



RC製ロックシェットの衝撃荷重載荷時における三次元動的骨組解析法の適用性に関する研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2014-06-26 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 牛渡, 裕二 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00005107

R C 製 ロ ッ ク シ ェ ッ ド の 衝 撃 荷 重 載 荷 時 に お け る
三 次 元 動 的 骨 組 解 析 法 の 適 用 性 に 関 す る 研 究

平 成 26 年 3 月

牛 渡 裕 二

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	6
1.3 研究の概要	12
第 2 章 動的骨組解析法の精度向上に関する検討	15
2.1 概説	15
2.2 ファイバー要素を用いた動的骨組解析法の概要	15
2.3 検討概要	16
2.3.1 小型 RC 梁に関する衝撃実験	16
2.3.2 小型 RC 梁に関する動的骨組解析	19
2.4 検討結果	21
2.4.1 解析結果と実験結果の比較	21
2.4.2 要素分割長に関する検討	24
2.4.3 材料構成則に関する検討	26
2.5 まとめ	33
第 3 章 敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型に関する重錘 落下衝撃実験	34
3.1 概説	34
3.2 実験概要	34
3.2.1 試験体概要	34
3.2.2 衝撃実験の概要	36
3.2.3 測定方法	37
3.3 実験結果と考察	39
3.3.1 各種応答波形	39
3.3.2 変位分布	42
3.3.3 各種応答値と入力エネルギーの関係	45
3.3.4 敷砂緩衝材への重錘貫入量	46
3.3.5 ひび割れ発生状況	47
3.4 まとめ	49
第 4 章 RC 製ロックシェッドへの動的骨組解析法の適用性検討	50
4.1 概説	50

4.2 1/2 縮尺ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験の概要	51
4.2.1 試験体概要	51
4.2.2 実験方法および計測方法	52
4.3 三次元弾塑性有限要素法を用いた衝撃応答解析の概要	54
4.3.1 解析モデルおよび解析条件	54
4.3.2 材料物性モデル	57
4.4 三次元動的骨組解析の概要	59
4.5 数値解析結果と考察	63
4.5.1 実験結果と数値解析結果の比較	63
4.5.2 載荷位置を変化させた場合における数値解析結果の比較	73
4.6 まとめ	79
第5章 実規模模型実験に関する試設計および提案手法の妥当性検証	80
5.1 概説	80
5.2 実規模 RC 製ロックシェッド模型の断面設計	81
5.2.1 基本条件	81
5.2.2 現行設計法に基づいた実規模模型の断面設計	83
5.3 三次元動的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定	90
5.3.1 三次元動的骨組解析の概要	90
5.3.2 三次元動的骨組解析結果	94
5.3.3 まとめ	103
5.4 提案手法の妥当性検証	104
5.4.1 入力荷重	104
5.4.2 応答変位波形	107
5.4.3 まとめ	114
第6章 総括	115
6.1 結論	115
6.2 今後の研究課題と展望	118
6.2.1 今後の研究課題	118
6.2.2 今後の展望	119
参考文献	121
謝辞	

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国の国土は気候・地形・地質的に非常に厳しい条件下にあり，北に位置する北海道は特に厳しい気候条件と地形条件にある．山岳部や海岸線は急峻な地形が多く，これらを走る道路には数多くの落石対策工が設置されている．

本論文の研究対象であるロックシェッド(写真-1.1)は，図-1.1に示すように北海道開発局管理下(北海道の国道)だけでも96箇所，総延長17kmが建設されており，その中で86%の83箇所がRC製箱型形式を採用している．図-1.2には主な落石対策工と対象エネルギーの関係を示しているが，ロックシェッドは落石対策工としては比較的大きなエネルギーを対象とする工法である．図には高エネルギー吸収タイプの落石防護柵もロックシェッドと同程度の対象エネルギーとして紹介されている．しかしながら，ロックシェッドの限界耐力は，現行設計法に基づいた場合よりも20～30倍程度大きいことも明らかとなっている．これより，ロックシェッドは，ほぼ10,000kJ以上の耐力を有するものと評価できることから，現行の落石対策としては最も大きなエネルギーに対応可能な工法であるものと考えられる．

我が国は少子高齢化が進むと同時に財政も逼迫し，イニシャルコストよりライフサイクルコストを重視する傾向が強まっている(図-1.3，図-1.4)．イニシャルコストの安価な防護構造物として高エネルギー吸収タイプの落石防護柵が多く採用されるようになって来ているが，この種のタイプは落石補足時の変形を考慮し斜面中腹に設置される場合が多く，点検方法や点検精度の確保，堆積土砂の除去や材料劣化(鋼製の材料で作られているため)など維持管理面での課題も多く抱えている．これに対して，ロックシェッドは落石防護柵よりもイニシャルコストが高いが，耐久性や維持管理性に優れると共に高い耐荷力も有していることから，採用を再検討するケースも増えている．

一方，近年，我が国の気象にも変化が見られ(図-1.5および図-1.6)，異常気象による集中豪雨や大型台風の多発，東日本大震災を始めとする巨大地震の発生など岩盤崩壊や落石・崩壊が発生し，多大な被害を被っている(写真-1.2)．更に，斜面の経年劣化や調査手法の高度化などによって，ロックシェッドを必要とする箇所数の増加や建設当初の災害要因規模の拡大などにより補強・補修が必要なロックシェッドも増加している現状にあり，この種の構造物の合理的な耐衝撃設計法の確立が強く望まれている．

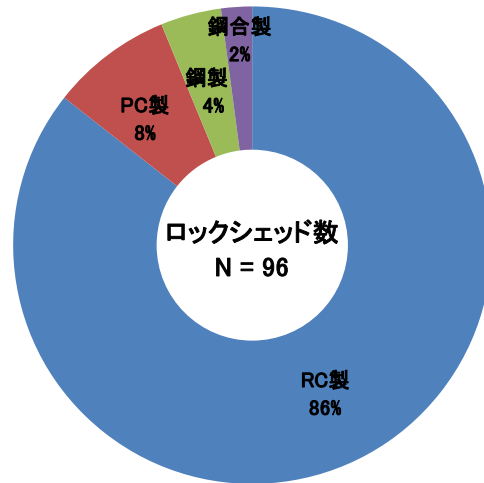


図-1.1 北海道開発局が管理するロックシェッド (2011 調べ)

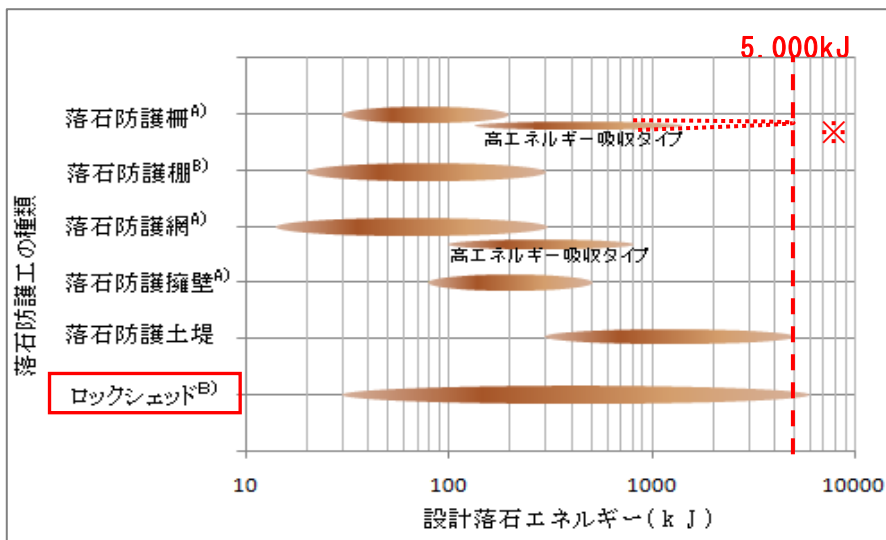


図-1.2 落石防護工の適用範囲 (落石対策便覧¹⁾より抜粋)

※ 近年、落石防護柵(ネット)工は 5,000kJ まで対応可能なものが開発されている。



写真-1.1 ロックシェッドの一例



写真-1.2 落石による被災事例 (2008)

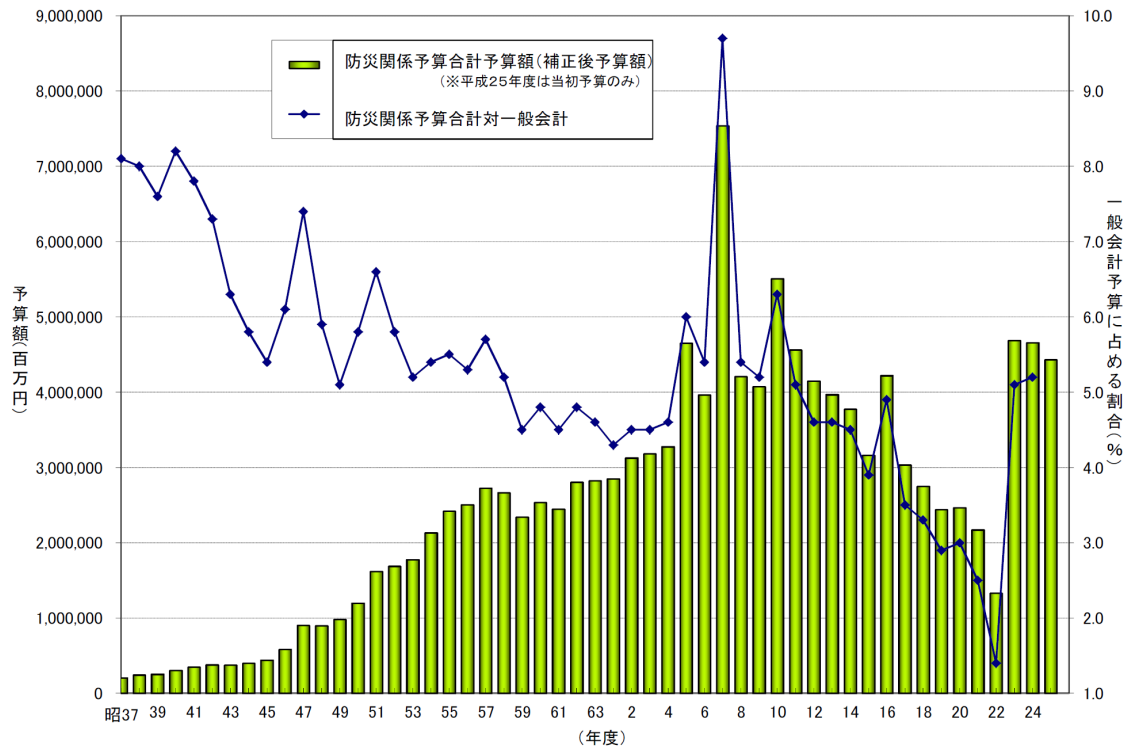


図-1.3 防災関係予算額の推移 (H25 防災白書²⁾ より)

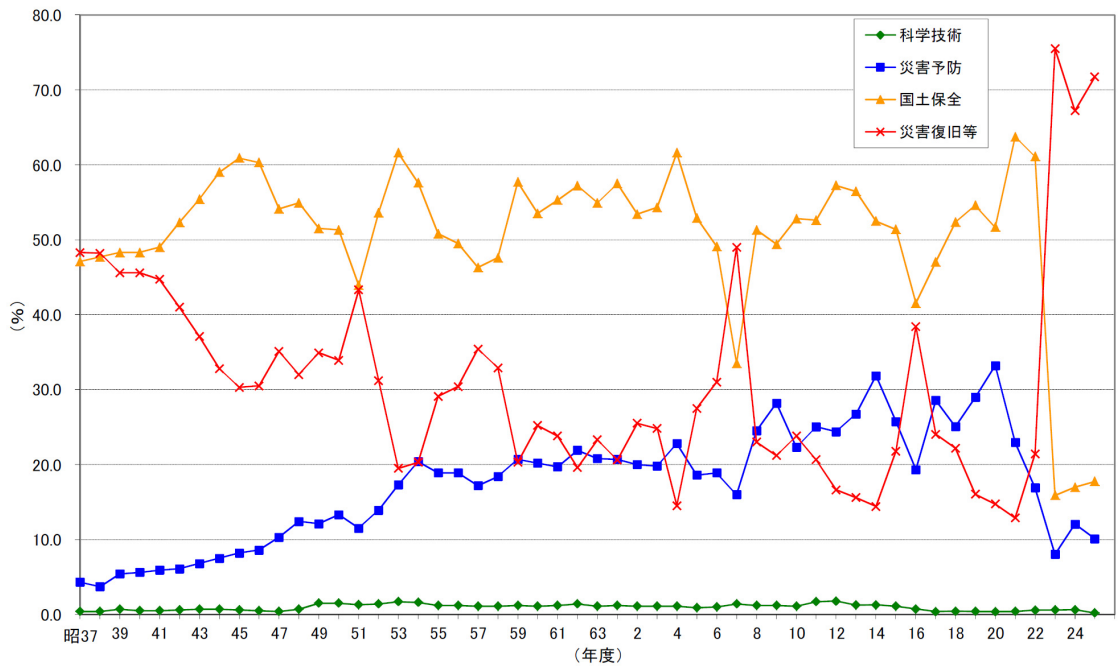


図-1.4 防災関係予算内訳割合の推移 (H25 防災白書²⁾ より)

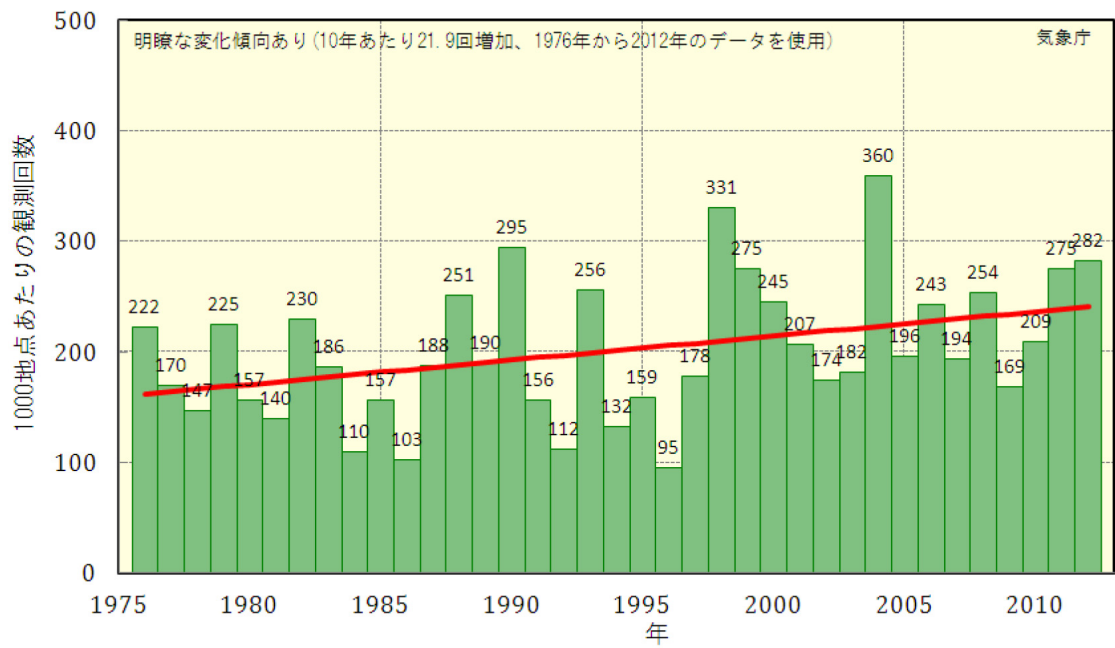


図-1.5 1時間降水量50mm以上の年間観測回数 (H25 防災白書²⁾より)

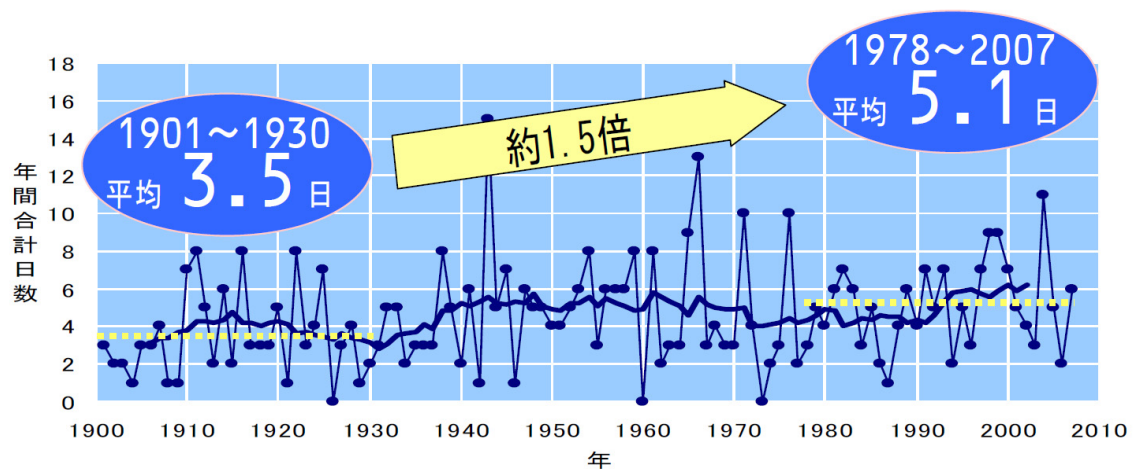


図-1.6 日降水量200ミリ以上の日数 (H21 防災白書³⁾より)

土木構造物の設計の多くが性能規定を取り入れている中、ロックシェッドに関しては、未だ落石対策便覧等^{1),4)}の要領に基づき許容応力度法によって設計が行われている。既往研究^{5)~8)}によれば、これらの構造物は、前述のように終局限界耐力に対して大きな安全率を有していることが明らかとなっている。これより、性能照査型設計法の概念を用いたロックシェッドの耐衝撃設計が可能になれば、新設計の場合には構造のスリム化が可能となり、補強設計の場合には補強工を合理的かつ最小限に留めることができ、いずれの場合においても建設コストの縮減が見込まれることから、新設計法の確立が急務となっている。

このような状況下、室蘭工業大学および(独)土木研究所寒地土木研究所（以下寒地土木研究所）ではRC製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法を確立するために、部材単位として小型RC梁、小型RC版、大型RC梁、大型RC版、構造単位として左右対称形の小型RC門型骨組、小型RC箱型構造、そして実ロックシェッドの2/5縮尺模型を、更には入力荷重を定量化するための敷砂緩衝材（小型・大型）、三層緩衝構造に関する実験的および数値解析的検討を行って来た。

以上より、本研究では、RC製ロックシェッドに関する実務設計に対応可能な衝撃応答解析法の確立を最終目的に、基礎的研究として1/2縮尺RC製箱型ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験を実施し、これらの実験結果を基本に実務設計での採用を前提に、三次元弾塑性有限要素解析法より簡易で汎用性の高い三次元動的骨組解析法（以降、骨組解析法）を取り上げ、その適応性について検討を行った。なお、提案の骨組解析法では、弾性から終局状態までの塑性状態を解析可能にするために、曲げモーメントと曲率関係にはファイバーモデルを適用している。

以上に述べたRC製ロックシェッドの衝撃応答解析法の確立に向けて、検討を行う上での課題を以下に示す。

- 1) RC製ロックシェッドの衝撃荷重作用時における各部材の動的挙動および破壊性状の把握
- 2) RC製ロックシェッドの衝撃荷重載荷時における骨組解析法の適用性検討と精度向上のための解析モデルの構築

1.2 既往の研究

本研究において対象としている RC 製ロックシェットの耐衝撃性に関する研究は、我が国では土木工学の分野における落石の衝撃問題に位置づけられる。落石による衝撃問題に関する研究は、ロックシェットの耐衝撃設計法の確立を目的として、落石衝撃力の評価や緩衝構造に関する研究、衝撃応答解析法の適用性に関する研究、RC 部材の耐衝撃挙動に関する研究、ロックシェットの耐衝撃設計に関する研究等が多くの機関で盛んに行われている。これらの研究成果は貴重な参考文献となっていることから、以下に整理し述べる。

(1) 落石衝撃力評価に関する研究

各種実験での落石による衝撃力評価には、直接本体構造に落石が衝突し衝撃荷重が作用する場合と衝撃荷重が緩衝構造を伝達して本体構造に作用する場合に大きく分類され、次の2つの方法が用いられている。なお、衝撃実験では、落石の代わりにコンクリート製や鋼製の重錘を使用している。前者に関しては、重錘衝突時の発生加速度により重錘が受ける衝撃力を求め、これを本体構造への作用衝撃力としている。(以下、重錘衝撃力)。後者の場合には、緩衝構造と本体構造が接している面における衝撃応力を測定し、これらを集積評価した合力を衝撃力としている(以下、伝達衝撃力)。

前者に関する研究の中で代表的なものとしては、寒地土木研究所(旧北海道開発局土木研究所)による一連の実験^{9)~11)}、鋼材倶楽部の研究報告¹²⁾、吉田らの実験的研究^{13)~16)}や土木研究所(旧建設省土木研究所)での報告^{17)~18)}がある。

後者に着目した研究では、衝撃的な現象を忠実に計測しようとする場合に、測定機器の応答周波数が問題となることから、中野ら¹⁹⁾は衝撃実験用に新たなロードセルを開発し、これを用いた各種の実験を行っている。

一方、実設計では、落石対策便覧¹⁾や北海道開発局の道路防災工調査設計要領(案)(落石対策編)⁴⁾等が用いられているが、そこでは振動便覧式²⁰⁾を用いて衝撃力を評価することとしている。しかしながら、この式は二弾性体の球の衝突問題を基本とし、これに Hertz の接触理論を適用して衝撃力を算定評価している。そのため、土の非弾性効果が含まれていない点やその適用範囲等において課題があることに留意しなければならない。

実験的な検討以外にも、衝撃力評価に関する解析的な研究として、園田ら²¹⁾は Hertz の式を改良するため Kelvin-Voigt モデルを用い、土の非弾性効果を考慮して衝撃力を求めている。また、三上ら²²⁾は、四要素モデルを用いて砂の非弾

性効果の他、荷重分散効果も考慮して衝撃力の評価を行っている。更に、園田ら²³⁾は三要素モデルでの個別要素法（DEM 解析）を用いて衝撃力を評価することも試みている。また、芳村ら^{24)~25)}は Hertz 式の簡便性を生かしつつ、Hertz 理論に基づく接触変形と緩衝材の弾性変形を考慮して、エネルギーのバランス条件に基づいた衝撃力評価式を提案している。近年では、前田ら^{26~27)}が個別要素法（DEM 解析）を用いて落石衝突時における敷砂緩衝材の応力伝播のメカニズムや種々の緩衝材（土砂や碎石など）に対する落石衝撃力および伝達衝撃力の定量化に関する研究を推進している。

(2) 緩衝構造に関する研究

緩衝構造に関する研究は、緩衝工がロックシェットの頂版上に設置されることが多いことより、ロックシェットに用いた緩衝工に対する多くの研究成果がある。緩衝構造は、落石エネルギーを緩和し本体構造の損傷を軽減する目的で設置される。

敷砂緩衝材に関する理論的な研究としては、室蘭工業大学による報告²⁸⁾やエネルギー基準による敷砂厚算定に関しての園田ら²⁹⁾の研究がある。

また、軟弱地盤等での盛土材として使用されている発泡スチロール（EPS）が高い衝撃特性を有していることに着目し、その落石に対する緩衝材としての適用性に関する吉田ら³⁰⁾や寒地土木研究所（旧北海道開発局土木研究所）^{31)~34)}等の研究がある。さらに、寒地土木研究所および室蘭工業大学は、EPS 材の高エネルギー吸収特性を更に有効的に利用するためと、単層で用いた場合の欠点を補うことを目的に、EPS 材と RC 版および敷砂材という異種材料を組合わせた新しい緩衝システムである三層緩衝構造を開発し、実用化のための各種実験を実施^{35)~38)}し、設計手法³⁹⁾も確立している。これら以外にも、緩衝材として古タイヤを用いた場合の実験的研究⁴⁰⁾、高密度 EPS を用いた緩衝性能に関する実験⁴¹⁾、三層緩衝構造の概念を応用し落石防護擁壁用の緩衝材として改良した二層緩衝構造^{42~47)}やジオグリッドを埋設したソイルセメントと EPS ブロックを組み合わせた新たな緩衝システムの研究^{48~63)}も行われている。また、岡田ら⁶⁴⁾は、敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェットの衝撃応答解析を行う上で重要となる敷砂緩衝材の材料構成則を確立し、解析精度を大幅に向上させている。さらに、現在、室蘭工業大学・寒地土木研究所・名古屋工業大学との共同研究において、大型緩衝材衝撃実験装置を用いて、敷砂や国外（スイス等）で敷砂に代わって採用されている碎石を用いた実規模の重錘落下実験を実施し、これらの緩衝効果について個別要素法（DEM）や有限要素法（FEM）を用いた数値解析的研究も進めている。

(3) 衝撃応答解析法および構造部材に関する研究

RC製ロックシェッド頂版等のRC部材の衝撃応答解析に関しては、吉田ら^{65), 66)}は、ロックシェッド屋根部の衝撃応答解析に有限要素法（FEM）を用いた研究を行っており、岸ら⁶⁷⁾は両端単純支持矩形版の衝撃応答解析に有限帯板要素法（FSM）を適用している。また、菅田ら⁶⁸⁾は、RC製骨組に衝撃荷重が載荷した場合の弾性衝撃解析を行うために、剛性マトリックス法にモード法を併用した解析方法を採用し、その適用性についての検討を行っている。梶谷ら^{69), 70)}は、緩衝材として粒状体である敷砂が用いられていることに着目し、RC製あるいはPC製のロックシェッドを想定してDEM法の適用性に関する研究を行っている。さらに、佐藤ら⁷¹⁾は衝撃を受けるRC版の挙動に関する実験を行っており、三上ら⁷²⁾は鉄筋に代わるアラミド繊維製の新素材繊維ロッドを使用したRC版の耐衝撃挙動に関する研究を行っている。

室蘭工業大学および寒地土木研究所では、RC製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立することを目的に、以下のような基礎的研究を実施している。

小型RC梁に関する研究^{73), 74)}では、曲げ破壊型で終局に至る場合には入力エネルギーと残留変位や最大変位に高い相関があり、静的曲げ耐力は入力エネルギーと残留変位あるいは最大変位から算定可能であることを明らかにしている。また、RC梁の繰り返し衝撃荷重載荷時の累積損傷の程度や残存耐力を評価可能な三次元弾塑性有限要素法による解析手法も確立している。

小型RC版に関する研究^{75), 76)}では、最大重錘衝撃力を作用衝撃力と仮定し、作用衝撃力に対して動的耐力を照査する設計法を提案している。すなわち、作用衝撃力（Hertz式による計算値の1/4） \leq （動的応答倍率の下限値（2.0） \times 計算静的押抜きせん断耐力），とすることで安全側の耐衝撃設計が可能であること等を明らかにしている。

大型RC梁に関する研究^{77~84)}では、ロックシェッド頂版の単位幅（1m）に相当する大型RC梁を製作して重錘落下衝撃実験を実施し、終局までの耐衝撃挙動について検討を行っている。その結果、1）敷砂を設置した場合の終局時の破壊形態は曲げ破壊型になること、2）現行設計法による設計落石エネルギーは終局エネルギーに対して25倍程度の安全余裕度を有していることや、3）累積残留たわみや最大たわみは累積入力エネルギーとほぼ線形関係にあること等を明らかにしている。また、解析的研究では、上記実験結果を詳細に再現可能な三次元弾塑性有限要素法による解析手法を確立している。更に、破壊エネルギー等価の法則を導入することで解析精度を低下させずに要素分割長を大きくすることが可能

となり解析時間の短縮,解析コストの縮減を可能とする解析手法も提案している.

大型RC版に関する研究^{85~87)}では, RC製ロックシェットの頂版を模擬した平面寸法 5 m × 4 m の大型試験体を製作し, 緩衝材無や緩衝材として敷砂および碎石を用いる場合の三種類について重錘落下衝撃実験を実施し, 終局までの耐衝撃挙動について検討を行っている. その結果, 緩衝工を設置することにより, 破壊モードが押し抜きせん断破壊型から曲げ破壊型へ移行すること, 敷砂の場合にはラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式を用いることにより評価可能となる等を明らかにしている.

小型 RC 門型構造に関する研究^{88), 89)}では, RC 門型構造の衝撃荷重載荷時の応答特性を明らかにすることを目的として, 小型 RC 門型構造模型の重錘落下衝撃実験を実施し, 衝撃応答特性の検討を行っている. その結果, 変位性状に関しては静載荷実験結果と重錘落下衝撃実験結果は類似の性状を示すが, 終局状態まで考慮に入れる場合には衝撃荷重の静的荷重置換法での検討は多くの課題があることを明らかとしている. また, 上記で確立した RC 梁における 三次元弾塑性衝撃応答解析手法を用いた解析結果から, 衝撃力波形や変位応答波形性状は概ね再現されていることや, ひび割れ特性に関しても柱部の損傷状況は若干過小評価をしているものの骨組全体の損傷状況を良く再現しており, 提案の解析手法が RC 製門型骨組に適用可能であることを示している.

小型 RC 箱型構造に関する研究⁹⁰⁾では, 小型 RC 箱型構造模型の重錘落下衝撃実験を実施し, その耐衝撃挙動について検討を行っている. その結果, 押し抜きせん断破壊で終局に至ることや, 衝突エネルギーの増加に対応して載荷点直下の変位は線形的に増加するが, 押し抜きせん断面が形成されるような入力エネルギーに対しては変位が急増すること等を明らかにしている. また, 解析的研究においても前述の RC 門型骨組と同様の解析手法を用いることで, 重錘衝撃力波形, 変位波形および変位分布性状やひび割れ分布性状については概ね再現可能であることを示している. ただし, 押し抜きせん断破壊等による局部変形に関する再現性はやや低いこと等が明らかにしている.

一方, 室蘭工業大学および寒地土木研究所では, アーチ構造に関する研究も行っている.

