式の導出は困難であるため矩形断面で水路幅 B が水深 H に比して大きい $B \gg H$ 場合の幾何条件および運動量補正係数 β が $\beta = 1$ の場合を明らかにした。波動方程式の導出方法は，湛水した水域に生成される波に関する波動方程式の導出方法を踏襲しているが，水面変動条件に関する条件が湛水した水域で用いられるベルヌーイの定理ではなく前節の運動方程式を基にした水面変動条件を新たに導き，波動方程式の導出に用いている。

(1) 波動方程式の導出^{12), 13)}

流下方向を x 軸，流速成分を u ，水深方向を y 軸，流速成分を v とし，速度ポテンシャル ϕ を用いると流体の非圧縮，非回転条件より次式のラプラス方程式の関係がある。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (3.3.9)$$

水路底面での y 方向流速成分 v の条件は、 $y = -h_0$ で

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \quad (3.3.10)$$

ここに、 h_0 は平均水深である。水面の変形と水面の流体粒子の運動が一致する条件として、 $y = \eta$ で次式の関係がある。

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (3.3.11)$$

ここに、 η は平均水深 h_0 からの変動成分($h = h_0 + \eta$)、 t は時間である。水面変動の条件は、矩形断面で水路幅 B が水深 H に比して大きい $B \gg H$ 場合で運動量補正係数 $\beta = 1$ の浅水浅水運動方程式から導いた次式を用いる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 - g \sin(\theta) x + g \cos(\theta) h + \frac{g \sin \theta}{u_0} \phi = 0 \quad (3.3.12)$$

ここに、 u_0 は流下方向の平均流速で、流れの抵抗則はここに含まれている。

上記の基礎方程式に Gardner-Morikawa 変換(G-M 変換)

$$\xi = \epsilon^{\frac{1}{2}}(x - v_{p0}t), \quad \tau = \epsilon^{\frac{3}{2}}t \quad (3.3.13)$$

を基礎方程式に適用する。ここに、 ϵ は摂動パラメータ、 v_{p0} は座標系の位相速度である。無次元パラメータとして、

$$\phi' = \frac{\phi}{h_0 v_{p0}}, \quad x' = \frac{x}{h_0}, \quad y' = \frac{y}{h_0}, \quad t' = \frac{t v_{p0}}{h_0}, \quad \eta' = \frac{\eta}{h_0}, \quad \xi' = \frac{\xi}{h_0}, \quad \tau' = \frac{\tau}{h_0} \quad (3.3.14)$$

を用いると無次元基礎方程式を得る。ここで、 η' 、 ϕ' の摂動展開

$$\begin{aligned} \eta' &= \epsilon \eta'^{(1)}(\xi', \tau') + \epsilon^2 \eta'^{(2)}(\xi', \tau') + \dots \\ \phi' &= \epsilon^{\frac{1}{2}} \phi'^{(1)}(\xi', y', \tau') + \epsilon^{\frac{3}{2}} \phi'^{(2)}(\xi', y', \tau') + \dots \end{aligned} \quad (3.3.15)$$

を無次元基礎方程式に適用し、 $\epsilon^{\frac{5}{2}}$ オーダーまでの同時方程式から $\eta'^{(1)}$ について解くと次式の $\eta'^{(1)}$ に関する非線形方程式を得た。ただし、 $\eta'^{(1)}$ を η' と記す。

$$\frac{\partial \eta'}{\partial \tau'} + a_1 \eta' \frac{\partial \eta'}{\partial \xi'} + a_2 \frac{\partial^2 \eta'}{\partial \xi'^2} + a_3 \frac{\partial^3 \eta'}{\partial \xi'^3} = 0 \quad (3.3.16)$$

ここに、

$$a_1 = \frac{3}{2} c_0'^2, \quad a_2 = -\frac{1}{2} \left(\frac{1}{c_0'^2} - \frac{1}{2} \right) \tan \theta \frac{c_0'}{u_0'}, \quad a_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{2 + c_0'^4}{2c_0'^2} - \frac{3}{2} \right), \quad (3.3.17)$$

$$u_0' = \frac{u_0}{c_0}, \quad c_0' = \frac{c_0}{v_{p0}}, \quad c_0 = \sqrt{g h_0 \cos \theta} \quad (3.3.18)$$

である。上記の非線形方程式は、KdV-Burgers 方程式の一種で、非線形波動方程式である。

(2) 波動方程式の解と実験結果

位相速度 v_{p0} が長波の波速 c_0 であるとき、すなわち長波の波速の座標系で水面の擾乱を見たとき $c_0' = 1$ で上記の左辺第4項の定数係数は $a_3 = 0$ となり、KdV-Burgers方程式は左辺第3項までの次式のBurgers方程式となる。

$$\frac{\partial \eta'}{\partial \tau'} + \frac{3}{2} \eta' \frac{\partial \eta'}{\partial \xi'} - \frac{1}{4} \frac{\tan \theta}{u_0'} \frac{\partial^2 \eta'}{\partial \xi'^2} = 0$$

Burgers方程式はCole-Hopf変換を用いることにより線形の熱伝導方程式に変換^(3.3.19)ことができ、解析的に解く手法が明らかにされている。すなわち、上式のBurgers方程式および初期条件、境界条件をCole-Hopf変換し、線形の熱伝導方程式上で解析解を得、その結果をCole-Hopf変換の逆変換を行い、元のBurgers方程式の解を得るものである。

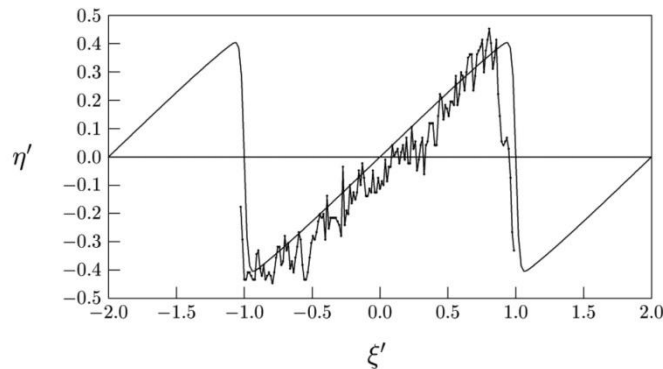


図 3.3.2 サージ波形の計算結果と実験結果例

図 3.3.2 は解析解と実験結果の一例である。鋸歯状の滑らかな実線が解析解であり細かな変動している実線が実験結果の例である。解析解は、振幅 $a = 1$ 、周期 $T = 2$ 、矩形波の初期条件とした解析解である。実験は長さ 56m、幅 10cm、深さ 10cm の透明硬質アクリル製の直線水路で、水路床は硬質アクリルのままの滑面状態である。流れは循環式である。比較に供した実験条件は、水路勾配 3.0deg、流量 811.4cm³/s、平均水深 0.86cm、平均流速 84.3cm/s である。流量は水路下流端での計量柵による測定である。水深の測定は水路端から 2m 上流の位置で水路側面より水面変動を 300fps の動画撮影で記録し、独自に開発した画像解析方法により水面変動を得ている。水面変動の解析精度は撮影画像の精度に依存するが概ね $\Delta h = 0.1\text{mm}$ である。図中の実験結果の水面が変動しているが水面のわずかな濃淡の差などによる解析誤差も含まれている。平均水深は解析変動水深の約 20 秒間の平均で、平均流速は下流端での流量計測と平均水深、水路幅からの断面平均流速である。解析解において周期 T と振幅の大きさ a は実験結果の周期、振幅をそれぞれ用いている。また、実験結果による水面変動は単純な周期的な変動ではないが、代表的な変動部分で解析解と比較している。解析解の結果と実験結果は比較的よく一致している。また、粒径 $d_{50} = 2.9\text{mm}$ 、密度 $\rho = 1.06\text{g/cm}^3$ のポリプロピレン粒子等の個体粒子を含有した実験ともよく対応しており波動方程式と実

験結果との関係が対応していることを示している。

図 3.3.3 は Burgers 方程式において非固定境界条件で波数 k が非整数倍の $k = 1/2$ と $k = 3/2$ の場合の数値解の結果を示している。これらは時間発展 τ' とともに波形が波数 $k = 1$ の波形に変形して行くことを示している。これはいろいろな波数の水面擾乱が一つの波数の波形に変形して行くことを意味している。ここでは紙面の都合で示していないが、56m水路における上流からの波形の周期において卓越周期が生成されることを確認にしている。

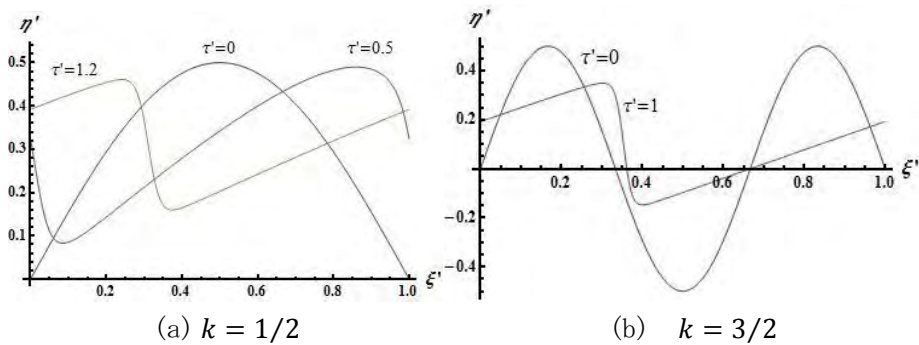


図 3.3.3 波形の波数変化

上記のように非固定境界条件で波数が非整数倍の初期条件における解析解はフーリエ級数展開により得られるが一般的な波形になるため \sin , \cos 関数による展開となるため位相を含むことになる。したがって、新たな位相速度となるため支配方程式が Burgers 方程式から元の KdV-Burgers 方程式となる。

図 3.3.4 は位相速度 v_{p0} を変えた KdV-Burgers 方程式の数値解析結果例である。図 3.3.5(a) は $v_{p0} = 1.01c_0$ すなわち長波速の 1.01 倍の計算結果で、(b)は $v_{p0} = 1.09c_0$ すなわち長波速の 1.09 倍の計算結果例である。図の垂直方向は η' 、手前左から右の座標軸は ξ' 、右手前から奥へは τ' を表している。(a)の位相速度が $v_{p0} = 1.01c_0$ の長波速よりわずかに大きい場合には分散する波形が減少することが分かる、(b)の位相速度が $v_{p0} = 1.09c_0$ が長波速より 1 割程度大きくなると孤立波的な状態になることを示している。(c)は位相速度が $v_{p0} = 1.05c_0$ の場合で中間的な位相速度の結果である。この場合の波形のピーク値の位置を示したのが(d)である。横軸に ξ' 、縦軸に τ' を表し、縦軸に時間の経過を示している。これは、時間の経過($\tau' \approx 6.2$)に伴い波形のピーク的位置が大きく右へシフトしていることを示している。このことは実際の現象では位相速度(波速)の変化とともに周期も変化する場合のあることを示している。

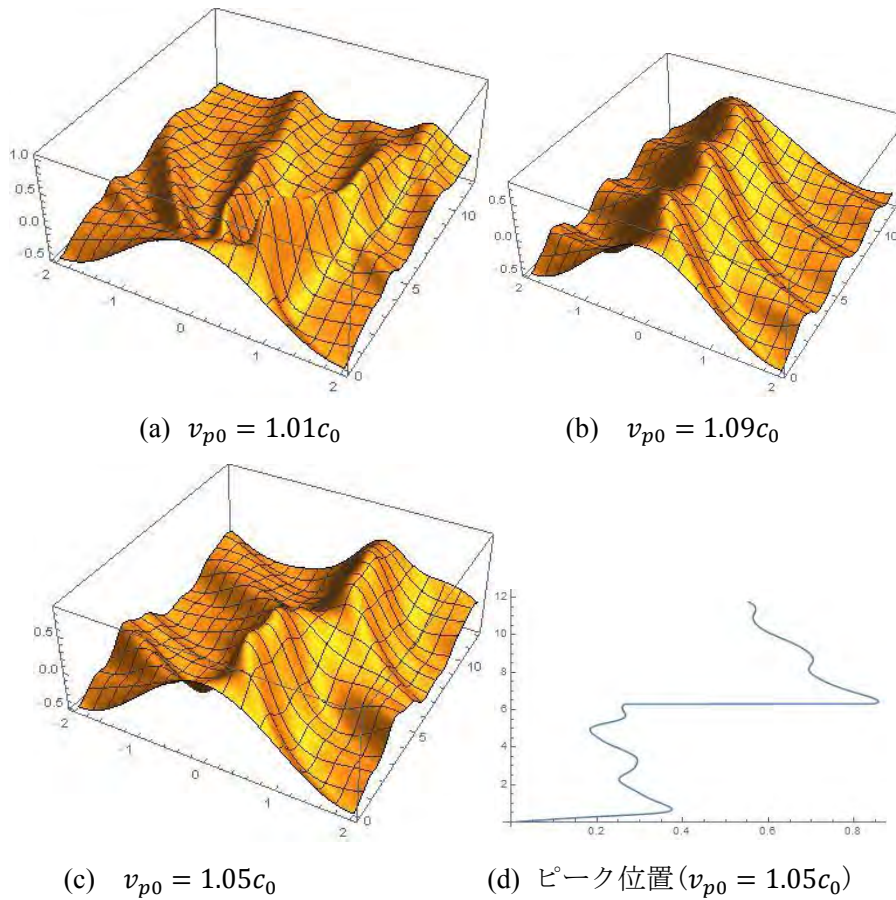


図 3.3.4 位相速度が長波速近傍での波形変化

3.3.4 間欠性段波状サージの透過性ダム通過における特性変化

スリットダムの機能についてはすでに多くの研究がされているが、間欠的な段波状のサージがスリットを通過する場合の流量、波形変化等については必ずしも十分明らかにされていない。そこで転波列性のサージにおいてその初期波形がスリット通過時にどのようなかスリットダムでの貯留・伝播過程を考慮したモデルを検討し、その変化過程を明らかにした。

ダムへの流入量 Q_i は、流入幅を B_i 、流入水深を h_0 、流入流速を v_0 とすると、単位時間あたりの流入量は

$$Q_i = B_i h_0 v_0 \quad (3.3.20)$$

である。スリットからの流出量 Q_s は、スリット幅を b_s とすると、堰からの流出公式より、単位幅あたりの流出量は

$$Q_s = C_s b_s \frac{2}{3} \sqrt{2gy^3} \quad (3.3.21)$$

ここに、 y ：スリットでの越流水深、 b_s ：スリット幅、 C_s ：流量係数、 g ：重力加速度。ま

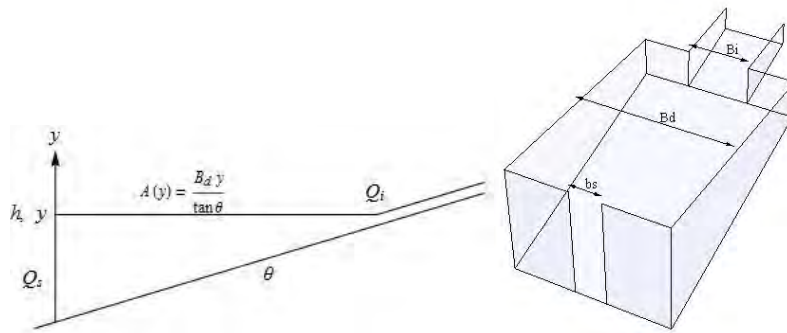
た、図 3.3.6 で示すように河床勾配が θ で、一様な幅 B_d のスリット底から高さ y における水平面積 $A(y)$ は $A(y) = B_d y / \tan \theta$ であるから流入流出による連続式は

$$-A(y) \frac{dy}{dt} + Q_i = Q_s \quad (3.3.22)$$

である。ここで、

$$\tau = \frac{b_s}{B_d} \tan \theta C_s \frac{2}{3} \sqrt{2gt} \quad (3.3.23)$$

とすると、



(a) 座標

(b) ダム

図 3.3.5 スリットダムのパラメータ

連続式より

$$\frac{dy}{d\tau} = -y^{\frac{1}{2}} + a^3 y^{-1} \quad (3.3.24)$$

を得る。ここに、 $a^3 = (3/2)(B_i/b_s)(h_0 v_0 / C_s \sqrt{2g})$ 。上式の解 y は堰上流端からの流入に対応するスリットからの流出深である。上式を変形すれば

$$\frac{y}{y^{\frac{3}{2}} - a^3} \frac{dy}{d\tau} = -1 \quad (3.3.25)$$

である。これは、 $y^{\frac{3}{2}} = a^3$ で係数特異点となる非線形微分方程式で、 $y^{\frac{3}{2}} = a^3$ は $C_s b_s (2/3) \sqrt{2g} y^{\frac{3}{2}} = B_i h_0 v_0$ であり、流入量と流出量が等しい y を表している。

ここで、 y , τ の無次元量を $y' = y/b_s$, $\tau' = \tau/\sqrt{b_s}$ と定義すると、連続式の微分方程式は

$$\frac{dy'}{d\tau'} = -y'^{\frac{1}{2}} + a'^3 y'^{-1} \quad (3.3.26)$$

ただし、

$$y' = \frac{y}{b_s}, \quad \tau' = \frac{\tau}{\sqrt{b_s}} = \frac{2}{3} C_s \tan \theta \frac{b_s^{\frac{1}{2}}}{B_d} \sqrt{2gt}, \quad a' = \left\{ \frac{2}{3} \frac{B_i}{b_s^{\frac{5}{2}}} \frac{h_0 v_0}{C_s \sqrt{2g}} \right\}^{\frac{1}{3}} \quad (3.3.27)$$

である。

ここで、 a' を定数とすると上式の y' に関する解を次式のように得る。

$$\frac{(a' - \sqrt{y'})^2}{(a' - \sqrt{y'})^2 + 3a'\sqrt{y'}} = \text{Exp} \left[\frac{3}{a'} \left\{ -\tau' + C' - 2\sqrt{y'} + \frac{2a'}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{a' + 2\sqrt{y'}}{\sqrt{3}a'} \right\} \right] \quad (3.3.28)$$

ここに、 C' は積分定数。積分定数 C' は時間 $\tau' = \tau_0'$ で $y' = y_0'$ の初期条件で与えられる。

上式の連続関係の微分方程式はダム湛水域に流入する流量とスリットから流出する流量による水位の変動を表しているが、サージの湛水域流入により生成される波の伝播は考慮されていない。そこで、湛水域への上流からの流入変動による波の伝播を下流側への圧力変動の伝播と考えることができるので、単純なモデルとして流管による圧力伝播のモデルを考える。初期の変動のみを考えるものとして変動によるエネルギー損失は無視するものとする。上流流入部、下流流出部の変動量を z とし、下流側の圧力は大気圧 p_0 のみで $p/\rho g = p_0/\rho g$ 、湛水域上流端でのサージ流入での圧力は大気圧と平均水深からの変動分を $r(t)$ とすると圧力は $p/\rho g = p_0/\rho g + r(t)$ である。伝播する距離を流管の長さ l とすると、運動方程式より

$$\frac{\partial^2 z}{\partial t^2} = -\frac{2g}{l}z + \frac{g}{l}r(t) \quad (3.3.29)$$

を得る。無次元量として、

$$z' = \frac{z}{b_s}, \quad \tau' = \frac{2}{3}C_s \tan \theta \frac{b_s^{\frac{1}{2}}}{B_d} \sqrt{2gt}, \quad r' = \frac{r}{b_s} \quad (3.3.30)$$

とすると、上式は

$$\frac{d^2 z'}{d\tau'^2} = -2a_1' z' + a_1' r' \quad (3.3.31)$$

ここに、

$$a_1' = \frac{9B_d^2}{8b_s l} \frac{1}{(C_s \tan \theta)^2}, \quad l = \frac{y}{\tan \theta} \quad (3.3.32)$$

である。

以上より、スリット部での水面の高は、上流端からの流入、スリットからの流出およびダム内の貯留の関係を表す連続式による水面の位置 y 、および上流端でのサージ流入による圧力(水深)伝播による水面変動 z の線形和とし、 h の無次元量を $h' = h/b_s$ とすると

$$h' = y' + z'$$

である。

実験は、長さ 56m、幅 10cm、深さ 15cm の硬質アクリル製直線水路を用い、清水流の転波

列の実験として行った。実験に用いたスリット堰は、スリット開口幅 $b_s = 2\text{cm}$ 、堰幅 B_d は水路幅と同じで、直線水路上にスリット部を設けたものである。スリットは、水路上流端から47.7m(下流端から8.3m)の位置に設けた。スリット部による水深変動を調べるためスリットの前後、すなわち、スリットより上流へ3.3m(上流端から44.4m)、下流側へ4.5m(上流端から52.2m)の位置で水深変動等を測定した。図3.3.6は、水路勾配 $\theta = 3.0\text{deg}$ 、平均流量 $Q = 1035.6\text{cm}^3/\text{s}$ 、平均水深 $h_0 = 1.09\text{cm}$ 、平均流速 $v_0 = 94.6\text{cm}/\text{s}$ の測定結果である。実験結果は、上流側の最初の転波列サージがスリットを通過し7.9sec後に下流側の測定点を通り、最初の1, 2波の平均的なピーク水深 $h \approx 1.5\text{cm}$ が、下流側で $h \approx 1.1\text{cm}$ 程度に低減していることが示されている。

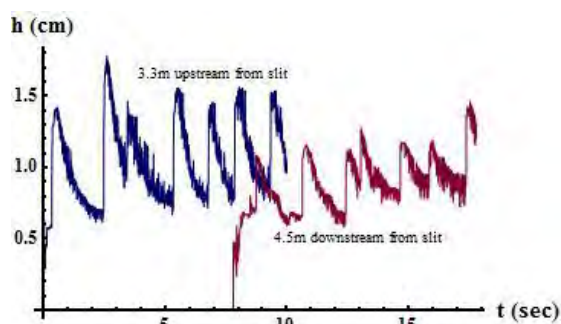


図 3.3.6 スリットダム前後の水深変化

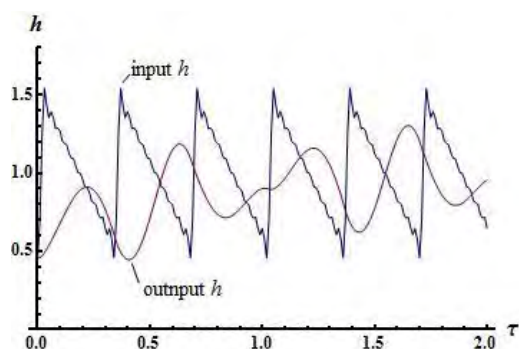


図 3.3.7 数値解析例

計算条件は、水路勾配 $\theta = 3.0\text{deg}$ 、堰幅等 $B_d = B_i = 10\text{cm}$ 、スリット幅 $b_s = 2\text{cm}$ 、堰への流入条件として上流側での平均水深 $h_0 = 1.0\text{cm}$ 、平均流速 $v_0 = 94\text{cm}/\text{s}$ 、および実験と対応するように時間平均値が平均水深 h_0 となるような振幅1cmの鋸歯状の水深変動を流入条件 Q_i として与えている。また、流量係数 C_s は使用したスリットの別途実験により $C_s = 0.74$ とし、 l は連続方程式の y より式(3.3.21)から得ている。図3.3.7は、この計算条件による式(3.3.33)の数値解析結果である。流入条件としての鋸歯状の計算ではフーリエ級数の10項までの展開式を用いている。図3.3.7の縦軸は $h(\text{cm})$ として示しているが、横軸は式(3.3.23)による無次元時間 τ' で示している。実験結果と比較するためには、式(3.3.33)によるスリットでの無次元水深 h' を流量に変換し、スリットから下流側測点までの流下過程も考慮する必要があるが、ここでは h' を流入変動水深との比較のために単純な水路幅への変換値 h として示している。この結果によると流入条件としての急激な水深変動はスリット部での流出においてかなり緩和されることを示しているが、初期の流入水深のピーク値の減衰や位相の遅れはほぼ表されることを示している。

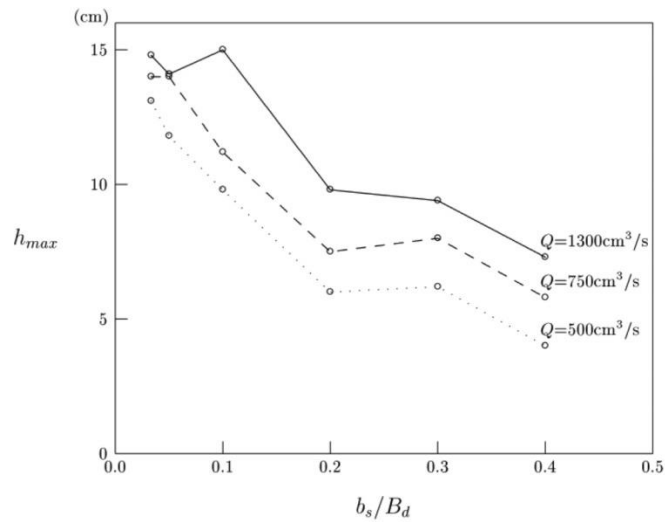


図 3.3.8 スリット開口幅とダム貯留水深

さらに長さ 56m, 幅 10cm, 深さ 15cm の直線水路を用い, その下流端にスリットを有する堰を設置しスリット堰を流下する転波列性サージによる最大貯留水深等について検討した。間欠的なサージが連続して透過性ダムを通過する場合, 一部はスリットを通過して下流へ流下するが一部はスリット上流側へ貯留する。そして貯留したダム内へ後続のサージが流入する。湛水域へ流入したサージにより湛水域に波が生成され下流側へ進行する。また, 生成された波は堰で一部が反射し波が上流側へ遡上する。さらに後続のサージが流入しその波とぶつかる場合もある。このように非常に複雑な現象となる。図 3.3.8 は流下平均流量とスリット開口部の幅が間欠的なサージによる貯留に対しどのような効果があるかを実験的に検討した結果である。スリットの開口幅 b_s と水路幅 B_s の比 b_s/B_s 流量との関係を示している。 $b_s/B_s = 1/30, 1/20, 1/10, 2/10, 3/10, 4/10$ と流量 $Q = 1300, 750, 500 \text{ cm}^3/\text{s}$ との関係を示している。横軸は b_s/B_s , 縦軸はスリット部での最大水深を示している。スリット開口部の狭い b_s/B_s が小さい場合にはスリットダム貯留内の水深は大きく貯留の効果のあることが分かる。しかし, $b_s/B_s = 0.2$ よりも小さくなるとスリット堰による貯留効果は小さくなることを示している。

3.3 の参考文献

- 1) Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, and Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences and Ministry of Water Conservancy: Japan-China Joint Research on the Prevention from Debris Flow Hazards, 195p., 1994.
- 2) Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, and Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences and Ministry of Water Conservancy: Japan-China Joint Research on the Mechanism and the Countermeasures for the Viscous Debris

- Flow, 206p., 1999.
- 3) Massimo Arattano, Andrea M. Deganutti and Lorenzo Marchi : Debris Flow Monitoring Activities in an Instrumented Watershed on the Italian Alps, Proceedings of the First ASCE International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, pp.506-515, 1997.
 - 4) Huebl, J. and Kaitna, R.: Sediment delivery from the Lattenbach catchment by debris floods and debris flows, Abstracts of European Geosciences Union General Assembly 2010, EGU2010-10585, 2010.5.
 - 5) M. Murlimann, D. Rickenmann and C. Graf : Field and monitoring data of debris-flow events in the Swiss Alps, Can. Geotech. J. , 40, pp.161-175, 2003.
 - 6) Richard R. Brock : Development of roll-wave trains in open channels, J. Hydraulics Division, ASCE, Vol.95, No.HY4, pp.1401-1427, 1969.
 - 7) Dressler, R. F.: Mathematical solution of the problem of roll-waves in inclined open channels, Communication on Pure and Applied Mathematics, Vol.II, No.2/3, 1949.
 - 8) . Arai, M., Huebl, J., Kaitna, R. : Occurrence conditions of roll waves for three grain-fluid models and comparison with results from experiments and field observation. Geophysical Journal International Vol 195, Issue 3, p 1464-1480 (doi: 10.1093/gji/ggt352), 2013.
 - 9) Kadomtsev, B.B. and Petviashvili V.I., On the stability of solitary waves in weakly dispersive media. Dokl. Akad. Nauk. SSSR 192 753-6(1970); Sov. Phys. Dok. 15 539-41, 1970.
 - 10) Miles, J.W., Korteweg-de Vries equation modified by viscosity, Phys. Fluids 19 1063, 1976.
 - 11) Hunter, J.K. and Vanden-Brock, J.M. Solitary and periodic gravity-capillary waves of finite amplitude, J. Fluid Mech. 134 205-19, 1983.
 - 12) 新井宗之, 安田孝志, 中川一 : 山地河道における浅水流に関する波動方程式の導出とその解析解の検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, pp. I_961-I966, 2013.
 - 13) Muneyuki Arai, Hajime Nakagawa : A study on wave equation and solutions of shallow water on inclined channel, Proceedings of the 12th International Symposium on River Sedimentation, ISRS 2013, Kyoto Japan, pp. 553-558, 2013.
 - 14) Muneyuki Arai, Johannes Huebl and Roland Kaitna: A Wave Equation of Intermittent Flow with Sediment on Inclined Channel and Experimental and Observed Results, Proceedings of the INTERPRAEVENT2014 in the Pacific Rim, Natural Disaster Mitigation to Establish Society with the Resilience, P-42, 2014.

第4章

研究テーマ4: 水工学—地盤工学の連携による沿岸域低平地の自然災害リスク軽減への挑戦

4.1 各種河道条件を考慮した越流破堤現象の解明（研究担当者：溝口敦子）

4.1.1 はじめに

近年、集中豪雨等により毎年のように内水氾濫や堤防の決壊による氾濫被害が報道されている。例えば、2011年9月の台風15号による庄内川志段味地区の越水による氾濫や2012年7月の九州北部豪雨災害での矢部川の堤防決壊、2015年9月の鬼怒川氾濫は記憶に新しい。特に、矢部川の堤防決壊は、長期出水の後、水位のピークが過ぎてから起こっており、その要因は堤体基礎地盤がパイピング現象により流失しその上にあった堤体が崩落し変形したとされ、浸透現象が要因となった堤防の決壊として興味深く取り扱われている¹⁾。矢部川は、越水なき破堤として浸透に起因する破堤であったために、堤防機能を考え直すきっかけとなった。2015年9月関東・東北豪雨災害では、鬼怒川が越水破堤し流失する家屋の画像が大々的に全国で放映された。こうした被害を目の当たりにした人々は震撼し、身近な河川の治水機能に対する関心は急激に高まっている。こうした多数の災害事例を受け同年12月10日には「大規模氾濫に対する減災のための治水対策のあり方について～社会意識の変革による「水防災意識社会」の再構築に向けて～」が答申されている。この答申では、「施設の能力には限界があり、施設では防ぎきれない大洪水は必ず発生するもの」へと意識を変革し、社会全体で洪水に備える必要があるとされている。この答申を踏まえ、ハード対策、ソフト対策を地域一体として取り組むことを推進する「水防災意識社会 再構築ビジョン」が2015年12月11日に策定された。また2016年も岩手県、北海道で甚大な被害があり、想定外への対応についての議論が加速している。

このように最近の豪雨災害は、急速に水防災に関する取り組みを変革させ、避難時間を稼ぐための「ねばり強い堤防」という考え方も出てきている。しかし、河川管理者としては、まず、これまでの治水計画で想定されている洪水を氾濫させないこと、堤防整備が不完全なところを対策し、少なくとも計画高水位以下に対し耐えられる機能を維持することが最重要課題といえる。2012年の矢部川における浸透流を起因とした破堤災害を受け、土木学会の堤防小委員会のなかに中でも地盤工学と水工学が連携する堤防研究連携WGが作られた。WGへは官学民それぞれの立場から参加し、研究の立場からの現象の解明と実務上の課題、現場の知見をつなぐように解明すべき課題を整理し、図4.1.1に示す堤防に対するアカデミーリサーチマップを発表している¹⁾。

こうした現状もあり、近年は堤防を取り扱う研究が活発に行われており、主に地盤工学分野から堤体材料や表面探査、堤体内部の空気の挙動等の研究^{例えば、2), 3), 4)}が実施される

とともに、水工学分野から堤防の決壊メカニズム等の研究^{例へば, 5), 6)} が実施されている。上述したように堤防管理の上では、計画高水位以下で堤防を機能させることが重要課題であり、できるだけ天端高が変わるような堤防の変形を抑え、かつ堤防の機能を保持させるための堤体構造、強度に関する研究、水工学・地盤工学を融合させた堤体内の水、土砂、空気の挙動に関する研究などが必要とされている。その一方で、実際には計画高水位に対応した堤防整備が進んでいない箇所が多数存在しているため整備を進める必要があるし、堤防の決壊メカニズムを明確にし、決壊時の対応を考え備える必要がある。水工学分野では、以前から堤防決壊時の対応を考える際に氾濫解析の流入条件となる氾濫流量の予測という観点から、破堤時の開口部に着目した検討が行われており、氾濫解析のためには、既往の研究から堤体条件や河道条件を考慮した上で堤体と氾濫原を一体にした検討が必要であることが指摘されている^{例へば, 6)}。

そこで、本節では、堤防機能の見直しが河道条件を無視して議論されがちな堤防の破堤現象について、河道条件が及ぼす影響などについて検討する。4章全体では沿岸低平地を対象とするということであるが、ここでは、沿岸低平地で起こりやすい破堤要因についてさぐるため、まず、河川側の条件と破堤要因の関係性について調べたのち、越流の誘因として、浸透による堤防の変形とそうでない場合に越流破堤現象がどう変化するか、また、破堤現象は堤体の湿潤状態や被服状態でどう変化するか、あわせて、河川側の条件として勾配が異なる河川で越流破堤が起きた際の現象の違いについて明らかにする。

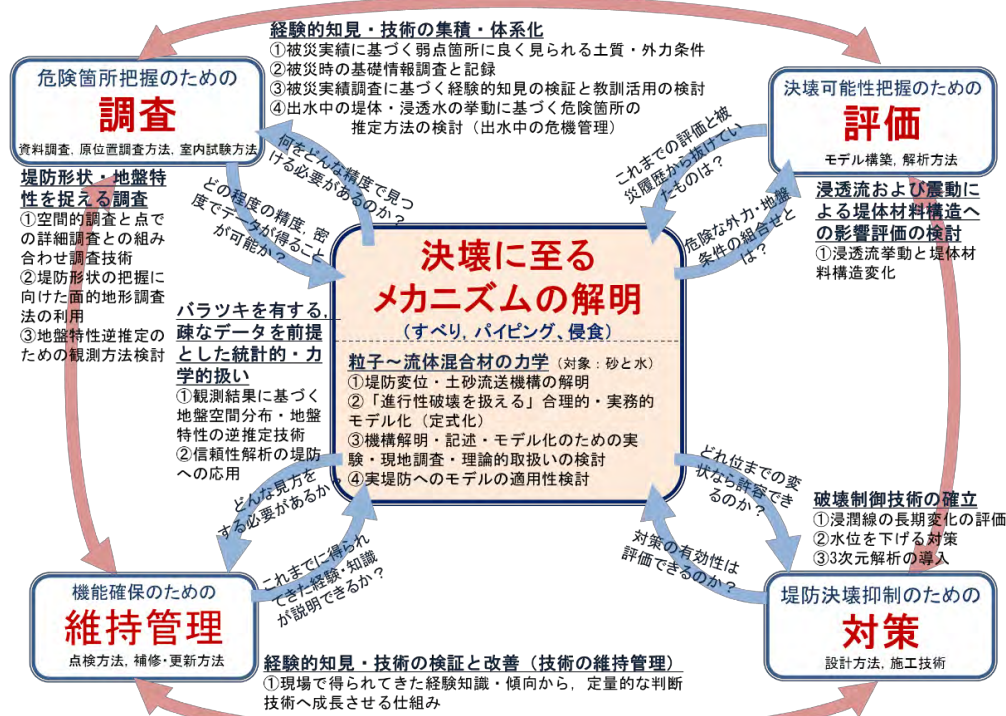


図 4.1.1 アカデミックリサーチマップ¹⁾

4.1.2 過去の破堤事例と河道特性の関係

ここでは、まず、堤防決壊にいたった事例情報を収集し、委員会等で結論した要因と河道特性（勾配）との関係について調べる。なお、破堤事例情報の収集については、インターネット検索を利用し、主に河川管理者が発信している情報を用いている。また、河道特性については破堤が起こった場所を基本方針や整備方針などのなかで公表されている情報と照らし合わせた。

破堤要因は主に浸透流によるもの、洗掘・侵食によるもの、越流によるものの三つに分類して考える。浸透流によるものは、堤防自体または基礎地盤に浸潤した水が要因となって堤体が変形するものである。また、洗掘・侵食によるものは、河川流により堤体が直接洗掘されたり、河床の洗掘により河岸侵食が進み堤体まで達することで壊れたりするものである。最後に、越流によるものは、河川水位が何らかの影響で堤防天端を超え溢水しその水により堤防が壊れることである。ただし、浸透流や洗掘などの要因により堤防が変形し河川水位が堤防天端高を超える際には、最初に変形を促した要因による破壊とみるが、どの要因も最終的には水があふれ越流破壊が起こるため、判断がしにくい事例も見受けられ、複合要因とされることが多い。

主な破堤事例について、調べた結果を表 4.1.1 に示す。なお、この表は、管理者にかかわらず載せているため、中小河川も含めており計画規模が異なるものも併記している。これらの事例から破堤要因と河道条件を調べた結果、要因のうち、越流以外は勾配と関係があることが分かった（図 4.1.2）。このことから、勾配が急であれば、河川内の河床洗掘や側岸侵食が頻発し、勾配が緩い河道は洪水継続時間が長く続くため、浸透現象の危険が増したことが確認された。なお、実際に勾配が異なることにより変化するだろう河川側の条件、また、河川側の条件によって変化する破堤現象については 4.1.5 で検討する。

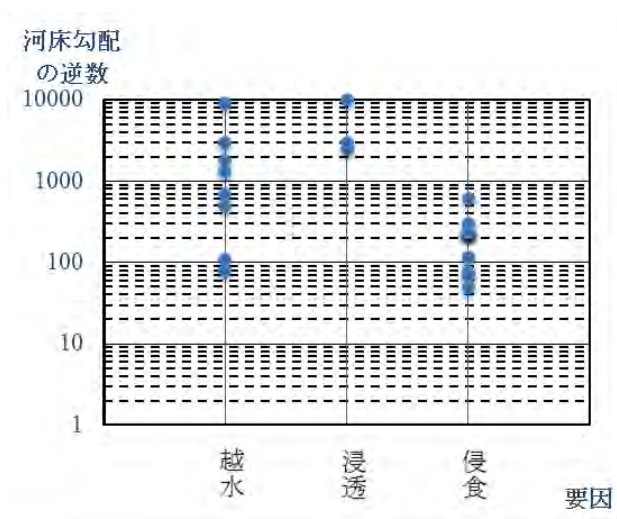


図 4.1.2 破堤要因と河床勾配

表 4.1.1 破堤事例

年月日	河川名	破堤要因	破堤位置	川幅(m程度)	破堤幅(m程度)	河床勾配
S44.8.11	黒部川	洗掘	右岸8.1km		400	1/76
S44.8.11	常願時川	洗掘	右岸17.8km		約280	1/49
S53.6.27	澁海川	越水	11.5km		70と130	1/680
S61.8.5	吉田川	越水	左岸16.2km	50	90	1/3000
S61.8.6	小貝川	浸透	右岸35.5km		85	1/2000~1/3000
H7.7.11	姫川	侵食	右岸2.6km	150	67	1/117
H7.7.11	鳥居川	越水	昭和橋付近		60	1/80
H7.7.11	姫川	洗掘	右岸2.6km			
H7.7.11	関川	洗掘		200		1/300
H16.7.13	五十嵐川	越水	左岸3.4km	120	117	1/110
H16.7.13	刈谷田川	越水	左岸9.3km	80	50	1/1300
H16.7.18	足羽川	越水と浸透	4.6km付近	220	54	1/600
H23.7.3	花月川	洗掘	右岸6.2km	90	200	1/233
H23.7.3	花月川	洗掘	左岸5.8km	90	160	1/233
H23.7.3	花月川	洗掘	右岸7.7km	90	30	
H23.7.10	花月川	洗掘	右岸5.4km	90	120	1/233
H23.7.10	花月川	洗掘	左岸5.8km	90	90	1/233
H23.7.30	登川	洗掘		111	100	1/70
H23.7.30	五十嵐川	越水		60	300	
H23.7.30	破間川	越水		100	85	
H23.7.30	茶郷川	越水		20	200	
H23.7.30	広田川	越水		40		1/500
H25.9.16	由良川	侵食・洗掘	右岸43.8~44.0km	40	100	
H25.9.16	桂川	越水	右岸7.2km	130	400	1/1787
H27.9.15	渋井川	浸透	合流部から200m付近		40	緩やか
H27.9.15	渋井川	浸透	600m付近		15	緩やか
H27.9.15	渋井川	浸透	1200m付近		17	緩やか
H16.10	円山川	越水	右岸13.2km	150	300	1/9000
H16.10	出石川	越水	左岸5.4km	100	100	1/300~1/500
H23.9	音更川	侵食	左岸18.2km	300	150	1/134~1/201
H24.7	矢部川	浸透	右岸6.2km	210	200	1/10000
H27.9	鬼怒川	浸透	左岸21km	300	200	1/1500~1/2500

4.1.3 越流の誘因が破堤過程に及ぼす影響の実験的検討

(1) 小規模横断堤防を用いた実験概要

最初に、これまでに実施した研究のうち、越流破堤のきっかけに着目した実験1、堤体材料および被覆条件に着目した実験2の結果について報告する。両実験では、長さ約19m、幅60cmの水路を用いて水路中央に図4.1.3、4.1.4のような横断堤防区間を作り上流側に水をためて越流を誘発させ、破堤させる。実験1では、切り欠きを用いた実験と浸透による堤防の変形を誘発させる実験を実施し、それぞれの現象の違いを検討、実験2では、堤体材料粒径を変化させる実験と堤防の天端、裏法面の被覆状態を変化させる実験を実施し、堤体条件が越流破堤に及ぼす影響を検討した。なお、堤体およびその下の基礎地盤は、実験1では珪砂5号(平均粒径0.55mm)、実験2では珪砂5号と6号(平均粒径0.3mm程度)を用いて密度 $1.5 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ となるように作成した。

また、今回の実験は、堤内地に相当する水路下流側において基礎地盤まで水を入れ飽和させた上で実施している。実験時には、水路側壁ガラスから堤体の横断面および堤体斜め上部からのビデオ撮影で堤防の変形過程，進行速度を把握し，かつ，レーザ変位計を水路横断方向に動かすことで堤防天端中央およびその周辺の堤防形状（基礎地盤形状）を把握し，破堤口の拡大過程を検討した。また，堤外地となる水路上流部の湛水域に超音波水位計を設置する，または，ビデオ撮影画像を読み取ることで破堤時の水位の変化を把握した。

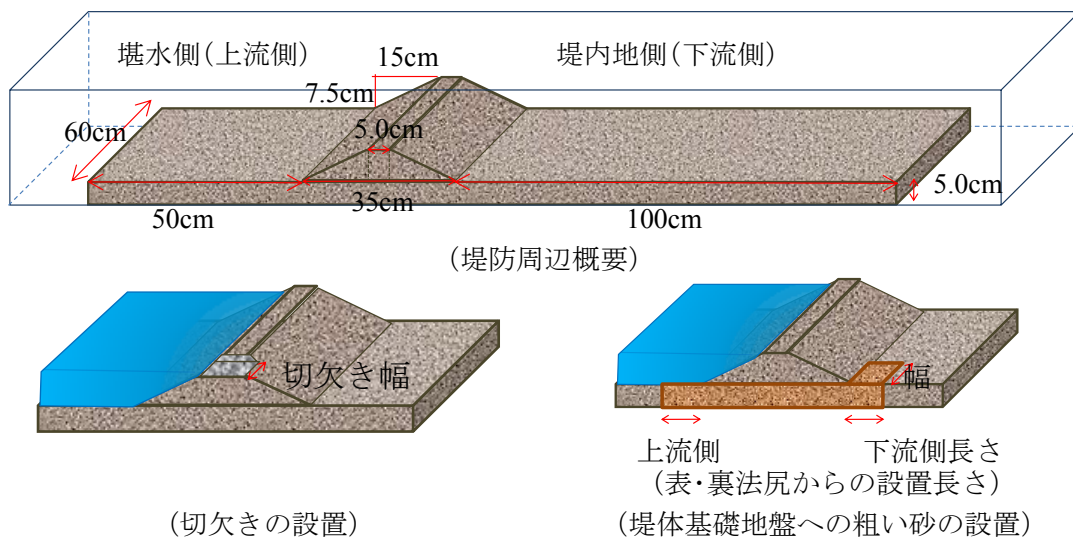


図 4.1.3 実験 1 における堤体周辺の設定

表 4.1.2 基礎地盤の3号砂の設置条件（単位：cm）

	幅	上流側長さ	下流側長さ
Case0	5	10	10
Case1	5	10	0
Case2	10	10	0

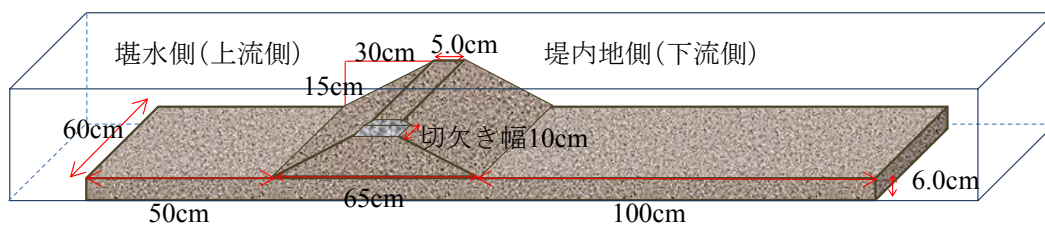


図 4.1.4 実験 2 における堤体周辺の設定

(2) 実験 1 : 越流要因が破堤現象に及ぼす影響

a) 法崩れの誘発条件の検討結果

実験で用いた小規模横断堤防に浸透による変形を誘発させる条件を表 4.1.2 のようなケースで検討した結果、堤体基礎地盤へ粗い砂を設置させ (図 4.1.3.1 右下)、かつ、その領域の下流側長さを 0 とする Case2 で堤体の浸透破壊を誘発させることが分かった。この条件で湛水すると、図 4.1.5 に示すように法尻から天端に向かって徐々に法崩れが進む。

ここでは、基礎地盤に珪砂 3 号 (平均粒径 2.0mm) を利用しており、堤体材料と比較すると、クレーガー法から算出される透水係数は珪砂 3 号が $1.8 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、珪砂 5 号が $8.6 \times 10^{-4} \text{m/s}$ となり、大きく異なることがわかる。つまり、堤体に比べ透水係数が高い基礎地盤の 3 号砂部分は容易に水が浸み込み、堤内地側へ抜ける安定した水みちとなり、湛水域と堤内地側の基盤高さとの水位差分の圧力が堤体下へ伝播することになる。ただし、事前実験では下流側長さが 0 以上となりその水の逃げ道ができれば、上部の堤体には影響を与えないこともわかった。法崩れが誘発される条件では、基礎地盤を置き換える幅を変化させると法面が崩れる幅も図 4.1.6 のように変化し、この実験条件下では必ず基礎地盤の透水性の高い材料を設置した幅で法崩れが発生することが確認された。

ただし、法崩れが進み越流が起こるまでの時間については、複数回実験を実施しても図 4.1.7 のように一定にすることができなかつた。これは、締固めや湿潤状態、堤防の成型精度の影響が実験スケール上でやすいためだと考えられる。なお、破堤するまでの堤防形状の変化特性や表流水による変化が支配的になる破堤してからの過程には差がみられなかつたため、破堤過程をみる上で時間的なばらつきは問題ないと考えている。

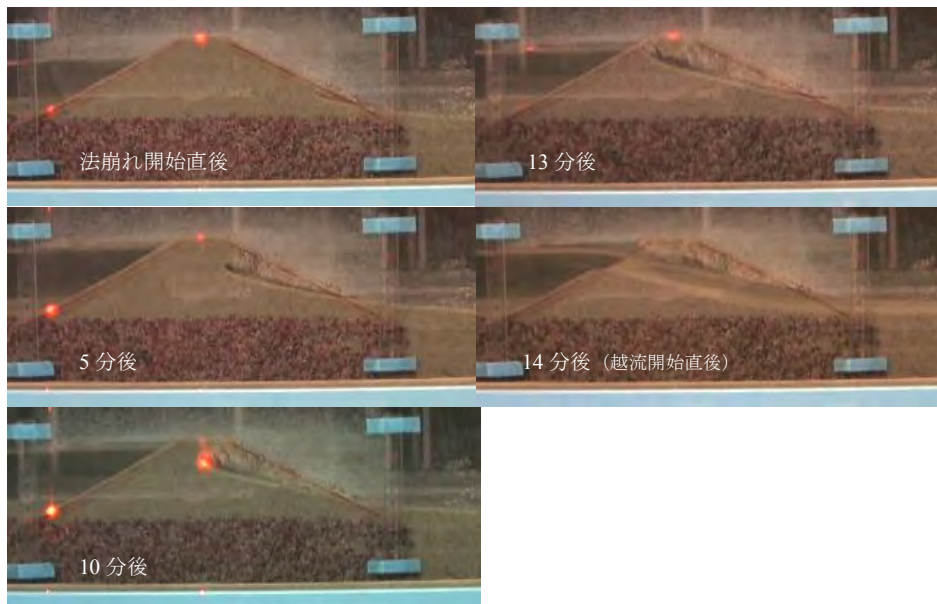


図 4.1.5 法崩れの進行例



図 4.1.6 法面崩れの様子（左図：基盤設置幅 5cm, 右図：10cm）

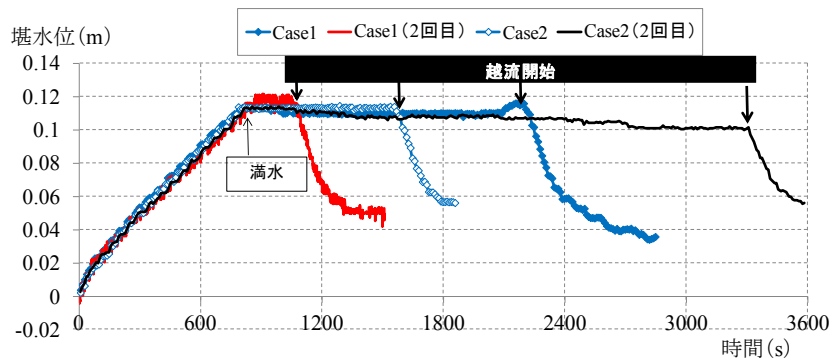


図 4.1.7 上流側水位時間変化と越流開始時刻

b) 越流の要因による破堤過程の違い

本実験では、堰水前から堤防に切り欠きを設置して越流させるケースと、法崩れを誘発させ越流にいたるケースを実施する。なお、(1)の検討結果からもわかるように法崩れが起こって越流にいたる場合、越流にいたるまでに堤体が崩れるため破堤部の堤体幅は薄くなる。一方で、切り欠きを設けた場合、先に天端高さを低くしているのみで堤体幅は変化していない状態での破堤となる。

堤体の法崩れを誘発させ越流を促すケースについては、予備実験結果を用いて堤体下から下流側へはみ出さないように、基礎地盤に透水係数が異なる材料を幅5cm, 10cmで配置し、切り欠きを設けるケースは、幅5cm, 10cmのケースに加え、幅40cmで切り欠きを設置したうえで実験を実施した。ちなみに、切り欠きを設けるケースには図4.1.3.6にあるように通水開始時には開口部に水のうやアクリル板などを置き、基準の水位に達した時に切り欠きを開口させる方法で実施することとした。

実験結果として、切り欠き幅 10cm を例にとると、天端中央部の破堤口の断面は、図 4.6 のように広がっていく。なお、このときの越流開始時間は、14min12s となっている。これに対し、法崩れをきっかけとしたケースは、図 4.1.9 に示すように越流が開始する 26min までに大きく変形する。ここで、破堤口の拡大過程を水路側壁での堤防断面の変化、および、開口幅と最深点高さに代表させ時系列で示すと、図 4.1.10, 11 のようになり、法崩れ開始からの堤防断面の変化がその後の時間変化に影響することがわかる。図 4.1.8, 9 の開

口部の状況もあわせると、本実験では、法崩れの場合には最深点の低下つまり堤体の下刻が先行し起こるため、開口幅については初期段階からそれほど大きく変化しない傾向にあり、切り欠きを設けた越流破堤のほうが下刻に伴う河岸侵食により最終的な開口幅は広がることが分かった。

また、越流開始からの湛水域からの流出流量の変化を湛水域の水位に代替させ図 4.1.11 にあわせて示すと、幅 5cm, 10cm 両者ともに法崩れによる破堤の方が、急激な水位低下が確認される。つまり、法崩れにより局部的に堤体が変形した場合には、越流開始時に限定された幅でかつ深い破堤幅が確保されているため、そこから多量の水が流出し、湛水位を下げる結果になったといえる。またこうした特徴から、堤内地側にできる落ち堀は、洗掘される場所は限定されたが切り欠きを設けた時よりも深くなることが確認された（図 4.1.10）。

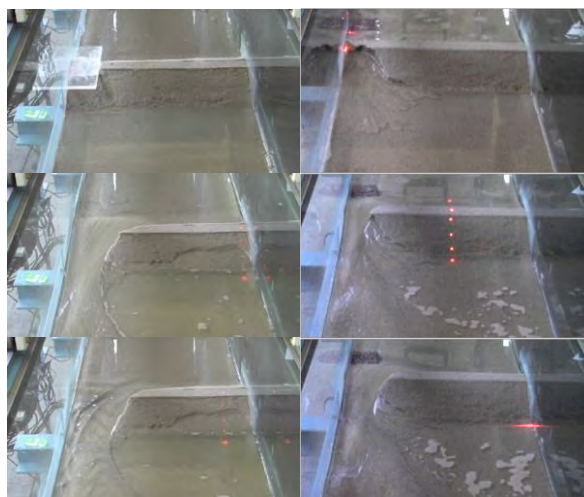


図 4.1.8 破堤口拡大過程
(左図：切り欠き、右図：透水性の高い礫層を設置)

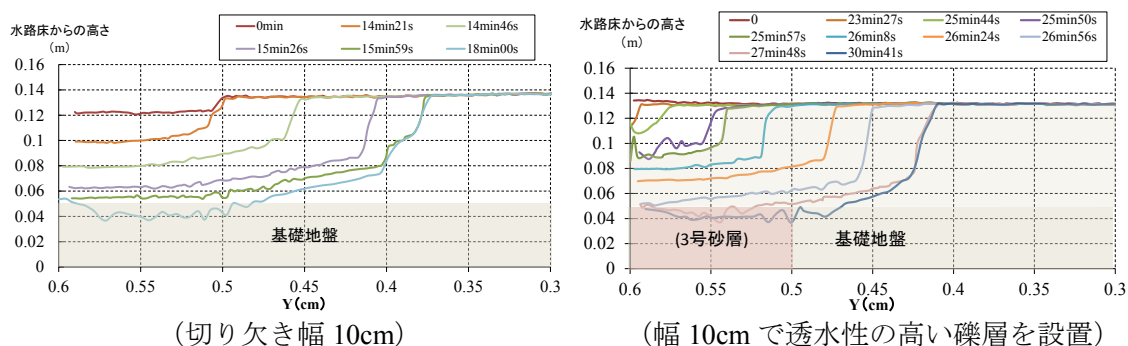


図 4.1.9 天端中央における拡幅状況

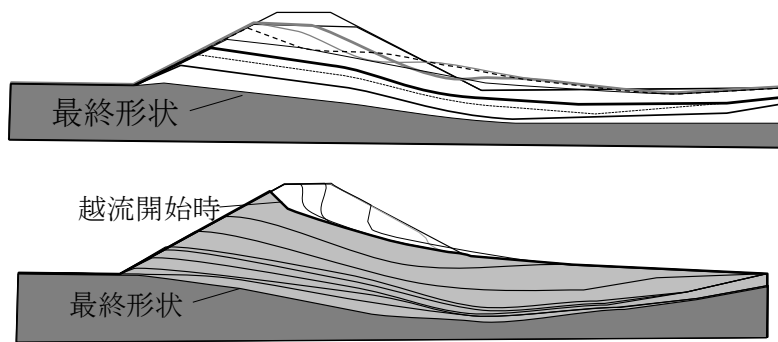


図 4.1.10 堤防の断面変化
(上図：切り欠き 10cm, 下図：礫層幅 10cm)

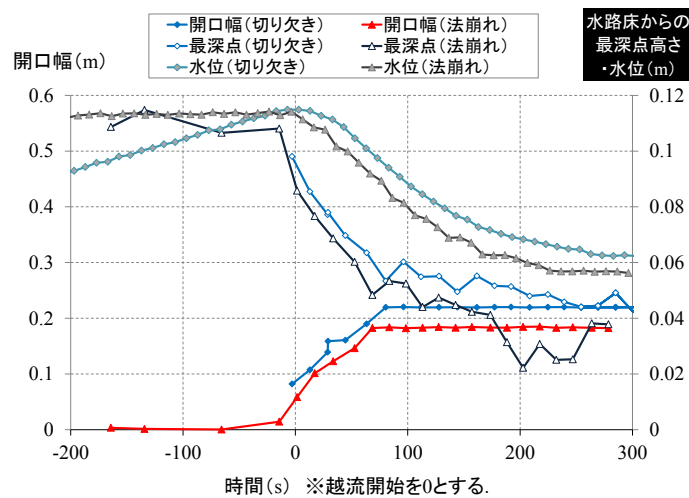


図 4.1.11 切り欠き，法崩れによる破堤過程の違い（幅 10cm）

天端中央部の破堤口開口幅および最深点深さ，堰水域水位の時間変化

(3) 実験 2：堤体材料および堤防被覆条件が破堤過程に及ぼす影響

a) 堤体材料と浸潤状態が破堤過程に及ぼす影響

ここでは，堤体材料に珪砂 5 号（平均粒径 0.55mm），珪砂 6 号（平均粒径 0.21mm）を用いて実験を行う。各材料で作成した堤防に，上流側に堰水した上で 6 時間放置したのち越流させた場合と表法面をビニールで被覆しできるだけ堤体内に浸潤面が進まないよう抑制して堰水したのち越流させた場合を比較した。

その結果，小規模な堤防を用いたため，湿潤状態の違いによる各材料の破堤過程の進行時間にはそれほど大きな変化が現れなかったが，図 4.1.12 のように材料が異なると下刻の進行速度および拡幅時の崩落の特徴に顕著な違いがでた。特に，図 4.1.13 からわかるように材料が細かい方が初期の破堤幅が狭く全体的に深くなる傾向となった。

こうした材料による変化の違いは，粗度，流砂特性と粘着性が異なるために現れると考えられるが，本実験では湿潤状態を丁寧に把握していなかったため，4.1.4 でさらに詳しく検討する。

b) 堤体の被覆状態が破堤過程に及ぼす影響

次に、珪砂 6 号を用いて、法面被覆状態を天端、法面などの被覆状態を変化させ破堤過程に及ぼす影響を検討した。被覆状態は、コンクリートなどをイメージし、表面に 3 号砂をかぶせアクリルスプレーで固めたものや脱脂綿を張りつめたものなどを検討した。図 4.1.13 に、アクリルスプレーによる被覆位置の違いが及ぼす初期洗掘位置の違いを示す。これからも分かるように、被覆によって越流開始直後堤防の下刻が抑えられるが、法面を被覆した場合には法尻周辺から堤体材料が徐々に持ち出され、天端のみを被覆したときは法面から下刻が進み結局は破堤に至る。また、被覆があることにより崩落が抑えられ、オーバーハングした状態で堤体が削られる現象も見られた。こうした検討を通じ、堤体を被覆すると被覆がない場合より越流開始から堤防決壊まで要する時間を引き延ばせる可能性があることが分かった。

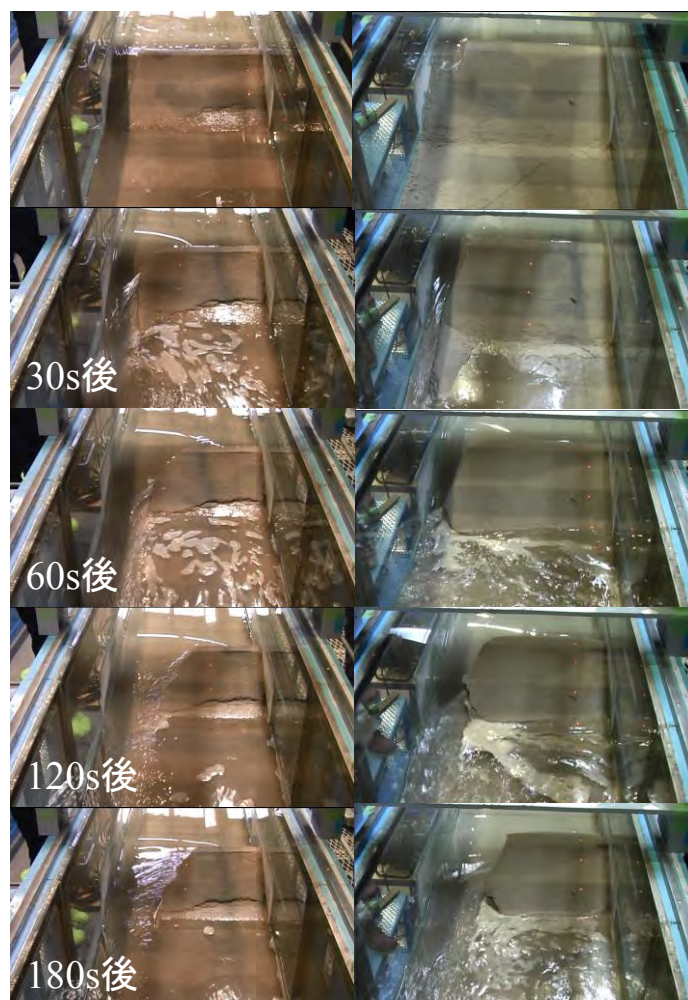


図 4.1.12 堤体材料による破堤過程の違い (左 : 5 号砂, 右 6 号砂)

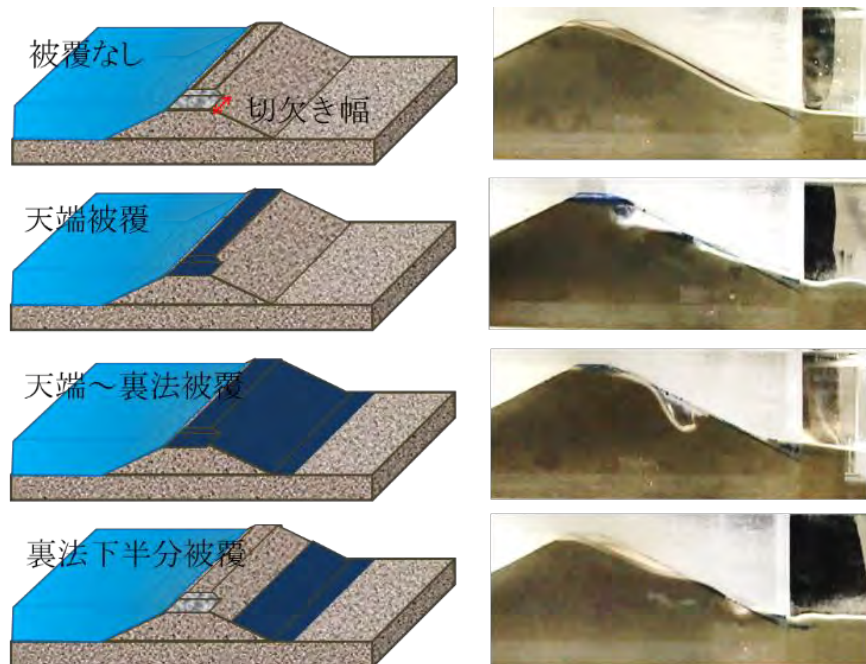


図 4.1.13 被覆位置による初期洗掘位置の違い

(4) まとめ

上述したように、本項では小規模破堤実験により定性的な破堤の特性をみてきた。これまでの検討によって、越流の要因により破堤過程が変化すること、堤体材料、被覆状態の堤防自体の条件により特に初期の破堤過程が変化することが分かった。越流要因は越流開始時の堤体の形を変化させるため、堤体材料は材料の流砂特性、粘性特性を変化させるため、被覆状態は堤体の変形を様々な形で抑制するため、それぞれ破堤現象が変化した。解析などを実施する際には、これらの特性を適切に表現するための工夫が必要となると言える。

4.1.4 堤体材料特性、湿潤状態が破堤過程へ及ぼす影響の実験的検討

(1) 実験概要

続いて、4.1.3 の結果を参考に、水路横断堤防を粒径の異なる材料で作成し破堤実験を実施し、破堤過程の特徴をとらえる。前節実験2の結果を受け、図4.1.14に実験装置概要図に示すように、ビニールチューブで作成したマンメータを用いて浸潤面を確認しながら破堤を開始させることで、堤体材料と湿潤状態の違いが破堤過程へ与える影響を見出す。なお、図4.1.14からもわかるようにマンメータは堤防に対し水路縦断方向に6断面、法尻近い断面以外は高さを変えて2本ずつ、つまり計10本設置している。

実験では、切り欠き部に水嚢を置いた状態で一定流量 $8.3 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s}$ で湛水し、水位が天端高の2mm下のところへ達した時点で水のうを撤去し越流を開始させた。実験ケースは表

4.1.3 に示すもので設定する。つまり、堤体材料を三河珪砂の3種類で変化させ、5号砂を利用するケース1以外、湛水後すぐに越流させたケースAと、越流ぎりぎりのところで一度流水を停止させ、浸潤面が法面に到達した後に再度通水し越流させるケースBとを行った。ちなみに、ただし、堤体材料が5号砂のときには湛水と同時に浸潤面が十分発達するため、ケースA、Bを分けることができなかった。なお、堤体材料の粒径は、三河珪砂5号砂が平均粒径0.515mm、6号砂が平均粒径0.295mm、8号砂が平均粒径0.155mmとなっている。実験では、堤体より上流5mの位置に超音波水位計を設置し、湛水時及び破堤時の水位変化を堤体横に張り出した水位を写真撮影し実験後読み取った値を記録するとともに、レーザ変位計を水路横断方向（堤防縦断方向）に動かし破堤時の堤防変化を計測した。あわせて側壁からと上下流からビデオ撮影により堤体の変形を捉えるとともに、破堤直前及び破堤実験直後の堤体材料の含水比を堤体材料のサンプリングし計測することとした。

表 4.1.3 実験ケース

	堤体材料	浸潤面の発達
Case1	5号砂	○
Case2-A	6号砂	×
Case2-B	6号砂	○
Case3-A	8号砂	×
Case3-B	8号砂	○

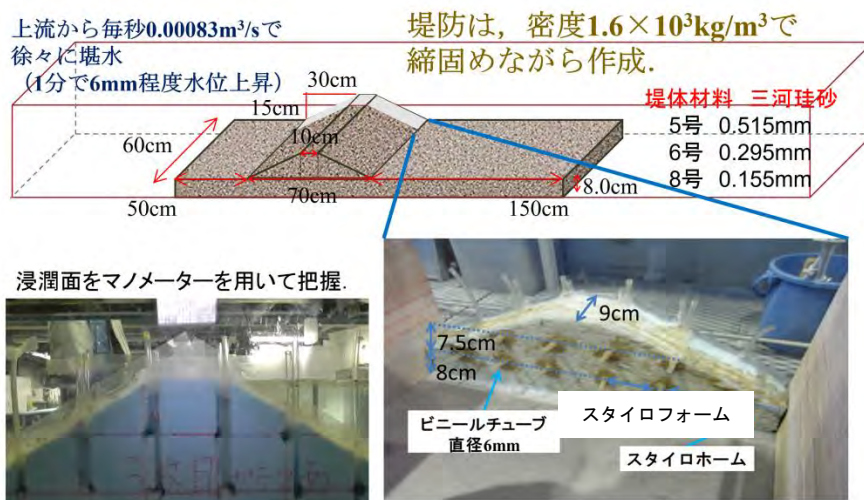


図 4.1.14 実験装置概要図

(2) 実験結果

上述したように、4.1.3における実験2の結果を受け、図4.1.14に示した実験装置概要図の装置を利用し、図4.1.15に示すような状態で浸潤面を確認しながら、破堤を開始させ破堤過程を調べた。なお、その時の湿潤状態を堤防表層の含水比によって確認しており、図4.1.16の結果となっている。

a) 堤体材料による越流破堤現象の違い

堤防の破堤過程は、越流水が堤防を切り込んでいくような下刻が進む時間帯と、下刻が進み拡幅が起こる時間帯とが存在する。その様子を示すため、図 4.1.17, 18 に切り欠き側の水路壁から読み取った堤防断面の変化と破堤口における堤防天端の下刻の様子と破堤口の横方向の広がり時間変化を示す。これらによると、本実験においても既往の知見と同様に、まず側方侵食を伴いながら先に下方侵食が卓越して進み、その後側方侵食が進む破堤過程が確認できる。また、壁面から撮影したビデオから作成した横断面のスケッチ（図 4.1.18）により、Case1, 2 と Case3 では異なる下方侵食形状が確認され、特に 8 号砂を堤体材料に用いた場合（Case3）ではなかなか天端付近の下方侵食が進まないことが確認された。その際下刻の過程で、ジェット流のような流れで法尻が先に掘れ残された河床が崩落するようなヘッドカットに近い現象も見られた。また、側方侵食はどの材料でも基本的に開口部の河床が下方に浸食されるのを受けながら進むが、材料が細くなるほど幅が狭いまま下方侵食が進み、破堤口の側岸の堤体がオーバーハングしたような状態で残り、下刻が進むと大きな土塊として崩れることが確認された（図 4.1.19）。なお、8 号砂の拡幅速度が遅いのは、粘着性による側方侵食の遅れだけでなく、下方侵食の進行が比較的遅いことが関係すると考えられる。

b) 浸潤面の発達状況による越流破堤現象の違い

実験では、どの材料でも浸潤面が法面へ到達すると小さな法崩れが起きたが、法面の変形が越流破堤過程に及ぼす影響は確認されなかった。ただし、6 号砂で作成した堤体（Case2）では浸潤面が法面に到達するか否かでわずかに破堤口の拡大過程、つまり側方侵食が起こる速度に若干違いがでており（図 4.1.18）、湿潤度の違いで崩落に変化が出て拡幅が遅れる結果となり、浸潤面の発達を受け法面の含水比が変化し粘着性が変化したことが考えられる。また、8 号砂で作成した堤体では側方侵食状況よりも下方侵食過程の差が顕著に起こり、浸潤面が法面に到達したケースとそうでないケースで進行速度が遅れる結果となった。特に浸潤面の発達が不十分なケースで先に法尻の材料が運ばれヘッドカットのような現象が見られた。これは、流水と接している部分は飽和状態となるが、透水係数が低い材料のため堤体内部に十分水分がしみこまず不飽和状態ができること、細粒材料は含水比が大きくなりすぎると泥濘化し侵食されやすくなることなどが関係し起こった可能性が高いと考えられる。

(3) 破堤口拡大過程に関する堤体材料の影響に関する考察

上述した実験結果を受け、破堤口拡大過程について、堤体材料の大きさが特に問題になることが分かった。図 4.1.17, 18 から分かるように、少なくとも本実験スケールにおいては堤体材料の湿潤状態よりも堤体材料の違いによる下刻過程や拡幅時の河岸侵食状態の違いがより大きいことがわかる。また、湿潤状態は堤体材料が細かいほど重要になり、材

料の粘着性で破堤口の拡大速度が異なる。見かけの粘着性が高く容易に拡大しない粒径が細かい材料ほど、集中して下方侵食する結果となった。

上記の結果を考えると、破堤口拡大過程を数値解析にて描写するには、側方侵食を適切に再現するモデルが重要となるが、簡易的に解くのは難しく、現時点では地盤工学、水工学分野の課題となっている。

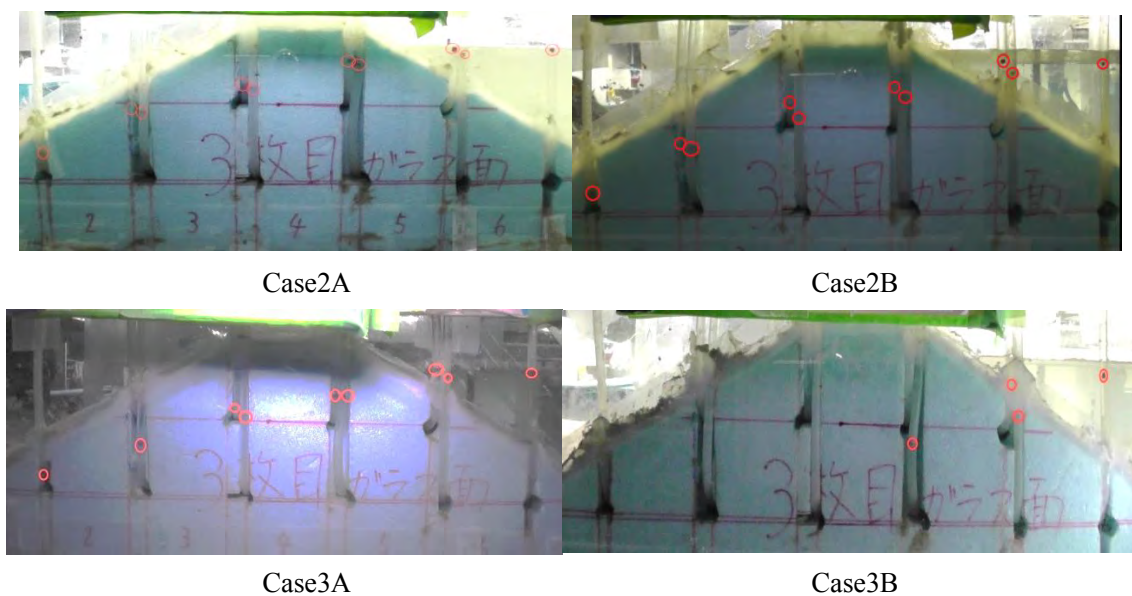


図 4.1.15 ケース 2, 3 における破堤直前の浸潤面の様子 (赤丸が水位)

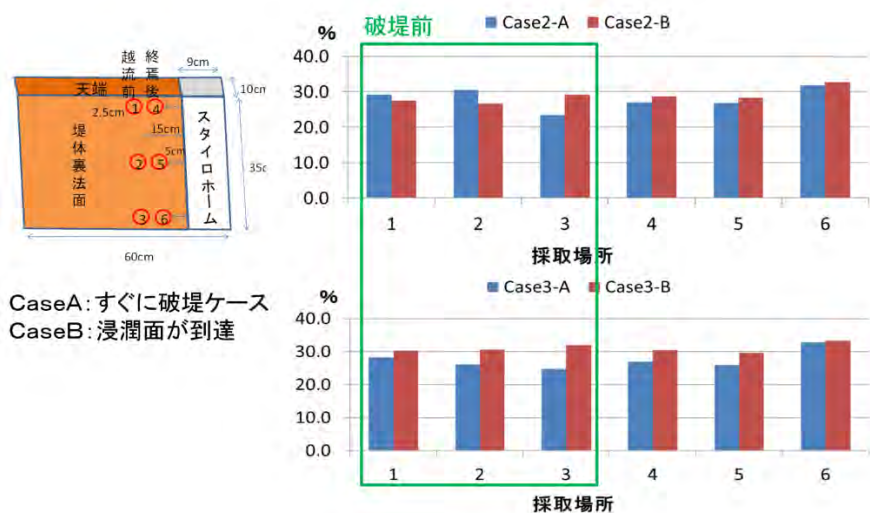


図 4.1.16 堤体材料の含水比の特徴

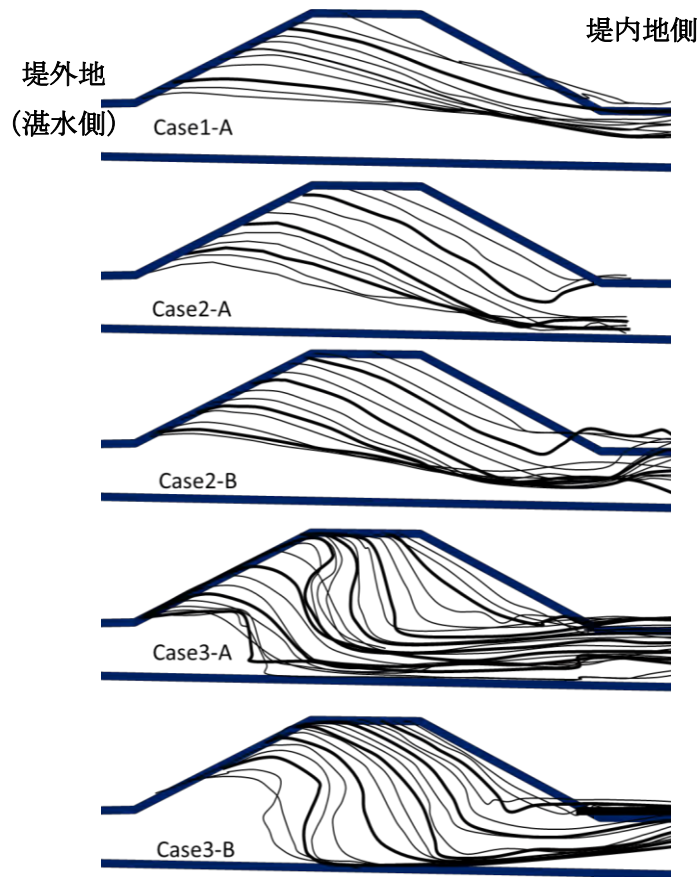


図 4.1.17 実験ケースごとの切り欠き部堤防断面変化 (10 秒ごと)

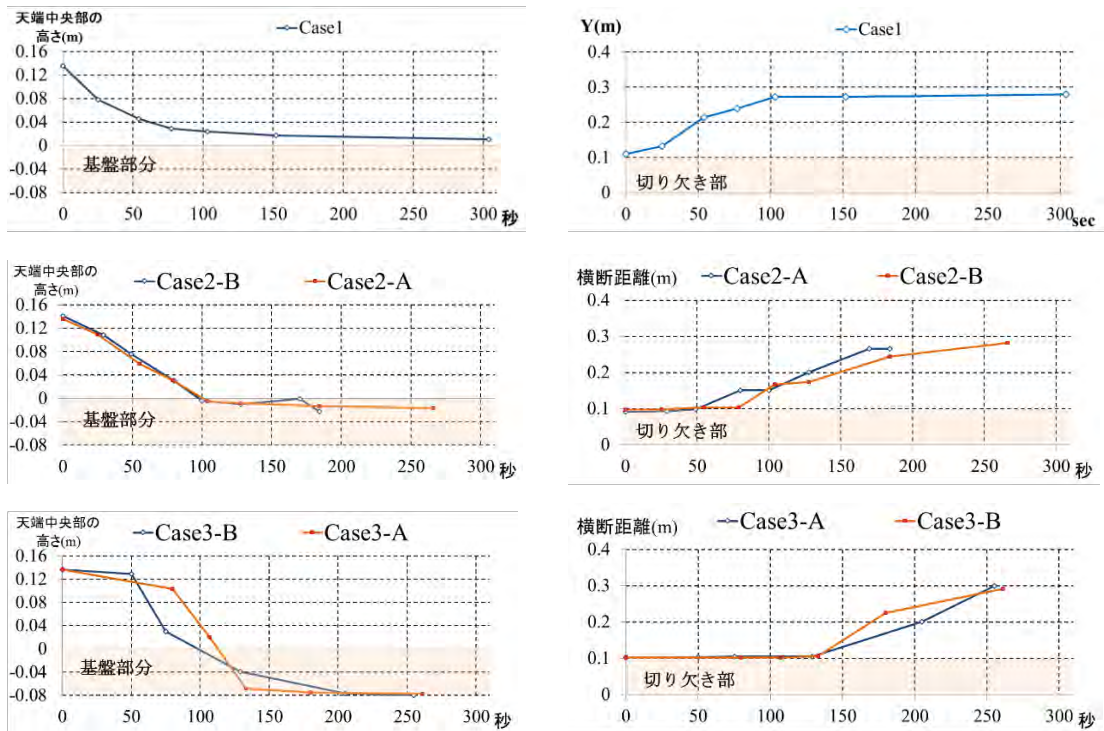


図 4.1.18 各ケースの下刻と破堤口拡大過程

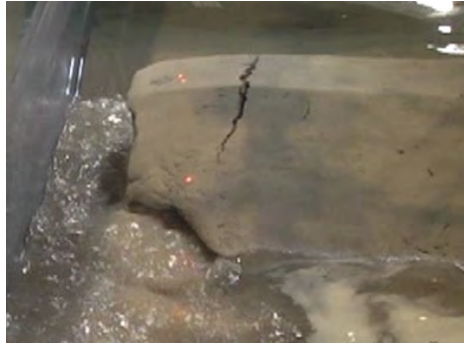


図 4.1.19 8号砂の側方侵食状況（下流から臨む）

4.1.5 河道特性が破堤現象に及ぼす影響の実験的検討

(1) 実験装置概要

ここまで、河川流の影響を受けない水路横断堤防を用いて、破堤要因や堤防条件が破堤口拡大過程に及ぼす影響を検討した。ここからは、堤防の変形や天端高の不足等何らかの破堤要因で越流が開始した状況を想定し、河道特性によって破堤過程に与える影響を検討することとした。そのために、これまでと同様の幅 60cm、長さ 19m の可変勾配水路に台形断面の河川区間と堤防、堤外地区間を設けて実験を行う。ここでは、法勾配 2 割、高さ 5cm ほどの堤防を縦断方向に設置し、破堤現象を再現する。その際、図 4.1.20 に示すように、実験区間の上下流は特に河川側の水路断面を確保するようにスタイロフォームで作成し、破堤実験を実施する際の実験区間 1m のみ堤防を 6 号砂で成形した。なお、河川に見立てた水路側に水を通水し、切り欠き部から破堤を試みる実験を実施する。

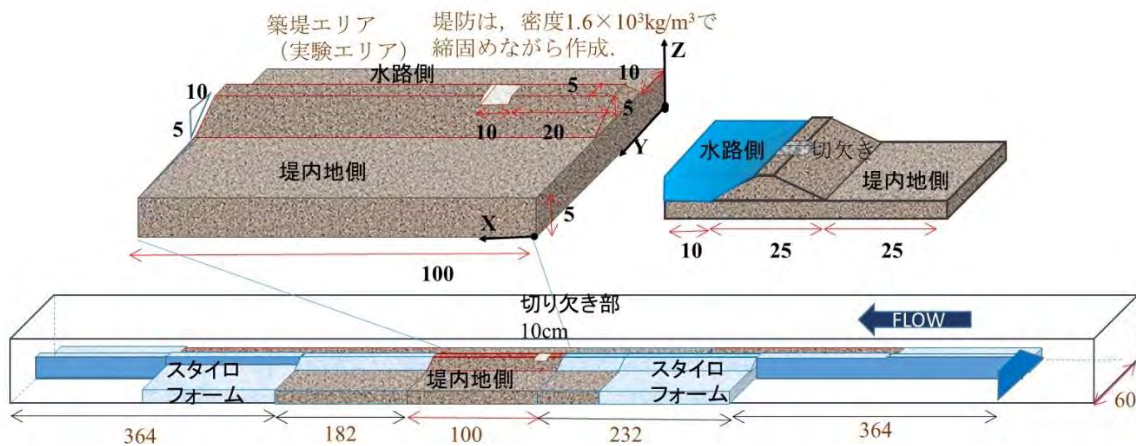


図 4.1.20 実験水路概要（単位：cm）

本実験では、水路勾配を 1/500 および 1/100 に変化させることにより、河道の流れ条件を変えた実験を行った。水路側の側壁から流水の様子を撮影し、破堤に伴う水位、河床高の変化を把握するとともに、水路上部からビデオ撮影した。さらには、破堤時の流れをおうため、上流部からおがくずを流しながら高速度カメラで水路上部から撮影し、破堤時の流れの状態を把握した。

(2) 勾配で変化する河道条件について

a) 対象水路条件における水位流量等の関係

ここでは、水路勾配 I を 1/500 および 1/100 に変化させることにより、河道の流れ条件を変えた実験を行う。本実験前に、まず、築堤区間もスタイロフォームで作成した堤防を置き、台形断面の水路部に様々な流量を流し水位を把握することで水位—流量曲線を描き (図 4.1.21)、平均的な流れの特徴を調べる。また、ここから得られる水深と断面平均流速から水位とフルード数 Fr の関係を図 4.1.22 に、さらには、水位と式 (4.1.1) から算出される無次元掃流力 τ_* の関係を図 4.1.23 に示す。ただし、ここでは簡易的に摩擦速度 u_* は壁面を除いた潤辺長 S から径深 R を算出したものを用いて式 (4.1.2) で計算している。

まず、当然の結果だが、1/100 と 1/500 では同じ水位でも流量が倍近く違う値となっている。また、勾配 1/100 の流れはフルード数が高く 2cm 程度の水深になると射流になることがわかる。また、水位と無次元掃流力の関係から両ケースともにある程度の水深があがると砂が動く条件となることがわかるが、水深に対する値の変動が大きい。これは、勾配が急であれば、水深の変化が大きく掃流力の大きな差をよび、洗掘、堆積が起りやすい状況となりやすいことがわかった。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad (4.1.1)$$

$$u_* \equiv \sqrt{gRI} \quad (4.1.2)$$

ここに、 g : 重力加速度, σ : 砂の密度, ρ : 水の密度, d : 河床材料粒径である。

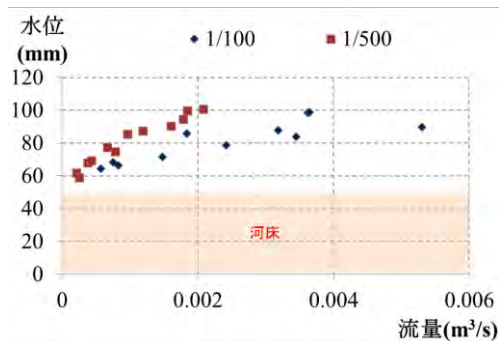


図 4.1.21 各勾配の水路流量曲線

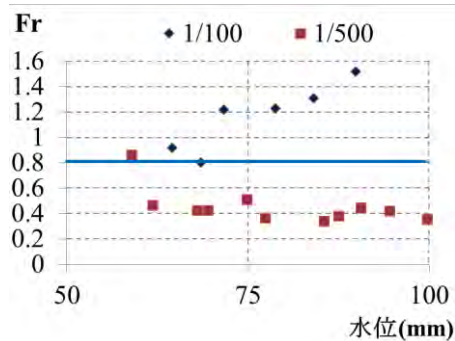


図 4.1.22 水位とフルード数の関係

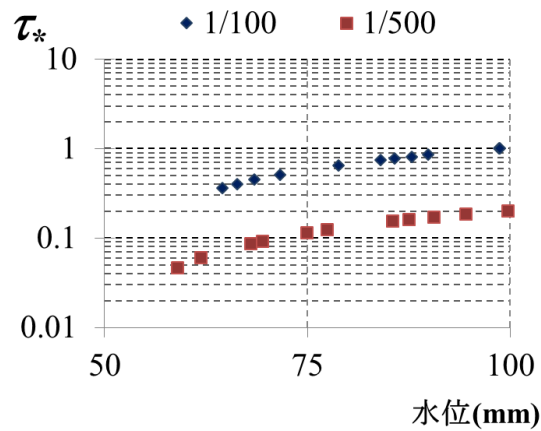


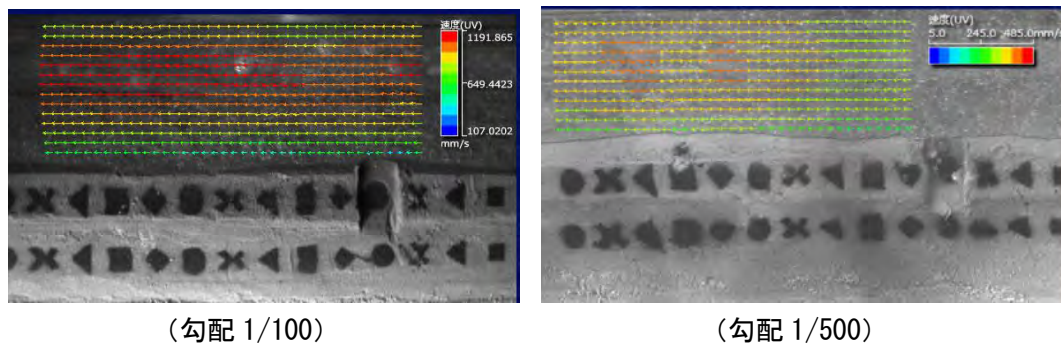
図 4.1.23 水位と無次元掃流力の関係

b) 破堤実験条件における流速分布特性の違い

次に事項の破堤実験を行う際の流量条件における流速分布等について示しておく。このあとの実験における水理条件は、表 4.1.4 で表すとおりである。このとき、破堤が起こるような水位条件であるが、流速は図 4.1.24, 25 に示すように勾配が異なるために大きく違っている。Case1 は射流、Case2 は常流となっている。また、両ケースともに河床材料が移動床状態となるが、特に 1/100 勾配の河床変動が活発で、河床低下が起こったため、上流の水路部の河床ができるだけ変化しないように土砂供給を行うことにした。

表 4.1.4 実験条件

	水路勾配	流量 (m ³ /s)	土砂供給
Case1	1/100	0.006	有
Case2	1/500	0.0025	無



(勾配 1/100)

(勾配 1/500)

図 4.1.24 表層流速平面分布

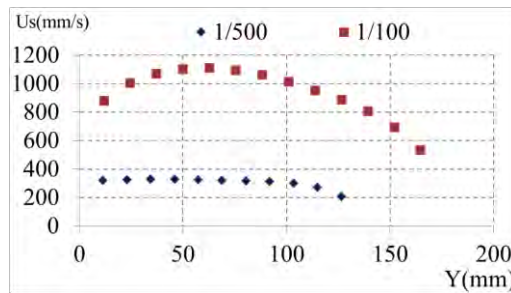
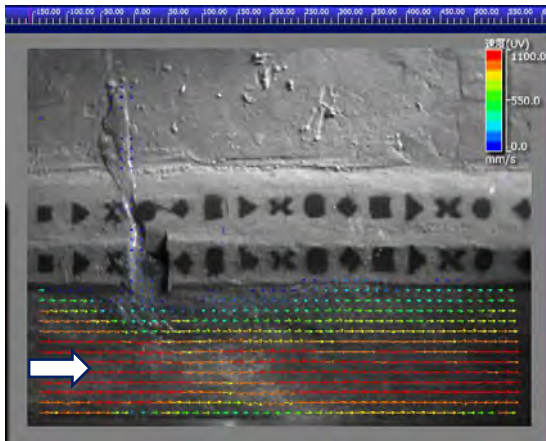


図 4.1.25 断面方向表層流速分布

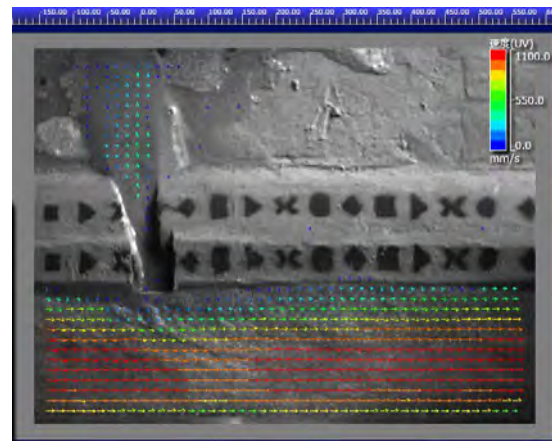
(3) 破堤過程

4.1.5.2 (2) で示した実験条件を用いて、破堤実験を試みた。実験は二回以上行い、信頼性を確保するように努めたが、勾配 1/100 の条件については、特に切り欠きから水が漏れ始めて横方向に拡幅し始めるまで若干の差がでた。これは、堤防の侵食を防ぐための法面に吹き付けたスプレーの影響が均一でなかったことと、河床変動が活発に起こるため、水位が安定しにくく、かつ堤防法面の成型精度の影響が大きくてやすいことが要因と考えられる。ただし、破堤過程や見られた現象に違いはなかった。

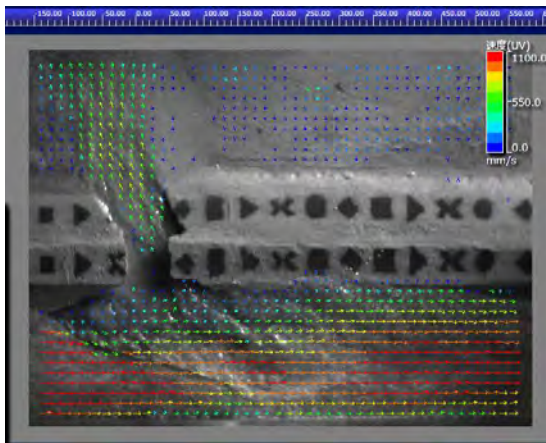
破堤過程は、既往の研究^{例えば, 14)} やこれまで検討してきた越流破堤現象と同様な進行がみられた。まず、破堤口から水が流出するとともに堤防の下方侵食が進む。下方侵食がある程度進むと徐々に側方侵食が進み、下方侵食が止まるとともに大幅に側方侵食が進む。ただし、水流があるため、水路横断堤防で見られるような拡幅ではなく、水流の影響を受けた現象となった。各ケースの水路情報から見た様子とそのときの表層流速を PIV でとらえたものを合わせて図 4.1.26, 27 に示す。破堤初期には、水流が破堤口にぶつかり流れとは逆側、つまり河川にとって上流側に向いているのが分かる。また、Case1 と 2 では、初期段階の破堤口から排出される流れの向きが若干異なるとともに、破堤口の河道部分における水の回り込みの様子が大きく異なる。特に Case2 では、一度堤防に当たった流れが破堤口から流出する際に上流部へ向かうのが顕著であり、破堤口の拡大速度については遅い結果となった(図 4.1.28)。両ケースともに、拡幅位置は、下流側に伸びていくが、特徴的なのは、勾配 1/100 の Case1 については、複数回実験した際に何度も破堤口からの水の流出時に下流河道で土砂が堆積し、水位が上がり破堤口下流から水が溢水する現象がみられた。破堤開始直後は、表層の水塊が破堤口から持っていかれ、堤防の下刻が進むまでは破堤口高さと越流水位の関係で流量が決まり、河川側の状況は水位しか関係しない状況で氾濫流量が決まる。この際、同じ氾濫流量がでる条件では、水位が同じでも河川流量、流速分布に対する影響はそれぞれ異なることは容易に想像できる。破堤時の水深、河床の変化を見てみると、図 4.1.29 のようになり、破堤により大きく流量が堤外地に流出することにより、Case2 では全体的に水位が下がるのに対し、Case1 では、破堤時に堤外地への水の流出により掃流力が下がることで堤防付近に堆積が起り、河床と水位の上昇が確認された。Case1 につい



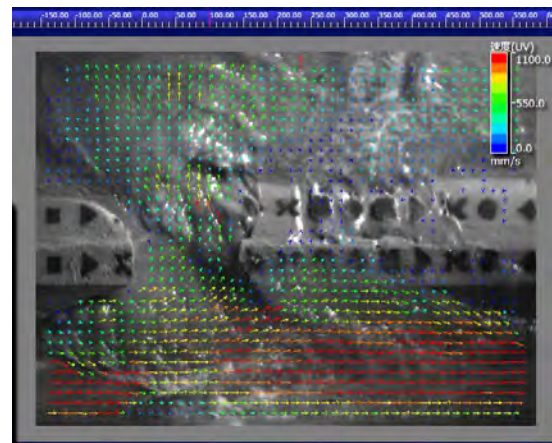
1s



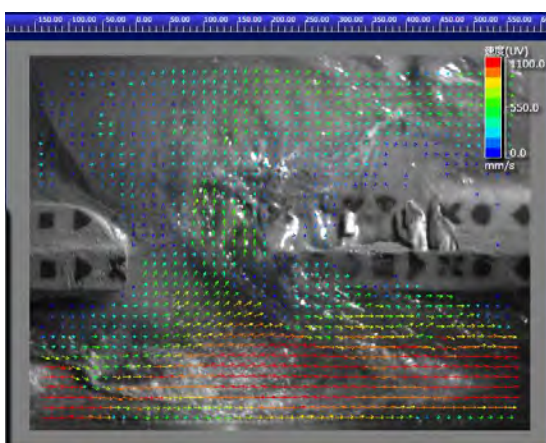
26s



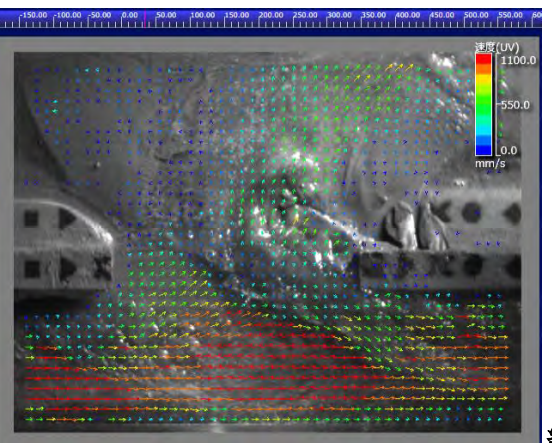
51s



61s



66s



約 71s

約

図 4.1.26-1 Case1 (1/100) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)

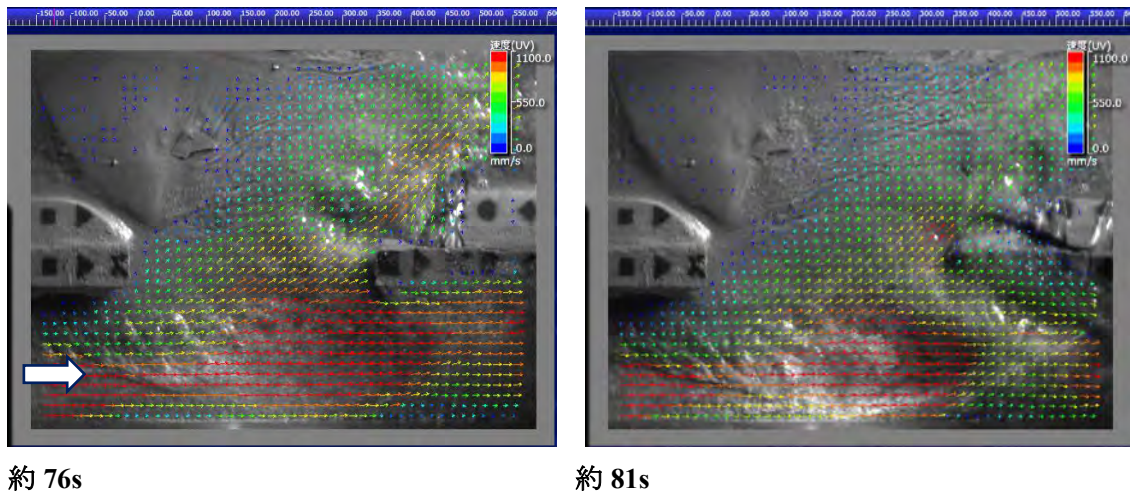


図 4. 1. 26-2 Case1 (1/100) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)

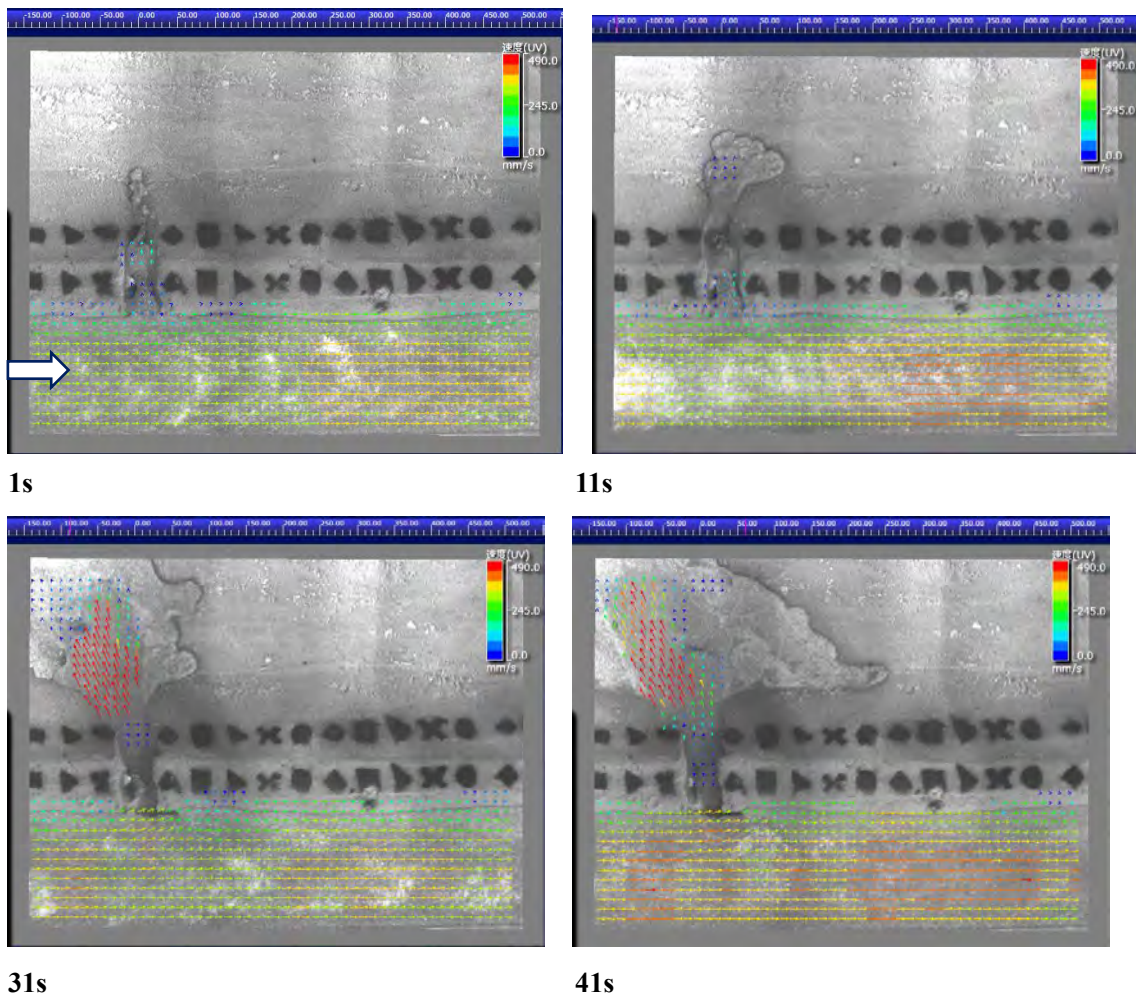
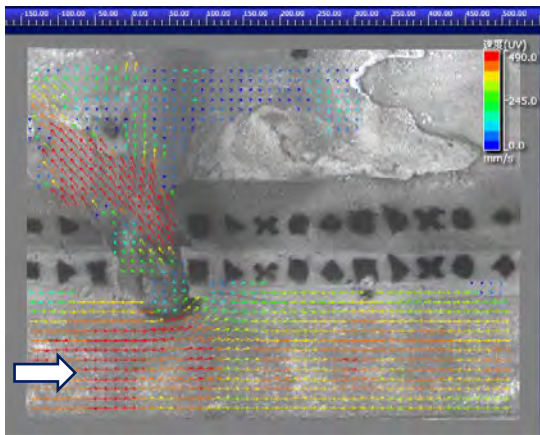
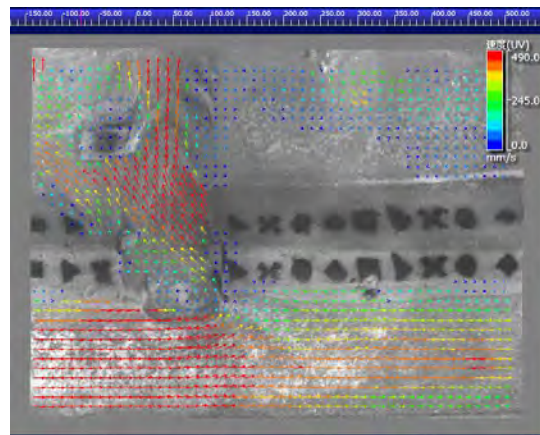


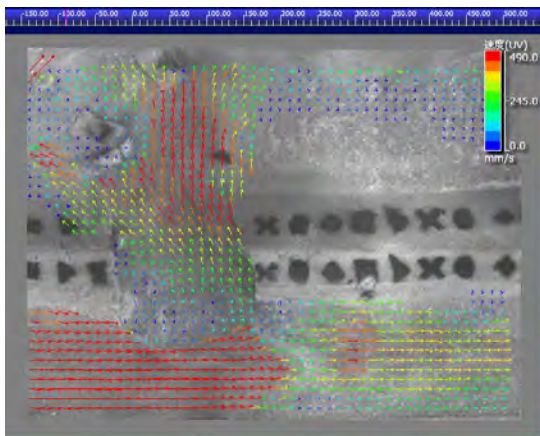
図 4. 1. 27-1 Case2 (1/500) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)



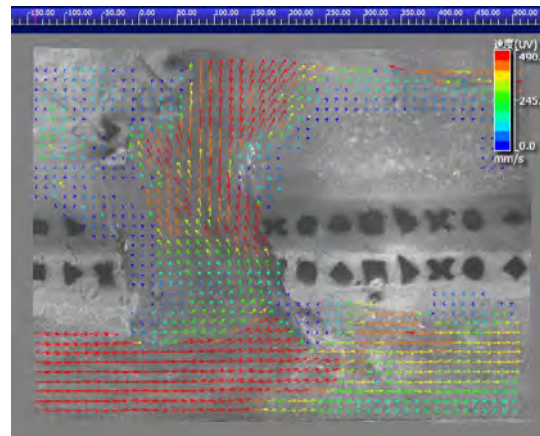
51s



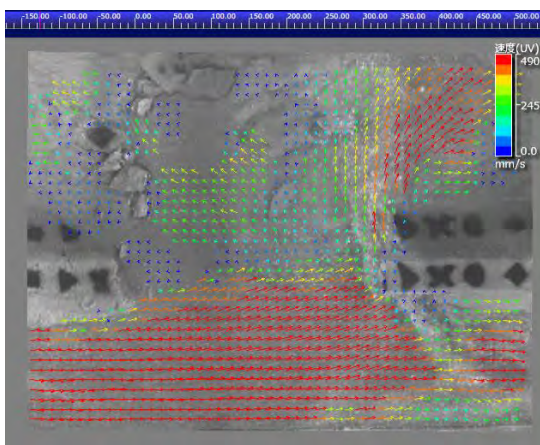
61s



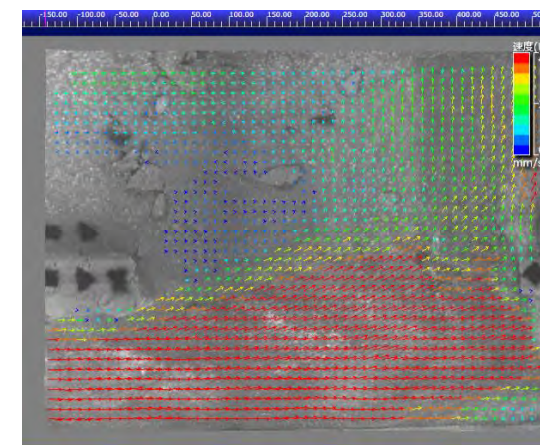
71s



81s



131s



180s

図 4.1.27-2 Case2 (1/500) における破堤口拡幅過程と表層流速分布 (PIV による)

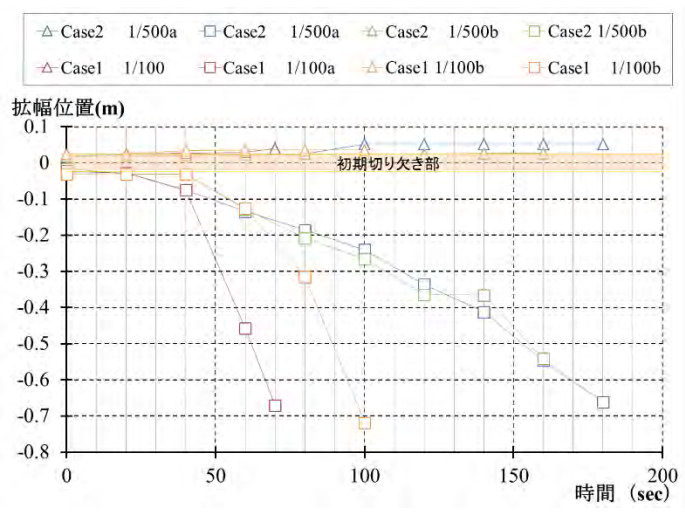


図 4.1.28 天端中央部における破堤口上下流位置の広がり

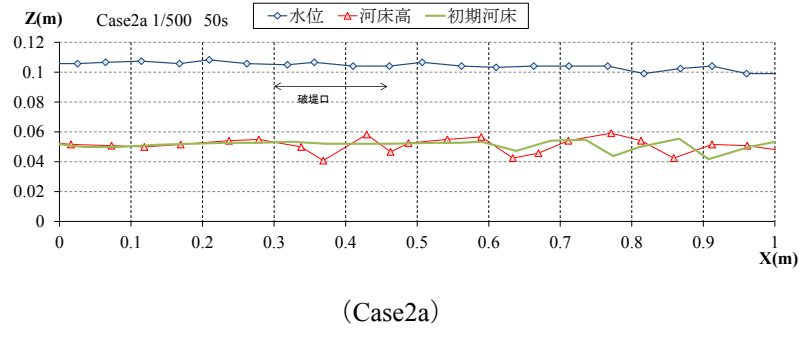
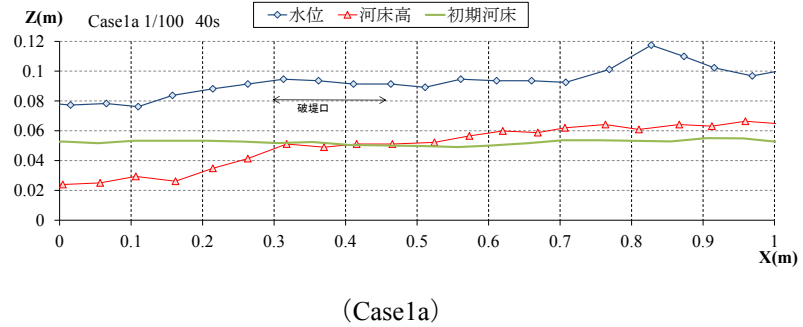


図 4.1.29-1 破堤幅約 15cm 時の縦断方向河床・水面高さ変化

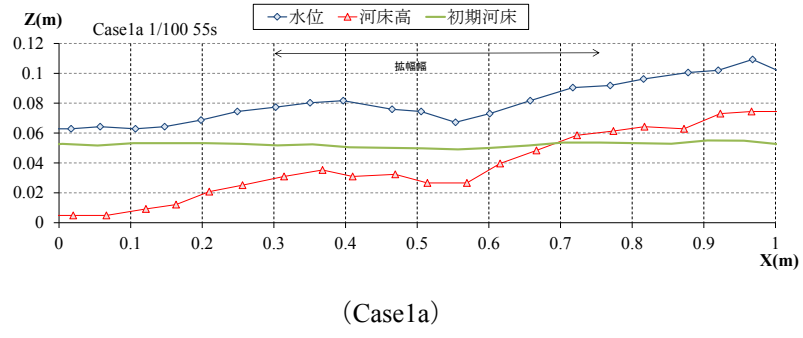
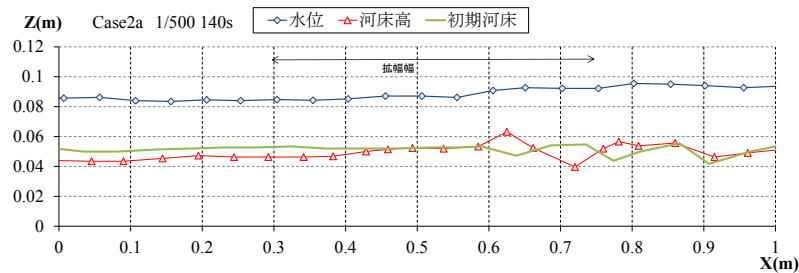


図 4.1.29-2 破堤幅約 25cm 時の縦断方向河床・水面高さ変化



(Case2a)

図 4.1.29-3 破堤幅約 25cm 時の縦断方向河床・水面高さ変化

では、さらに、破堤が始まるとともに、上流部水路で河床高、水位・河床の低下が確認される。上流部の河床低下は、破堤口の拡大し水路方向に流れが広がること、破堤口に向かって水位が低下し流れが加速することにより洗掘が進むことが要因と考えられる。

また、破堤口が拡大した後の状況も特徴的である。勾配が緩やかな Case2 については、破堤口下流端の残った堤防に流れがあたり、一瞬上流に振られる流れもみられるが、Case1 では河川側の河床が堆積していることなどもあり、Case2 より強い水流が堤内地でみられる。また、破堤後の拡幅過程では、両ケースともに破堤口の上流端に徐々に砂が堆積し、流心は下流側にシフトしていく。もともと流量が多く勾配が急な Case1 では流れがそのまま堤内地へ出ていき、Case2 はゆっくりと堤内地に流れ込み、一時的には上流側に二分した流れもみられる。河川側で起こる現象と堤内地が有するもとの勾配にも関係して氾濫現象が決まることが示唆される。

今回の実験は使用する水路の制約により河床が 0.1m、水面が 0.2m 程度の非常に狭い河道条件となった。破堤口の流心が下流へシフトする現象が見られ、実験エリア外に到達したため、実験エリアを縦断方向へ長くしていたら、その分下流へシフトしていく可能性が高く、破堤口の上流端から下流端までの幅は実験の継続時間で決まり、河川側の条件で決まらなかった可能性が高い。河道側の川幅を広くしていくと、この状況が変化するかは、本実験からは分からなかった。破堤口幅は、河川からの流出量を決めるという面でも重要な要素であるため、今後、どのような条件で決まりうるか、見当が必要だと考える。

4.1.6 河川の幅が破堤現象に及ぼす数値解析的検討

(1) 解析による検討内容

ここまでに、要因から河道条件の影響まで様々な破堤現象を実験にて取り扱ってきた。ただし、河川を流下する中での破堤現象の検討は、実験水路条件の限界から、条件が限られてきた。そこで、以前から破堤現象を再現する際に使用してきた名古屋大学にて担当者らにより開発された NH2D 河床変動モデル^{8), 15)}を用いて検討を行う。

検討のポイントは、4.1.5 で検討する際に見られた破堤幅と川幅の関係である。特に同じ水位、河道条件であれば、川幅が広くなることは河川を流れる流量が大きくなり、破堤口から流出する量は、破堤口と川幅の関係で決まる可能性が高い。本項ではこれについて検討を行う。

(2) 解析モデル概要^{15), 16)}

本研究で用いる解析モデルは、流れの計算から得られる情報をもとに、河床変動計算を実施し、更新した河床条件のもとに流れの計算を解きなおす時間発展型のモデルである。

流れの計算では、(1)で示す運動方程式と連続式を連立させて解くために、水面高さに関するポアソン方程式の解を反映させる fractional step method (Ferziger and Peirc¹⁷⁾) による時間発展型解法を採用させたものである。すなわち、①運動量の輸送方程式中の水面勾配項を除く項を時間積分して仮の単位幅流量を得て、②これを連続式に代入して得られる水面高さに関するポアソン方程式を解くことにより水面高さを求め、③これをもとに単位幅流量を補正する。これにより各時間ステップでの単位幅流量と水面高さが得られることになる。こうした操作を時間発展させながら所定の回数だけ繰り返し、各量の時間変化が無くなった時点で定常解が得られたものと見なす。この際、セル境界での値はセル中心の値から内挿することになるが、本モデルでは Rhie and Chow¹⁸⁾の方法を用い、セル境界での質量フラックスに対して互いに打ち消しあう表現の異なる2つの水面勾配項を付加する。これにより、collocated grid に特有の振動解の発生を抑制する。一方、移流によって輸送される運動量成分は、QUICK scheme を用いて与える。

a) 水深方向平均流れの基礎方程式

表面流に関して水深平均された平面2次元流れの支配方程式はデカルト座標 (x, y, z) を用いると次式のように表される。なお、河川流下方向、横断方向、鉛直方向を xyz 軸とする。

・連続式

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \text{div} \mathbf{q} = 0 \quad (4.1.3)$$

・運動方程式

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \operatorname{div} \left(q_x \frac{\mathbf{q}}{h} - \frac{T_x}{\rho} \right) = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \left(\frac{C_f}{h^2} + \frac{C_D}{h} \right) q_x |\mathbf{q}| \quad (4.1.4)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \operatorname{div} \left(q_y \frac{\mathbf{q}}{h} - \frac{T_y}{\rho} \right) = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \left(\frac{C_f}{h^2} + \frac{C_D}{h} \right) q_y |\mathbf{q}| \quad (4.1.5)$$

ここで、 t ：時間、 (q_x, q_y) ：それぞれ (x, y) 方向の単位幅流量、 \mathbf{q} ：単位幅流量のベクトル、 ζ ：水面高さ（水位）、 h ：水深、 $(\mathbf{T}_x, \mathbf{T}_y)$ ：乱流拡散による運動量フラックスのベクトル、 g ：重力加速度、 ρ ：水の密度、 C_f ：河床抵抗係数である。

乱流拡散による運動量フラックスは、次のように渦動粘性係数 ν_T を用いて表現される。

$$\begin{aligned} T_{xx} &= \rho \nu_T h \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x}{h} \right) \\ T_{xy} = T_{yx} &= \rho \nu_T h \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_y}{h} \right) \right\} \\ T_{yy} &= \rho \nu_T h \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y}{h} \right) \end{aligned} \quad (4.1.6)$$

渦動粘性係数は一次モデルとして、摩擦速度 u_* と水深方向平均値 h で算出される水深方向平均値を用いる。

$$\nu_T = \alpha u_* h \quad (4.1.7)$$

ここに、 α ：経験定数（=0.1）である。

b) 掃流砂を対象とした河床変動解析の基礎式

河床変動解析は、流れの解析から求まる摩擦速度と流向を参考に、流砂の連続式を用いて行う。

$$(1 - \rho_0) \frac{\partial z_b}{\partial t} = -\operatorname{div} \mathbf{q}_b \quad (4.1.8)$$

ここに、 z_b ：河床高さ、 ρ_0 ：河床砂礫層の空隙率、 \mathbf{q}_b ： (q_{bx}, q_{by}) 成分をもつ掃流砂量ベクトルであり、また、流砂量ベクトル (q_{bx}, q_{by}) は次式で与える。

$$\begin{aligned} q_{bx} &= q_b \cos \varphi \\ q_{by} &= q_b \sin \varphi \end{aligned} \quad (4.1.9)$$

ここに、 q_b ：単位幅あたりの掃流砂量、 φ ：流砂の方向角である。
また、流砂量の算定は、式(4.1.10)の芦田・道上の式¹⁹⁾を用いる。

$$\begin{aligned} q_b &\equiv \frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} \\ &= 17\tau_*^{\frac{3}{2}} \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \end{aligned} \quad (4.1.10)$$

ここに、 τ_* ：無次元掃流力、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力（岩垣の式）である。

セル境界における流砂量ベクトルは、次の考え方にに基づき算出される。

- 1) セル境界面それぞれにおける流量フラックスを求め、これらの大きさの比較から、縦断方向、または横断方向のどの面に対して、流れが卓越するかを定める。流れが卓越する方向のセル境界面については、流れの上流側のセル中心での流れの諸量（流速、水深、河床勾配など）をもとに、セル境界での流砂量を求める。流れが卓越しない方向のセル境界面については、セル境界での流れの緒量を内挿により得た後に、これを用いて、セル境界での流砂量を求める。
- 2) 流砂量の算定に用いる限界掃流力の算定については岩垣の式²⁰⁾を用い、河床が傾いていることによる限界掃流力の減少効果を Lane²¹⁾の式によって与える。
- 3) 流砂量を流砂の運動方向に成分分けすることで流砂量ベクトルが得られる。ここで、流砂の運動方向角は、流線の法線方向を基本とし、河床が傾くことならびに流線の曲がりによる底面流速の流線の法線方向からの偏倚の効果について、それぞれ Englund²²⁾、Nakagawa et al²²⁾による方法で算定して補正する。

各時間ステップで、流れ場が解かれた後、式(4.1.10)により河床高さを更新する。ここで、河床勾配が砂礫の水中安息角を超えた場合には、その斜面が安定には存在できないものとし、河床勾配がほぼ水中安息角となるように、質量保存に注意して河床高さを補正する。なお、水面下のない河床については、表面張力に支えられる砂の最大傾斜角に保たれるとしている。

(3) 解析ケースと結果

a) 解析結果と実験結果との比較

本解析では、勾配 1/500 の実験ケースについて、前述した解析モデルを用いて再現計算を試みるとともに、川幅を変化させた際の変化を検討する。なお、本モデルは既往の研究¹⁵⁾

において破堤現象の再現性を確認されたものである。解析結果を図 4.1.30 と図 4.1.31 に示すと、結果の一部を図 4.1.27 に示した今回の実験結果と差が生じていることがわかる。特に差が生じている点は、各時間の水域エリアと拡幅速度にある。水域エリアの差については、実験は水路で行っているのに対し解析はこの後の河川幅を変化させた検討のために、境界条件に壁面の設定をせずに流出を許していることが要因と考えられる。また、時間的な差は、実験では、拡幅までに差が生じないように、シリコンラッカー Sprey で法面被覆しているのに対し、解析ではその効果を入れなかったことなどにあると考えている。

実験では、破堤口下流端付近で流れが下に潜り込み堤防を削り、下流端がオーバーハングする状況があり、さらにそれによって破堤口から流出する流れが上流側へ向く傾向にあったにも関わらず解析では二次元解析ということもありその現象は再現ができなかった。ただし、最終的に実験で見られた下流へ流心が移っていく現象等は、再現ができたと考える。