小型RCアーチ構造に関する研究^{91~93)}では, その耐衝撃挙動を把握することを目的に, 梁幅を変化させた小型RCアーチ構造模型に関する重錘落下衝撃実験および静載荷実験を実施している. その結果, アーチの幅員が小さい場合には, 曲げ破壊で終局に至る. しかしながら, アーチの幅員が広く版状の場合には押し抜きせん断破壊で終局に至ることから, 衝撃荷重が大きい場合には十分なアーチ効果

が発揮されず脆性的な破壊に至る可能性があり、留意が必要となること等を明らかにしている。

更に、実規模アーチ構造に関する研究^{94~96)}では、廃道区間に建設された実際のアーチ構造（越波覆道）を用いて、緩衝材の種類と入力エネルギーを変化させた重錘落下衝撃実験および三次元弾塑性衝撃応答解析を実施し、実アーチ構造の耐衝撃挙動に関する研究も行っている。その結果、矩形箱型構造と挙動が大きく異なることや断面曲げモーメントと軸力の最大応答はほぼ同時刻に発生すること、ブロック中央部載荷とブロック端部載荷では応答値に有意な差がないこと、アーチ構造に対しても三層緩衝構造の緩衝効果は矩形箱型構造に用いた場合と同様であることを明らかにしている。

(4) RC 製ロックシェットの耐衝撃設計に関する研究

RC 製ロックシェットの耐衝撃挙動に関する研究としては、寒地土木研究所（旧開発土木研究所）および室蘭工業大学が実施した一般国道 336 号美幌覆道および一般国道 228 号立岩覆道における実証実験^{97), 98)}がある。これらの実験では、敷砂および三層緩衝構造を用いて重錘を所定の高さから衝突させた場合の衝撃力評価ならびにロックシェット本体の耐衝撃挙動が詳細に測定されている。また、衝撃応答解析結果と実験結果との比較によって、伝達衝撃力を入力荷重として用いることの妥当性が確認されている。さらに三次元有限要素法に基づいた衝撃応答解析の妥当性も検証されており、同解析法を用いて算定した断面力を基に RC 製ロックシェットの三次元動特性を考慮した許容応力度法レベルでの設計手法も提案している⁹⁹⁾。さらに、室蘭工業大学および寒地土木研究所では、RC 製ロックシェットの性能照査型耐衝撃設計法の確立を目指して、2/5 縮尺模型を対象に研究^{100), 101)}を行っており、終局までの繰り返し載荷を行っている。実験においては、左右非対称構造形式の耐衝撃挙動を詳細に把握するとともに、その非対称性が応答性状に及ぼす影響について検討を行っている。その結果、重錘衝撃力は、敷砂厚と重錘径による割増係数 α を考慮しラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式を用いることにより評価可能になること、頂版部から終局に至り、その破壊性状は曲げ破壊と押し抜き破壊が同時に発生したような性状を示すことや柱上部も圧縮破壊に至る変状をきたすことなどを明らかにしている。また、これらの実験結果を基に三次元弾塑性衝撃応答解析を実施して、終局までの耐衝撃挙動を高精度に再現可能な解析手法を確立している。さらに、コンクリート要素に関して、破壊エネルギー等価の概念を適用することで解析精度を保持しながら解析時間・解析コストの効率化を図る手法を提案してい

る。

近年、岸ら¹⁰²⁾は、簡易解析手法の構築に関する研究も行っている。すなわち、実務設計を考え、橋梁等の耐震性能の評価に使用されてるファイバー要素を用いた二次元骨組解析法を用いた検討を行ない、荷重分担幅（有効幅）を調整することで、落石荷重作用時における耐衝撃挙動を概ね再現可能であることを明らかにしている。ただし、有効幅は形状寸法や荷重規模によって変化し、2次元化する際の有効幅を一義的に決定出来ないこと等の課題も指摘している。

一方、PC製ロックシェッドに関しては、実規模覆工を用いた研究では、日本サミコンの研究¹⁰³⁾や寒地土木研究所（旧北海道開発土木研究所）および室蘭工業大学における実規模PC逆L型および門型ロックシェッドに関する実験的研究^{104)~110)}がある。これらの研究では、桁の荷重分担率や構造形式の違いによる耐荷性状の検討、あるいは部材そのものの終局耐力に関する検討が行われている。さらに、PRC部材や接合部に関する研究が（独）土木研究所（国土交通省土木研究所）^{111)~113)}で実施されている。また、寒地土木研究所および室蘭工業大学では、部材そのものの耐荷力や残存耐力、靱性能やエネルギー吸収能を向上させるための研究^{114)~117)}も実施している。

1.3 研究の概要

本研究では、RC製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法の確立を最終目的として、1/2縮尺模型を用いた重錘落下衝撃実験を実施し、この実験結果を基に、三次元動的骨組解析法（骨組解析法）の適用性に関する検討を行った。更に、実規模実験に関する試験設計および各入力エネルギー下での耐衝撃挙動を推定し、実規模実験結果との比較検討を行い、提案の解析手法の実構造への適用性について検討を行った。この際、以下に示す項目に着目して検討を行っている。なお、図-1.7にRC製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法の確立に向けた研究の流れと本研究との位置づけをフロー図にして示している。

- 1) 1/2縮尺RC製ロックシェッド模型に重錘が衝突した際の重錘衝撃力、頂版・柱・側壁など各部材の耐衝撃挙動および破壊性状の把握と入力エネルギーとの関係
- 2) 骨組解析法の1/2縮尺RC製ロックシェッド模型に関する耐衝撃問題への適用性検討、実験およびFEM解析結果を再現可能な解析手法の確立
- 3) 実規模模型実験に対する現行設計法による試設計および設計耐力と終局耐力との比較検討、骨組解析法の実規模ロックシェッドへの適用性および妥当性の検証

本論文は、全6章で構成されており、各章の概要は以下のとおりである。

第1章では、研究の背景や目的について述べると共に、本研究に関連する既往の研究の整理を行った。

第2章では、比較的容易に解析可能な骨組解析法について、既往の小型RC梁に関する重錘落下衝撃実験結果を基に耐衝撃問題への適応性の検証を行い、更に解析精度の向上を目的として要素分割長や材料構成則を変化させて精度の検討を行っている。

第3章では、1/2縮尺RC製ロックシェッド模型を用いた重錘落下衝撃実験を実施して、重錘衝撃力や衝撃荷重作用時の応答挙動や破壊性状について入力エネルギー毎に、頂版・柱・側壁の各部材について整理検討している。

第4章では、第3章で行った実験結果と三次元弾塑性衝撃応答解析結果を対

象に，簡易解析法である骨組解析法を行い，1/2 縮尺 RC 製ロックシェッドの耐衝撃問題への適用性を検討している．

第 5 章では，これまでの縮尺模型実験で確立した解析手法の検証を目的に，室蘭工業大学，釧路工業高等専門学校，寒地土木研究所，名古屋工業大学およびチューリッヒ工科大学との共同研究で実施した実規模 RC 製ロックシェッドに関する重錘落下衝撃実験結果を対象に，従来設計法である許容応力度法による試験体の断面設計を行った．また，本研究で設計した試験体を対象に骨組解析を実施して，各実験ケースでの耐衝撃挙動および破壊性状を推定した．更に，実験結果を基に入力衝撃荷重を見直して骨組解析を実施し，実験結果と解析結果を比較することで本解析手法の実規模ロックシェッドへの適応性を検討した．

第 6 章は本研究の総括であり，ここで得られた成果を要約するとともに，今後の研究課題および展望を述べている．

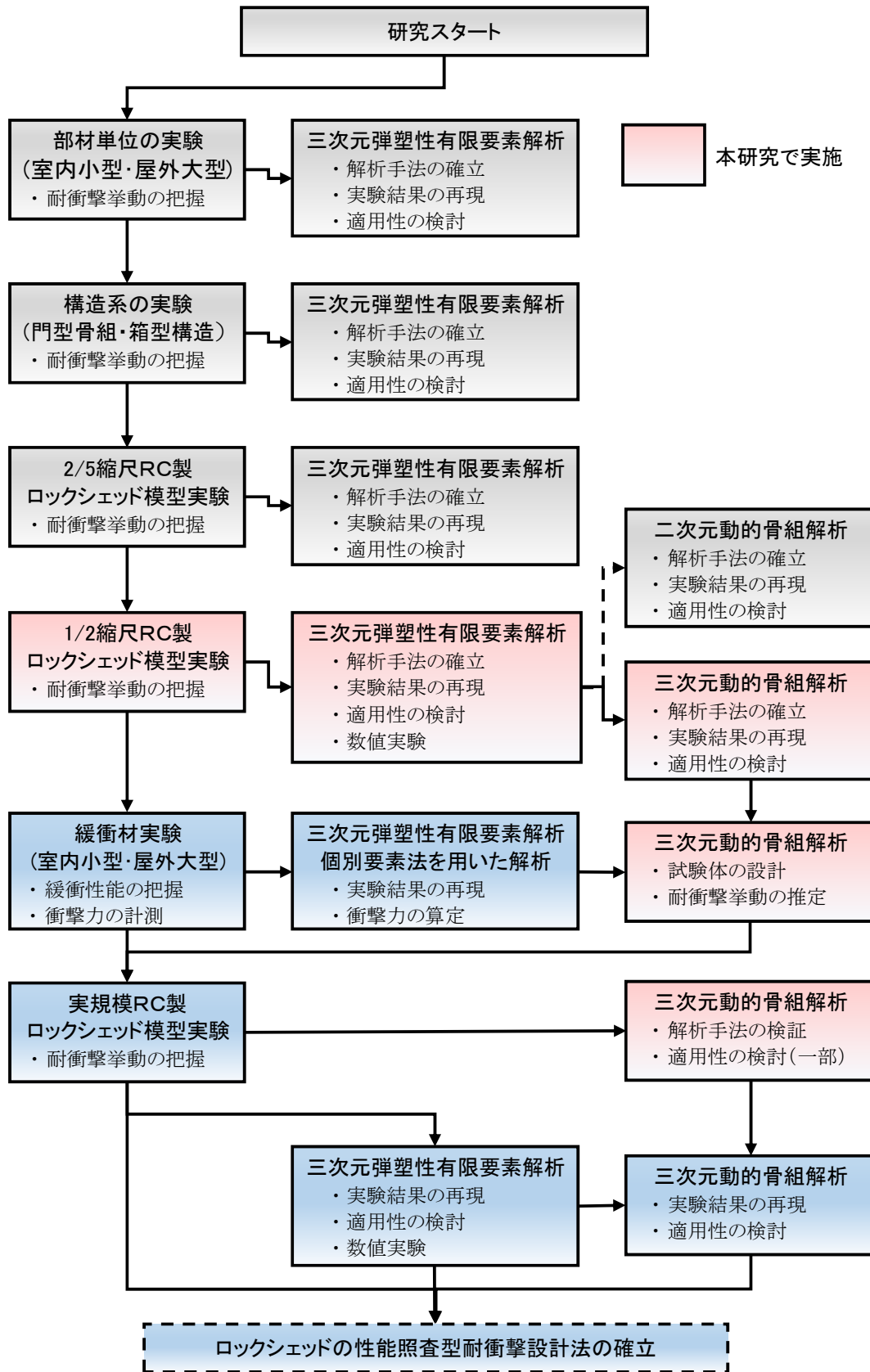


図-1.7 ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法確立に向けた研究の流れ

第2章 動的骨組解析法の精度向上に関する検討

2.1 概説

構造物の耐震設計分野では、構造物の地震時挙動や耐震安全性を検討するために非線形な断面曲げモーメント－回転角 ($M-\theta$) 関係や断面曲げモーメント－曲率 ($M-\phi$) 関係を用いた解析手法が用いられている。これらの解析手法は軸力変動が無い場合にはいずれも同等の結果が得られるが、軸力変動が大きい場合には、 $M-\theta$ や $M-\phi$ モデルの適用が困難である。

本研究対象であるRC製ロックシェッドの場合には、落石衝撃力による各部材の応答を再現する必要があることから、部材軸力が瞬時に大きく変化する挙動に対しても適用可能な構成則モデルを用いた三次元非線形動的骨組解析法を採用することとした。

ただし、本解析手法は、落石のような衝撃荷重を受ける構造物の衝撃応答解析への適用事例が無いことから、本章では既往の小型RC梁に関する重錘落下衝撃実験結果との比較により衝撃応答解析への適用性を検討することとした。この際、本研究対象のロックシェッドの破壊形態は、曲げ破壊型となるように頂版上に緩衝材を設置することから、本章で検討するRC梁においても曲げ破壊型で終局に至る試験体を抽出し、実験結果と比較検討を行うこととした。

なお、本数値解析に用いた構造解析プログラムは、ファイバー要素を用いた三次元非線形動的骨組解析コード Engineer's Studio¹¹⁸⁾ (Ver.1.07.00) である。

2.2 ファイバー要素を用いた動的骨組解析法の概要

ファイバーモデルは、部材断面を「セル」とよばれる微小要素に分割し、その各セルにおける垂直応力と垂直ひずみの関係の基に与えられた軸力に対して断面中立軸と断面曲げモーメントを求めることを基本とする。断面方向の塑性化は、断面分割された各セルの応力－ひずみ関係から評価することができる。したがって、軸力が変動するような現象に対しても、その影響が自動的に考慮されることとなる。さらに、2軸方向の曲げモーメントと軸力の相関も、二次元的にセルを分割することにより考慮することが可能である。部材軸回りのねじりに関しては弾性として設定した。部材軸方向の塑性化は、部材を部材軸方向に分割することにより塑性化の進展を表現することができる。

本コードでは、複雑な応力－ひずみ関係を考慮できる他、コンクリートなどの圧縮と引張で材料の特性が異なるような物性に関しても考慮することが可能であ

る¹¹⁸⁾。

2.3 検討概要

本章では、衝撃荷重を受ける小型RC梁を対象に、提案の解析コードを用いて骨組解析を実施し、その適用性に関する検討を行う。また、解析精度の向上を目的に要素分割長およびコンクリートの材料構成則の違いに関するパラメータスタディを実施した。ここでは、形状寸法の異なる2種類の矩形RC梁に関する重錘落下衝撃実験⁷⁴⁾を対象に数値解析を実施し、載荷点変位および支点反力に着目して検討を行った。

2.3.1 小型 RC 梁に関する衝撃実験

(1) 試験体概要

図-2.1には、本数値解析に用いたRC梁の形状寸法および配筋状況を示している。A梁は梁幅が200mm、梁高が250mm、純スパン長が3m、B梁はそれぞれ200mm、300mm、2.7mの矩形RC梁である。また、表-2.1には、コンクリートおよび鉄筋の力学的特性値の一覧を示している。表-2.2には、表-2.1を用いて評価したRC梁の静的設計値の一覧⁷⁴⁾を示している。表-2.2より、本RC梁は計算せん断余裕度が1.5以上であることより、静的には曲げ破壊型で終局に至ることが分かる。

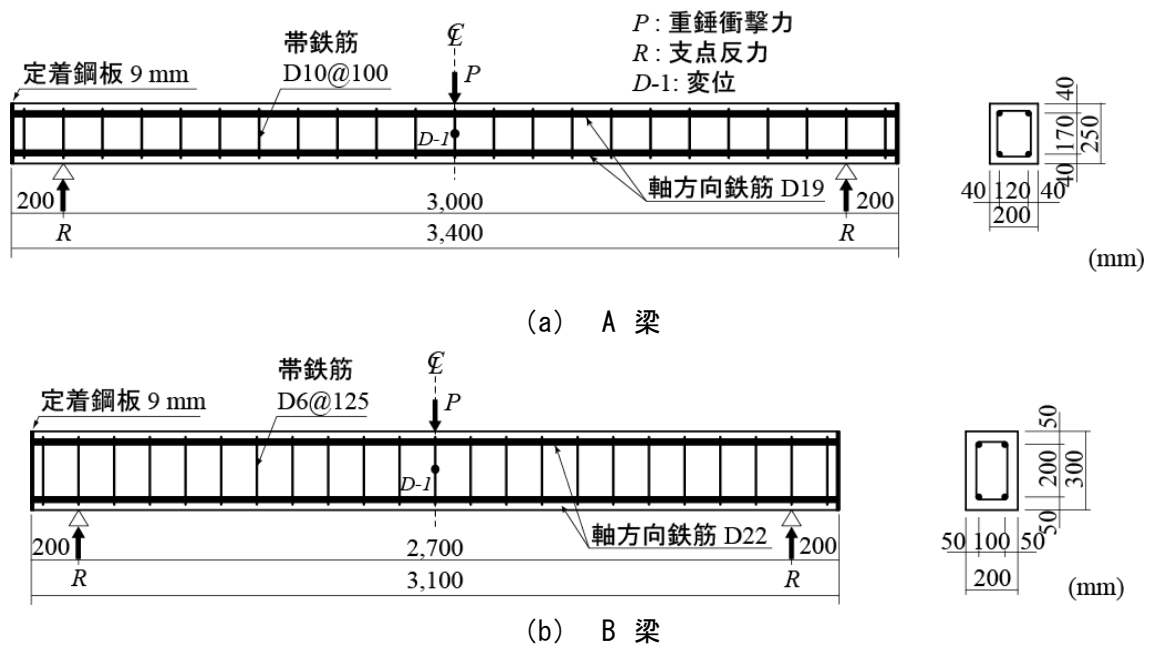


図-2.1 解析に用いたRC梁の形状寸法および配筋状況

表-2.1 コンクリートおよび主鉄筋の力学的特性

試験体名	コンクリートの圧縮強度 f'_c (MPa)	主鉄筋				
		呼び径	綱種	降伏強度 σ_y (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
A 梁	23.5	D19	SD345	404	206	0.3
B 梁	23.6	D22	SD345	380	206	0.3

表-2.2 静的設計値

試験体名	主鉄筋比 P_t (%)	計算曲げ耐力 P_{usc} (kN)	計算せん断耐力 V_{usc} (kN)	計算せん断余裕度 α
A 梁	1.36	57.5	97.4	1.70
B 梁	1.55	94.9	117.6	1.87

(2) 実験方法

実験は、鋼製重錘を所定の高さから梁スパン中央に一度だけ自由落下させることにより実施している。表-2.3には実験ケースを一覧にして示している。使用した重錘の質量は、A梁およびB梁で異なり、それぞれ 300 kg, 500 kgである。RC梁は写真-2.1に示すように支点反力測定用ロードセル付きの支点治具上に設置し、かつ重錘落下衝撃荷重載荷時の梁端部の跳ね上がりを防止するために、鋼棒と鋼梁からなる跳ね上がり防止治具を用いて固定することとしている。なお、跳ね上がり防止治具は支点と共に軸を中心に回転できるように工夫されている。これより、支点部の境界条件は、ピン支持に近い構造となっている。

測定項目は、重錘衝撃力、支点反力および載荷点変位である。なお、後述の解析には、実験で得られた重錘衝撃力を入力荷重として梁スパン中央に与えている。

表-2.3 実験ケース

試験体名	重錘質量 M (kg)	衝突速度 V (m/s)
A 梁	300	4.0,5.0,6.0,7.0
B 梁	500	3.13,4.20,5.05,5.78,6.42,7.00

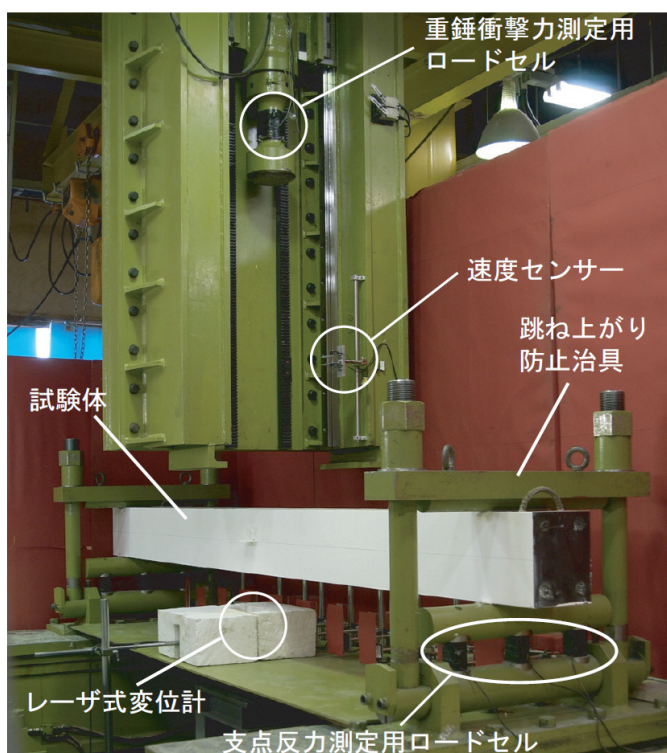
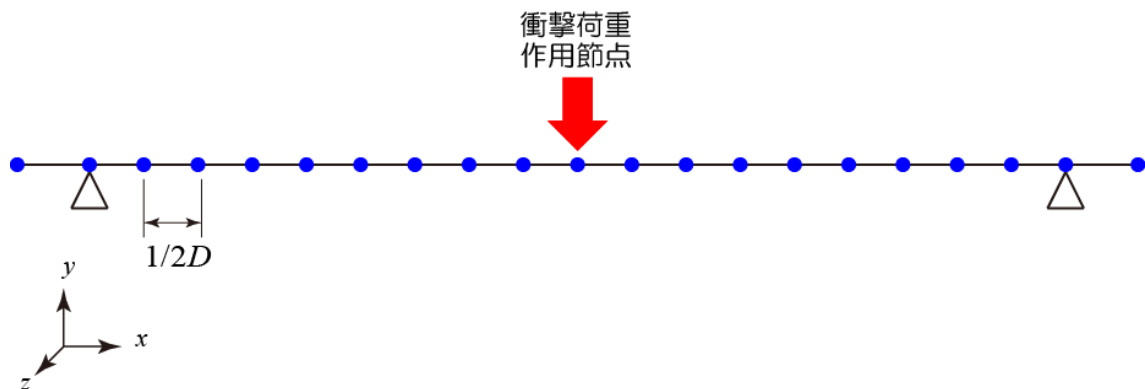


写真-2.1 実験状況写真

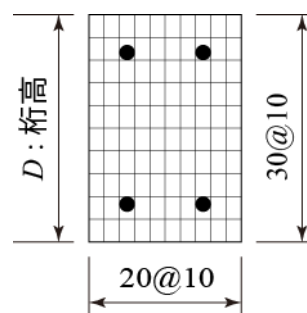
2.3.2 小型 RC 梁に関する動的骨組解析

(1) 数値解析モデルと境界条件

図-2.2 には、本数値解析で用いた軸方向の要素分割状況を示している。要素長に関しては、後述の要素長を変化させた解析の結果を踏まえ、桁高 D の $1/2$ を採用することとした。梁断面のセル分割に関しては、断面図に示すように、梁幅および梁高をそれぞれ 10 分割している。支点の境界条件に関しては、事前解析により、支点治具が動的応答性状に及ぼす影響が極めて小さいことが明らかになっていることより、ここでは省略することとした。なお、支点位置に相当する節点に z 軸回りの回転を許容することによって支点部の挙動を再現することとした。衝撃荷重の载荷方法に関しては、実験結果より得られた重錘衝撃力波形をスパン中央の節点に作用させることによって再現した。減衰定数 h は、質量比例型減衰項のみを考慮することとし、鉛直方向最低次モードに対して予備解析の下に $h = 1\%$ と設定した。また、時間増分 Δt_{cr} は Courant 条件を満足するよう $\Delta t_{cr} = 0.1$ ms とした。



(a) 正面図（軸方向要素分割状況）



(b) 断面図（セル分割状況）

図-2.2 ファイバー要素の分割状況（B梁の場合）

(2) 材料物性モデル

図-2.3 にはファイバー要素に用いたコンクリートおよび鉄筋に関する応力-ひずみ関係を示している。コンクリートに関しては、後述の材料構成則を変化させた解析結果を踏まえ、(a) 図に示す、東京大学コンクリート研究室で開発されたコンクリートの除荷・再載荷を含む経路依存型の構成則モデル^{119), 120)}を用いた。なお、引張軟化係数 C については圧縮強度の 1/10 に達した時点で引張力を負担しないように $C = 7.5$ とした(後述, 2.4.3①参照)。 (b) 図には、鉄筋の応力-ひずみ関係を示している。鉄筋要素に用いた物性モデルは、塑性硬化係数 H' を弾性係数 E_s の1% とするバイリニア型の等方硬化則を適用している。

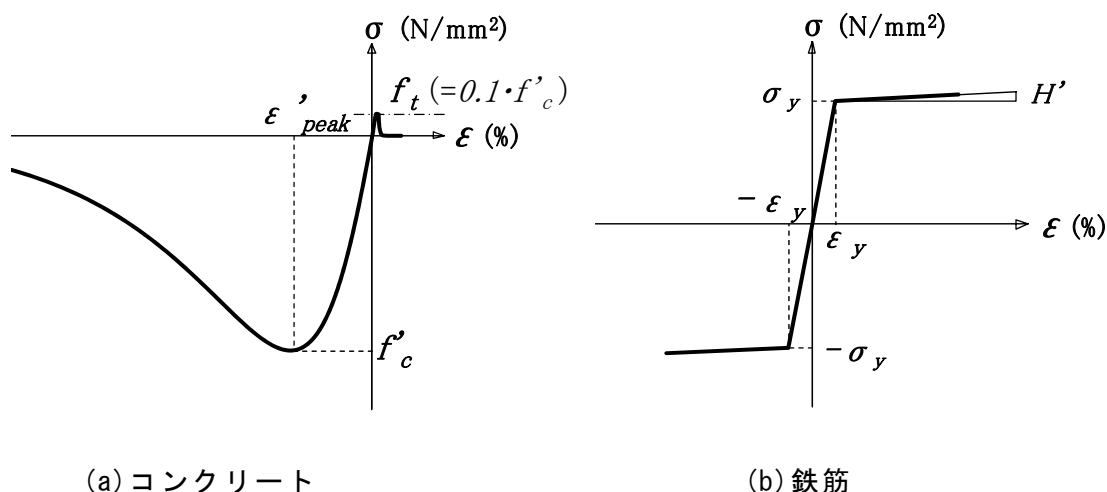


図-2.3 材料構成則

2.4 検討結果

2.4.1 解析結果と実験結果の比較

図-2.4 (a) には実験で得られた重錘衝撃力波形（解析に用いた入力荷重），図-2.4 (b) (c)には支点反力および载荷点変位に関する時刻歴応答波形を実験結果と解析結果を比較して示している．また，表-2.4には各種応答値の一覧を，図-2.5には最大応答値に関する解析結果と実験結果を比較して示している．図中45°の線は，実験結果と解析結果が等しい事を意味している．

図-2.4 (b)より，支点反力に関する実験結果はいずれのケースも重錘衝突直後に負の値を示し，その後，正に反転し最大応答値に至っている．その後は高周波の振動を伴いながら徐々に低下し，自由減衰振動に移行している．減衰自由振動に至るまでの時間に着目すると，(a) 図の重錘衝撃力作用時間が2～3 msであるのに対して，支点反力は30～50 msと長く载荷速度に対応して長くなる傾向にある．これに対して，解析結果は最大応答値は実験値より過小に評価されているものの，波形性状は大略再現していることが分かる．

図-2.4 (c)の载荷点変位応答波形を見ると，実験値は重錘衝突後20～30 msで最大応答値に到達し，その後残留変位を伴いながら減衰自由振動に至っている．最大応答値および残留変位は速度に対応して大きくなっていることが分かる．一方，解析結果をみると，最大応答値，残留変位，応答波形ともに精度良く再現されていることが分かる．

表-2.4および図-2.5より，各応答値と実験結果を比較すると，最大支点反力は，解析結果が実験結果を過小に評価する傾向にあり，その差は約30%程度となっている．一方，最大変位および残留変位は，概ね90%程度の精度で実験を再現していることが分かる．

以上より，本解析手法は，曲げ破壊型で終局に至るRC梁の場合における衝撃応答解析への適用性が高いことが明らかとなった．

第2章 動的骨組解析法の精度向上に関する検討

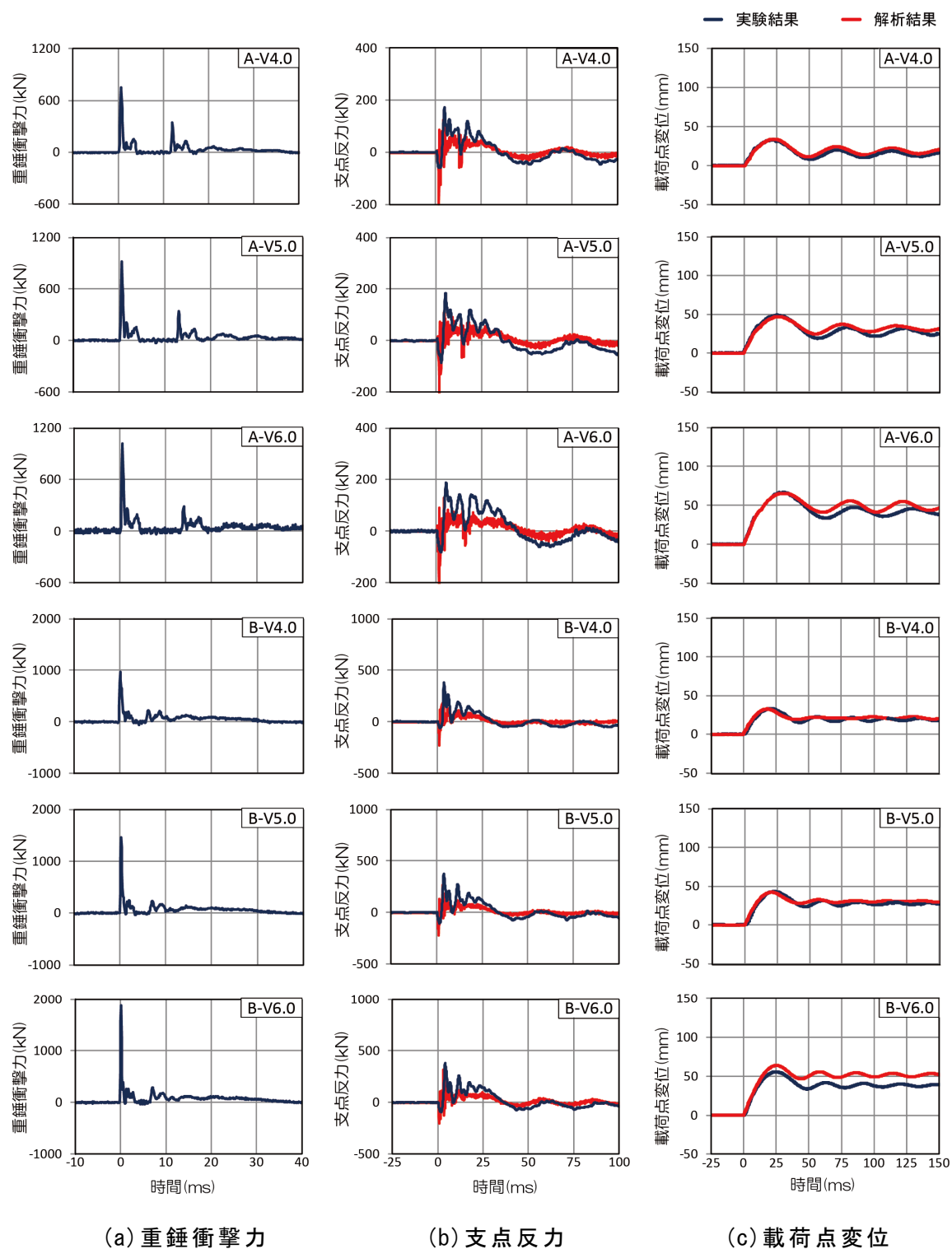


図-2.4 各種時刻歴応答波形に関する実験結果と解析結果の比較

表-2.4 各種応答値一覧

実験 ケース	最大支点反力 Rmax(kN)		最大載荷点変位 δ_{max} (mm)		残留変位 δ_{res} (mm)	
	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果
A-V4.0	173.3	126.2	33.1	33.8	13.6	18.3
A-V5.0	183.5	108.4	49.0	46.9	25.0	31.2
A-V6.0	188.2	130.1	66.8	65.5	42.1	47.3
A-V7.0	172.7	108.1	84.0	83.5	61.5	65.3
B-V3.0	230.8	169.1	20.4	20.8	8.6	11.0
B-V4.0	380.0	184.4	33.1	32.6	18.9	21.4
B-V5.0	372.4	267.7	43.0	42.1	27.3	30.5
B-V6.0	379.0	319.3	55.5	63.9	40.3	51.3
B-V6.5	379.3	357.4	67.2	67.4	48.6	54.2
B-V7.0	408.1	254.2	83.1	64.9	57.5	52.4

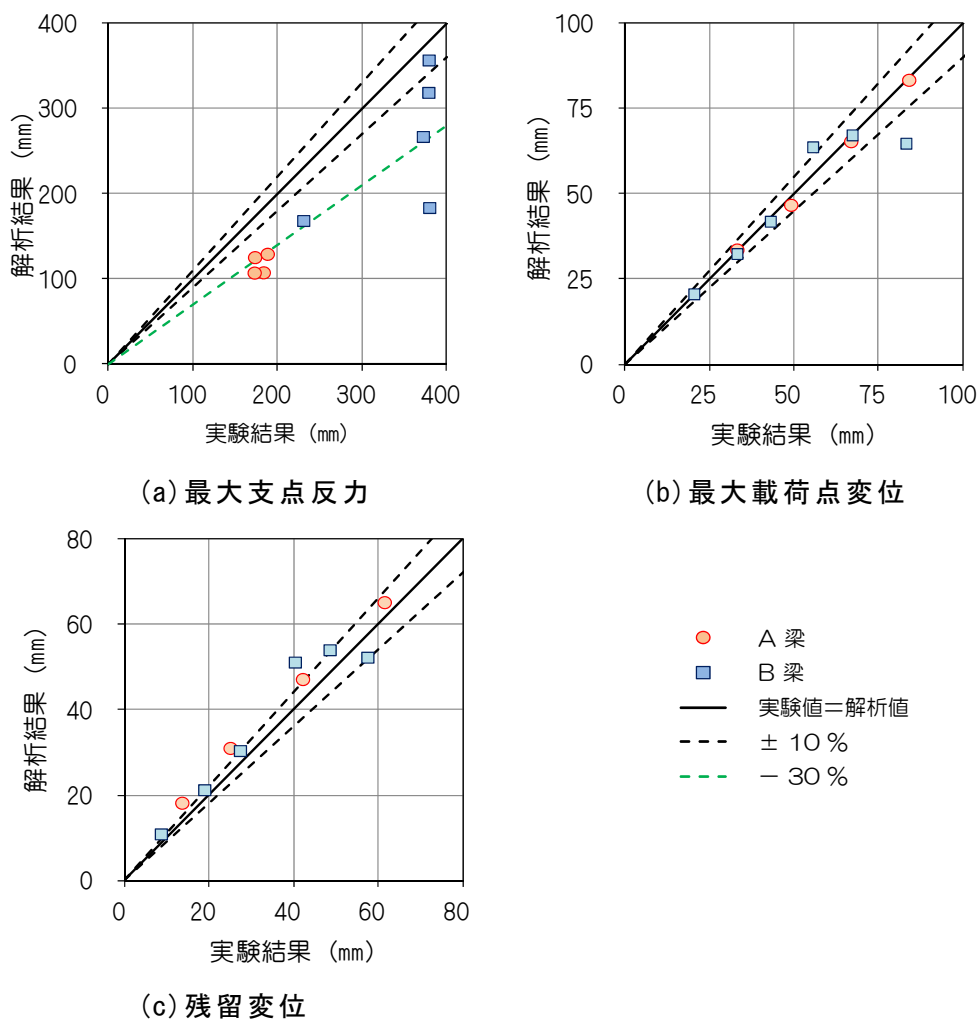


図-2.5 各応答値に関する解析結果と実験結果の比較

2.4.2 要素分割長に関する検討

本節では、耐衝撃問題に対してファイバーモデルを用いて動的骨組解析を行う場合の要素分割長が解析結果に及ぼす影響について検討を行った。検討は前述の小型 RC 梁について行った。本研究では実務設計への適用を視野に入れていることより、解析精度を保持しつつ解析時間をできるだけ短縮可能な要素分割長にすることを前提としている。

表-2.5 および図-2.6 には、要素分割長を部材厚の 0.25 倍から 3 倍（B 梁の場合は 2.25 倍）まで変化させた場合の載荷点における最大変位と実験結果との関係を示している。図-2.7 には、A-V4.0 について上記と同様に要素分割長を変化させた場合の載荷点における応答変位の時刻歴波形を示している。

表-2.5 および図-2.6 より、載荷点における最大変位は要素分割長を大きくすることにより大きくなる傾向を示していることが分かる。これは、要素を大きくすることにより梁の損傷が均等化し擬似的に剛性が低下する範囲が広がったことによるものと推察される。また、要素分割長を部材厚の 0.5 倍とすることで実験結果を精度よく再現可能となり、1.2 倍程度以下にすることで解析結果は実験結果と概ね 10 %以内の誤差に納まることが分かる。

図-2.7 より、載荷点における変位の時刻歴応答波形は、要素分割長が大きいほど最大応答値が大きくなるが、周期は僅かに長くなる程度で大きな差はない。

以上より、要素分割長は部材厚の 0.5 倍程度とし、最大でも 1.2 倍程度以下にするべきであることが明らかとなった。

表-2.5 要素分割長と解析精度（最大変位量）の関係

(単位：mm)

実験結果					実験結果								
					(単位：mm)								
解析結果	L/D	A-V4.0	A-V5.0	A-V6.0	A-V7.0	解析結果	L/D	B-V3.0	B-V4.0	B-V5.0	B-V6.0	B-V6.5	B-V7.0
	0.250	33.00	46.04	64.53	81.91		0.250	20.34	31.60	41.72	64.28	71.25	64.37
	0.500	33.77	46.85	65.55	83.50		0.500	20.80	32.61	42.08	63.90	72.06	64.93
	0.750	35.09	48.31	68.18	86.73		0.750	21.55	34.96	45.39	66.12	75.16	67.19
	1.000	35.65	49.39	70.49	91.01		0.900	22.32	35.52	45.32	68.36	76.55	67.48
	1.200	35.60	49.89	71.53	92.97		1.000	22.52	36.35	45.97	69.21	76.91	67.44
	1.500	39.19	53.17	75.84	99.15		1.125	22.53	36.21	47.58	70.31	78.88	68.47
	2.000	41.77	54.17	76.17	103.62		1.500	24.20	40.08	53.95	79.54	88.12	76.42
	3.000	43.69	60.64	85.38	112.64		2.250	25.91	43.41	55.33	83.46	96.99	81.85
解析結果/実験結果	0.250	0.997	0.939	0.966	0.976	解析結果/実験結果	0.250	0.999	0.954	0.970	1.158	1.060	0.774
	0.500	1.021	0.955	0.981	0.995		0.500	1.021	0.985	0.979	1.151	1.072	0.781
	0.750	1.061	0.985	1.021	1.033		0.750	1.058	1.056	1.056	1.191	1.118	0.808
	1.000	1.077	1.007	1.055	1.084		0.900	1.096	1.073	1.054	1.231	1.139	0.812
	1.200	1.076	1.017	1.071	1.107		1.000	1.106	1.098	1.069	1.246	1.144	0.811
	1.500	1.185	1.084	1.135	1.181		1.125	1.106	1.094	1.107	1.266	1.174	0.824
	2.000	1.263	1.105	1.140	1.234		1.500	1.188	1.210	1.255	1.432	1.311	0.919
	3.000	1.320	1.237	1.278	1.342		2.250	1.272	1.311	1.287	1.503	1.443	0.985