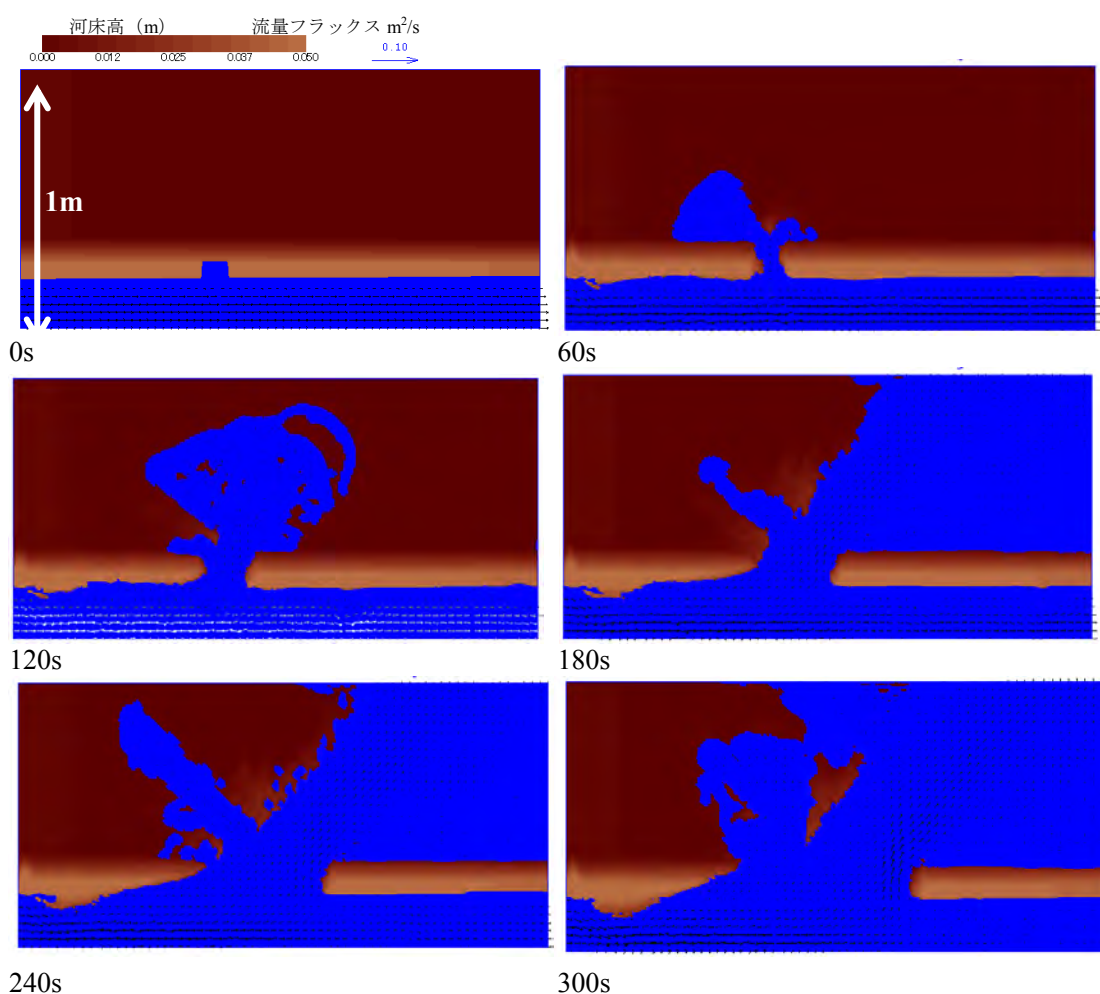


図 4.1.30 勾配 1/500, 川幅 0.1m 時 (実験 Case2 (1/500) と同条件) の河床コンターと水域, 流量フラックス

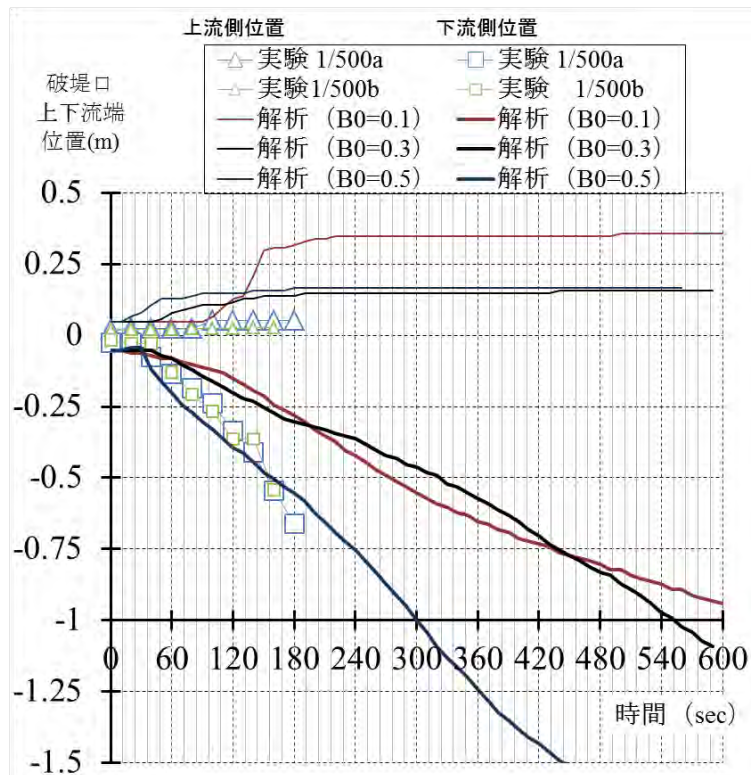


図 4.1.31 破堤口拡幅時間変化

表 4.1.5 解析条件

	計算領域幅(m)	計算領域長(m)	川幅(m)	流量(m ³ /s)
Case1	1.0	2.0	0.1	0.0028
Case2	1.2	4.0	0.3	0.0070
Case3	1.4	4.0	0.5	0.0130

※川幅は水路部分の堤防法面以外の移動床部分の幅

なお、開口幅の時間変化については、例えば、今回河床間隙率を 0.35 で設定していたものを上げたり、流砂量式で用いている係数を大きくしたりすると実験結果にフィットすることを確認している。これらの係数は、実現象の再現の際に調整すべきものであるため、使用する砂などの状況により検討が必要になると考える。ただし、これ以降の検討はこのような調整は行わず、通常値を用いて検討する。

b) 川幅の違いが破堤口幅に及ぼす影響

本解析では、4.1.5 の勾配 1/500 の実験ケースをベースに、川幅を変化させ、拡幅幅へ及ぼす影響を考える。この比較では、堤防高さ等堤防条件は一定とし川幅を変更させ、水深をできるだけ実験ケースの再現計算の条件に合わせるように流量を決めて表 4.1.5 のように設定した。このうち、Case の結果を図 4.1.32, 33 に例示する。

図 4.1.31 に示す破堤口部の時間変化からもわかるように、川幅を広げると、初期の切欠き部で下刻が進み、破堤幅が拡大するまでの時間は速くなっている。今回の比較は、初期水位を併せているため川幅に応じ河道にはそれなりの流量が流れているため、堤内地に流出し河道内の流量が減少する影響としての河川水位の低減が異なってくる。そのため、川幅が大きいほど初期段階で河道内の水位は下がらず、多くの流量を流出させる。最終的には多くの流量が破堤口から流出するために、破堤口拡大速度は途中から川幅の違いによる変化が現れる結果となった。

実験と同じ川幅である 0.1m のケースでは、図 4.1.34 の流線図からもわかるように、最終的にはほとんどの流量が破堤部から流出するが、川幅が異なるケースでは同じ開口幅の時点では、一部の流量が破堤口から流出するのみとなっている。幅に対する流量はおおよそ同じと考えられるため、幅が広いケースでも破堤口の拡幅がさらに進むとすべての流量が流出するかどうかポイントとなるが、図 4.1.35 に示すように、拡幅が進むと、最終的には川幅が広い分の流量が流出する結果となることを確認している。

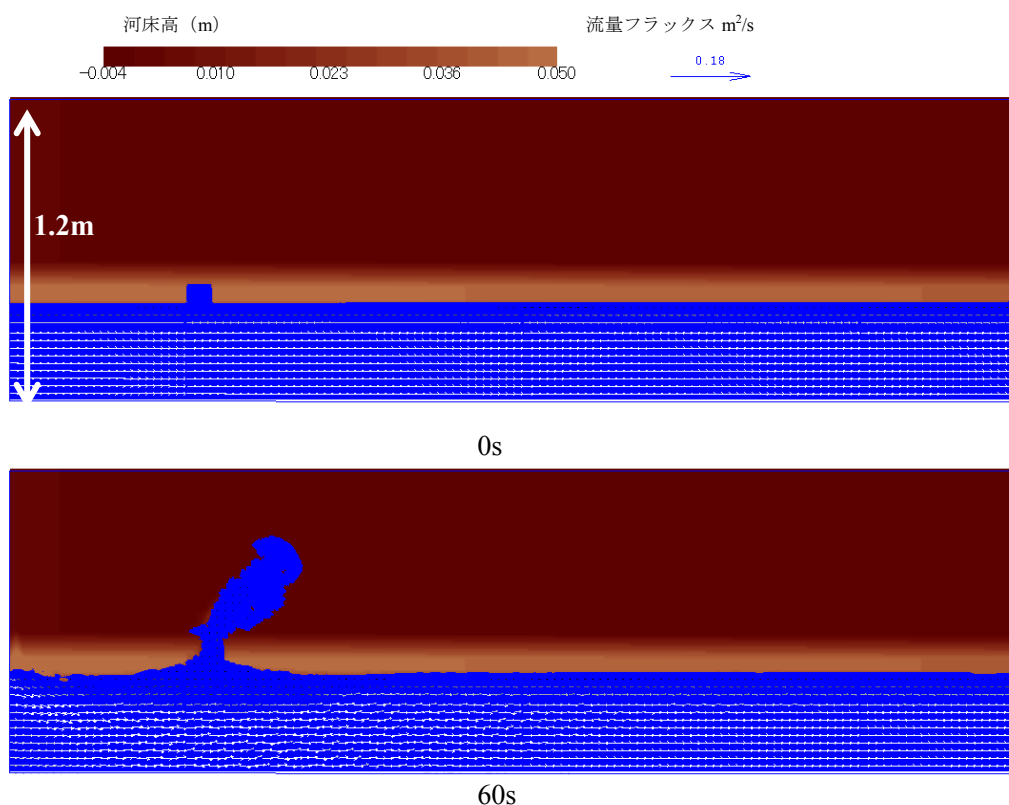
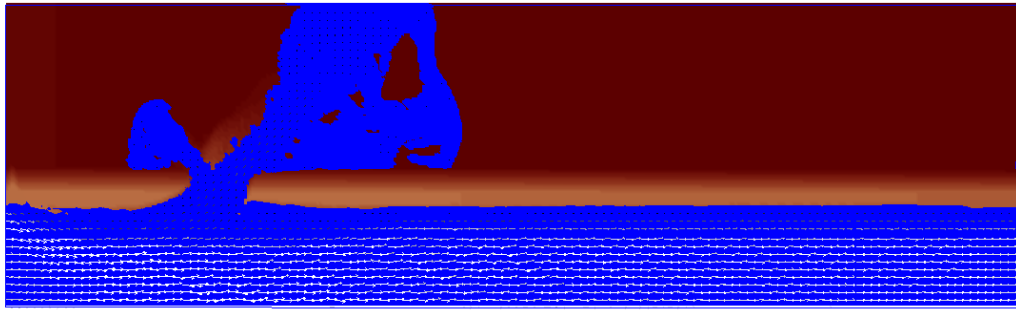
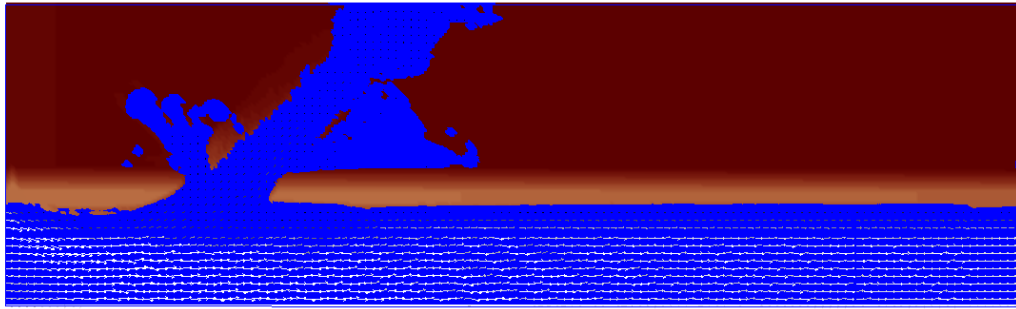


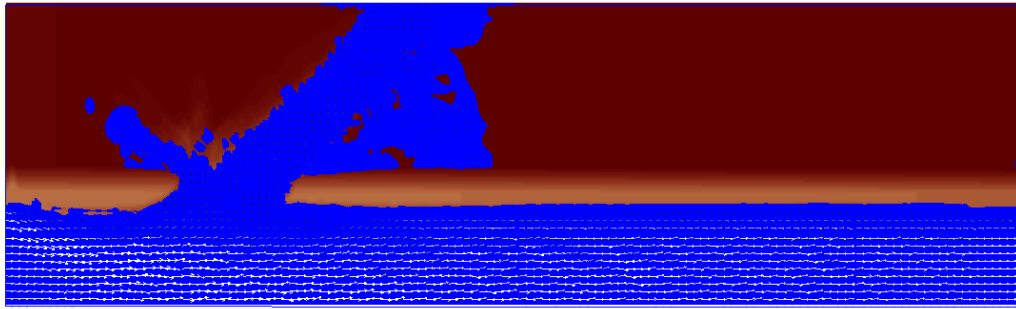
図 4.1.32-1 勾配 1/500, 川幅 0.3m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス



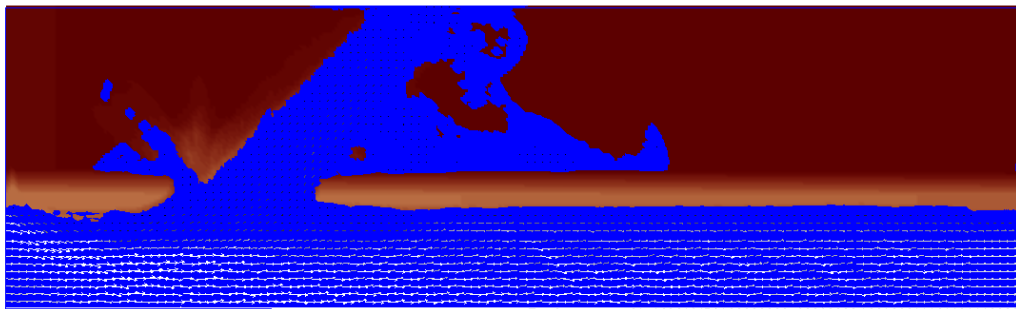
120s



180s



240s



300s

図 4.1.32-2 勾配 1/500, 川幅 0.3m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス

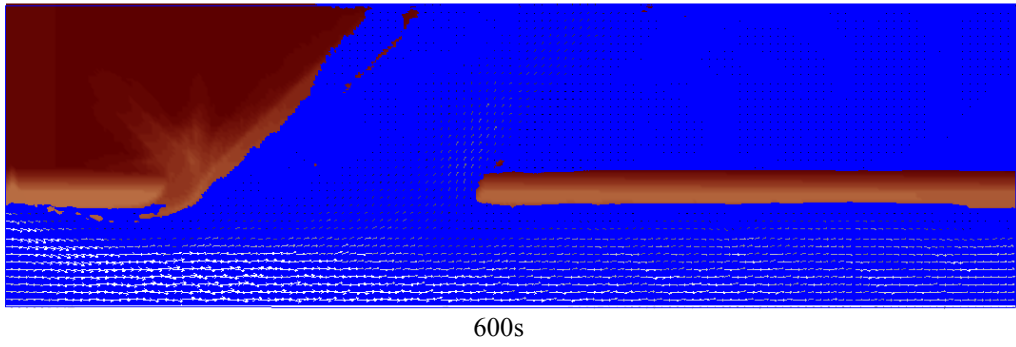


図 4. 1. 32-3 勾配 1/500, 川幅 0.3m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス

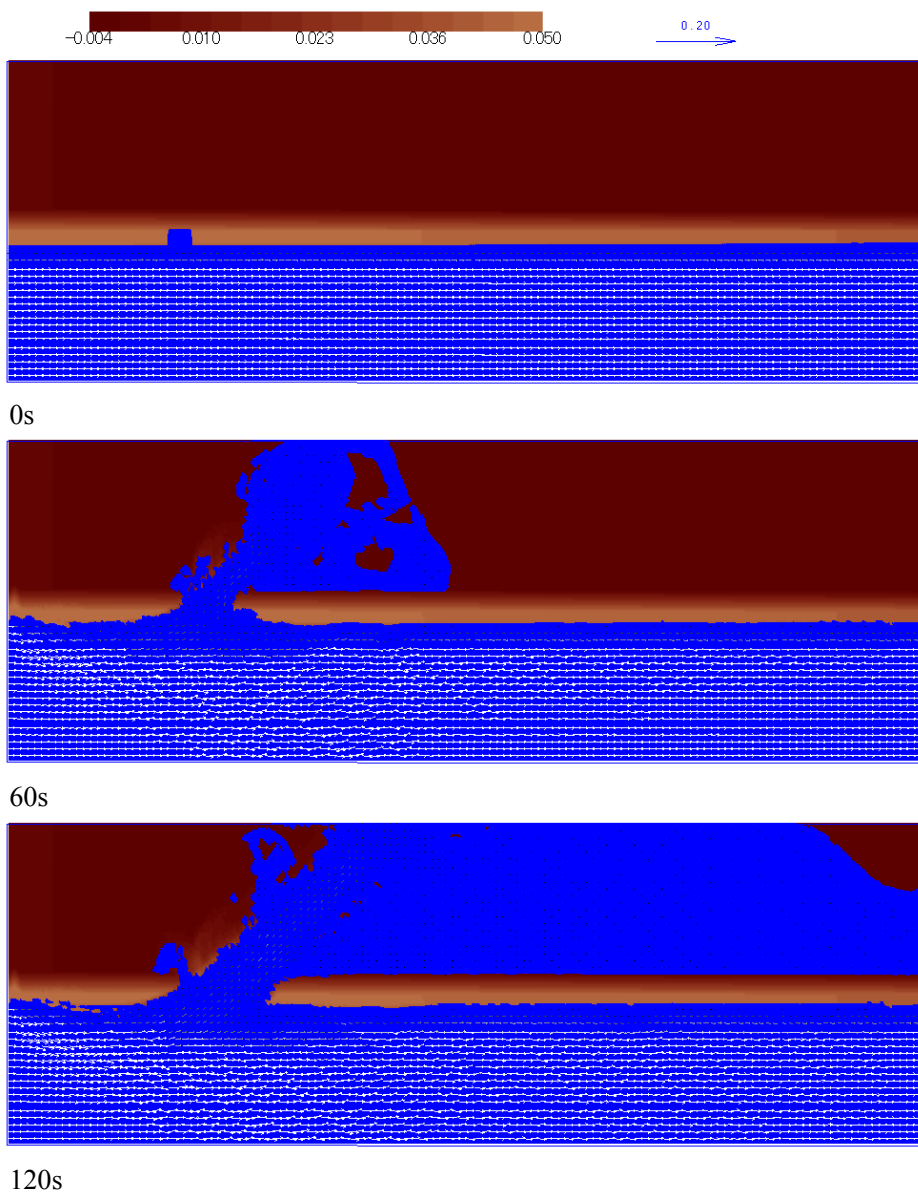
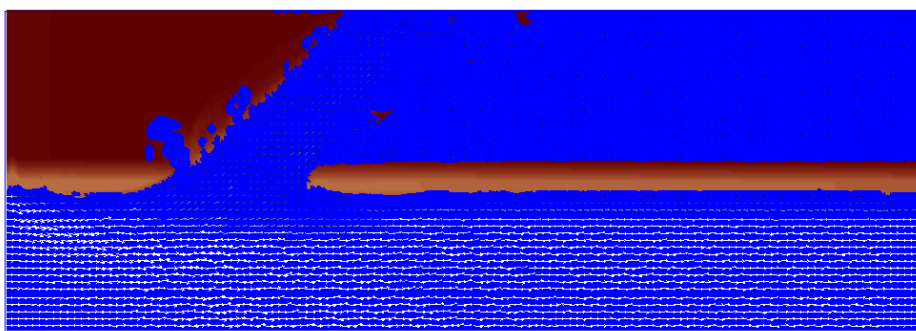
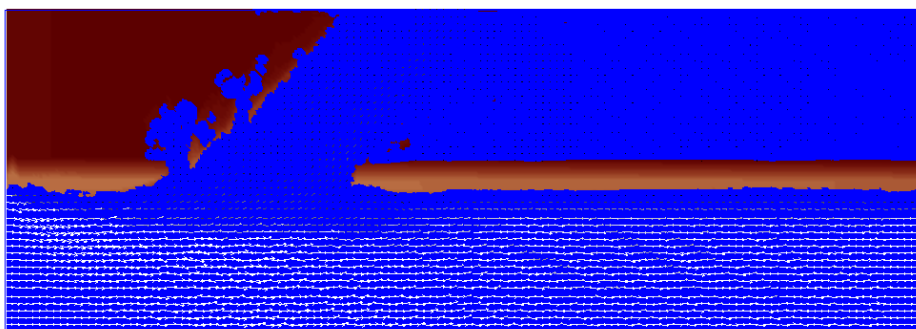


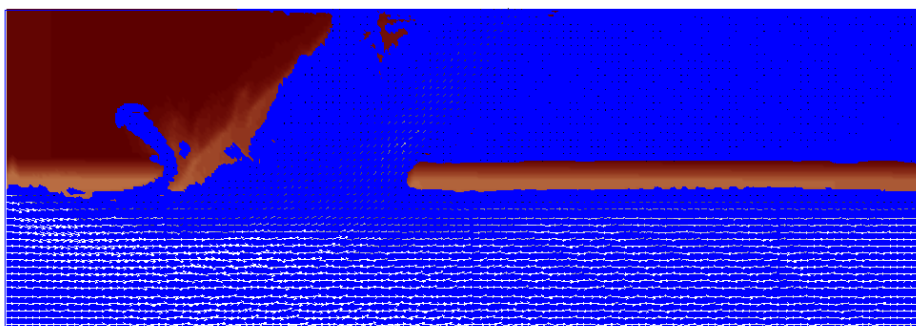
図 4. 1. 33-1 勾配 1/500, 川幅 0.5m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス



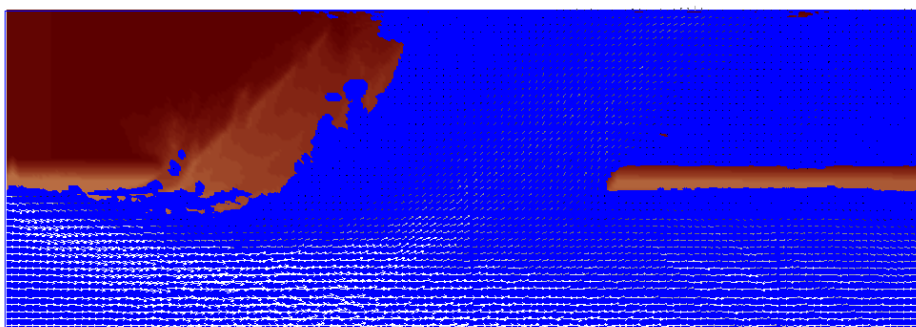
180s



240s

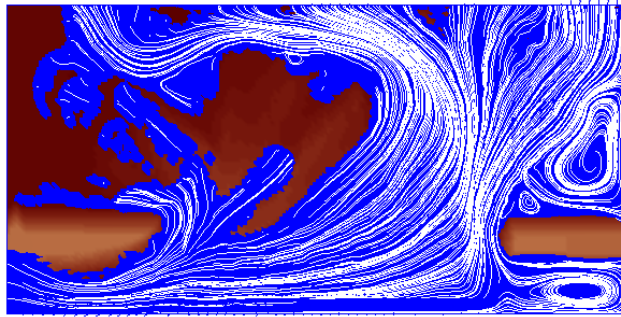


300s

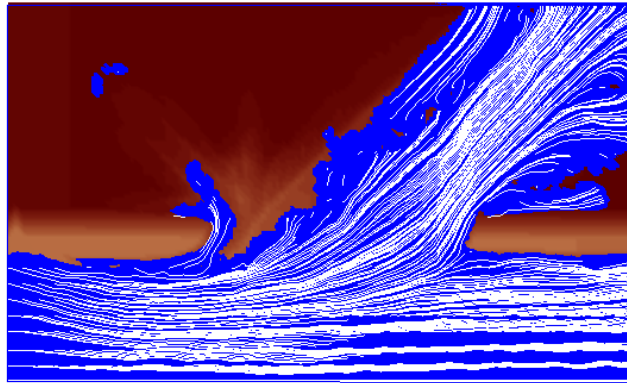


600s

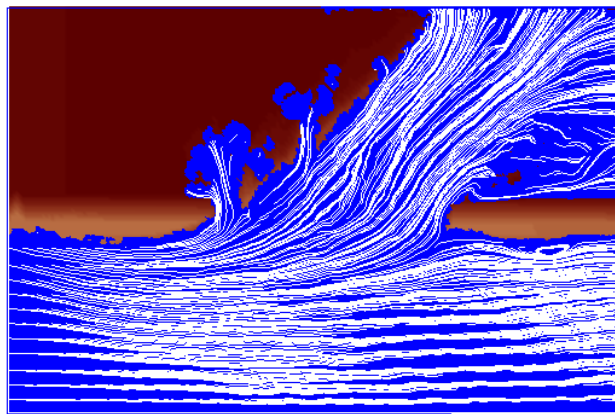
図 4.1.33-2 勾配 1/500, 川幅 0.5m 時の河床コンターと水域, 流量フラックス



勾配 1/500, 川幅 0.1m 540s 後

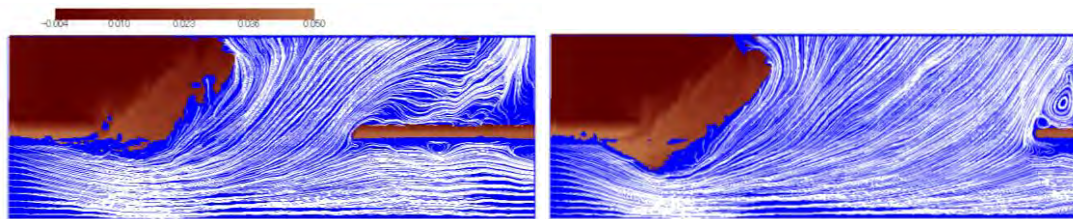


勾配 1/500, 川幅 0.3m 420s 後



勾配 1/500, 川幅 0.5m 240s 後

図 4. 1. 34 同程度の開口幅時の状況（白線は流線）



600s 流線

1200s 流線

図 4. 1. 35 川幅 0.5m の際の 600s 後および 1200s 後の流線

4.1.7 結論

本節は、越流破堤に着目し、河道条件や堤防条件が破堤現象に及ぼす影響を検討した。複数の検討により少なくとも以下のことがいえる。

- ・破堤事例を調べたところ、河川がもつ条件により破堤にいたる要因が異なることがわかった。物理的水位が堤防高を超える現象はどの河川でも起こりうるが、近年の堤防整備状況の下では、河川勾配が緩やかな河川では浸透流を要因とした破堤、河川勾配が急な河川では洗掘・侵食を要因とした破堤が起こっていることが分かった。
- ・水路横断堤防を用いて浸透破堤と切り欠きによる越流破堤の実験を行った結果、要因が異なると越流前に起こる堤防の変形状態が異なるため、溢水から破堤口の横方向の拡大にいたるまでの初期に起こる現象が異なる結果となった。
- ・水路横断堤防を用いて堤体の被覆状態による影響を調べたところ、被覆場所によって破堤過程や破堤の進行速度に差が現れる結果となった。
- ・堤体材料が異なる水路横断堤防を用いて堤体材料の影響および浸潤面の発達の有無の破堤現象へ及ぼす影響を調べた。その結果、堤防の湿潤状態は、粒径によって多少破堤口の拡幅速度等に違いはでるものの、表流水が卓越する破堤過程にはそれほど大きく影響せず、むしろ、堤体材料の粒径の細かさが、破堤時の堤防の下方侵食（下刻）速度、および側方侵食過程に大きな影響を与えることが分かった。
- ・実際の河川流を想定し、水路縦断堤防を作成し水路部分に水を流し、破堤口の拡大過程を調べたところ、勾配の違いにより破堤の進行速度が大きく異なることが分かった。また、破堤口から流出する水の勢いが大きく異なり、破堤口から流出する方向が勾配により若干異なることが分かった。
- ・川幅を変化させたケースで破堤口拡大過程の解析を実施したところ、破堤開始し、流量がある程度流れ出した後は拡幅速度が異なり。特に、川幅が大きくなればなるほど河川流量が多いため、より多くの流量を出すような破堤口が形成されることが分かった。

上記のように本研究で調べてきた越流破堤現象は、破堤口からの氾濫流量の見積もりにかかわる重要な要素、破堤の進行を考える上で重要な要素を調べるものであった。結果として、破堤要因は特に越流破堤前の堤防形状を変化させるため、破堤初期の現象を大きく変え破堤幅に対する氾濫流量を増加させる可能性が高い、また、堤防の被覆状態は完全に破堤するまでの時間を稼ぐ可能性が高いことが分かった。ただし、破堤後の現象は河道特性が大きくかかわるため、河川に近い堤内地の氾濫対策の際にはそれを考慮する必要がある。

最初に掲げたりサーチマップ（図 4.1.1）のように、現在の堤防を維持管理する上で、危険個所把握のための調査や決壊可能性を把握するための調査が必要である。しかし、最初の事例でも示したように、河道の条件により要因となりうる現象が異なるため、調査項目

や注意する点は異なって当然でありそれを踏まえた堤防整備，調査等が必要となる。また，溢水の可能性はどの河川でもあり，樹林化が進む河道では，堤体自身日々点検するのと同様に，想定されている流量の妨げるになり，かつ，偏流を引き起こし，河岸侵食を助長させる可能性が高い樹木の管理が必要になるなど河川側の維持管理が重要と言える。また，河岸侵食災害も堤防を直接削る可能性があるため，河道動態の変化を適切に評価し，侵食対策を適宜行っていく必要がある。まず，こうした重点的な対策要素を明らかにしたうえで，堤防や河道の整備に努める必要があり，さらには近年の破堤リスク増加を踏まえ，氾濫時の対策として，河道および氾濫原の状況を踏まえた対策が必要となると言える。本研究では，すべてを網羅した研究を進めることはできなかったが，越流破堤現象を決める重要な要素の抽出まではできたと考える。低平地災害を考える際には，溢水と浸透のリスクが高く，かつ浸透破堤の場合は堤防が最初に変形している可能性が高いためいっきに大量の水が氾濫原を襲う可能性が高い。そのため，浸透対策を万全にとる必要がある。また，一度あふれ出した水は破堤口を時々刻々と変化させる。最終的に河川流量相当のものが氾濫原へ流出する可能性が高いため，破堤口の拡大を抑える方策を見出すのも重要であると考えられる。

最後に，本研究で得られた破堤口拡幅過程に重要な要素は解析で必ずしも再現できるわけではない。そのため，粘着性を考慮した河岸侵食モデルや被覆状況の適切なモデル化など要素を忠実に再現できる解析モデルの構築が研究的な課題であると言える。

4.1の参考文献

- 1) 河川部会堤防 WG(代表：服部敦)・堤防小委員会浸食,浸透破壊,洗掘 WG(代表：前田健一)：河川堤防の効率的補強に関する技術的課題とその取り組みの方向性，河川技術論文集，第 21 巻，pp.367-372，2015.
- 2) 特集 土に潜む落とし穴「健全な堤体の下に潜む水の道」，日経コンストラクション，pp.33-35，2011.
- 3) 小高 猛司，板橋 一雄，中島 康介，牧田 祐輝，李 圭太，上村 俊英，坪田 邦治，加藤 雅也，河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察地盤工学ジャーナル，Vol. 5，No. 2，193-205，2010.
- 4) 杉井俊夫，前田健一，斎藤秀樹，小林剛，尾畑功：EPS 盛土を使った堤体横断面の表面波探査，河川技術論文集，第 18 巻，pp. 315-321，2012.
- 5) 小林剛，前田健一，柴田賢：不飽和堤防の急速浸潤化に伴う間隙空気の挙動と比抵抗モニタリングによる可視化，河川技術論文集，第 18 巻，pp.293-298，2012.
- 6) 島田友典，渡邊康玄，横山洋，辻珠希：千代田実験水路における横断堤越水破堤実験，水工学論文集，第 53 巻，pp. 871-876，2009.

- 7) 辻本哲郎, 田代喬, Md.Serazul ISLAM, 吉池朋洋 : 小規模実験による破堤に及ぼす河床高の影響検討 - 天井川区間の破堤災害のリスク -, 河川技術論文集, 第 18 巻, pp.381-386, 2012.
- 8) 辻本哲郎・鷺見哲也・寺本敦子・前田和 : 破堤拡大過程と河川特性の関係について, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp.121-126, 2005.
- 9) Creager, W. P. , Justin, J. D., and Hinds, J. : Engineering for Dams, Vol.III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams, John Wiley & Sons, Inc., N.Y., pp.645~649, 1945.
- 10) 国土交通省中部地方整備局河川部 : 台風 15 号による庄内川の出水状況 (速報版), 平成 23 年 9 月 23 日版
- 11) 愛知県河川整備計画流域委員会 : 第 40 回愛知県河川整備計画流域委員会資料「庄内川上流圏域」, 平成 24 年 2 月 2 日
- 12) 本間仁, 安芸皓一 : 物部水理学, pp.430-463, 岩波書店, 1962.
- 13) Shepard, F. P. and Inman, D. L. : Nearshore water circulation related to bottom topography and wave refraction, *Trans. AGU.*, Vol.31, No.2, 1950.
- 14) 本間仁, 安芸皓一 : 物部水理学, 第 47 回地盤工学会研究発表会講演集, 八戸市, CD-ROM, 2012.
- 15) 辻本哲郎, 北村忠紀, 岸本雅彦 : 砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理, 河川技術論文集, 第 8 巻, pp.31-36, 2002.
- 16) A. Pornprommin, A. Teramoto, N. Izumi, T. Kitamura, T. Tsujimoto (2002) : Numerical simulation of bar formation in straight channels by the NHSED2D model, *J. Applied Mech.*, JSCE, pp.629-938
- 17) Ferziger, J. H. and Peirc, M., Computational method for fluid dynamics, Springer, 1997.
- 18) Rhie, C. M. and Chow, W. L. : A numerical study of the turbulent flow past an isolated airfoil with trailing edge separation, *AIAA J.*, 21, pp.1525-1532, 1983.
- 19) 芦田和男, 道上直規 : 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, pp.95-69, 1972.
- 20) 岩垣雄一 : 限界掃流力に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 41 号, 1956.
- 21) Lane, E. W. : Design of stable channels, *Trans. ASCE*, Vol.120, pp.1234-1260, 1955.
- 22) Engelund, F. : Flow and bed topography in channel bends, *J.Hydr.Div.*, ASCE, 100, pp.1631-1648, 1974.
- 23) H. Nakagawa, T. Tsujimoto, S. Murakami : Non-equilibrium bed load along side bank, *Proc.3rd Int. Sym. River Sedimentation*, Jackson, Mississippi, USA, pp.1029-1065, 1986.

4.2 沖積低平地における軟弱地盤の海溝型地震時の変状予測（研究担当者：小高猛司，崔 瑛）

4.2.1 はじめに

2011年東日本大震災では、利根川流域の旧河道の埋め立て地や東京湾岸の比較的若齢の埋立地で液状化の被害が顕著であった¹⁾が、南海トラフ地震においても同種の被災が懸念される。本節では、南海トラフ地震時を想定し、粘性土と砂質土が互層で堆積する沖積低平地の軟弱地盤の海溝型巨大地震時の危険度評価ならびに変状予測を行う。具体的には、木曾川河口域の旧河道埋立地において、ボーリングによる地盤調査と不攪乱試料のサンプリング、またサンプリング試料を用いた室内土質試験を実施した。さらに、その結果を用いた簡易液状化判定、ならびに有効応力液状化解析による変状予測を実施した。

4.2.2 地盤調査

木曾川下流域の旧河道埋立地においてボーリング調査を実施するとともに、不攪乱試料のサンプリングを行った。ボーリング調査位置を図4.2.1に示す。また、柱状図ならびに標準貫入試験とPS検層結果を図4.2.2に示す。

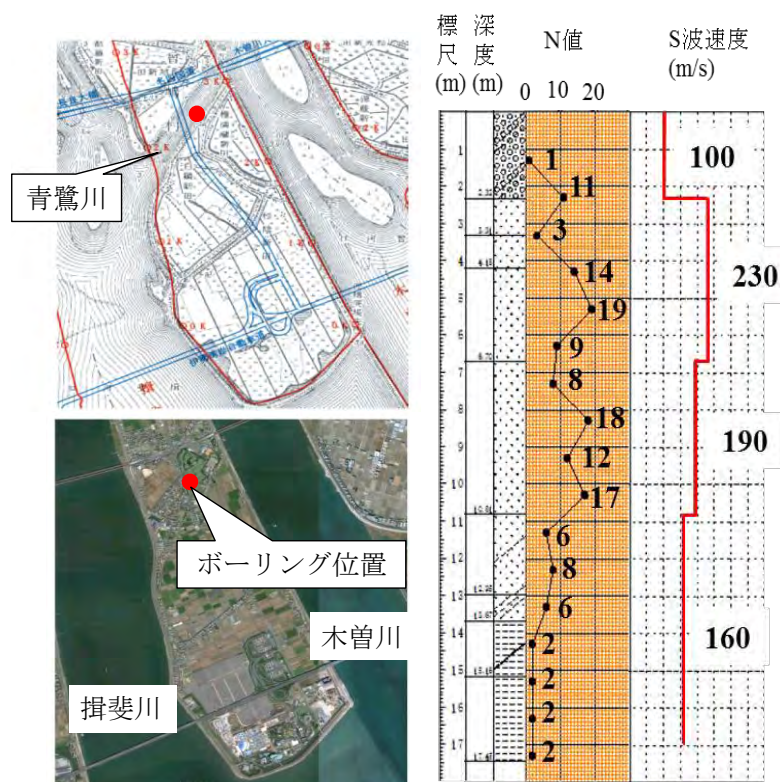


図 4.2.1 ボーリング調査位置 図 4.2.2 ボーリング調査の結果

3.3m 付近までが盛土と旧河道の埋め土であり、その下深度 13.7m 付近までが沖積砂層、13.7m より下が沖積粘土層であった。埋め土層において N 値が大きく減少したのちに、その下の沖積砂層で一旦 N 値が上昇し、再度やや減少している。また N 値が急激に低下する 10.8m 付近からはシルトが混ざり始め、さらにその下は N 値の低いシルト層が深く堆積している。S 波速度は、埋め土層と沖積砂層において明確な差は認められなかったが、深くなるに従い、徐々に減少している。

4.2.3 室内試験

室内試験はボーリング調査時に採取した各深度の試料を用いて実施した。深度ごとの粒度分布を図 4.2.3 に示す。深度 11~13m 以深になると、細粒分が急激に増えていることが分かる。また、さらにその下段の図に示す粘土層では、深くなるにつれて細粒分含有率がさらに高くなる。

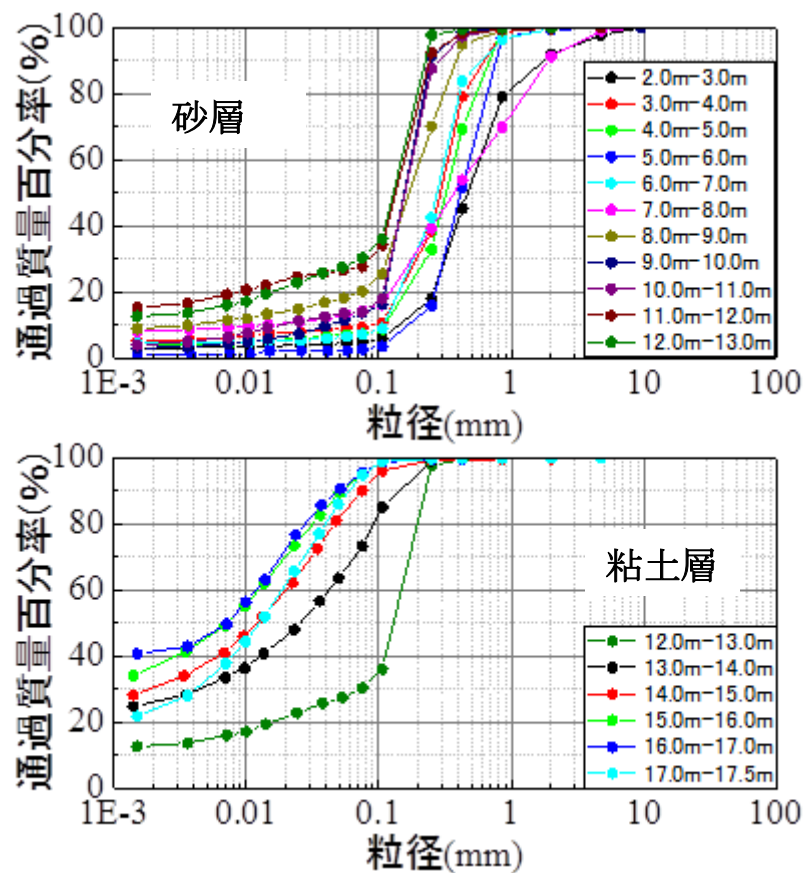


図 4.2.3 粒度試験結果(上：砂層 下：粘土層)

図 4.2.4 に一軸圧縮試験の結果を示す。一軸圧縮試験には 14.5-15.5m の試料を用いて、不攪乱試料を 2 本、練返し試料 1 本を用いて試験を実施した。一軸圧縮強さ q_u は約 110kPa であり、N 値から想像していたよりも比較的しっかりとした粘性土である印象を受けた。

一方で、繰返し後の q_u は 10kPa 程度であり、鋭敏比は 12 以上となり鋭敏性が高いことが分かった。ただし、乱れの少ない試料における破壊ひずみは比較的大きく、構造が卓越した粘土であるとまでは判断できない。

図 4.2.5 に標準圧密試験の結果を示す。標準圧密試験には 14.5-15.5m の試料を用いた。試験の結果、圧密降伏応力 p_c は 263kPa となり、現在の深度（15m とする）と地下水位（1m とする）による有効上載圧から過圧密比を算定すると 1.85 となる。これは比較的高い一軸圧縮強さとも整合しているが、木曾川河口部の沖積平野において、過去に上載荷重の履歴を受けたことは考えられないことから、この高い過圧密比の原因は、濃尾平野特有の地下水くみ上げ履歴による有効応力の変動の影響である可能性がある。

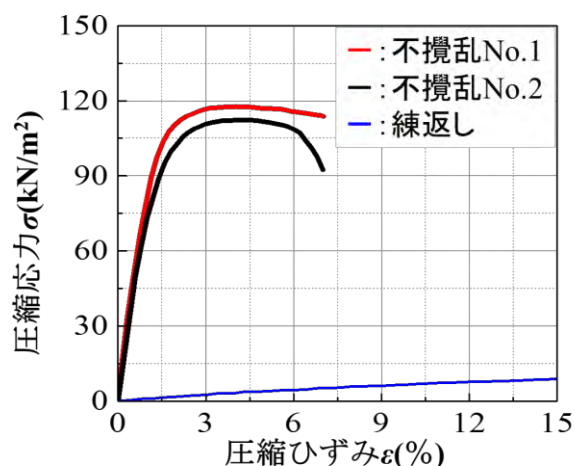


図 4.2.4 一軸圧縮試験結果

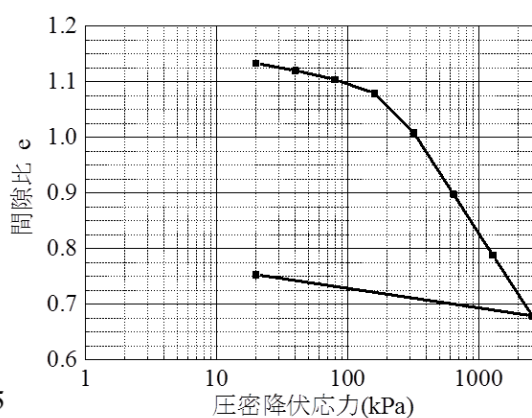


図 4.2.5 標準圧密試験結果

調査地点近傍における三重県による地下水位の調査によれば、過去の地下水くみ上げの影響によって昭和 61 年には地下水位が 11m 付近まで下がっている。しかし、その後の取水規制によって、平成 17 年には地下水位は 3m 付近まで回復している。この地下水変動を考慮して、過去に地下水位が 11m まで低下し、現在 1m まで回復していると仮定した場合の有効応力の変動量は、100kPa 程度と試算することができ、過圧密比に換算すると 1.69 となった。したがって、今回の圧密試験で観察された過圧密比は、過去数十年程度の地下水変動によってある程度説明できることが示された。

図 4.2.5~8 に繰返し非排水三軸圧縮試験の結果を示す。また液状化強度曲線を図 4.2.9 に示し、各深度の液状化強度 R_L を表 4.2.1 に示す。液状化強度曲線、繰返し载荷中に供試体内の過剰間隙水圧比が 0.95 以上に到達した時点を経済液状化と定義した。試験は 2.4-3.4m, 5.5-6.5m, 11-12m の試料を用いて実施した。いずれの試験においてもサイクリックモビリティが見られ、液状化に至っている。液状化強度曲線において繰返し回数 20 回に相当する繰返し応力比である R_L はそれぞれ、2.4-3.4m では 0.281, 5.5-6.5m では 0.232, 11-12m では 0.285 であった。2.4-3.4m は埋め土層であるが特段小さな液状化強度とはなっていない。ただし、沖積砂層の全層を通じて、液状化強度としては平均的な値であると言える。

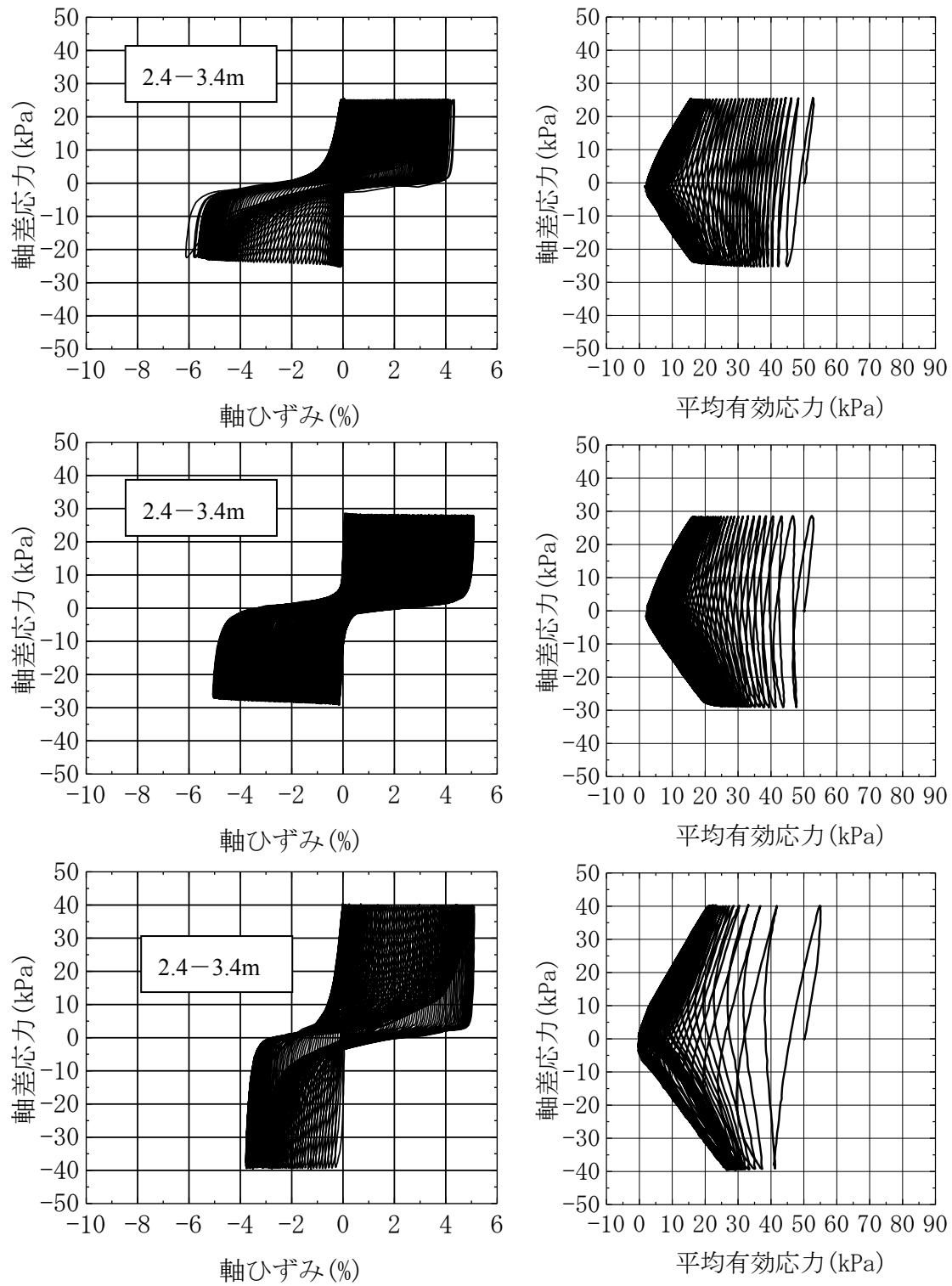


図 4.2.5 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(1)

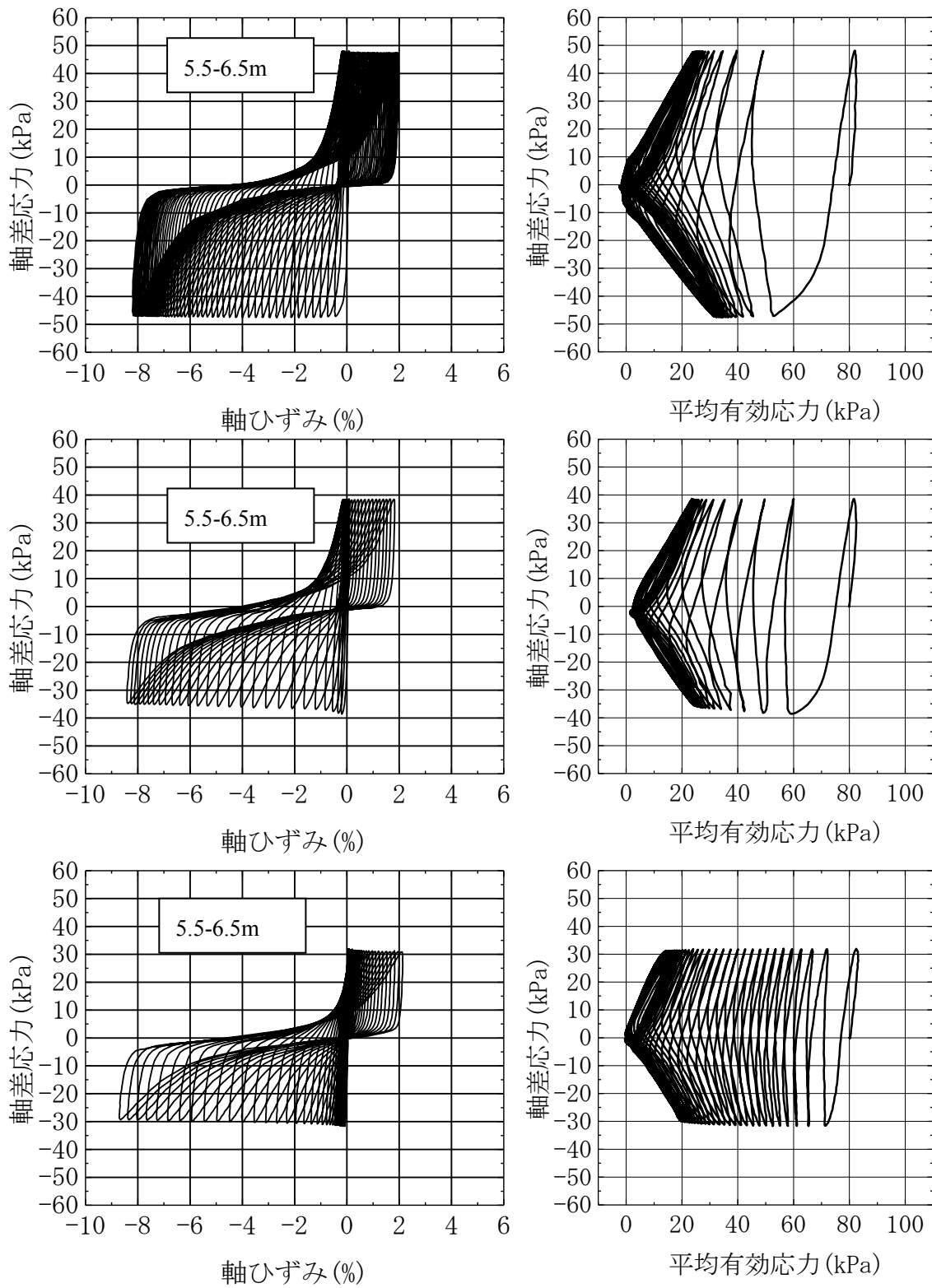


図 4.2.6 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(2)

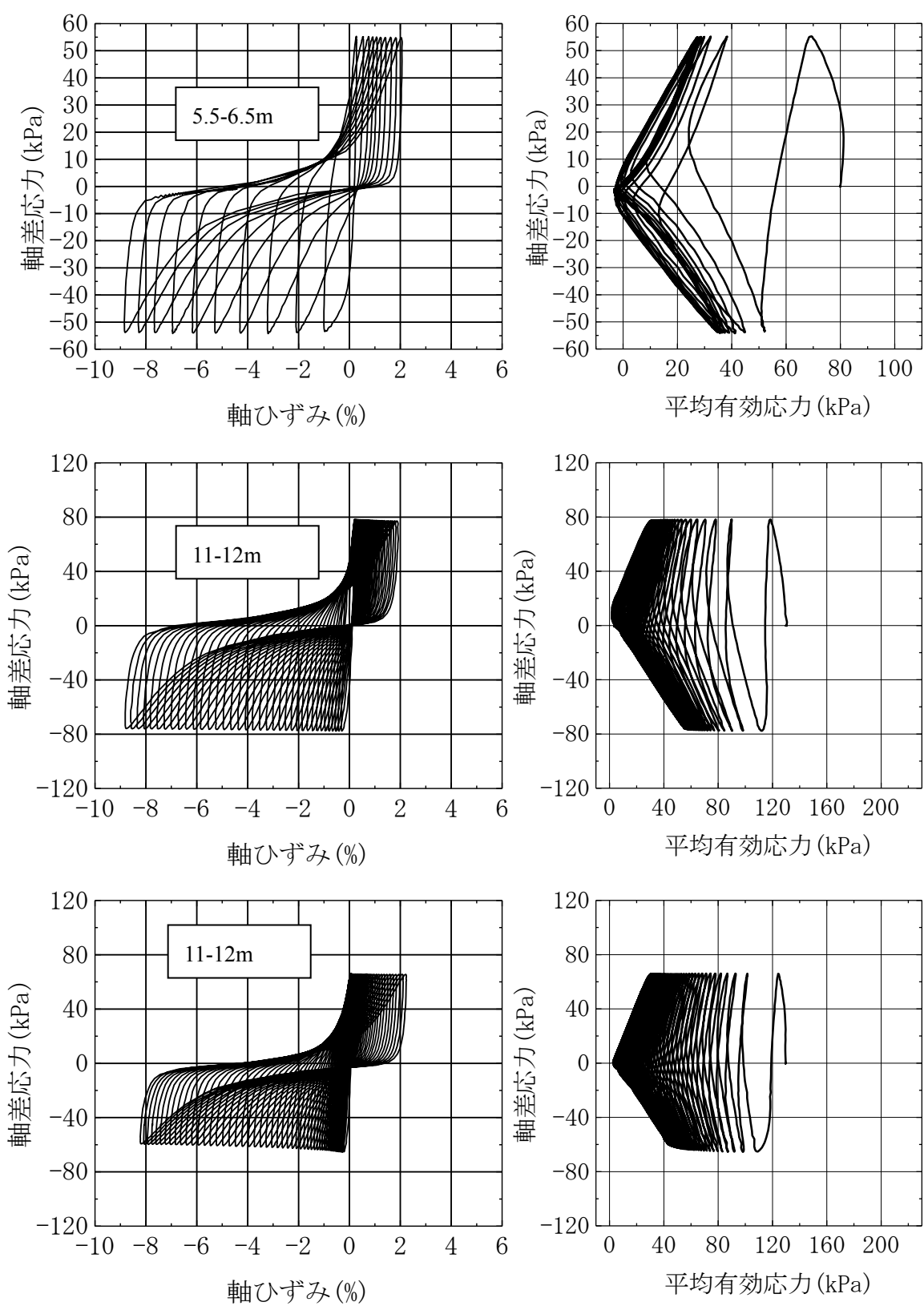


図 4.2.7 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(3)

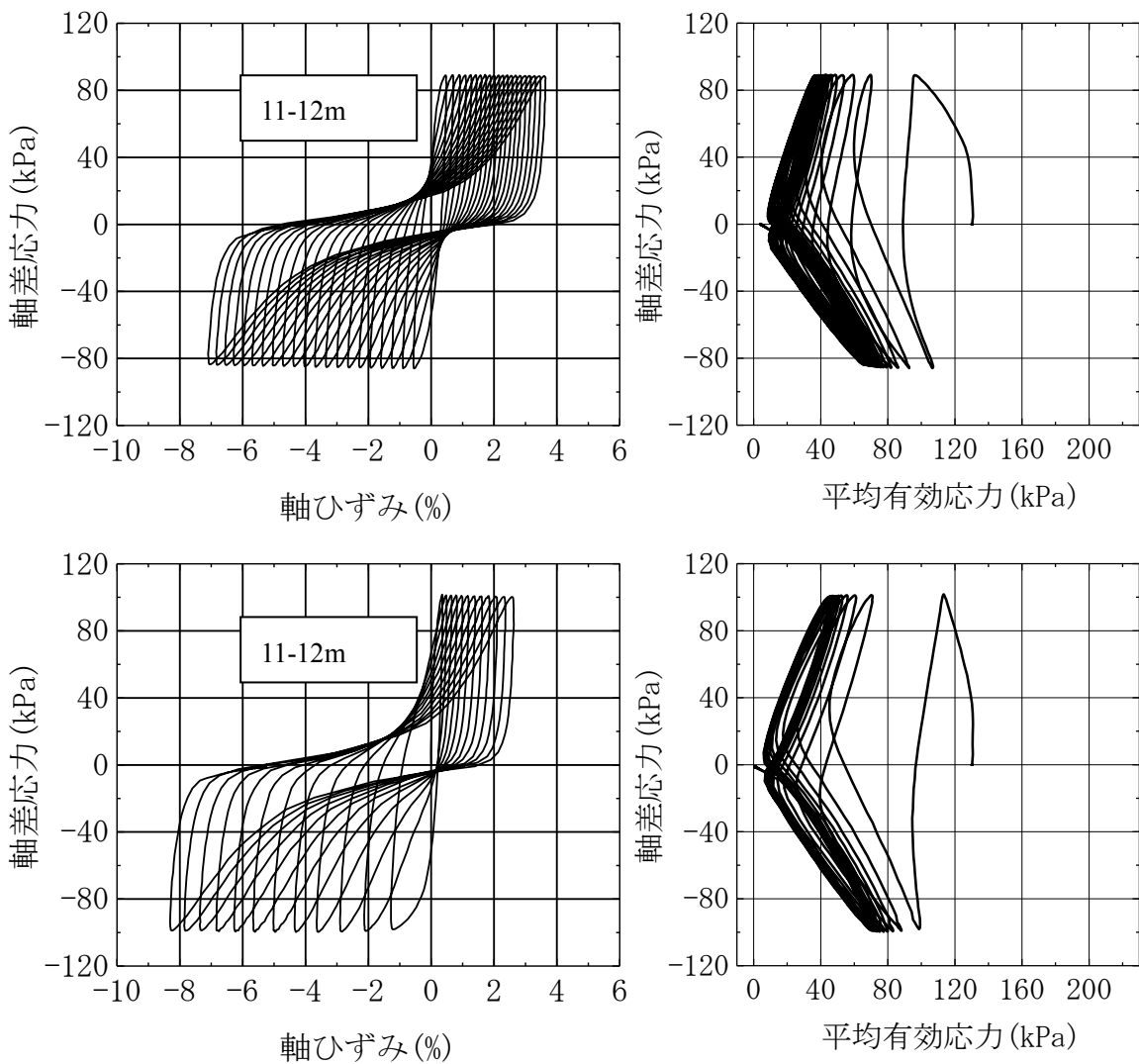


図 4.2.8 繰返し非排水三軸圧縮試験結果(4)

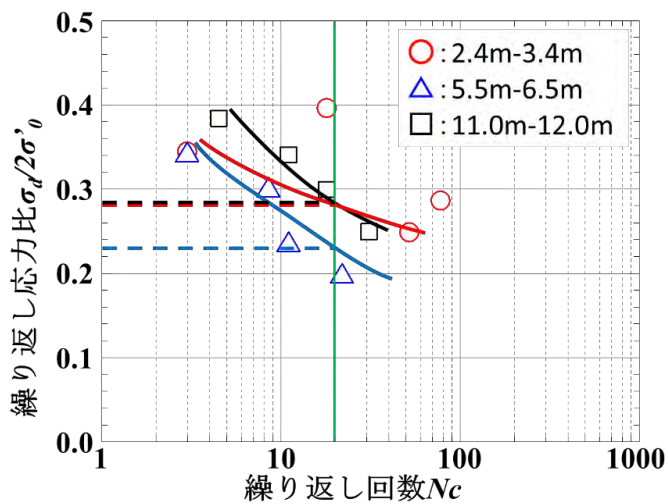


図 4.2.9 液状化強度曲線

表 4.2.1 各深度における液状化強度 R_L

深度(m)	R_L
2.4-3.4	0.281
5.5-6.5	0.232
11-12	0.285

図 4.2.10 に 14.5-15.5 および 15-16m の粘性土層の不攪乱試料を用いて実施した三軸圧縮試験の結果を示す。また、不攪乱試料の三軸試験後の試料を、練返して供試体を再構成して、不攪乱試料と同条件で試験を実施した。練返し再構成試料は、液性限界の約 2 倍のスラリーをよく練り混ぜた後に、真空ポンプを用いて練り混ぜた試料を脱気する。その後予備圧密セル（写真 4.2.1）の中に脱気した試料を詰める。セル内で①自重②5kPa③10kPa④20kPa⑤40kPa⑥80kPa⑦100kPa の順に圧密をし、圧密終了した試料を、整形することで練返し再構成試料を作製した。試験条件は、供試体の高さを 10cm、直径 5cm とし、拘束圧 150, 300kPa、せん断速度 0.05%/min の圧密非排水せん断（CUB）条件で試験を実施した。

深度 14.5m-15.5m の不攪乱試料による応力-ひずみ曲線に着目すると、いずれの拘束圧においても明確なピークは現れていない。拘束圧 300kPa の場合は正規圧密粘土の挙動を示しているが、原位置での有効応力に近い拘束圧 150kPa の場合には、有効応力経路がやや立っており若干過圧密の挙動を示している。また、深度 16m-17m の不攪乱試料の試験結果においても、深度 14.5-15.5m の試料とほぼ同様の結果となっている。深度は異なるが、同じ粘性土が同じ堆積環境で生成した粘性土層であると判断して差し支えない。

一方、練返し再構成試料の試験結果を見ると、拘束圧 150kPa、300kPa のいずれも相似形の有効応力経路を示していることがわかり、予備圧密 100kPa の応力履歴は、拘束圧 150kPa であればほとんど影響していないものと考えられる。不攪乱試料の三軸試験結果と比較すると、試験の中盤で塑性圧縮が急激に増加した後に、後半においては正のダイレイタンスーが発現して塑性膨張に転じており、有効応力は増加している。しかし、最終的な最大軸差応力は、特に拘束圧 300kPa においてはいずれの供試体でもほとんど同じになっている。これは、拘束圧 300kPa のせん断前の供試体の間隙比は、不攪乱試料も再構成試料もほとんど同じであることを確認しており、粘性土のせん断強度は間隙比に一意に決まることをこの試料の試験結果も示している。拘束圧 150kPa の試料においては、再構成供試体の方が若干であるが間隙比は大きく、この点でも三軸試験結果と整合している。なお、再構成供試体の試験終盤の正のダイレイタンスーの発現は、粘性土中に含まれている比較的粒度の大きいシルト分が多く含まれている影響と考えている。再構成供試体は、自然堆積の不攪乱試料よりも構造が劣化していると考えることができ、そのために、せん断中の塑性圧縮も塑性膨張も顕著に観察されたものと考えている。一方、不攪乱粘性土試料においては、自然堆積による骨格構造の発達に加えて、先述の過圧密履歴の影響により、複雑な構造ならびに過圧密を形成していると考えている。