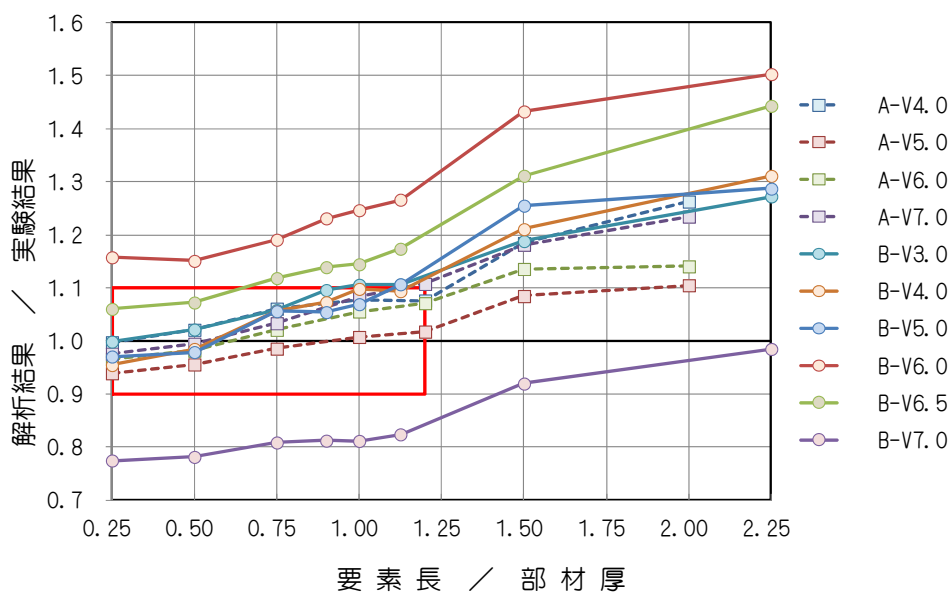


図-2.6 要素分割長と解析精度の関係(1)

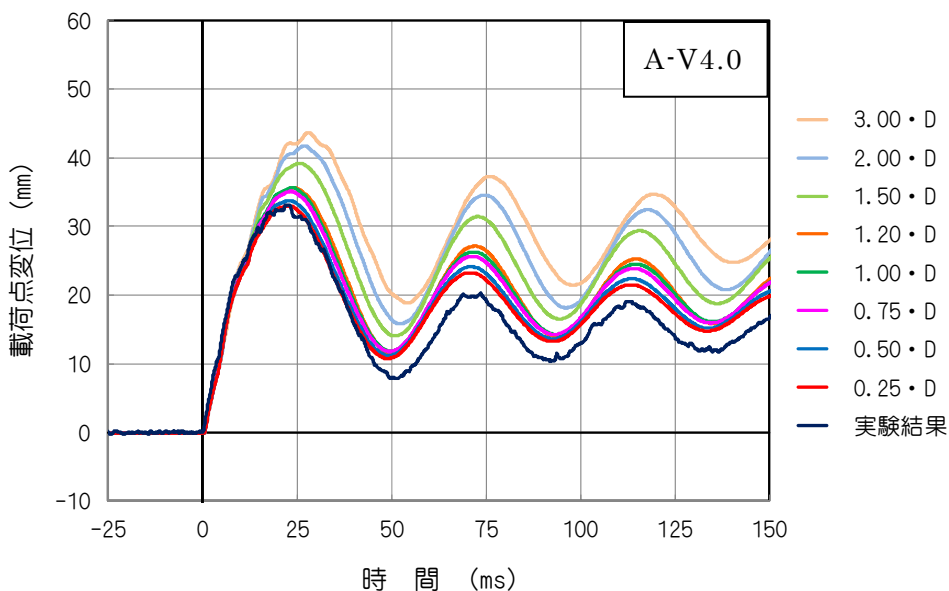


図-2.7 要素分割長と解析精度の関係(2)

2.4.3 材料構成則に関する検討

部材の材料非線形性は、各セルの単軸の応力-ひずみ関係に依存する。特に動的弾塑性解析では、応力-ひずみ関係が正確に表現できる構成則を用いることが必要である。なお、ここでは実務設計に適用することを視野にしていることから、汎用ソフトで実装している構成則を対象に検討を行うこととした。

検討対象は、2.4.1節で行った検討ケースのうちA-V4.0について行った。また、ロックシェッドについても1/2縮尺RC製ロックシェッド模型を対象に実験ケースC-CL-H20を抽出し、検討を行うこととした。これは、単純梁に衝撃荷重が直撃する場合と実ロックシェッドのように緩衝材が設置された場合とでは構造物の耐衝撃挙動が大きく異なることが予想されたためである。なお、1/2縮尺RC製ロックシェッド模型に関する解析モデル等の詳細については、第4章を参照されたい。

比較検討に用いたコンクリートの材料構成則は、以下に示す3モデルとした。

- ① 2次曲線（道路橋示方書¹²¹⁾等の各種設計基準書にて終局曲げモーメント算出用として用いられているモデル）
- ② COM3（東京大学コンクリート研究室で開発されたモデル^{119), 120)}
- ③ JSCE（2002年制定コンクリート標準示方書¹²²⁾で、COM3型を棒部材用に簡略化したモデル）

鉄筋に関しては、橋脚基部のようにかぶりコンクリートが剥落して鉄筋が座屈に至るようなことが想定されないことより、バイリニア型の等方硬化則を用いることとした。

各材料構成則の概略を以下に示す。

(1) 各材料構成則の概要

1) コンクリート

① 2次曲線モデル

図-2.8(a), (b)には“2次曲線モデル”の応力-ひずみ関係を示している。圧縮側に関しては降伏点までを式(2.1)に示す2次曲線で近似し、簡略化のため圧縮軟化は考慮しないものとした。なお、圧縮強度 f'_c にかかる係数 α に関しては $\alpha = 1.0$ とし、降伏時の圧縮ひずみは $\varepsilon_{co} = 0.15\%$ とした。引張強度に関しては、(a)図の引張強度を考慮しないモデルと、(b)図の引張強度 f_t に達した段階で応力を解放するモデルの2ケースとし、引張強度 f_t は圧縮強度 f'_c の1/10と仮定した。

$$\sigma' = \alpha \cdot f'_c \cdot \frac{\varepsilon'}{0.0015} \left[2 - \frac{\varepsilon'}{0.0015} \right] \quad (2.1)$$

$$(0 \leq \varepsilon' \leq \varepsilon_{c0})$$

ここで、

- f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- σ' : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)
- ε' : コンクリートの圧縮ひずみ
- ε_{c0} : コンクリートの終局ひずみ
- α : 圧縮強度 f'_c にかかる係数

② COM3モデル

図-2.8(c)には“COM3モデル”の応力-ひずみ関係を示している。圧縮領域の応力-ひずみ関係を式(2.2)～(2.6)に示す。本モデルは除荷・再載荷を含む経路依存型の構成則モデルである。破壊パラメータ K は、コンクリートを微少構成要素が複数個並列に集合している複合部材と仮定し、耐力を保持している微少構成要素の全数に対する割合として定義している。なお、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮挙動において、ひび割れと直交方向のひずみを変数とする破壊パラメータ低減係数 ω ($0.6 \leq \omega \leq 1.0$) を乗ずることにより、ひび割れを有する場合の圧縮強度が評価できる。しかしながら、梁要素には軸応力と直交方向のひずみは変数として用いることができないため、ここでは $\omega = 1.0$ としている。

$$\sigma' = \omega K E_0 (\varepsilon' - \varepsilon'_p) \quad (2.2)$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left[1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right] \right\} \quad (2.3)$$

$$E_0 = 2 \frac{f'_c}{\varepsilon'_{peak}} \quad (2.4)$$

$$\varepsilon'_{peak} = 447.2 f'_c{}^{1/2} \cdot 10^{-6} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - \frac{20}{7} \varepsilon'_{peak} \left[1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right] \quad (2.6)$$

第2章 動的骨組解析法の精度向上に関する検討

ここで,

- σ' : 圧縮応力 (N/mm²)
- ω : 破壊パラメータ低減係数
- K : 破壊パラメータ
- E_0 : 初期弾性係数 (N/mm²)
- f'_c : 一軸圧縮強度 (N/mm²)
- ε'_{peak} : 一軸圧縮強度に対応する圧縮ひずみ
- ε' : 平均圧縮ひずみ
- ε'_p : 塑性ひずみ
- ε'_{max} : 過去に経験した圧縮ひずみの最大値

次に引張領域の応力-ひずみ関係を式 (2.7) ~ (2.10) に示す. ひび割れ発生後のモデルには, ひび割れ面での応力伝達機構を失った後においても鉄筋との付着作用によりひび割れ間のコンクリートが引張力を伝達する **Tension Stiffening** を考慮している. なお, 本研究は衝撃問題であることより, コンクリートの引張軟化の影響は小さいものと判断し, 引張強度 f_t に達した時点で引張力を負担しないように $C = 7.5$ と設定した.

$$\sigma = R_f f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon} \right)^C \quad (2.7)$$

$$R_f = K^3 \quad (2.8)$$

$$f_t = 0.1 f'_c \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{tu} = 102.9 f'_c{}^{1/6} \cdot 10^{-6} \quad (2.10)$$

ここで,

- σ : 平均応力 (N/mm²)
- R_f : 引張強度低減係数
- f_t : 引張強度 (N/mm²)
- ε_{tu} : ひび割れ発生ひずみ
- ε : 平均ひずみ
- C : 引張軟化係数

③ JSCE モデル

図-2.8(d)には“JSCEモデル”の応力-ひずみ関係を示している。圧縮領域の応力-ひずみ関係を式(2.11)～(2.15)に示す。本構成則は前述のCOM3を簡易化したものである。ここでは構成則の比較検討を目的としているため、簡略化して引張応力は伝達しないものと仮定した。また、一軸圧縮強度に対応する圧縮ひずみ ε'_{peak} は $\varepsilon'_{peak} = 0.2\%$ とする。

$$\sigma' = KE_0 (\varepsilon' - \varepsilon'_p) \quad (2.11)$$

$$K = \exp\left\{-0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left[1 - \exp\left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}}\right)\right]\right\} \quad (2.12)$$

$$E_0 = 2 \frac{f'_c}{\varepsilon'_{peak}} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon'_{peak} = 0.002 \quad (2.14)$$

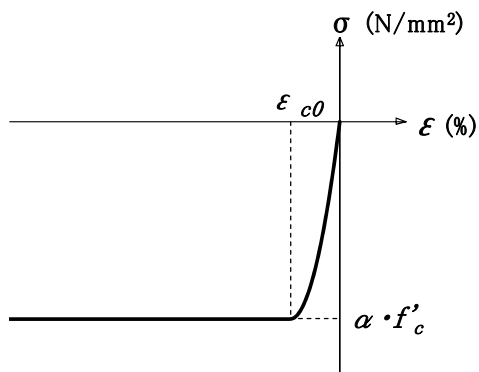
$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \varepsilon'_{peak} \left[1 - \exp\left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}}\right)\right] \quad (2.15)$$

ここで、

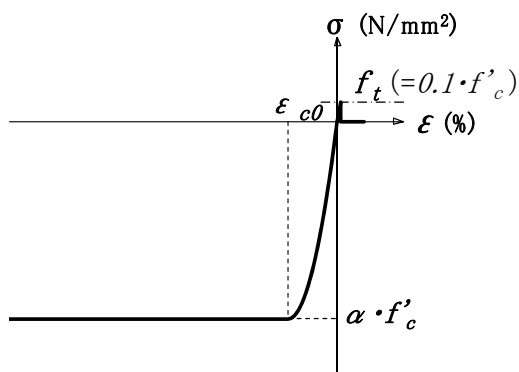
- σ' : 圧縮応力 (N/mm²)
- K : 弾性剛性残存率
- E_0 : 初期弾性係数 (N/mm²)
- f'_c : 一軸圧縮強度 (N/mm²)
- ε'_{peak} : 一軸圧縮強度に対応するひずみ
- ε' : 圧縮ひずみ
- ε'_p : 塑性ひずみ
- ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

2) 鉄筋

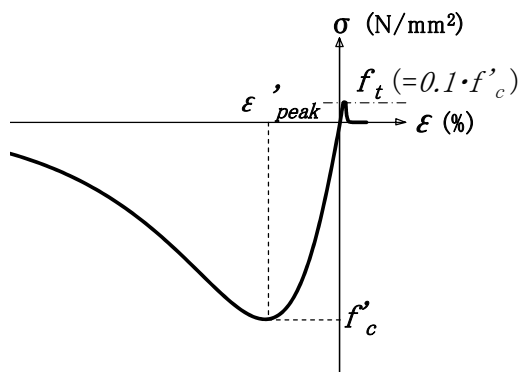
図-2.8(e)には、鉄筋に関する応力-ひずみ関係を示している。本研究では、除荷後に正負交番のような状態に至らないことから、塑性硬化係数 H' を弾性係数 E_s の1%とするバイリニア型の等方硬化則を適用することとした。



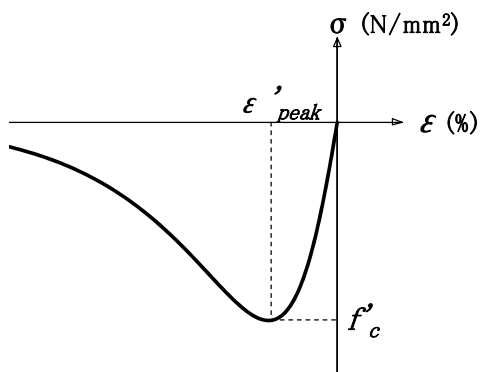
(a) コンクリート・2次曲線(引張無視)



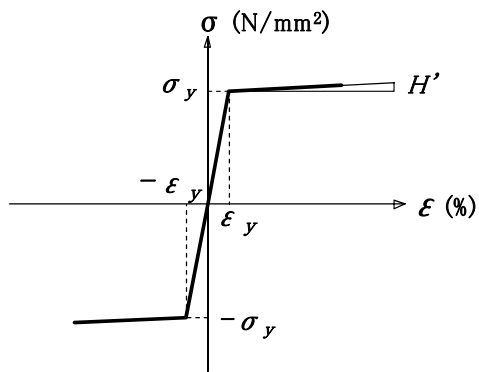
(b) コンクリート・2次曲線(引張考慮)



(c) コンクリート・COM3



(d) コンクリート・JSCE



(e) 鉄筋・バイリニア型

図-2.8 考慮した材料構成則

(2) 解析結果と考察

図-2.9 (a) には小型 RC 梁実験（実験ケース A-V4.0）の場合における載荷点直下の変位波形を，図-2.9 (b) には参考として後述の 1/2 模型のロックシェッド実験（実験ケース C-CL-H20）における載荷点直下の変位波形を，実験結果と各材料構成則を用いた解析結果を比較して示している。

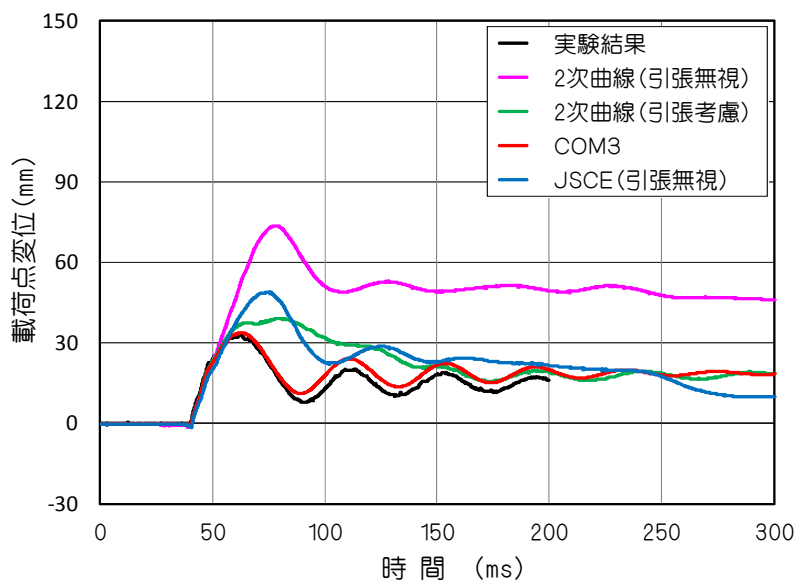
(a) 図より，COM3 モデルを用いた解析結果の波形は，実験値に比べて立ち上がり時刻や勾配，第 1 波目から残留変位に至るまで精度良く再現されているのが分かる。最大変位および残留変位についても実験結果と概ね同程度の値を示している。次に，2 次曲線モデルの解析結果に着目すると，引張を考慮した場合には，1 波目の波長が長くなっているが，その後の自由減衰振動は概ね再現されている。最大変位に関しては実験値より僅かに大きな値となっているが，残留変位に関しては概ね実験値と同程度の値となっている。一方，引張を無視した場合には，波形性状は概ね実験結果と同様の形状を示しているものの，最大変位および残留変位はいずれも実験結果の約 2.7 倍と大きな値となっている。JSCE モデルに関しては，1 波目の波形性状は概ね実験結果と同様な波形性状を示しているが，その後の自由減衰振動は再現されていない。また，最大変位は実験結果の約 1.7 倍と大きな値となるのに対し残留変位は実験結果より小さな値となっている。

以上，小型 RC 梁に関する結果を整理すると，引張を考慮した COM3 モデルと引張を考慮した 2 次曲線モデルの場合は実験を概ね精度良く再現可能であるのに対し，引張を無視すると再現性は低くなるのが分かった。ただし，実務設計の観点からみると，いずれの構成則も安全側の評価になっている。

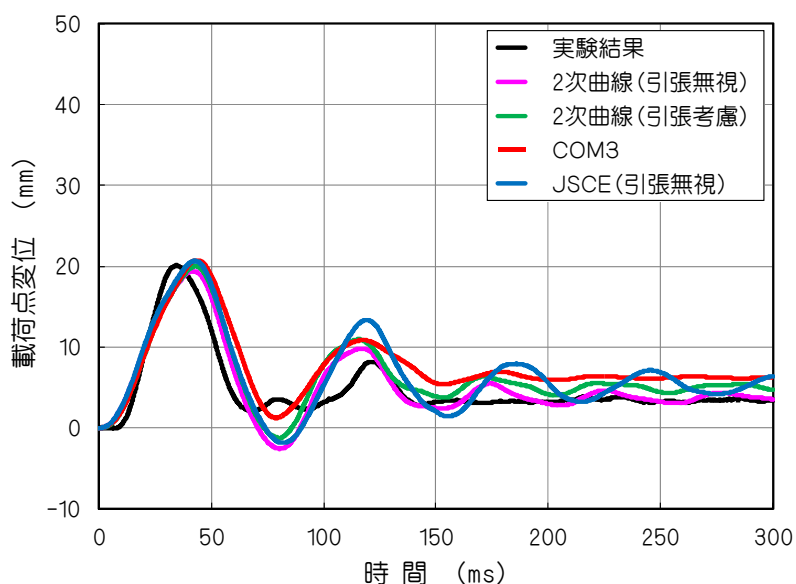
(b) 図より，参考として検討を行った 1/2 模型ロックシェッド実験（実験ケース C-CL-H20）の場合は，RC 梁で再現性の高い COM3 モデルおよび引張を考慮した 2 次曲線モデルに着目すると，解析結果の波形は実験値に比べて立ち上がり時刻や勾配に多少の差異はあるものの第 1 波目から残留変位に至るまで精度良く再現されているのが分かる。また，最大変位は実験結果とほぼ同程度の値を示しているが，残留変位は実験結果より若干大きい値となっている。次に RC 梁で再現性が低かった引張を無視した 2 次曲線モデルおよび JSCE モデルの場合における結果を見ると，COM3 や引張を考慮した 2 次曲線モデル同様に実験結果を大略再現しており，構成則の違いが耐衝撃挙動に及ぼす影響が小さいことが明らかになった。最大変位量／曲げスパン長の値を求めると，RC 梁の場合には 1 ～ 3 % であるのに対して，ロックシェッドの場合は 0.3 ～ 0.7 % と小さく，前者は直撃のため衝突箇所が局所的に変形（角折れ）しているのに対し，後者は敷砂を介しているため載荷点直下の変形性状もなだらかになっているためと考えられる。

第2章 動的骨組解析法の精度向上に関する検討

以上より，ロックシェッドへの適用性に関しては，いずれの構成則においても類似の結果を与え，その影響は小さいことが明らかになった．これより，本研究では，後述する三次元弾塑性有限要素解析との比較検討や汎用性を考慮して，コンクリートの材料構成則は引張を考慮した2次曲線モデルを用いることとする．



(a) 小型 RC 梁 (A-V4.0)



(b) 1/2 縮尺ロックシェッド模型 (C-CL-H20)

図-2.9 コンクリートの材料構成則と載荷点応答変位波形の関係

2.5 まとめ

本研究では、ファイバー要素を用いた三次元動的骨組解析法の適用性を検討することを目的に、小型矩形 RC 梁を対象に衝撃応答解析を行った。また、その解析精度を向上させることを目的に、要素分割長およびコンクリートの材料構成則について比較検討を行った。本研究で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 曲げ破壊型で終局に至る RC 梁の場合には、ファイバー要素を用いた動的骨組解析を実施することにより、梁の応答変位を精度よく再現可能である。
- 2) また、支点反力に関しては、最大応答値を過小評価する傾向にあるものの、その波形性状を大略再現可能である。
- 3) 要素分割長に関しては、部材厚の 1/2 程度とすることで梁の応答変位を精度良く再現可能である。また、要素分割長が部材厚の 1.2 倍程度までは、誤差 10 %程度の解析精度を保持可能である。要素分割長をそれ以上に大きくする場合には解析精度が低下する傾向にある。
- 4) コンクリートの材料構成則に関しては、RC 梁の場合には、角折れ等の局所変形にも対応可能な COM3 モデルを用いることで最大応答値・残留変位および振動特性を精度良く再現可能である。また、道路橋示方書等古くから様々な基準書等で採用されている 2 次曲線モデルも引張領域を考慮することで大略実験結果を再現できることが明らかになった。また、引張を考慮しない構成則の場合には、最大変位および残留変位は実験値より大幅に大きな値を与え、再現性は低下することが明らかになった。
- 5) 本研究で対象とするロックシェッドに関しては、頂版は版構造であり敷砂緩衝材も設置されることから、角折れや押し抜きせん断など局所的な変形が顕著に現れないことから、一般的な材料構成則モデルであれば、比較的精度良く実験を再現可能となることが明らかとなった。

第3章 敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロック シェッド模型に関する重錘落下衝撃実験

3.1 概説

研究対象であるRC製ロックシェッドは、厚さの異なる版構造の頂版、側壁、底版と梁形状の柱からなる上下左右非対称構造である。これまで、ロックシェッドの耐衝撃設計の確立に向けて種々の研究が行われており、単純梁や支持条件を変えた版など部材単位レベルから始動し、門型骨組や箱形構造など小型左右対象構造レベルでの研究^{73~90)}を実施のうえ、ロックシェッドの 2/5 縮尺モデルでの研究^{100~101)}まで進んでいる。この 2/5 縮尺モデルにおける研究では、終局に至るまでの実験が行われ、ロックシェッドの耐衝撃挙動の把握と解析的検討も実施している。その結果、破壊性状や 三次元弾塑性有限要素法 (FEM) による解析法を確立すること等の貴重な知見が得られている。しかしながら、この研究では、実験的な制約により試験体の規模 (部材厚 0.4 m, 内空幅 3.6 m) に対して重錘径が大きく ($m = 2 \text{ ton}$, $\phi = 1 \text{ m}$), かつ、敷砂厚も 50 cm (一般的には 90 cm) であったことから、曲げ破壊に至らず押し抜きせん断破壊と曲げ破壊が複合的に生じて終局に至る結果となり、課題が残された。

以上より、本章では、現行設計と同様に緩衝材として頂版上に 90 cm 厚の敷砂を設置した実ロックシェッドの 1/2 縮尺模型試験体を用いた重錘落下衝撃実験を実施して、繰り返し载荷により終局に至るまでの耐衝撃挙動を詳細に検討し、後述する解析的検討の基礎資料とすることとした。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体概要

図-3.1 には、実験に使用したRC製ロックシェッド模型の形状寸法を示している。試験体は、実験ヤードの大きさ、破壊までの入力エネルギー等を考慮し、1 ブロックの道路軸方向長さが 12 m, 頂版厚 1 m, 内空幅 8 m程度一般的なRC製ロックシェッドの 1/2 縮尺模型としている。これより、試験体は、外幅 5.5 m, 道路軸方向長さ 6.0 m, 壁高さ 3.5 m の箱形構造となる。内空断面は幅 4.5 m, 高さ 2.5 m であり、内空の四隅にはハンチを設けている。部材厚さは、頂版、底版、柱、側壁共に 0.5 m とした。図-3.2 には、試験体の配筋状況を示している。鉄筋比については一般的なロックシェッドと同程度としており、頂版下面および上面の軸方向鉄筋としてD22 を 125 mm間隔 (主鉄筋比 0.73 %) で配置している。

頂版の配力筋については，鉄筋量が軸方向鉄筋の 50% 程度を目安に，上端，下端共にD13 を 125 mm 間隔で配筋している．鉄筋の材質は全てSD345 であり，その力学的特性はD22 の降伏強度が 381 ~ 400 N/mm²，引張強度が 549 ~ 571 N/mm²，D13 の降伏強度が 378 ~ 397N/mm²，引張強度が 539~564 N/mm² である．コンクリートのかぶり厚は，芯かぶり厚で 75 mm である．コンクリートの設計基準強度は 24 N/mm² であり，実験時の圧縮強度は 28.3 N/mm² であった．

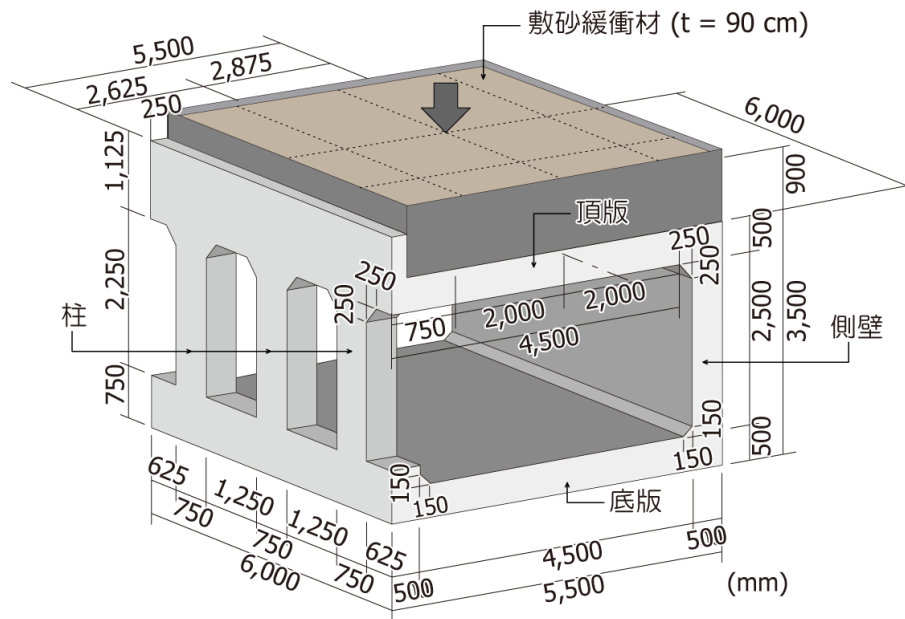


図-3.1 試験体の形状寸法

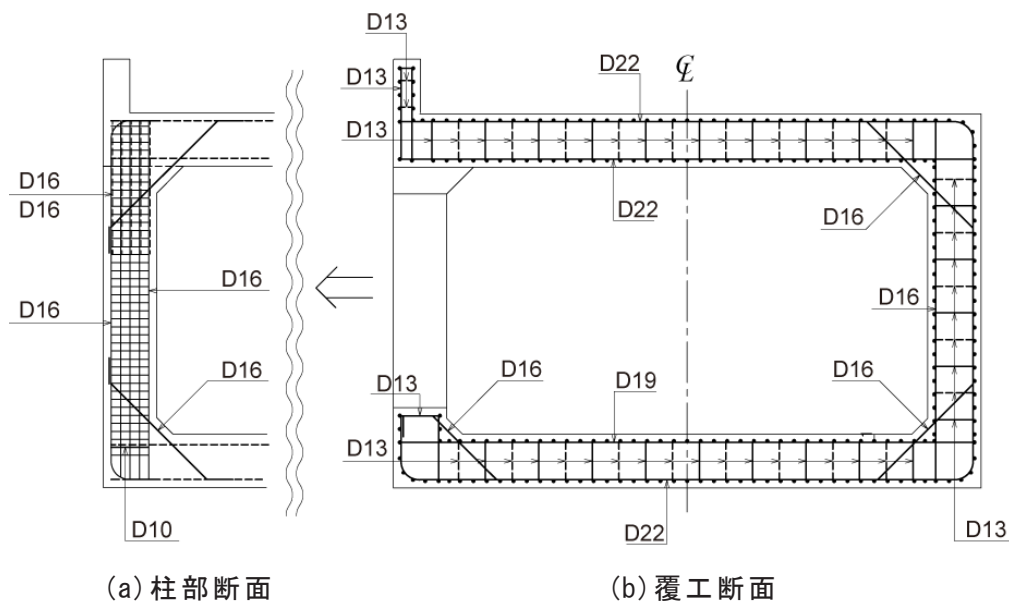


図-3.2 試験体の配筋状況

3.2.2 衝撃実験の概要

写真-3.1 には実験状況を示している。実験は、敷砂厚さを 90 cmとし、試験体の頂版中央部に質量 10 tonの鋼製重錘をトラッククレーンにより所定の高さまで吊り上げ、自由落下させることにより行っている。使用した鋼製重錘は、直径が ϕ 1.25 m、高さが 95 cmで底部より高さ 30 cmの範囲が半径 1 mの球状となっている。実験に使用した敷砂は、アスファルト合材用の細目砂であり、表乾密度は 2.56 g/cm^3 である。実験に際しては、頂版上に型枠を設置し、厚さ 25 cmごとに足踏みによって締め固めを行い、所定の厚さに整形している。実験時における敷砂の湿潤密度（かさ密度）は 1.531 g/cm^3 、含水比は平均 11.4%であった。なお、各実験ケース終了後には重錘落下位置、敷砂への貫入量を調査した後、敷砂緩衝材を掘り返し、重錘落下点直下のひび割れ状況を確認した後、再度所定の厚さに再設置している。表-3.1 には実験ケースの一覧を示している。実験は、頂版中央部での繰り返し載荷を行っており、弾性範囲内と想定される実験ケースとして落下高さ $H = 1.0 \text{ m}$ および 2.5 m を設定した。その後 $H = 5.0 \text{ m}$ から落下高さを 5.0 m ピッチで漸増させ、試験体の頂版裏面コンクリートが剥落する程度まで実施している。実験ケース名は、第 1 変数として敷砂緩衝材を示すSを、第 2 変数には繰り返し載荷実験を示すII、第 3 変数にはHの後ろに重錘の落下高さ (m) を付し、それらをハイフンで結んで示している。




写真-3.1 実験状況

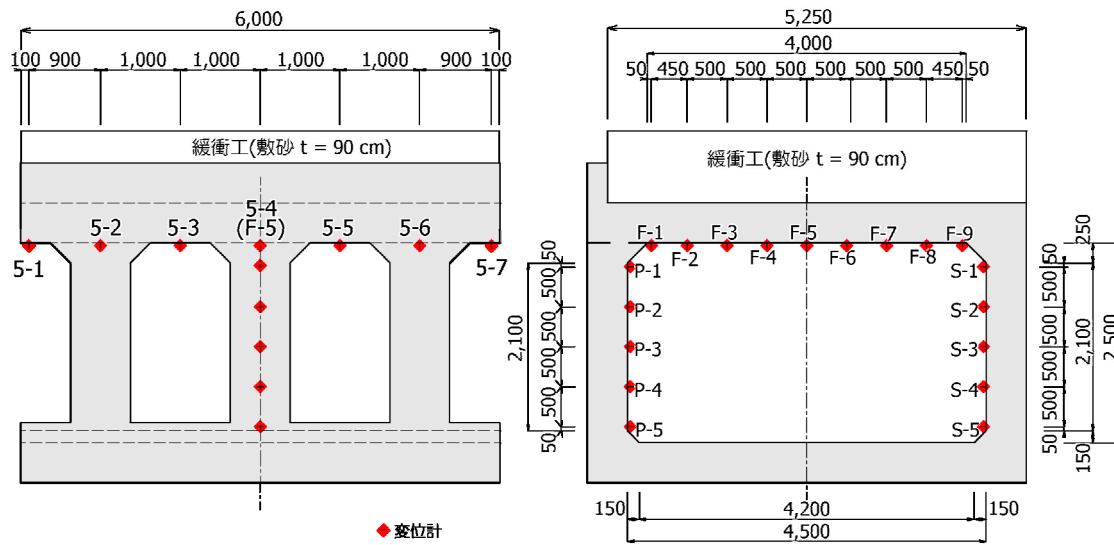
表-3.1 実験ケース一覧

実験ケース	緩衝工 t (cm)	重錘質量 M (kg)	載荷方法	落下高さ H (m)	入力エネルギー E_k (kJ)
S-II-H1.0	90	10,000	繰返し	1.0	98
S-II-H2.5				2.5	245
S-II-H5.0				5.0	490
S-II-H10.0				10.0	980
S-II-H15.0				15.0	1,470
S-II-H20.0				20.0	1,960
S-II-H25.0				25.0	2,450

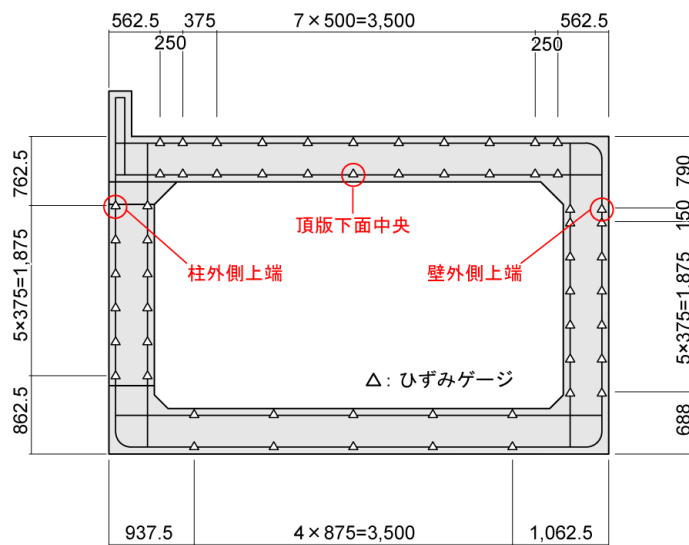
3.2.3 測定方法

本実験における計測項目は、1) 重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計（容量 200 Gおよび 500 G，応答周波数DC～ 3.5 kHzおよび 5 kHz）3 個による重錘衝撃力，2) レーザ式非接触型変位計（測定範囲 ± 100 mm，応答周波数約 1 kHz）による試験体変位，3) 鉄筋に貼付したひずみゲージによる鉄筋ひずみである。なお，-3.3 には，変位計の配置位置および鉄筋ひずみゲージの貼付位置を示している。衝撃実験時の応答波形の計測においてサンプリングタイムは，重錘加速度の場合には 0.05 ms，鉄筋ひずみおよび変位の場合には 0.1 msとし，デジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。また，各応答波形に関しては，大きなノイズが含まれていないことよりフィルター処理は施していない。また，各実験終了後には，試験体のひび割れ状況をスケッチしている。

第3章 敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験



(a) 変位計配置



(b) ひずみゲージ貼付位置

図-3.3 変位計およびひずみゲージ貼付位置

3.3 実験結果と考察

3.3.1 各種応答波形

図-3.4～3.7には、全実験ケースに関する重錘衝撃力波形および載荷点直下(F-5)の鉛直方向変位波形、柱上部(P-1)および側壁上部(S-1)の水平方向変位波形を示している。波形はいずれも重錘衝突時刻を零として整理している。なお、落下高さ25mの場合(S-II-H25.0)には、頂版裏面コンクリートが剥落する可能性が大きいことより、変位は計測していない。

図-3.4より、重錘衝撃力波形をみると、落下高さの低いS-II-H1.0およびS-II-H2.5では振幅の小さい2つの正弦半波が合成されたような波形性状を示しているが、落下高さの増加と共に振幅の大きい第1波と振幅の小さい第2波とに明確に分離していく様子が示されている。また、第1波目の正弦半波は落下高さの増加と共に振幅が大きくなっている。継続時間は約70msと同程度である。第2波目の正弦半波については、落下高さの増加と共に振幅および継続時間が若干増加の傾向を示すと共に、ピーク値発生時刻が遅延している。これは、頂版の損傷が顕著となる落下高さ $H=10$ m以降において、落下高さの増加と頂版の累積損傷による剛性低下により変位が増大すること、および頂版にひび割れが発生して剛性低下することにより衝突後に変形が復元するまでの時間が遅延し、2回目の衝突に至るまでの時間も遅延するものと考えられる。

図-3.5より、載荷点直下の変位波形をみると、いずれの実験ケースにおいても重錘衝突時刻より10ms程度遅れて励起している。波形性状については、重錘衝撃力波形にほぼ対応しており、重錘衝突初期の単純な正弦半波とその後続く振幅の小さい正弦半波より構成されている。第1波目の正弦半波は落下高さの増加と共に振幅が大きくなっている。また、落下高さの低いS-II-H1.0およびS-II-H2.5では残留変位は生じていないが、S-II-H5.0以降の実験ケースにおいては落下高さの増加と共に残留変位が増加していることが分かる。

図-3.6と図-3.7より、柱上部および側壁上部の水平方向変位波形をみると、柱上部においては、重錘衝突時刻より15ms程度遅れて励起しており、側壁上部においては、重錘衝突時刻より20ms程度遅れて励起している。波形性状については減衰自由振動となっており、振幅は落下高さの増加と共に増加傾向にあることが分かる。また、頂版部の振動がほぼ収束したにもかかわらず、柱および壁は振動状態であることが分かる。

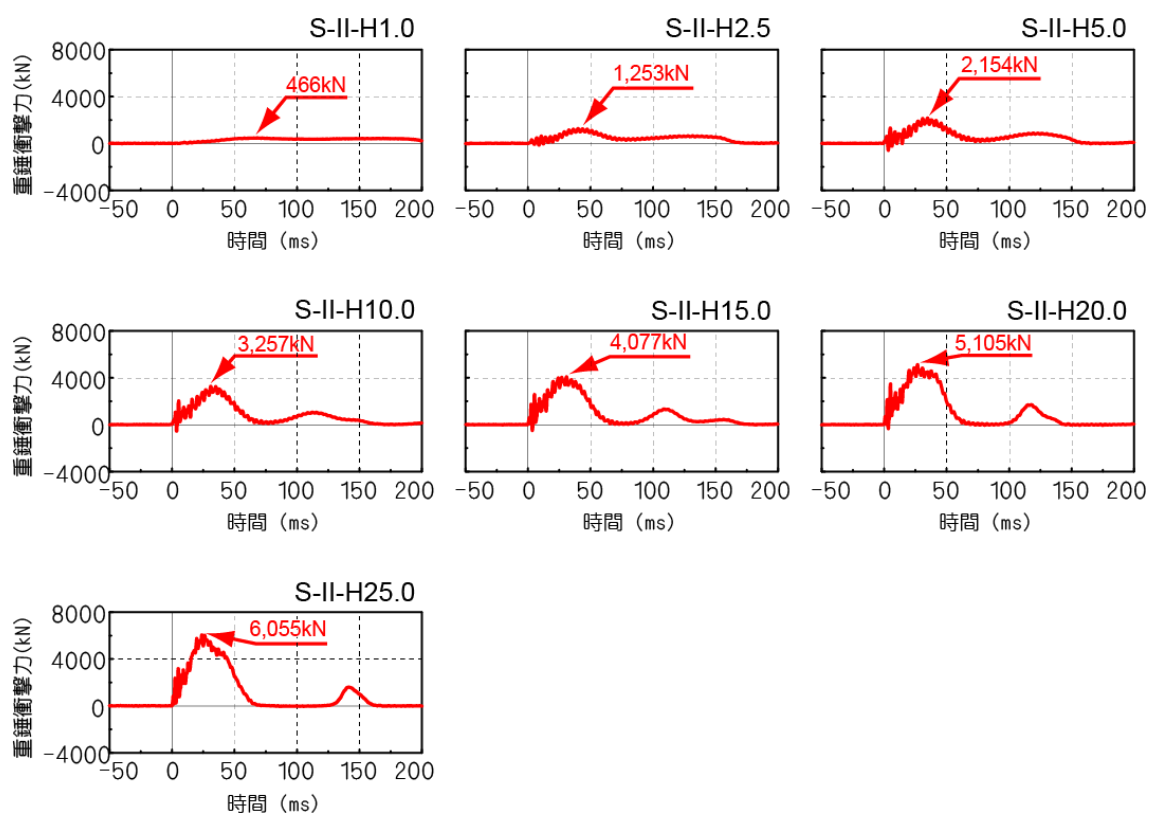


図-3.4 重錘衝撃力波形

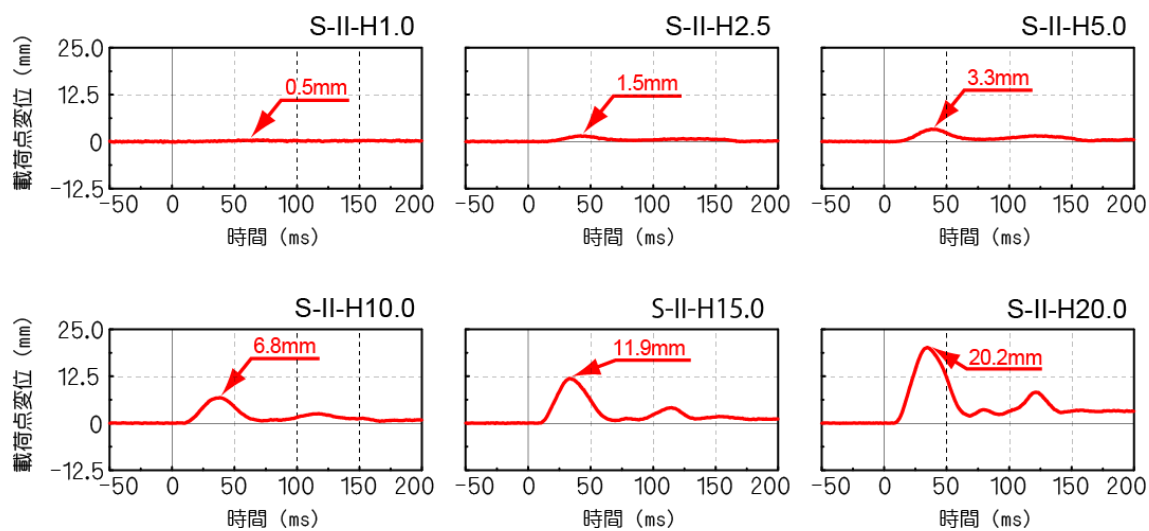


図-3.5 載荷点鉛直方向変位波形 (F-5)

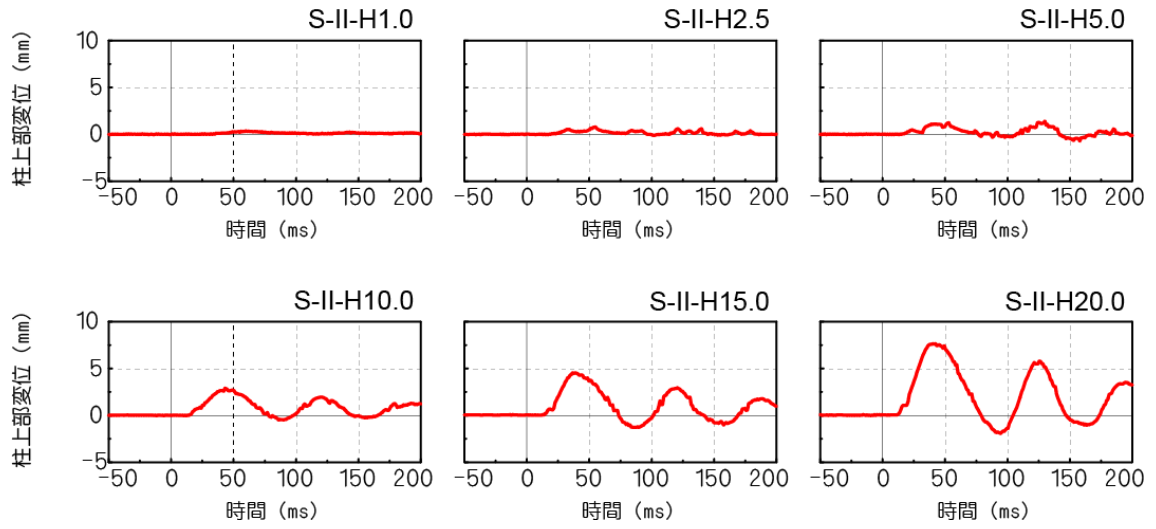


図-3.6 柱上部水平方向変位波形 (P-1)

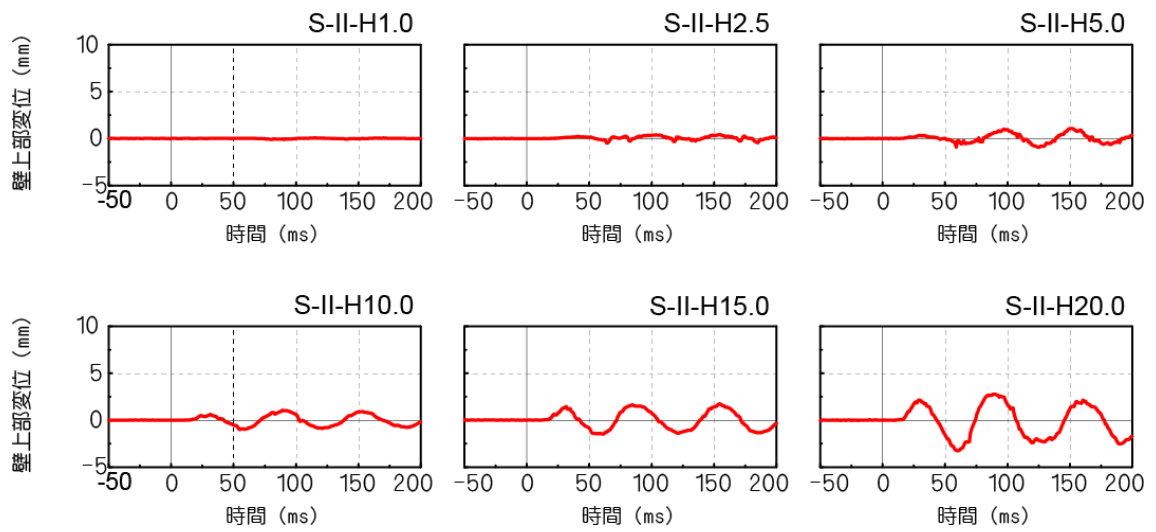


図-3.7 側壁上部水平方向変位波形 (S-1)

3.3.2 変位分布

図-3.8 および図-3.9 には、各実験ケースのロックシェッド内縁における変位分布を時系列で示している。図-3.8 は、道路軸方向中央部の道路軸直角方向断面に関する分布であり、図-3.9 は、道路軸直角方向中央部の道路軸方向分布である。なお、変形倍率は 50 倍である。

前述の変位波形と図-3.8、図-3.9 の時系列変位分布より、S-II-H2.5 の場合には、最大変位は $t = 40$ ms前後で生じるものの 1.5 mm程度と小さい。第 2 波は $t = 120$ ms前後で生じ、変位分布図からもその変位が時系列で確認される。また、図-3.9 に示す道路軸方向分布において、载荷点位置とブロック両端部の変位量を比較すると、両端部の変位（変位計 5-1 および 5-7、図-3.3(a) 参照）は载荷点（変位計 F-5）の 50 %程度の値となっている。なお、残留変位は発生していないことより、ほぼ弾性挙動を示していることが分かる。

S-II-H10.0 およびS-II-H15.0 において、最大変位はいずれも $t = 35$ ms前後で発生し、その値はそれぞれ 6.8 mm, 11.9 mm, 残留変位は 0.9 mm, 1.3 mmとなっている。道路軸方向の変位分布についても、S-II-H2.5 と同様に载荷点とブロック両端部の変位を比較すると、両端部（変位計 5-1 および 5-7）では载荷点（変位計 F-5）の約 50 %程度にとまっている。

次に、S-II-H20.0 について着目すると、変位波形の最大値は $t = 35$ ms前後で生じ、その値は約 20 mm, 残留変位は約 3.4 mmとなっている。第 2 波目は、上記ケースと同様に $t = 120$ ms前後で生じていることが分かる。载荷点とブロック両端部の変位を比較すると、その比はS-II-H2.5 の場合より小さく、40 %程度となっている。これは、後述する残留変位と入力エネルギーの関係やひび割れ状況からも明らかのように、入力エネルギーが大きいことと、繰り返し载荷による頂版部の累積損傷によって剛性が大きく低下したことによるものと考えられる。

柱および側壁部に着目すると、 $t = 40$ msでは、頂版部が大きく変形するのに対応して柱部も外側に変形しているが、壁部の変形は小さいことが確認される。これは、壁部の剛性が柱部に対して 3 倍程度大きいことに起因するものと推察され、一般的な左右対称の骨組構造と異なる変形性状を示すことがあらためて確認された。

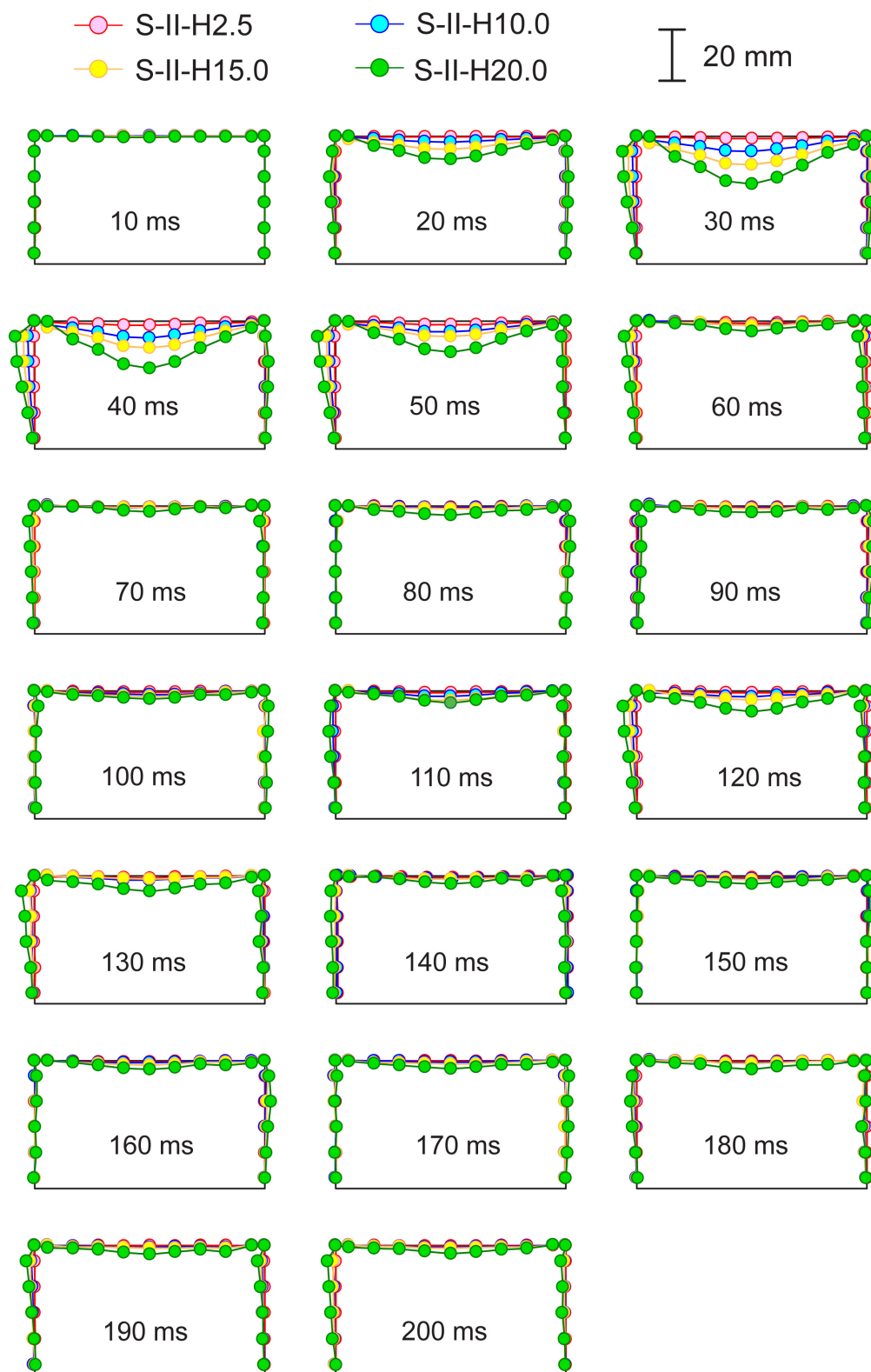


図-3.8 変位分布図（道路軸直角方向，変形倍率：50倍）

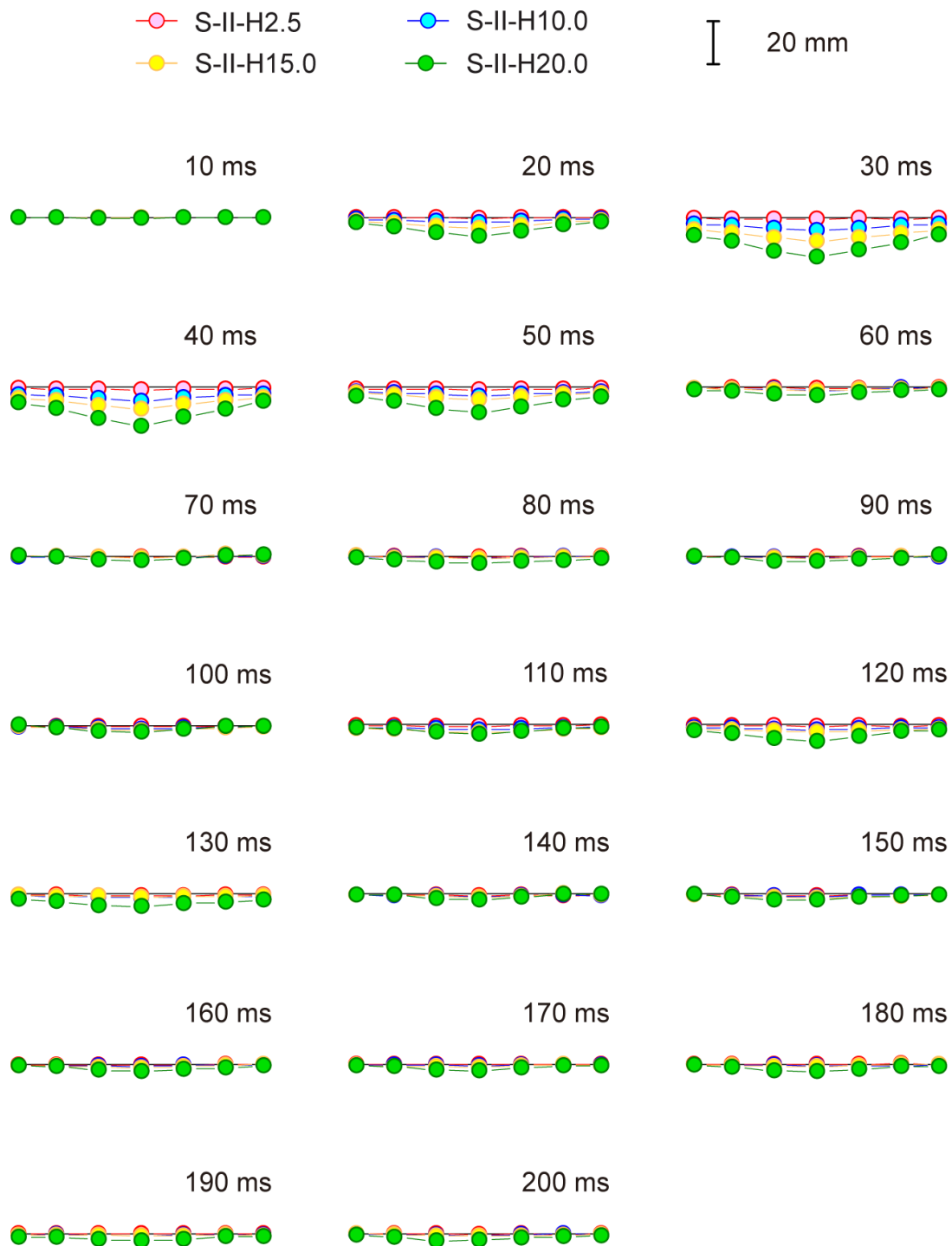


図-3.9 変位分布図（道路軸角方向，変形倍率：50 倍）

3.3.3 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-3.10 には、最大重錘衝撃力、載荷点最大変位（以後、最大変位）および残留変位と入力エネルギーの関係を示している。(a) 図に示す最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係には、Hertzの接触理論に基づいて定式化された振動便覧式¹⁾と、敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮して算出した衝撃力（ラーメの定数： $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ ，割り増し係数： $\alpha = (D/T)^{1/2} = 1.18$ ， D ：重錘径 125 cm， T ：敷砂厚 90 cm）も併せて示している。

(a) 図より，最大重錘衝撃力は落下高さの増加と共に増大している。その値は振動便覧式におけるラーメの定数を $1,000 \text{ kN/m}^2$ とし，敷砂厚と落石直径の比に基づいた割り増し係数を考慮することによって評価可能であることが分かる。

(b) 図には，S-II-H1.0 ～S-II-H20.0 までの 6 ケースにおける最大変位と入力エネルギーの関係を示している。最大変位は，入力エネルギーが $E_k = 1,470 \text{ kJ}$ までは線形に増大しているが， $E_k = 2,000 \text{ kJ}$ では増加勾配が大きく示されている。

(c) 図には，(b) 図の実験ケースに対応する残留変位と入力エネルギーの関係を示している。残留変位は，最大変位の場合と同様に入力エネルギーが $E_k = 1,470 \text{ kJ}$ を境に残留変位の増加割合が大きくなっており， $E_k = 2,000 \text{ kJ}$ では急増していることが分かる。これは，入力エネルギーが大きい（20 m落下）ことと，繰り返し載荷による累積損傷によって劣化損傷が一層進んだことによるものと推察される。

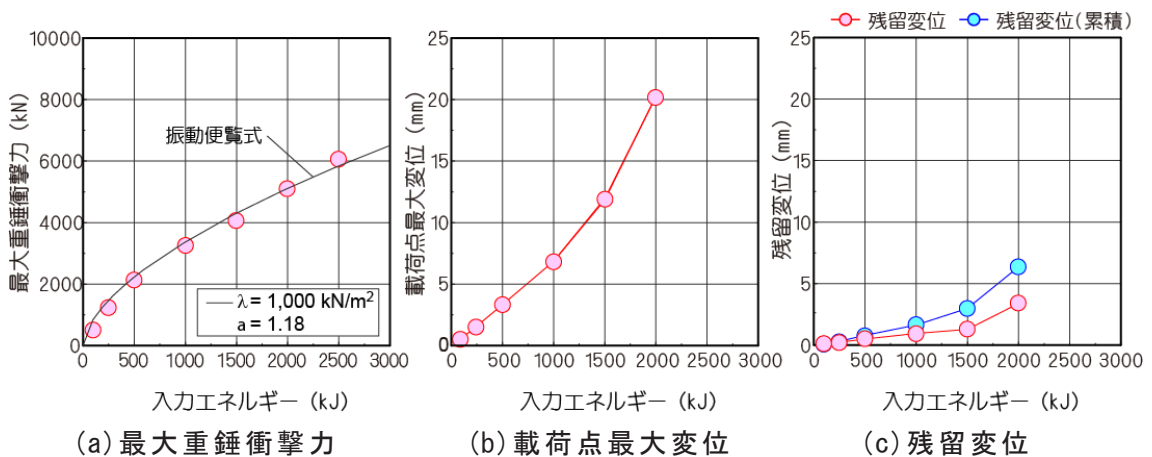


図-3.10 最大重錘衝撃力，載荷点最大変位および残留変位と入力エネルギーの関係

3.3.4 敷砂緩衝材への重錘貫入量

図-3.11 には，敷砂緩衝材への重錘貫入量と入力エネルギーの関係を示している．図より，入力エネルギーが $E_k = 980 \text{ kJ}$ までは入力エネルギーの増加に対応して重錘貫入量も増加している．しかしながら，それ以降の入力エネルギーについては，約 80 cm（層厚の約 90%）とほぼ一定値となっていることから，この程度の貫入量が本敷砂の限界であるものと推察される．

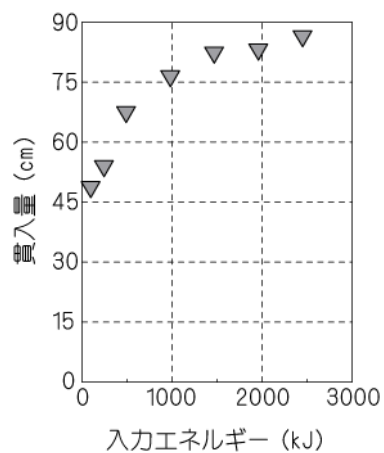


図-3.11 敷砂緩衝材への重錘貫入量

3.3.5 ひび割れ発生状況

図-3.12 には、各実験ケース終了後のひび割れ状況を示している。また、表-3.2 には、各実験ケースにおける鉄筋ひずみの最大応答値を一覧にして示している。ひずみの着目位置は、図-3.3 (b) に示す 3 箇所である。なお、S-II-H1.0 ではひび割れの部材においてもひび割れの発生は確認できなかった。

図より、頂版裏面の場合には、入力エネルギーの小さいS-II-H5.0 まではスパン中央部に曲げひび割れが発生し、その後S-II-H10.0 において載荷点を中心とする放射状のひび割れが発生している。さらに入力エネルギーが増大すると曲げひび割れの増加および斜めひび割れが延伸する。S-II-H20.0 の場合には曲げひび割れおよび斜めひび割れの密度が増加しており、この時点で残留変位も急増している。最終の実験ケースであるS-II-H25.0 の場合には、前述のひび割れが裏面全体に分布すると共に、載荷点直下ではスパン方向の曲げひび割れと断面方向のひび割れが直行し格子状のひび割れとなっていることが分かる。これより、かぶりコンクリートが剥落に近い状態に至っているものと推察される。本ケースでは、頂版上面にも負曲げによるひび割れも確認される。

表-3.2 より、頂版下面中央の最大ひずみ値を見るとS-II-H20.0 , S-II-H25.0 でそれぞれ 0.22% , 0.32%と降伏ひずみより大きな値を示していることから、ひび割れが頂版裏面全体に広がり、剥離に近い状態になっていることを裏付けている。

次に柱部に着目すると、入力エネルギーの小さいS-II-H2.5 まではひび割れの発生は認められない。S-II-H5.0 以降のケースからは、柱部の外側上方に曲げひび割れが発生し、落下高さの増加に伴いひび割れが増加している。最終ケースのS-II-H25.0 の場合には、柱上部内側ハンチ付け根でコンクリートの圧壊が生じ、頂版と同様、終局に至っていることが推察される。

鉄筋ひずみに着目すると、表-3.2 より、柱外側上端ではS-II-H20.0 , S-II-H25.0 で、0.65% , 0.90%と降伏ひずみより大きく、柱上部が終局に至ったことを裏付けている。

側壁部に着目すると、S-II-H10.0 まではひび割れの発生は認められない。S-II-H15.0 以降では、側壁部の外側上方に曲げひび割れが発生し、落下高さの増加に伴い、ひび割れは増加するが終局までは至っていないものと推察される。頂版、柱と同様に鉄筋ひずみに着目すると、表-3.2 より側壁外側上端では最終ケースのS-II-H25.0 で降伏ひずみ程度の 0.20%が発生しており、終局に至っていないことを裏付けている。

第3章 敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験

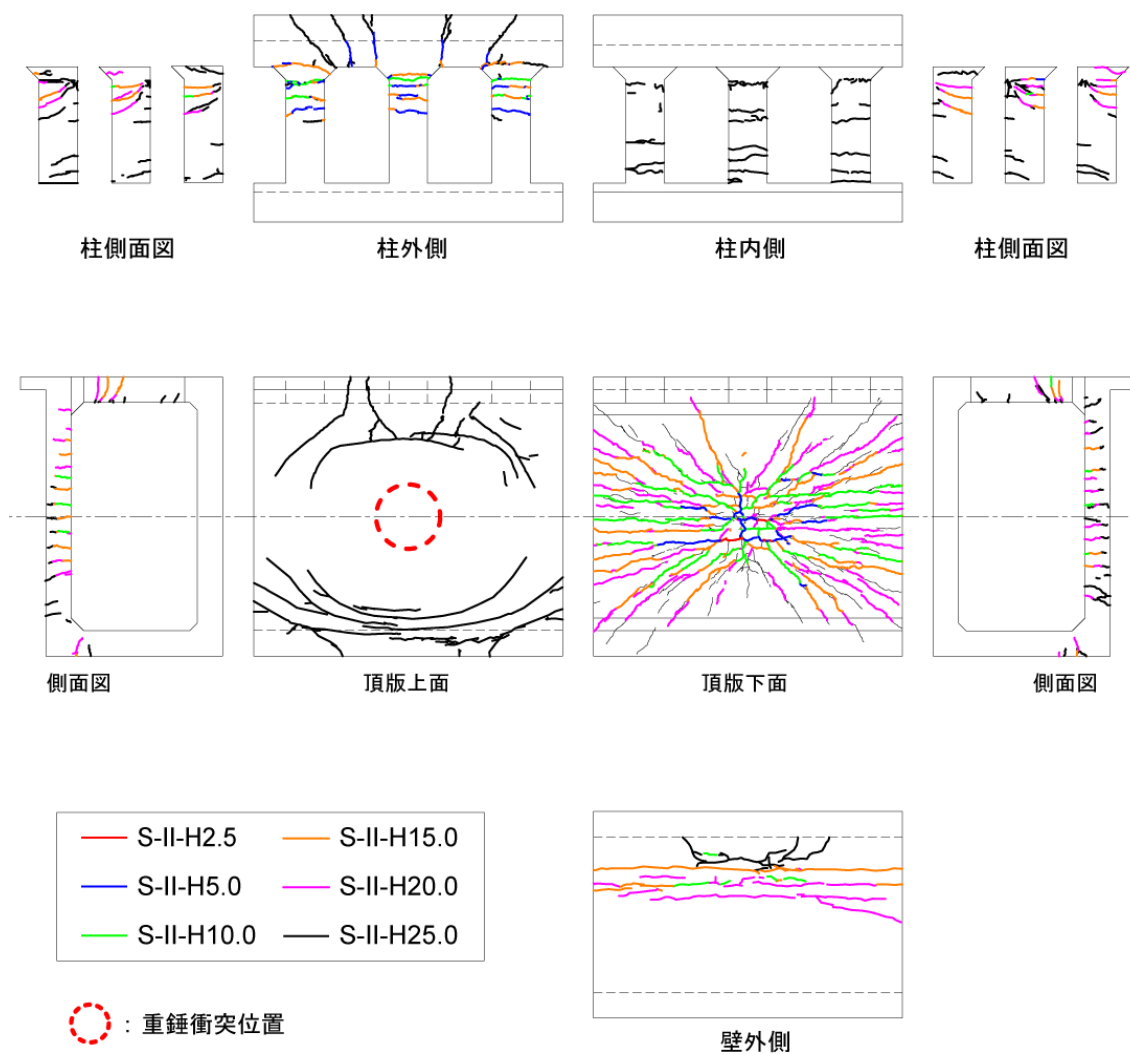


図-3.12 ひび割れ状況（展開図）

表-3.2 鉄筋ひずみの最大応答値一覧

実験 ケース	頂版下面中央 ϵ_r (%)	柱外側上端 ϵ_c (%)	側壁外側上端 ϵ_w (%)
S-II-H1.0	0.005	0.003	0.002
S-II-H2.5	0.019	0.010	0.006
S-II-H5.0	0.049	0.058	0.012
S-II-H10.0	0.126	0.136	0.069
S-II-H15.0	0.181	0.220	0.121
S-II-H20.0	0.220	0.653	0.161
S-II-H25.0	0.318	0.889	0.197