写真 4.2.1 予備圧密セル

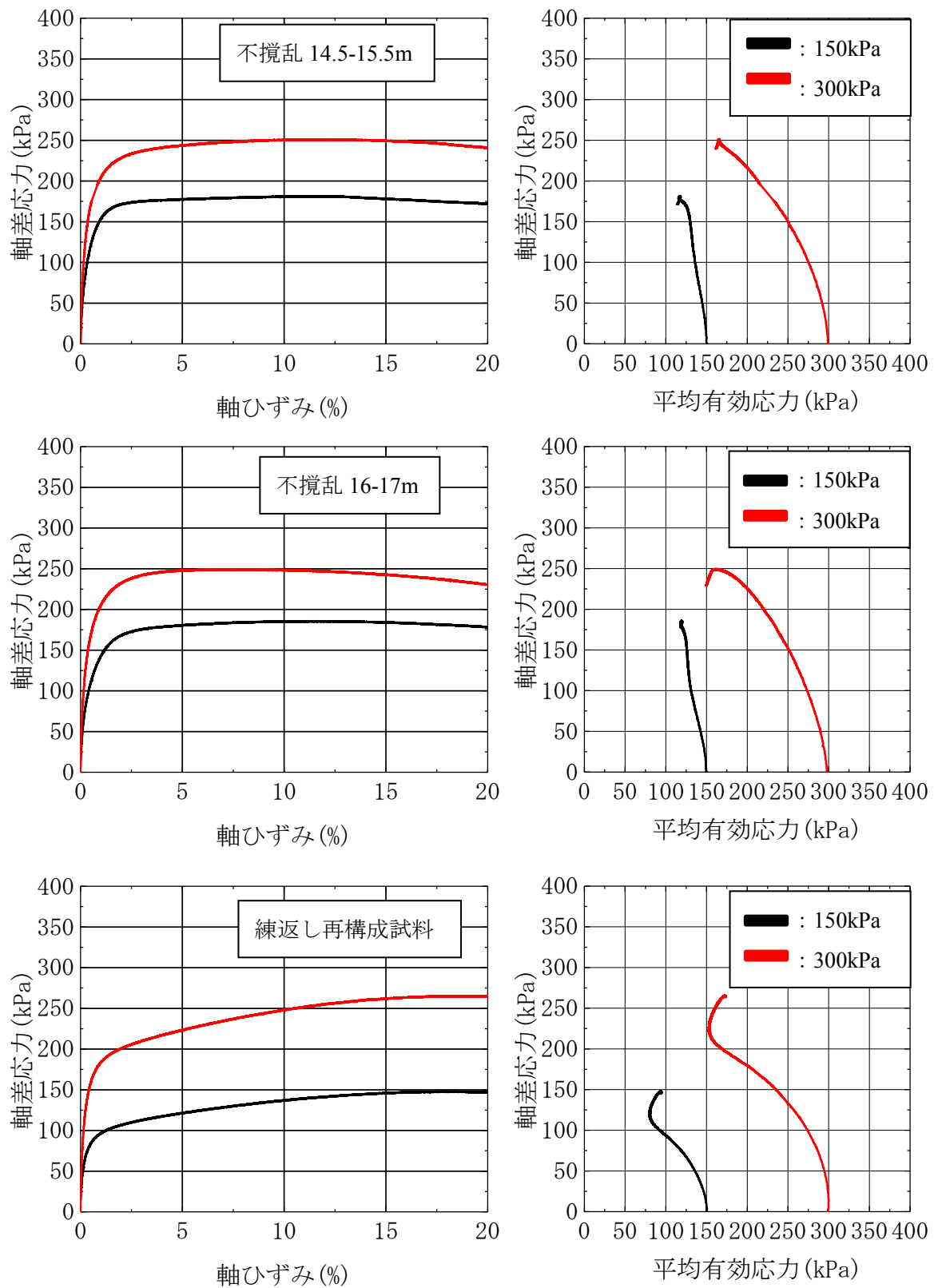


図 4.2.10 三軸圧縮試験結果

4.2.4 室内試験結果に基づくサンプリング地点の簡易液状化判定

前節までの室内土質試験結果を用いて、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）²⁾に基づく簡易液状化判定を行った。判定に用いた深度ごとの条件および結果を表4.2.2～4に示す。想定する地震動をレベル2地震動のタイプ1、地盤種別はⅢ種地盤として液状化判定を行った。地下水位は地盤調査時1.3m付近であったが、今回は地下水位の変動や不確実性を見込んで0.5、1.0、1.5、2.0mの4水位で行った。なお、深度13mより下では細粒分含有率が50%を超えており、粘土質であるために液状化判定の対象外とした。

液状化判定の結果、液状化抵抗率FL値は、水位が0.5mである場合に全ての深度において1.00を下回っており、全層が液状化の危険性があると判定された。水位を下げるに伴いFL値は上昇しN値が高めの層では1.00以上の深度も出てくるが、総じて危険度が高いことには変わりはない。また深度8mと10mではN値がほぼ同じであるが深度10mのFL値が1.00を下回り、深度8mのFL値が1.00以上になるのは、深度10mの砂層の方が深度8mの砂層に比べて、細粒分含有率が低いためである。

表4.2.2 各深度における土質試験より得られた定数(1)

深度(m)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分含有率 FC(%)	最大粒径 (mm)
0	10.4	53.3	10.1	26.2	36.3	19
1	26.3	46.9	5.9	20.9	26.8	26.5
2	8.1	87.1	1.7	3.1	4.8	9.5
3	0	90.8	3.5	5.7	9.2	2
4	0.1	92.7	2.9	4.3	7.2	4.75
5	0.5	96.9	1.5	1.1	2.6	9.5
6	0.4	92.5	2.7	4.4	7.1	4.75
7	8.8	77.1	5.3	8.8	14.1	9.5
8	0.2	79.7	9.6	10.5	20.1	4.75
9	0.2	86.2	9.8	3.8	13.6	9.5
10	0	86.1	8.4	5.5	13.9	2
11	0.3	72.1	10	17.6	27.6	4.75
12	0	69.7	15.8	14.5	30.3	2
13	0.1	26.7	42.7	30.5	73.2	4.75
14	0.3	9.7	52.6	37.4	90	4.75
15	0.1	4.9	50.1	44.9	95	4.75
16	0	4.6	50.7	44.7	95.4	2
17	0.1	5.1	62.6	32.2	94.8	4.75

表 4.2.3 各深度における土質試験より得られた定数(2)

深度(m)	50%粒径 D ₅₀ (mm)	10%粒径 D ₁₀ (mm)	自然含水 比(%)	土粒子密 度(g/cm ³)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数
0	0.2745	-	10.9	2.648	32.8	15	17.8
1	0.425	-	17.5	2.652	31.9	14.2	17.7
2	0.4636	0.1844	10.9	2.661	N P	N P	—
3	0.2917	0.0925	30.1	2.662	N P	N P	—
4	0.325	0.1283	22.5	2.663	N P	N P	—
5	0.4171	0.2126	20.7	2.65	N P	N P	—
6	0.275	0.1202	21.1	2.674	N P	N P	—
7	0.3643	0.0158	12.8	2.662	N P	N P	—
8	0.1799	0.0041	19.8	2.703	N P	N P	—
9	0.1646	0.043	24.6	2.7	N P	N P	—
10	0.1604	0.0181	26.8	2.713	N P	N P	—
11	0.1361	-	30	2.697	N P	N P	—
12	0.1314	-	32.7	2.708	N P	N P	—
13	0.0259	-	31.5	2.7	34.7	22.1	12.6
14	0.012	-	38.5	2.701	50.1	25.9	24.2
15	0.0073	-	36.9	2.712	48.9	22.8	26.1
16	0.0073	-	47.2	2.693	51.5	23.3	28.2
17	0.0127	-	43.8	2.693	40.2	23.2	17

表 4.2.4 各深度における液状化判定の結果

深度(m)	N 値	液状化抵抗率 F_L			
		水位 0.5m	水位 1.0m	水位 1.5m	水位 2.0m
1	1	0.48	-	-	-
2	11	0.87	1.04	1.20	-
3	3	0.44	0.50	0.56	0.61
4	14	0.83	0.91	1.00	1.08
5	19	0.92	1.00	1.07	1.14
6	9	0.66	0.70	0.74	0.79
7	8	0.63	0.67	0.70	0.74
8	18	0.91	0.96	1.00	1.05
9	12	0.68	0.71	0.80	0.83
10	17	0.8	0.84	0.87	0.90
11	6	0.59	0.62	0.64	0.66
12	8	0.69	0.71	0.73	0.76

4.2.5 サンプル地点のレベル2地震応答解析

図 4.2.11 に数値解析に用いた地盤モデルを示す。解析は深度 34m までを解析領域とし、地盤モデルはボーリング時に確認した土質を慎重に検討し、上から盛土層、埋め土層、砂層上部、砂層下部、シルト混じり砂層、粘土層の 6 層にモデル化した。今回の解析では調査地点に最も近い地点の公開地震波を用いて、およそ 250m 下の $V_s > 700\text{m/s}$ の基盤から、1次元重複反射理論による SHAKE を用いて解析領域まで引き上げて行った。地震応答解析には 2次元有効応力液状化解析コード FLIP^{3),4)}を用いた。

解析メッシュおよび入力地震動を図 4.2.12 に示す。入力地震動は、内閣府中央防災会議が平成 15 年に公表した東海・東南海・南海地震波と内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会が平成 24 年に公表した南海トラフ地震波（陸域ケース）として用いている。特に後者の南海トラフ地震波は、5 連動型の地震を想定した理論上最大とされている地震波である。

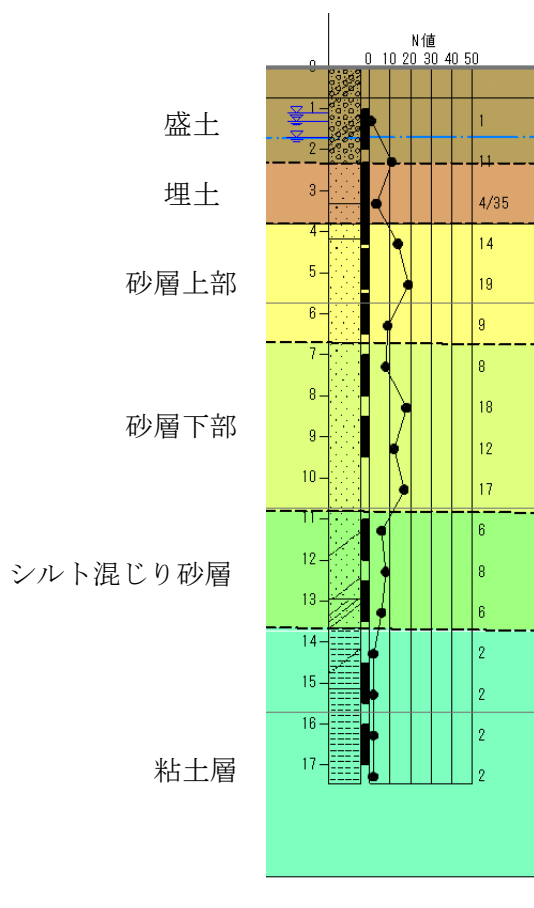


図 4.2.11 解析地盤モデル

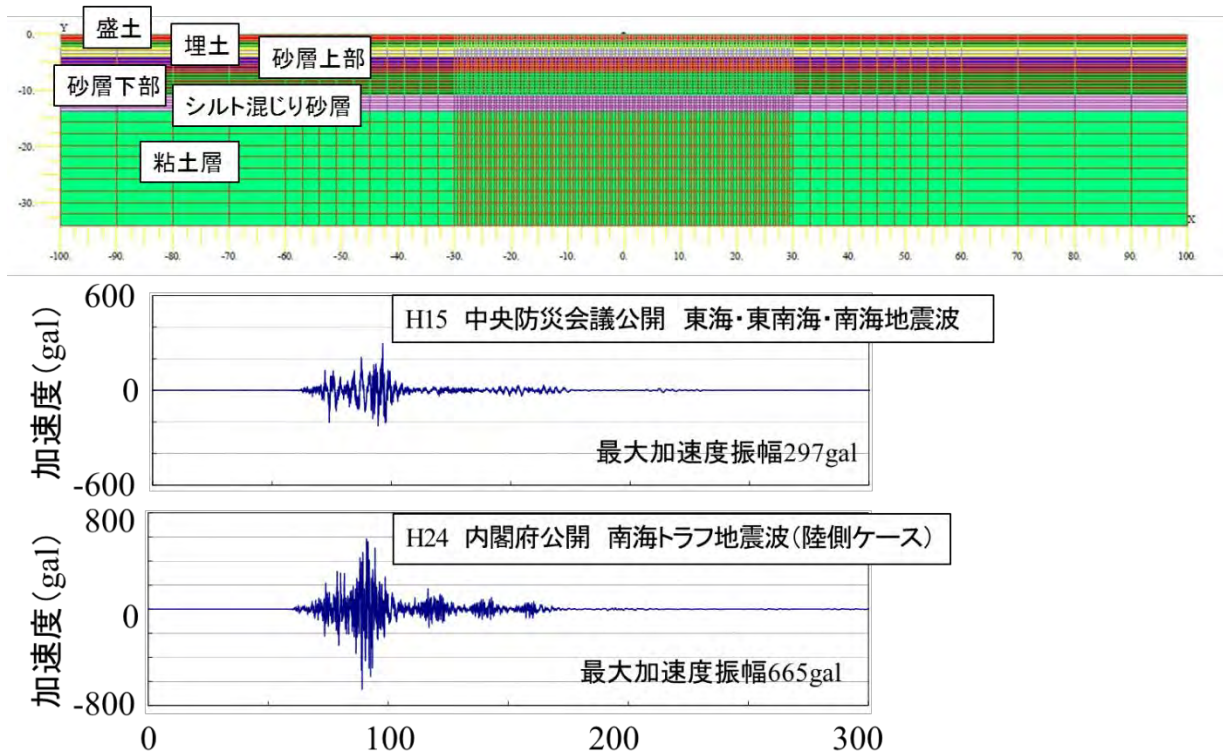


図 4.2.12 上：解析メッシュ 下：入力地震動

図 4.2.13 に各層における応答加速度を示す。東海・東南海・南海地震波の場合、粘性土層内の深度 34m においては、最大加速度振幅が 241gal となった。その後、粘土層の上端では 244gal となっている。これは、比較的硬質な沖積粘土層のために、地震動が減衰することがなかったと考えられる。砂層下部の上端では 106gal となっている。これは、砂層下部においても液状化が発生することにより、地震動が減衰したものと考えられる。地表表層における応答加速度は 121gal となった。

一方、南海トラフ地震波の場合、粘性土層内の深度 34m では、最大加速度振幅が 578gal となり、東海・東南海・南海地震波に比べて非常に大きいことが分かる。その後、粘土層の上端では、433gal となった。東海・東南海・南海地震波においては、粘性土層で大きな減衰はなかったが、南海トラフ地震波においては、140gal もの減衰が発生することが分かった。厚い層のため目に見えてのひずみは発生していないが非常に大きな地震動の場合には、比較的硬質な粘性土層でも減衰作用が表れることが分かる。また、砂層下部の上端では 142gal となり、さらに大きく減衰した。これは、激しい液状化が発生したことにより、大きく減衰したものと考えられる。地表表層では 111gal となり、南海・東南海・南海地震波の場合と大きな差がないことが分かった。

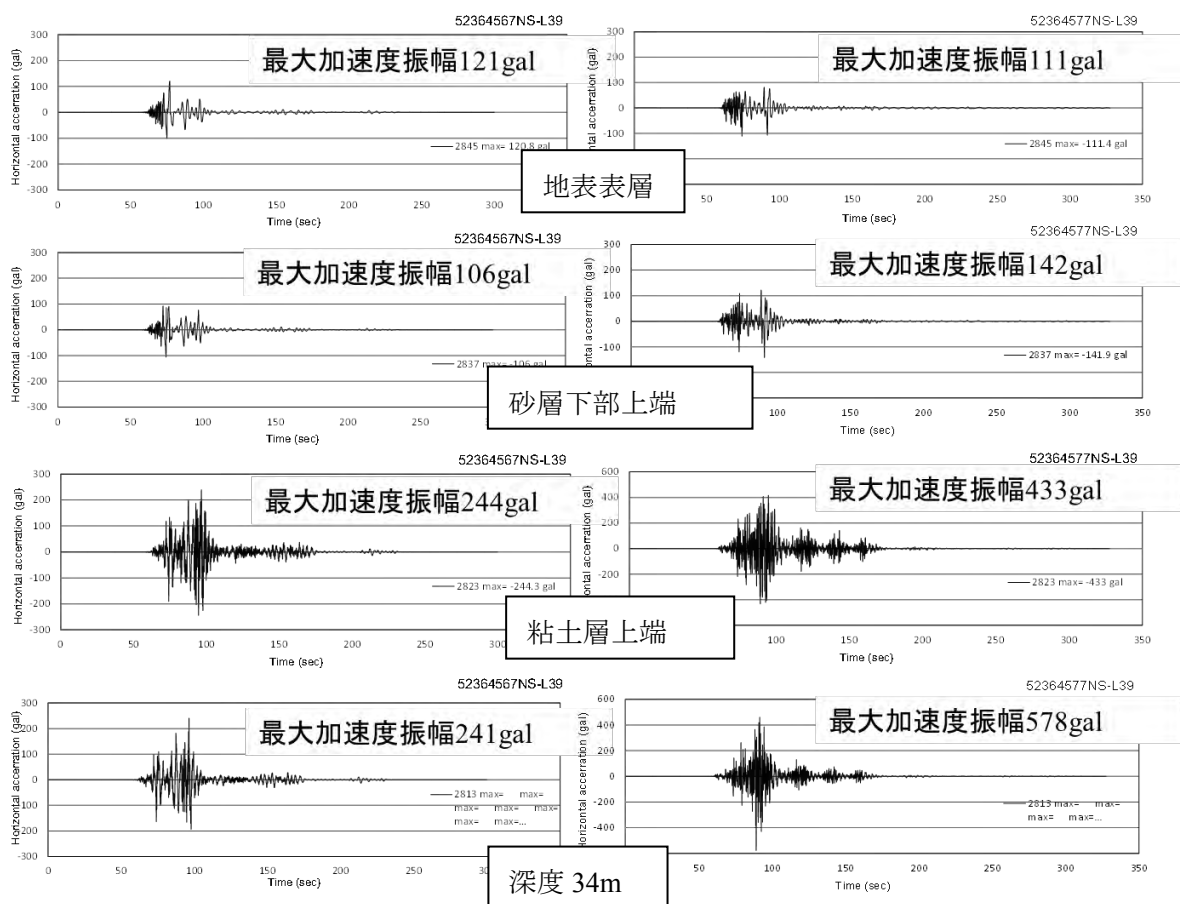


図 4.2.13 各層における応答加速度

左：南海・東南海・南海地震波 右：南海トラフ地震波

図 4.2.13 に有効応力液化解析で得られた深度毎のせん断ひずみと過剰間隙水圧比の分布を示す。せん断ひずみ分布に着目すると、東海・東南海・南海地震波では、砂層下部にのみ大きなせん断ひずみが発生しているものの、砂層上部、シルト混じり砂層は砂層下部ほど大きなせん断ひずみは発生していない。一方、南海トラフ地震波では、東海・東南海・南海地震波と比べると砂層下部だけではなくシルト混じり砂層も大きなせん断ひずみが発生している。次に、過剰間隙水圧比に着目すると、いずれの地震波においても、沖積砂層をはじめとして、埋め土層やシルト混じり砂層も過剰間隙水圧比は 1 近くに到達しており、液化化していることが分かる。なお、埋め土層からシルト混じり砂層までの全層で液化化すると仮定した場合、液化化試験後の体積ひずみ量の観察結果を援用することにより、最大 43cm 程度の地盤沈下の発生が予想される。

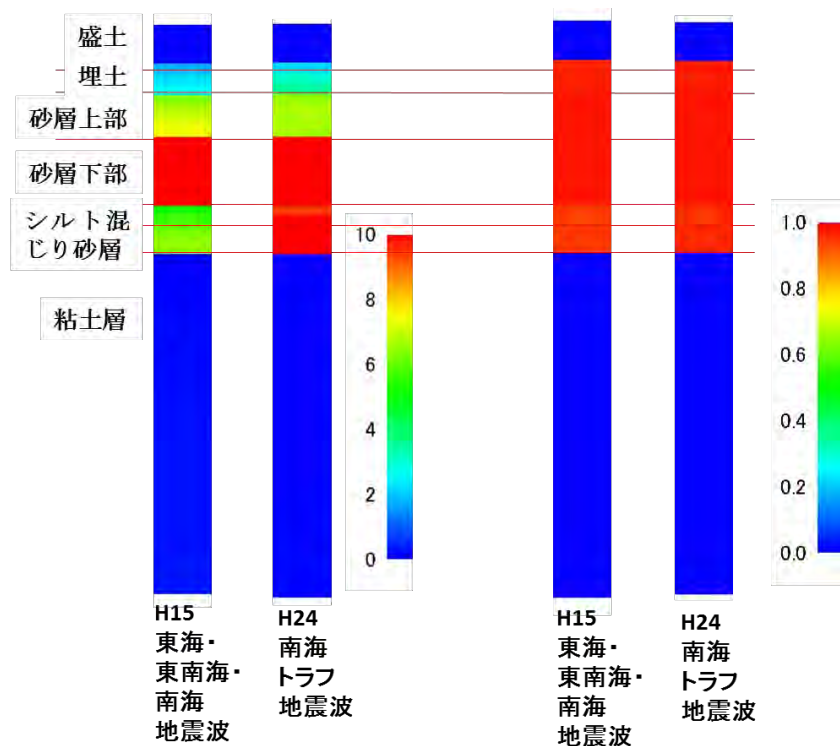


図 4.2.13 有効応力液状化解析の結果

左：せん断ひずみ分布 右：過剰間隙水圧比分布

4.2.6 まとめ

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、旧河道埋め立て地における液状化被害が顕著であった。本節では、今後南海トラフ巨大地震の発生が懸念されている桑名市の旧河道埋立地において、地質調査や不攪乱試料をサンプリングし室内試験を実施し、その結果をもとにして有効応力液状化解析を実施した。解析に用いた入力地震動は平成 15 年公開の東海・東南海・南海地震波と平成 24 年公開の南海トラフ地震波である。これらの 2 つの地震動は継続時間がほぼ同じであるが、最大加速度は南海トラフ地震波の方が非常に大きい。

本節の解析の結果より、解析領域に設定した深度 34m では南海トラフ地震波の方が東海・東南海・南海地震波よりも最大加速度振幅が 2 倍近く大きい事が分かった。また、いずれの地震波であっても最終的には、砂層が液状化することによって、地震波が減衰し最大加速度振幅は同程度になった。しかし、南海トラフ地震波の場合、粘土層を通過する際に減衰している。これは、粘土層が厚いためにひずみ分布には表れていないだけで、粘土層に相当なせん断ひずみが発生しているためと考えられる。また、南海トラフ地震波の場

合は東海・東南海・南海地震波では液状化が発生しなかった、細粒分が多い層も液状化が発生することが分かった。

以上のことを踏まえると以下の事が言える。

①南海トラフ地震のような巨大地震の場合では、液状化対策が不要と判断されるような密な砂層であっても、液状化が発生する。

②また、通常ならば変位があまり出ない粘性土堤体や沖積粘土層であっても、大きな変位が発生し、破堤や地盤沈下につながる。

よって、現行の粘性土評価をしていた場合、巨大地震に対応することができず、大きな被害をもたらす可能性が高い。そのため、今後は沖積粘土層であっても、非液状化層として安易に分類するのではなく、有効応力解析などを用いて慎重に検討すべきである。

4.2の参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：東北地方太平洋沖地震による 関東地方の地盤液状化現象の実態解明，調査票 075-076，2011.
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000043550.pdf
- 2) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），pp132-137, 2012.
- 3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp1-15, 1992.
- 4) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Umeda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model: Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, Issues 3, pp.360-392, 2011.

4.3 洪水ならびに地震時の堤防安全性照査技術の開発（研究担当者：小高猛司，崔 瑛）

4.3.1 はじめに

洪水時の河川堤防の安定性照査には、国が定める「河川堤防の構造検討の手引き（以下、手引き）」¹⁾が用いられている。特に、堤体浸透時の堤体のすべり破壊を検討するのにあたっては、飽和一不飽和非定常浸透解析と修正フェレニウス法による円弧すべり解析を組み合わせた古典的な手法が標準となっている。その解析に使用する強度定数を室内試験で決定する際には、この「手引き」では、洪水時のすべり安定性を解析するのに用いる土質定数の決定法（すなわち土質定数を求めるための試験条件）も定めているが、平成24年2月の改訂時に、その試験条件の自由度が高まった。しかしながら、試験条件によって得られる強度定数は異なるため、堤体土の粒度や密度などの土質情報によって、土質定数を決定するための適切な試験条件を示すガイドラインの整備が必要である。実務の現状では、土質試験における試験条件の意味や、それぞれの試験条件下で現実の土がどのような力学挙動を呈するのかを十分に理解しないままに土質定数を決定している場合が少なくない。本研究では、特に現行の浸透すべりの安定性評価に用いる土質定数を対象として、地盤特性および土質特性を考慮して適切な決定手法のガイドラインを作成する。また、堤体土の室内試験を実施するのにあたっては、品質の高い試験試料の採取が必要となる。本研究では、堤体土の採取法についても検討を行う。

一方、河川堤防の現状の地震時安定性照査法にも課題が多い。本研究では、礫質土基礎地盤の液状化に対する安定性の評価手法の精度向上の検討と粘性土基礎地盤を有する河川堤防の耐震性の検討を行う。

4.3.2 砂質ならびに礫質堤体土の土質定数設定法の検討

旧版の「河川堤防の構造検討の手引き」²⁾では、堤防の浸透時のすべり破壊を照査する際の円弧すべり解析に用いる強度定数を、砂質土や礫質土であれば圧密非排水（以下CU）試験で求めることとしてきたが、平成24年2月の改訂に伴い、間隙水圧の計測を伴う圧密非排水（以下 $\bar{C}U$ ）試験や圧密排水（以下CD）試験が推奨されるように変更された¹⁾。現場判断の自由度が高まった一方で、不適切な試験条件を選択してしまうリスクもある。例えば、平成24年の改訂によって、砂礫堤防土にはCD試験が選択される場合が増えると予想されるが、小高らによって、ゆる詰め構造の砂礫堤防土のCD条件での内部摩擦角 ϕ_d は実際の堤防土の内部摩擦角を過大評価することが指摘されている^{3),4)}。礫を含まない砂質堤体土においても、排水条件によって得られる強度定数は異なる^{3),5)}ため、堤体土の粒度や密度などの土

質特性に応じて、堤防の照査に用いる適切な強度定数を得るための試験条件を示すガイドラインが必要である。

本研究では、そのガイドラインの整備にあたり、実際の堤防から砂質土ならびに礫質土試料を採取して三軸試験を実施するとともに、既往の研究で行った江の川試料³⁾、小鴨川試料^{3),4)}および淀川試料⁵⁾による試験結果を含めたデータ整理を行い、現状の浸透すべりの安定性評価に用いる土質定数を対象として、地盤特性および土質特性を考慮して適切、かつ合理的に決定するガイドラインを作成する。

(1) 千歳川試料の三軸試験結果

本節では、三軸試験条件の違いが砂質堤防土の強度定数に及ぼす影響を検討するために、千歳川の北島地区ならびに晩翠地区の堤防から採取した砂質土（以下、それぞれ北島試料ならびに晩翠試料と呼ぶ）の不攪乱試料ならびに再構成試料を用いて小型三軸試験を行った。試験条件は、CU、 $\overline{\text{CU}}$ 、CD試験であり、それぞれの試験結果を用いて強度定数を決定することで、試験条件の違いによる検討を行った。

a) 不攪乱試料の三軸試験結果

表 4.3.1 に北島試料および晩翠試料での供試体情報を示す。乾燥密度および初期間隙比いずれも採取時の自然状態の値である。表より、同じ堤体から採取した粒度分布がほぼ同じ試料であっても、乾燥密度と初期間隙比は大きく異なることがわかる。

図 4.3.1 に北島試料での $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、 $\overline{\text{CU}}$ 試験ではいずれの有効拘束圧の試験も、せん断終了まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。有効拘束圧 50kPa および 200kPa の試験に対しては、異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。有効拘束圧 50kPa の試験では両者のせん断挙動は大きく異なるが、有効拘束圧 200kPa の試験ではせん断挙動に大きな差は見られない。有効拘束圧 50kPa の試験では、供試体の乾燥密度が大きく異なっており、密度の高い CASE1 の方が CASE2 よりも大きな軸差応力が見られる。一方、供試体の乾燥密度に大きな差がない有効拘束圧 200kPa の両試験においては、せん断挙動もほぼ同様である。

表 4.3.1 各試料の供試体情報

試験	拘束圧	乾燥密度	初期間隙比	
北島試料	$\overline{\text{CU}}$	30	1.209	1.191
		50_CASE1	1.416	0.871
		50_CASE2	1.216	0.939
		100	1.367	0.925
		200_CASE1	1.279	0.929
		200_CASE2	1.204	1.072
北島試料	CD	30	1.199	1.211
		50	1.376	1.201
		100	1.374	1.179
晩翠試料	$\overline{\text{CU}}$	30	1.352	0.960
		50	1.406	0.885
		100	1.373	0.929
	CD	30	1.351	0.961
		50_CASE1	1.205	1.198
		50_CASE2	1.310	1.023
	100	1.401	0.892	

有効応力経路を見ると、いずれの供試体でもせん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスーが発現している。また、乾燥密度が高い有効拘束圧 50kPa_CASE1 および 100kPa の試験が、変相後の軸差応力の増加も大きいことがわかる。

図 4.3.2 に北島試料での CD 試験の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 7%程度、有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 10%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひずみ～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 3%程度、有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 5%程度まで圧縮し、その後膨張に転じており、膨張度合いは両ケースではほぼ同様になっている。一方、有効拘束圧 30kPa の試験では、軸ひずみ 6%程度まで軸差応力が増加し、その後一定値を示して、軸ひずみ～体積ひずみ関係からは、軸ひずみ 6%程度まで供試体が圧縮し続け、その後は膨張せず一定となっている。

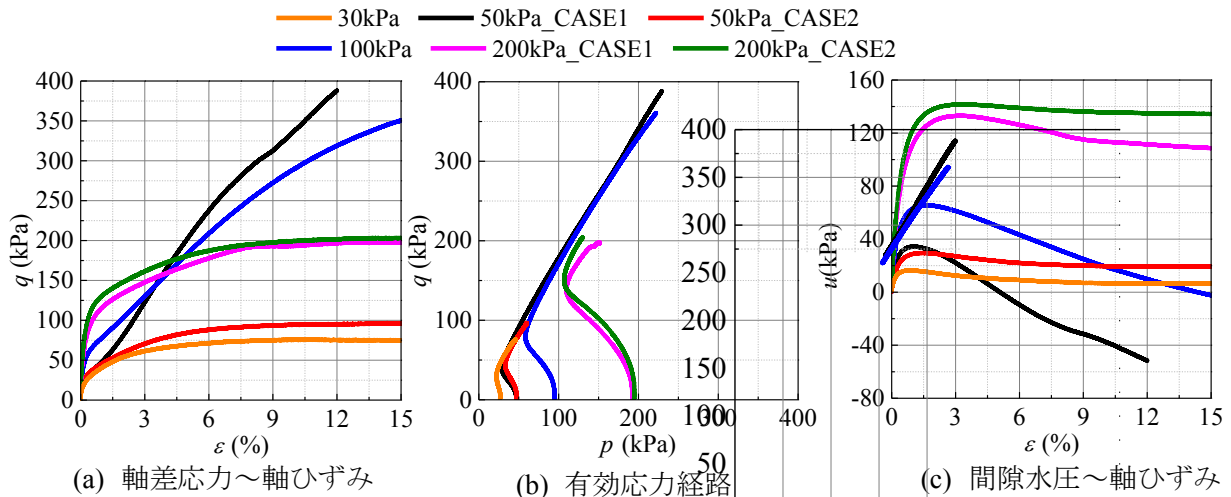


図 4.3.1 北島試料での CD 試験結果

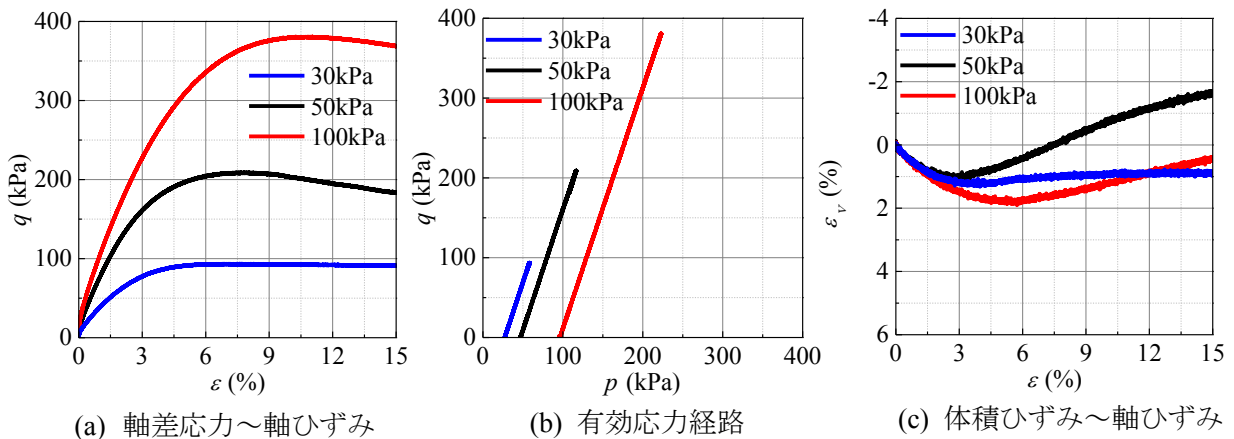


図 4.3.2 北島試料での CD 試験結果

図 4.3.3 に晩翠試料での \overline{CU} 試験結果を示す。試験では有効拘束圧にかかわらずせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。有効応力経路は、北島試料と同様にせん断初期に塑性圧縮し、その後、正のダイレイタンスが発現している。

図 4.3.4 に晩翠試料での CD 試験結果を示す。有効拘束圧 50kPa に対し、異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。乾燥密度が比較的小さい CASE1 では、せん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了しているが、CASE2 では軸ひずみ 9%程度まで増加しその後ひずみ軟化挙動を示している。有効拘束圧 30 および 100kPa の試験においても、軸ひずみ 9%および 7%程度まで増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひずみ～軸ひずみ関係より、いずれの有効拘束圧においてもせん断初期に圧縮し、その後膨張に転じており、膨張度合いは有効拘束圧 100kPa の試験のほうが最も大きくなっている。

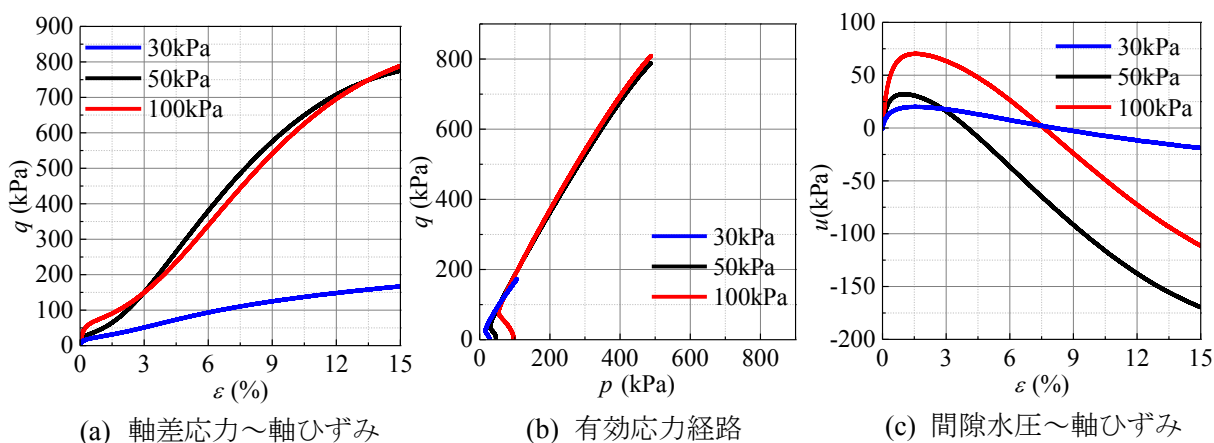


図 4.3.3 晩翠試料での \overline{CU} 試験結果

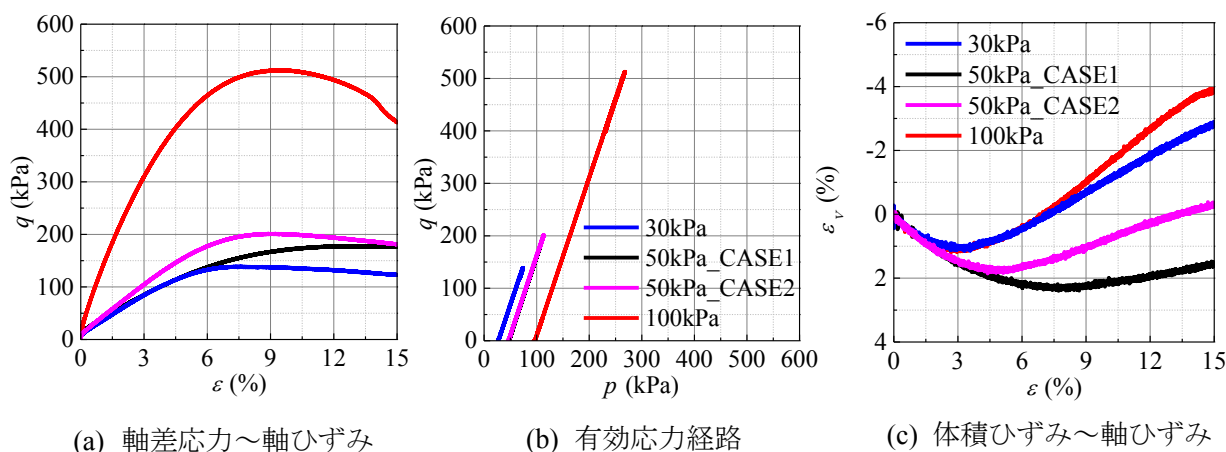


図 4.3.4 晩翠試料での CD 試験結果

図 4.3.5 に北島試料での破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。モールの応力円はいずれも軸ひずみ 15%時における応力より描いている。 \overline{CU} 試験を全応力で整理した場合（ここでは CU 試験とする）、拘束圧に整合したモール円が得られず、破壊規準線は決まら

ないことがわかる。また、有効拘束圧 50kPa_CASE1 および有効拘束圧 100kPa の試験結果において、有効拘束圧 200kPa の試験よりも大きな軸差応力が得られたことによってモールの逆転現象が見られる。これらの試験結果は、表 1.1 に示す初期間隙比、初期密度等における供試体毎のバラツキを反映したものであると考えられる。一方、 \overline{CU} 試験（有効応力）や CD 試験では試験結果は拘束圧に整合したモール円が得られた。これらの試験条件においては、供試体ごとに発揮されているせん断中のダイレイタンス特性がモールの応力円に反映されているためであると考えられる。

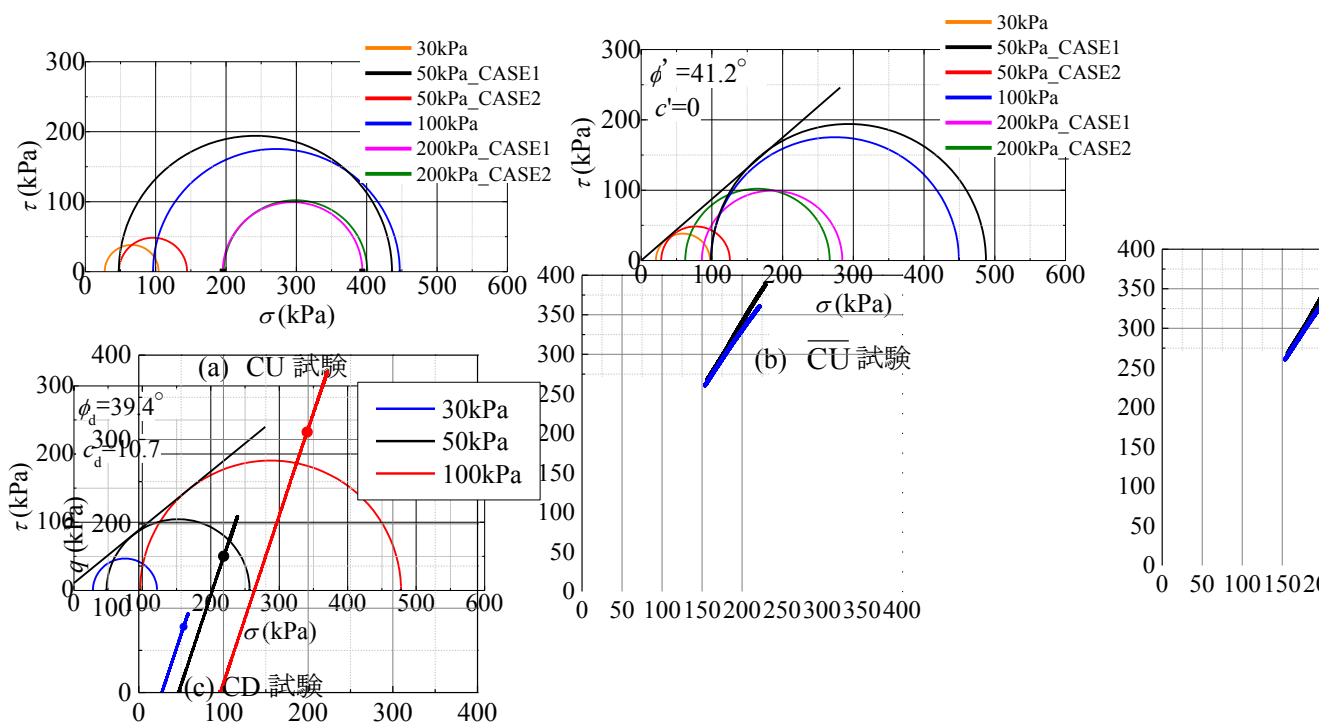


図 4.3.5 (北島) 試料での破壊時のモールの応力円と破壊規準

図 4.3.6 に晩翠試料での破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。北島試料と同様に、CU 試験では有効拘束圧に応じたモール円が得られず、破壊規準線が決まらない。具体的には、CU 試験では、有効拘束圧 50kPa と 100kPa の試験の軸差応力がほとんど同じ大きさになったことによって、モール円がほとんど重なっている。一方、 \overline{CU} 試験および CD 試験では拘束圧に整合したモール円が得られた。

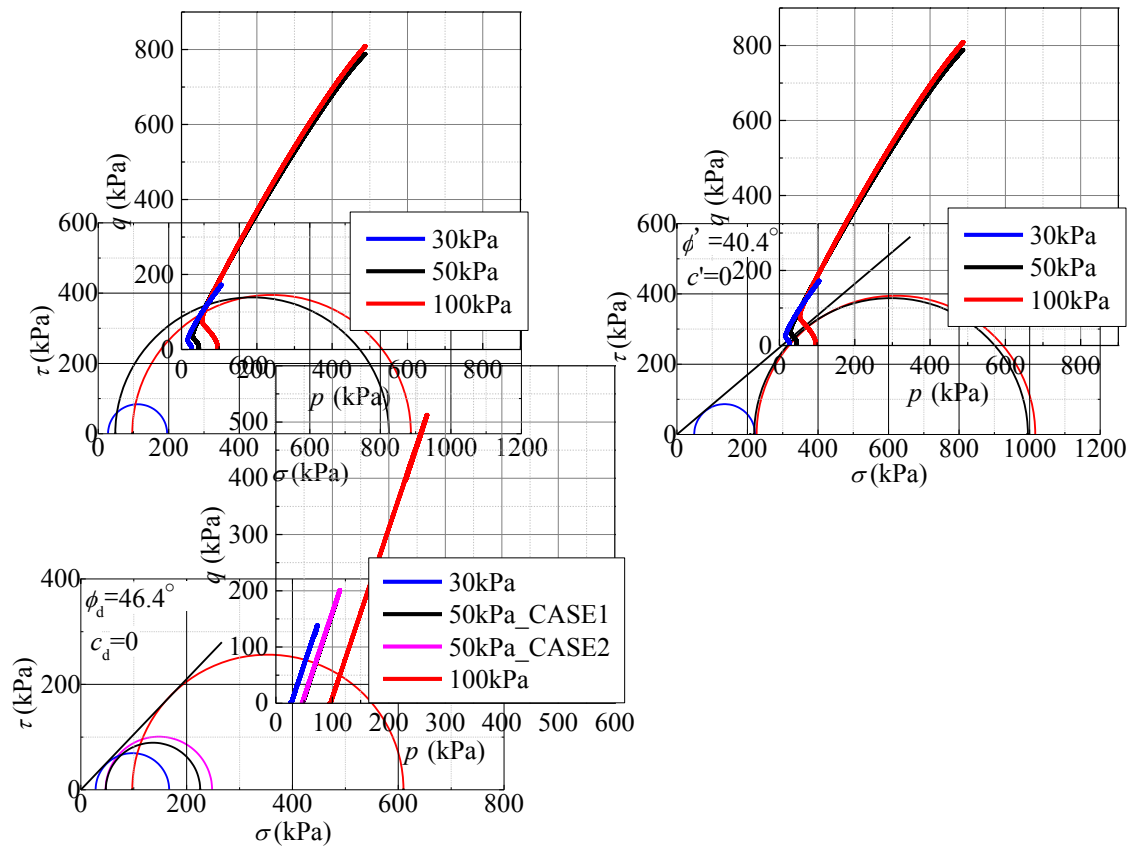


図 4.3.5 再構成供試体のせん断破壊時のモールの応力円と破壊規準

b) 再構成試料の三軸試験結果

図 4.3.7 に締固め度 85%の再構成供試体を用いた \overline{CU} 試験結果を示す。有効拘束圧 150kPa に対しては二つの供試体を作製して試験を行った。応力～ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa、100kPa および 150kPa_CASE1 では、軸差応力はせん断終了時まで増加し続けているが、150kPa_CASE2 では軸ひずみ 12%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動を示す。同じ間隙比、締固め度、密度等を有し、同じはずの再構成供試体でも三軸試験結果にバラツキが見られ、これは供試体締固め時の締固めエネルギー等の僅な違いによるものと考えられる。

図 4.3.8 に締固め度 90%の再構成供試体を用いた \overline{CU} 試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係は、締固め度 85%と同様の挙動を示す。有効拘束圧 50kPa と 100kPa の試験に対して、同条件で試験を 2 回行った結果、有効拘束圧 100kPa の試験で両者のせん断挙動は大きく異なる。なお、有効応力経路を見るといずれの締固め度および拘束圧においても、せん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスが発現しており、密詰め傾向を示している。

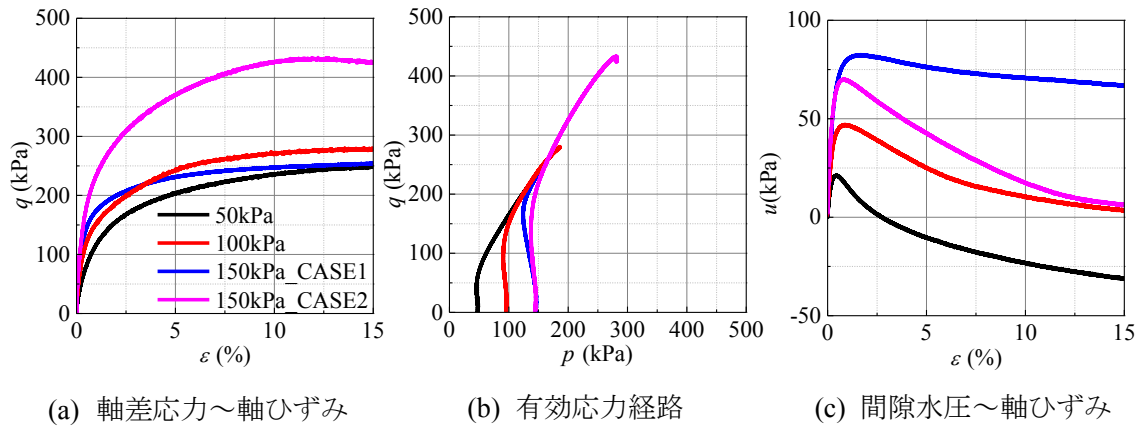


図 4.3.7 締固め度 85%でのCU試験結果

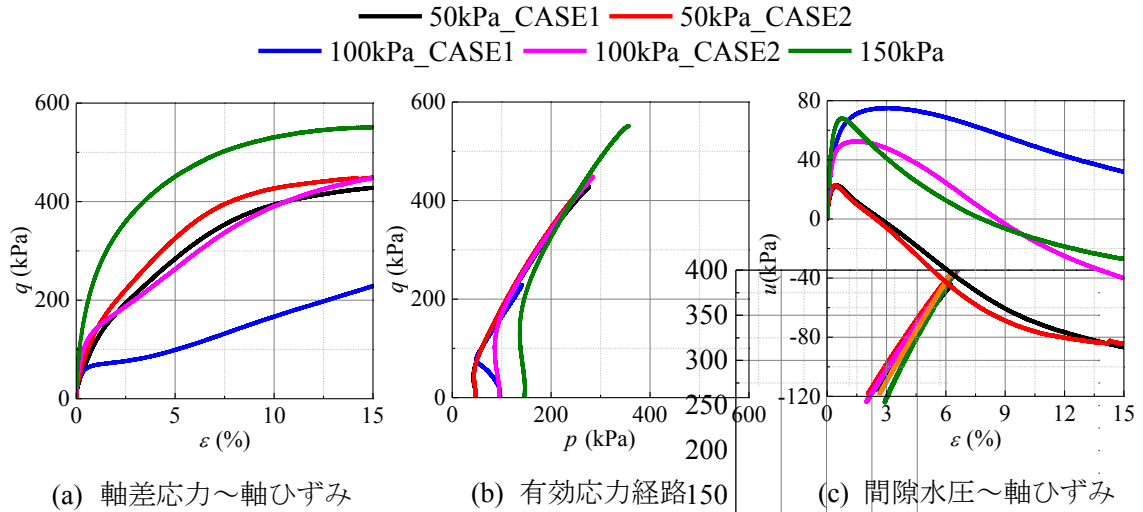


図 4.3.8 締固め度 90%でのCU試験結果

図 4.3.9 および図 4.3.10 に締固め度 85%および 90%での破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。締固め度にかかわらず、CU 試験では拘束圧に整合するモール円が得られず、強度定数の決定が困難である。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験ではせん断中のダイレイタンス特性を反映させるために、拘束圧に整合するモール円が得られた。

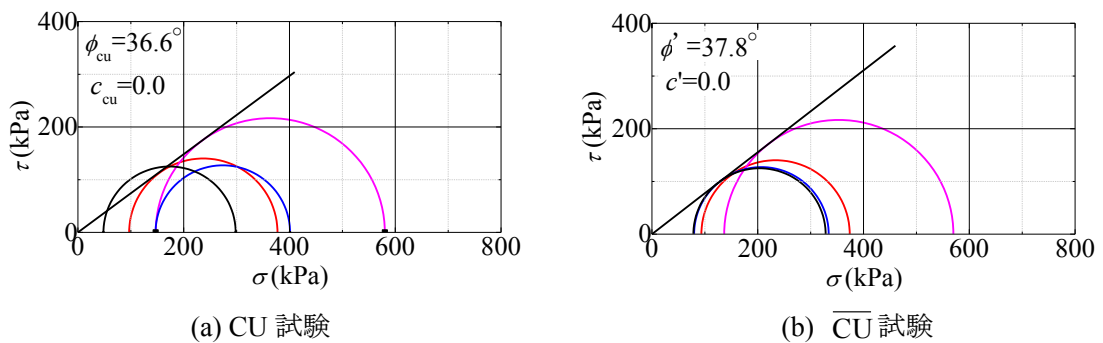


図 4.3.8 締固め 85%でのモールの応力円と破壊規準

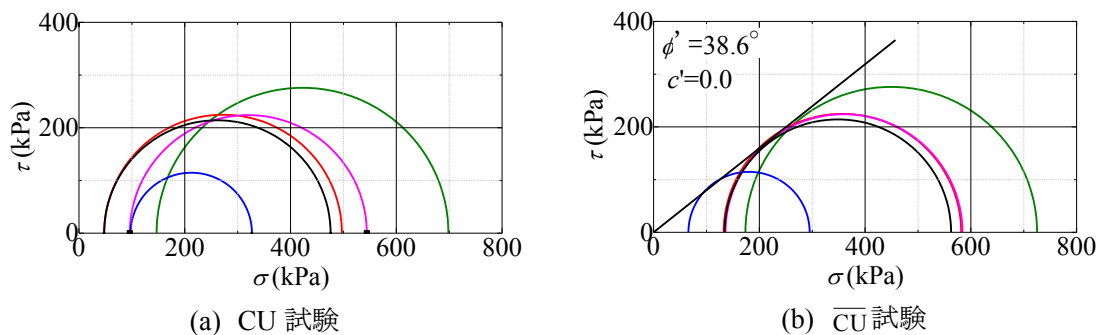


図 4.3.9 締固め 90%でのモールの応力円と破壊規準

c) 千歳川砂質堤防土の試験のまとめ

同深度から横一列に慎重に乱れが少ない試料の採取を試みたが、採取時や運搬時の乱れ、または、元々の地盤の締固め履歴等の影響などによって、供試体に密度や間隙比の差が生じた。この供試体毎の差はCU試験の結果に顕著に表れることがわかった。また、密詰め砂のCU試験では、完全非排水条件という特殊な条件下ゆえに過大な非排水せん断強度が発現する。そのため実務における砂質堤体土の強度定数設定法としてCU試験は適切ではない。

一方、 \overline{CU} 試験やCD試験では、初期に供試体毎のバラツキがあっても、せん断中のダイレイタンスによって、 \overline{CU} 試験では過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変動として、CD試験では体積変化として、個々の供試体の状態が試験結果に反映されるために、最終的に求められる破壊応力比にはバラツキの影響は現れにくいことが示された。

(2) 礫質土の三軸試験結果

a) 試験条件

本項では、試験条件の違いが礫質土の強度定数に及ぼす影響を検討するために、実河川堤防から採取した堤体土および基礎地盤を用いて大型三軸試験を行った。表 4.3.2 に各試料の試験条件を示す。試料名は、それぞれを採取した河川名であり、仁淀川では高水敷を

掘削して採取し、採取深度により、上部試料と中部試料の 2 種類がある。また、紀の川試料と信濃川試料は堤体から採取した。いずれの試料もバックホウにより、細粒分も逃さないように数百 kg 単位で採取しており、実験室に搬入後、自然乾燥させてから、四分法によって三軸試験用に小分けした。

表 4.3.2 各試料の試験条件

試料名	相対密度(%)	最大粒径(mm)	含水比(%)	試験条件
仁淀川 上部試料	50	53	2	CUB
		37.5		CD
仁淀川 中部試料	60	53	2	CUB
			3	CD
				CUB
紀の川試料	40	53	3	CUB
	50	53	3	CD
信濃川試料	40	53	5	CUB
				CD

図 4.310～図 4.3.13 に仁淀川上部試料，仁淀川中部試料，紀の川試料および信濃川試料の原粒土および粒径 53mm 以下の粒度分布を示す。また，仁淀川上部試料は粒径 37.5mm 以下の粒度分布も示す。仁淀川試料および紀の川試料は砂質礫に分類され，信濃川試料は細粒分まじり砂質礫に分類される。信濃川以外の試料では粒径 53mm 以下と原粒土の粒度分布がほぼ同じ粒度を示している。

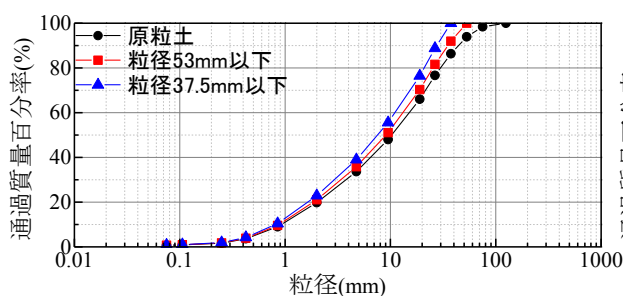


図 4.3.10 仁淀川上部試料の粒度分布

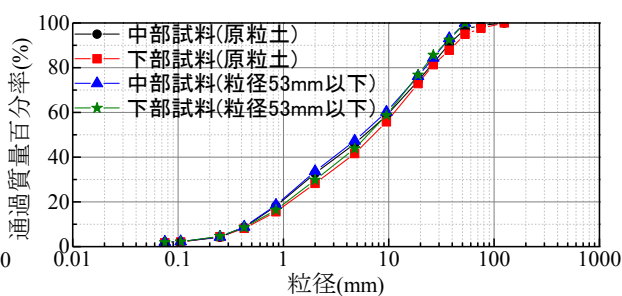


図 4.3.11 仁淀川中部試料の粒度分布

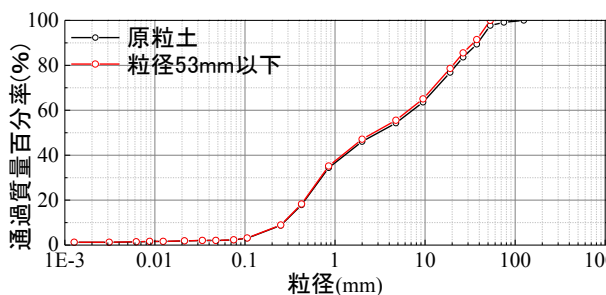


図 4.3.12 紀の川試料の粒度分布

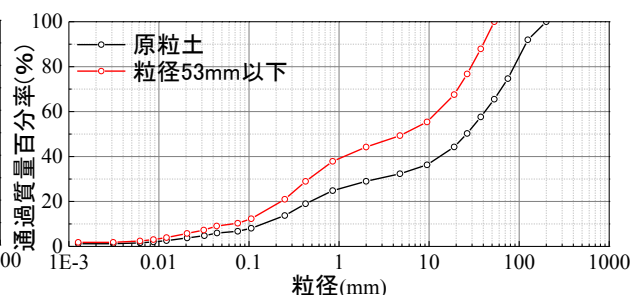


図 4.3.13 信濃川試料の粒度分布

大型三軸試験は、直径 20cm、高さ 40cm の供試体を用いて \overline{CU} 試験および CD 試験を実施し、仁淀川上部試料では供試体に含まれる礫の最大粒径の違いによる影響、仁淀川中部試料では含水比の違いによる影響、紀の川試料では相対密度の違いによる影響を検討する。

b) 仁淀川試料の三軸試験結果

図 4.3.14 および図 4.3.15 に上部試料の最大粒径 53.0mm および 37.5mm の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみに着目すると、いずれの試験でもせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。また、いずれの試験でも有効拘束圧の大きい試験よりも小さい試験の方が、大きな軸差応力が得られた。また、有効応力経路ではせん断初期から塑性膨張に転じており、密詰め傾向を示している。

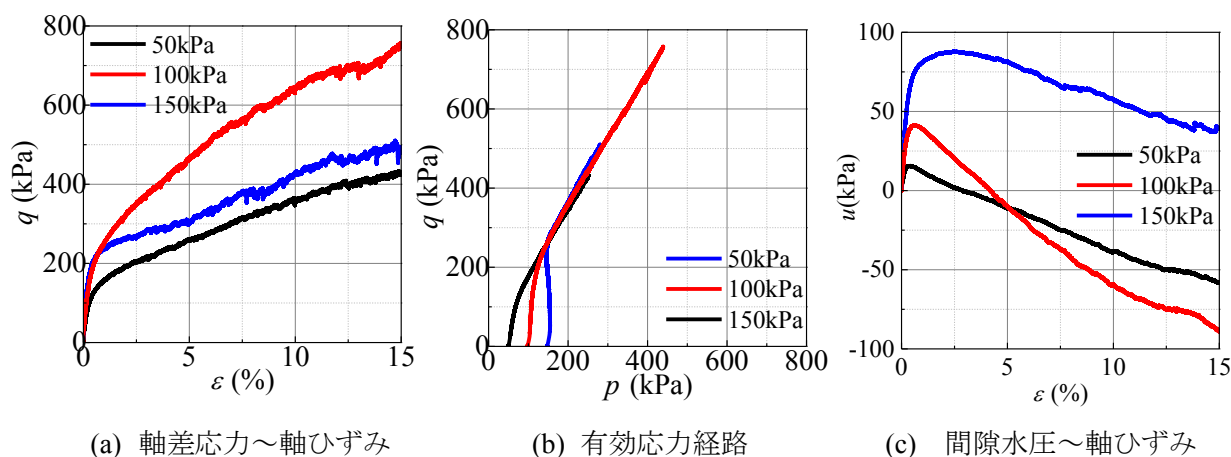


図 4.3.14 上部試料（最大粒径 53mm）の \overline{CU} 試験結果

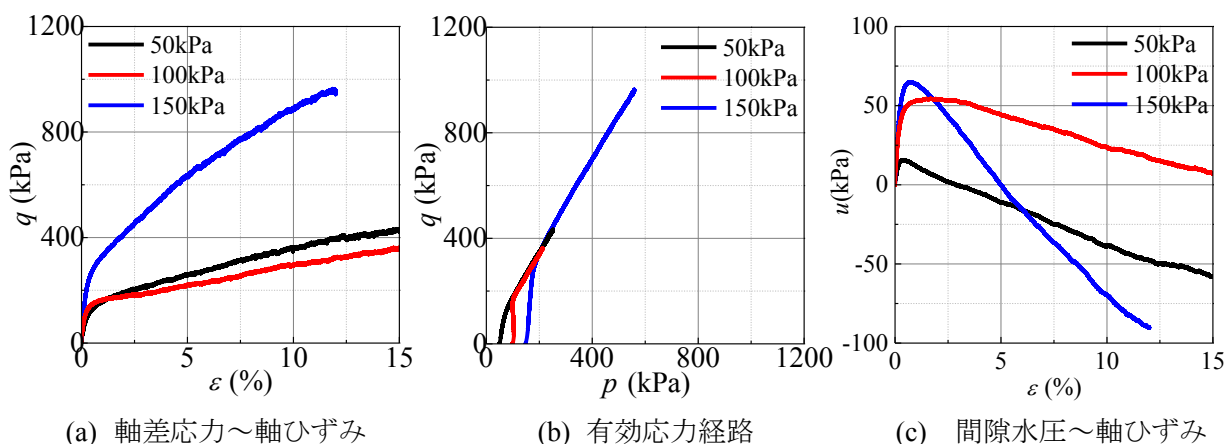


図 4.3.15 上部試料（最大粒径 37.5mm）の \overline{CU} 試験結果

図 4.3.16 および図 4.3.17 に上部試料の最大粒径 53.0mm および 37.5mm の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。CU 試験に着目すると、いずれの試験でも拘束圧に整合するモール円が得られなかったため強度定数の設定が困難であった。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験ではいずれもせん断中のダイレイタンシー特性が反映されているため拘束圧に整合したモール円が得られた。

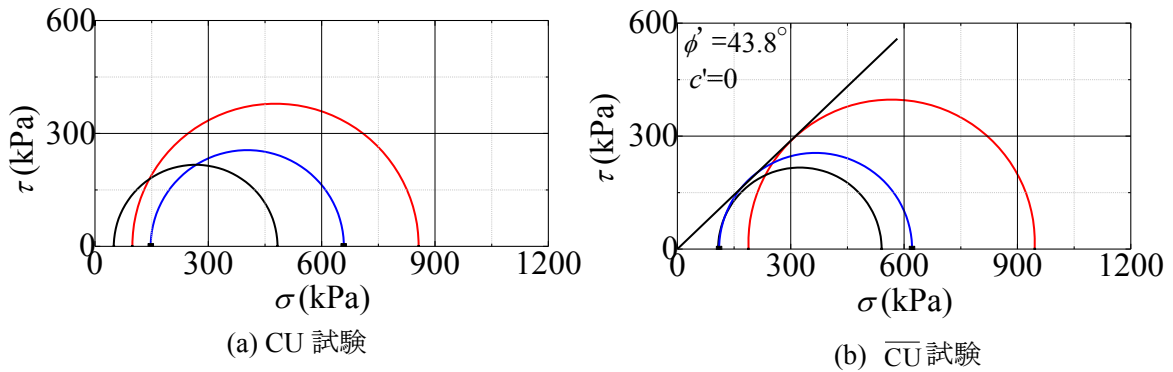


図 4.3.16 上部試料（最大粒径 53.0mm）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

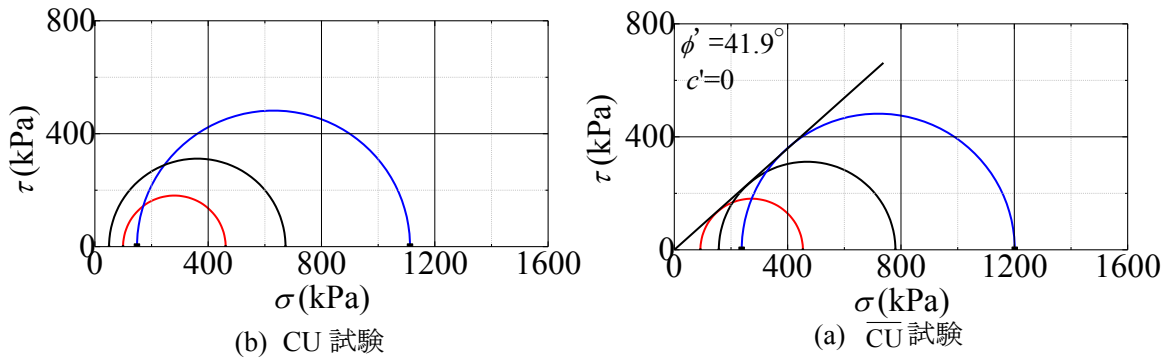


図 4.3.17 上部試料（最大粒径 37.5mm）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

図 4.3.18 に中部試料含水比 2%での $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。有効拘束圧 50, 100kPa のケースでは、軸ひずみが軸ひずみ 1%まで急激に増加し、その後緩やかに増加する。これに対し、有効拘束圧 150kPa の試験では軸ひずみ 1%まで急激に増加したあと、軸ひずみ 5%まで一旦軸差応力が低下する。これは、高い拘束圧条件下では相対的にゆる詰め挙動を呈するため、塑性圧縮を伴う構造破壊を起こしやすくなるためと考えている。なお、有効応力経路からは、有効拘束圧 50, 100kPa のケースではせん断開始後早い段階から塑性膨張に転じており、密詰め傾向を示している。

図 4.3.19 に中部試料含水比 3%の $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。いずれのケースでも軸差応力が急激に増加し、その後一定になる傾向を示している。なお、含水比 2%のケースと全く同じ相対密度でありながら、大きい軸差応力を示している。なお、有効応力経路からは、どの有効拘束圧においても含水比 2%のケースよりも早い段階で変相し、正のダイレイタンシーの発現によって軸差応力が発生している。

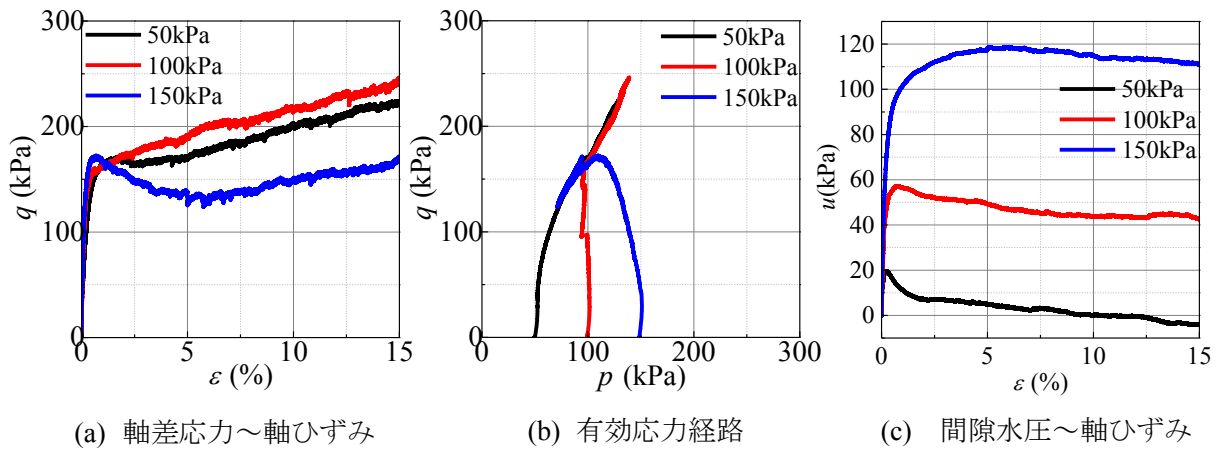


図 4.3.18 中部試料（含水比 2%）の \overline{CU} 試験結果

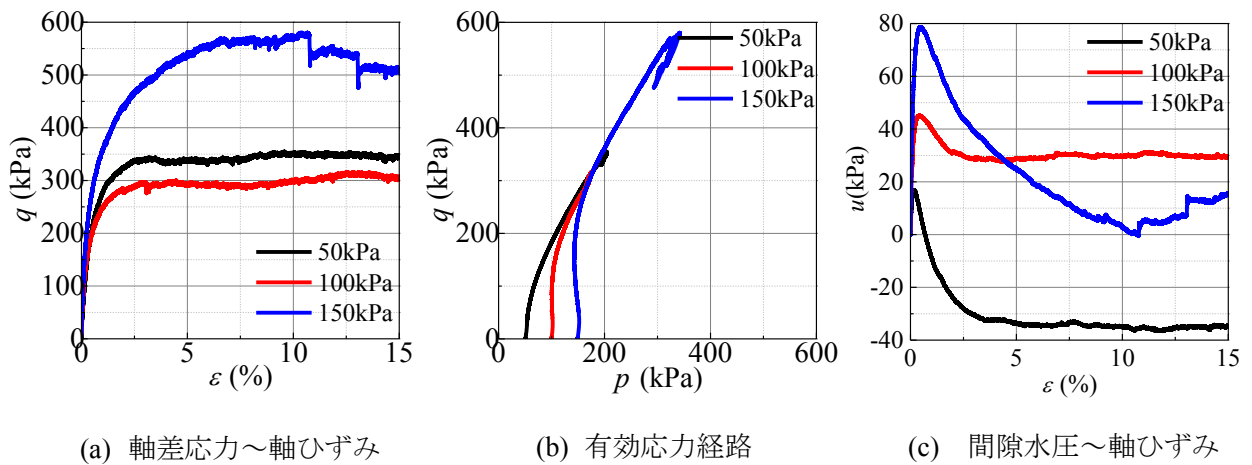


図 4.3.19 中部試料（含水比 3%）の \overline{CU} 試験結果

図 4.3.20 および図 4.3.21 に中部試料でのそれぞれの CD 試験での軸差応力～軸ひずみ関係と体積ひずみ～軸ひずみ関係を示す。含水比 3%の有効拘束圧 50kPa の試験のみ軸差応力が増加後、ひずみ軟化の挙動を示し、その後一定の値を示している。そのほかの試験では、有効拘束圧や含水比に拘わらず、軸差応力が増加後、ひずみレベルは異なるが、一定の値を示している。

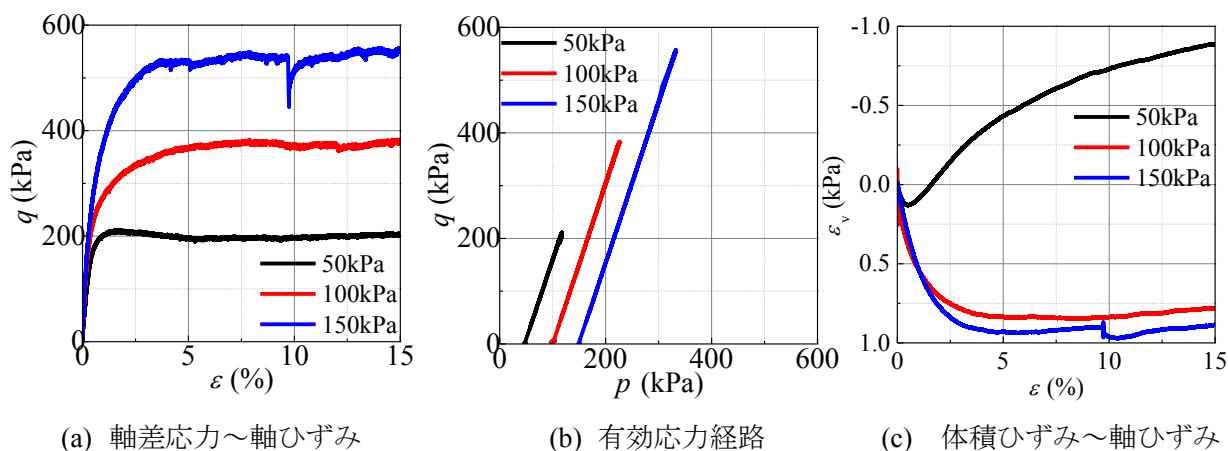


図 4.3.20 中部試料（含水比 2%）の CD 試験結果

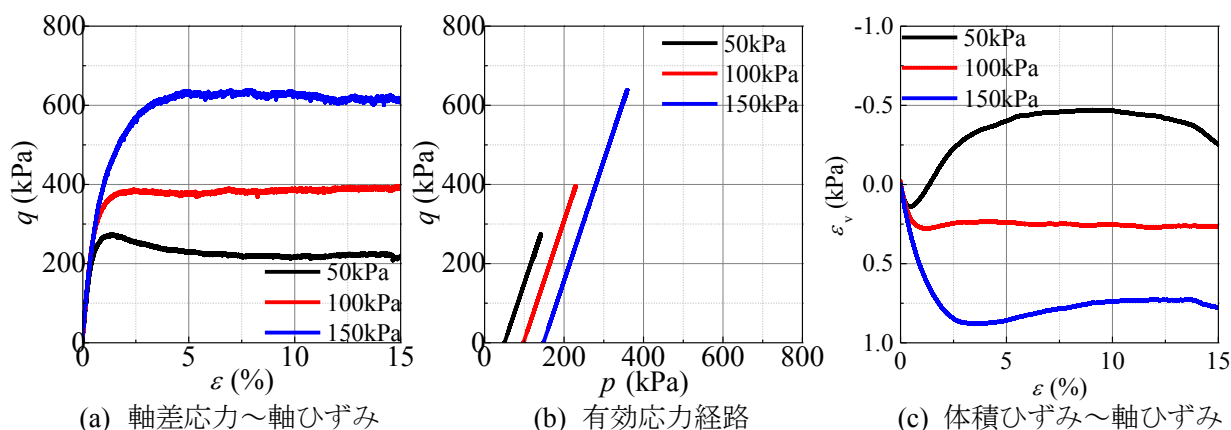


図 4.3.21 中部試料（含水比 3%）の CD 試験結果

図 4.3.22 および図 4.3.23 に中部試料含水比 2%および 3%の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。CU 試験に着目すると、上部試料と同様に、いずれの試験でも拘束圧に整合するモール円が得られなかったため強度定数の設定が困難であった。CU 試験では含水比 2%の試験では CU 試験と同様の結果であったが、含水比 3%の試験ではせん断中のダイレイタンスー特性を反映させたため拘束圧に整合するモール円が得られ、強度定数の設定が容易であった。CD 試験では、すべてのケースで拘束圧に整合するモール円が得られた。また、初期含水比の高い供試体では大きい強度定数が得られている。

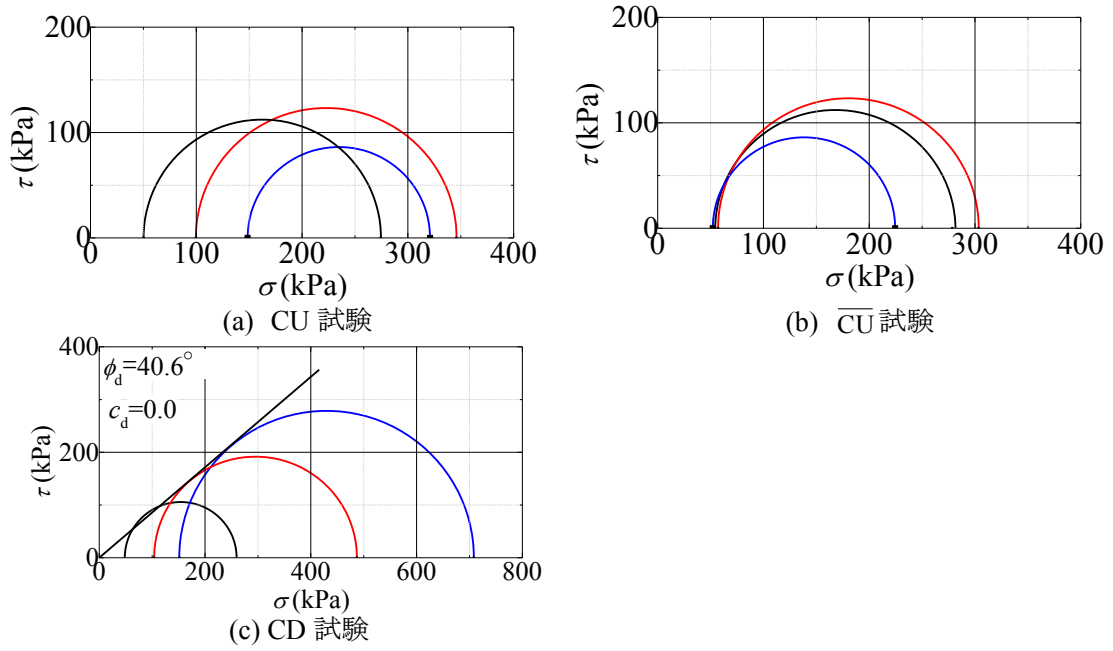


図 4.3.22 中部試料（含水比 2%）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

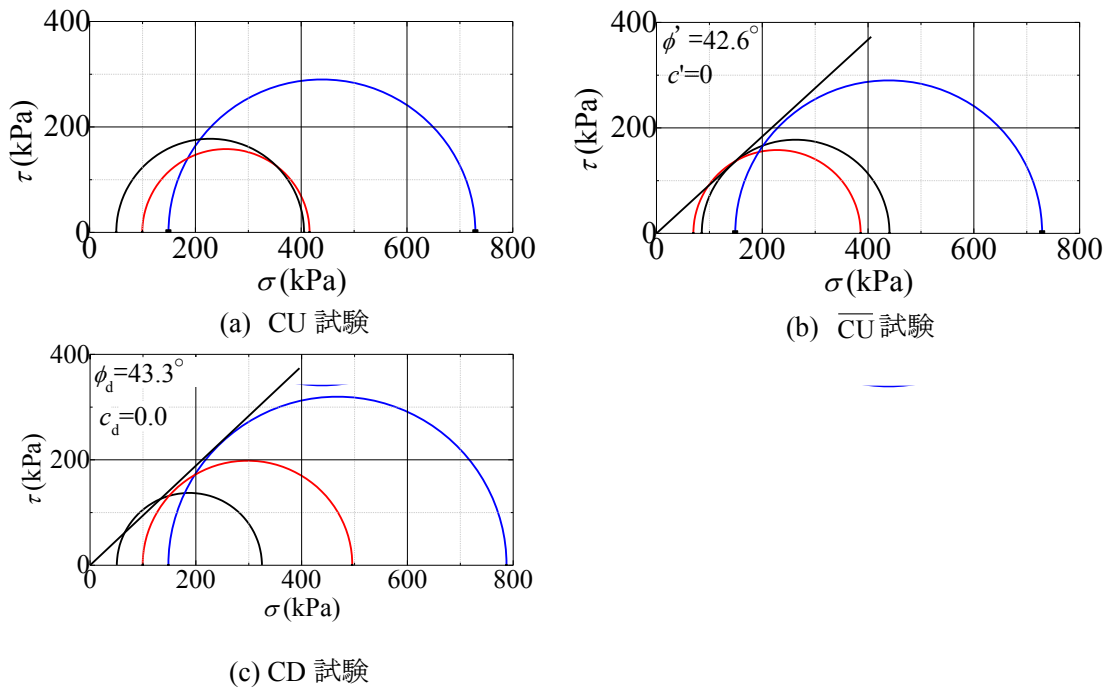


図 4.3.23 中部試料（含水比 3%）の破壊時のモールの応力円と破壊規準

c) 紀の川試料の三軸試験結果

図 4.3.24 および図 4.3.25 に相対密度 40% のそれぞれ \overline{CU} 試験および CD 試験結果を示す。 \overline{CU} 試験の有効応力経路から、有効拘束圧 50kPa の試験では塑性圧縮後、正のダイレイタンスーが見られ密詰め傾向を示しているのに対し、有効拘束圧 100kPa の試験では、塑性圧縮し続けるゆる詰め傾向を示している。CD 試験の体積ひずみ～軸ひずみ関係では、有効拘束圧 50kPa の試験では 0.5%程度まで圧縮し、その後膨張し続けて試験を終了しており、密詰め傾向を示している。有効拘束圧 100kPa の試験ではせん断終了時まで体積圧縮し続けているためゆる詰め傾向を示している。図 4.3.26 に相対密度 50% の \overline{CU} 試験結果を示す。有効応力経路では、せん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスーが見られ密詰め傾向を示している。

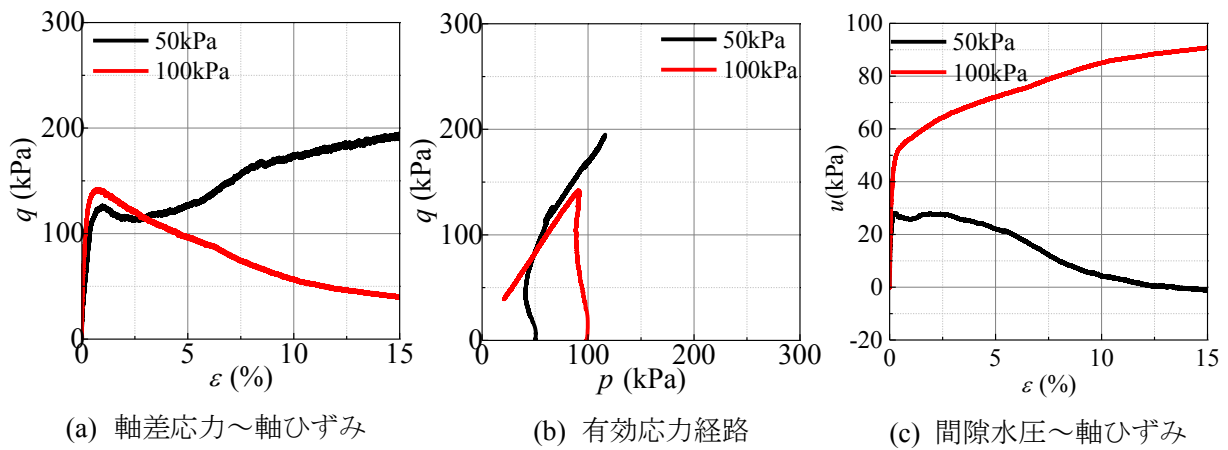


図 4.3.24 相対密度 40% の \overline{CU} 試験結果

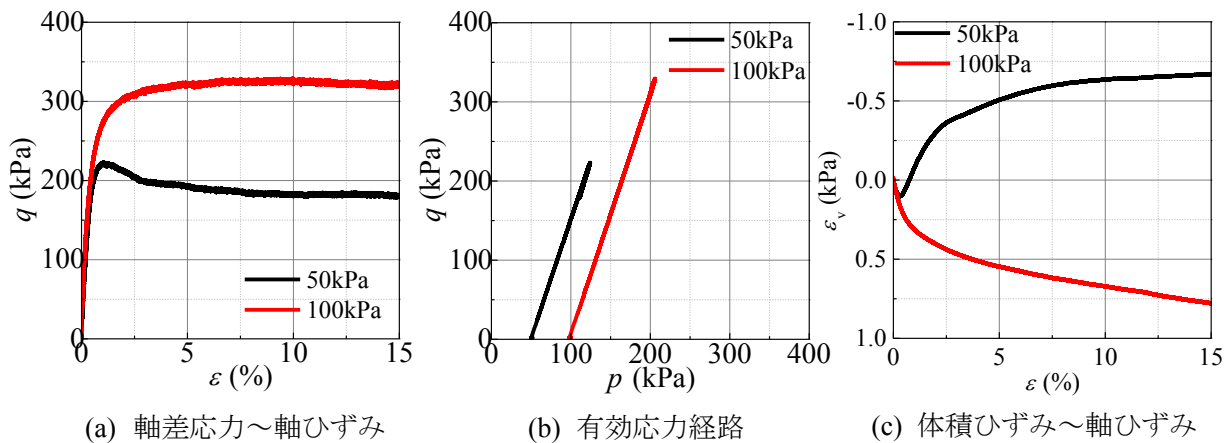


図 4.3.25 相対密度 40% の CD 試験結果

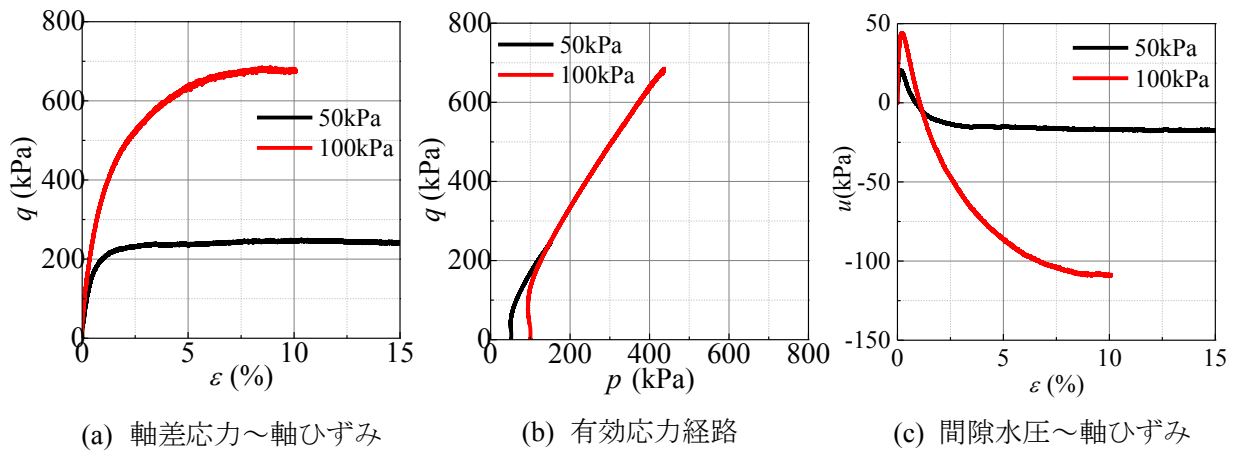


図 4.3.26 相対密度 50%の \overline{CU} 試験結果

図 4.3.27 および図 4.3.28 に相対密度 40%および 50%の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。相対密度 40%のモール円に着目すると、 CU 試験では有効拘束圧 100kPa の試験より 50kPa の試験の方が大きな軸差応力が得られたため、モール円の逆転現象が見られ、拘束圧に整合するモール円が得られなかった。一方、 \overline{CU} 試験、 CD 試験ではいずれもせん断中のダイレイタンス特性が反映されているため拘束圧に整合したモール円が得られた。相対密度 50%のモール円では、 CU 試験、 \overline{CU} 試験ともに強度定数が得られた。ただし、この強度定数は有効拘束圧 50kPa の試験を基準に得られたものである。

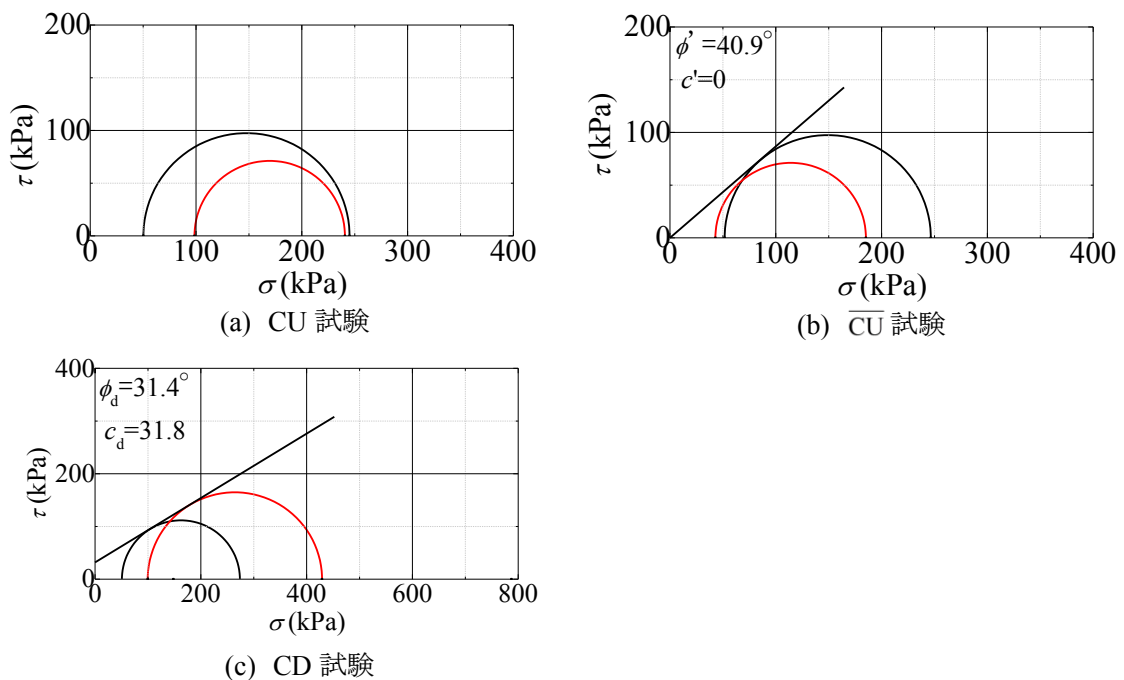


図 4.3.27 相対密度 40%の破壊時のモールの応力円と破壊規準

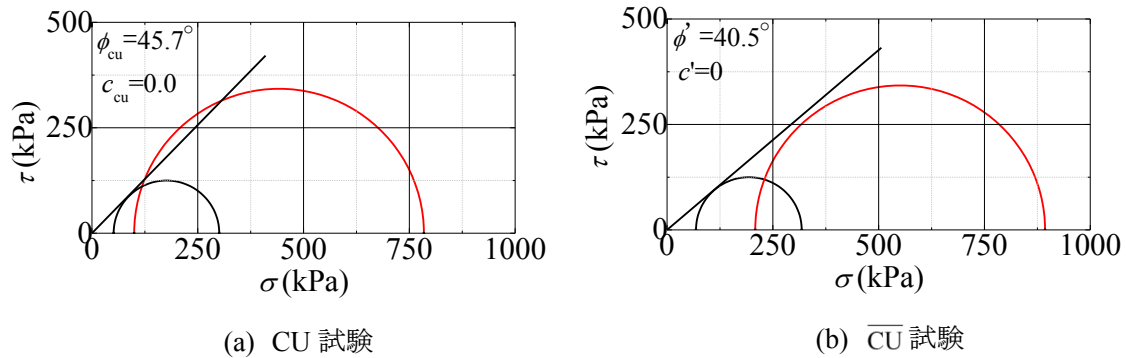


図 4.3.28 相対密度 50%の破壊時のモールの応力円と破壊規準

d) 信濃川試料の三軸試験結果

図 4.3.29 に \overline{CU} 試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみに着目すると、いずれの有効拘束圧でも軸ひずみ 1%未満までに軸差応力がピークに達し、その後、ひずみ軟化の挙動が見られる。有効応力経路では、有効拘束圧の低い 30kPa, 50kPa の試験では正のダイレイタンスーが見られた後、塑性圧縮し続けて試験を終了している。一方、有効拘束圧の高い 100kPa, 150kPa の試験では正のダイレイタンスーが見られず、せん断初期から終了時まで塑性圧縮し続けて試験を終了している。

図 4.3.30 に CD 試験結果を示す。体積ひずみ～軸ひずみ関係では、いずれの有効拘束圧でもせん断終了時まで圧縮し続けて試験を終了しており、ゆる詰め傾向を示している。

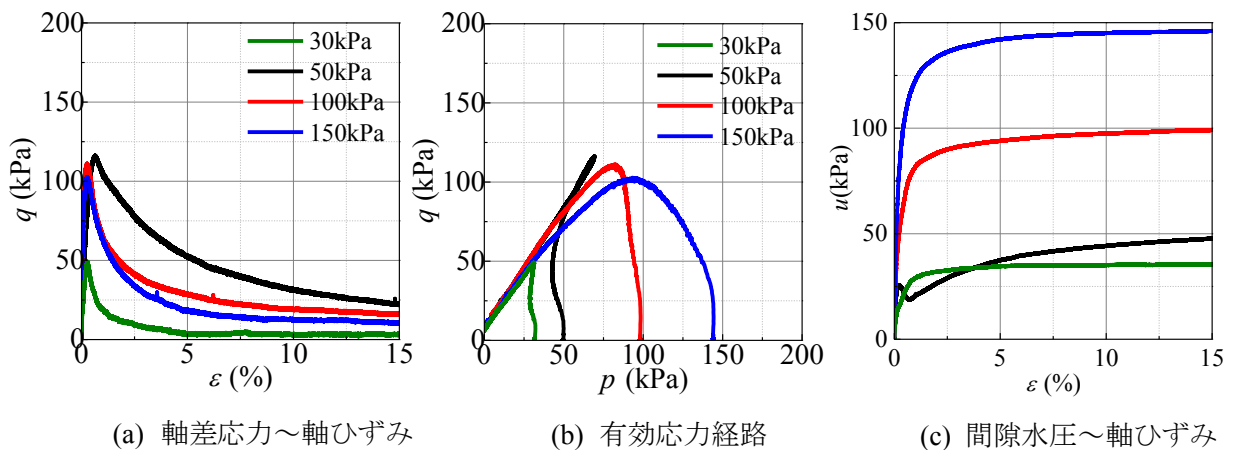


図 4.3.29 \overline{CU} 試験結果

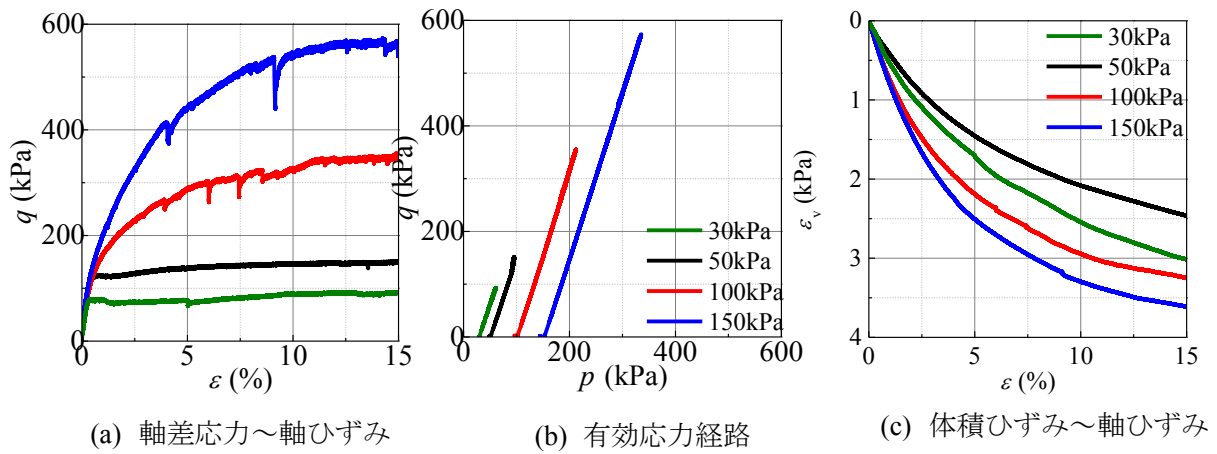


図 4.3.30 CD 試験結果

図 4.3.31 に破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。仁淀川試料と同様に CU 試験、 $\bar{C}U$ 試験ともに拘束圧に整合するモール円が得られなかったため強度定数の設定が困難であった。一方、CD 試験ではせん断中のダイレイタンス特性を反映したために拘束圧に整合するモール円が得られた。

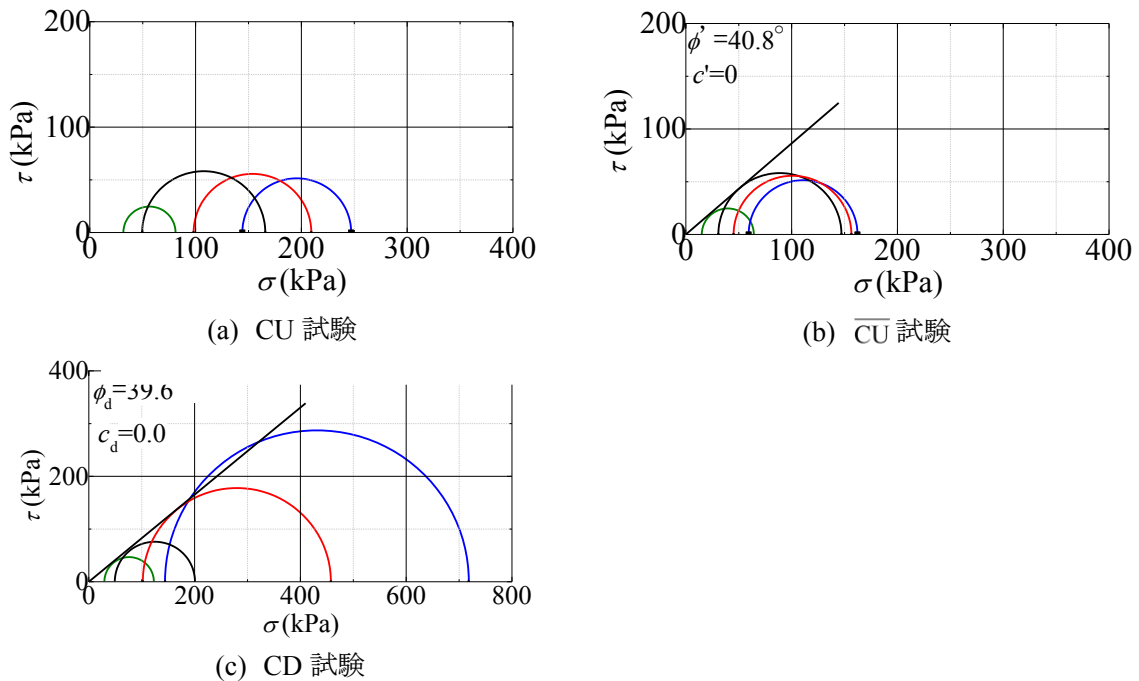


図 4.3.31 破壊時のモールの応力円と破壊規準

e) 礫質堤防土の試験のまとめ

大きな礫を含む礫質土試料を用いて大型三軸試験を実施した。その結果、仁淀川試料では全体的に密詰め傾向を示した。供試体内に含まれている粒径の違いによる比較では、粒径 37.5mm 以上の礫を取り除いた試験の方が大きな軸差応力が得られた。また、含水比による違いでは含水比を高く設定した試験の方が大きな軸差応力が得られた。紀の川試料では相対密度 40%の \overline{CU} 試験、CD 試験いずれも有効拘束圧 100kPa のみゆる詰め傾向を示しているが、それ以外の試験では密詰め傾向を示している。信濃川試料では仁淀川試料、紀の川試料と異なり、いずれの有効拘束圧でもゆる詰め傾向を示している。

モールの応力円では、いずれの試料においても CU 試験では拘束圧に整合するモール円が得られず破壊基準線が描けず強度定数の設定が困難であった。一方、 \overline{CU} 試験や CD 試験ではせん断中の正のダイレイタンス特性を反映させていたため拘束圧に整合するモール円が得られた。このように、拘束圧に整合しない試験結果が得られた理由として、供試体が正規圧密の状態や過圧密の状態の違い、また、供試体作製の違いなどが考えられる。

(3) 強度定数の最適な設定方法の検討

a) 従来の設定方法の課題

河川堤防は比較的密詰めの堤防が多い。そのため、完全に水を排水させないように行う非排水試験や、過剰間隙水圧が発生しないように行う排水試験では、理想的な試験条件であるため正のダイレイタンスの拘束圧によって軸差応力が増加をし続ける傾向がある。手引きの改訂²⁾によって試験条件の幅は広がったが、強度定数の設定方法は地盤工学会の三軸試験の試験基準により、破壊を軸差応力の最大時か、最大値を持たない場合には便宜上軸ひずみ 15%と定義している。密詰め傾向の試験では軸差応力の最大値を持たない場合が多く、軸ひずみ 15%での強度定数を用いられる。

図 4.3.32 に北島試料（不攪乱）の \overline{CU} 試験の有効応力経路を示す。図に示すように、正のダイレイタンスの拘束によって軸差応力が大きく増加してしまう場合、軸差応力最大時には骨格構造が大きく構造変化をしたあとの強度定数であるため、安全率を過大に評価していると思われる。CU 試験では試験に用いる供試体のバラツキが影響するため、強度定数が得られないことがある。そのため、合理的に強度定数を決定する手法として、CD 試験の代用として、 \overline{CU} 試験における土の骨格構造が大きく変化をし始めるところ（変相時）で検討する。

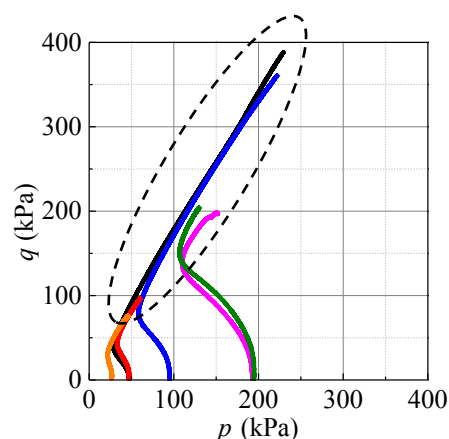


図 4.3.32 北島試料の有効応力経路

b) 変相時での強度定数の設定方法

図 4.3.33 に北島試料（不攪乱）の \overline{CU} 試験結果を示す。変相時での強度定数の設定方法としては、密詰め傾向の供試体の場合、間隙水圧の最大値が明確に表れているときは、最大値の時の軸ひずみを読み取り、その時の軸差応力の値を用いてモールの応力円を描く。次に、間隙水圧の明確な最大値が得られないときは、有効応力が最小値の時の軸ひずみを読み取り、その時の軸差応力の値を用いてモール円を描く。ゆる詰め傾向の供試体の場合は地盤工学会の三軸試験の試験基準に定められている通りに、軸差応力の最大時の時のモールの応力円を描く。

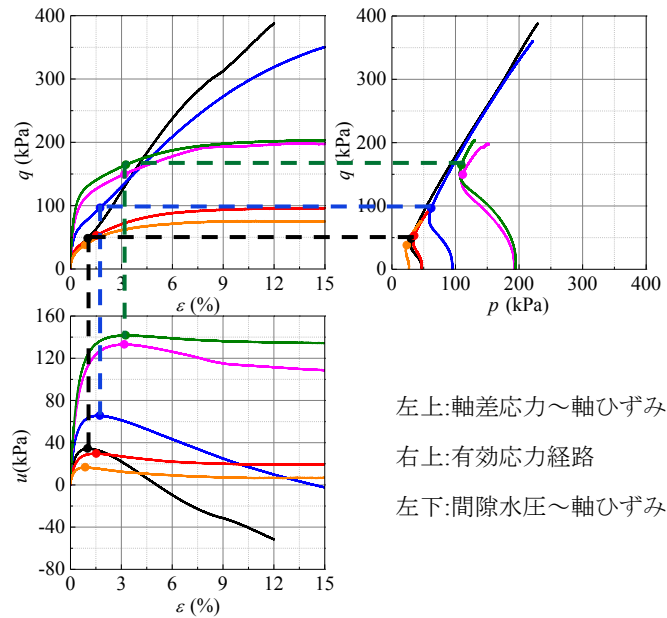


図 4.3.33 \overline{CU} 試験による変相状態の決め方（北島試料の例）

c) 弾塑性論に基づく土質試験で得られる強度定数の合理的解釈

ここでは、三軸試験の各種の条件下で求められる土質定数について、弾塑性論に基づいてその位置づけについて考察し、最終的に河川堤防のすべり計算に用いるのに最適な土質定数を検討する。

オリジナルカムクレイモデルを代表する限界状態土質力学⁶⁾に基づけば、限界状態線（Critical State Line: 以下 CSL と略記）は図 4.3.34(a) に示すように、塑性膨張と塑性圧縮の境界線となり、負荷規準を考察することによって、軟化と硬化の境界にもなる。ただし、図 4.3.34(a) の赤線で示すように、練返し粘土のような理想的な土のせん断挙動を説明するだけであれば、それで事足りるが、図 4.3.34(b) の青線で示すような典型的な密詰めの砂であったり、図 4.3.34(c) の赤線で示すような典型的なゆる詰めの砂であったりした場

合、前者であれば「塑性膨張を伴う硬化」、後者であれば「塑性圧縮を伴う軟化」という図 4.3.34(a) のオリジナルカムクレイモデルの範疇の弾塑性論では説明できない。そのため、金属塑性の繰返し挙動を説明するために橋口が開発した下負荷面⁷⁾をカムクレイモデルに組み込むことによって、硬化と軟化の境界を CSL より上側で規定することが可能となり、「塑性膨張を伴う硬化」という密な砂の力学挙動が説明できるようになった^{8), 9)}。ちなみに、CSL と硬化・軟化を規定する線の拡がり、は、「過圧密」の度合いによって決まる。

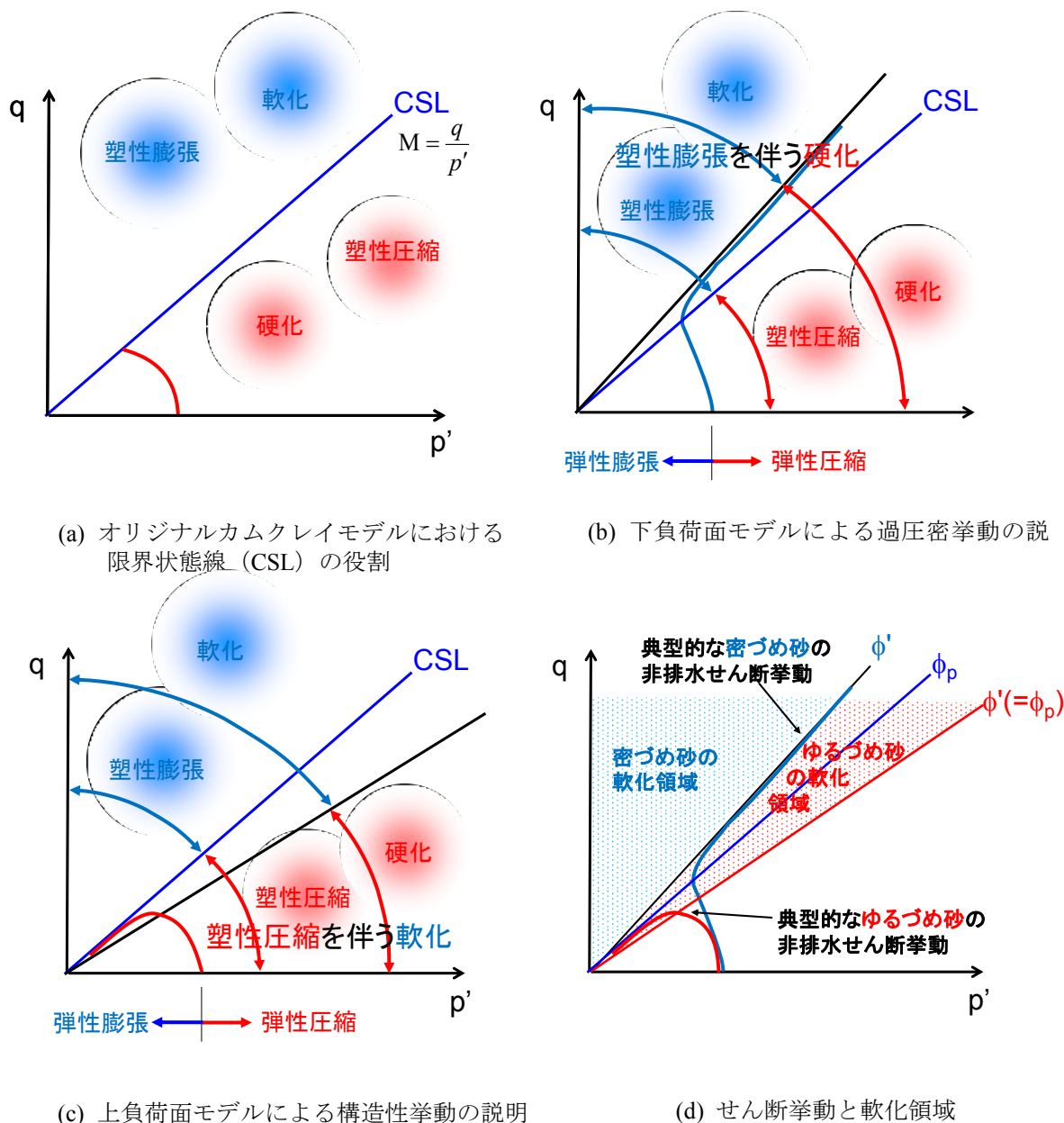


図 4.3.34 弾塑性モデルに基づく土のせん断挙動の解釈

一方、発想を逆にして、「土の骨格構造（以下、単に構造と呼ぶ）」の度合いに応じて、硬化・軟化の境界を CSL の下側に決めることにより、「塑性圧縮を伴う軟化」を説明できるようにしたものが、上負荷面カムクレイモデル¹⁰⁾である。実際の土は自然の状態において、「過圧密」も「構造」も有しており、そのいずれの度合いが卓越し、かつそれらの影響度合いがせん断中に徐々に変わる。両者を組み込んだモデルが SYS カムクレイモデル¹¹⁾であるが、両者の影響度合いをうまくモデル化しさせれば、三軸試験で得られるバラツキを含めた砂質堤防土の複雑かつ様々なせん断挙動も説明可能である。浅岡らが下負荷面モデルを土の弾塑性モデルに適用することによって、過圧密土の力学挙動の説明に成功して以降、下負荷面を用いた類似のモデルが多く提案されている。また、上負荷面の概念と類似のモデルもいくつも提案されてきている。

ここでは、個別のモデルの詳細な説明は割愛し、弾塑性論の立場から土質定数の考察を行う。図 4.3.34 (d) の青線の典型的な密詰め砂の非排水せん断挙動を考える場合、 \overline{CU} 試験で得られる内部摩擦角 ϕ' は、CSL の上側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。土固有の状態量である CSL は、前節で提案した変相線に相当し、その線の傾き ϕ_p は、CSL の傾き M に相当する。一方、ゆる詰め砂の典型的な非排水せん断挙動である赤線を考える場合、 \overline{CU} 試験で得られる内部摩擦角 ϕ' は、CSL の下側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。前節で提案したように、ゆる詰め砂の場合には、変相線の傾き ϕ_p と通常の内摩擦角 ϕ' は一致する。結果として、 \overline{CU} 試験で得られる強度定数の位置づけを明確にすると、砂の状態を問わず、内部摩擦角 ϕ' は軟化領域と硬化領域の境界である。

図 4.3.35 は上記の位置づけを明確にするために実施した、有効応力経路を制御した排水（吸水）せん断試験（以下、吸水軟化試験）の結果である。比較のために通常の \overline{CU} 試験も実施している。実験試料は、小鴨川堤防で採取した礫混じり砂であり、密詰め（締固め度 90%）とゆる詰め砂（締固め度 80%）の 2 種類である。(b)の有効応力経路には、 \overline{CU} 試験による経路を、密詰め砂が青線、ゆる詰め砂がピンクで示している。通常の実務と同様に、この二つの \overline{CU} 試験結果から、密詰め、ゆる詰めそれぞれの ϕ' 、 ϕ_p を決め、それぞれの傾きが低い有効応力レベルにおいて、どのような位置づけにあるのか、吸水試験によって明らかにする。(c)の有効応力経路は、(b)を拡大したものである。黒線が密詰め砂の吸水試験結果であり、重なって見えづらいが、赤線がゆる詰め砂の吸水試験結果である。さらに、ゆる詰め砂の結果のみにした図が(d)の有効応力経路である。

(c)の有効応力経路に着目する。通常の \overline{CU} 試験と同様に、初期有効応力 100kPa で等方圧密した後、排水条件で徐々に軸差応力を増加させ、 $q=50\text{kPa}$ まで上昇させる。ここまでは、通常の CD 試験とほぼ同じである。 $q=50\text{kPa}$ 到達後は、そのまま q 一定のまま、供試体内への吸排水を許したまま、間隙水圧を徐々に上昇させることにより平均有効応力 p' を低下させ、破壊するまでその操作を継続する。これは、堤防の浸潤に伴う不安定化を模擬した

ものであり、低有効応力状態での破壊を観察するための実験である。(c)図より、密詰め砂の黒線は、 \overline{CU} 試験で得られた ϕ_p を超え、 ϕ' を超えて軟化領域に入り、しばらくしてから急激に吸水が始まり、軸ひずむが急激に増加し破壊に至る。(a)の軸差応力～軸ひずみ関係において、急激に吸水が始まり破壊したと判断できる点を黒点で表しているが、その状態に至るまでほとんど軸ひずみが進行しておらず、いわば剛塑性的な破壊をしている。一方、(d)のゆる詰め砂も同様の実験をしているが、 \overline{CU} 試験で得られた ϕ_p ならびに ϕ' を超えて軟化領域に入り、 \overline{CU} 試験の有効応力経路と同じ位置に至ってから急激に吸水が始まり、軸ひずむが急激に増加し破壊に至る。

以上のように、 \overline{CU} 試験で決定した ϕ_p ならびに ϕ' は、有効応力の空間上で、排水条件や応力レベルに関係なく、破壊領域を特定するための境界線として用いることができる。具体的には ϕ' よりも左側に有効応力状態が入ると危険である。ただし、後に示すように、密詰め砂の ϕ' は、試料の状態によって容易に変わりうるものであることから、土の固有の性質を表す CSL に相当する ϕ_p を用いる方が、安全側でもあり、適切であると考えている。また、堤防は低拘束圧での破壊現象であるため、通常の高い拘束圧での三軸試験は不適切であるとの批判もよく聞かれる。しかし、本節の実験からわかるように、三軸試験で決定しているのは応力レベルの小さい領域でも成り立つ破壊の敷居線であり、低拘束圧で無理に求める必要もなく、実験誤差の少ない通常の応力レベルでの実験でも問題はない。

以上をまとめると、すべり破壊に用いる強度定数は、 \overline{CU} 試験を実施した上で、 ϕ_p ならびに ϕ' を求め、基本的には ϕ_p を採用する。なお、 ϕ_p ならびに ϕ' の決定にあたっては、粘着力 c はゼロとして求めることが妥当である。 $c=0$ にすることにより、表層すべりモードが頻出してしまうことが考えられるが、これは実際に破壊に至るモードであるのか判断し、表層滑りモードは採用しないように配慮することによって、問題は回避できるものと考えている。

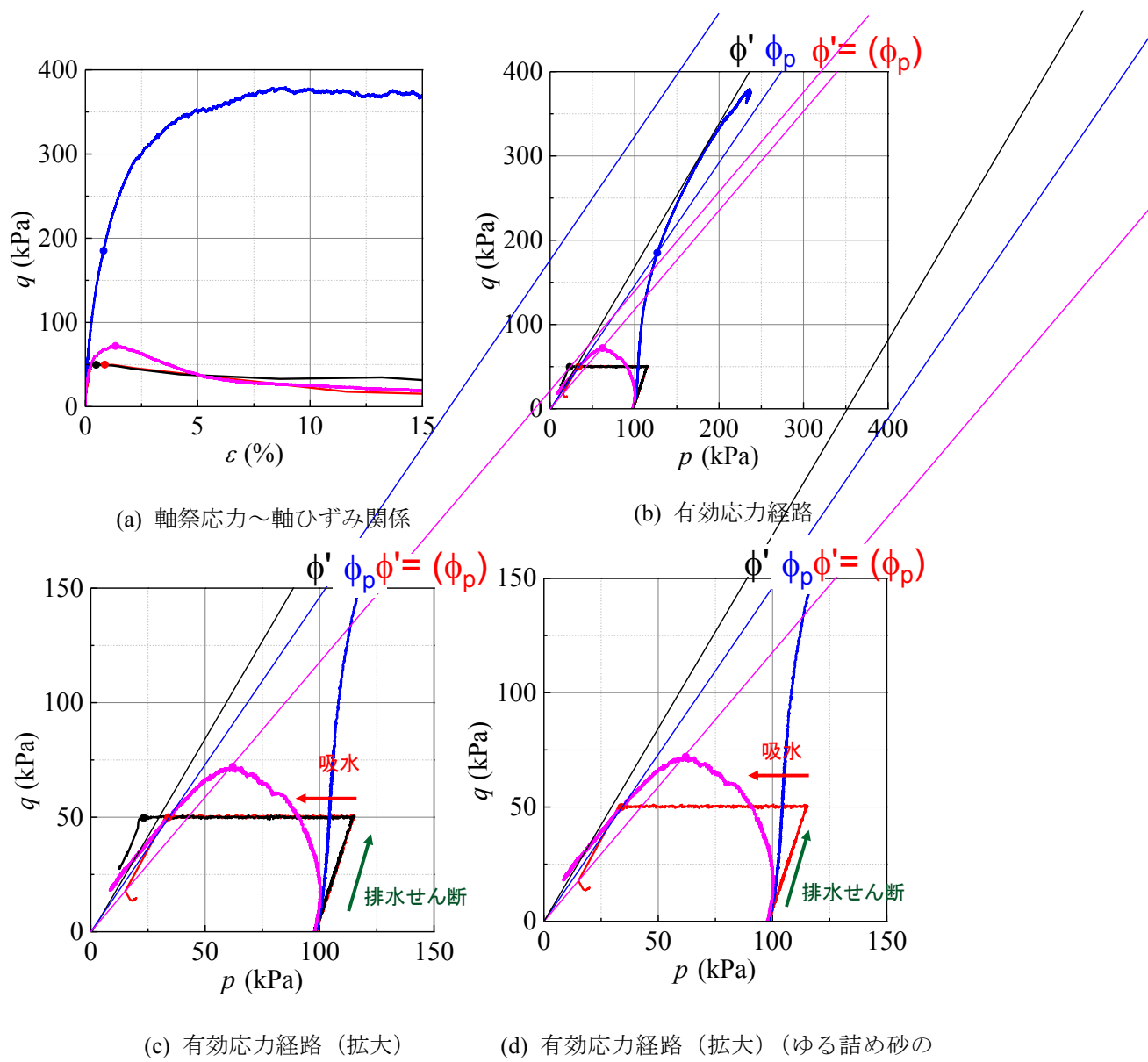


図 4.3.35 吸水軟化試験による \overline{CU} 試験の強度定数の位置づけの検討

d) 変相状態を用いた強度定数に関する実験データの整理

表 4.3.3 に本研究でデータ整理した三軸試験結果について、それぞれの試験結果の特徴や評価のポイントを整理して示す。表 3.4.2～3.4.13 にそれぞれの試験試料に対して、通常の土質試験法で定められた最大軸差応力時の応力状態から求めた強度定数と変相時の応力状態から求めた強度定数を示す。

表 4.3.3 各試験結果の特徴と評価ポイント

表番号	試料	供試体	寸法	土質	供試体密度	特記事項
表 4.3.4	北島 (凍結)	不攪乱	小型	砂	密	
表 4.3.5	晩翠 (凍結)					
表 4.3.6	淀川 (凍結)					
表 4.3.7	北島 (再構成)	再構成	小型	礫混じり砂	緩～密	構造の違い
表 4.3.8	小鴨川				緩	礫分粒調
表 4.3.9	小鴨川 (礫分粒調)		原粒度			
表 4.3.10	小鴨川			大型	砂礫	
表 4.3.11	江の川		小型	礫混じり砂	緩～密	せん頭粒調
表 4.3.12	仁淀川		大型	砂礫	緩	原粒度
表 4.3.13	仁淀川 (上部)				密	粒度調整
表 4.3.14	仁淀川 (中部)					
表 4.3.15	紀の川	緩				

表 4.3.4～4.3.6 に示す結果は、堤防から直接採取したいわゆる不攪乱試料の結果である。また、いずれの試料も砂質土であり、典型的な密詰め土のせん断挙動を示す試料である。すなわち比較的小さなひずみレベルのうちに、有効応力経路が減少から増加に転じて正のダイレイタンスーを示す。表 4.3.4～4.3.6 の特に \overline{CU} 試験結果 (表中は CUB 試験と表記) に着目すると、軸差応力最大時 (表中は最大時と略して表記) と変相時の内部摩擦角 ϕ の間には、表 3.4.2 の北島試料では 4° 程度、表 3.4.3 の晩翠試料ではほぼ同じ、表 4.3.6 の淀川試料では $0\sim 7^\circ$ 程度の差がある。ただし、差が大きい場合は、正のダイレイタンスー発現後に応力比が増加し続ける場合であり、完全非排水せん断条件という謂わば試験装置の中だけの理想条件によって増加し続ける場合である。そのため、変相状態で内部摩擦角を評価するのは、非現実的な試験条件に入る前の強度定数であり、過大評価に繋がらない妥当な値である。結果として、密詰め砂質土の場合には、 \overline{CU} 試験を実施した上で、変相状態で強度定数を評価することが妥当である。

表 4.3.7 の北島試料は、表 4.3.4 の不攪乱北島試料と同じ場所で採取したものであり、

実験室にて締め固めて再構成している。2種類密度（締め固め度）で試験を行ったが、この試験に関して言えば、いずれの密度でも明確な差はあらわれなかった。表 4.3.7 に示す強度定数においても明確な差はない。この再構成試料の特徴として着目すべき点は、表 4.3.4 の不攪乱試料と異なり、最大軸差応力時と変相時とも内部摩擦角はほとんど差がないことである。すなわち、不攪乱試料では、正のダイレイタンスー発現によって、軸差応力 q と平均有効応力 p' との応力比 q/p' が増加することが多いのに対して、再構成試料では応力比 q/p' があまり増加しない。そのため、最大軸差応力で強度定数を評価する場合には、不攪乱試料と再構成試料では内部摩擦角が大きく異なるように評価される。しかしながら、変相時で強度定数を評価する場合には、不攪乱でも再構成でもほとんど同じ値になっており、再構成試料でも十分に強度定数が評価できる。再構成試料と不攪乱試料との差は土骨格構造であると考えられるが、安定性評価においては、不攪乱試料の構造は、試験結果のバラツキを生み出す原因になることもあり、重要性は低い。

表 4.3.4 北島試料（凍結砂）の強度定数

北島（凍結砂）				
試験条件	最大時		変相時	
	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
CU			6.6	15.9
CUB	0.0	41.2	0.0	37.0
CD	10.7	39.4		

表 4.3.5 晩翠試料（凍結砂）の強度定数

晩翠（凍結砂）				
試験条件	最大時		変相時	
	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
CU			5.5	14.8
CUB	0.0	40.4	0.0	40.0
CD	0.0	46.4	—	—

表 4.3.6 淀川試料（凍結砂）の強度定数

淀川					
	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
S2	CU	0.0	23.5	0.0	15.4
	CUB	0.0	34.9	0.0	30.5
	CD	0.0	40.3	—	—
S3	CU	—	—	0.0	16.7
	CUB	0.0	34.8	0.0	29.8
	CD	0.0	34.9	—	—
S4	CU	0.0	27.7	0.0	21.6
	CUB	0.0	36.9	0.0	36.1
	CD	0.0	34.0	—	—
S5	CU	—	—	0.0	17.4
	CUB	0.0	35.0	0.0	29.9
	CD	0.0	32.1	—	—
S6	CU	0.0	17.2	0.0	16.1
	CUB	0.0	35.1	0.0	34.3
	CD	0.0	33.7	—	—
S11	CU	0.0	29.6	0.0	15.7
	CUB	0.0	36.9	0.0	29.8

表 4.3.7 北島試料（再構成）の強度定数

北島（再構成）					
締固め度 (%)	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
85	CU	0.0	36.6	0.0	25.4
	CUB	0.0	37.8	0.0	36.2
90	CU	—	—	0.0	25.2
	CUB	0.0	38.6	0.0	37.8