3.4 まとめ

RC製ロックシェットの耐衝撃挙動を把握することを目的に 90 cm厚の敷砂緩衝材を設置した場合における 1/2 縮尺模型に対する繰り返し重錘落下衝撃実験を実施した。本研究により明らかになった事項を整理すると、以下のとおりである。

- 1) 最大重錘衝撃力は、振動便覧式におけるラーメの定数を $1,000 \text{ kN/m}^2$ とし、敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮することによって評価可能である。
- 2) 載荷点直下の最大変位および残留変位は、入力エネルギーの増加に対応して増大するが、繰り返し載荷による頂版部の損傷累積により剛性が大きく低下した場合には残留変位が急増する。
- 3) 敷砂緩衝材を設置した場合の RC 製ロックシェットの頂版部には、曲げ破壊型のひび割れが卓越して発生する。
- 4) 頂版部が終局状態に至る場合には柱上部も損傷を受ける。

第4章 RC 製ロックシェッドへの動的骨組解析法の適用性検討

4.1 概説

RC 製ロックシェッドに関する性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、任意の落石荷重に対する弾性変形も含めた弾塑性挙動を的確に評価可能な解析法を確立することがまず必要である。ただし、この解析法は実務に供することが前提であることより、可能な限り簡易であることが望ましい。既往の研究¹⁰²⁾では1/2縮尺模型による重錘落下衝撃実験を対象として、橋梁の耐震設計等で用いられているファイバー要素を用いた二次元動的骨組解析法の適用性に関する検討も行っている。また、実験で得られた衝撃荷重を入力し、有効幅を調整して解析することで、簡易に実挙動を比較的精度よく再現可能になることも明らかとなっている。しかしながら、二次元化する際の有効幅は、構造体形状や荷重規模、載荷位置によって変化し、一義的に決定することが課題として残っていた。

これより、本研究では上記課題を解決するための一つのアプローチとして、三次元骨組による動的解析法の適用を提案し、実験結果の再現性に関する検討を行うこととした。すなわち、実験で得られた重錘衝撃力を入力衝撃力として設定し、三次元骨組にモデル化したロックシェッドに関する動的挙動解析を実施することとした。さらに、本数値解析結果と第3章で行った実験結果や三次元弾塑性有限要素解析による解析結果との比較を行い、提案手法の適用性について検討を行うものである。なお、モデル化に際しては第2章で得られた要素長や材料構成則に関する考え方を踏襲するものとする。

4.2 1/2 縮尺ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験の概要

4.2.1 試験体概要

図-4.1および図-4.2には、数値解析結果の妥当性検討に用いた試験体の構造寸法および配筋状況を示している。試験体は実物大の1/2縮尺の模型であり、現行設計法（許容応力度法）に基づき頂版に対して45kJの落石エネルギーを想定して断面設計し、製作している。試験体の断面形状は、頂版部材厚、側壁および柱部材厚が0.5m、内空幅4.5m×高さ2.5mとなっており、道路軸方向の1ブロック延長は6.0mである。頂版下面および上面の軸方向鉄筋にはD22を125mm間隔で配置し、配力筋は軸方向鉄筋の50%を目安に上面、下面ともにD13を125mm間隔で配置している。また、芯かぶりは75mmとなっている。なお、頂版上面には、緩衝材として90cm厚の敷砂を設置している。

図-4.1の頂版上に示している矢印は、重錘落下位置すなわち荷重位置を示している。また、矢印上の文字は実験および解析ケース名を示している。なお、数値解析は図に示す6ケースに対して実施しているが、実験は頂版中央（C-CL）のみに限定している。

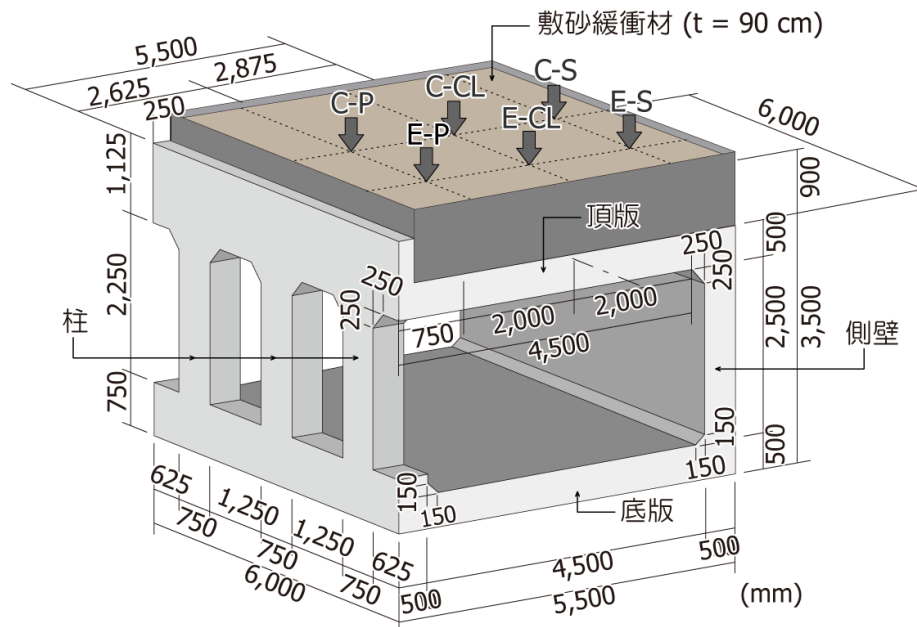


図-4.1 試験体の形状寸法

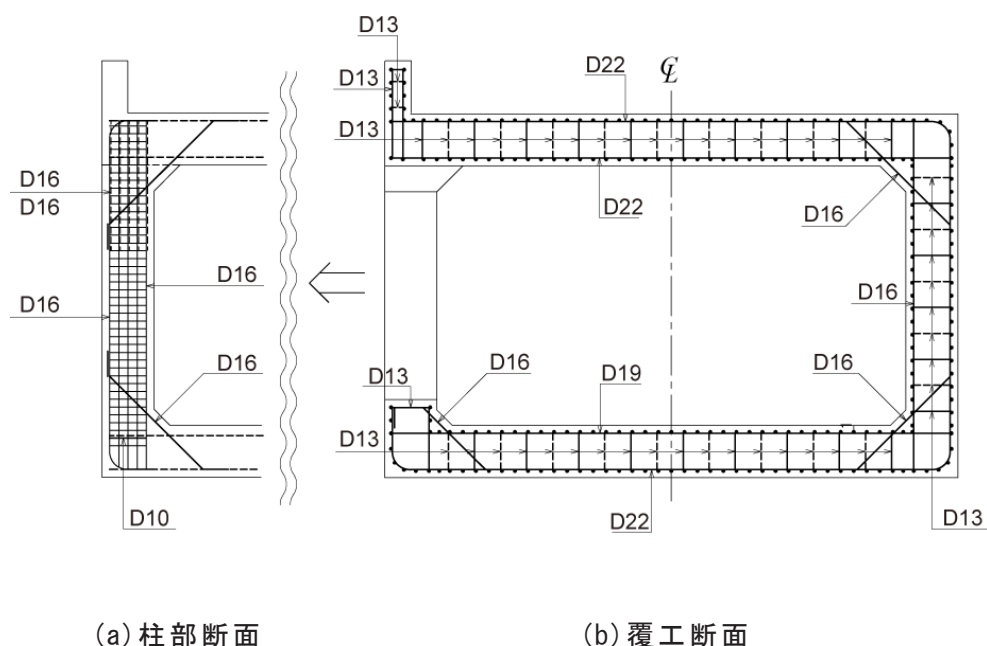


図-4.2 試験体の配筋状況

4.2.2 実験方法および計測方法

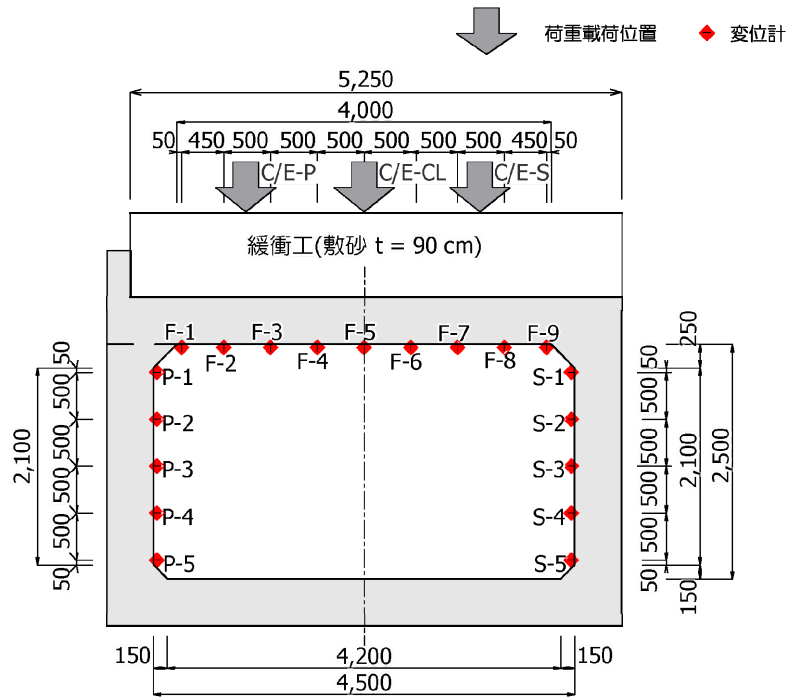
実験は繰り返し載荷で行うこととし、重錘質量 10 ton を、落下高さ $H = 1.0 \text{ m}$, 2.5 m , 5.0 m , 10 m , 15 m , 20 m , 25 m と漸増させ、ブロック中央部中心（後述の C-CL）に落下させることにより実施した。ただし、落下高さ $H = 25 \text{ m}$ の場合には試験体が大きく破損することが予想されたため、変位計測は行わずに実験を実施している。

実験における計測項目は、1) 重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計（容量 200 G および 500 G，応答周波数 DC ~ 3.5 kHz および 5 kHz）3 個による重錘衝撃力，2) レーザ式非接触型変位計（測定範囲 $\pm 100 \text{ mm}$ ，応答周波数約 1 kHz）による試験体の変位である。なお、図-4.3 (a), (b) には、試験体の断面図，側面図とともに変位計の配置位置および荷重載荷位置を示している。

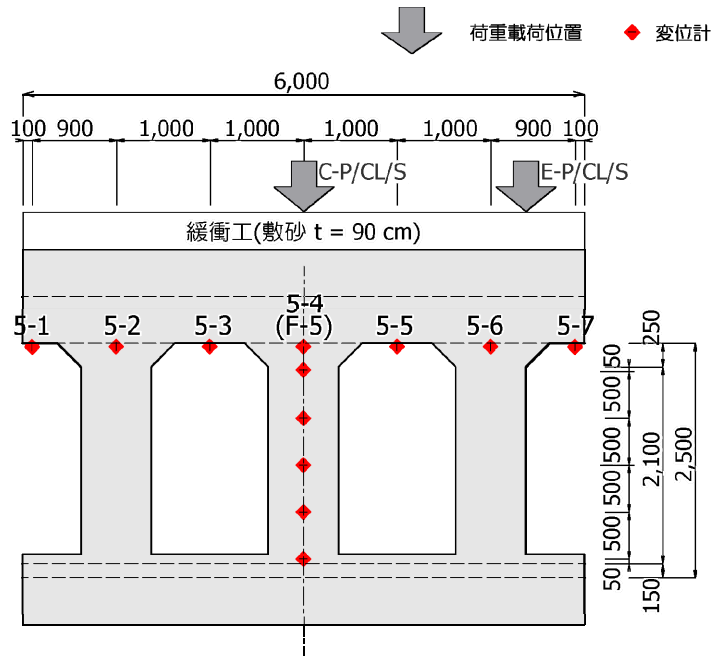
衝撃実験時の各種応答波形は、そのサンプリングタイムを、重錘加速度計に関しては 0.05 ms，鉄筋ひずみおよび変位については 0.1 ms とし、デジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。なお、電氣的なフィルター処理は施していない。

重錘衝撃力に関しては、ラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とし、敷砂と重錘径の比に基づいた割り増し係数を考慮した振動便覧式とよく対応しており、落下高さが $H = 10, 20 \text{ m}$ で各々約 325 kN, 500 kN となっている。

4.2 1/2 縮尺ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験の概要



(a) 断面図



(b) 側面図

図-4.3 変位計配置図

4.3 三次元弾塑性有限要素法を用いた衝撃応答解析の概要

4.3.1 解析モデルおよび解析条件

ここでは、本研究で採用した三次元動的骨組解析手法の妥当性検討時に実験結果と共に比較対象として用いた三次元弾塑性有限要素解析に関する概要を述べる。

表-4.1, 表-4.2 には、実験に対応した解析ケース一覧および物性一覧を示しており、図-4.3 には荷重載荷位置を示している。また、図-4.4 には解析に用いた有限要素分割状況を示している。解析では、衝撃荷重載荷時にはコンクリートの圧縮強度の影響が小さいことや、鉄筋の降伏後における除荷・載荷はひずみ硬化を考慮して初期弾性下で挙動することより、繰り返し載荷による損傷の累積は考慮せずに各実験ケースに対して単一載荷の条件下で解析を行うこととした。

境界条件としては、各接触面には面と面の接触・剥離を伴う滑りを考慮し、コンクリートと鉄筋要素間は完全付着を仮定した。また、数値解析モデルの基礎コンクリート底面は完全固定とし、試験体底面と基礎コンクリート間は連続と仮定した。なお、ロックシェッド頂版と敷砂要素間には、敷砂の浮き上がりや接触圧を考慮可能な接触面を定義しており、敷砂から頂版に伝達される荷重を適切に評価することとした。

各要素において、鉄筋には 2 節点の梁要素を用い、その他の要素には全て 8 節点の固体要素を用いている。積分点については、要素の変形量と計算精度を考慮して、敷砂要素には 8 点積分を、その他の固体要素には 1 点積分を用いている。また、梁要素には 4 点積分を用いた。減衰定数は鉛直方向最低次モードに対して $h = 1\%$ とした。また、本解析モデルにおいて、コンクリート要素は、RC梁に関する解析検討結果を参考に、コンクリートの破壊エネルギーを適切に評価可能であるものと推察される 62.5 mm前後の長さを基本に分割しており、鉄筋および敷砂等は要素分割の制約上、コンクリートと同様としている。

総節点数および総要素数は、それぞれ約 660,000 , 680,000 である。

なお、本詳細解析には有限要素法に基づいた弾塑性衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA (Ver. 971) を用いている。

4.3 三次元弾塑性有限要素法を用いた衝撃応答解析の概要

表-4.1 解析ケース一覧

解析ケース	落下高さ H (m)	入力エネルギー E (kJ)	载荷軸	実施の有無		载荷位置
				実験	解析	
C-P-H10	10	980	ブロック中 中央部(C)	×	○	柱側(P)
C-CL-H1~20	1,2.5,5,10,15,20	98~1,960		○	○	中心(CL)
C-S-H10	10	980		×	○	壁側(S)
E-P-H10	10	980	ブロック 端部 (E)	×	○	柱側(P)
E-CL-H1~20	1,2.5,5,10,15,20	98~1,960		×	○	中心(CL)
E-S-H10	10	980		×	○	壁側(S)

表-4.2 物性値一覧

材 料	密度 ρ (t/m ³)	強度 (MPa)	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比 ν
コンクリート	2.35	28.3	20	0.167
鉄筋 D22	7.85	391	206	0.3
〃 D19		402		
〃 D16		389		
〃 D13		389		
敷 砂	1.531	—	10(除荷時)	0.06
基礎コンクリート	2.5	—	30	0.2

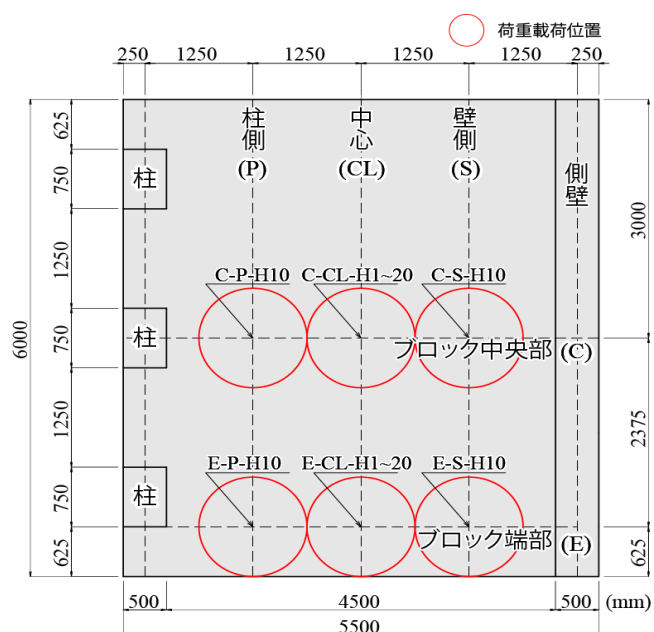


図-4.3 荷重载荷位置図

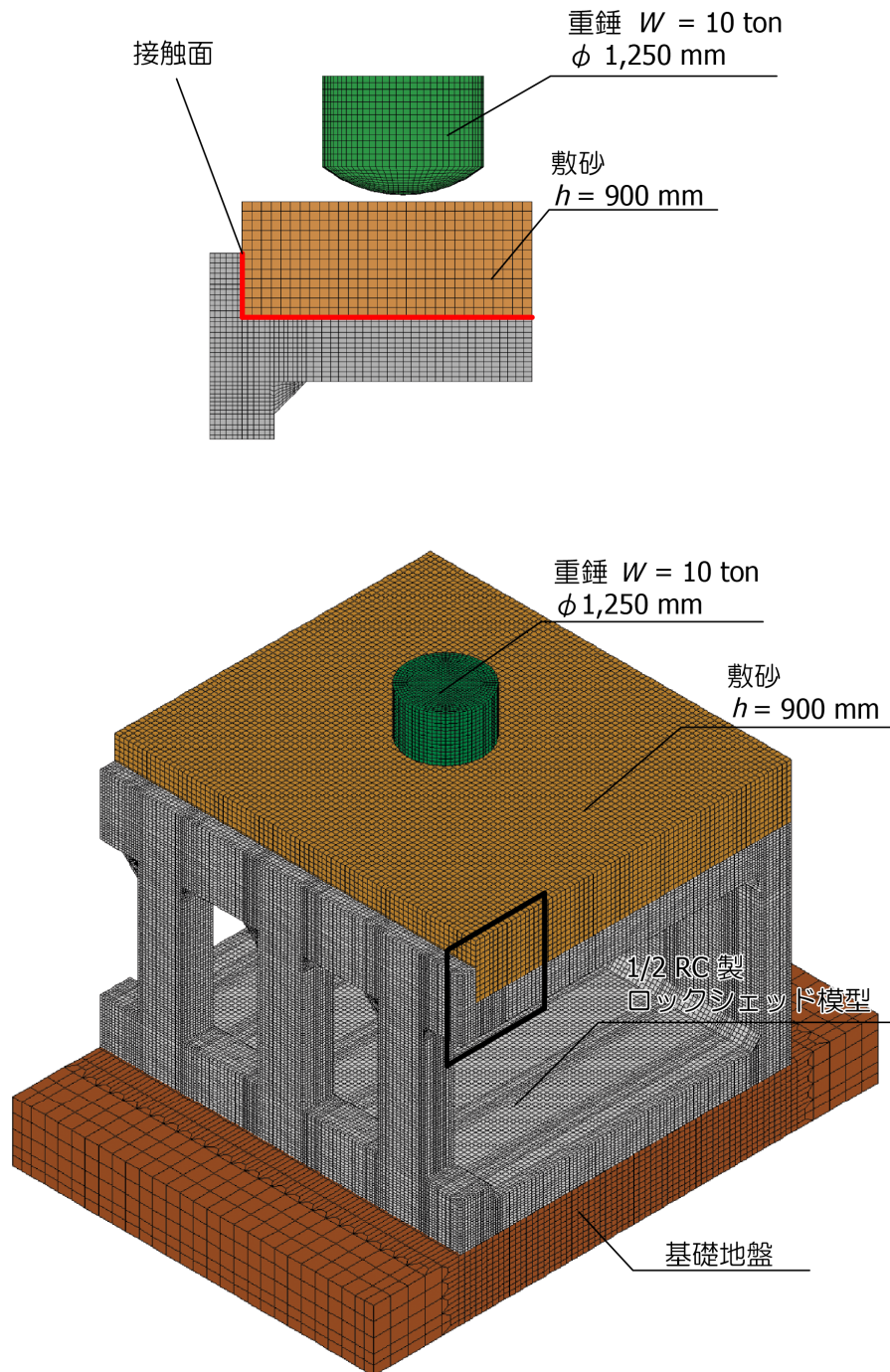


図-4.4 要素分割状況 (C-CL)

4.3.2 材料物性モデル

図-4.5 には、本数値解析で用いたコンクリート、鉄筋および敷砂の応力-ひずみ関係を示している。なお、衝突時における重錘落下速度が低速度であることより、本解析では材料のひずみ速度効果は小さいものと仮定し考慮しないこととした。

図-4.5 (a) には、コンクリートに関する応力-ひずみ関係を示している。圧縮側に関しては、相当ひずみが -0.15% に達した状態でコンクリートが降伏するものと仮定し、完全弾塑性体のバイリニア型にモデル化した。引張強度は圧縮強度の $1/10$ と仮定している。降伏の判定にはDrucker-Pragerの降伏条件式を採用している。

図-4.5 (b) には、鉄筋に関する応力-ひずみ関係を示している。鉄筋要素に用いた物性モデルには、動的骨組解析法で用いたファイバーモデルと同様に塑性硬化係数 H' を弾性係数 E_s の 1% とするバイリニア型の等方硬化則を適用している。なお、等方硬化則を適用しているのは、本実験が静的な正負交番载荷実験のように正負を交番するような状態に至らないことに基づいている。降伏の判定にはvon Misesの降伏条件式を採用した。

図-4.5 (c) には、敷砂の緩衝特性を評価するための応力-ひずみ関係を示している。

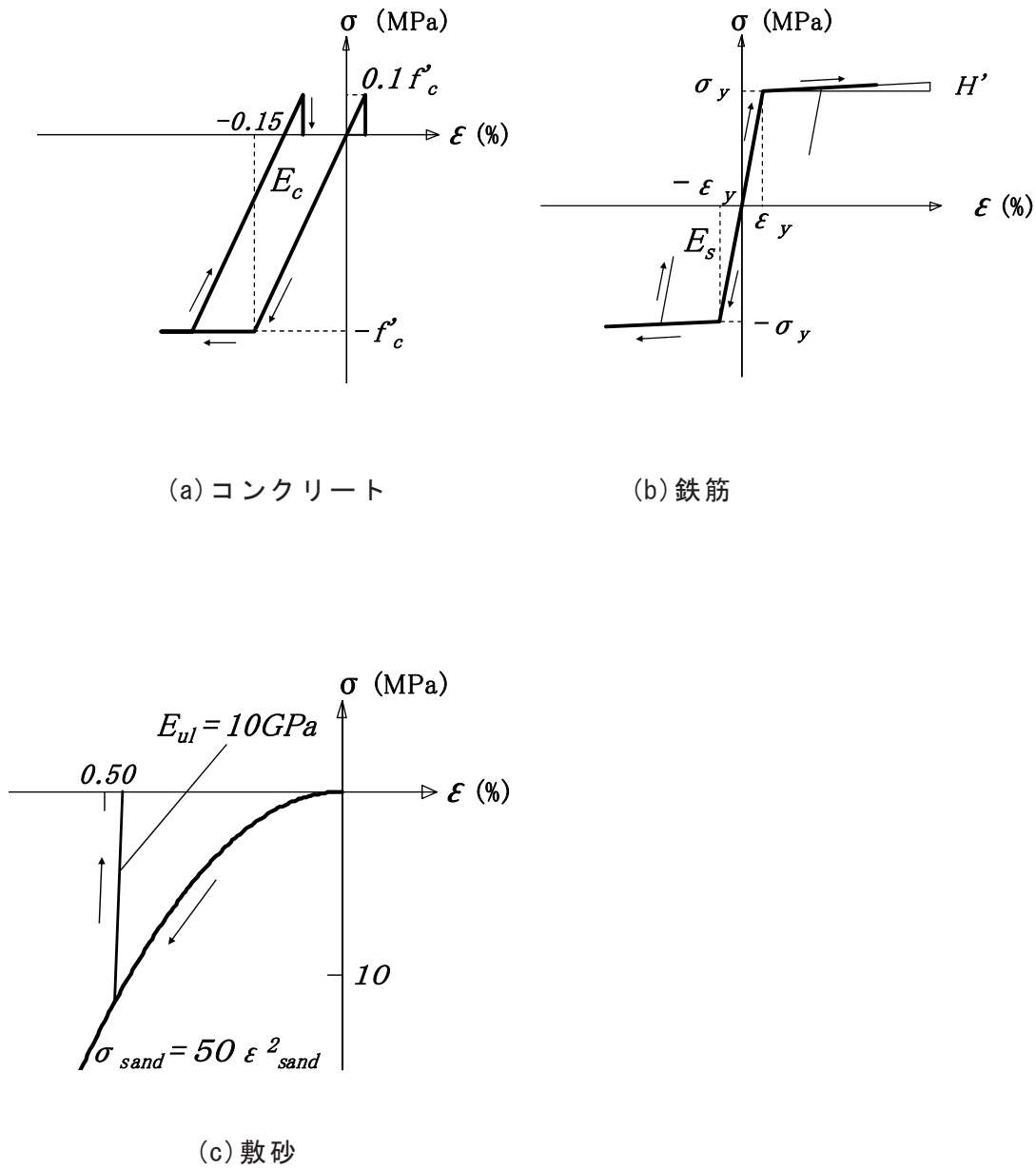


図-4.5 各材料の応力-ひずみ関係

4.4 三次元動的骨組解析の概要

(1) 数値解析モデルおよび解析条件

図-4.6 には本数値解析に用いた解析モデルを示している。また、表-4.1 には本研究で実施した実験および解析ケース一覧を示している。骨組解析におけるモデル化は以下の方針で行った。すなわち、

- 1) 各部材が弾塑性状態に陥ると曲げに関する中立軸が上下に移動するが、ここでは簡略のために各部材の軸線を断面中央位置に仮定する。
- 2) 部材の要素分割は、第 2 章の検討結果より要素長を各部材の有効厚程度とし、最小でも有効高の 0.5 倍程度とする。更に、道路軸方向と道路軸直角方向の間隔を可能な限り等しくする。
- 3) 隅角部には道路橋示方書¹²¹⁾ に準拠して剛域を設定する。また、柱と頂版の接合部には、頂版の道路軸方向の変位や作用力が柱に適正に反映されるように、柱頂部より法線状に剛域を設定する。
- 4) 断面力と変位の関係は、断面寸法や配筋状況と各物性値を考慮しファイバー要素を用いて評価することとする。本研究では非線形解析における解の安定性を重視し、ファイバー要素には 2 節点アイソパラメトリック要素を採用することとした。
- 5) ファイバー要素のセルの分割に関しては、セル要素の中心近傍に軸方向引張鉄筋が配置されるように設定する（図-4.6 (c) 参照）。なお、ブロック端部は (c) 図に示す断面幅の 1/2 とする。
- 6) コンクリートおよび鉄筋の質量は、道路軸直角方向部材のみに考慮し、道路軸方向部材には考慮しない。
- 7) 頂版上の敷砂緩衝工の質量は要素に付加することで考慮する。
- 8) 境界条件としては、ロックシェッド模型は弾性基礎上に設置されているものと仮定し、基礎の剛性は鉛直方向かつ圧縮方向のみを考慮するものとする。ただし、剛基礎を模擬するためバネ定数には十分に大きな値を入力している。
- 9) 減衰定数 h は、質量比例型減衰項のみを考慮することとし、事前に固有振動解析を実施し、載荷点が卓越する鉛直方向曲げ振動モードに対応した固有振動に対して、予備解析の下に $h = 2.5\%$ と設定している。
- 10) 時間増分 Δt_{cr} は Courant 条件を満足するよう $\Delta t_{cr} = 0.1 \text{ ms}$ とした。

なお、骨組モデルの総節点数は 414、総要素数は 572 である。また、本数値解析には動的解析用コード Engineer's Studio¹¹⁸⁾ (Ver.1.07.00) を使用している。

第4章 RC 製ロックシェッドへの動的骨組解析法の適用性検討

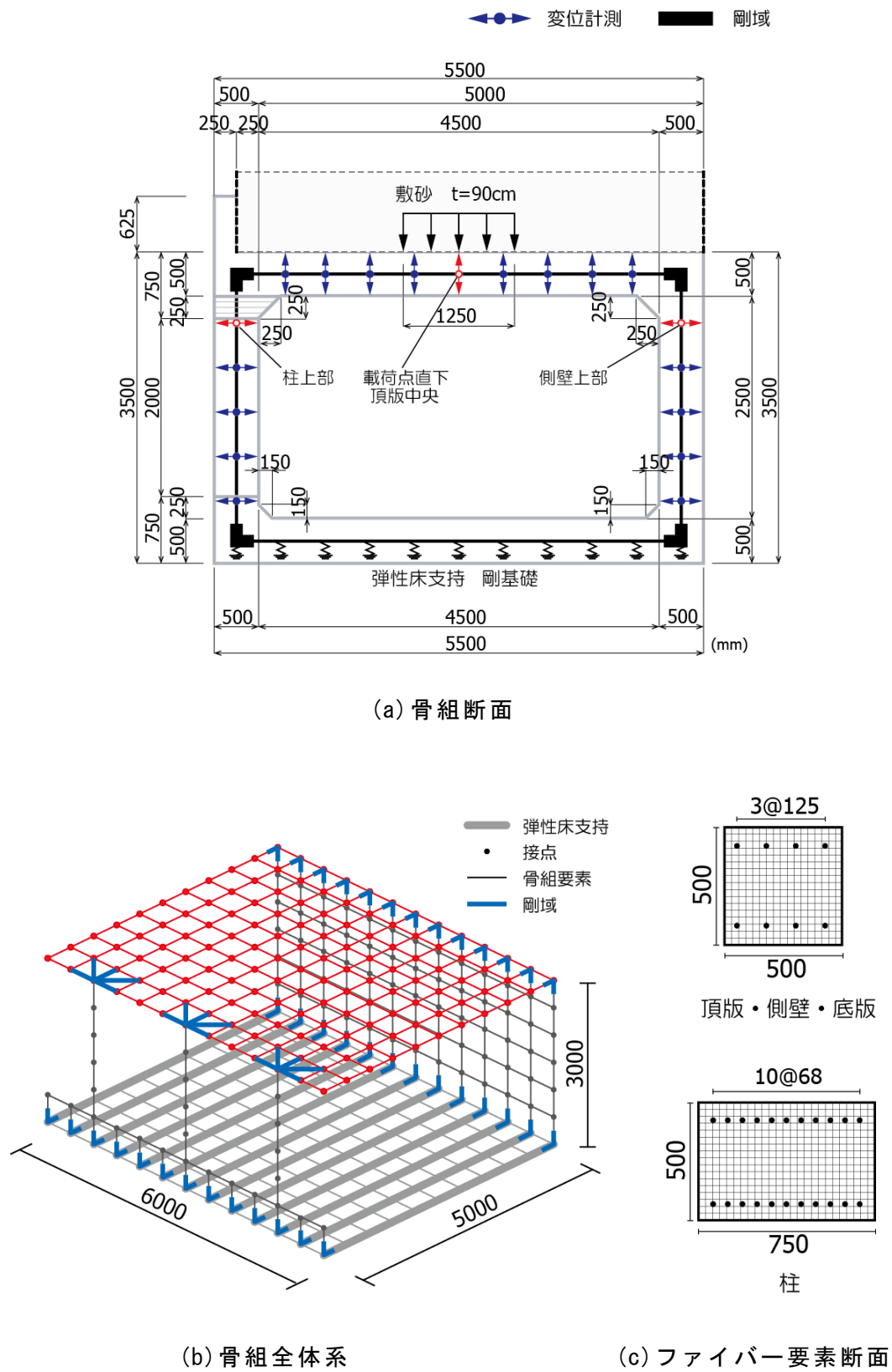


図-4.6 三次元骨組モデル

(2) 材料物性モデル

図-4.7 には、解析に用いた各材料物性モデルを示している。(a), (b) 図には、それぞれコンクリート要素 および鉄筋要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。本研究では、実務設計を念頭に道路橋示方書に則し、圧縮側に関しては降伏点までを 2 次曲線で近似し、簡略化のため圧縮軟化は考慮しないものとした。なお、圧縮強度 f_c にかかる係数 α は $\alpha = 1.0$ とし、降伏時の圧縮ひずみ ε_{c0} は $\varepsilon_{c0} = -0.15\%$ と設定した。引張領域に関しては引張強度 f_t に達した段階で応力を解放するモデルを採用した。鉄筋に用いた応力-ひずみ関係には、有限要素解析時と同様に塑性硬化係数 H' を弾性係数の 1% とするバイリニア型の等方硬化則を適用した。