表 4.3.8 の小鴨川試料は砂礫試料を粒度調整し、礫混じり砂としたものであるが、供試体作製時の含水比を変えることによって、骨格構造の違いを作ることによって成功した例である。すなわち、特に最適含水比に近い 10% に調整して締め固めた供試体においては、0% で作製した供試体よりも明らかに高位な骨格構造を有している。そのような目で表 4.3.8 の試験結果を見ると、初期含水比 0% で作製した供試体においては、締固め度を変えてもほとんど内部摩擦角に差はあらわれない。一方、初期含水比 10% で作製した供試体においては、最もゆるい相対密度 80% の供試体の変相時の内部摩擦角は 30° を下回っており、他の締固め度 85% と 90% の供試体では、35° 程度となり、明確な差が現れている。表 4.3.9 の小鴨川試料は、礫分を原粒度と揃えるという特殊な粒度調整を行った試験であるが、内部摩擦角に関する傾向は表 4.3.8 の通常の粒度調整の試料による試験結果とほぼ同じである。また、表 4.3.11 に示す江の川試料においても、表 4.3.9 の初期含水比 10% の試験結果の傾向とほぼ同じである。

表 4.3.8 小鴨川試料の強度定数

小鴨川						
通常						
初期含水比	締固め度(%)	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
0	80	CU	0.0	14.5	0.0	11.5
		CUB	0.0	37.3	0.0	36.9
	85	CU	0.0	19.0	0.0	12.4
		CUB	0.0	38.9	0.0	35.9
	90	CU	0.0	36.7	0.0	18.8
		CUB	0.0	39.1	0.0	36.3
10	80	CU	0.0	13.2	0.0	13.2
		CUB	0.0	27.0	0.0	27.0
	85	CU	16.4	18.3	16.4	18.3
		CUB	0.0	33.8	0.0	33.8
	90	CU	61.3	26.0	0.0	25.4
		CUB	0.0	39.2	0.0	34.4
14	80	CU	0.0	15.4	0.0	15.4
		CUB	0.0	31.9	0.0	31.9
		CD	0.0	35.5	—	—
	85	CU	0.0	29.3	0.0	27.5
		CUB	0.0	40.6	0.0	39.6
		CD	0.0	37.8	—	—
	90	CU	101.6	24.3	0.0	25.3
		CUB	6.6	38.3	0.0	38.3
		CD	0.0	39.3	—	—

表 4.3.9 小鴨川試料（礫分粒調）の強度定数

小鴨川						
礫分粒調						
初期含水比	締固め度(%)	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
0	85	CU	0.0	20.3	0.0	15.4
		CUB	0.0	40.2	0.0	37.1
	90	CU	0.0	16.4	16.4	17.1
		CUB	0.0	40.3	0.0	38.0
10	80	CU	0.0	18.4	0.0	18.4
		CUB	0.0	29.6	0.0	29.6
	85	CU	0.0	28.1	0.0	26.0
		CUB	0.0	38.8	0.0	35.9

表 4.3.10 は小鴨川の砂礫試料を原粒度のまま直径 30cm の大型三軸試験を実施した結果である。砂礫試料の場合、同じ締固め度であっても、粒径の大きい石分が高密度であるため、相対的に細かい砂礫で構成されるマトリックス部分はゆる詰め構造になりやすい。この試験結果においても、締固め度 85%の結果は、かなりゆる詰めの砂質土の傾向を示し、締固め度 90%においても中密な傾向を示している。90%の場合、最大軸応力発揮時と変相時での内部摩擦角は 5°程度の違いがでている。この試料は再構成試料であるが、粒度が広範な砂礫であるため、再構成であっても骨格構造を形成しやすいと考えられる。

表 4.3.10 小鴨川試料（大型試験）の強度定数

小鴨川					
大型					
締固め度	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力	内部摩擦力	粘着力	内部摩擦角
85	CU	0.0	12.7	0.0	12.7
	CUB	0.0	20.3	0.0	20.3
	CD	29.0	38.6	—	—
90	CU	39.0	23.1	0.0	16.9
	CUB	22.2	34.2	0.0	29.5
	CD	18.0	41.1	—	—

表 4.3.11 江の川試料の強度定数

江の川					
締固め度	試験条件	最大時		変相時	
		粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
80	CU	0.0	13.1	0.0	13.1
	CUB	0.0	21.0	0.0	21.0
	CD	0.0	33.7	—	—
85	CU	45.0	17.3	0.0	20.9
	CUB	0.0	30.2	0.0	30.1
	CD	0.0	33.7	—	—
90	CU	118.9	21.8	0.0	22.9
	CUB	59.4	27.8	0.0	29.2
	CD	0.0	37.5	—	—

表 4.3.12～4.3.15 は仁淀川砂礫ならびに紀の川砂礫の大型三軸試験結果である。この場合、ほぼ原粒度の砂礫試料を用いて大型三軸試験を実施しているが、ゆる詰め傾向から密詰め傾向まで広いせん断挙動を示している。総じて、砂質土と同様に最大軸差応力時と変相時との内部摩擦角は若干の差が生じており、密詰めせん断挙動を示す試験結果ほどその傾向が明確に現れている。

一方、全部の試験結果の共通事項として、CD 試験による内部摩擦角は、総じて変相角の内部摩擦角よりも大きくなり、強度定数を大きく過大評価してしまうと考えてよい。さらにその内部摩擦角を発揮するひずみレベルは総じて非常に大きく、その点でも主働破壊に近いモードで破壊に至る河川堤防のすべり破壊の検討にあたっては、現実な試験条件とはいえない。以上より、 \overline{CU} 試験の変相時の強度定数を用いて安全性を検討することが最適解だと言える。

表 4.3.12 仁淀川試料（大型試験）の強度定数

仁淀川						
大型						
含水比	相対密度	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
4	70	CU	0.0	15.6	0.0	15.6
		CUB	0.0	29.3	0.0	29.3
		CD	12.4	39.6	—	—
	80	CU	0.0	19.5	0.0	19.5
		CUB	0.0	32.0	0.0	32.0
		CD	17.6	39.9	—	—

表 4.3.13 仁淀川試料（上部試料）の強度定数

仁淀川							
中型 上部試料							
含水比	相対密度	粒径	試験条件	最大時		変相時	
				粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
2	50	37.5	CU	/	/	3.2	30.2
			CUB	0.0	41.9	0.0	41.1
		53	CU	/	/	0.0	31.5
			CUB	0.0	43.8	0.0	39.9
	60	53	CU	/	/	0.0	31.9
			CUB	0.0	42.6	0.0	41.4

表 4.3.14 仁淀川試料（中部試料）の強度定数

仁淀川						
中型 中部試料						
含水比	相対密度	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
2	60	CU	/	/	23.7	15.7
		CUB	0.0	42.0	0.0	38.7
		CD	0.0	40.6	—	—
3		CU	/	/	0.0	29.3
		CUB	0.0	42.6	0.0	39.3
		CD	0.0	43.3	—	—

表 4.3.15 紀の川試料の強度定数

紀の川						
含水比	相対密度%	試験条件	最大時		変相時	
			粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
3	40	CU	/	/	0.0	24.9
		CUB	0.0	40.9	0.0	38.9
		CD	31.8	31.4	—	—
3	50	CU	0.0	45.7	4.0	23.8
		CUB	0.0	40.5	0.0	34.6

e) 最適な設定方法のまとめ

砂質土から礫質土まで、様々な供試体条件で \overline{CU} 試験ならびにCD試験を実施し、すべり安定計算に用いる強度定数をどのように決めるべきかについての検討を行った。透水係数が高い礫質土においては、排水条件のCD試験が適切と判断される場合も多いが、礫質土ほどゆる詰め傾向になることが多く、その場合のCD試験で得られる強度定数は非常に大きく、過大評価に繋がる危険性が高い。また、密詰め傾向の堤防土であっても、CD試験の強度定数は、過大評価になることが多いことが多くの実験結果からわかった。したがって、透水性、粒度、密度に拘わらず、 \overline{CU} 試験を実施すべきである。

\overline{CU} 試験を全応力と有効応力で整理した結果、全応力で整理した場合の強度定数は、供試体毎のバラツキに極めて敏感であるとともに、密詰め傾向の堤防土の軸差応力にはせん断強度としての意味はないため、全応力による整理ならびに強度定数の決定は不適切である。すなわち、CU試験による強度定数決定はしてはいけない。一方、有効応力による整理は、対象とする堤防土の固有かつ本質的な性質を把握する上で、極めて重要である。本研究では、有効応力で得られる強度定数（ここでは内部摩擦角）は、単にせん断強度を見積もるためのパラメータではなく、有効応力空間内で堤防土が破壊する領域を決定するためのパラメータであることを弾塑性論の枠組みから合理的に示し、特殊な吸水試験を通じてそれ

を証明した。吸水試験の結果からも、堤防のように浸透により徐々に有効応力が低下することによって破壊に至る現象の場合、破壊直前まで土骨格に変形がほとんど起こらない「剛塑性的」な力学挙動を呈することが示された。そのため、三軸試験を実施する際には、無理矢理せん断ひずみを与えた状態で計測される物性ではなく、ひずみレベルの小さい範囲で本質的な物性を読み取ることが重要である。そのためにも、変相状態での評価は理に適っている。

すべり破壊の判定は、浸透解析による浸潤面の進行の予測とセットで行われる。堤防土の透水性はその浸透解析で反映されており、過剰間隙水圧の上昇あるいは負圧の蓄積が見込めないような砂質土であれば、浸透解析で予測した有効応力状態における破壊限度のせん断強度を変相時の強度定数から求めることにより、合理的なすべり安定計算ができると考えられる。

最後に、この強度定数決定法の適用性を考える上で、堤防土の透水性について言及しておく。本研究で検討に用いた土の粒径分布の D_{20} ならびに Creager による透水係数 k を表 4.3.16 に示す。堤体砂質土の場合、細粒分も多く含まれているために、砂質土といえども透水性は低い。したがって、今回の検討は非常に幅広い透水性の範囲の堤防土で行ってることがわかり、完全な粘性土と判断される堤防土でなければ、本研究で提案する強度定数評価法を適用してよいと考えている。

表 4.3.16 検討に用いた試料の D_{20} と Creager による透水係数 k のオーダー

試料名	$D_{20}(\text{mm})$	$k (\text{m/s})$
北島	0.02~0.08	$10^{-7} \sim 10^{-6}$
晩翠	0.003~0.08	$10^{-8} \sim 10^{-6}$
淀川	0.004~0.26	$10^{-8} \sim 10^{-5}$
小鴨川	0.25~0.30	10^{-5}
江の川	0.22	10^{-5}
仁淀川 (上部)	2.0	10^{-2}
仁淀川 (中部)	1.0	10^{-3}
紀の川	0.45	10^{-4}
信濃川	0.25	10^{-5}

(4) 砂質堤防土の土質定数設定のガイドライン

礫質土も含む砂質堤防土の土質定数設定のガイドラインとして、特にすべり破壊の安定計算に最も重要な強度定数の設定法として以下の手順を提案する。

- ① 現地堤防の確認
- ② 不攪乱試料の採取が可能であれば採取する。不攪乱試料の採取が困難な場合には、攪乱試料を採取する。その際、現地土を試験室内で再構成できるように、堤体の乾燥密度の把握に努める。また、最大粒径の把握にも努める。

- ③細粒分 50%以上を含む粘性土の場合には、別途検討を行う。
- ④不攪乱試料の場合には必要に応じて凍結させた後に、供試体を作製する。再構成試料の場合には、堤防の乾燥密度にあわせて供試体を再構成するが、現地土に大きな礫が混入している場合には、礫分の含有率を現地と一致させるなどの工夫を行う。
- ⑤ \overline{CU} 試験を実施し、JIS 基準の強度定数 c' 、 ϕ' を求める。
- ⑥密詰め挙動の土の場合は、計測した過剰間隙水圧の最大値となる応力状態を、最大値が明確ではない場合は、有効応力が最小となる応力状態を用いて、強度定数を決定する。また、ゆる詰め挙動の土の場合には、軸差応力が最大となる応力状態を用いて、強度定数 ϕ_p を決定する。なお、いずれの場合も $c=0$ と仮定の下で決定する。
- ⑦ ϕ と ϕ_p が大きく異なる場合には、その理由を検討する。 ϕ_p のみが非常に小さい場合には、信頼性が低い場合があるので見直す。
- ⑧変相時で求められた ϕ_p を強度定数として採用する。

(5) まとめ

本項では、実際の堤防から砂質土ならびに礫質土試料を採取して三軸試験を実施するとともに、既往の研究で行った各種の砂質土から礫質土まで、また大型三軸試験から小型三軸試験まで、排水条件から非排水条件まで、さらに各種の粒度調整法など、様々な条件の三軸試験結果を用いてデータ整理を行った。その中で、粒度、密度、透水性などの堤防土の土質特性に応じて、適切かつ合理的な試験条件を明確に定めることを目指した。

さらに、弾塑性論に基づき、各種の強度定数の位置づけを明確にし、特殊な吸水試験によって、それを証明することに成功した。それにより、変相状態の有効応力で強度定数を決定する方法が最も合理的であることを示した。

以上の結果、砂質土から砂礫であればどのような堤防土にも適用できる、合理的かつ簡便な「土質定数設定のガイドライン」を提案することができた。

なお、ここでは粘性土堤体土は対象としていなかったため、次項以降において、粘性土の強度定数評価についても示す。

4.3.3 堤体土の簡易サンプリング法の提案との採取土の強度特性の評価

堤防の開削工事や開削調査などの際は、堤体内部の堤体土を採取する絶好の機会であるが、短時間に効率よく、かつ高品質なサンプリングを実施することが望まれる。著者らは、平成25年度から現在まで、国内の数カ所の河川堤防の開削工事や開削調査の際に、簡易的ないくつかのサンプリング手法を用いて堤体試料の採取を行い、その試料を用いて三軸試験を実施することにより堤体土の力学特性の評価を試みてきた。本項では、新たに試作した打ち込み式簡易サンプラーを用いて乱れの少ない堤体土を採取するとともに、三軸試験を実施して力学特性の観点から異なるサンプリング手法の試料の品質について検討した結果を示す。

(1) 砂質堤体でのサンプリング事例

サンプリングを実施したのは、上流に花崗岩帯を擁するために、比較的均質なマサ土で築堤された木津川の砂質堤防である。樋管改築のための開削工事（図4.3.36）の機会に、堤体内部の堤体土のサンプリングを実施した。サンプリング方法は次の2種類である。

方法A：短管太径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法

方法B：長管細径の塩ビ管を内管とする特製の2重管サンプラーを打ち込む方法

図4.3.37は方法A実施の様子である。内径100mmの塩ビ管（VP100）を長さ190mmに切断し、片側の端面をグラインダーで鋭利に削って刃先に加工している。この塩ビ管を、極力土を乱さないように丁寧に打ち込み、その後、手掘りで周囲の土を取り除いて取り出す（図4.3.38）。1本の塩ビ管につき、三軸試験の1本の供試体になるために、同一箇所から多数のサンプリングをする必要がある。図4.3.39は方法Bに使用した新たに作製した2重管サンプラーである。内径71mm、長さ500mmの薄肉塩ビ管（VU65）を内管としてセットでき、土質に応じて変更可能な脱落防止具も用意した。サンプリングの手順は、ハンマーを用いて打ち込み（図4.3.40）、打ち込んだサンプラーを引き抜き（図4.3.41）、解体して内管の採取試料を養生する（図4.3.42）。また、このサンプラーを用いて、堤体法面での採取を想定した斜め打ち込みによる採取（以下方法B-iと標記）も行った。図4.3.43が打ち込み中であり、図4.3.44は引き抜いた様子である。なお、このサンプラーは他の開削現場においても使用してきたが、当初は1mの塩ビ管を用いる仕様になっていたものの、使用性ならびに室内試験時の供試体の必要本数などを勘案しながらの試行錯誤の末に50cmの仕様とした。方法A、Bいずれの試料も、採取後に実験室に搬入してから凍結し、直径50mm、高さ100mmの円柱供試体に成型した。

なお、4.3.2節で示した千歳川北島試料ならびに晩翠試料は、ここで説明した方法Aで採取した試料であった。



図 4.3.36 開削工事中の堤防



図 4.3.37 塩ビ管の打ち込み (方法 A)



図 4.3.38 塩ビ管の掘り出し (方法 A)



図 4.3.39 2重管サンプラー



図 4.3.40 サンプラーの打ち込み(方法 B)



図 4.3.41 サンプラーの抜き出し(方法 B)



図 4.3.42 採取試料の養生(方法 B)



図 4.3.43 斜め打ち込み(方法 B-i)

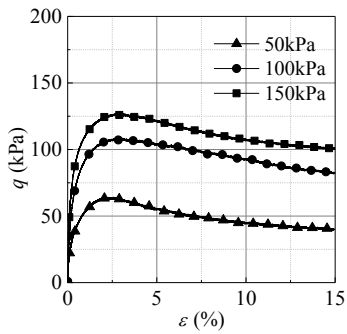


図 4.3.44 斜め抜き出し(方法 B-i)

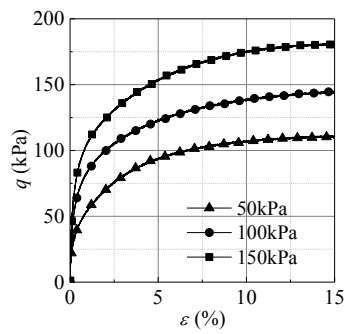
(2) サンプル試料の室内試験結果

凍結供試体を三軸試験装置に設置し、二重負圧法による飽和化を行った後、15 時間程度の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧は 50, 100 および 150kPa とし、 $\bar{C}\bar{U}$ 試験を実施した。載荷速度はいずれの試験でも 0.1%/min とした。図 4.3.45, 46 および 47 にそれぞれ、方法 A, 方法 B および方法 B-i で採取した供試体での試験結果を示す。

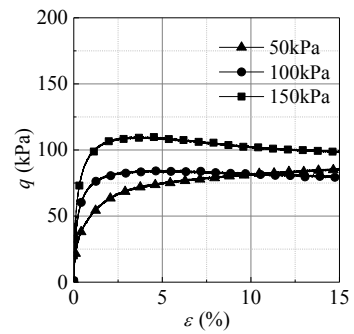
図 4.3.45 より、方法 A で採取したいずれの供試体においても、軸ひずみ 2.5%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化が見られる。図 4.3.46 の方法 B においては、いずれのケースでも有効応力経路を見ればわかるように、せん断初期で若干塑性圧縮した後に正のダイレイタンスーが発現し、せん断終了まで軸差応力が増加し続けている。図 4.3.47 の斜め打ち込みした方法 B-i においては、有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが、有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。



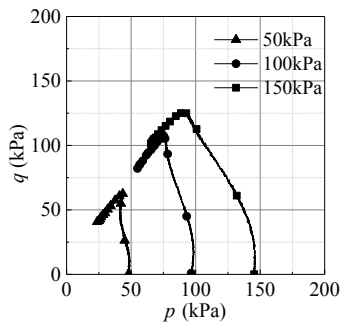
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



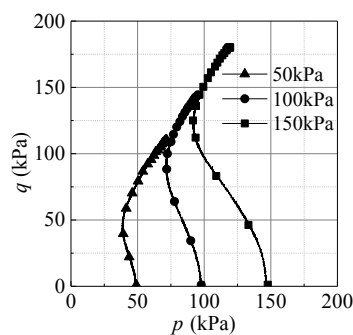
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



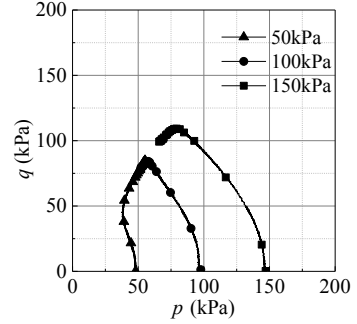
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



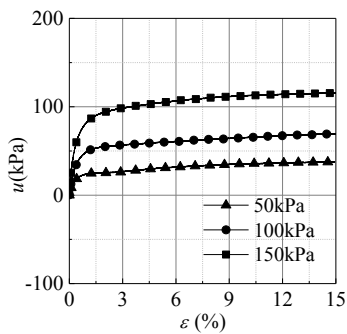
(b)有効応力経路



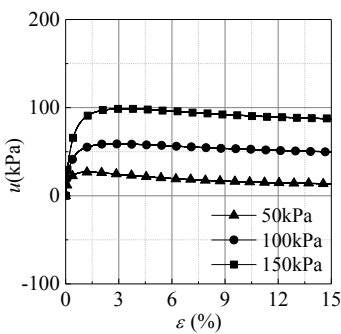
(b)有効応力経路



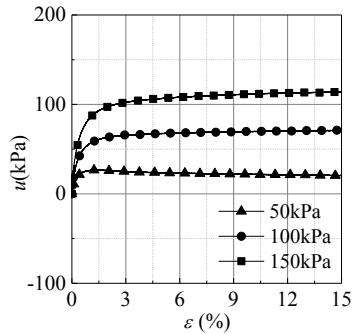
(b)有効応力経路



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

図 4.3.45 CU 試験結果
(方法 A)

図 4.3.46 CU 試験結果
(方法 B)

図 4.3.47 CU 試験結果
(方法 B-i)

方法 A と方法 B に用いた供試体の試験前の凍結状態での密度は、バラツキはあるものの両者の間に有意な違いは認められなかった。この試験結果のみで一般的な見方をすれば、方法 A はややゆる詰め砂、方法 B はやや密詰め砂の傾向が見てとれる。そのため、方法 B が現地の堤防土を忠実に表現しているとすれば、方法 A は何らかの要因による「乱れ」によりゆるんだと解釈できる。逆に、方法 A が現地の堤防土を忠実に表現しているとすれば、方法 B はサンプラー打ち込み時に密実化したと解釈できる。ただし、実際のところの判断は難しい。筆者らの既往の研究¹⁾によれば、骨格構造が低位化した供試体ほど三軸試験のせん断中に正のダイレイタンスを發揮するのに対して、骨格構造が高位な供試体はせん断

初期には頑張るものの、ある限度を超した途端にカタストロフィックな脆性破壊を呈することが実験と解析によって確認されている。その一面だけから見ると、方法 A で採取した供試体の方が高位な骨格構造を持つと解釈できないことはない。しかし、**図 4.3.45** と **図 4.3.46** を比較すると、どの有効拘束圧においても、軸ひずみ 1%程度で方法 A が急激に軟化するまでは、応力ひずみ関係ならびに有効応力経路のいずれも両方法はほぼ一致しており、方法 A と方法 B は同じ試験結果と言える。骨格構造の違いは初期剛性などにも現れる⁴⁾はずであるが、今回の実験では両方法の間に違いが全く見られないことから、確信を持って骨格構造の高低についての判断、すなわちどちらが実際の堤防土を表現しているのかについての判断は現時点では難しい。今後、さらなる研究が必要と考えている。

一方、斜めに打ち込みをした方法 B-i においては、試験前の供試体密度の段階で明らかに方法 A や B の供試体よりも密度が小さかった。法面に垂直になるように斜めにサンプラーを打ち込む時に、ハンマーの打撃がぶれやすくなり、塩ビ管に採取した土の密度が小さくなった可能性がある。場合によっては、**図 4.3.43** に見えるように、鉛直打ち込みの位置（写真右の穴）と若干離れていることにより、堤体土質の差があった可能性も否定できない。現在、粒度分析などの検討中である。**図 4.3.47** に示す試験結果では、有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが、有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。**図 4.3.46** に示す垂直打ち込みによる方法 B によって採取した供試体よりも、明らかにゆる詰め砂の傾向が見て取れる。

図 4.3.48~50 に三軸試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。それぞれ上下 2 つの図は、同じ CU 試験を全応力と有効応力で整理した結果であり、上側はいわば CU 試験結果と同等と解釈できる。全応力で整理した場合、見かけの粘着力が発生し、内部摩擦角は非常に小さくなる。見かけの粘着力については、**図 4.3.48** と **図 4.3.49** の方法 A と B の間で差が生じていることがわかる。これは、全応力で評価する場合には、最大軸差応力の値をそのまま「(非排水)せん断強さ」として扱うことに起因している。砂質土のように正のダイレイタンスーを示す材料においては、非排水条件下での体積拘束で増加する軸差応力の大きさがそのまま粘着力の増加として現れる。さらにその増加量は、砂質試料のわずかな乱れの影響などで簡単に変わりうることに注意が必要である。今回の方法 A と B においては、サンプリングの方法の違いによって両者の試験結果の後半に相違が見られたことから、この粘着力の差に最も大きく現れたと解釈でき、このように試料の状態に敏感な試験値は、設計定数として使用するには不確実性が大きく適切ではないと考えている。**図 4.3.50** に示す方法 B-i についての全応力の整理では、拘束圧に拘わらずモールの応力円の大きさがほとんど同じであり、まるで粘性土に近い評価となっている。一方、有効応力で整理すると、せん断中のダイレイタンスー特性が反映されるために、いずれの方法の供試体でも砂質土としては適正なモール円が得られている。内部摩擦角を比較すると、方法 B

の方が密詰め砂の傾向を示していることを反映して、方法 B が A よりも若干大きくなって
いる。方法 B-i については、若干大きな粘着力が現れ、内部摩擦角は方法 A と B に比べて
小さくなっている。

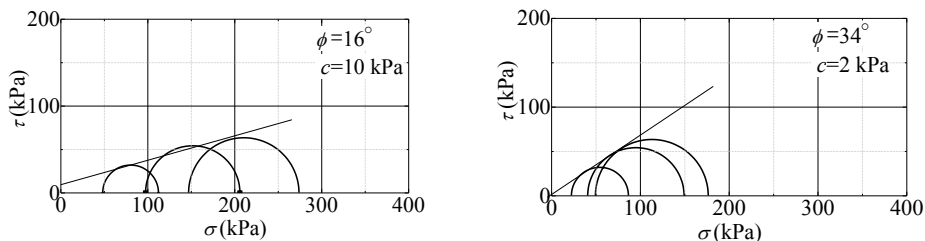


図 4.3.48 モールの応力円 (方法 A)

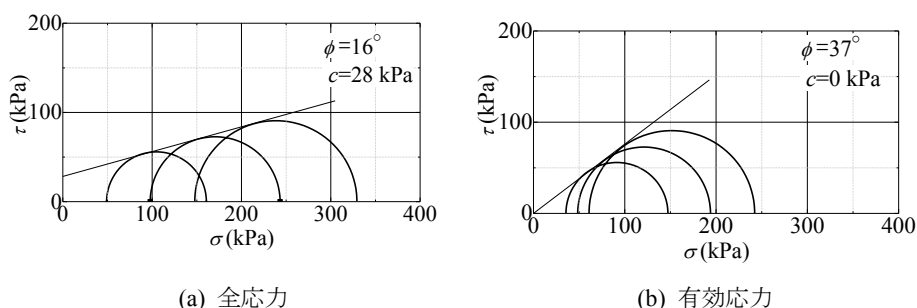


図 4.3.49 モールの応力円 (方法 B)

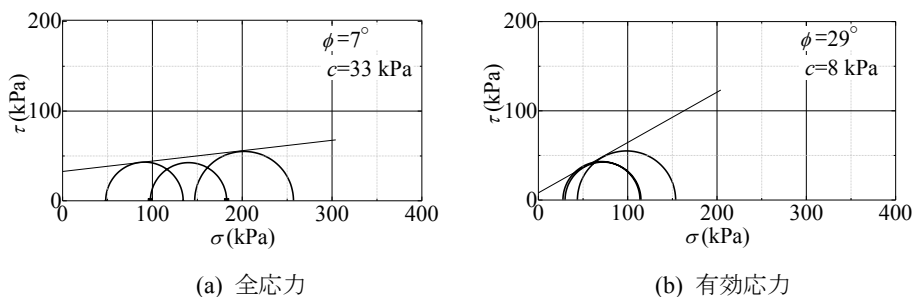


図 4.3.50 モールの応力円 (方法 B-i)

(3) 変相状態での強度定数の評価

地盤工学会の三軸試験の試験基準においては、破壊を軸差応力の最大時か、最大値を持たない場合には便宜上軸ひずみ15%と定義している。しかし、河川水位上昇に伴う浸透時の河川堤防のすべり破壊は、堤体内の有効応力が低下しながら破壊に到達する現象であり、三軸試験のように軸ひずみ15%相当の大ひずみレベルまで到達してから破壊が発生するとは考えにくい。さらに、堤防土が密詰め砂の場合には、非排水せん断時に軸差応力は単調に増加し続ける場合が多いが、それは正のダイレイタンスを極度に拘束するために軸差応力が増加し続けるだけのことであり、自然状態で堤体土が発現できる非排水せん断強度とは異なる。

ここでは、 \overline{CU} 試験における変相状態で整理した結果も示す。変相状態とは、**図4.3.45**に示すように最大軸差応力を示すようなゆる詰め傾向の場合はその軸差応力が最大となる状態と考え、**図4.3.46**のように密詰め傾向の場合には過剰間隙水圧が最大となる状態と考える¹²⁾。**図4.3.51**～**53**に変相状態の有効応力で評価したモールの応力円と破壊規準を示す。また、この変相状態で評価する内部摩擦角を ϕ_p と表記することとする。ゆる詰め傾向の方法Aの場合には、 ϕ_p は試験基準に従い決定する ϕ' より若干大きくなり、逆に密詰め傾向の方法Bの場合には、 ϕ_p は試験基準に従い決定する ϕ' より若干小さくなる。これは、**図4.3.45**と**図4.3.46**との比較でも述べたとおり、方法AとBとでは、小ひずみレベルの変相状態までの試験結果がほとんど同じだったことを反映した結果である。現時点では、どちらの手法が実際の堤防を忠実に表しているのか不明瞭であることと、そもそも**図4.3.46**に示す方法Bにおける有効応力経路で現れている変相後の軸差応力の上昇は、完全非排水条件という半ば非現実的な条件下における正のダイレイタンスの拘束によるものであり、実際のすべり破壊時では期待できないことなどから判断すれば、両者の差が生じる前の変相状態で強度定数を評価することも不確実性の高い強度定数を決定するのにあたり、有効な手段である。

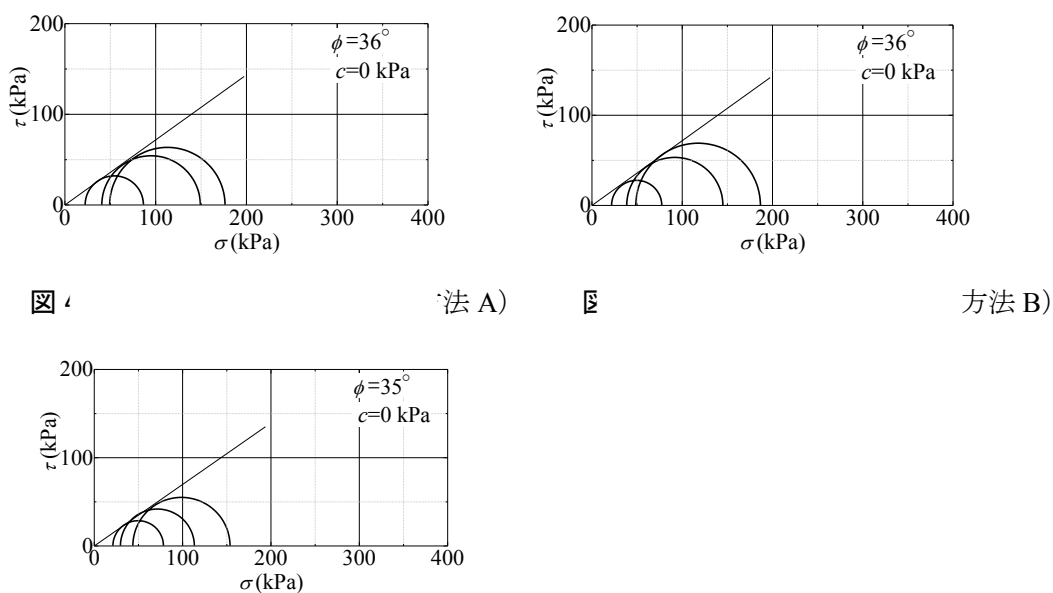


図 4.3.53 変相状態での評価 (方法 B-i)

(4) まとめ

本項で示した堤防は、均質なマサ土で構成された砂質土堤防であることから、三軸試験の結果のバラツキも少なく、系統的な傾向をよく観察することができた。著者らの過去の調査事例の中には、ボーリングによるサンドサンプラーで採取した試料を用いた場合⁵⁾であっても、今回と全く同じサンプリング方法Aで採取した試料を用いた場合¹²⁾でもあっても、同じ位置の供試体を同じ試験条件で三軸試験を実施しても結果に大きな差が生じることを

頻繁に経験している。それを考慮すると、本項の試験結果はサンプリング方法について比較検討するには非常によい材料であったとすることができる。

今回の試験をまとめると、サンプリング方法 A と B のどちらが現地堤防を忠実に再現しているのかについては、まだ今後の研究を待たねばならないが、変相状態で土質定数を評価するのであれば、サンプリング方法による違いはそれほど大きなものではない。また、いずれの方法においても、サンプリングの場数を踏むに従って、乱れを少なくするための手順についても徐々に見えてきており、方法 A と B による供試体の試験結果は、今後より近づく余地は十分にあると思われる。ただし、方法 A と B にはそれぞれ長短があるため現場による使い分けが可能であるが、短時間でのサンプリングが必要であれば、現場でのハンドリングを考慮すると 2 重管サンプラーを用いる方法 B の方が有利であると考えている。特に、2 重管サンプラーを斜めに打ち込む方法 B-i は、堤防法面から試料採取する際に威力を発揮するはずである。今回の鉛直打ち込みによる試料との間に生じた実験結果の相違の主要因が、ハンマー打撃などのハンドリングによるものであるならば、今後改善が見込める余地は十分にある。また、方法 A と B に共通して、水分の少ない砂質試料の場合には凍結後も十分に固結しないことが多いため、試験に用いる供試体の成型が結構難しいという課題もあることも付記する。

なお、本項のサンプリングは典型的な砂質堤体で実施したものであり、砂質堤体土における試験結果を示したが、次項以降において、粘性土堤体で実施した結果も示す。

4.3.4 梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査

梯（かけはし）川の新堤整備に伴って撤去する直前の旧堤において、堤体ならびに基礎地盤を対象に各種の地盤調査を実施した。具体的には、ボーリング調査と物理探査による非開削による堤防の内部構造の調査、さらに、全断面にわたって開削してからの目視による構造調査、開削堤防内部における 2 種類の簡易ボーリングによる乱れの少ない試料の採取、複数深度におけるマリOTTサイフォンを用いた地下水面より上の堤体の現地透水試験を行った。本節では、物理探査と開削調査との対比、目視による堤防構造と現地採取試料の粒度特性との対比、現場透水試験と乱れの少ない試料による透水試験結果の対比、などについて述べる。

(1) 開削調査

梯川¹³⁾は石川県南部の小松市を流れる一級河川である。鈴ヶ岳（標高 1775m）を源流とし、幹線流路延長は約 42km である。そのうち下流側約 8km は沖積平野の中を流れ感潮区間となっており、河床勾配が極めて緩い緩流河川である。古くは沖積平野の中を大きく蛇行しながら流れていたが、明治時代以降、川の流れを直線化する「川切り」による改修が

進められた。その後、昭和 18 年までには中流までの一連の堤防整備が完了したが、昭和 43 年 8 月の水害を契機に、昭和 46 年に一級河川に指定された。直轄化後、各種改修案が検討された上で、拡幅による河川改修が進められることとなった。拡幅は場所によって異なるが川幅を約 1.5 倍に広げるものである。今回の開削調査も、拡幅に伴う引堤事業の一環で、旧堤を撤去する際に実施したものである。

開削調査実施箇所は、梯川本川左岸 5.8k 付近で、かつては川が大きく蛇行していた箇所である。図 4.3.54 に開削調査箇所周辺の治水地形分類図を示す。開削調査箇所の右岸側に蛇行する旧河道が、明治時代の「川切り」前の河道である。したがって、開削堤防（引堤で撤去した旧堤）の築堤履歴としては少なくとも、「川切り」の際に発生する掘削土砂を利用した築堤と昭和 18 年までの一連の堤防整備に伴い嵩上げ・拡幅されたことが想定される。開削は、図 4.3.55 に示すように、概ね高さ 1m 毎に平場を設け、4 段からなる階段状とした。川表側の比高が約 4.4m、川裏の比高が約 2.4m と法尻の高さに差があるため、上から 2 段目の平場（B と C の間）の少し下辺りに川裏のり尻が、4 段目の平場（D の下）の少し下辺りに川表側のり尻が位置する。



図 4.3.54 開削調査箇所周辺の微地形（地理院地図 治水地形分類図）

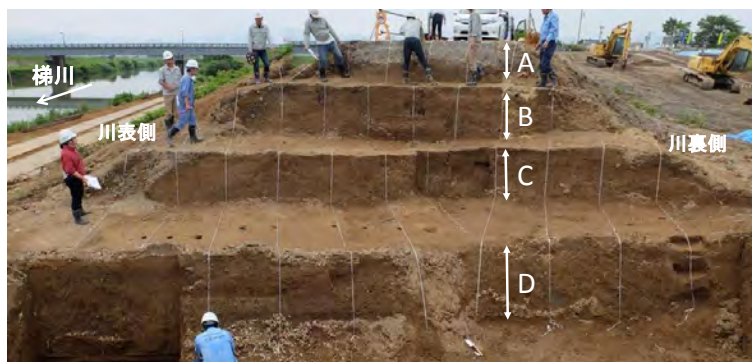


図 4.3.55 開削状況（2016 年 6 月 19 日 AM 上流に向かって）

A, B, C, D の断面の観察結果を同一立面図上に投影し、土層区分を整理した結果が図-3の横断面図である。Dの段の左側は、基礎地盤の状況を確認するために深く掘削した結果、横断面図として整理できていない。これより、この横断面図から築堤履歴を考察する。図4.3.56に示す①～⑩の土層に分けた。砂分が多く含まれる土層①の上に、相対的に砂分が少なく粘土分の多い土層②が薄く覆いかぶさっている。この土層①と②が最も古い堤防の形で、そのうち土層②が「衣土」と呼ばれ、遮水性等を考慮して設置されたものと考えられる。その後、土層③が嵩上げ・拡幅されたものである。土層③には天端、のり面、小段と考えられる形状が残っていることから、土層③の状態ですばらく堤防が使われたことが想像される。さらに、土層④、⑤による嵩上げ・拡幅が行われた。土層④は砂分が多い土が使われており、土層⑤にはバラツキは大きい土層④に比べると砂分の少ない土が使われている。土層④と⑤が連続して施工されたのか時期がずれるのかははっきりしない。土層⑥は光ケーブルを埋設するために旧堤ののり肩に溝を掘り砂で埋め戻した痕跡である。土層⑥を作った状態では供用できないこと、天端舗装にカッターを入れた痕跡もなかったことから、この工事に併せ、土層⑧の天端舗装、天端高さに擦り付けるための腹付けである土層⑦を施工したと考えるのが自然であろう。なお、土層⑨と⑩は旧堤撤去工事中にのり面が欠損してしまっただけで、一連の調査のために腹付けし応急的にのり面を成形した結果できた土層である。

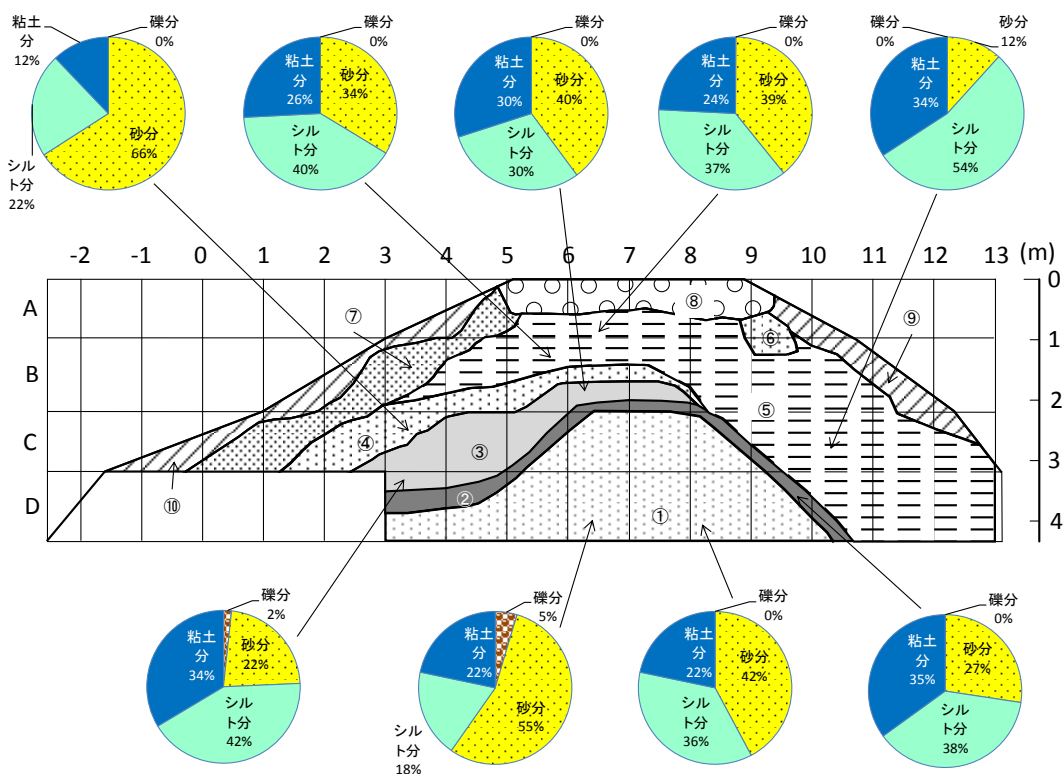


図 4.3.56 開削断面における土層区分

以上から、少なくとも 4 段階の築堤、嵩上げ・腹付けを繰り返し旧堤が作られたと考えることができ、粒度分布からの礫分はほとんど含まれないが、砂分、シルト分、粘土分の割合が異なる様々な土が使われている様子が確認できた。

(2) 物理探査

本調査では、開削に先立ち、高密度電気探査ならびに S 波弾性波探査を実施した。そのうち、本報では代表して、4 極法電気探査による比抵抗の分布図を図 4.3.57 に示す。川表および川裏側の法面部分では非常に比抵抗が大きい、これは図 4.3.56 で述べた土層⑨と⑩の応急腹付け土による埋め戻し部分である。図の電気探査結果だけを見ると、川表法面の高比抵抗部が砂質土であり、堤体中央から川裏へ深くなるに従って低比抵抗部の粘性土に変わっていくように見える。しかし、図 4.3.57 にも示すボーリング調査の結果や 2 の開削調査によれば、土質構成はそれほど単純ではないことがわかっている。図 4.3.57 には、開削調査で得られた土槽境界を重ねて示しているが、川表側においては旧堤の境界部分付近に比抵抗の差が表れているように見える。すなわち、今回の電気探査では、導電性の差が土質の差としては明確に現れていないが、感潮域において川切りや河川改修がなされたことによって、土質の違いの影響以上に地盤の導電性構造が変化したことが図 4.3.57 に現れていると考えられる。

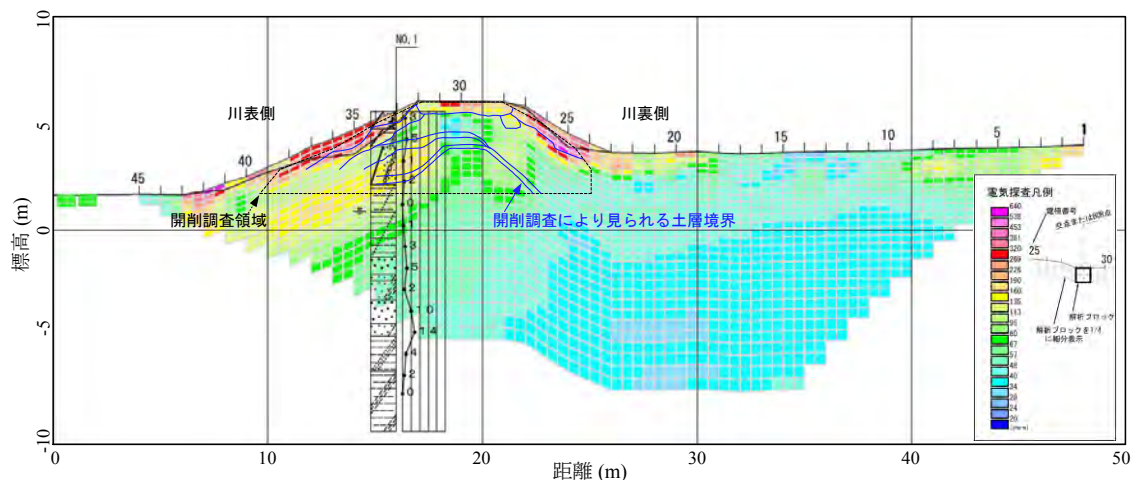


図 4.3.57 高密度電気探査 比抵抗断面図 (ウェンナー・エルトラン配置)

(3) サンプリングと物理試験

図 4.3.58 に示す 2 種類の簡易サンプリング方法を用いて、図 4.3.59 に示す位置において乱れの少ない試料を採取した。方法 A は、短管太径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法である。方法 B は、長管細径の塩ビ管を内管とする特製の 2 重管サンプラーを打ち込む方法である。開削堤防の各段において、方法 A により三軸試験および室内透水試験のための約 10 本、方法 B により三軸試験用に 4 本前後採取した。ただし、第三段目の平場 (C

と D の間) では、堤体の中央と川表側で異なる土質材料が見られたため、川表側でさらに 1 セットサンプリングを行った。



図 4.3.58 簡易サンプリング

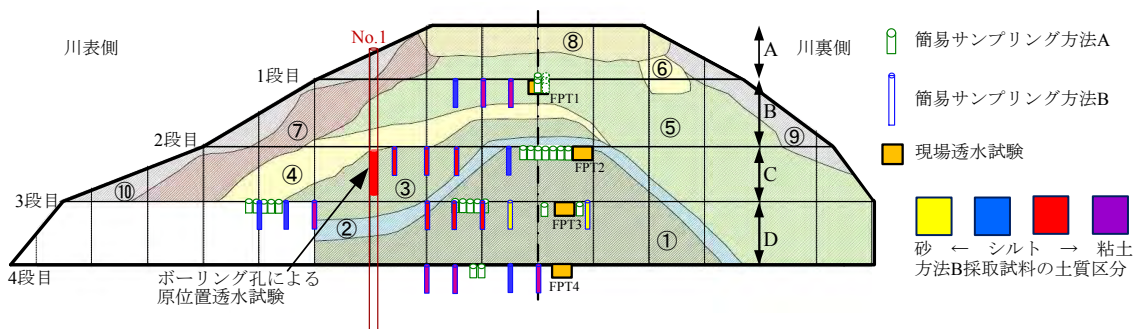


図 4.3.59 開削断面における土層区分

図 4.3.60 にサンプリング試料の粒度分布を示す。1 段目で採取した試料は細粒分含有率が 90%前後で、SS1-1 は砂混じりシルト、その他は砂混じり粘土に分類される。2 段目で採取した試料はほぼ同じ粒度分布を示し、細粒分約 75%を占めるが、粘土分とシルト分の僅かな違いにより砂質粘土もしくは砂質シルトに分類される。3 段目で採取した試料は、堤体の中央部分と追加採取した法面付近で異なる粒度分布を示す。法面付近より採取した試料は、細粒分含有率が約 80%で、砂質シルトもしくは砂混じり粘土に分類される。堤体中央付近により採取した試料の内の 3 本は細粒分含有率が約 50%で、現場透水試験の調査孔付近で採取した 2 本は細粒分含有率が 40%以下で、細粒分質砂および礫まじり細粒分質砂に分類される。4 段目で採取した 4 本の試料もほぼ同じ粒度分布を示しており、細粒分が 90%以上占める。以上から、土層間は築堤履歴等を反映して粒度分布に若干の違いが見られるものの、同じ層内ではほぼ均質な材料と判断できる。

サンプリングした試料については、次節以降において、室内三軸試験を実施することによって、サンプリング法の違いによる堤防土の力学特性の評価の違いについて検討するとともに、粘性土と分類される堤防土のせん断強度の評価法について詳細に検討する。

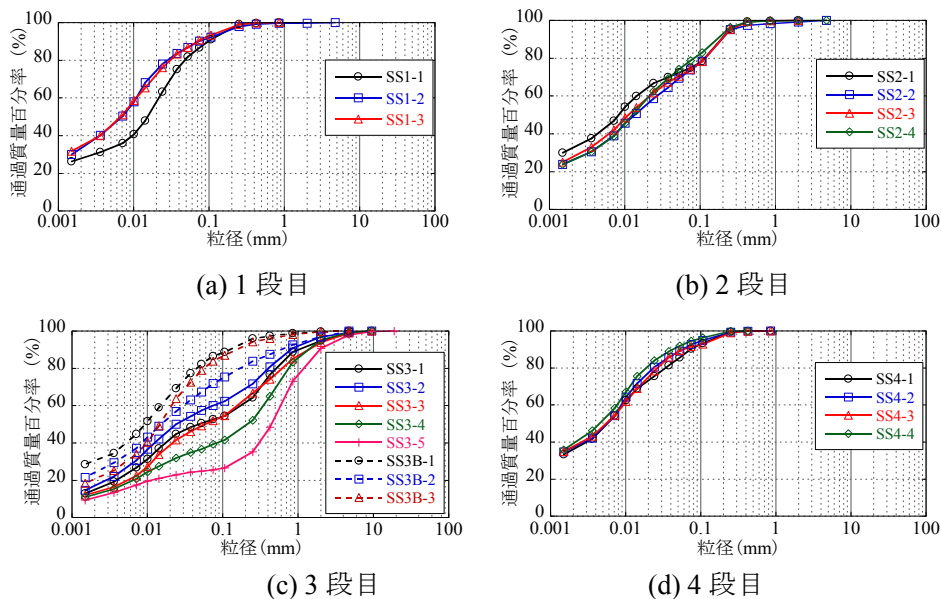


図 4.3.60 開削の各段で採取した土層の粒度分布（方法 B の先端部）

(4) 現場透水試験

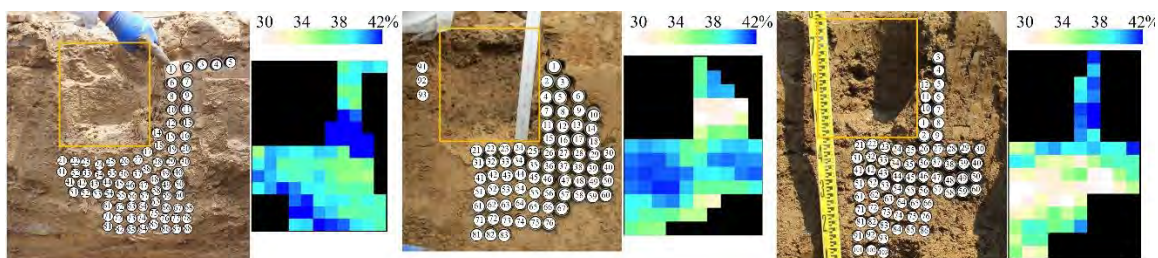
本調査では、堤体内における透水性の構造も把握するために、方法 A によるサンプリング試料による室内透水試験を実施するとともに、開削堤防の各段においてマリオットサイフォンを用いた原位置透水試験（JGS 1316）も実施した（図 4.3.61）。さらに、調査孔周辺の土質の浸潤状況を把握するため、試験終了後速やかに堤防を開削し、調査孔周辺地盤の含水比の確認を行った。具体的には、透水試験直後に調査孔の中心断面から開削を行い、図 4.3.62 に示すように調査孔周辺にペネ管を挿入し周辺地盤の土を採取した。ペネ管の内径は 35mm、長さ 100mm である。ペネ管で採取した試料は、現場でペネ管から取り出した上、湿潤質量を計測し、水分が流出しないように丁寧にビニール袋に入れ、実験室に搬入した。その後、乾燥炉で 24 時間以上乾燥させてから、乾燥質量を計測し、含水比を算出した。図 4.3.62 には各段での含水比分布も示している。図より、1 段目および 3 段目においては、調査孔の側面地盤の含水比が高く、2 段目においては調査孔の直下地盤の含水比が高い。含水比の分布は、調査孔からの浸潤状況を反映したものと考えられるが、少なくとも球根状に浸透水が伝播していくような理想的な含水比分布とは言えない。ただし、含水比分布は、直接的な浸潤プロセスを反映した指標ではなく、周辺地盤の土質の透水性と初期値に大きく関係していることから、別途非定常浸透解析などによって、浸透水の伝播過程についての検証が必要である。

表 4.3.17 に、現場透水試験および室内透水試験により得られた透水係数を示す。No.1 ボーリング孔における現場透水試験（復水法）も比較のため実施している。表より、マリオットサイフォンおよびボーリング孔を用いた両現場透水試験における透水係数は、概ね同

じオーダーか 1 オーダー程度の差となっている。一方、室内透水試験による結果は、現場透水試験に比べて 1 オーダーから 3 オーダー低い値となった。粒度から粘性土と分類された土質から判断して、室内試験で求められた透水係数はほぼ妥当な値と思われる。しかし、現場透水試験によって求められた透水係数は、粒度から想像するよりも相当程度大きいものである。この差の原因は、現地堤防内の不均質性や透水係数の異方性などいろいろ考えられるが、現時点ではどれも明確ではない。また、不飽和盛土で計測する現場透水試験のデータ整理についても検討の余地はあり、引き続き詳細に分析する必要がある。



図 4.3.61 マリオットサイフォンを用いた締め固めた地盤での現場透水試験



(a) 1 段目

(b) 2 段目

(c) 3 段目

図 4.3.62 調査孔周辺地盤の含水比分布

表 4.3.17 各透水試験方法における透水係数 (cm/s)

		1 段目	2 段目	3 段目	4 段目
室内透水試験		1.7×10^{-4}	2.3×10^{-5}	8.0×10^{-5}	9.8×10^{-5}
現場透水試験	マリオットサイフォン	4.5×10^{-3}	2.4×10^{-2}	2.4×10^{-2}	3.2×10^{-3}
	ボーリング孔	1.6×10^{-3}			

(5) まとめ

本調査では、旧堤の撤去という堤体内部の調査やサンプリングのための絶好の機会を活用し、物理探査による非破壊調査、ボーリングによる試料採取および標準貫入試験の実施、開削調査による堤体の土層構成の確認や簡易サンプリング手法の検証、現場透水試験とその検証など、貴重なデータを数多く取得することができた。図 4.3.63 に図 4.3.59 の開削調査による土層分布図に、現場ならびに透水試験結果を書き入れたものである。堤防の内部構造は、築堤履歴を反映して非常に複雑な土層構成となっている。しかしながら、現場透水試験の結果に大きなばらつきはなく、見た目ほど不意均質ではないことがわかる。力学特性については、次節以降で採取試料を用いた力学試験を実施して検討を行う。

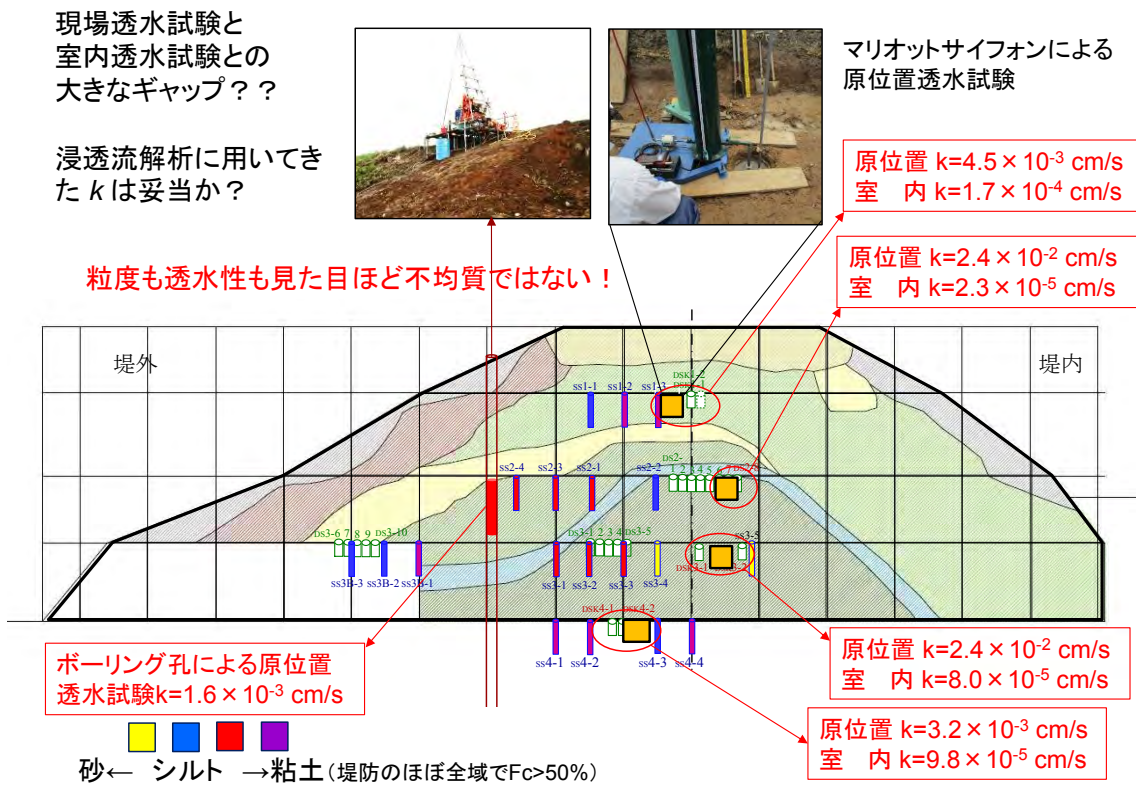


図 4.3.63 現地調査のまとめ

4.3.5 細粒分が卓越した堤防土の力学特性の評価

河川堤防の強度定数や透水係数を室内試験で適切に評価するためには、現地での高品質な試料採取が不可欠である。筆者らは簡易なサンプリング方法を考案し、各地の堤防開削現場で実験を重ねている。本節では、前節の梯川で実施した2種類の簡易サンプリング法の違いが強度定数に及ぼす影響について三軸試験を用いて検討する。4.3.3節が砂質土を対象としていたのに対して、本節は対象とする堤体土が、細粒分が卓越したいわゆる「中間土」である。また、実務では運搬時の振動乱れや、抜き出し時の圧縮乱れを防止するため、やむを得ず凍結されることが多いが、この乱れ防止の凍結が中間土の力学特性に影響するのについても検討を行った。

(1) 梯川堤防土の力学試験

サンプリング方法による違いを検討するため方法AとB、それぞれの試料を未凍結のままトリミングした供試体を用意した。次に凍結履歴の影響を検討するため方法Bの片方を方法A同様に未凍結でトリミング、もう片方は凍結させたままトリミングを行った供試体を用意した。試験方法は三軸圧縮試験 \overline{CU} 試験とした。飽和は二重負圧法を採用し、凍結試料については飽和後15時間程解凍時間をするなど、十分融解に配慮した。その後200kPaの背圧を加え、拘束圧50, 100, 150kPa、せん断速度0.1%/minで試験を実施した。また、凍結の影響について、さらに詳細に検討を加えるため吸水軟化試験も実施した。この試験については1供試体のみとした。

図4.3.64に三軸試験後の各供試体で実施した粒度試験の結果を示す。いずれの供試体も細粒分が50%に近い中間土であり、大きな差異はみられない。はじめに、サンプリング方法の違いについて考察する。図4.3.65に三軸試験で得られた有効応力経路を示す。図4.3.65(a)および(b)はそれぞれ、方法AおよびBによる採取試料の試験結果であるが、いずれもせん断後半から塑性膨張し、全体的に過圧密的な挙動を示している。せん断後半にわずかな差異が見られるものの、限界応力比Mの値を含めて、全体的にほぼ同じ挙動である。したがって、細粒分が50%程度の中間土でかつ過圧密挙動を示すある程度密詰めの堤防土においては、サンプリング方法の影響は少ないことが見て取れる。ただし、4.3.3節で示したように、砂質土において同様の検討をした場合には両者に差異が見られており、今後、現地堤防土の細粒分含有率や締固めの程度などを含めて、サンプリング方法の影響の大小についての検討を続けてゆく。

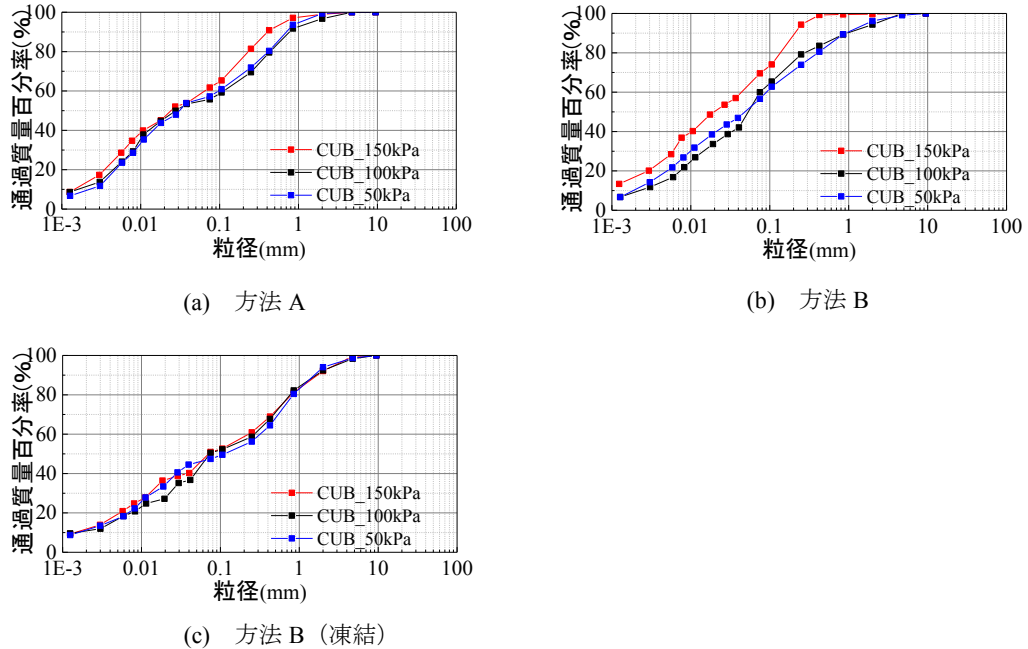


図 4.3.64 三軸試験後の各供試体の粒度分布

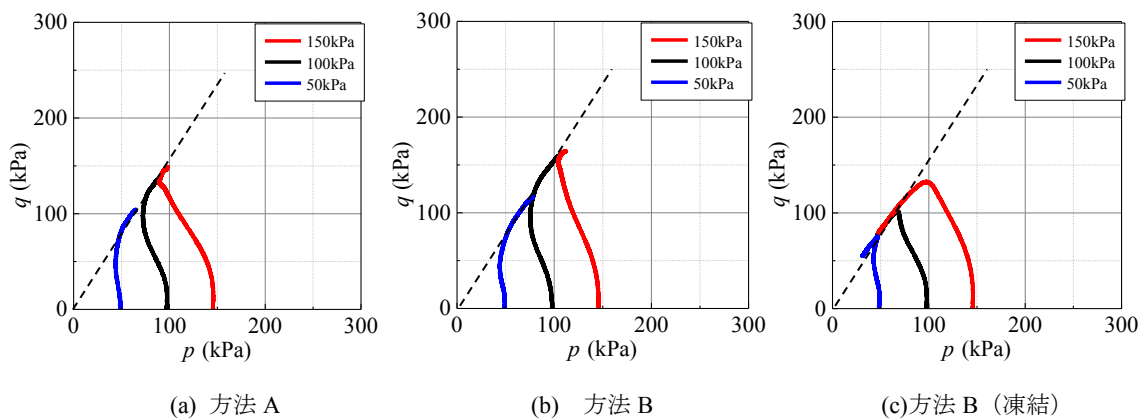


図 4.3.65 梯川堤防土の三軸試験の有効応力経路

次に凍結履歴の影響を考察する。図 4.3.65 (c) の凍結履歴を受けた供試体の有効応力経路を見ると、限界応力比は変わらないものの、せん断後半に塑性収縮を伴うひずみ軟化を示し、図 4.3.65 (b) の未凍結供試体の結果と大きく異なっている。しかしながら、興味深いのは、全ての拘束圧において軟化する直前までは、図 4.3.65 (b) とほぼ同じ有効応力経路を辿っていることである。これは凍結履歴によって骨格構造に劣化が生じたことが理由と考えられる。以上より、凍結やサンプリング方法による違いが現れるのはせん断の後半であり、