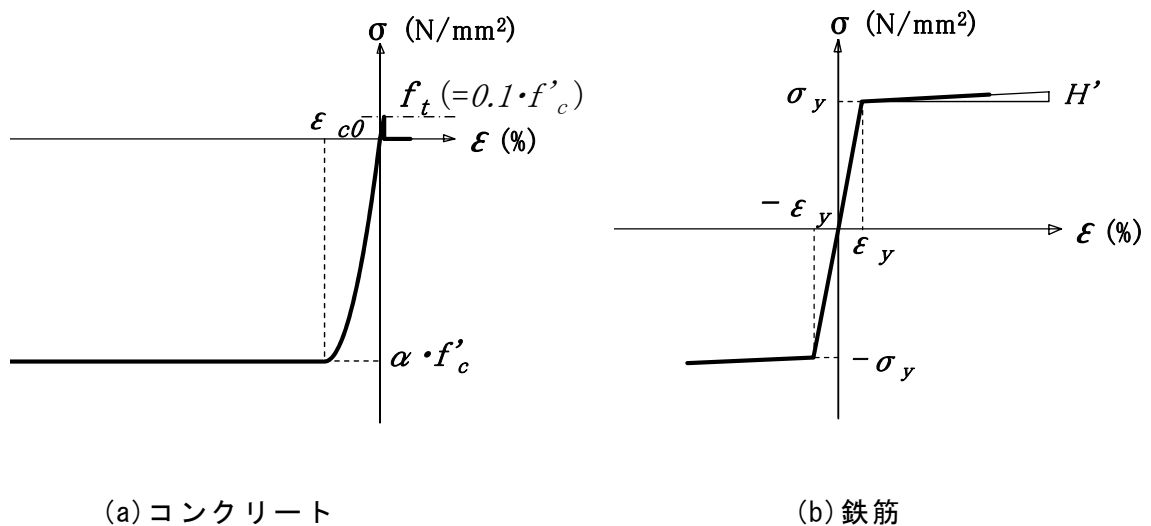


図-4.7 材料構成則

(3) 入力として用いた衝撃力波形

図-4.8 には、解析に用いた衝撃力波形を示している。衝撃荷重は実験から得られた重錘衝撃力波形を多折れ線に簡略化している。また、ロックシェッド模型に伝達される衝撃力（伝達衝撃力）は重錘径内に集中して作用することが明らかとなっている。これより、本研究においては重錘径内（ $\phi = 1.25 \text{ m}$ ）に入る各節点に等分布状にして入力することとした。また、敷砂はその質量のみを頂版に付加している。

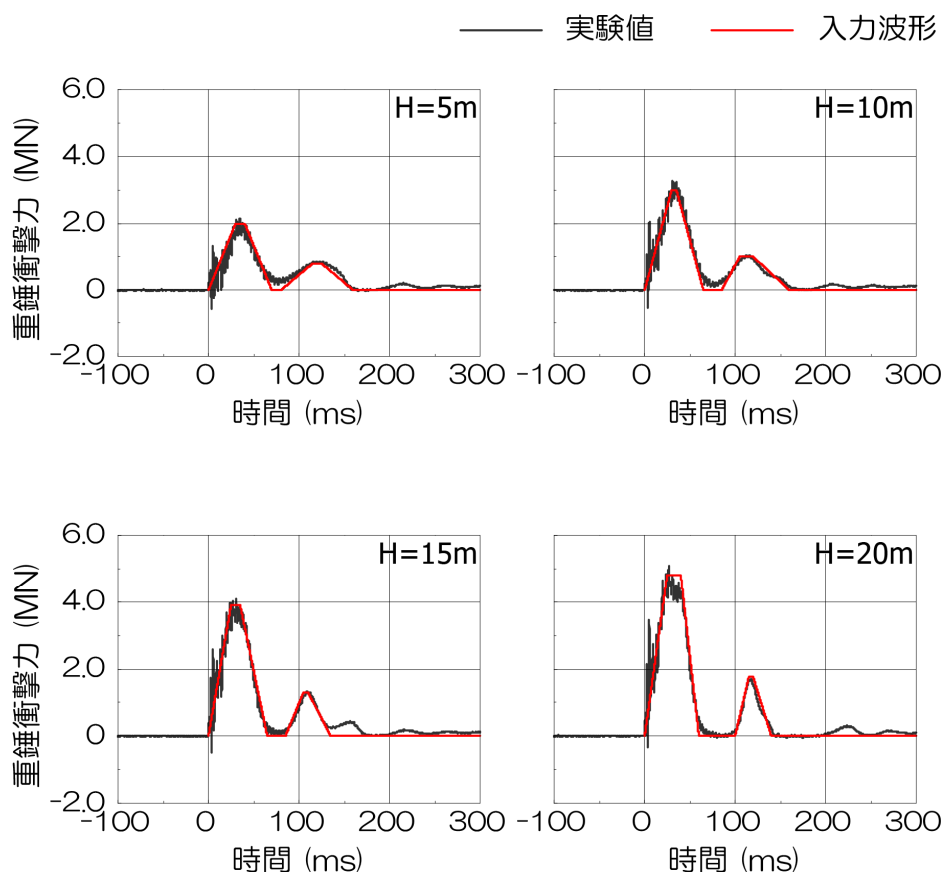


図-4.8 骨組解析モデルへの入力波形

4.5 数値解析結果と考察

4.5.1 実験結果と数値解析結果の比較

(1) 変位波形（中央載荷）

図-4.9 には、落下高さ $H = 5, 10, 15, 20$ m の場合における載荷点直下鉛直方向変位（頂版中央）、柱上部および側壁上部の水平方向変位波形に関する実験結果と三次元弾塑性有限要素解析（以下、FEM）および三次元動的骨組解析（以下、骨組解析）の結果を比較して示している。また、表-4.3 には、これらの載荷点最大変位および残留変位を一覧にして整理している。

載荷点直下の鉛直方向変位波形に着目すると、解析結果は、FEM および骨組解析共に実験値に比べて立ち上がり時刻や勾配に多少の差異はあるものの、第 1 波目から残留変位に至るまでほぼ同様の性状を示していることが分かる。最大変位に関しては、いずれの数値解析結果も実験結果と同程度の値を示している。一方、残留変位に関しては、FEM の場合には入力エネルギーの増加と共に実験値より大きくなる傾向にあるが、骨組解析の場合には実験結果より若干小さな値となる傾向が見受けられる。

柱上部の変位波形に着目すると、実験結果では第 1 波目に最大値を示し、その後減衰自由振動状態に至っている。FEM の場合には、第 1 波目の最大値から第 2 波目以降の減衰自由振動までを概ね再現していることが分かる。これに対して、骨組解析の場合には、入力エネルギーが小さい場合には実験結果と概ね対応した挙動を示しているが、入力エネルギーの増加と共に減衰自由振動が実験結果よりも長周期となり、早期に振動が収束する傾向を示している。

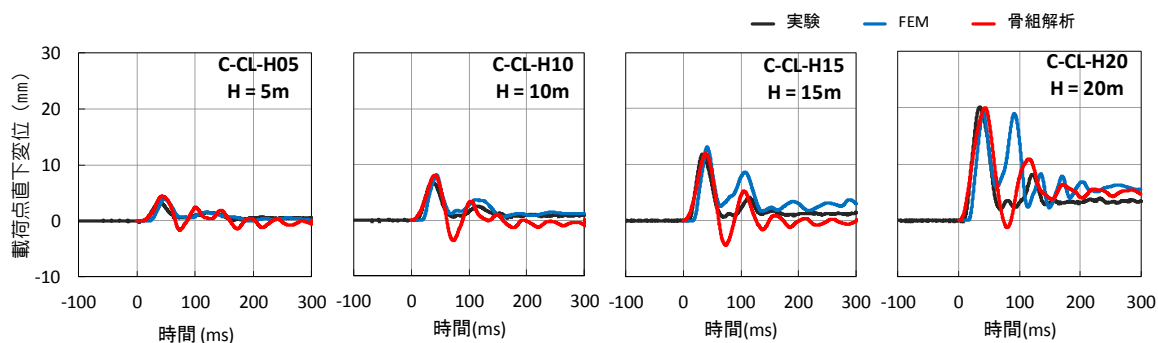
一方、側壁上部の変位波形に着目すると、実験結果は第 2 波目に最大値を示し、その後減衰自由振動状態となる。また、他の載荷点直下および柱上部とは異なり、リバウンドにより負側にも応答していることが分かる。FEM と骨組解析結果は、共に第 2 波目の最大値からリバウンド、減衰自由振動状態に至るまで概ね精度よく再現されている。しかしながら、周期については、FEM は実験結果よりも短く、骨組解析は実験結果よりも長くなる傾向にある。

次に、表-4.3 に示される各最大変位および残留変位値から、柱上部および側壁上部のいずれにおいても、FEM と骨組解析は共に実験値と同程度の値を示していることが分かる。ただし、骨組解析の場合には、入力エネルギーの増大に伴い実験結果との差が若干大きくなる傾向を示している。

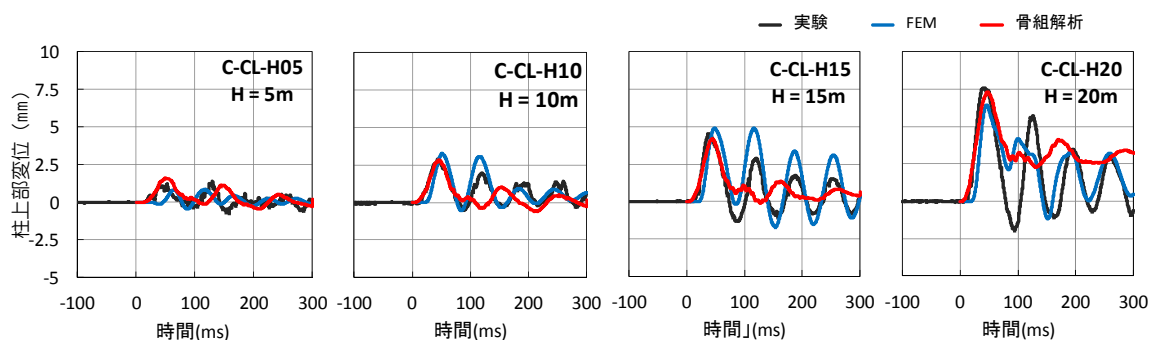
以上のことから、動的骨組解析法は、FEM より僅かに再現性は劣るものの全体

第4章 RC 製ロックシェッドへの動的骨組解析法の適用性検討

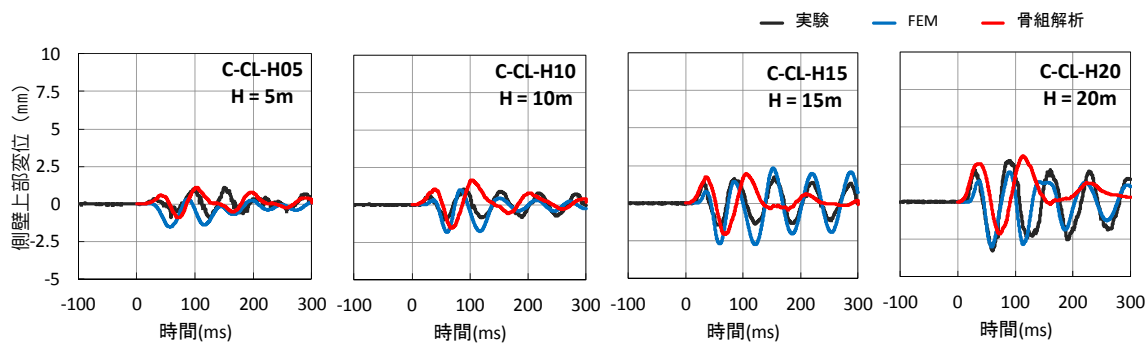
的には安全側の評価を与えることが明らかになった。これより、提案の動的骨組解析法は、RC 製ロックシェッドの設計解析のためのツールとして十分適用可能であるものと判断される。



(a) 載荷点直下鉛直変位



(b) 柱上部水平変位



(c) 側壁上部水平変位

図-4.9 変位波形に関する実験結果と数値解析結果との比較図

表-4.3 応答変位の一覧

(単位 : mm)

落下高さ (試験ケース名)	種別	載荷点直下 変位量		柱上部 変位量		側壁上部 変位量	
		最大値	残留値	最大値	残留値	最大値	残留値
5 m (C-CL-H05)	実験	3.3	0.5	1.4	0.1	1.1	0.1
	FEM	4.1	0.4	0.8	0.1	0.3	0.2
	骨組	4.4	0.4	1.6	0.0	1.1	0.1
10 m (C-CL-H10)	実験	6.8	0.9	2.9	0.4	1.1	0.1
	FEM	8.2	1.2	3.3	0.4	1.0	0.0
	骨組	8.1	0.6	2.9	0.0	1.7	0.2
15 m (C-CL-H15)	実験	11.9	1.2	4.5	0.3	1.7	0.2
	FEM	13.1	2.8	4.9	0.4	2.4	0.4
	骨組	12.0	0.2	4.2	0.4	2.0	0.1
20 m (C-CL-H20)	実験	19.2	3.4	7.6	1.5	2.8	0.4
	FEM	16.9	5.8	6.5	1.6	2.0	0.2
	骨組	20.0	5.0	7.3	2.9	3.1	0.7

(2) 変位波形（端部中央載荷）

図-4.10 には，落下高さ $H = 5, 10, 15, 20 \text{ m}$ の場合における端部中央載荷時の載荷点直下における鉛直方向変位波形に関して，FEM と骨組解析結果を比較して示している．また，表-4.4 には最大変位および残留変位を一覧にして整理している．

図-4.10 より，骨組解析結果は，FEM の第 1 波目から残留変位に至るまでは同様の波形性状を示していることが分かる．最大変位に関しては，骨組解析結果は FEM による結果と同程度の値を示している．一方，残留変位に関しては，入力エネルギーの増加と共に大きくなる傾向にあるものの，骨組解析の場合には FEM よりも小さくなる傾向にあることが分かる．なお，表-4.4 より，最大変位は表-4.3 に示すブロック中央載荷時の 2 倍程度の値となっている．

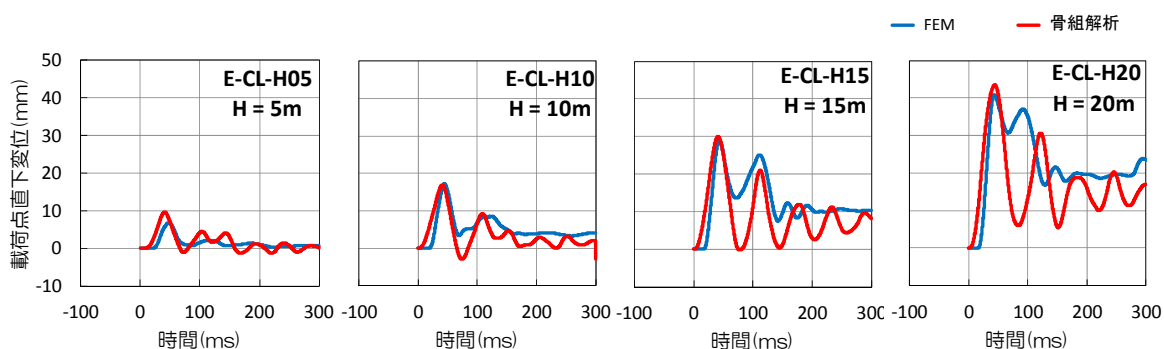


図-4.10 端部載荷時における載荷点直下鉛直方向変位波形

表-4.4 応答変位の一覧

試験ケース名	落下高さ $H \text{ (m)}$	種別	載荷点直下鉛直変位 (mm)	
			最大値	残留値
C-CL-H05	5	FEM	6.7	0.6
		骨組	9.6	0.1
C-CL-H10	10	FEM	17.2	3.8
		骨組	17.6	2.2
C-CL-H15	15	FEM	29.0	10.3
		骨組	29.9	6.8
C-CL-H20	20	FEM	40.8	20.0
		骨組	43.5	14.3

(3) 最大変位発生時の道路軸直角方向および道路軸方向変位分布

図-4.11 には、最大鉛直変位発生時における載荷点を通る道路軸直角方向骨組全体に関する変位分布を、図-4.12 および図-4.13 には、頂版部に着目した(a) 載荷点を通る道路軸直角方向鉛直変位分布および (b) 道路軸直角方向スパン中央部における道路軸方向鉛直変位分布に関して、実験結果と数値解析結果を比較して示している。なお、図-4.11、図-4.12 には中央載荷の場合を、図-4.13 には端部中央載荷の場合を示している。

図-4.11、図-4.12(a)および図-4.13(a)より、道路軸直角方向の頂版部および骨組全体の変位分布に関しては、いずれの解析法においても、数値解析結果は実験結果を精度よく再現していることが分かる。

図-4.12(b)より、中央載荷時の道路軸方向変位分布に関しては、実験結果および FEM 結果は共に載荷点直下で最大値を示し、ブロック端部で載荷点直下の約 50%程度の値を示しており、両者がよく対応していることが分かる。一方、骨組解析の場合には、入力エネルギーが $H = 15 \text{ m}$ までは FEM と同様に実験結果を概ね再現しているが、 $H = 20 \text{ m}$ の場合には載荷点直下が最大値を示しその値も概ね実験値と同程度の値を示すものの、ブロック端部の変位量も大きな値となっている。これは、骨組解析では版構造のモデル化において道路軸方向の曲げ剛性が若干大きく評価されることより、特に載荷点から離れた端部においてその差が顕著に現れたものと推察される。

図-4.13(b)より、端部中央載荷の場合において、入力エネルギーが $H = 10 \text{ m}$ までは FEM 結果を概ね再現していることが分かる。しかしながら、 $H = 15 \text{ m}$ および $H = 20 \text{ m}$ の場合には、ブロック端が最大値を示しその値も概ね実験値と同程度の値を示すものの、FEM 結果がブロック中央部柱位置から載荷点に向かって急激に変位量が増加しているのに対し、骨組解析の場合には載荷点と逆のブロック端部より載荷点に向かって徐々に変位量が大きくなっており、やや再現性が低い。これは、頂版をモデル化した際の道路軸方向の曲げ剛性がやや大きく評価されたためと推察される。しかしながら、最大変位については概ね安全側の評価となっており、提案の手法による解析結果は実務的には十分に許容される範囲であるものと判断される。

第4章 RC 製ロックシェッドへの動的骨組解析法の適用性検討

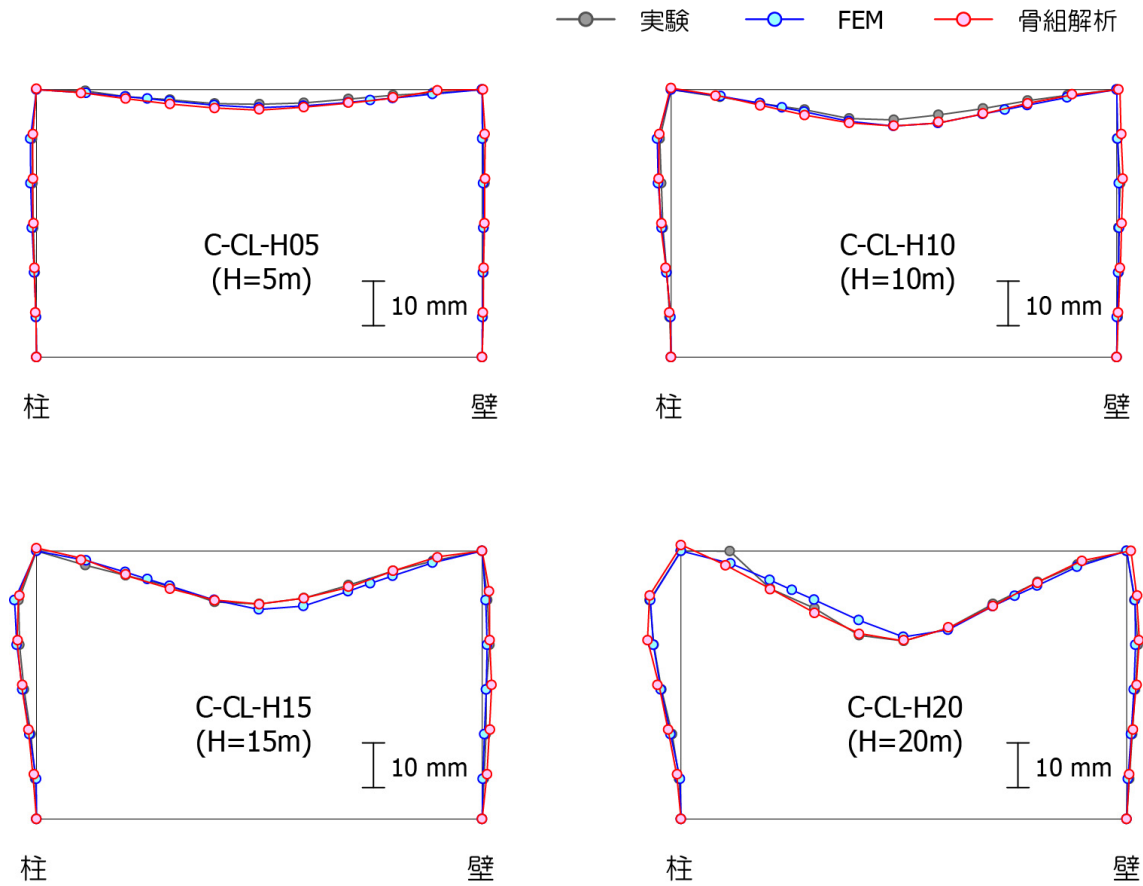


図-4.11 骨組全体の道路軸直角方向変位分布に関する比較図（中央載荷）

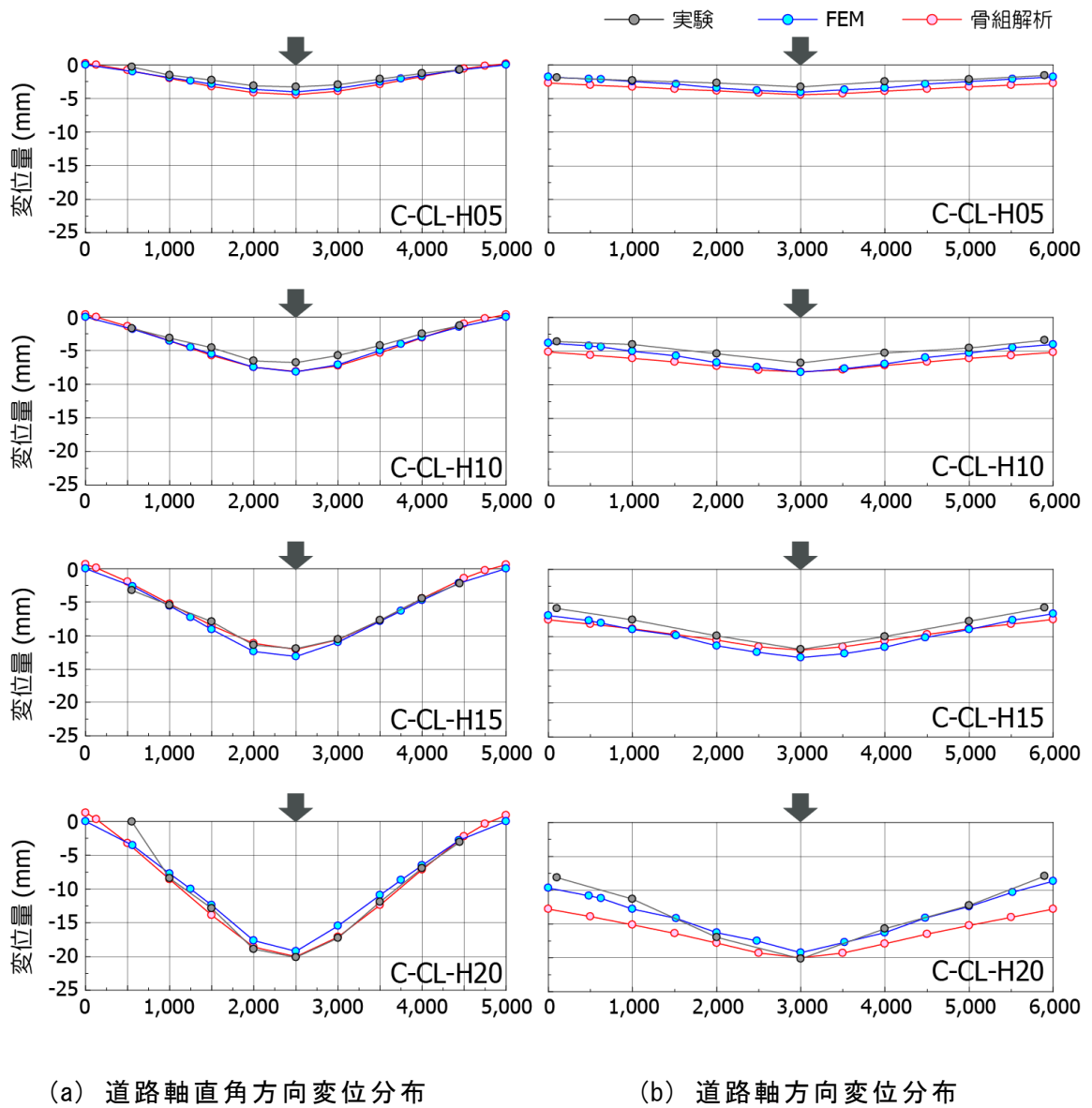
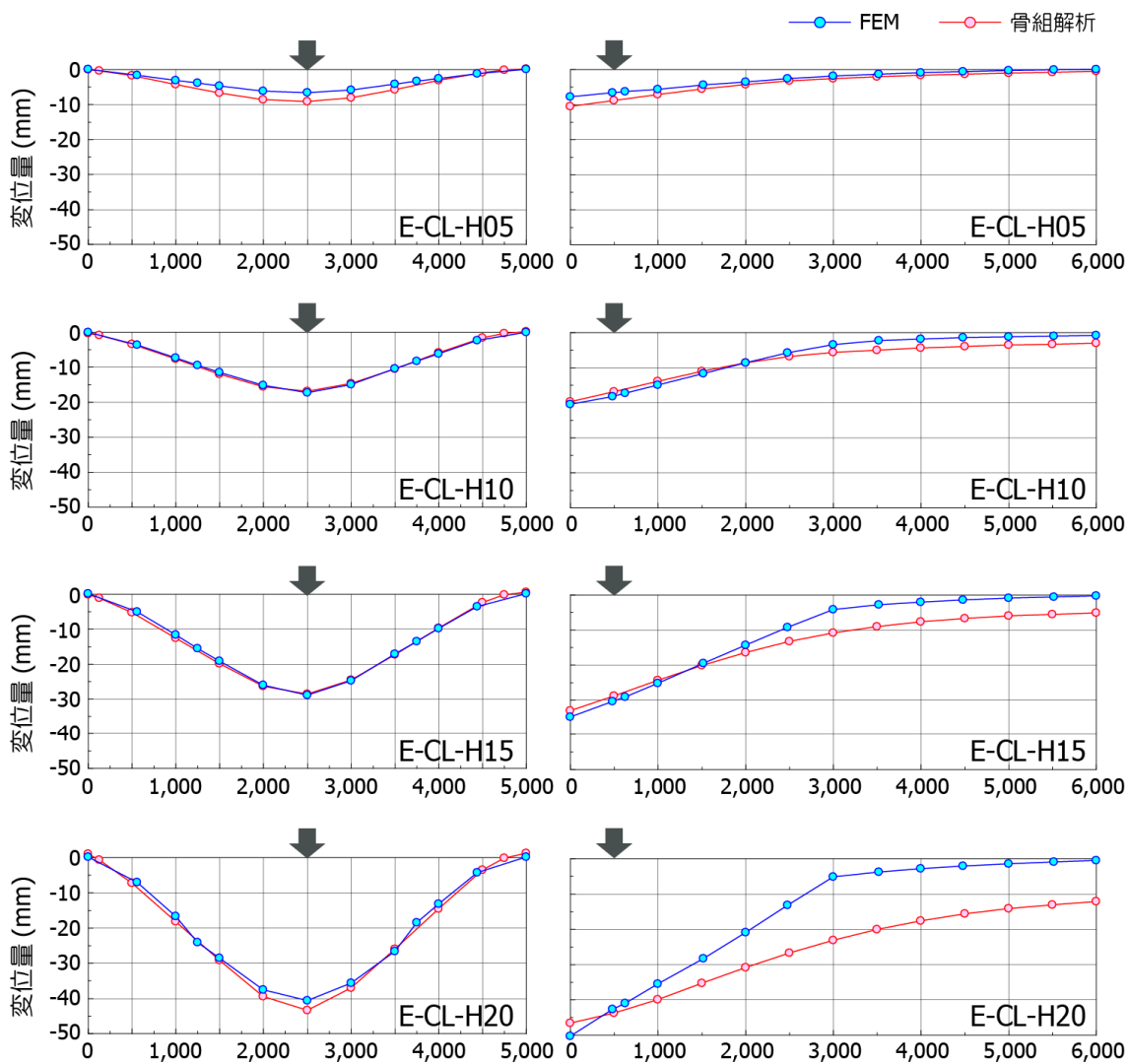


図-4.12 頂版部鉛直方向変位分布に関する比較図（中央載荷）



(a) 道路軸直角方向変位分布

(b) 道路軸方向変位分布

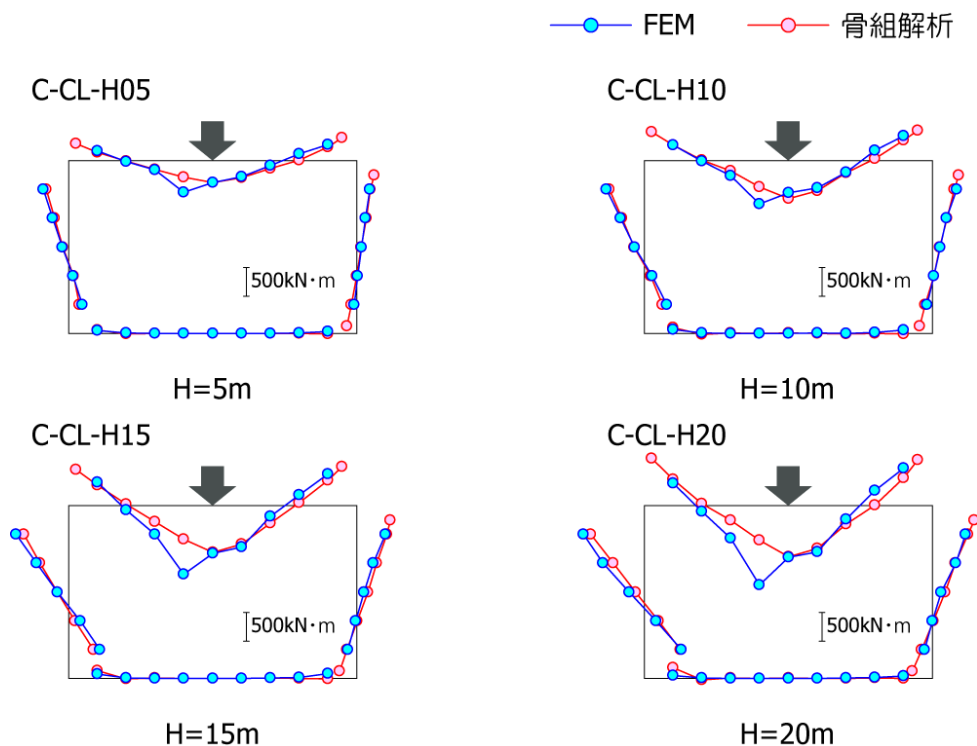
図-4.13 頂版部鉛直方向変位分布に関する比較図（端部中央載荷）

(4) 曲げモーメント分布

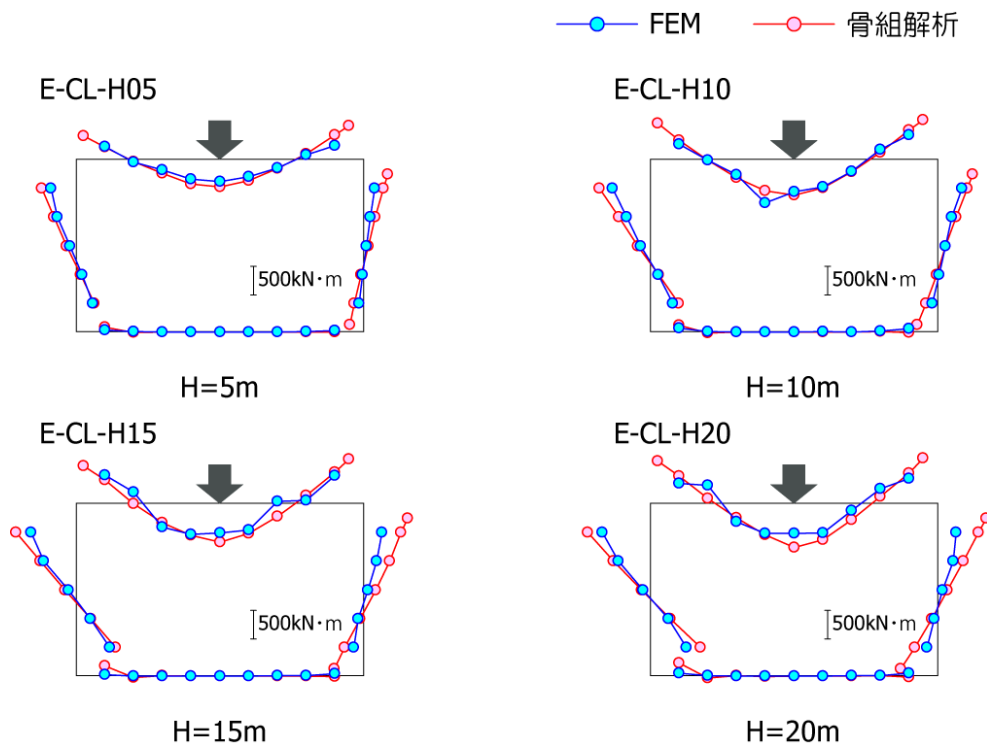
図-4.14 には、荷重点直下の最大鉛直変位発生時における曲げモーメント分布について、FEM および 骨組解析結果を比較して示している。なお、各部材のモーメントは頂版、側壁および底版に関しては 単位奥行き (1 m) 当たり、柱に関しては 柱 1 本当たりの値で示している。

図より、道路軸直角方向の曲げモーメント分布に関しては、FEM と骨組解析で類似の分布性状を示していることが分かる。頂版部に着目すると、入力エネルギーが小さい $H = 5 \text{ m}$ の場合には、同程度の値を示している。しかしながら、荷重点近傍部曲げモーメントに着目すると、骨組解析結果は FEM より小さな値を示し、入力エネルギーの増大と共にその差が徐々に大きくなる傾向を示している。これは、骨組解析における要素分割長が頂版厚程度の 50 cm であり変形に対して大きいこと、また、有限変形理論に基づいて定式化されているものの、せん断成分が卓越するような局所的な大変形への対応は難しいことによるものと推察される。

柱部に着目すると、提案の手法である解析結果は、FEM とほぼ同程度の値を示している。これは、柱部材が版部材と異なり一次元的であることによるものと推察される。一方、側壁部に着目すると、骨組解析結果は、中央断面荷重時における最大値は FEM による解析結果と同程度の値を示しているが、端部荷重時には FEM 解析結果より大きな値を示しており、設計的に安全側の評価となっている。



(a) 中央部載荷



(b) 端部載荷

図-4.14 モーメント図に関する比較図

4.5.2 載荷位置を変化させた場合における数値解析結果の比較

(1) 変位波形

図-4.15 には、落下高さ $H = 10$ mにおける載荷点を変化させた場合の載荷点直下、柱上部および側壁上部の変位波形に関して、FEMおよび骨組解析結果を比較して示している。なお、本図において、時間軸は重錘衝突時を原点に取っている。また、試験ケースC-CL-H10 に関する比較図には実験結果も併せて示している。

(a) 図より、載荷点直下の変位波形に着目すると、FEMおよび骨組解析結果は共に実験値に比べて立ち上がり時刻や勾配に多少の差異はあるものの、最大応答発生時刻および最大応答値が実験結果と同程度の値を示していることが分かる。ただし、最大応答値発生以降の振動特性に関しては、FEM結果は実験結果を精度良く再現しているのに対し、骨組解析結果は再現性が低く残留変位についてもFEMおよび実験結果より小さな値を示す傾向にある。

柱上部の変位波形に着目すると、実験結果では第 1 波目に最大値を示し、その後減衰自由振動を呈している。FEM解析の場合には第 1 波目の最大値から第 2 波以降の減衰自由振動までを概ね再現していることが分かる。これに対して、骨組解析の場合には、第 1 波目の最大値までは実験結果とほぼ同一の性状を示すものの、第 2 波以降の減衰自由振動の周期は実験結果よりもやや長くなっている。

一方、側壁上部の変位波形に着目すると、実験結果は第 2 波目に最大値を示し、その後減衰自由振動状態に至る。FEM解析の場合には、第 2 波目の最大値から減衰自由振動状態まで概ね精度よく再現している。これに対して、骨組解析結果はいずれの場合においても、第 2 波目に最大値を示しその後減衰自由振動状態を示すものの、FEM解析結果よりも長周期となっている。実験結果における第 2 波目のピーク発生時刻に着目すると、実験結果は頂版において 110 ms程度であるのに対し、側壁の場合には 90 ms程度と相関が悪いのに対し、骨組解析の場合には柱、側壁共に 100 ms程度で第 2 ピークが発生しており、頂版と側壁の挙動が連動していることが分かる。

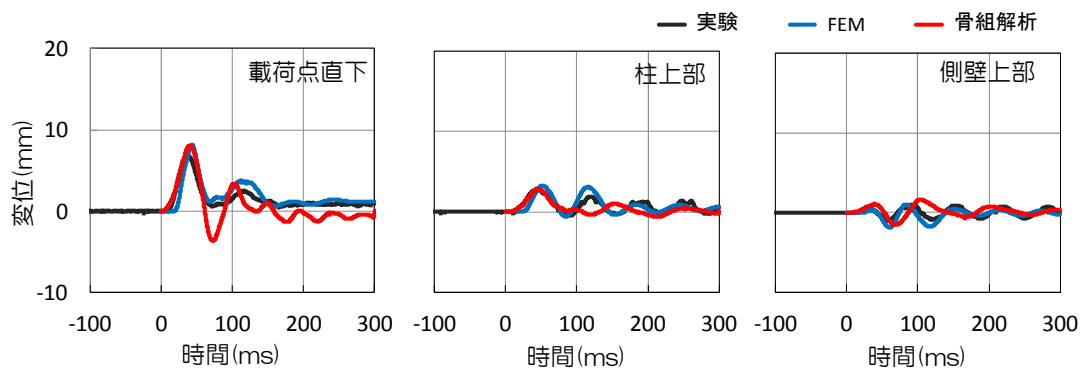
次に、柱上部および側壁上部における最大変位および残留変位に着目すると、最大変位に関してはFEM解析結果と骨組解析結果は共に同程度の値を示しているが、残留変位に関しては骨組解析結果がFEM解析結果よりも若干小さい値となっている。

(b) 図には、載荷点を変化させた場合の載荷点直下における変位応答波形を示している。FEM解析結果と骨組解析結果を比較すると、骨組解析結果の最大応答値の発生時刻および値はFEM解析結果とよく対応していることが分かる。しかし

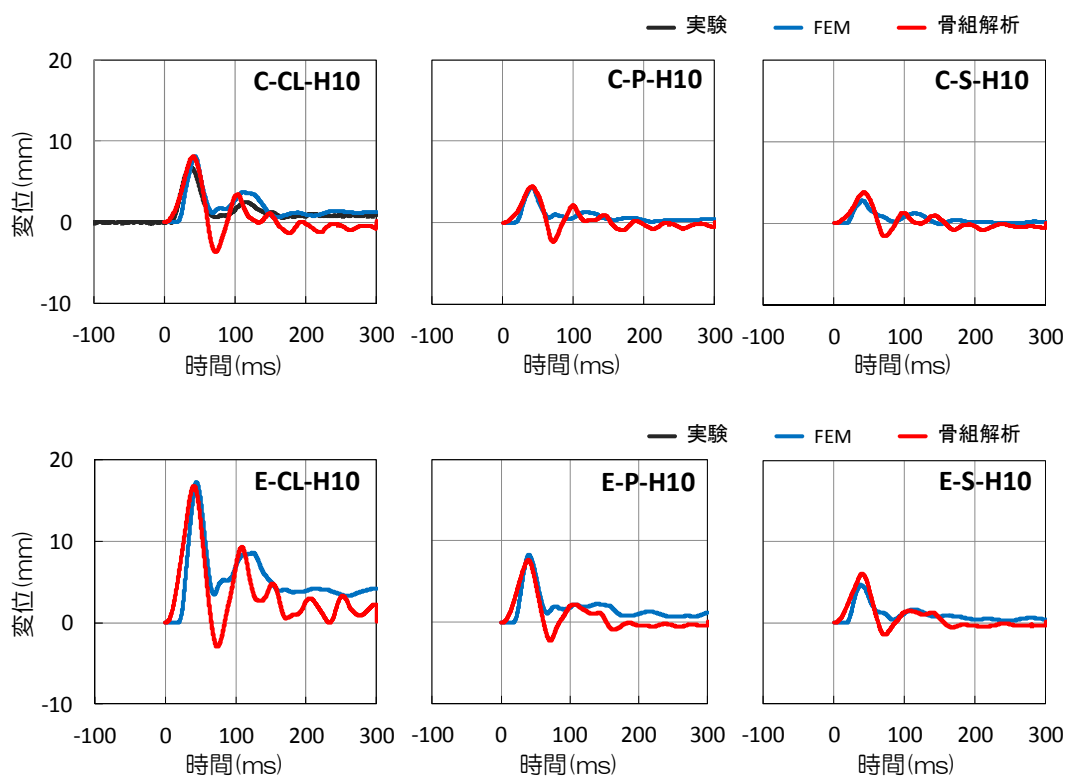
第4章 RC製ロックシェッドへの動的骨組解析法の適用性検討

ながら、2波目以降の減衰自由振動および残留変位については対応していない。

以上のことから、提案の骨組解析法は、FEMより再現性は劣るものの全体的には安全側の評価を与えることが明らかになった。これより、提案の動的骨組解析法はRC製ロックシェッドの設計解析に十分適用可能であるものと判断される。



(a) 頂版中央載荷 (C-CL-H10) 時における変位応答波形



(b) 頂版部載荷点直下変位応答波形 (H=10m)

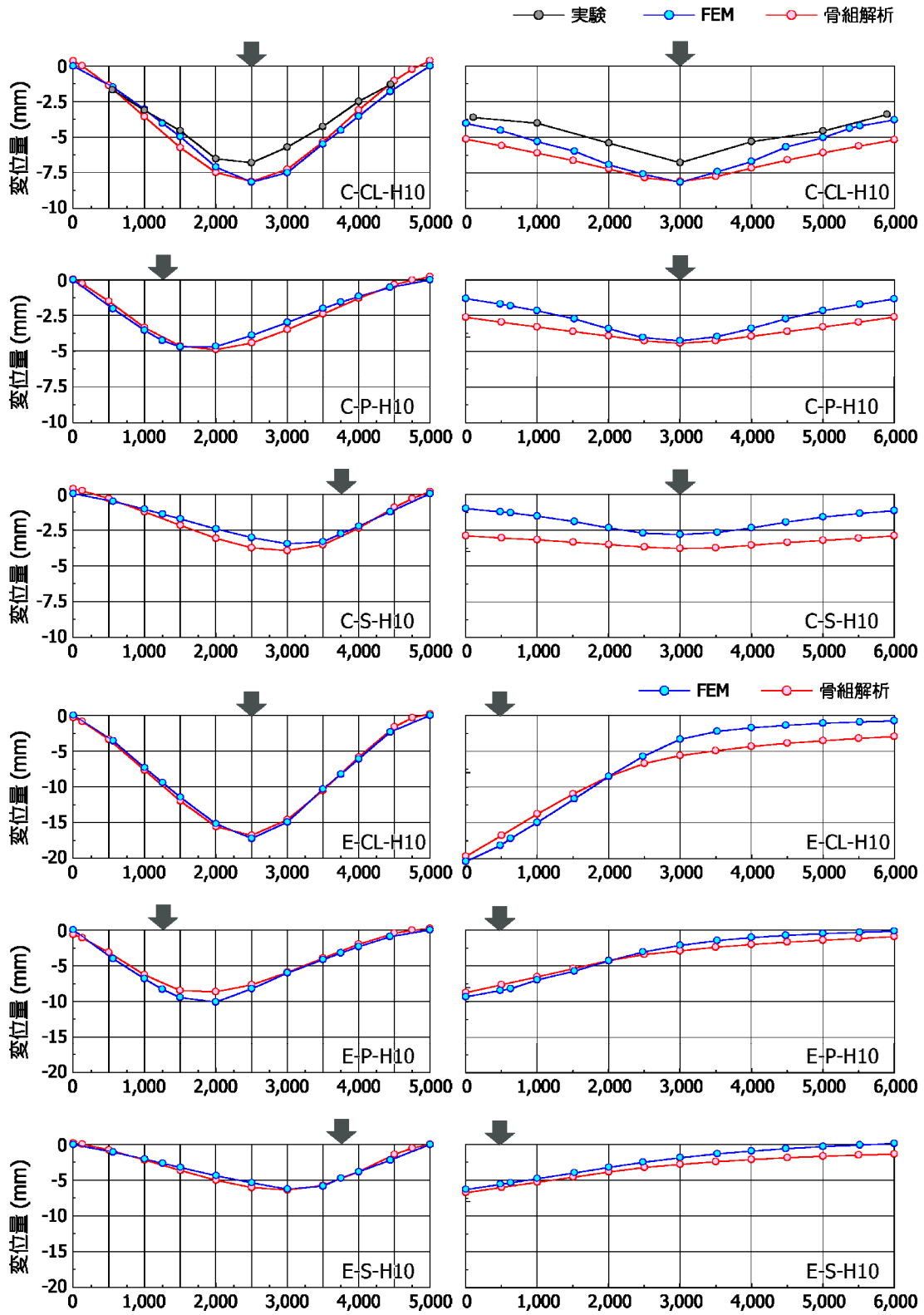
図-4.15 変位波形に関する比較図

(2) 最大変位発生時の道路軸直角方向および道路軸方向変位分布

図-4.16 には、荷点直下の最大鉛直変位発生時における道路軸直角方向および道路軸方向鉛直変位分布に関して、FEMと骨組解析結果を比較して示している。なお、試験ケースC-CL-H10 に関しては実験結果も併せて示している。

(a) 図より、道路軸直角方向の変位分布に関しては、いずれのケースにおいても、骨組解析結果がFEM解析結果および実験結果を精度よく再現していることが分かる。

(b) 図より、道路軸方向の変位分布に関しては、試験ケースC-CL-H10 の場合には、実験結果およびFEM解析結果は共に荷点直下で最大値を示し、ブロック端部で荷点直下の約 50 %程度の値を示しており、両者がよく対応していることが分かる。骨組解析の場合に関しても、概ねFEM解析結果と同程度の値を示している。ただし、端部荷点の場合において、荷点の最大変位については骨組解析結果はFEM解析結果と同程度の値を示すのに対し、荷点と反対側のブロック端部の変位量がFEM解析結果より大きな値となっている。これは、骨組解析では版構造のモデル化において道路軸方向の曲げ剛性が若干大きく評価されていることを暗示している。また、柱側荷点の場合には、中央荷点の値と同様の結果が得られており、荷点変位はFEM解析結果と同程度である。一方で荷点から離れた両端部での変位も多少大きく示されている。また、側壁側荷点の場合において、荷点変位は、他のケースと同様にFEM解析結果と同程度の値を示すものの、荷点とブロック両端部の差は他の試験ケースより小さくなる傾向にある。これは、骨組解析の場合には、道路軸方向の剛性が大きく評価される傾向にあることが示唆される。しかしながら、いずれの場合も荷点の最大変位量はFEM解析結果と同程度の値を示していることから、提案の解析手法による解析結果は実務的には妥当な結果を与えているものと判断される。



(a) 道路軸直角方向変位分布 (H=10m) (b) 道路軸方向変位分布 (H=10m)

図-4.16 頂版部鉛直方向変位分布に関する比較図

(3) 曲げモーメント分布

図-4.17 には、荷点直下の最大鉛直変位発生時刻における曲げモーメント分布について、FEMおよび骨組解析結果を比較して示している。

図より、道路軸直角方向の曲げモーメント分布に関しては、骨組解析結果はFEM解析結果と同様の分布性状を示していることが分かる。

頂版部に着目すると、骨組解析結果は荷点近傍でFEM解析結果より多少小さな値を示す傾向にある。これは、FEM解析結果は荷点近傍部の押し抜きせん断等の局所的な変形も評価可能であるのに対し、骨組解析は有限変形理論に基づいて定式化されているもののせん断変形に関してはその影響が考慮されていないことによるものと推察される。

柱部に着目すると、骨組解析結果は中央部荷点に関してはFEM解析結果と同程度の値を示しているのに対し、端部荷点の場合はFEM解析結果より大きな値を示している。これは、頂版の道路軸方向の変位分布においても述べているように、頂版の道路軸方向剛性が若干大きく評価される傾向にあることによるものと推察される。

一方、側壁部に着目すると、骨組解析結果はいずれの試験ケースにおいてもFEM解析結果と同様の値を示していることが分かる。

以上のことから、骨組解析による解析結果は、FEM解析による解析結果に対して多少の差異はあるもののFEM解析結果を概ね再現しており、実務的には十分適用可能であるものと判断される。また、解析時間に着目すると、骨組解析の場合にはFEM解析の 1/100 程度であり、時間的にも経済的にも大幅に節約することが可能となり、工学的に有効な手法であるものと判断される。

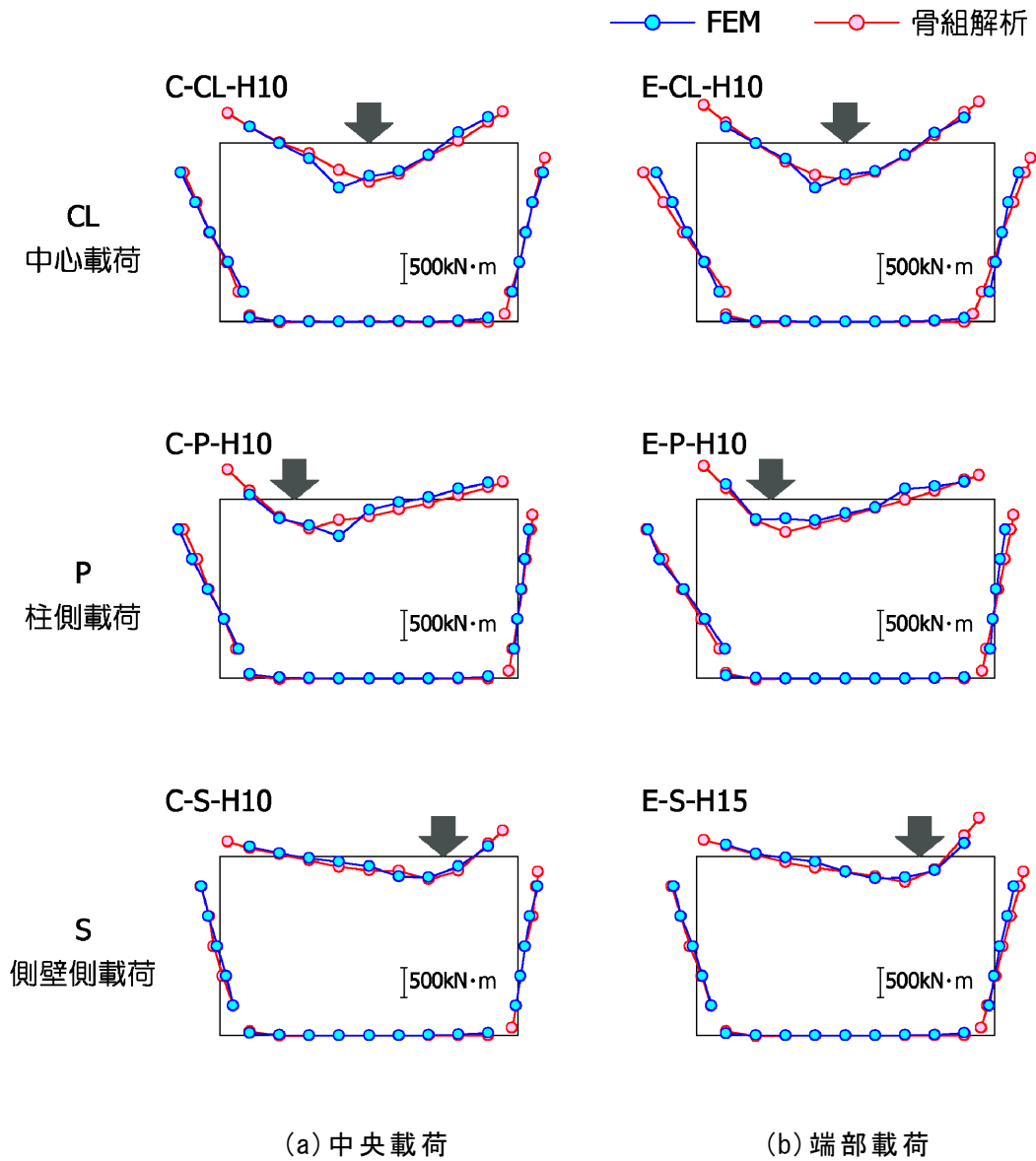


図-4.17 モーメント図に関する比較図

4.6 まとめ

本章では、RC製ロックシェットの性能照査型耐衝撃設計法に基づいた設計解析を可能とするための解析手法を確立することを目的に、三次元動的骨組解析法の適用を提案し、実規模の 1/2 縮尺模型を用いた実験結果や三次元弾塑性有限要素法（FEM）による解析結果との比較によって、その妥当性を検討した。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 提案の骨組解析手法を用いることにより、敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェット模型の衝撃実験結果および FEM 解析結果を概ね再現可能である。
- 2) 本解析手法は、損傷が著しい場合にはその挙動を適切に再現評価することができないが、設計的には安全側の評価を与えており、実務設計解析には十分適用可能であるものと判断される。
- 3) 道路軸直角方向の変位分布は FEM 解析結果を精度良く再現可能であるが、道路軸方向のそれは再現性がやや低い。
- 4) 端部载荷の場合における柱部の断面力評価において、提案の骨組解析法による解析結果は FEM 解析結果よりも過大に評価する傾向にあるが、その他の解析ケースでは FEM 解析結果を精度良く再現可能である。

以上より、提案の骨組解析法は FEM 解析法より再現性は劣るものの設計的に安全側の評価を与えており、実務設計の観点から RC 製ロックシェットの性能照査型耐衝撃設計のための解析ツールとして十分適用可能であるものと判断される。

第5章 実規模模型実験に関する試設計および提案手法の妥当性検証

5.1 概説

第2章ではRC梁の耐衝撃挙動解析のための動的骨組解析法の適用性や解析精度向上に関する検討を行った。第3章では1/2縮尺RC製ロックシェッド模型の衝撃実験を、第4章では第3章で得られた実験結果や三次元弾塑性有限要素解析結果と提案の三次元動的骨組解析手法による解析結果を比較することにより、その工学的な適用性に関する検討を行った。その結果、1/2縮尺模型に対しては、工学的に十分適用可能であることが明らかになった。

一方、寒地土木研究所、チューリッヒ工科大学、及び室蘭工業大学、釧路高等専門学校、名古屋工業大学はRC製ロックシェッドに関する合理的な性能照査型耐衝撃設計法を確立することを目的に、実規模模型に関する弾性から終局近傍の弾塑性状態までを対象とした重錘落下衝撃実験の実施を計画している。

本章では、前章での検討結果を基に、三次元動的骨組解析法の実物大模型に関する適用性を検討することを目的に、実験計画立案のために設計条件である入力エネルギー $E_k = 100$ kJから実験上での最大入力エネルギーである $E_{max} = 3,000$ kJまでの各荷重レベルにおける耐衝撃挙動および破壊性状を推定した。更に、実験結果から得られた実入力衝撃荷重を用いた数値解析を実施し、実験結果と比較検討することで本解析手法の実規模模型に対する適応性を検討した。

5.2 実規模 RC 製ロックシェッド模型の断面設計

5.2.1 基本条件

(1) 試験体断面設計

実規模実験のために製作する試験体は、落石対策便覧¹⁾に示されている許容応力度法に基づいた設計法に即して断面設計を行っている。すなわち、二次元静的骨組解析により作用断面力を算出し、許容応力度法にて断面設計を行っている。本検討の基本条件を表-5.1に示す。また、後述する設計によるロックシェッドの形状寸法を図-5.1に示す。なお、設計に用いる落石衝撃力を求める際の入力エネルギーに関しては、1) 既往の研究^{5~8)}により、許容応力度法で求めた耐荷力は、実際の限界耐力に対して20～30倍の安全率を有していること、2) 実験での最大入力エネルギーは、重機の限界能力から $E_{max} = 3,000$ kJ（質量 $m = 10$ ton、落下高さ $h = 30$ m）であること、3) 試験体の終局限界を確認したいことより、実験での最大入力エネルギー $E_{max} = 3,000$ kJの1/30である $E_k = 100$ kJで計画することとしている。

(2) 三次元動的骨組解析

本章では、前節の基本条件にて設計した試験体に対して、実験時の最大入力エネルギー $E_{max} = 3,000$ kJまでの各荷重レベルにおける耐衝撃挙動を予め推定することを目的に、ファイバーモデルを用いた三次元動的骨組解析を実施した。

ここでは、三次元動的骨組解析のための基本条件について述べる。なお、第4章で述べたように、本解析手法は1/2縮尺模型に関する重錘落下衝撃実験に対して、最大応答値までは実験結果を概ね再現可能であることが確認されている。

本章で実施する三次元動的骨組解析は、設計入力エネルギー $E_k = 100$ kJから最大 $E_{max} = 3,000$ kJまでに対して入力エネルギーを変化させて行うものとし、かつ二次元解析では評価が不可能である端部載荷の場合に対しても実施する（後述の図-5.8参照）。また、解析モデルに入力する衝撃力は、ロックシェッドの耐衝撃設計¹²³⁾を参考に設定することとした。なお、最大衝撃力は落石対策便覧¹⁾による振動便覧式にて算出する。

表-5.1 基本条件一覧

項目	設定内容	備考
入力エネルギー	$E_k = 100 \text{ kJ}$	重錘質量 $m = 2 \text{ ton}$ 落下高さ $h = 5 \text{ m}$ 入射角 $\theta = 90^\circ$
基礎条件	コンクリート基礎	便宜的に $N = 100$ 相当と仮定
背面土圧	考慮しない	実験条件
内空断面	内空幅×内空高 = $8.0 \times 5.0 \text{ m}$	内空幅は3種4級を想定, 内空高は, 建築限界や舗装および横 断勾配を考慮して 5.0 m と設定
1ブロック延長	$L = 12 \text{ m}$	道路防災工調査設計要領(案)落石 覆工編 ⁴⁾ の標準形式
緩衝工	敷砂, 厚さ $t_s = 0.9 \text{ m}$	
構造形式	RC製箱型形式	

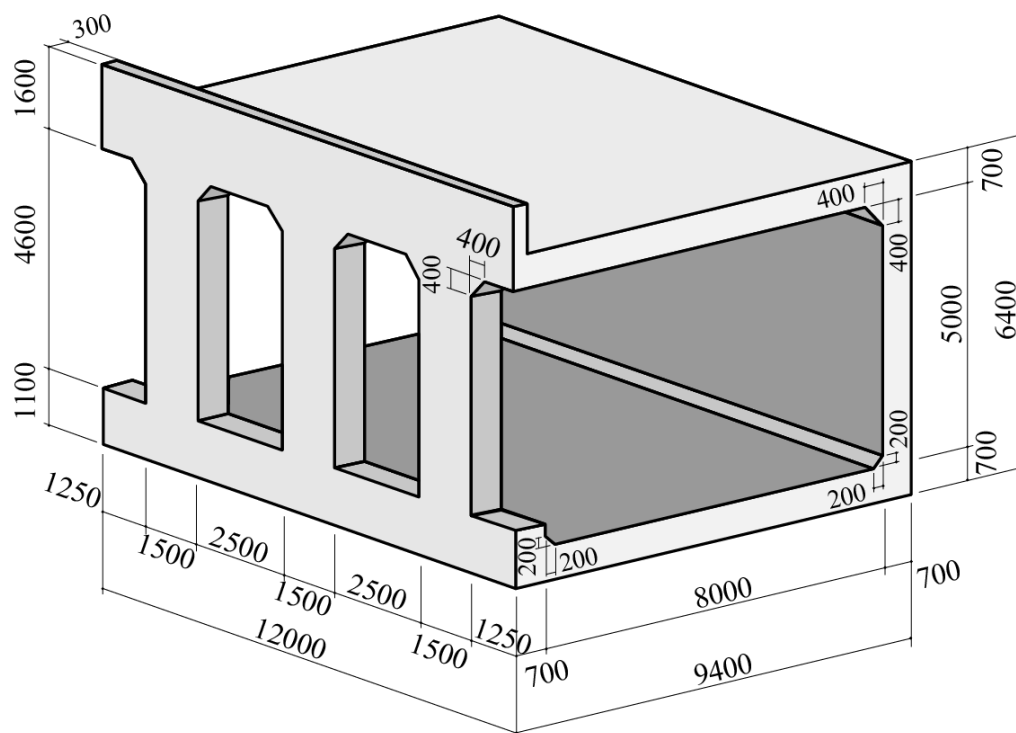


図-5.1 実規模RC製ロックシェッド模型の形状寸法

5.2.2 現行設計法に基づいた実規模模型の断面設計

(1) 設計の概要

1) 解析モデル

図-5.2 には許容応力度設計に用いた二次元静的骨組モデルを示している。骨組モデルは、試験体の頂版・側壁・柱・底版の各断面中央位置に配置するようモデル化した。また、道路橋示方書¹²¹⁾に準拠し、隅角部には剛域を設定している。断面設定の際には、試験体延長 $L = 12.0\text{ m}$ に対して、図-5.3 に示す柱間隔($L_e = 4.0\text{ m}$)を道路軸方向の有効幅 L_e としてモデル化している。

頂版上の敷砂緩衝工の質量は作用力で付加することで考慮している。なお、骨組モデルの総節点数、総要素数はともに12である。また、本数値解析にはSUCCES任意形平面骨組解析Ver.2.21¹²⁴⁾を使用している。

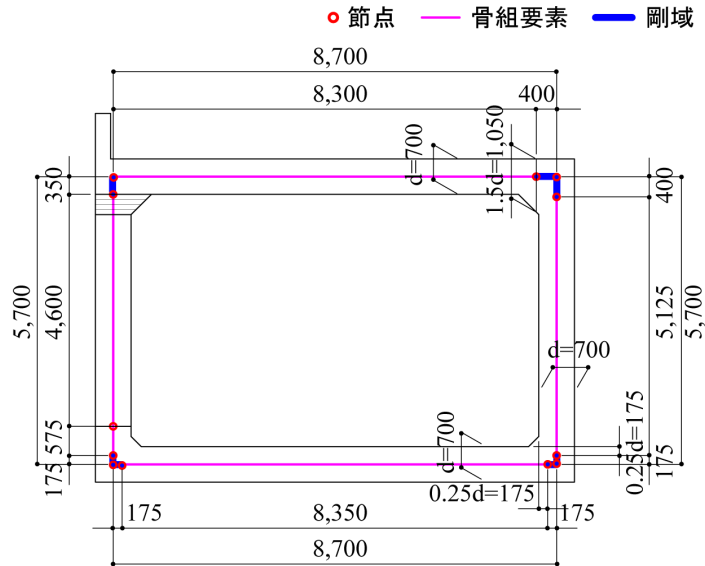


図-5.2 設計のための二次元骨組解析モデル

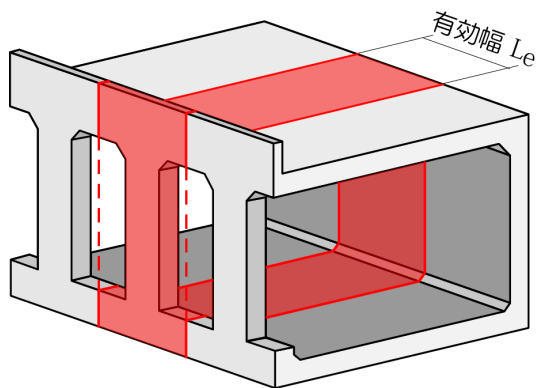


図-5.3 有効幅の考え方

2) 設計定数

表-5.2 には、設計に用いた定数の一覧を示している。二次元静的骨組解析において、ロックシェッド本体の単位体積重量は、鉄筋コンクリートとして入力している。また、試験体の断面設計では、常時（死荷重のみ）および落石時（死荷重および落石荷重）のみ行うものとし、許容応力度は割増係数を考慮した値を設定している。

表-5.2 設計定数の一覧

材料	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E (GPa)	使用材料	許容応力度
コンクリート	24.5 (鉄筋コンクリートとして入力)	25.0 (鉄筋コンクリートとして入力)	RC-2-1 $f'_{ck} = 24.0$ MPa	許容曲げ圧縮応力度 常時：8 MPa 地震時：12 MPa 許容せん断応力度(基本値) 常時：0.23 MPa 地震時：0.35 MPa
鉄筋			SD345	許容引張応力度 常時：180 MPa 地震時：300 MPa
砂	19.0	—	—	—

3) 衝撃力入力モデル

落石衝撃力は、落石対策便覧¹⁾における振動便覧式より、以下のように算出される。ただし、ラーメの定数は道路防災工調査設計要領（案）落石覆工編⁴⁾を参考に、 $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数 $\alpha = 1.0$ とする。

$$\begin{aligned}
 P &= 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h^{3/5} \cdot \alpha & (5.1) \\
 &= 2.108 \times (2 \times 9.80665)^{2/3} \times 8,000^{2/5} \times 5^{3/5} \times 1.0 \\
 &= 1,466 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- P : 落石衝撃力 (kN)
- m : 重錘質量 (ton)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- λ : ラーメの定数 (kN/m²)
- h : 落下高さ (m)

また、敷砂緩衝工を用いた場合の衝撃力の分散は、落石対策便覧に準拠し、図-5.4に示すように緩衝砂層厚に対して 1:0.5 の範囲に等分布荷重状に作用するものとした。ここでは、この等分布荷重を正方形分布に置き換えて作用させるものとする。本設計計算では、ロックシェッドに対して道路軸直角方向中心点を載荷位置とし、図-5.5 に示すように二次元骨組に入力している。

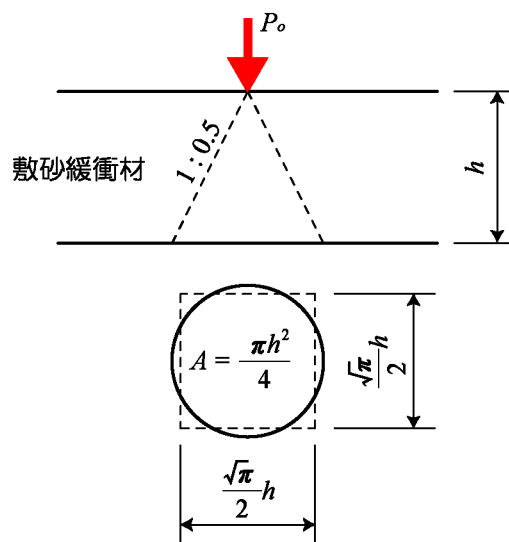


図-5.4 落石衝撃力の作用面積

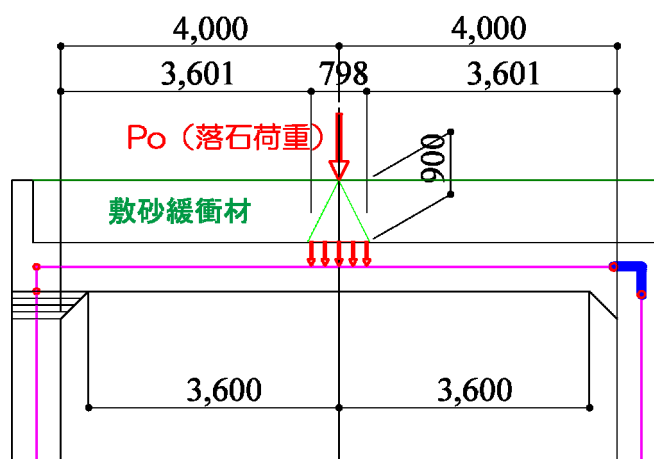


図-5.5 落石衝撃力の入力方法

4) 基礎地盤の条件

本実験ではコンクリート基礎上にロックシェッドを設置することから、ロックシェッド底面に鉛直方向（底版部材直角方向）のバネおよび、水平方向（底版部材方向）のせん断バネを考慮するものとする。鉛直方向バネは、圧縮方向のみ考慮するものとし、引張方向のバネ定数はゼロとする。また、水平方向せん断バネは鉛直方向バネの 1/3.5 として設定している。鉛直方向のバネ定数および水平方向せん断バネ定数は、地盤条件が堅固であることより $N=100$ （標準貫入試験値）と仮定し、道路橋示方書IV 下部構造編¹²¹⁾ に準拠して、以下のように算出している。

$$\begin{aligned} E_0 &= 2,800 \cdot N \\ &= 2,800 \times 100 \\ &= 280,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (5.2)$$

ここに、

- E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)
- N : 地盤のN値（標準貫入試験値）

$$\begin{aligned} k_{V0} &= (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0 \\ &= (1 / 0.3) \times 1.0 \times 280,000 \\ &= 933,333 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (5.3)$$

ここに、

- k_{V0} : 直径0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)
- α : 地盤反力係数の換算係数

$$\begin{aligned} B_V &= \sqrt{A_V} \\ &= \sqrt{(B_V \times L)} \\ &= \sqrt{(9.4 \times 12.0)} \\ &= 10.621 \text{ (m)} \end{aligned} \quad (5.4)$$

ここに、

- B_V : 基礎の換算載荷幅 (m)
- A_V : 偏心を考慮した鉛直方向の載荷面積 (m²)
- B : ロックシェッド全幅 (m)
- L : ロックシェッド延長 (m)

$$\begin{aligned}
 k_V &= k_{V0} \cdot (B_V / 0.3)^{-3/4} & (5.5) \\
 &= 933,333 \times (10.621 / 0.3)^{-3/4} \\
 &= 64,306 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに,

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$\begin{aligned}
 K_V &= k_V \times L_e & (5.6) \\
 &= 64,306 \times 4.0 \\
 &= 257,224 \\
 &\doteq 250,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに,

K_V : 鉛直方向バネ定数 (kN/m²)

L_e : 道路方向の有効幅 (m)

$$\begin{aligned}
 K_S &= k_V \times (1 / 3.5) & (5.7) \\
 &= 73,493 \\
 &\doteq 73,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに,

K_S : 水平方向バネ定数 (kN/m²) である.