粒度構成や堆積環境が同じであれば、せん断前半部分はその土固有の挙動を示すと考えられる。著者らは、砂質堤体土の強度定数を評価するには、変相時、すなわち小ひずみレベルのせん断前半部で整理する方法²⁾を提案しているが、中間土においてもせん断前半部での評価が重要であることが示唆される。

さらに詳細な検討をするため、堤防の浸透を模擬した 4.3.2(3)節で示した吸水軟化試験も実施した。この吸水軟化試験について再度簡単に説明する。三軸試験機により所定の拘束圧で圧密を終了した後、排水状態で所定の応力まで軸差応力を上昇させる。その後、軸圧一定条件で背圧を上昇させ軟化破壊させる。今回の実験では 50cm の採取長から最大 4 個の供試体という都合上、1 供試体のみ、拘束圧 50kPa で軸圧一定の軸差応力を 25kPa とした。実験結果を図 4.3.66 に示す。凍結と未凍結ともに応力比 q/p が 3 を示す結果となり、凍結履歴の影響はみられなかった。この吸水軟化試験は、特にひずみの小さい領域について供試体が持っている有効応力を評価するのに適していると筆者らは考えている。この実験からも、細粒分が卓越した中間土では、土粒子の結びつきは強固であり、ひずみの小さい領域では凍結による影響はない。しかしながら、せん断後半からのひずみの大きい領域については、凍結による影響が骨格構造に何らかの影響を与えらる。この実験からもひずみの小さい領域での結果整理の有効性が示されていると考えている。

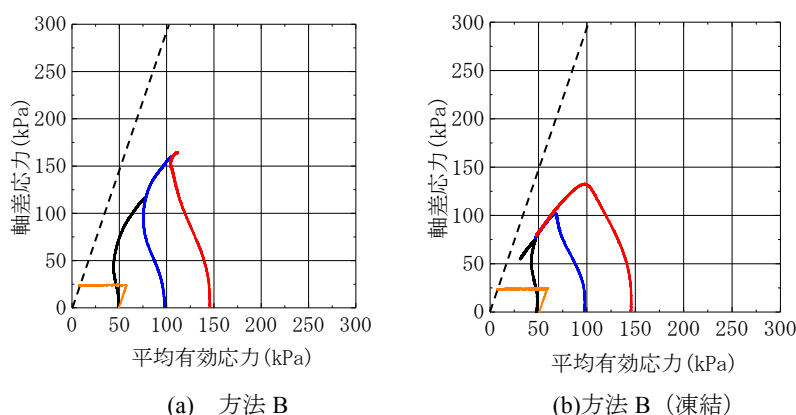


図 4.3.66 梯川試料の吸水軟化試験結果

(2) 細粒分が卓越した堤防土の浸透耐性の評価

梯川の他地点、および他の河川の細粒分が卓越した堤体土を用いて浸透耐性の評価を行う。具体的には、渋井川と子吉川の堤体で採取した不攪乱試料を用いて、 \overline{CU} 試験と堤防の浸透条件を模擬した吸水軟化試験を実施する。

渋井川は、平成 27 年関東・東北豪雨によって、堤体が浸透破壊した堤防であるが、その破堤箇所近傍の堤体から方法 B によって乱れの少ない試料を採取してきている (図 4.3.67)。図 4.3.68 に渋井川堤防土の粒度分布を示す。方法 B による全採取箇所でのサンプラー先端の試料の粒度分布であるが、 $F_c > 50\%$ の粘性土と判定できる試料もある。なお、ここに掲載していないが、子吉川堤体土の F_c はさらに大きい。



図 4.3.67 渋井川堤防でのサンプリング

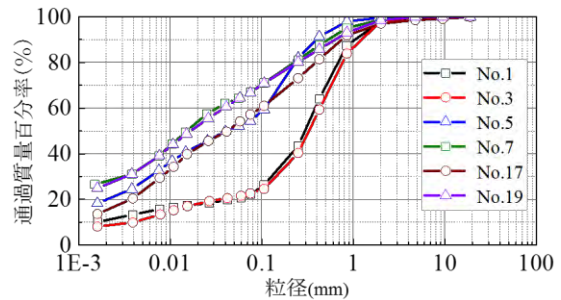


図 4.3.68 渋井川堤防土の粒度分布

図 4.3.69～72 に $\bar{C}U$ 試験の結果を示す。図 4.3.69 の梯川試料は、図 4.3.65 (b) に示した試験結果の再掲であり、図 4.3.70 は同じ開削段 (3 段目) であるが、やや川表側にずれた地点であり、開削断面の観察によると築堤時期が異なる土層である。しかし、いずれの試料の試験結果においても、せん断後半に正のダイレイタンスーを示す過圧密粘土的な挙動を示しており、限界応力比はいずれも 1.5 程度であり、いずれもよく類似している。図 4.3.71 の渋井川試料は、低拘束圧ではやや過圧密粘土的であるものの、拘束圧が大きくなると正規圧密粘性的となる。限界応力比は 1.7 程度である。図 4.3.72 の子吉川試料は、梯川堤防土と同様に過圧密粘土的な挙動を示し、限界応力比は 1.6 程度である。

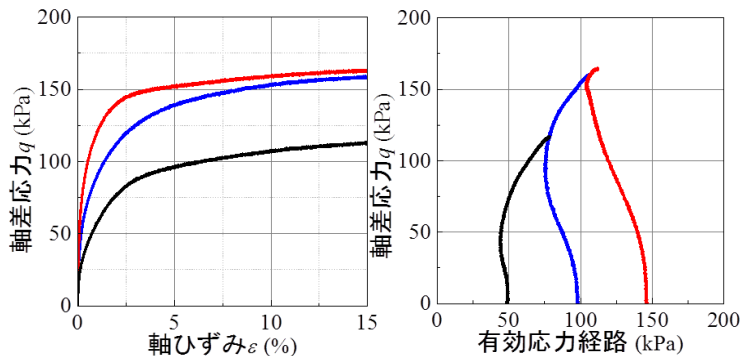


図 4.3.69 梯川堤防土の三軸試験 (SS3-1)

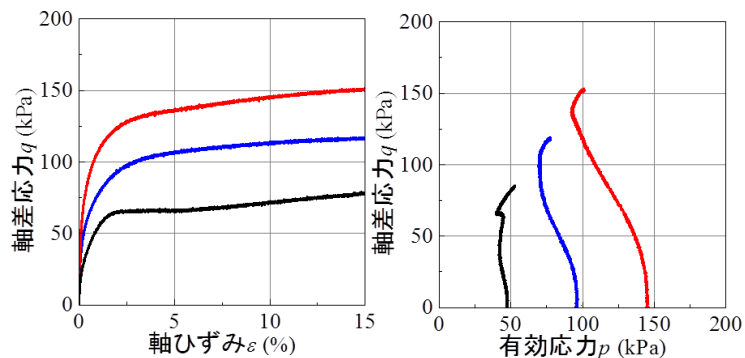


図 4.3.70 梯川堤防土の三軸試験 (SS3B-1)

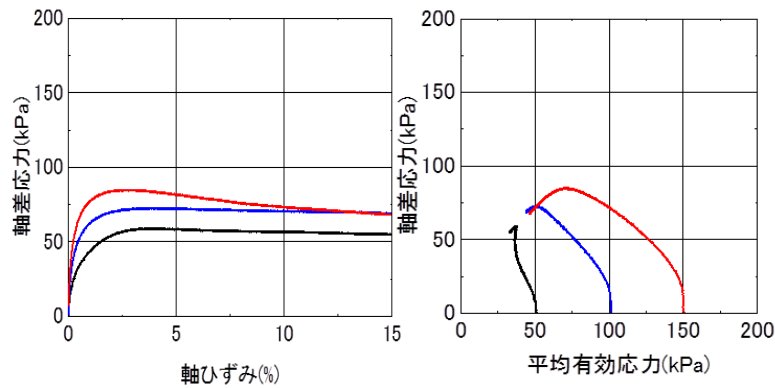


図 4.3.69 渋井川堤防土の三軸試験

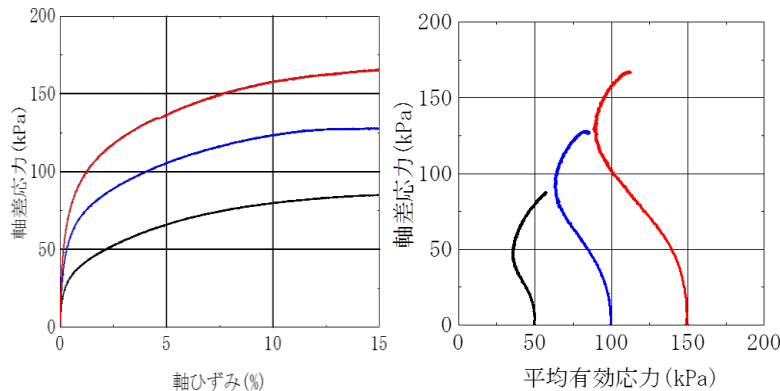


図 4.3.70 子吉川堤防土の三軸試験

図 4.3.72～75 に吸水軟化試験の結果を示す。参考のため吸水軟化試験の結果には \overline{CU} 試験の結果も示す。排水せん断で所定の軸差応力に到達した後、軸差応力を一定に保持しながら有効応力を低下させる。図 4.3.72 の梯川堤防土の応力比 q/p' ～ 軸ひずみ関係を見ると、 \overline{CU} 試験で得られる限界応力比を大きく超えて $q/p'=3$ に到達するまで軸ひずみは 1% 程度しか発生しておらず、到達して以降は軸ひずみが急激に発生することがわかる。この $q/p'=3$ の値は有効拘束圧がゼロとなったことを表している。したがって、この梯川堤防土は浸水に伴って有効拘束圧が急激に低下しても、一定のせん断強度を保持することを示唆している。図 9 の軸差応力 25kPa の吸水軟化試験でも梯川堤防土は $q/p'=2.8$ 程度まで到達しているが、軸差応力が大きくなるにしたがい、到達する q/p' の値は 2 以下となり、徐々に限界応力比に近づいている。

図 4.3.74 の渋井川堤防土の場合、 CUB 試験の限界応力比とほぼ同じ q/p' に到達した時点で軸ひずみが急激に発生しはじめて一気に破壊した。平成 27 年関東・東北豪雨時の渋井川堤防の破堤は堤体のパイピング破壊が疑われているが、本実験の結果からも渋井川堤防土が浸潤に伴い弱化する懸念のある材料であることが示された。図 4.3.75 の子吉川堤防土の場合、どの軸差応力であっても q/p' は 3 に近い値を維持しており、梯川堤防土以上に浸透耐性が高いことがわかる。

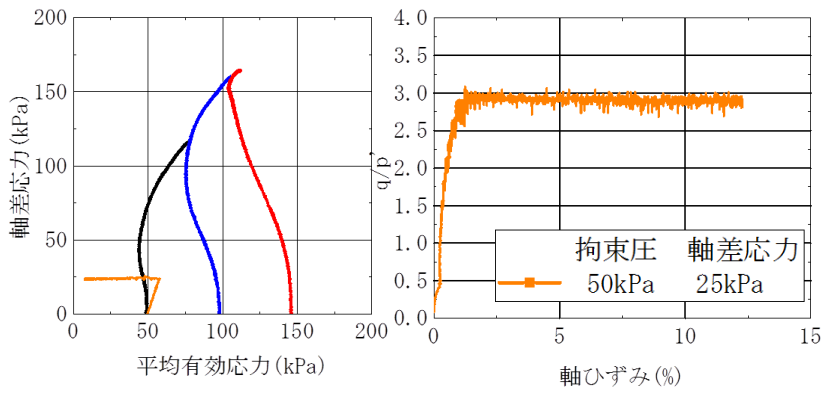


図 4.3.72 梯川堤防土 (SS3-1) の吸水軟化試験

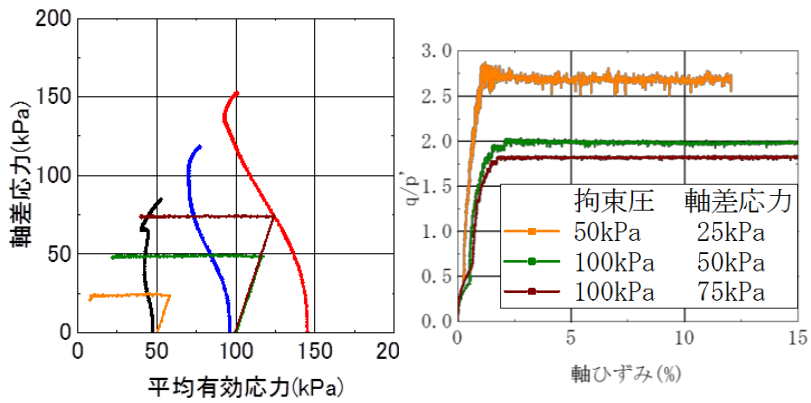


図 4.3.73 梯川堤防土 (SS3B-1) の吸水軟化試験

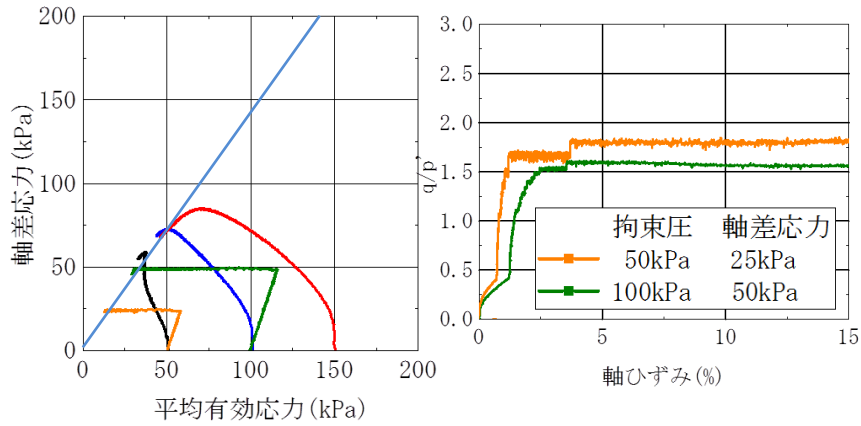


図 4.3.74 渋井川堤防土の吸水軟化試験

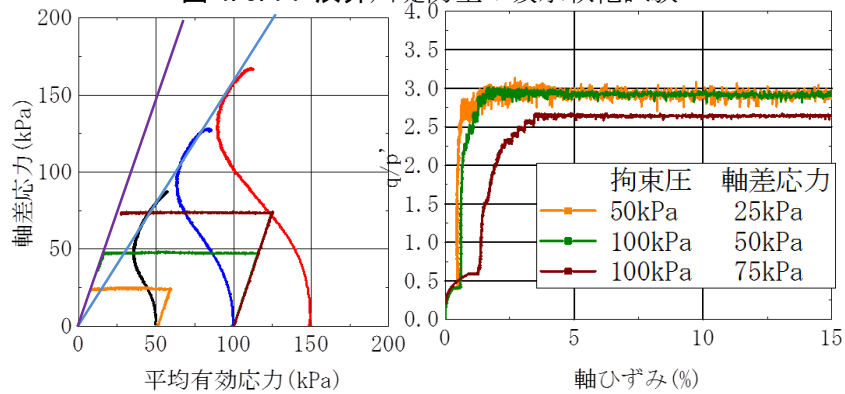


図 4.3.75 子吉川堤防土の吸水軟化試験

(3) まとめ

細粒分を多く含む堤防においてサンプリングを実施し、乱れの少ない試料を用いて、中間土堤体土の力学特性の評価を行うとともに、浸透耐性を知るための吸水軟化試験を提案した。図 4.3.76 に示すように、堤体土によって、応力比 $q/p'=3$ まで到達できるもの (①) から、CUB 試験の限界応力比で破壊するもの (③) がある。さらに、軸差応力が小さい場合には $q/p'=3$ となるが、軸差応力の増加につれて低下するもの (②) もある。渋井川堤防土は最も浸透耐性が低い③であるが、粒度分布からは粘性土と判定される場合もあり、その際には堤防の安定性を危険側に判定する可能性がある。吸水軟化で得られる最大応力比は、堤体土の F_c やその I_p などの物理性質に加え、堤防土の構造や過圧密性などの力学特性に左右されると考えられ、現在詳細に検討している。また、吸水軟化試験による、低拘束圧下の強度定数設定法についても検討中である。

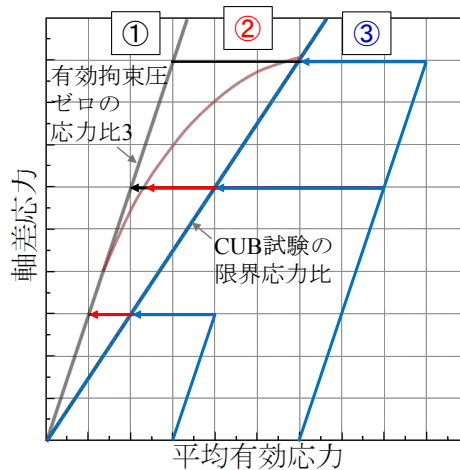


図 4.3.76 細粒分が卓越した中間土堤体土の吸水軟化の 3 パターン

4.3.6 レベル 2 地震を想定した河川堤防の安全性評価

河川堤防のレベル 2 地震動に対する耐震点検において、三次点検の地盤解析の標準手法は静的照査法となっているが、南海トラフ地震のような具体的な巨大地震を想定するような場合には、動的照査法を併用すべき事例も多い。さらに、東日本大震災で多発した、粘性土地盤上の堤防の大変状を念頭におけば、現行の動的照査法で用いられる解析ツール以上に、堤体の液状化や粘性土基礎地盤の地震応答も含めて、合理的かつ高精度に堤防の大変状を説明できる解析手法の整備が喫緊の課題である。

本研究では、名古屋市内の庄内川堤防を対象として、詳細な地盤調査を実施した。本節では、これらの成果に基づき地盤のモデル化を行い、南海トラフ巨大地震を想定した時刻歴地震応答解析を実施した結果を示す。具体的には、既往の実務での耐震性照査に用いられている微小変形動的有効応力解析コード FLIP¹⁴⁾を用いた事例解析を示す。

(1) 地盤調査

庄内川下流 6.0k 地点付近の右岸堤の堤内地（図 4.3.77）で地盤調査を実施した。なお、この地点は、液状化対策が不要と判断された区間にある。図 4.3.78 にサンプリングの様子、図 4.3.79 に、採取試料のボーリング柱状図を示す。赤枠で示した深度の試料を用いて室内試験を実施した。また、各深度の試料の名称を、表 4.3.18 に示す。柱状図からもわかるように本調査位置の地盤は、粘性土、砂質土、礫質土（盛土部）で構成されており、砂質土は塩ビ管で、粘性土はシンウォールチューブにて採取した。砂質土は塩ビパイプのまま凍結させてから力学試験用に切り出し、粘性土はチューブから抜き出して力学試験に供するように切り分けた。

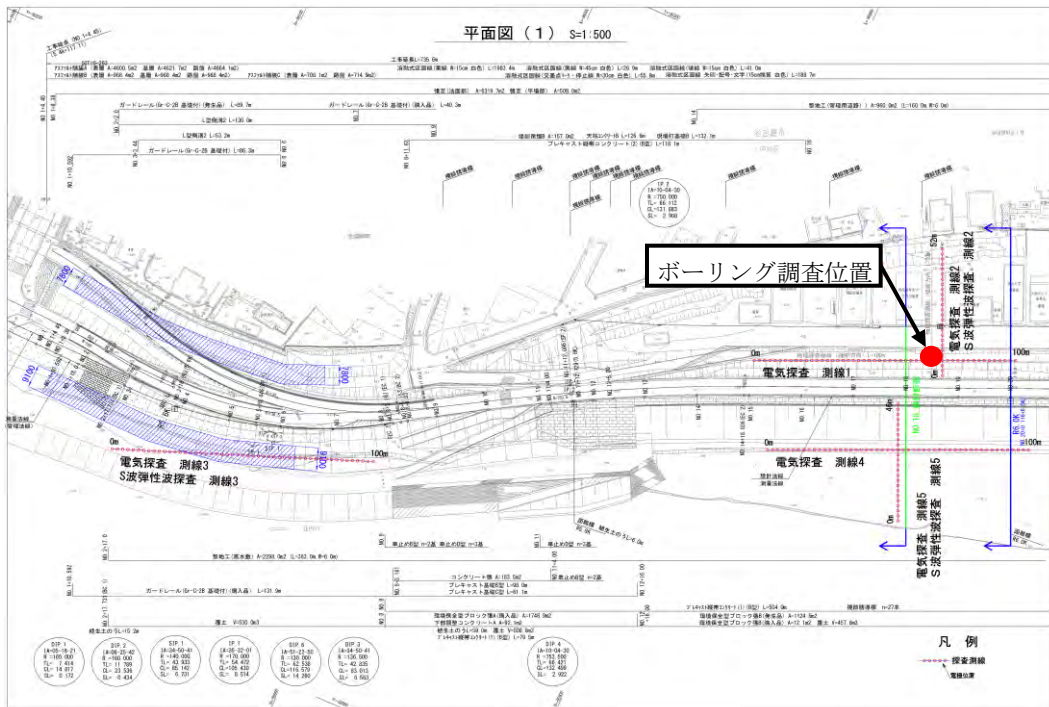


図 4.3.77 ボーリング実施場所

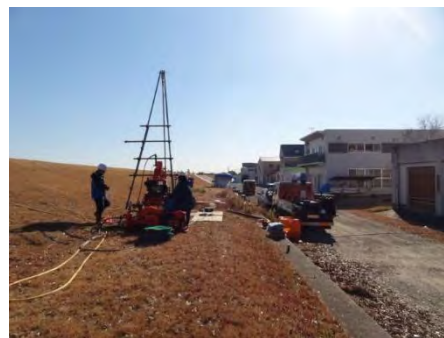


図 4.3.78 庄内川試料のサンプリング状況

表 4.3.18 各深度の試料名

試料名	深度(m)	試料名	深度(m)
S-1	0.50~1.30	S-8	11.70~12.55
S-2	2.00~2.75	S-9	12.65~13.60
S-3	3.50~4.45	S-10	13.60~14.55
S-4	5.00~5.80	S-11	14.60~15.40
S-5	7.00~7.90	S-12	18.00~18.65
S-6	10.00~10.65	S-13	18.70~19.35
S-7	11.00~11.65	S-14	19.50~20.40

本研究での庄内川堤防における地盤調査では、工学的基盤を明確にするためのPS検層をはじめとして、動的解析の際の地盤構造を推定するために、各種物理探査も同時に実施した。具体的には、電気探査、S波弾性波探査、地中レーダー探査、PS検層を、図4.3.77に示す側線に沿って実施した。図4.3.80~83に物理探査の様子を、ここではPS検層の結果のみ図4.3.84に示す。

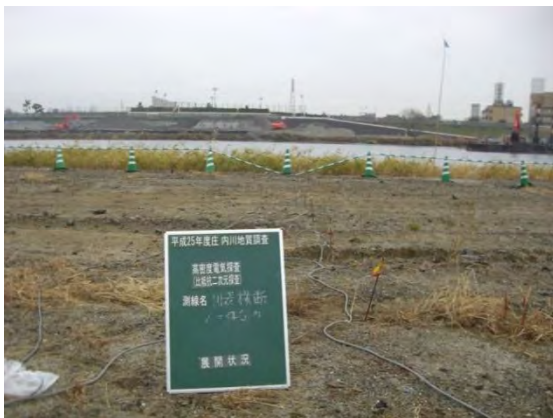


図 4.3.80 電気探査



図 4.3.81 S波弾性波探査



図 4.3.82 地中レーダー探査



図 4.3.83 PS 検層

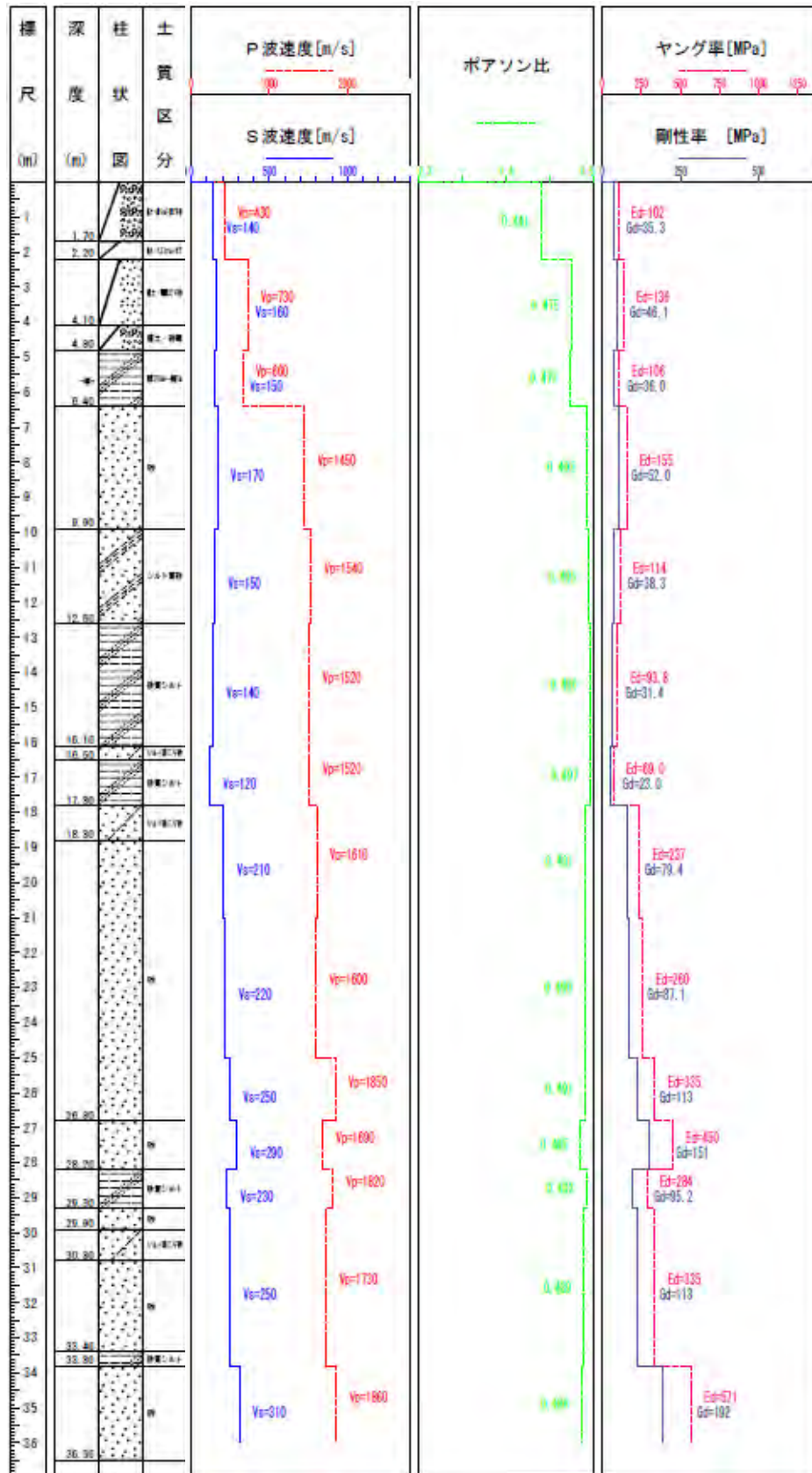


図 4.3.84 各深度における各種計測値

(2) 地盤のモデル化

不攪乱試料を用いてCU試験，液状化試験，圧密試験などの室内土質試を実施した。その結果とPS検層結果を用いて，表4.3.19のようにFLIPに用いる土質パラメータを設定した。全地層共通として設定したパラメータは，粘着力 $c=0\text{kPa}$ ，ポアソン比 $\nu=0.333$ ，履歴減衰上限値 $h_{\text{max}}=0.240$ である。中部地方整備局庄内川河川事務所より提供していただいた河川横断測量データを用いて作成した堤防断面の解析モデルを図4.3.85に示す。図は堤体部分を拡大したものであるが，実際の左右の解析領域は，堤体天端を中心として250mの範囲とした。なお，図の左側が川表であり，解析領域の左端が河道中心となる。また，メッシュの両端部は粘性境界とした。地盤構造は水平と仮定し，ボーリング時に確認した土質とPS検層のS波速度分布を慎重に検討することによって，基礎地盤6層と堤体を含む盛土層の合計7層にモデル化した。基礎-6より下は，N値とS波速度から工学的基礎面であると判断した。なお，基礎地盤の最上層（以降，基礎-1と表記）は粘性土層であり，基礎-2，基礎-3は砂質土層であり，基礎-4は比較的厚いシルト分の多い粘性土層が堆積しており，基礎-5ならびに基礎-6はやや密詰め砂質土層である。解析モデルの地下水面は，P波速度が1450m/sに急増する基礎-1と2の境界面とした。これは，ボーリング孔で観測された地下水位とほぼ一致する。

表 4.3.19 FLIP に用いる土質パラメータ

地層名	土質	湿潤密度 ρ (kN/m^3)	間隙率 n	S波速度 V_s (m/s)	基準初期 弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	基準初期 体積弾性 係数 K_{ma} (kN/m^2)	せん断抵抗角 $\phi_i(^{\circ})$
基礎-1	粘性土	18.0	0.55	150	4.13×10^4	1.10×10^4	30
基礎-2	砂質土	18.0	0.45	170	5.31×10^4	1.41×10^4	42
基礎-3	砂質土	18.0	0.45	150	4.13×10^4	1.10×10^4	42
基礎-4	粘性土	17.0	0.45	140	3.40×10^4	9.05×10^4	43
基礎-5	砂質土	19.0	0.45	210	8.55×10^4	2.27×10^5	44
基礎-6	砂質土	18.0	0.45	250	1.15×10^5	3.05×10^4	40

地層名	土質	液状化パラメータ					
		$\phi_i(^{\circ})$	w_1	p_1	p_2	c_1	S_1
盛土	砂礫	-	-	-	-	-	-
基礎-1	粘性土	-	-	-	-	-	-
基礎-2	砂質土	30.0	1.90	0.50	0.60	2.00	0.005
基礎-3	砂質土	30.0	1.90	0.50	0.60	2.00	0.005
基礎-4	粘性土	30.0	3.00	0.40	0.74	1.00	0.005
基礎-5	砂質土	30.0	3.00	0.50	0.67	1.00	0.005
基礎-6	砂質土	-	-	-	-	-	-

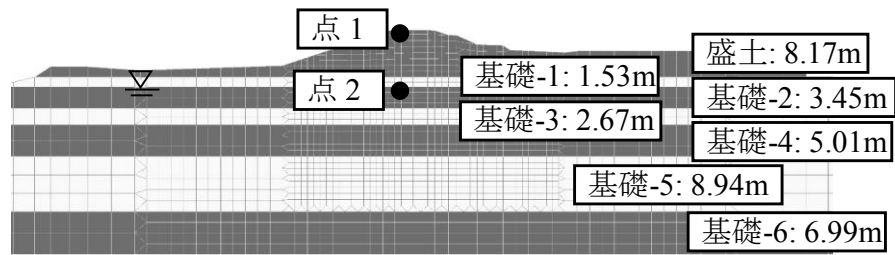


図 4.3.85 解析地盤モデル

地震応答解析は、内閣府中央防災会議が平成 15 年に公表した東海・東南海・南海地震波と内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会が平成 24 年に公表した南海トラフ地震波（陸域ケース）をベースに行った。特に後者の南海トラフ地震波は、5 連動型の地震を想定した理論上最大の地震波である。解析に用いる地震波はこれら想定地震波作成時の解析対象地点近傍における地層モデルを用いて、 $V_s = 300 \text{ m/sec}$ の工学的基盤面における地震波を一次元重複反射理論に基づく周波数依存性を考慮した等価線形解析（解析コード：FDEL）により算出した。図 4.3.86 にそれぞれの最終的な入力地震動を示す。

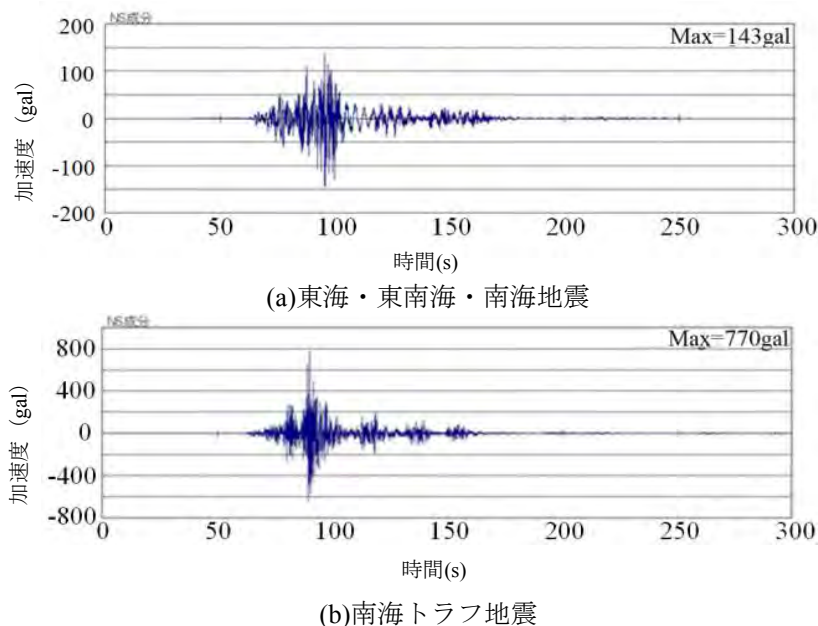


図 4.3.86 入力地震動

FLIP における地盤の非線形特性はひずみ空間多重せん断モデル¹⁵⁾を適用し、過剰間隙水圧モデルのパラメータの設定は液状化強度試験結果のフィッティングより行った。図 4.3.87 に液状化試験値と設定値を示す。基礎-5 では、ゆる詰め砂の標準値に近いパラメータを採用したために、解析値の液状化曲線の勾配が試験値よりも若干急になっている。一方、粘性土層の基礎-4 はシルト分が多かったために、繰返し載荷試験を実施した上で、液状化パラメータを設定して解析を行った。

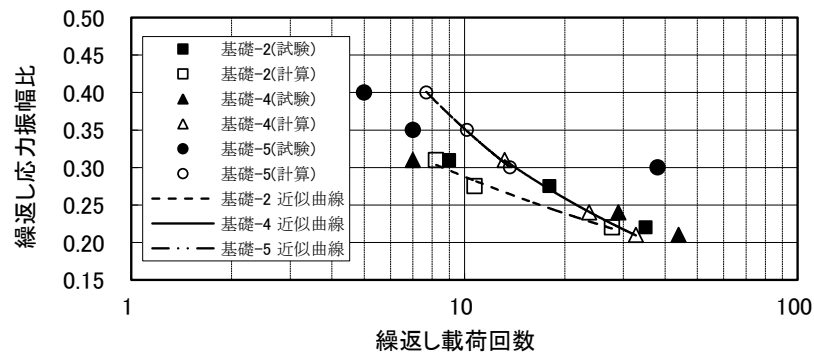


図 4.3.87 FLIP の液状化パラメータのフィッティングによる室内液状化試験値との比較

(3) 解析結果

表 4.3.20 に FLIP による解析で求められた、堤防天端直下の位置における盛土ならびに基礎地盤の各層の鉛直圧縮量を示す。ボーリング調査位置における盛土材料は礫質土であり、強度定数は土質試験結果から、 $c = 0$ 、 $\phi = 30^\circ$ と設定した。東海・東南海・南海地震での沈下量を見ると盛土層において 50cm 弱の圧縮の他、基礎地盤にも若干の変形が見られるが、全体としての天端沈下量は 1m 未満 (97cm) となっている。本地点からおよそ 100m 下流の地点からは液状化対策のための地盤改良工事が行われているが、本地点は現状では未対策であることと、この東海・東南海・南海地震波による解析結果は整合している。一方、南海トラフ地震の天端沈下量は、基本ケースにおいては合計 5.0m となっており、法面部では元の基礎地盤面よりも下にめり込むほどの変形が計算されてしまい、微小変形の仮定の範疇を超えた不合理な解析結果となった。ただし、過大な変位が計算されているのは盛土部に限られていることから、拘束圧が低い盛土部の粘着力を $c = 0$ kPa と設定したために盛土部での計算が発散したと判断し、盛土部のみの粘着力を $c = 5$ ならびに 10kPa としたケースを追加した。表 4.3.20 の沈下量には、それらの結果も示している。なお、 $c = 5$ kPa 以下の解析も実施したが、 $c = 0$ kPa の基本ケースと同様に、盛土部の変位が不合理に大きくなった。逆に、 $c = 5$ kPa 以上になると、 $c = 10$ kPa ではまた変形がわずかに増えるものの、盛土部を含めて各層の変位は大きく変わらず、最終変位量は粘着力に敏感ではなくなる。以上より、本章の解析においては、 $c = 5$ kPa のケースが比較的合理的な結果を与えているものと判断し、以降で示す南海トラフ地震の解析結果は $c = 5$ kPa のケースを中心に説明する。

図 4.3.88 に南海トラフ地震における水平加速度応答、水平変位ならびに鉛直変位の時刻歴を示す。堤防天端直下と基礎-2 上面の点における 2 カ所の解析結果を示している。加速度応答は、いずれの位置においても 100 秒以降で大きく減衰し、液状化の影響が顕著となる。また、基礎地盤においても 1m 程度堤外地側に大きな水平変位が発生し、鉛直変位も基礎地盤に 1.2m 程度発生している。

表 4.3.20 FLIP による各層の変形量と天端沈下量

地層名	土質	東海・東南海・南海 沈下量 (cm)	南海トラフ 沈下量(cm)		
			基本	粘着力 5kPa	粘着力 10kPa
盛土	砂礫	44.2	365.8	53.5	78.0
基礎-1	粘性土	5.8	12.5	11.5	11.8
基礎-2	砂質土	12.2	27.1	24.7	24.7
基礎-3	砂質土	9.6	21.3	20.8	21.1
基礎-4	粘性土	13.7	35.6	38.8	40.1
基礎-5	砂質土	7.6	29.0	30.3	34.9
基礎-6	砂質土	4.3	7.6	8.0	10.2
合計 (天端沈下量)		97.4	499.0	187.5	220.7

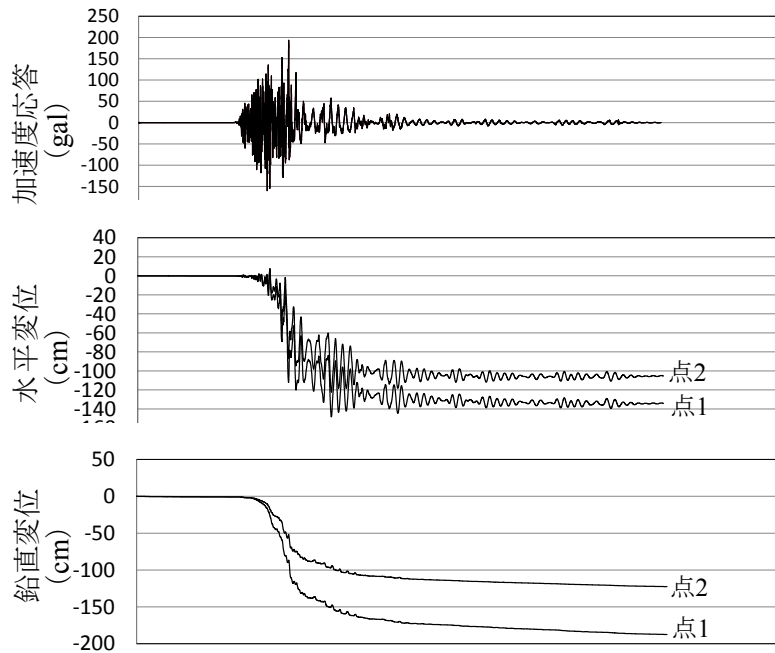


図 4.3.88 南海トラフ地震を想定した解析結果

図 4.3.89 に地震終了後のせん断ひずみ分布を示す。東海・東南海・南海地震では、堤外地側の法尻と基礎地盤浅部に若干のひずみが発生している。一方、南海トラフ地震では、堤外地側の深部の基礎地盤まで含む範囲で大きなせん断ひずみが生じているが、堤体にはひずみの集中は見られない。図 4.3.90 に地震終了後の過剰間隙水圧比分布を示す。両地震での違いがわかりにくいですが、東海・東南海・南海地震では、全体的に間隙水圧が上昇しているが、基礎地盤の深部や堤防直下では完全な液状化には至っていない。南海トラフ地震では、上部の砂質土層のみならず、全層にわたって大きな間隙水圧が発生しており、特に

深部の比較的密詰めの砂層も液状化あるいはそれに近い状態になっており、これが大きな沈下を生じさせる原因となっている。

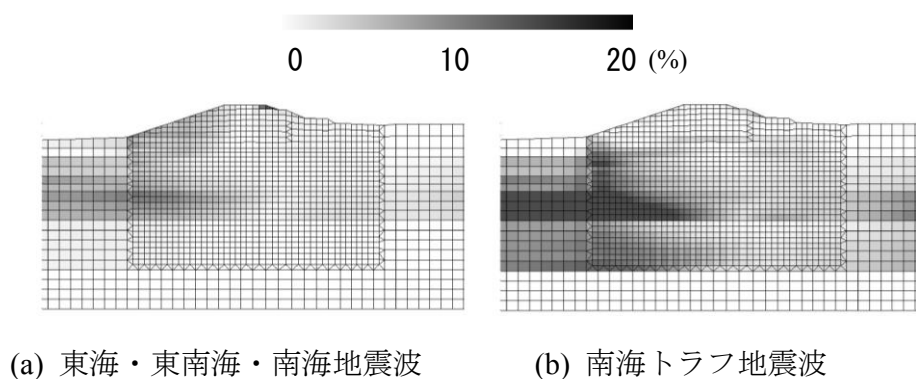


図 4.3.89 地震後のせん断ひずみ分布

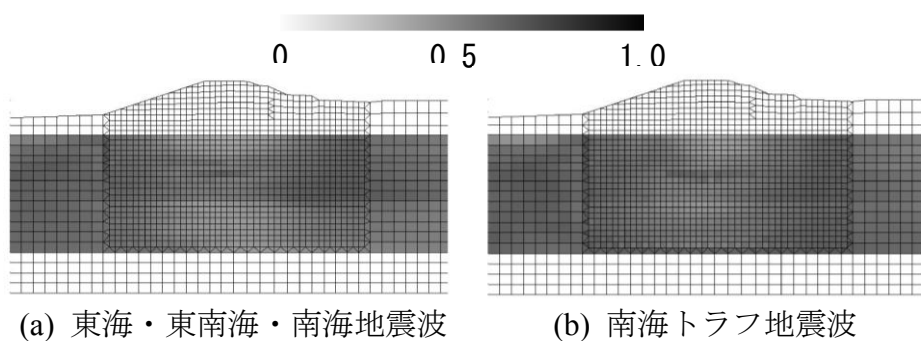


図 4.3.90 地震後の過剰間隙水圧比分布

(4) まとめ

本節では、河川堤防のレベル 2 地震に対する変形量の照査にあたり、現行の実務でも広く用いられている液状化解析コード FLIP を用いて実施した、大都市河川堤防のレベル 2 地震応答解析の結果を示した。理論上最大とされている南海トラフ地震波を入力した場合には、いずれの解析においても堤防天端が 2m 前後沈下する結果となり、照査外水位によっては対策が必要となる可能性があることがわかった。

FLIP による解析の場合、盛土材の土質試験結果 $c=0$ kPa をそのまま入力すると、南海トラフ地震においては、堤体に不合理かつ過大な変位が生じる。微小変形解析の適用範囲外の言わば解析が発散した状態であり、結果に信頼性はないと判断しなければならない。土質定数のわずかな設定の違いによって、解析結果が大きく左右される微小変形解析の危うさが垣間見られる。したがって、ある程度適正な結果を得るためには、本節で示したようなパラメトリックスタディーの併用が有効であり、マニュアル化されて一見簡易に見える土質パラメータの設定においても、技術者の経験が必要である。

4.3.7 まとめ

4.3節では、最後のレベル2地震の変状予測を除けば、従来のマニュアルに沿った河川堤防の洪水時の詳細点検を想定した上で、一連区間の代表断面における安定性照査の精度を高めるための課題やその対策について述べた。特に、円弧すべり解析を実施する際には、その入力パラメータである強度定数が極めて重要であるが、その設定方法は極めて曖昧なままである。本研究では、砂質土、礫質土、そして細粒分を多く含む中間土や粘性土までカバーして、堤防土の浸透耐性を評価するための試験法を明確に示した。さらに、そのような試験を実施するのにあたり、高品質な堤防土が必要となるが、それを得るための簡易サンプリング法の提案も行っている。以上のように、本研究は設計・照査の実務で求められている極めて重要な問題を、学術的な切り口で解決している。なお、このように実務的な研究を実施できたのは、学外の実務研究者の協力は不可欠であった。株式会社建設技術研究所・大阪本社・水工部長の李圭太氏、国立研究法人土木研究所・つくば中央研究所・地質・地盤研究グループ・土質・振動チーム・主任研究員の石原雅規氏には、様々なご教示をいただいた。また、庄内川河川堤防の調査にあたっては、中部地方整備局ならびに庄内川河川事務所の関係各位、梯川の調査にあたっては、国土交通省北陸地方整備局ならびに金沢河川国道事務所小松出張所の関係各位に大変お世話になった。記して謝意を表す。

4.3の参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2002.
- 2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012.
- 3) 小高猛司，板橋一雄，中島康介，牧田祐輝，李圭太，上村俊英，坪田邦治，加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2, pp. 193-205, 2010.
- 4) 小高猛司，崔瑛，李圭太，森涼香，兼松祐志：河川堤防砂の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響，河川技術論文集，第18巻，pp.339-344, 2012.
- 5) 小高猛司，崔瑛，李圭太，兼松祐志，小林芳樹：三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼす影響，河川技術論文集，第19巻，pp.81-87, 2013.
- 6) Scofield, A.N. and Wroth, C.P., Critical state soil mechanics, McGRAW-Hill, 1968. Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 7) Hashiguchi and Chen: Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. J. of Solids and Structures, vol.25, No.8, pp.917-945, 1989.
- 8) 浅岡頭，中野正樹，野田利弘，外岡ちづる：超過圧密粘土供試体のせん断挙動の水～土骨格連成計算，第7回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.121-128, 1995.

- 9) 浅岡顕, 小高猛司, 野田利弘: 密な砂の吸水軟化に関する実験と解析, 第7回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.39-44, 1995.
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T., Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 11) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M., An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 12) 小高猛司, 崔瑛, 小林芳樹, 武楊, 李圭太: 河川堤防の安定性照査に用いる適切な強度定数の検討, 第59回地盤工学シンポジウム論文集, pp.145-150, 2014.
- 13) 国土交通省河川局: 梯川水系の流域及び河川の概要, 社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料, 2008.
- 14) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 15) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Umeda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model: *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, Issues 3, pp.360-392, 2011.

第5章

研究テーマ5：「中核被災者」を主体とした被災限界からの自律再建メカニズムの解明

5.1 東日本大震災の被災市街地における自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動に関する基礎的研究—岩手県および宮城県の沿岸9市町の新規着工戸建住宅を対象とした質問紙調査を通して—（研究担当者：柄谷友香）

5.1.1 はじめに

2011年3月に発生した東日本大震災は、東北から関東地方に至る南北約500kmに及ぶ広範囲において、甚大な人的被害と物的被害をもたらした。青森、岩手、宮城、福島、茨城、千葉の6県62市町村で浸水範囲は約535km²に及び、その広域性、巨大性、壊滅性、複合性、長期性において過去の国内災害に類をみない特徴を持ち合わせている。学術的かつ実務的な面から、過去の災害とは様相が異なる復興課題を発見し、そのメカニズムを解明することが求められている。すなわち、短期的には東日本大震災の被災地の状況を改善する方策、長期的には次の広域巨大災害の復興に備えた準備を進めるための知見を導くことである。

本研究では、被災市街地の復興に欠かせない被災者の住宅復興をテーマとしている。東日本大震災の住宅復興の特異性は何か。住宅復興の担い手である被災者を中心に据えた場合、これまでにない二つの課題に直面している。1つには、津波被災によって移転を伴う住宅再建を余儀なくされている被災者の数が膨大であること、2つには、広域かつ大規模な市街地空間整備事業に時間を要し、それが多くの被災者の住宅再建を長期化させている点である¹⁾。このような背景により顕在化した社会現象が「自主住宅移転再建」である。防災集団移転促進事業などの行政による集団移転ではなく、被災世帯が単独で居住地移転の意思決定をして、住宅を再建する行動を指している。著者らは自主住宅移転再建者を、行政による復興事業に参加せずに、人間がもつ復元力を発揮して自律的に住宅再建をする集団としてポジティブに位置づけている。

本研究の目的は自主住宅移転再建者による個別移転の意思決定、再建行動、その結果に対する主観的な評価を明らかにすることである。具体的には、岩手県および宮城県の沿岸被災9市町を対象として震災後の新規着工建物を特定し²⁾、それに基づいて自主住宅移転再建者に対する質問紙調査を2014年4月から9月にかけて実施した。

住宅復興をテーマにした既往研究^{3)~14)}は、行政による住宅復興施策の評価を行っているものと、住宅再建の実態を示したものに大別できる。前者には避難所、応急仮設住宅、災害公営住宅という災害期の住宅種別ごとの実態と課題を論じたものがある。また、行政による市街地整備事業が被災者の住宅再建や人口転出に与えた影響を実証したものがある。次に、東日本大震災の被災市街地における復興を対象にした震災4年までの研究をレビュー

一すると、応急仮設住宅の供給・特性・入居実態に関するもの、復興まちづくりのプロセスに着目したもの、被災者の住宅再建や集団移転に関する居住意向を調査したもの等がある。

本研究の新規性は第 1 に行政による復興事業には参加せずに、被災者個人が自主的に移転をして住宅再建をしている集団を研究対象としている点にある。復興事業に参加した被災者を対象にした調査は、相対的に調査対象を特定しやすいのに対して、目に見えにくい被災者を対象としその社会現象を解明することは、学術的意義に留まらず、社会的意義を有している。被災自治体が自主住宅移転再建の行動と課題を認識して対応策を検討するという実務にも貢献する。第 2 に、沿岸市町村を横断的にフィールドとしているパースペクティブにある。新潟県中越地震を事例として複数の市町村を対象とした研究はあるが、東日本大震災はその広域性がゆえに、現時点においては被災市街地を横断的にフィールドとしている研究はほとんど見当たらない。

5.1.2 研究対象の選定と復興状況

(1) 調査対象の選定

自主移転住宅移転再建という社会現象を捉えるとき、どのエリアを対象にするのか。消防庁が公表している最新の被害報¹⁴⁾によると、人的・物的被害を出した被災市町村の数は 22 都道府県において 476 市区町村にも及ぶ。被害の大きい市町を抽出する際に、二つの基準がある。一つは曝露量（巨大性）であり、もう一方は相対的な被害の程度（壊滅性）である。本研究では後者を採用した。津波被災による甚大な被害を受けた岩手県と宮城県の中から、建物用地に対する津波浸水率と住宅被害率の高い 9 市町を選定した。具体的な市町（住宅被害率・建物用地浸水率）は、岩手県大槌町（68%・52%）、陸前高田市（43%・43%）、大船渡市（27%・34%）、宮城県気仙沼市（50%・39%）、南三陸町（65%・52%）、女川町（不明・48%）、石巻市（59%・46%）、東松島市（80%・65%）、山元町（68%・47%）である^{注 1)}。建物用地における津波による土地被災面積率が高いほど、災害危険区域指定など現地再建を困難にし、大規模かつ長期の市街地整備事業が個人単位の移転を伴う住宅再建を促す可能性が大きいものと仮定した。このような選定基準により、沿岸市町村からの多数の被災者の転入を受け入れた仙台市や塩竈市などは含まれていない。本研究で論じる自主住宅移転再建者は、移転をしながらも沿岸市町村内に留まった被災者を対象としている。

(2) 9 市町における市街地整備事業の進捗率

防災集団移転促進事業、土地区画整理事業および漁業集落防災機能強化事業を含めた宅地整備はどれだけ進んでいるのか。図 5.1.1 は 9 市町における市街地整備事業の宅地整備の年度別供給時期¹⁵⁾を示している。ここでいう市街地整備事業とは、土地区画整理事業、防災集団移転促進事業、漁業集落防災機能強化事業が含まれる。供給時期は宅地造成工事の

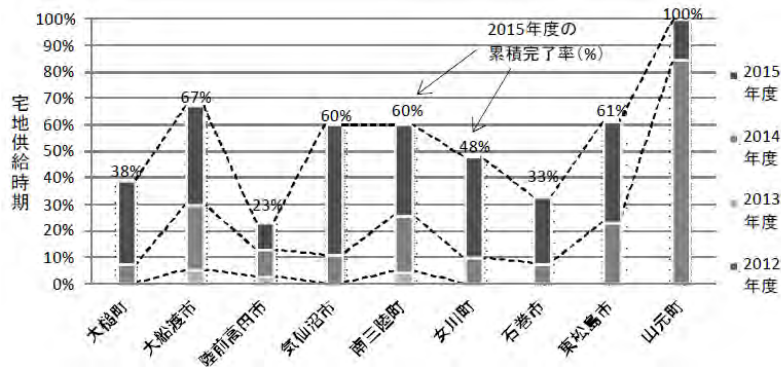


図 5.1.1 市街地整備事業による民間住宅等宅地の供給時期割合

完了時期を指す。国が定めた5年間の集中復興期間（2011年度～15年度）を経ても、宅地整備の供給が完了しない市町が多いことがわかる。図 5.1.1 には含まれていないが、津波復興拠点整備事業の進捗状況はどうか。平成 26 年度までに岩手、宮城県、福島県の計 24 地区のうち 23 地区で事業認可をし、19 地区で工事を着手している。また、事業が長期化するだけでなく、被災自治体は事業見直しを迫られている。時間の経過に伴い、集団移転への参加希望者や嵩上げ土地区画整理によって整備される宅地での現地再建希望者が減少しているためである^{注2)}。

5.1.3 自主住宅移転再建の移転場所の特定と質問紙調査の方法

(1) 調査対象の特定方法

著者らは 2012 年度～2013 年度にかけて、9 市町を含む岩手県および宮城県の被災地を定期的に訪れ、自主住宅移転再建の様相の観察・記録を続けてきた。住宅地図と津波被災地図を照らし合わせて、津波による浸水被害を受けておらず、かつ空地が多く存在する既存住宅地を特定し、現地における確認を行う。合わせて、当該被災地における行政職員、不動産業者、被災者、ハウスメーカーの住宅展示場の担当者などから被災者の移転が多い地域について聞き取りを行ってきた。しかし、このような方法による自主住宅再建の移転場所の特定は、すべての新規建物を網羅的に特定できないという限界がある。そこで震災前後の 9 市町のゼンリン住宅地図を照合して、震災前の空地・未宅地に、震災後着工した建物を特定し、着色作業を行った。詳細かつ膨大な作業のため、9 市町を完了するまでに約 5 ヶ月を要したが、震災後の新規着工建物を特定した²⁾。これらは必ずしも「震災の影響により自主的に移転した建物」とは限らないことに注意を要するが、この中に移転を伴う自力住宅再建が含まれていることは確かである。

(2) 質問紙調査の配布方法と現地調査

表 5.1.1 は 2014 年 4 月～9 月にかけて 9 市町を対象として行った質問紙調査の配布と回収の状況を示している。調査対象は集合住宅を除いた戸建住宅であり、新規着工建物の

表 5.1.1 質問紙調査の配布と回収状況

県	市町村名	現地における配布と調査						郵送回答		合計の 回答数 (B+G- H)	全体の 回収率 (%)= (B+G)/ (A-F)	
		訪問戸数 (A)=(B+ C+D+E+ F)	対面依頼			不在 投函 (E)	対象 外(F)	現地 承諾率(%) =(B+G)/ (A-F)	回答数 (G)			対象外 (H)
			現地 面接 実施 (B)	郵送 回答を 承諾 (C)	調査 拒否 (D)							
岩 手 県	大禰町	55	6	15	4	18	12	48.8%	11	1	16	39.5%
	大船渡市	79	0	32	2	29	16	50.8%	27	4	23	42.9%
	陸前高田市	287	5	138	6	81	57	62.2%	117	5	117	53.0%
宮 城 県	気仙沼市	43	7	11	5	11	9	52.9%	7	1	13	41.2%
	南三陸町	20	0	7	0	8	5	46.7%	6	1	5	40.0%
	女川町	16	0	0	0	14	2	0.0%	4	0	4	28.6%
	石巻市	258	0	117	15	86	40	53.7%	84	9	75	38.5%
	東松島市	187	0	70	15	69	33	45.5%	51	9	42	33.1%
	山元町	58	0	15	2	24	17	36.6%	18	3	15	43.9%
	合計	1003	18	405	49	340	191	44.1%	325	33	310	42.2%

うち、防災集団移転促進事業の移転宅地にて建設された新規建物は対象から除外している。

実際には前述したように、防災集団移転促進事業の移転宅地の造成完了率は低位であるため、防集事業の造成団地に立地する新規着工建物はほとんどなかった。質問紙を配布する上で重視したのは、できるだけ多くの回答数を確保すると同時に、できるだけ同じ時期に回答してもらうことであった。そこで配布方法は訪問配布とした。そして効率的に配布をするために、現地踏査および住宅地図照合作業によって明らかにした新規建物が集中している地域（字・町丁目）を対象として配布を行った。ただ陸前高田市に限っては、20名ほどの調査員が確保できたため、住宅地図にて特定した新規建物のうち、同一の字・町丁目内に5戸以上を含む広範なエリアを対象とした^{注3)}。市町ごとに1日～2日間をかけて2名～5名の調査員が配布を行った。訪問配布ではインターフォンを押し、居住者と対面できた場合は、調査の趣旨と対象者（東日本大震災で被災をして、個人で居住地を移転することを決めて、新規に住宅を建設した者）を説明した。その場の聞き取りにより、震災前から土地を購入して住宅建設をしようとしていた者、被災していない者は対象外に分類した。また現場での目視にて倉庫・事務所であると確認した場合も対象外とした。不在の場合は郵便ポストに質問紙を投函した。

以上のようにして9市町において計988の建物の現場を訪れ、居住者と対面して承諾が得られたものは423戸、不在投函は340戸であった。現地での調査拒否は非常に少なく、現地承諾率（承諾数(A+B) / (訪問戸数-対象外))は平均で53.1%と非常に高い結果となった。最終的に郵送回収したのは計325票であり、うち対象外と回答した質問紙を除くと有効回答310票（回収率42.6%）を得た。これは新規着工建物約2500棟の1割強に該当する^{注4)}。市町ごとに異なるサンプリングを行ったため、以下で説明する実態は母集団を代表する標本とはなっていない。本研究は自主住宅移転再建者の意思決定過程と再建行動のおおよその傾向を示した基礎的研究と位置付けられる。

5.1.4 自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動の実態

表 5.1.2 は調査項目のカテゴリと項目を示している。

表 5.1.2 質問紙調査の項目

カテゴリ	質問項目
世帯主の属性	調査対象の該当有無、震災前後の家族構成（年齢、性別、世帯主との続柄、職業）、主な働き手の雇用形態と事業内容、主な収入源
震災前：土地/ 住宅	土地所有形態、住宅の種類、居住歴、住宅の延べ床面積、震災による被害、災害危険区域の指定有無、土地売却の有無と時期
移転の意思決定から再建行動に至る過程	移転を決めた時期、移転を決めた動機、移転場所を選んだ理由、土地探しの方法、土地購入まで要した期間、住宅着工から竣工までの期間、建設費、土地代、銀行ローンや借入れの有無、住宅再建支援制度の認知、制度の利用有無、制度別の利用有無、受給総額、制度利用における困難、制度の有効性、住宅再建における助けと課題、住宅建設費、土地価格、住宅の延べ床面積
住宅再建支援制度	住宅再建支援制度の認知、制度の利用有無、制度別の利用有無、受給総額、制度利用における困難、制度の有効性
現在のまちでの暮らし	震災直前と現在の人付き合いの変化、震災直前に住んでいた地域へ行く頻度と目的、まちでの暮らしの満足度（暮らし、健康、人間関係、家計、仕事、行政の対応）、居住継続意思、

(1) 世帯属性

図 5.1.2 は震災直前と現在の世帯主年齢（年代）を示している。震災前後共に 60 代以上の世帯主が過半数を占めている。現在 70 代以上の世帯主による自力再建が約 4 分の 1 にも及んでいない。現在の世帯主年齢が 65 歳以上の世帯は 99 世帯であり、本調査全体に対する割合は 35.9%である。2014 年における 9 市町の高齢化率の平均値が 32.0%^{注 5)}であることと照らし合わせると、本調査の自主住宅移転再建者集団は一般人口全体に対して、より高齢である。また、年齢階級の変化をみると、世帯主年齢が若年化している。その理由として考えられるのは、世帯主交替、世帯分離であるが、本調査では家族の人的被害を尋ねていないため、これが震災による家族の死亡に起因するのかわからない。それとも震災を機にした世帯主交替であるのか明らかではない。図 5.1.3 は震災直前と現在の世帯類型を示している。最も大きな減少割合を示したのは「三世代」（-3.8%）であり、逆に「単身と子」は 2 倍以上に増加している。図 5.1.4 は震災直前と現在の主な働き手の雇用形態を示している。現在、正規従業員と公務員を合わせた割合は 53.3%と過半数に過ぎない。

民間の正規従業員が 4.8%減、自営業も 5.1%減少している。逆に約 2.5 倍増加しているのが臨時雇用の割合（+5.4%）である。求職活動をしていない無職を含めると、現在無職の割合は 6.2%の増加を見せている。

図 5.1.5 は現在の世帯の主な収入源を示している。給与取得者は 7 割弱に留まり、年金生活者が 27.6%を占めている。自らによる土地取得を伴う住宅再建において、現在の収入源は年金のみの世帯が 3 割弱を占めていることが明らかとなった。

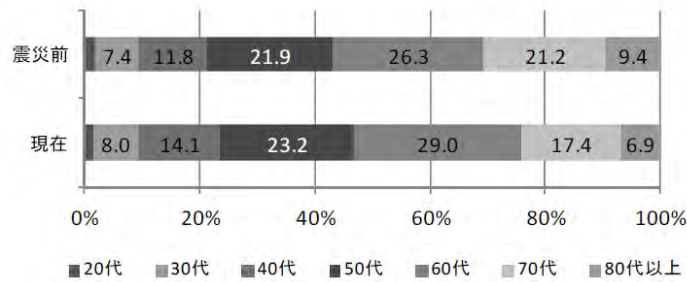


図 5.1.2 震災直前と現在の世帯主年齢（年代）（%）現在 N=276 震災直前 N=297

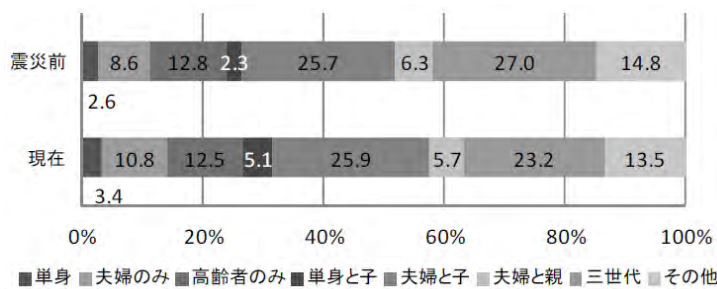


図 5.1.3 震災直前と現在の世帯類型（%）現在 N=297 震災直前 N=304

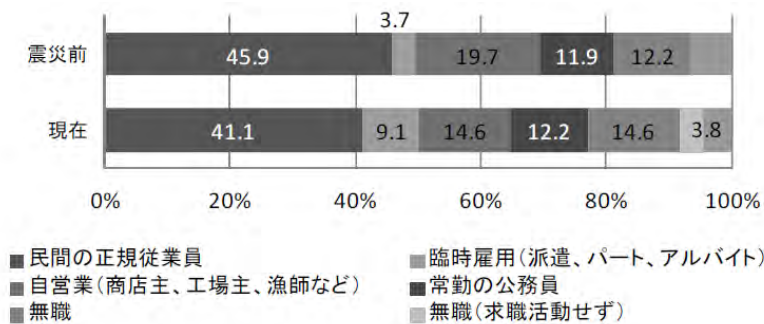


図 5.1.4 震災直前と現在の主な働き手の雇用形態（%）現在 N=287 震災直前 N=294

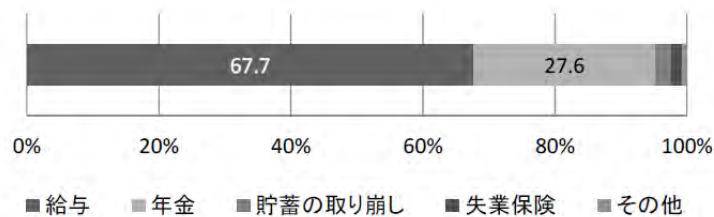


図 5.1.5 現在の世帯の主な収入源 N=287

(2) 震災直前の住まいの属性

震災直前の土地所有は持地が 87.6%と 9 割弱であり、住宅は戸建住宅が 89.7%を占めている。持地持家戸建が主流である。震災発生時に民間賃貸住宅に居住していた世帯は 4.8%と少なかったが、彼らは震災を機にして持家取得を行った世帯である。

(3) 被災と災害危険区域の指定

自主住宅移転再建者の住宅被害は全壊が 91.9%である。図 5.1.6 は震災前に居住していた場所が、災害危険区域に指定されたか否かを示している。これは住宅再建の場所を決める制約条件となるが、およそ 6 割が災害危険区域として指定され、現地再建ができない状況にある。逆に見ると、現地再建が可能であるにもかかわらず、移転を決めた世帯も約 2 割強存在している。

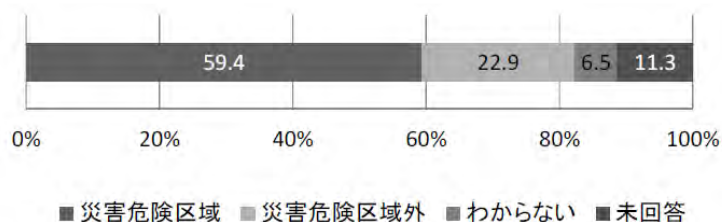


図 5.1.6 震災前の土地の災害危険区域指定の有無 (%) N=310

(4) 移転を決めた時期

図 5.1.7 は決断した時期を示している。震災から半年以内に移転を決めた割合が 46.4%を占め 1 年以内では 68%に及ぶ。

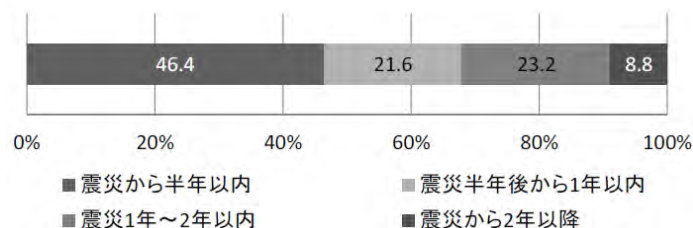


図 5.1.7 移転を決めた時期 (%) N=310

(5) 移転の選択動機

図 5.1.8 は移転を伴う住宅再建を選択した動機を示している。全体で見ると、最も多いのは津波に対する不安であり 6 割以上が該当する。次に多いのは、「市街地整備事業の長期化を避けて早く住宅を再建したい」であり、約半数に及ぶ。「行政による災害公営住宅や市街地整備事業の見通しが立たないため」が 4 分の 1 を占める。東日本大震災で被災をした地方公共団体の約 9 割は震災 1 年を迎えるまでの間に復興計画の策定を完了している¹⁶⁾。この復興計画は将来ビジョン、理念、基本方針が定められたものであり、防災集団移転促進事業や嵩上げを伴う土地区画整理事業などを主要な市街地整備事業等の具体的な事業計画が定まったのは震災 1 年以降である。しかし、市町や地域ごとにその内容が確定した時期はバラつきがある。市町ごとの事業計画の内容の確定時期とその周知時期等が自主住宅移転再建という意思決定にいかなる影響を与えたかについては今後の分析が必要となる。

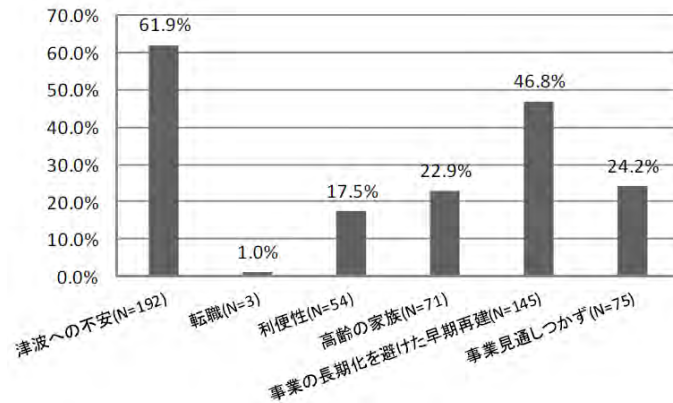


図 5.1.8 移転を決めた理由（複数回答）

(6) 移転場所の選択理由と土地探しの方法

図 5.1.9 は移転を決めた後に、どのようにして移転場所を決めたのかその選択理由を示している。津波の危険性が低いことが、移転の理由と同様に高く、73.9%が該当する。次に多いのが「たまたま見つけた」(31.6%)である。多くの選択肢を比較せずに、急いで移転する土地を取得したことがうかがえる。平時におけるマイホーム購入に際しての一般的な土地探しとは大きく異なっていることがわかる。これに続くのがいずれも 3 割程度を占める「住み慣れた場所に近い」、「買物に便利」、「土地の値段が手頃」である。土地の利便性と親和性を求めて可能な資源の範囲で移転先を決めている。

次に土地は誰を通じて探したのか。自主住宅移転再建の出発点は土地探しである。「親戚・知人」を通じた土地探しが 39.7%(N=123)と「不動産会社」の 32.6%(N=101)を上回っている。平時から土地と上物が市場に出されることはなく、人のつながりを通じた売買が多い地域性を反映している。人とのつながりが欠如していた人は、土地取得がより困難であったと考えられる。

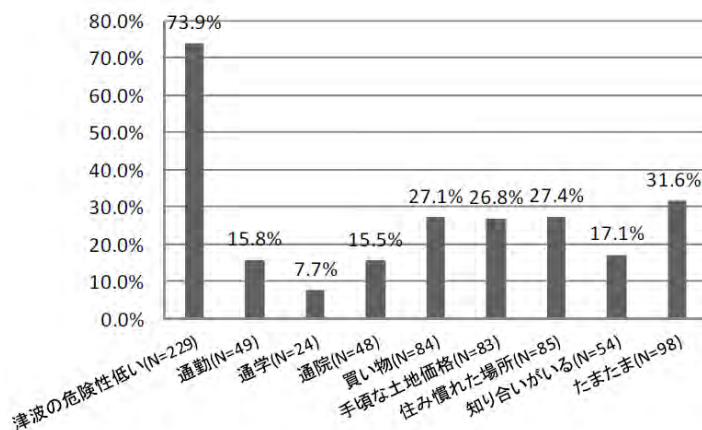


図 5.1.9 移転場所を決めた理由（複数回答）

(7) 移転と再建の完了時期

図 5.1.10 は土地探しを始めてから購入するまでに要した時間を示している。1 割を占める「0 カ月」とは震災前から所有していた土地を自主住宅移転先に活用した人である。この中には既に宅地化されている土地だけではなく、農地、畑、森林なども含み、個人による宅地造成工事を伴う住宅建設を行ったと推測できる。元々所有していた者を除くと、土地探しを開始してから 1 カ月以内に土地購入をした世帯は 2 割にも及んでいる。どこに住するかを長い間考えずに土地購入に至っている。

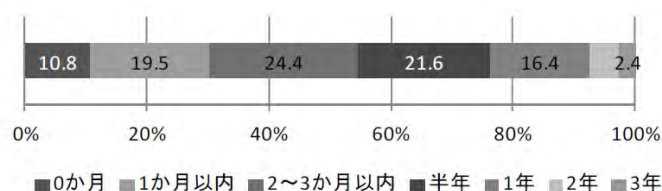


図 5.1.10 土地を探し始めてから購入するまでの期間 (N=287)

図 5.1.11 は建設業者に依頼してから、竣工までに要した時間を示している。3 カ月以内で竣工に至ったのは 13.9%に過ぎず、半年間要したのが約半数 (48.6%)、1 年要したのが約 3 割 (29.4%) に及ぶ。旧住宅金融公庫の旧公庫融資を利用して新築した戸建住宅のうち、木質系プレファブ住宅の着工から完了までの平均期間は 80 日弱と三か月以内である (6)。大量の住宅建設や大規模な市街地整備事業により土木・建設業者や工務店への需要が急激に高まったことが工期の長期化に影響していると考えられる。

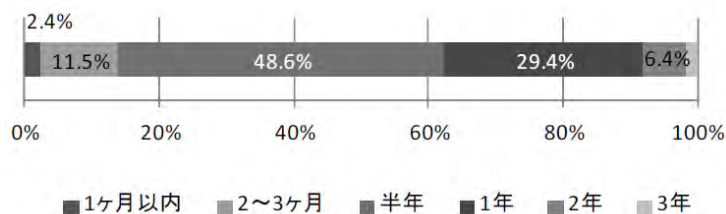


図 5.1.11 業者への依頼から竣工までの期間 (N=287)

図 5.1.12 は住宅再建が完了した時期を示している。1 年以内に完了した世帯が 23.1%、2 年以内を合わせると 6 割を超える。前述したように市街地整備事業による宅地造成は完成していない市町が多い。また、災害公営住宅の工事終了の累計進捗率は 2014 年度において岩手県が 28%、宮城県で 42%であることを合わせると、自主住宅移転再建者は被災地全体の中でも早期の住宅再建を行った被災者であると位置づけることが出来る。

(8) 住宅再建支援補助金の活用実態

行政による住宅再建支援補助金の利用の有無を尋ねたところ、受給した世帯が 86.8%に及んでいる。その総額を示したのが図 13 であり、金額にはバラつきがあるものの、自主住宅移転再建者は行政による制度を活用して自力再建を行っている。しかし、自治体による

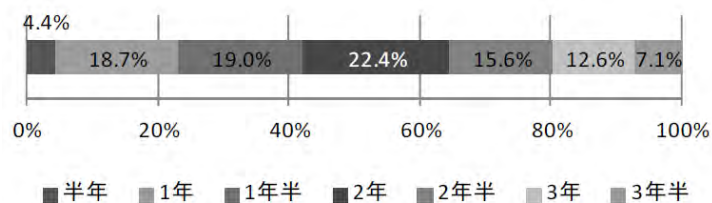


図 5.1.12 住宅再建完了の時期 (N=294)

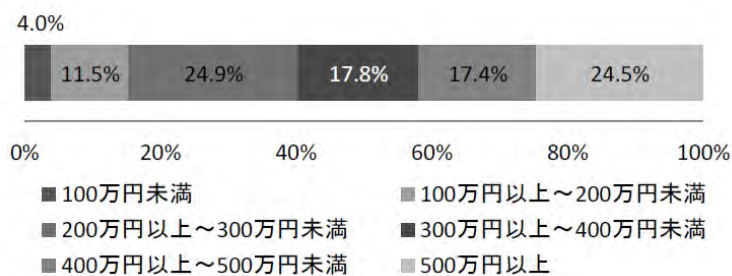


図 5.1.13 住宅再建支援補助金の受給総額 (N=253)

独自の住宅再建支援補助金の有効性を尋ねたところ、「決心がついた」は 15.5%(N=48), 「自己負担が減り助けになった」は 60.0% (N=186) である。行政による支援補助金が、自主住宅移転再建者の後押しをしたわけではない。

(9) 住宅および土地の購入費と銀行ローン借り入れの有無

図 5.1.14 は住宅および土地の購入にあたっての銀行ローンの借り入れ有無を示している。驚くべきことに、ローン借入をせずに現金購入で行った世帯が 4 割を超えている。貯蓄や地震保険による補償金により現金購入ができた比較的資金的に余裕があった世帯が含まれると考えられる。しかし一方で、多くの高齢世帯主にとっては、銀行ローンの借り入れを行うことが困難であったため、現金購入しか選択肢になかったとも推測できる。

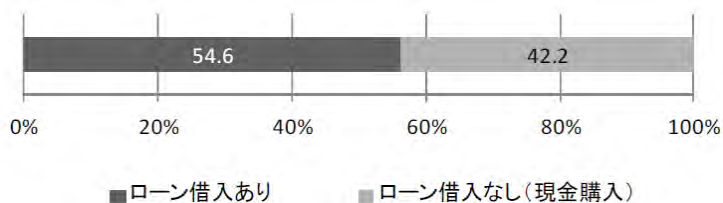


図 5.1.14 銀行ローンや借り入れの有無 (N=305)

(10) 人付き合いの変化

図 5.1.15 は震災前後の人付き合いの変化を示している。今ある人付き合いをみると「挨拶」(93.2%), 「立ち話」(71.8%) などの日常的に行われるコミュニケーションは多いことがわかる。「(震災前はあったが) 今はない」人付き合いの高い割合を示す項目は順に、「互いの家の訪問」(41.6%), 「物の貸し借りとお裾分け」(32.7%), 「一緒に買い物やレジャーに

出かける」(31.9%)」である。一方で、「物の貸し借りとお裾分け」(50.7%)や「互いの家の訪問」(32.8%)は「(今でも)ある」と回答している割合が高く、移転をした新天地で新たな人間関係を形成している世帯も存在する。すべての自主住宅移転再建者が人付き合いにおいてネガティブな変容を遂げたわけではない。何がそれを分けたのかについては、今後の調査で分析していく必要がある。

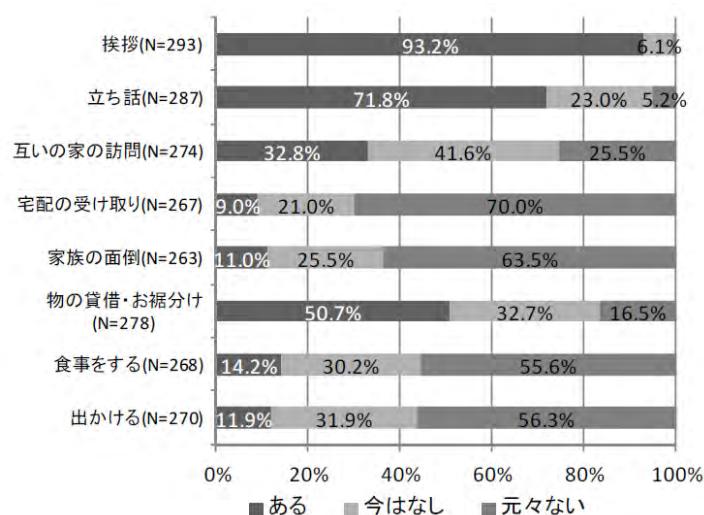


図 5.1.15 震災前後の人づきあいの変化

(11) 震災前の地域との行き来

図 5.1.16 は震災直前に住んでいた地域に行く回数を示している。「あまり行かない」と「全く行かない」を合わせると 57.3%を占める。逆に「ほぼ毎日行く」と「週に2~3 回行く」と回答した人は合わせて 14.6%を占めている。行く目的を尋ねたところ「親戚に会いに行く」(13.2%)、「友人・知人に会いに行く」(15.8%)、「仕事場がある」(10.0%)などがその理由であった。「ほぼ毎日」「週2~3 回」「月2~3 回」を合わせると 33.0%となり、これらの人は震災前の地域を訪れることによって、震災前からの人間関係を継続していることがわかる。

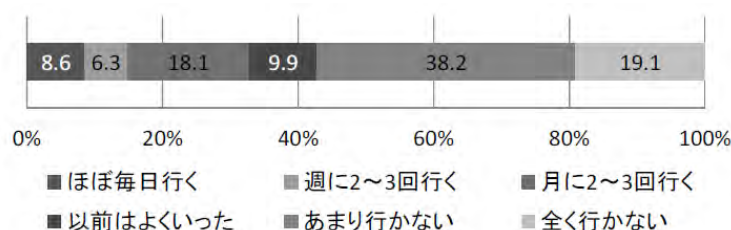


図 5.1.16 震災直前に住んでいた場所に行く回数 (N=304)

(12) 移転の結果としての暮らしの満足度

現在のまちでの暮らしに対する満足度を「毎日の暮らし」・「健康」・「人間関係」・「家計の

状態」・「仕事」・「行政の対応」を5段階で尋ねた(図5.1.17)。「暮らし」は4割近くが「大変満足」,「満足」と回答している。逆に「行政の対応」の満足度が5項目の中で最も低く,3割以上が「不満」,「大変不満」と回答している。これに続くのが「家計」と「健康」の満足度の低さであるが,「行政の対応」を除くと「不満」,「大変満足」と回答したのは2割弱に留まる。

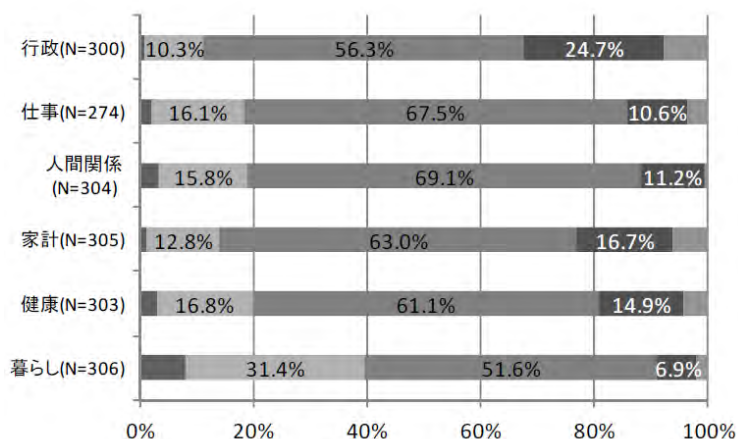


図 5.1.17 現在のまちにおける暮らしの満足度 (%)

(13) 居住継続意思

図 5.1.18 は居住継続意思を示している。「現在のまち・場所に, これからも住み続けたいと思いますか」という問いに対して, 7割を超える世帯が「ずっと住み続けたい」と回答した一方で, 「当分は住み続けたい世帯」と回答した世帯も2割弱存在する。それらを除いた「いずれは元の場所に戻りたい」と「わからない」を合わせると1割弱(9%)は, 強い居住継続の意思を持ってない。

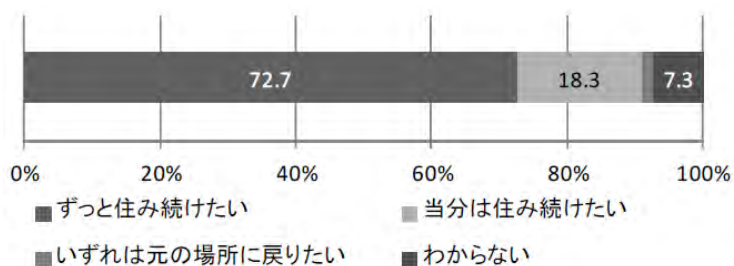


図 5.1.18 居住継続の意思 (N=300)

(14) 土地の取得と住宅再建における助けと困難

質問紙調査の末尾では「土地取得や住宅再建する過程における助けや困難」を自由記述で回答を求めている。これに該当する意見を記述した160世帯の内容は, 表 5.1.3のように分類することができた。

「助け」には、住宅再建や土地取得における専門業者および知人からの情報提供に加えて、住宅再建資金として自身による地震保険や行政からの住宅再建支援制度が役に立ったという意見である。専門業者はさておき、知人や親せきからの土地に関する情報や譲渡などを受けた人が多いことが特徴的である。

自力再建には行政による支援補助金に加えて、元々の震災前から所有していた土地資産があった人、自助による地震保険の加入などが助けであったと回答している。一方、課題には建設業者に対する需要の高まりによる、土地の売り渋りや急騰、住宅建設費の値上がり、工期の遅れ、工事の不具合などがある。「助け」として、「早期に移転を意思決定できた」ことを記述しているが、これは土地の候補が相対的に多くあり、価格の値上がりが本格的に始まる前に住宅再建できたという意味であろう。他には行政による支援制度や農地を宅地に転用する手続きと期間を要したこと、復興計画の度重なる方針転換等の行政による復興計画に対する不満である。

表 5.1.3 土地の取得と住宅再建における助けと困難

分類	内容	該当数
助け N=104	行政による住宅再建支援補助金を受給できた/行政が土地を買い上げて、それが足しになった/義捐金、生活再建支援金、各種補助金	21
	親戚による住宅再建に対する情報提供や土地探しの支援	20
	不動産屋、ハウスメーカー、工務店による住宅再建に対する情報提供や土地探し	14
	親戚・知人からの無償あるいは安価な土地の譲渡をうけた	14
	知り合いに不動産業者、建設業者、ハウスメーカーの社員がいた	10
	友人や近所の方からの支援	10
	地震保険に加入していた	6
	震災前に取得していた土地があった	5
	早期に移転を意思決定できた	4
困難 N=84	土地の値段の経年的な高騰/地主の売り渋り/希望する条件に見合う土地が見つからなかった	32
	被災者支援制度が国・県・市町村でバラバラである/中古住宅購入に対する住宅再建支援補助金がなく、新規住宅との支援格差がある/行政の支援制度が理解しづらく、また手続きに多くの手間と時間を要した/員によって説明が異なる等対応に不備があった/日に何度も役場に行くのが困難であった/援制度の発表が遅く、そのあとに再建していれば受けることが出来た支援を逃した/行政による復興計画の度重なる変更があった	27
	建設費の高騰/建設業者の工期の遅延、工事の質に問題がある、満足のある仕上がりにならなかった、人材不足で手抜きだと感じた	18
	農地の宅地転用の手続きに多大な労力がかかり、かつ時間を要した	7

5.1.5 結論

本研究では東日本大震災における自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動の実態を明らかにした。彼らが個人単位の移転を決めた理由は、津波リスクの軽減に加えて、市街地整備事業の大規模性に起因する長期化を懸念した事業の回避である。土地需要の高まりに

よる好条件の土地不足と価格急騰を受けて、短期間で移転の意思決定を行い、利便性と親和性を求めて、自らの金銭的資源の中で土地取得を行っている。自主住宅移転再建者による再建行動は、防災集団移転促進事業による宅地造成数の見直しなど被災自治体による市街地整備事業の方針変更に大きな影響を与えている。震災 4 年を経た現在でも事業完了時期のずれ込みが進む中、より一層の事業脱落者の増加が懸念される。津波被災による個人単位の移転を伴う住宅再建が発生することを前提とした復興計画づくりとそれを絶えず見直すプランニングプロセスが必要であろう。

今後の研究課題は多い。新規着工戸建住宅を対象として悉皆調査を行うことによって、自主住宅移転再建の意思決定と再建行動の全体像を明らかにしていくことである。9 市町ごとの比較を行うことに加えて、世帯主属性、移転の意思決定、再建行動、結果としての満足度の間の相関関係を分析する必要がある。また、本研究は震災 3 年～3 年の時点で自主住宅移転再建を行った集団のみを対象としている。震災 4 年を経た被災地では、プレファブ応急仮設住宅や民間借り上げ住宅に居住して、災害公営住宅への入居や防災集団移転促進事業の宅地造成完了を待っている集団がいる。東日本大震災における住宅復興の全体像をふまえて、自主住宅移転再建者の世帯特性、意思決定の特徴、その功罪についてを追究していきたい。

5.1 の参考文献

- 1) 近藤民代：東日本大震災における自治体独自の住宅再建支援補助金メニュー創設の背景と特徴－広域巨大災害における住宅再建支援に関する考察－，日本建築学会計画系論文集，第 707 号，pp.135-144，2015.
- 2) 近藤民代・柄谷友香：東日本大震災の自主住宅移転再建にみる住宅復興と地域再生の課題－持続可能な住宅復興のかたちを展望する－，住宅総合研究財団研究論文集 No.41，pp.73-84，2015.
- 3) 高田 光雄：住宅復興における取り組み，兵庫県復興 10 年委員会編，阪神・淡路大震災復興 10 年総括検証，pp.327-375，2005.
- 4) 檜谷 美恵子：災害復興公営住宅における取り組み，兵庫県復興 10 年委員会編，阪神・淡路大震災復興 10 年総括検証，pp.376-415，2005.
- 5) 越山 健治ほか：災害復興公営住宅団地が有する居住コミュニティ特性に関する研究：2002 年兵庫県災害復興公営住宅団地コミュニティ調査報告，地域安全学会論文集 (6)，233-239，2004.
- 6) 宮定 章：復興土地地区画整理事業における権利関係・建物用途に着目した再建動向に関する研究：神戸市御菅西地区におけるケーススタディ，日本建築学会計画系論文集 77(673)，pp.601-607，2012.

- 7) 平山 洋介ほか：被災市街地における住宅再建の実態分析：灘区南東地区のケーススタディを通じて，日本建築学会計画系論文集 (512)，pp.205-211，1998.
- 8) 福留 邦洋ほか：阪神・淡路大震災における住宅再建の特徴と課題：居住者属性に着目した新築住宅と改築住宅の比較分析，地域安全学会論文集 (2)，pp.9-14，2000.
- 9) 浅井保ほか：街区特性から見た住宅再建過程：阪神淡路大震災後の神戸市東灘区住吉地区を対象として，日本建築学会計画系論文集 (545)，pp.207-214，2001.
- 10) 塩崎 賢明ほか：震災後 10 年間の自力仮設住宅の継続・消滅状況：阪神・淡路大震災における自力仮設住宅に関する研究(その 5)，日本建築学会計画系論文集 (603)，pp.81-87，2006.
- 11) 田中正人ほか：用途混在地区の復興区画整理事業における転出実態とその背景：神戸市御菅西地区におけるケーススタディ，日本建築学会計画系論文集 73(629)，pp.1529-1536，2008.
- 12) 石川永子ほか：被災者の住宅再建・生活回復から見た被災集落の集団移転の評価に関する研究：新潟県中越地震における防災集団移転促進事業の事例を通して，都市計画論文集 43(3)，pp.727-732，2008.
- 13) 田中正人ほか：社会関係の維持を可能にする集落空間再編の条件：南海・東南海地震による激甚被害が想定される沿岸集落の事例研究，住宅総合研究財団研究論文集，pp.143-154，2013.
- 14) 消防庁：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について（第 150 報，2014.
- 15) 復興庁：住まいの工程表，2014.
- 16) 内閣府（防災担当）：東日本大震災における被災地方公共団体の復興計画の分析調査報告書，2012.
- 17) 住宅金融公庫：公庫融資住宅規模規格等調査，2004.

5.1 の補注

注 1)住宅被害率=全半壊戸数/居住世帯ありの住宅戸数，建物用地浸水率=浸水面積/建物用地面積：国土地理院より，居住世帯ありの住宅戸数：東日本太平洋岸地域のデータ及び被災関係データ「社会・人口統計体系（統計でみる都道府県・市区町村）」，全半壊戸数：消防庁被害報より算出。

注 2) 次のような報道に基づく。河北新報（2014 年 5 月 20 日）「高台移転戸数 2 割縮小，住民希望減少で 南三陸町」，河北新報（2014 年 10 月 22 日）「人口縮小将来像揺らぐ／（上）現地再建／閉上復興へ第一歩・土地区画整理事業」

注 3)本調査は今後実施を予定している郵送による悉皆質問紙調査のプレ調査として位置づけている。その目的は，おおよその傾向を把握すると同時に，回答者への追加のヒア

リング調査を実施して、悉皆調査のための質問紙設計に活かすことである。ヒアリング調査の結果や悉皆調査による結果は別稿で報告を予定している。

注 4)本研究における質問紙調査の回答数の母集団に対する割合（確定値）は別稿にて公表する予定である。

注 5)2014 年度の市町ごとの高齢化率は次の通り。女川町 35.3%，山元町 34.2%，気仙沼市 33.1%，南三陸町 30.5%，石巻市 28.9%，東松島市 24.8%，大槌町 34.1%，大船渡市 33.1%，陸前高田市 33.6%。

5.2 東日本大震災の被災市街地における新規着工建物による市街地空間形成と空間的特徴—岩手県および宮城県の沿岸 9 市町に おける自主住宅移転再建に着目して—（研究担当：柄谷友香）

5.2.1 はじめに

災害復興とは被災者の暮らし、仕事、住宅、まち、人々のつながりを再生すると同時に、災害で露呈した脆弱性を克服して復元力を備えた社会を作り上げていくプロセスである。被災者の生活回復だけに留まらず、減災を含めた持続可能な社会システムを作り上げる過程であり、長期的視座から市街地空間の形成にも目を向ける必要がある。阪神・淡路大震災における被災者個人による自力再建は現地再建が原則であったのに対して、東日本大震災では津波被災により移転を伴う自力再建が多いことが決定的に異なる。つまり、東日本大震災では災害危険区域の指定や災害公営住宅団地および防災集団移転促進事業等の行政による復興事業に加えて、被災者個人の自主的な判断による移転を伴う住宅再建の集積が被災市街地の空間変容に多大な影響を与えると推測できる。近藤・柄谷は防災集団移転促進事業などの行政による集団移転ではなく、被災者個人が居住地移転の意思決定をして、住宅を再建することを「自主住宅移転再建」と定義している¹⁸⁾。この個人単位の移転は市街地空間の変容にどのような影響を与えているのだろうか。

本研究の目的は東日本大震災後の沿岸 9 市町における新規着工建物の分布を特定し、それによる市街地空間の変容と特徴を明らかにすることである。沿岸 9 市町とは、岩手県下の大槌町、大船渡市、陸前高田市と宮城県下の気仙沼市、南三陸町、女川町、石巻市、東松島市、山元町であり、これらは建物用地に対する津波浸水率と住宅被害率が高い市町である¹⁸⁾。震災前後に発行された「ゼンリン住宅地図（以下、住宅地図）の照合により新規着工建物を特定した。

このような方法を選択したのは、2013 年度から 2014 年度にかけて行った自主住宅移転再建のフィールド調査が基礎になっている。2 年間に及ぶ沿岸市町村における自主住宅移転再建エリアの現地踏査、地図での場所特定、写真の記録を行ってきたが、その限界は自主住宅再建のエリアを網羅的に特定できないことである。新規着工建物は必ずしも「震災の影響により自主的に移転した建物」とは限らないことに留意を要するが、この中に自主住宅移転再建が含まれていることは確かである。このような科学的な手法による新規着工建物の特定と並行して、2013 年度から実施してきた現地踏査を 2014 年以降も継続して実施し、新規着工建物の建物用途や土地利用を確認して写真で記録した。

住宅地図を用いた理由は、第 1 に震災後に顕在化している自主住宅移転再建の立地を早期に特定して、現在進行形の東日本大震災の復興に対する知見を得ること、第 2 に自主住宅移転再建の位置を把握して質問紙を配布するためであった。近藤・柄谷¹⁸⁾では 2014 年 4 月から 9 月にかけて質問紙の訪問配布を行い、自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動

を明らかにしている。各戸訪問質問紙調査により、約 1000 箇所については住宅地図によって確認した新規着工建物が自主住宅移転再建に該当するか否かの特定を行っている。また、今後予定している新規着工戸建住宅を対象とした悉皆質問紙調査の郵送先と世帯主名を特定することもねらいであった。

具体的な手法であるが、震災前後の住宅地図の照合による新規着工建物の特定と WebGIS を用いた緯度経度の付与である。WebGIS には、防災科学技術研究所が開発した「e コミュニティ・プラットフォーム」の e コミマップを使用している。9 市町の住宅地図を照合して、震災前の空地・未宅地における震災後の着工建物を特定し、着色作業を行った。そして e コミマップを用いてポイントデータとして入力した。

災害復興期における被災市街地の空間変容を取り扱った研究は、阪神・淡路大震災を事例にしたものが代表的である。越山¹⁹⁾は国勢調査データを用いて阪神・淡路大震災の都市変容の地理的特徴を説明している。1km メッシュというマクロの分析単位による震災前後の変容を解明しているが、本研究は震災後の新規着工建物というミクロ単位の空間的分布が、どのような市街地の形成につながったかを明らかにしようとしている点が異なる。田中²⁰⁾は阪神・淡路大震災の土地区画整理事業による空間再編システムの変化を分析しているが、本研究は市街地整備事業のみを直接的な理由としない新規着工建物の空間分布とそれによる市街地形成に着目している。行政による市街地整備事業に参加せずに、被災者もつ復元力を発揮して自律的に住宅再建をする自主住宅移転再建の集積に着目している。市街地整備事業という視点から復興期に形成・変容する市街地空間を分析するのではなく、人間居住を中心とした居住環境の形成から市街地空間形成を読み解こうとしている点に新たな学術的価値がある。さらに本研究は一つの市町村・地区のみに限定するのではなく、9 市町にわたって横断的に分析している。東日本大震災は広域性と多様性が特徴であり、将来発生することが懸念される南海トラフ地震に向けた復興への備えを進めるためには、複数のエリアを対象として分析を行い普遍的なメカニズムを解明することが欠かせない。

5.2.2 震災後の新規着工建物の特定手順と市町村ごとの量

(1) 住宅地図の発行時期

表 5.2.1 は照合作業に用いた住宅地図の発行年月日を示す。市町ごとに調査時期および発行時期にはバラつきがあることがわかる。震災前の住宅地図の発行時期で多いのは、2011 年 3 月である。ゼンリンによると調査は発行年月の約半年前に実施することが通例であるため、本作業で活用した震災前の住宅地図データは震災約半年前の情報であると考えられる。一方、震災後に発行された住宅地図に関しては、2014 年 4 月時点で発行されている最新のものを用いた。震災後の住宅地図の発行時期で多いのは、2014 年 2 月と 3 月（6 市町）であり、これらは震災から約 2 年半の時点のデータとなる。他と比べて発行時期が早い大槌町と東松島市のデータは震災約 1 年後、山元町のデータは震災約 2 年後にあたる。

表 5.2.1 地図照合作業に用いた住宅地図の発行時期

市町名	震災前		震災後	
	発行時期	調査時期	発行時期	調査時期
大槌町	2010.12	記載なし	2012.09	2012.2-4
大船渡市	2011.03		2014.03	2013.10-12
陸前高田市	2011.03		2014.03	2013.11-12
気仙沼市	2011.03		2014.03	2013.11-12
南三陸町	2011.03		2014.03	2013.10-11
女川町	2011.02		2014.02	2013.8-9
石巻市	2011.02		2014.02	2013.8-11
東松島市	2011.02		2012.08	2012.3
山元町	2010.11		2013.12	2013.8-9

(2) 特定作業の方法と手順

震災前後の住宅地図を比較して、震災前の空地・未宅地における震災後の着工建物を特定して着色を行った。震災後の新規着工建物の空間分布を把握するため、WebGIS (e コミマップ) にポイントデータ (shape ファイル) として入力した。その際、ポイントデータには、ID、緯度・経度、建物・入居種別、入力者を属性として加えた。住宅地図によって建物の用途を判別し、「(建)」と明記されているものは「建設中」、建物の枠線があるにもかかわらず何の情報も明記されていないものは「不明」としている (表 5.2.2)。建物の用途を「戸建住宅」、「集合住宅」、「その他 (商店・工場・事業所等)」に分類した意図は、第 1 に本研究が自主住宅移転再建に着目しているため住宅とそれ以外の用途の建物を区別すること、第 2 に新規着工戸建住宅を特定して質問紙調査を実施するためである^{注1)}。

WebGIS を利用するメリットは、同時に複数人による入力や編集、共有を可能とし、効率的に作業が進められる点である。このデータを ArcGIS に新規着工建物レイヤとして追加し、震災前の市街地形状 (建物・家屋、道路、鉄道、町丁字など) レイヤや浸水区域図と重ねることによって、市街地の拡大、低密度化、浸水区域との関係性を可視化した。詳細かつ膨大な作業のため、9 市町を完了するまでに約 5 ヶ月 (2014 年 4 月～9 月) を要した⁴⁾。作業に従事した人員は 11 名、要した時間は合計 898 時間に及んだ。

(3) 市町別の新規着工建物の数と種類

表 5.2.2 は市町別の震災後の新規着工建物の棟数と種類を示している。新規着工建物棟数の合計が多いのは、石巻市 (N=1874) と陸前高田市 (N=1090) である。新規着工建物棟数の大小を最も左右するのは住宅被害の程度であると考えられる。石巻市は他市に比べて圧倒的に住宅被害が多い。石巻市の住宅被害量は陸前高田市の 5.3 倍にも及ぶが、新規着工建物棟数は 1.7 倍である。しかし、新規着工建物の中には住宅以外の商店、工場、事業所なども含まれているため、陸前高田市のほうが住宅再建が進んでいるということを意味しな

表 5.2.2 市町別の新規着工建物の棟数と種類（単位：棟）

市町名	新規着工建物						住家被害
	戸建住宅	集合住宅	その他（商店・工場・事業所等）	建設中	不明	合計	全壊住家棟数 ⁵⁾
大槌町	19	0	58	14	51	142	3092
大船渡市	107	17	40	28	50	243	2789
陸前高田市	190	26	351	62	302	1090	3805
気仙沼市	186	0	0	67	192	445	8483
南三陸町	116	2	49	58	79	304	3143
女川町	18	0	19	1	5	43	2924
石巻市	847	138	245	234	406	1874	20036
東松島市	68	0	0	47	16	131	5515
山元町	66	0	0	35	110	211	2217
計	1617	183	762	546	1211	4319	52004

い。建物用途に着目すると、陸前高田市では戸建住宅（N=190）に対して、商店（N=351）が 1.85 倍多い傾向があるのに対して、石巻市では戸建住宅（N=847）が商店（N=245）の 3.46 倍多いという特徴がある。

以上のように沿岸 9 市町における合計 4,319 棟に及ぶ震災後の新規着工建物の棟数を特定し、市町ごとの数を明らかにすることが出来た。前述したように調査時期が異なり、また「建設中」や用途が「不明」であるものが含まれているため建物用途別には詳細な分析を行うことはできないものの、市町ごとの異なる傾向を読み取ることが出来た。

5.2.3 新規着工建物による市街地空間形成と分類

(1) 字・町単位の新規着工建物棟数と分布

表 5.1.2 のうち新規着工建物が 200 棟以上の市町を対象として、大字・町丁目単位の新規建物の量を描いた（図 5.2.1）。円積のサイズを統一しなかった理由は、市町ごとの量の差異ではなく、一市町において多くの新規着工建物が集中している字・町を可視化するためである。いずれの市町でも共通しているのが、津波の浸水が及んでいないエリアで多く新規着工建物が分布している点である。新規着工建物の集積によって人口集中エリアが内陸部に拡張していく傾向がある。

新規着工建物棟数が多い宮城県石巻市と岩手県陸前高田市を対象として、震災前の既存建物、道路、鉄道路線と駅、津波による浸水域を背景として新規着工建物の分布を描いた。

図 5.2.2 は石巻市における新規着工建物の分布を示している。全てが震災前の都市計画区域の市街化区域内に分布していることが読みとれる。新規着工建物が集中しているエリアに着目すると、既存建物が立地するところに新規建物が差し込む形で建設されている。インフィル開発による新規着工建物の増加であるため、市街地のフットプリントは拡張していない。具体的には蛇田地区と南境地区であり、いずれも「震災前に」組合施工の土地区画整理事業として都市計画決定および事業認可がされていたところである。震災後に津波リスクの低く、かつ、宅地化がされている土地への需要が一気に高まり、震災前から進め

られていた計画的住宅地の空き区画での新規着工建物の建設が集中したと考えられる。

写真 5.2.1 は蛇田地区における新規着工戸建住宅を示している。災害発生前に存在していた計画的住宅地に売れ残り区画である余白があったことが、自主住宅移転再建者を受け止める条件となっている。

石巻市は被災前から河南 I C 周辺まちの新都市拠点²²⁾と位置づけて、震災後も大型商業施設の集積が続いた結果、市街地の「西傾化」が進行していた²³⁾。**図 5.2.2** が示す震災前の蛇田地区に隣接する形で、あけぼの北地区および新蛇田地区の被災地市街地復興土地区画整理事業が進められている。震災前後に進められた自治体による都市計画と呼応するように、新規着工建物の分布も内陸部に集中することによって、西傾化が加速している。

図 5.2.3 は陸前高田市における新規着工建物の分布を示している。新規着工建物が浸水境界線や既存の道路沿いを中心に広範囲に散らばって分布していることがわかる。浸水区域を避けて建物の新規着工が進み、市街地が高台に向けて拡大化・低密度化する傾向が見てとれる。石巻市と対称的なのは、非住居系エリアに新規宅地造成という形で開発が進んだため、市街地のフットプリントが拡張している点である。**図 5.2.3** が示すように新規着工建物の一部は震災前に設定されていた都市計画区域の外側に立地している。

写真 5.2.2 は同市の都市計画区域外で進んでいる新規宅地造成を示している。震災直前の土地利用が山林、田んぼや畑などの農地などが宅地造成を伴った形で戸建住宅の建設が進んでいる。ただし、陸前高田市においても計画的住宅地（例えば鳴石団地）に新規着工建物が確認でき、全ての開発形態が宅地造成工事を伴うものではない。

陸前高田市の復興計画と新規着工建物はどのような関係にあるのか。壊滅的な被害を受けた広田湾に面する低平地は、震災前に市役所や鉄道など公共施設が立地していた。復興整備計画ではこの中心市街地の規模を縮小しつつも再生すると同時に、合わせて高台における団地造成 7 カ所がコンパクトに配置されている。低地部における嵩上げを伴う大規模な土地区画整理事業と防災集団移転促進事業による移転団地の整備が進んでいる。山側の造成団地は都市計画区域内におさめて計画されたのに対して、新規着工建物は都市計画区域を越えている。復興整備計画においてコンパクトに配置された高台団地を超えてより山側に新規着工建物はまだら状に立地し、市街地の拡張と低密度化が進行している²⁴⁾。



写真 5.2.1 石巻市蛇田地区における新規着工建物（2013年8月）



写真 5.2.2 陸前高田市都市計画区域外の非住居系土地利用における宅地造成と新規着工建物（2013年8月）

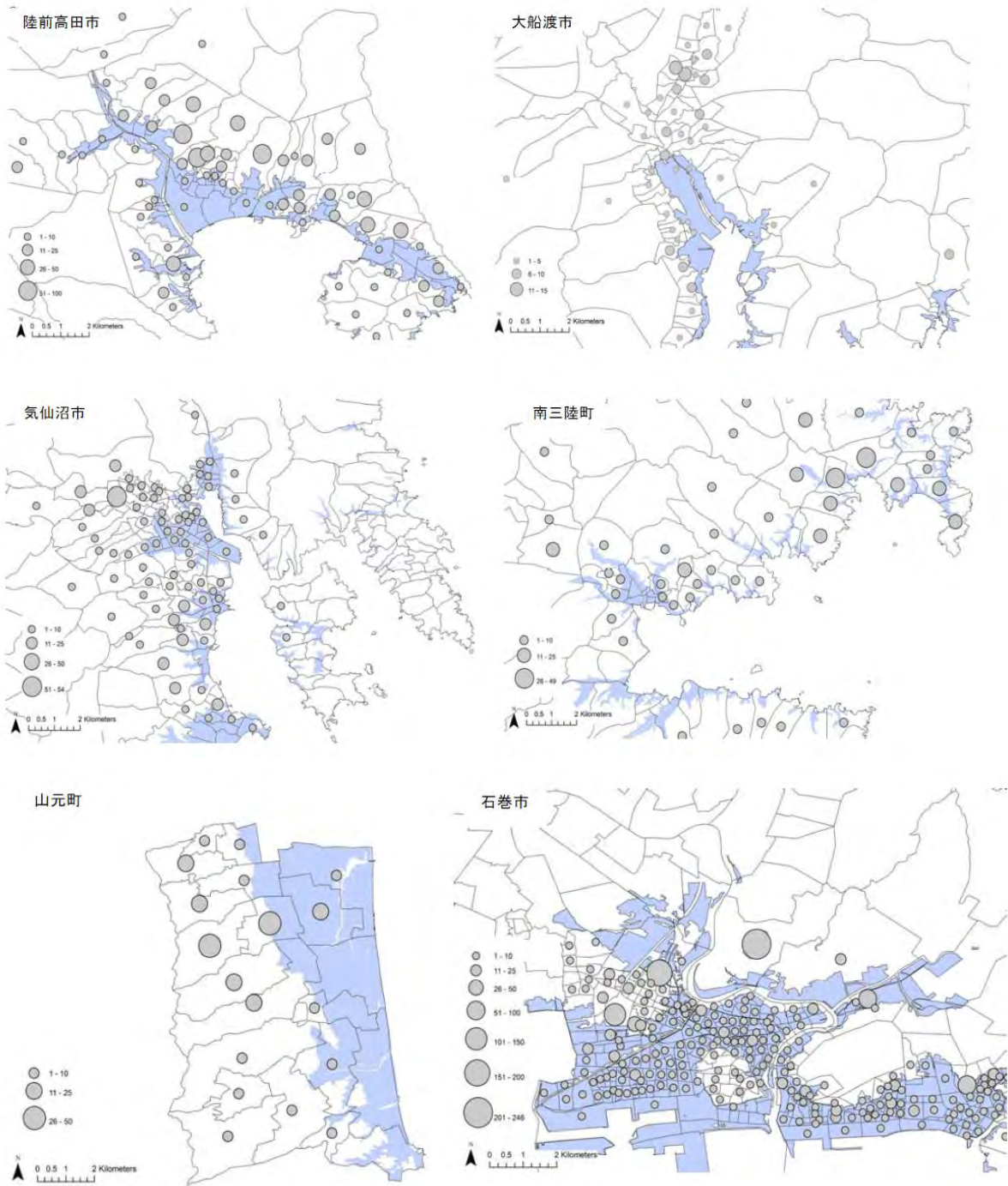


図 5.2.1 字・町単位の新規着工建物の棟数と分布（図中水色エリア：津波浸水区域）

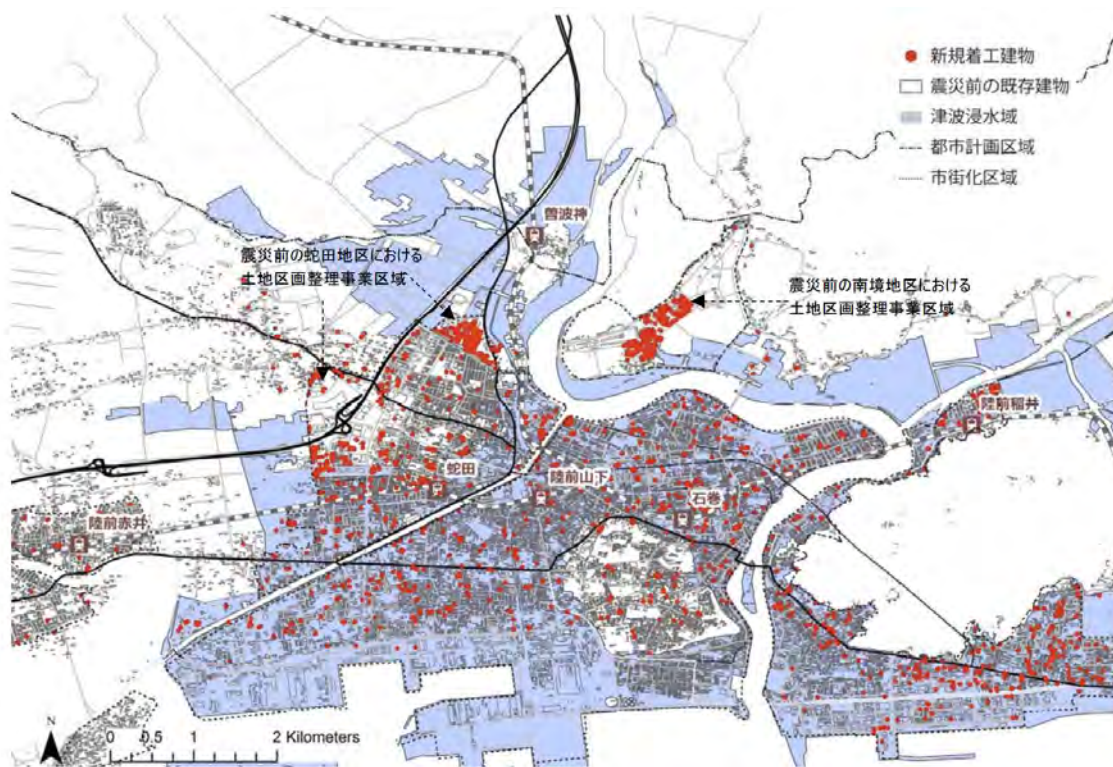


図 5.2.2 宮城県石巻市の新規着工建物の分布 (N=1874)

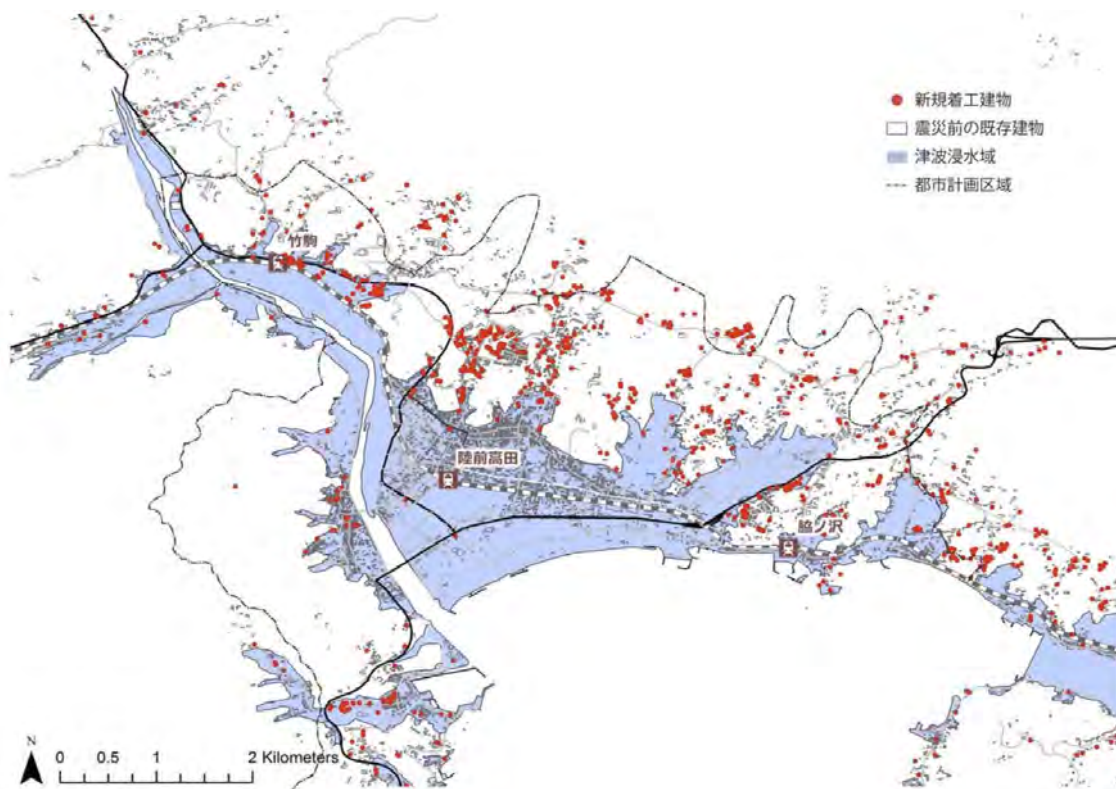


図 5.2.3 岩手県陸前高田市の新規着工建物の分布 (N=1090)

(2) 新規着工建物の開発形態とそれによる市街地空間の形成

新規着工建物の空間および開発形態は、次の二つの軸によって四象限に分類できる（図 5.2.4）。縦軸は開発形態である。石巻市は「既存住宅地におけるインフィル開発」に分類されるのに対して、陸前高田市の全体的な傾向は「非住居エリアにおける宅地造成を伴う開発」にあてはまる。もう一つの軸は、市街地のフットプリントの変化である。「市街地維持型」は石巻市に該当し、「市街地拡大型」は陸前高田市に該当している。両市における新規着工建物の開発形態は対称的な特徴を有している。

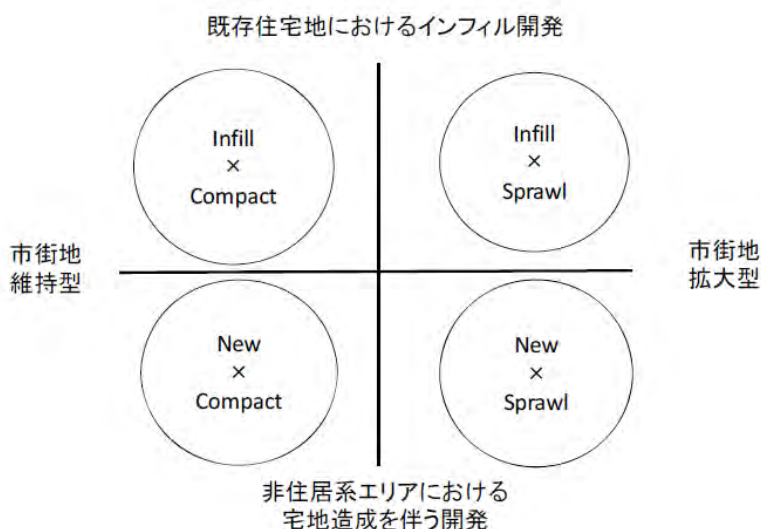


図 5.2.4 新規着工建物の空間分布および開発形態による類型化

5.2.4 結論

本研究では東日本大震災後の沿岸 9 市町における新規着工建物の量と立地を特定し、それによる市街地空間の形成と空間的特徴を明らかにした。震災前後の住宅地図の照合作業と GIS を用いた可視化の結果、以下の点が明らかになった。第 1 に新規着工建物は沿岸部から遠ざかって立地し、これがまちの中心部の内陸化を進めている。第 2 に新規着工建物の分布は市街地の拡張と開発形態という軸によって分類することができる。特に陸前高田市では非住居系エリアにおける宅地造成を伴う新規開発が都市計画区域外に及び、市街地のスプロールと低密度化を招いている。震災前後で人口減少が続く地域においては物理的に持続可能な都市形態ではない。第 3 に新規着工建物の集積は被災自治体が復興計画で描いた将来の市町の空間像との乖離を生じさせる可能性がある。石巻市では震災前後に進められた自治体による都市計画と呼応するかたちで新規着工建物の立地が進んだ。一方、陸前高田市では復興整備計画においてコンパクトに配置された高台団地を超えたエリアで新規着工建物が低密度に分布している。復興期における市街地形成は、行政による市街地整

備事業のみが誘導する牽引力にはなっていない。以上のことから、被災者個人の住宅再建を空間的に誘導する計画技術と政策が必要であることが示唆される。都市計画の手法である「事業」だけに依存しない、自律的な住宅再建を「誘導」する都市計画の技術が求められている。震災 4 年半が経過した今求められているのは、新規着工建物と市街地整備事業によって形成されている居住環境を前提として復興まちづくりの再出発をすることである。

本研究はリアルタイムの被災地の復興に寄与する成果を示した。今後の研究課題は、将来の広域巨大災害に向けては事前の復興への備えをどのように進めればよいのか、という知見を明らかにすることである。次のような問いに対する解を導かなければならない。

第 1 に新規着工建物の分布が何によって規定されたか、という原因と結果の因果関係の解明である。市町ごとに新規着工建物の量や分布が異なるのはなぜか。地理的特性、被災特性、災害危険区域の設定、復興事業の内容など複合的な要因との関係を分析していく必要がある。第 2 に新規着工建物がどのような土地利用において発生したかの特定である。既存の住宅地エリア内の開発なのか、それとも森林や田畑などの宅地転用を経て新規建物が建設されたのか。それが市町ごとにどのように異なるかについて、震災前の土地利用と合わせて分析していくことが求められる。新規着工建物の非住居系土地利用における立地は、平時の都市計画法による開発許可と農地法による農地の宅地転用によっても影響を受ける。平時の審査基準や運用は、広域巨大災害による被災実態や復興に即してどのように適用されたのか、規制緩和は行われたのか等についても明らかにしていく必要がある。第 3 に行政による市街地整備事業（嵩上げ土地区画整理事業、防災集団移転促進事業、災害公営住宅団地）と新規着工建物を合わせた時に、市街地空間がどのように変容したのかを明らかにすることである。行政が計画した防災集団移転による新規住宅団地の周辺に新規着工建物が建ち並んで全体としてまちの中心部が内陸化しているのか、それとも復興事業の立地とは無関係に新規着工建物が点在し、復興計画で描いた空間との乖離を生じる現象が発生しているのか、である。本研究では新規着工建物の分布を可視化し、目視による空間的な特徴の記述に留まっている。今後は GIS を用いることによって広範囲にわたる市町において、定量的で科学的な空間分析を行い^{注 2)}、将来発生する広域巨大災害への備えを進めるための知見を導いていきたい。

5.2 の参考文献

- 1) 近藤民代・柄谷友香：東日本大震災の被災市街地における自主住宅移転再建者の意思決定と再建行動に関する基礎的研究—岩手県および宮城県の沿岸 9 市町の新規着工戸建住宅を対象とした質問紙調査を通して、日本建築学会計画系論文集, 第 81 巻第 719 号, pp.117-124, 2016.
- 2) 越山健治：国勢調査データを用いた阪神・淡路大震災大都市部被災地の住宅復興過程に関する分析, 地域安全学会論文集, No.13, pp.167-173, 2010.

- 3) 田中正人：市街地復興事業による空間再編システムと近隣関係の変化に関する研究－阪神・淡路大震災における御菅地区の事例を通して，日本建築学会計画系論文集，第 618 号，pp.65-72, 2007.
- 4) 柄谷友香・近藤民代：東日本大震災後の被災者の自主住宅移転再建と市街地空間形成，地域安全学会梗概集 No.35, 2014.
- 5) 石巻市：石巻市都市計画マスタープラン，2010.
- 6) 河北新報：「西傾化」進む石巻（上）・（中）・（下），2014.5.14-16.
- 7) 陸前高田市：陸前高田市復興整備計画復興整備事業総括図，2015.7.

5.2 の補注

- 注 1) 本研究では新規着工建物を五分類にて特定しているが，用途別に分けて量や空間分布の特徴を分析していない。その理由は，本研究で用いた住宅地図の情報が震災から 1 年～2 年半が経過した時点のものであるため，全体（N=4319）に対する「建設中」（N=546）および「不明」（N=1211）が占める割合が非常に高く，それらの用途が特定できないためである建物用途別の空間的特徴を明らかにするためには，震災 1 年～2 年半は時期尚早であると判断し，これらについては今後の調査研究で明らかにしていく予定である。
- 注 2) ESRI 社の製品である詳細地図はゼンリンの地図データと，国土交通省の基盤地図情報や国土数値情報などを加工して開発された背景地図データベースである。2010 年版と 2015 年版が販売されており，これを用いれば住宅地図照合作業よりも容易に，短時間で，より広範なエリアの震災後の新規着工建物の立地特定を行うことが可能である。筆者らは 9 市町における市街地整備事業区域を GIS のシェープファイル化している。また，国交省都市局による「東日本大震災の津波被災現況調査結果」（2011 年 10 月）による浸水区域，津波規模，建物被災状況が存在している。以上の地理情報データを GIS による空間分析機能を使って分析すれば，4. 結論で記述した今後の研究課題に対する問いに対する答えを科学的・定量的な方法で導くことができる。