(2) 二次元静的骨組解析結果

落石衝撃力 $P = 1,466 \text{ kN}$ に対し、許容応力度を満足する構造寸法および配筋状況を図-5.1, 図-5.6 に示す。また、この時の曲げモーメント図を図-5.7 に示す。曲げモーメント図には各部材の許容抵抗曲げモーメントも合わせて示している。ロックシェットの各部材厚、配筋状況および応力度計算結果を表-5.3 に示す。

「(1) 設計概要」 に示す条件の下で数値解析を実施した結果、いずれの部材も鉄筋の引張応力度は許容値の 82 ~ 98 %、コンクリートの圧縮応力度は柱を除くと許容値に対して 44 ~ 80 %である。また、コンクリートの平均せん断応力は各部材端から有効高さの 1/2 の位置で照査しているが、頂版および柱部は許容応力度の 57 ~ 80 %程度、側壁や底版では 24 ~ 41 %となっている。押抜きせん断耐力 V_p は、集中荷重状態を仮定して $V_p = 1,505 \text{ kN}$ となり、作用荷重（落石衝撃力） $P = 1,466 \text{ kN}$ を上回っている。なお、隅角部には道路橋示方書に準拠して、補強筋を配置している。

表-5.3 各部材の厚さ、配筋状況および応力度計算結果一覧

部材	厚さ (柱幅) (mm)	配筋面	配筋状況		鉄筋 (N/mm ²)		コンクリート (N/mm ²)			
			主鉄筋	配力筋 帯鉄筋(柱)	引張 応力度 σ_s	許容値 σ_{sa}	圧縮 応力度 σ_c	許容値 σ_{ca}	せん断 応力度 τ	許容値 τ_a
頂版	700	上面	D29@250mm	D19@250mm	249	300	6.7	12.0	0.46	0.81
		下面	D25@125mm	D22@250mm	269		9.6		0.49	0.61
側壁	700	外面	D29@250mm	D19@250mm	263	300	9.3	12.0	0.18	0.54
		内面	D19@250mm	D13@250mm	7		1.9		0.18	0.76
底版	700	上面	D22@250mm	D16@250mm	293	300	5.2	12.0	0.10	0.41
		下面	D16@250mm	D16@250mm	10		0.6		0.17	0.41
柱	700 (1,500)	外面	D29×10本	D16@250mm	246	300	11.9	12.0	0.48	0.65
		内面	D29×10本		92		6.6		0.48	0.72

※ 着色部にて断面を決定

5.2 実規模 RC 製ロックシェッド模型の断面設計

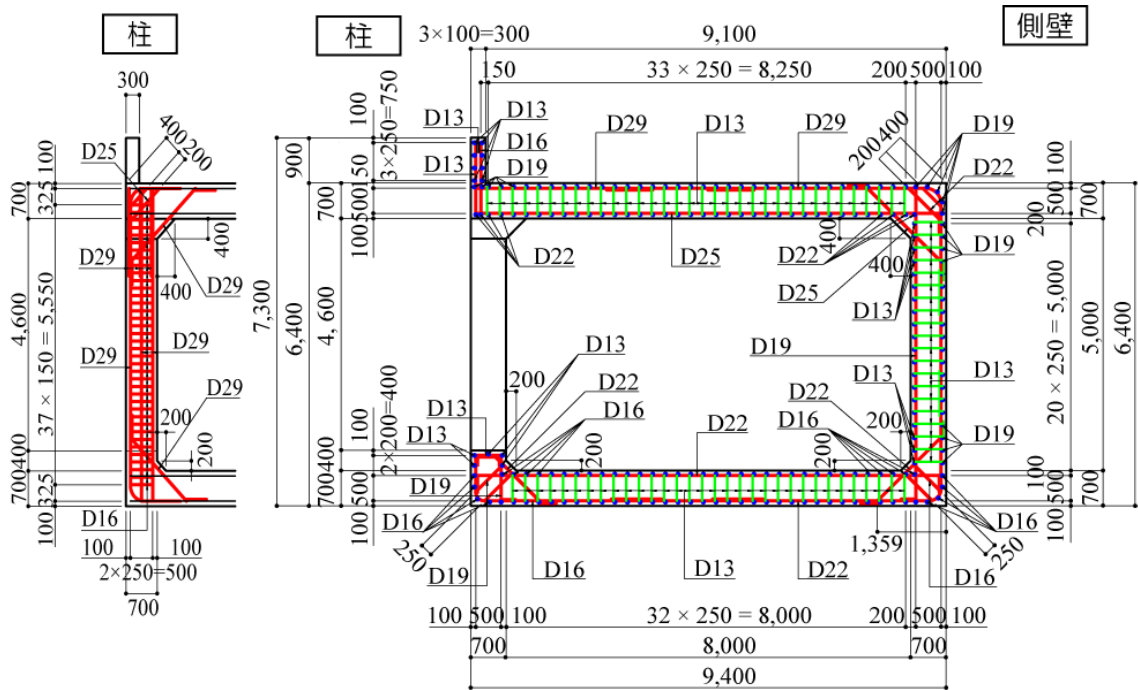


図-5.6 実規模模型の配筋図

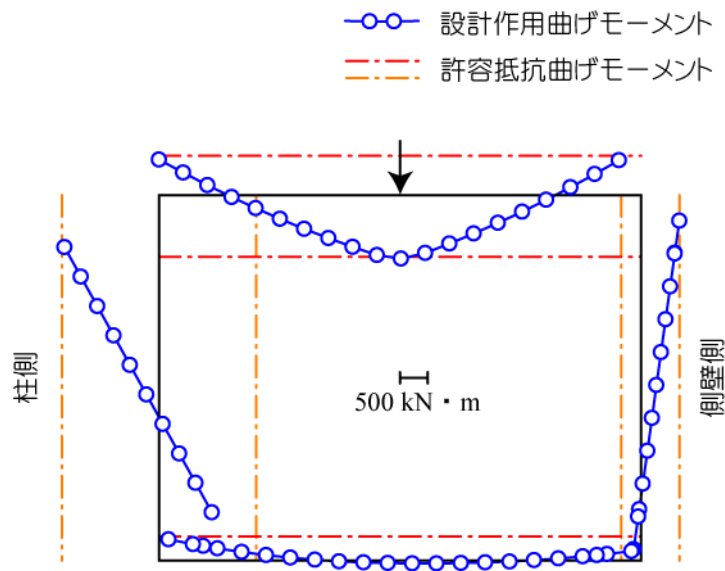


図-5.7 モーメント図（落石時）

5.3 三次元動的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定

5.3.1 三次元動的骨組解析の概要

(1) 解析モデルおよび解析条件

表-5.4 には、解析ケースの一覧を示している。図-5.8 に本数値解析に用いた三次元動的骨組解析モデルを示す。要素分割は1要素長を各部材の有効厚程度とし、最小でも有効高の0.5倍程度になるように設定している。また、隅角部には道路橋示方書に準拠し剛域を設定している。柱と頂版の接合部には頂版の道路軸方向の変位やねじりを適切に柱に分担するように柱頂部より放射状に剛域を設定している。骨組モデルには断面寸法や各材料定数を考慮したファイバー要素を使用した。ファイバー要素のセルの分割は、図-5.9 に示すように各セルの中心近傍に軸方向鉄筋が配置されるように設定した。なお、底面には二次元静的骨組解析の場合と同一のバネ定数を設定した。頂版上の敷砂緩衝工の質量は要素に付加することで考慮している。減衰定数は質量比例分のみを考慮し、事前に固有振動解析を行い、鉛直方向最低次曲げ振動モードに対応した固有振動数に対して、既往研究と同様に $h=2.5\%$ に設定した。

なお、骨組の総節点数は1,327、総要素数は2,553である。また、本数値解析には Engneer's Studio¹¹⁸⁾ (Ver.1.07.00) を使用している。

表-5.4 解析ケース一覧 (全34ケース)

No.	ケース名	緩衝工	載荷位置	重錘質量 m (ton)	落下高さ h (m)	入力エネルギー E (kJ)
1	S-C-E100 ~S-C-E3,000	敷砂	中央	10	1, 2 5, 10 15, 30 25, 30	100, 200 500, 1,000 1,500, 2,000 2,500, 3,000
2	S-E-E100 ~S-E-E3,000		端部中央			
3	G-C-E100 ~G-C-E3,000	碎石	中央			
4	G-E-E100 ~G-E-E3,000		端部中央			
5	T-C-E3,000	三層緩 衝構造	中央		30	3,000
6	T-E-E3,000		端部中央			

5.3 三次元動的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定

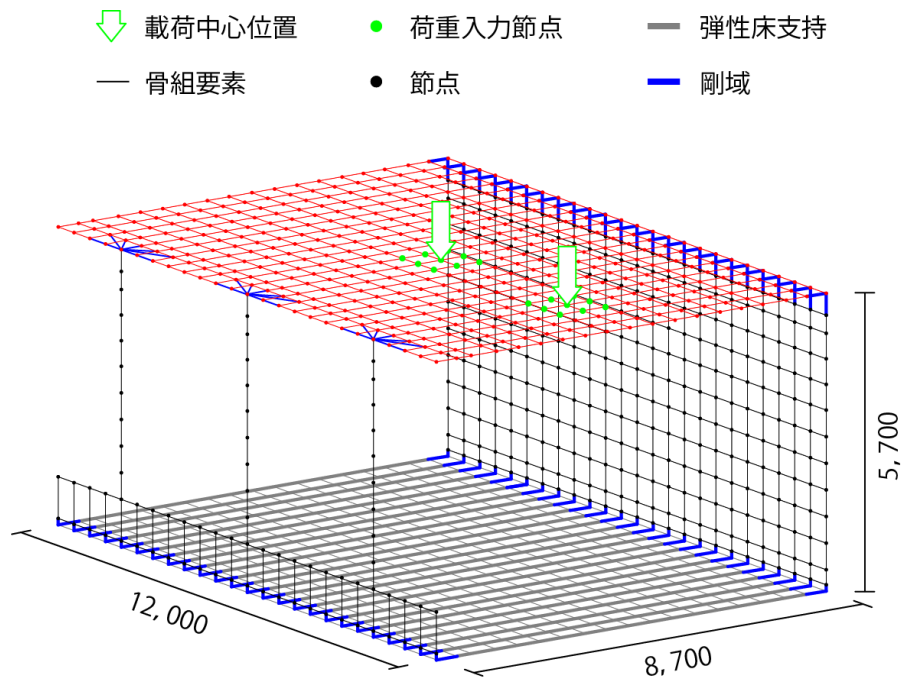


図-5.8 解析のための三次元骨組モデル

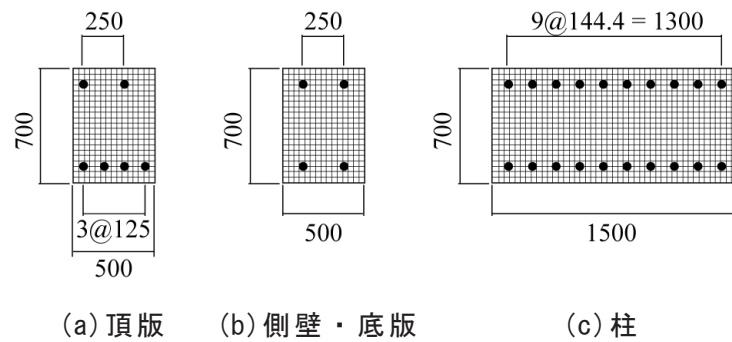


図-5.9 各断面におけるファイバーモデルのセルの分割状況

(2) 材料物性モデル

図-5.10 には，解析に用いた各材料物性モデルを示している．(a)，(b) 図には，それぞれコンクリートおよび鉄筋要素に用いた応力-ひずみ関係を示している．本研究では道路橋示方書に則して設定している．なお，コンクリートの圧縮領域に関しては，三次元弾塑性有限要素解析と同様に相当ひずみが $\epsilon_{c0} = -0.15\%$ に達した状態でコンクリートが降伏するものと仮定している．この際のコンクリートの降伏強度は一軸圧縮強度とした．

鉄筋要素に用いた物性モデルは，塑性硬化係数 H' を弾性係数 E_s の 1% とするバイリニア型の等方硬化則を適用している．

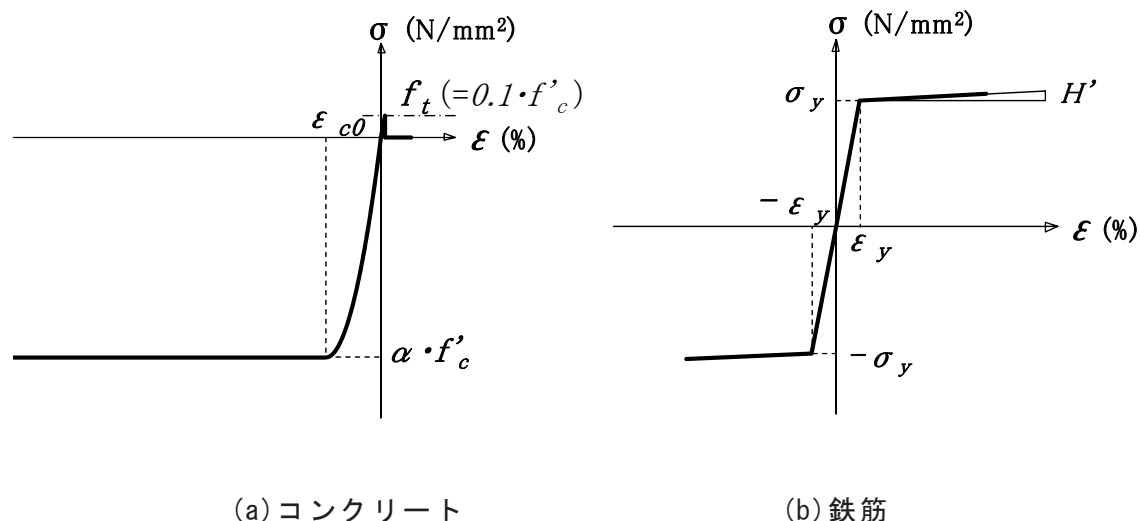


図-5.10 材料物性モデル

(3) 衝撃力に関する入力モデル

図-5.11 には、骨組解析に用いた衝撃力波形を示している。入力波形はロックシェットの耐衝撃設計¹²³⁾を参考に重錘衝撃力波形を台形状に簡易化し、載荷範囲にある節点に面積比を考慮し分割して与えている。最大衝撃力は振動便覧式等により算出するものとし、ラーメの定数は表-5.5 に示す値を採用した。表-5.6 には算出した最大衝撃力を一覧にして示している。載荷範囲は重錘が敷砂に衝突する点を中心に重錘径で作用するものと仮定し、載荷面積比を考慮して各部材に入力している。また、三層緩衝構造に関しては、3.0×3.0 mに等分布に分散するものと仮定した。なお、前述の通り、各種緩衝材はその質量のみを頂版に付加しており、載荷荷重は直接頂版骨組へ入力している。

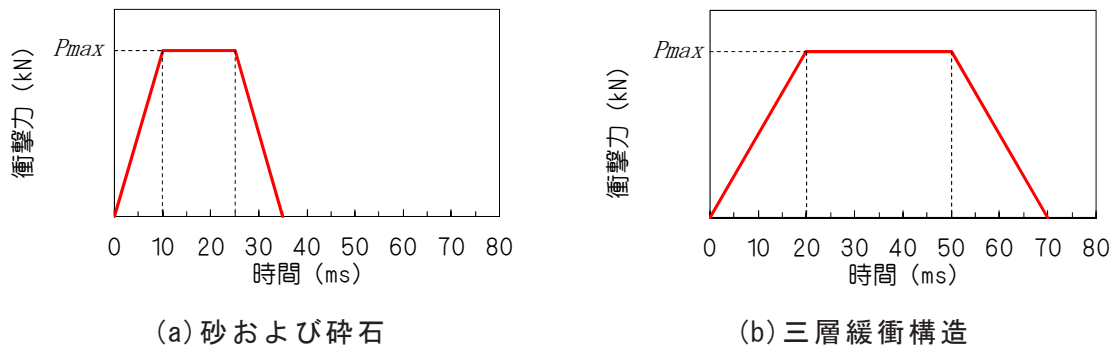


図-5.11 衝撃力入力モデル

表-5.5 三次元動的骨組解析におけるラーメの定数一覧

緩衝工	ラーメの定数 λ (kN/m ²)	設定根拠
敷砂	1,000	落石対策便覧 ¹⁾ ：非常に軟らかい場合
碎石	5,000	落石対策便覧 ¹⁾ ：軟らかい場合
三層緩衝構造	2,000	道路防災工調査設計要領(案)落石覆工編 ⁴⁾

表-5.6 最大衝撃力一覧

落下高さ h (m)	P_{max} (kN)		
	敷砂	碎石	三層緩衝構造
1	850	1,600	—
2	1,300	2,500	—
5	2,200	4,200	—
10	3,400	6,400	—
15	4,300	8,100	—
20	5,100	9,700	—
25	5,800	11,000	—
30	6,500	12,500	2,200

5.3.2 三次元動的骨組解析結果

(1) 各部材の最大応答値と入力エネルギーの関係

図-5.12 および図-5.13 には、各種緩衝材を設置した場合の頂版載荷点直下、柱上端および側壁上端部における最大変位量および最大曲げモーメントと入力エネルギーの関係を示している。

最大変位量－入力エネルギーの関係（図-5.12）より、いずれの着目個所においても最大変位量は入力エネルギーの増加に対応してほぼ線形に増加していることが分かる。一方、最大曲げモーメント－入力エネルギーの関係（図-5.13）に着目すると、 $E = 1,000$ kJまでは入力エネルギーの増加に対応して最大曲げモーメントも増加する傾向にあるが、 $E = 1,500$ kJ以上の場合には増加割合が減少する傾向を示す。これは、鉄筋の降伏を境に応力の増加割合が小さくなるためと推察される。また、柱上端部に着目すると、端部中央載荷の場合には入力エネルギーが小さい時点で変曲点（勾配変化点）を迎えていることが分かる。これは、中央載荷の場合は両脇の柱を含む3本の柱で支持しているのに対し、端部中央載荷の場合は片側1本の柱を含む2本の柱で支持する状態になるため、見かけの曲げ剛性が中央載荷に比較して小さく評価されるためと推察される。

5.3 三次元動的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定

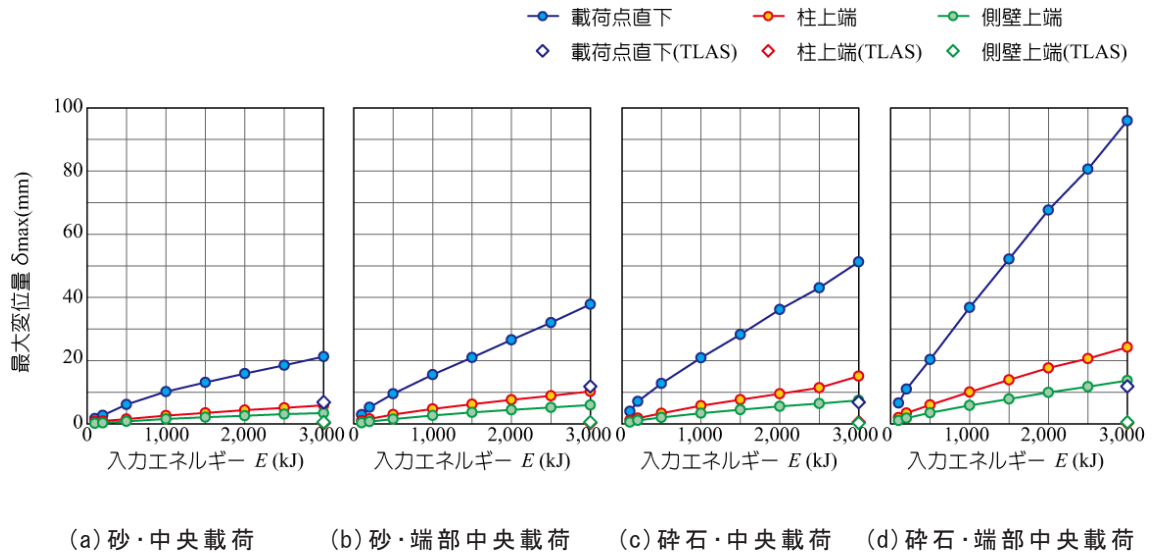


図-5.12 最大変位—入力エネルギー関係

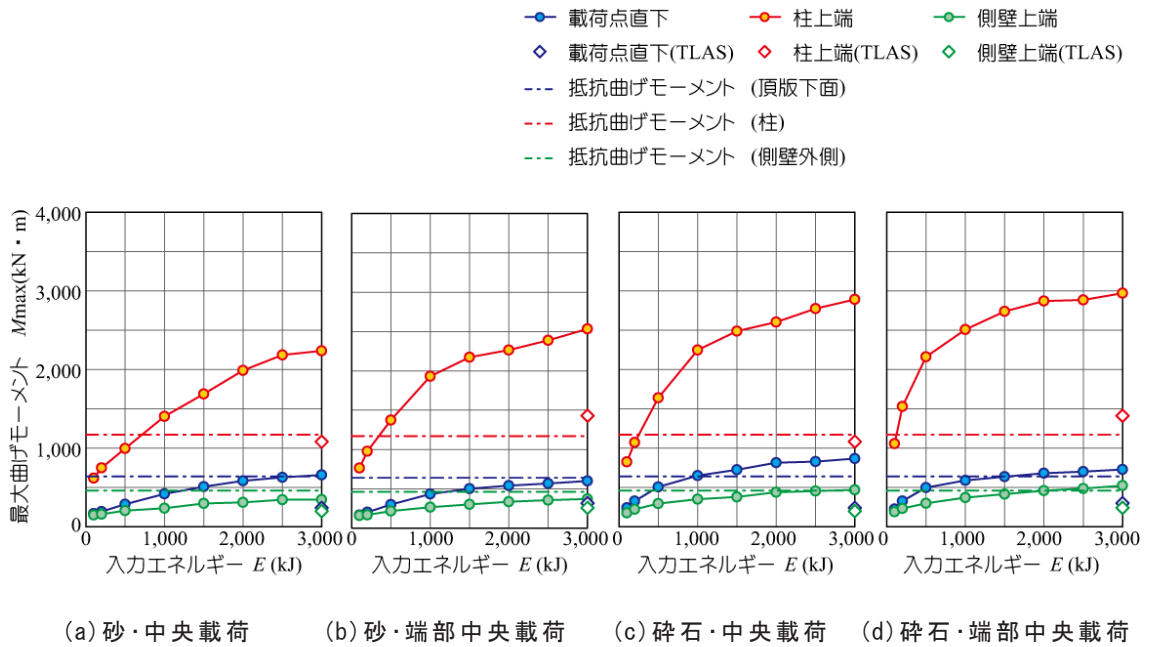


図-5.13 最大曲げモーメント—入力エネルギー関係

(2) 各緩衝構造を用いる場合における最大変位発生時の変位および曲げモーメント分布

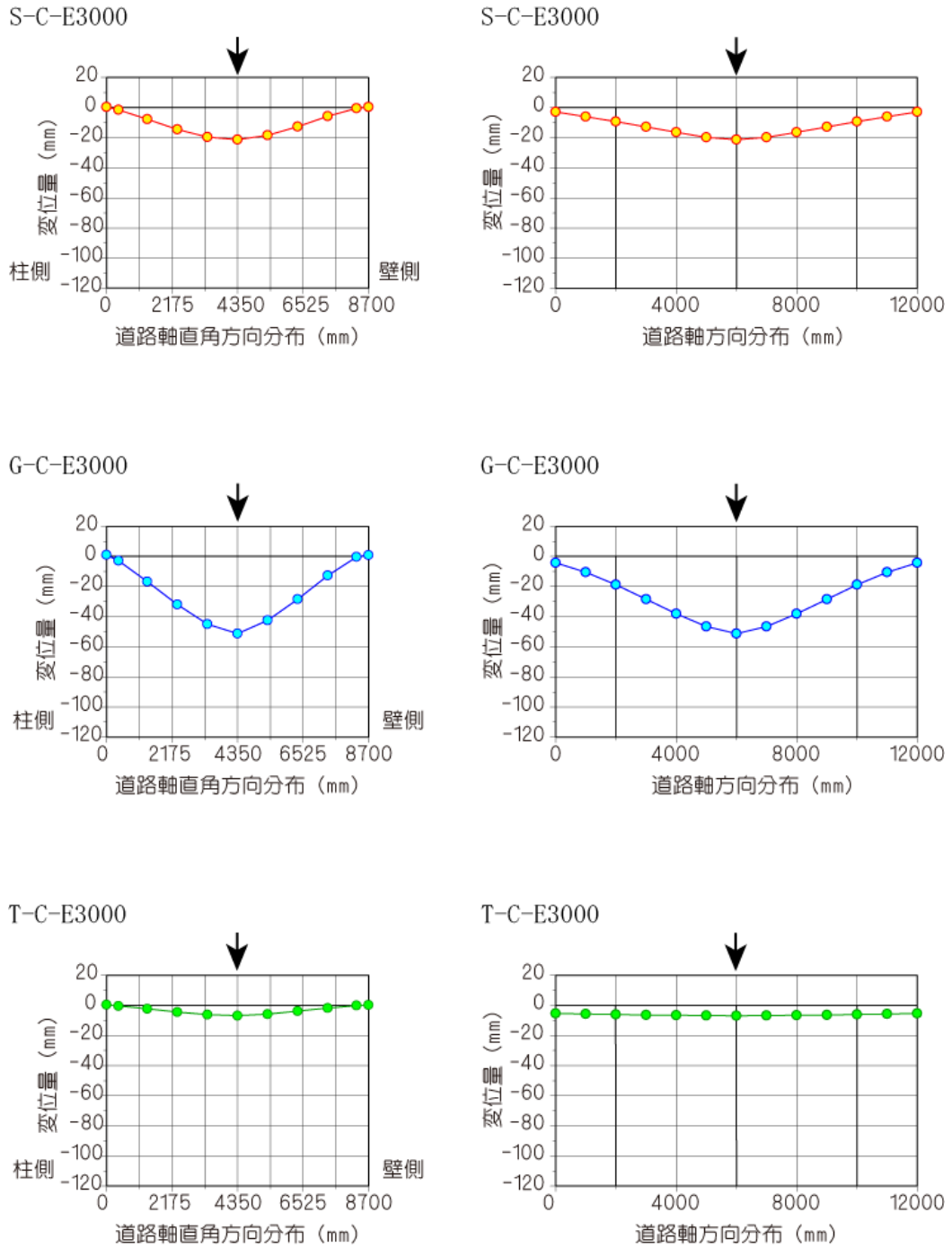
図-5.14 および図-5.15 には、入力エネルギーが $E = 3,000$ kJの場合における各緩衝材を設置した場合に対する最大変位発生時の (a) 载荷点を通る頂版部の道路軸直角方向および (b) 道路軸方向の変位分布、(c) 载荷断面および (d) 隣接する柱中心断面における曲げモーメント分布を、中央载荷と端部中央载荷の場合について示している。なお、(c)、(d)図の曲げモーメント値は、頂版、側壁および底版に関しては単位奥行き当たり(1 m)、柱は1本当たりとして出力している。

(a) 図より、中央载荷および端部中央载荷ともに、最大変位量は緩衝構造が碎石、敷砂、三層緩衝構造の場合の順で小さくなることから、各緩衝材の緩衝性能が確認できる。また、最大変位発生位置は载荷点直下近傍となるが、変位分布は僅かに柱側に偏る傾向を示している。これは、柱の断面剛性が側壁のそれよりも小さいことによるものと推察される。

(b) 図に着目すると、最大変位は(a)図の道路軸直角方向と同様の傾向を示している。中央载荷の場合において、緩衝材が碎石および敷砂の場合における最大変位発生位置は载荷点であるが、ブロック端部に向かい零に漸近する傾向を示す。一方、三層緩衝構造の場合には、中央部変位と端部変位の差が小さい。これは、三層緩衝構造の場合には衝撃力を頂版全体に広く分散することができ、衝撃力を効果的に緩衝するシステムであることを示唆している。一方、端部中央载荷の場合には、緩衝工の種類にかかわらず最大変位発生位置は载荷点側のブロック端部となり、他端に向かって徐々に減少し零に漸近する傾向を示している。

(c) 図および(d) 図より、断面内曲げモーメント分布はいずれの場合においても静的な固定支持門型骨組に類似した分布性状を示している。また、曲げモーメント図は、前述の通り柱は1本当たり、その他は単位奥行き当たり(1 m)で示しているが、柱間隔4 m当たりの側壁と柱の曲げモーメントは柱上端に偏る傾向を示している。これは、損傷が柱上部から先行して起こるためと推察される。一方、隣設柱中央断面位置での曲げモーメント分布について、中央载荷と端部中央载荷間で比較すると、端部中央载荷の場合が中央载荷の場合より大きくなる傾向を示している。これは、中央载荷の場合には両側2本の柱を含む全3本の柱で支持されるのに対して、端部载荷の場合には隣接する柱を含む2本の柱で支持されるためと推察される。

5.3 三次元動的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定

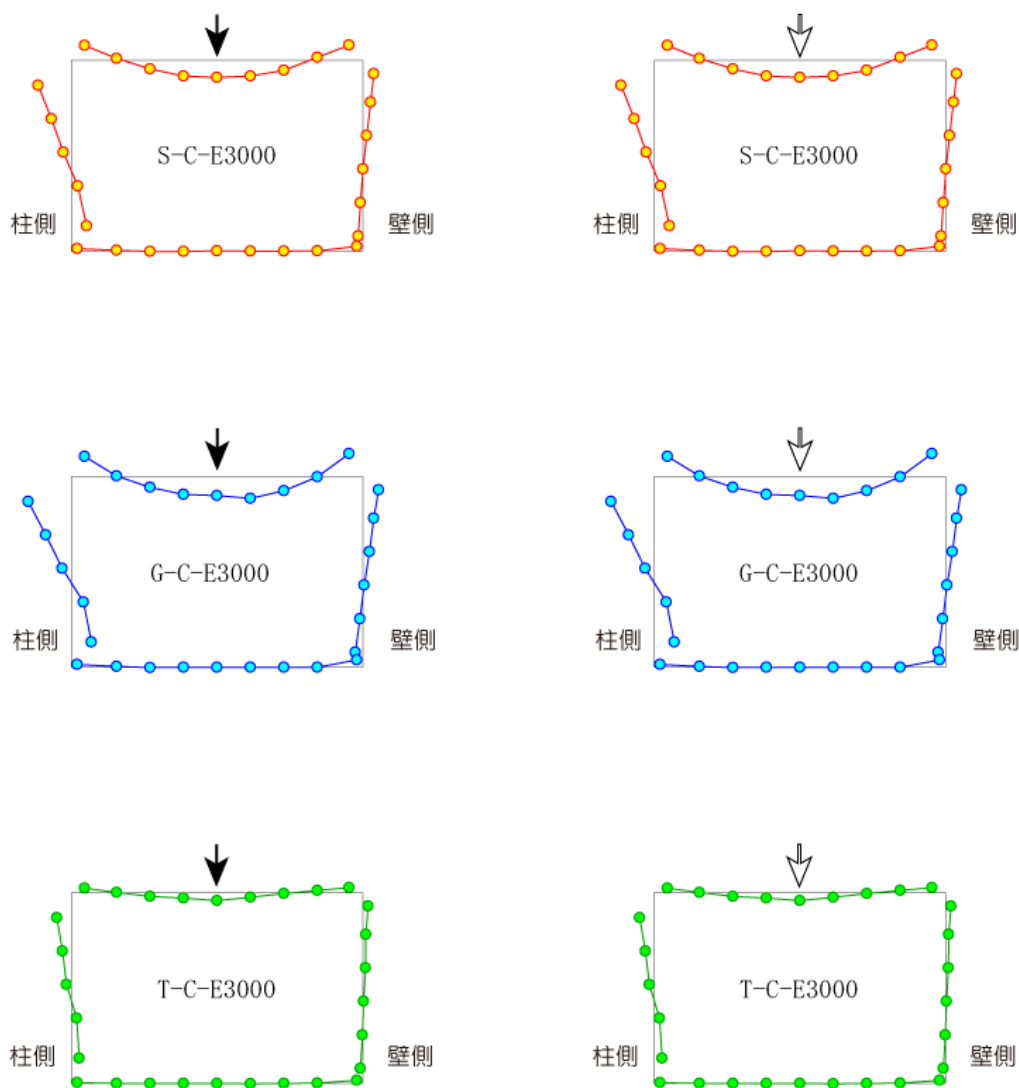


(a) 道路軸直角方向頂版変位分布

(b) 道路軸方向頂版変位分布

図-5.14 最大変位発生時の各緩衝構造設置時における変位および
曲げモーメント分布 (中央載荷, $m = 10 \text{ ton}$, $H = 30 \text{ m}$ の場合)

工 1000 kNm/m (頂板, 側壁および底版), 1000kNm/本 (柱)

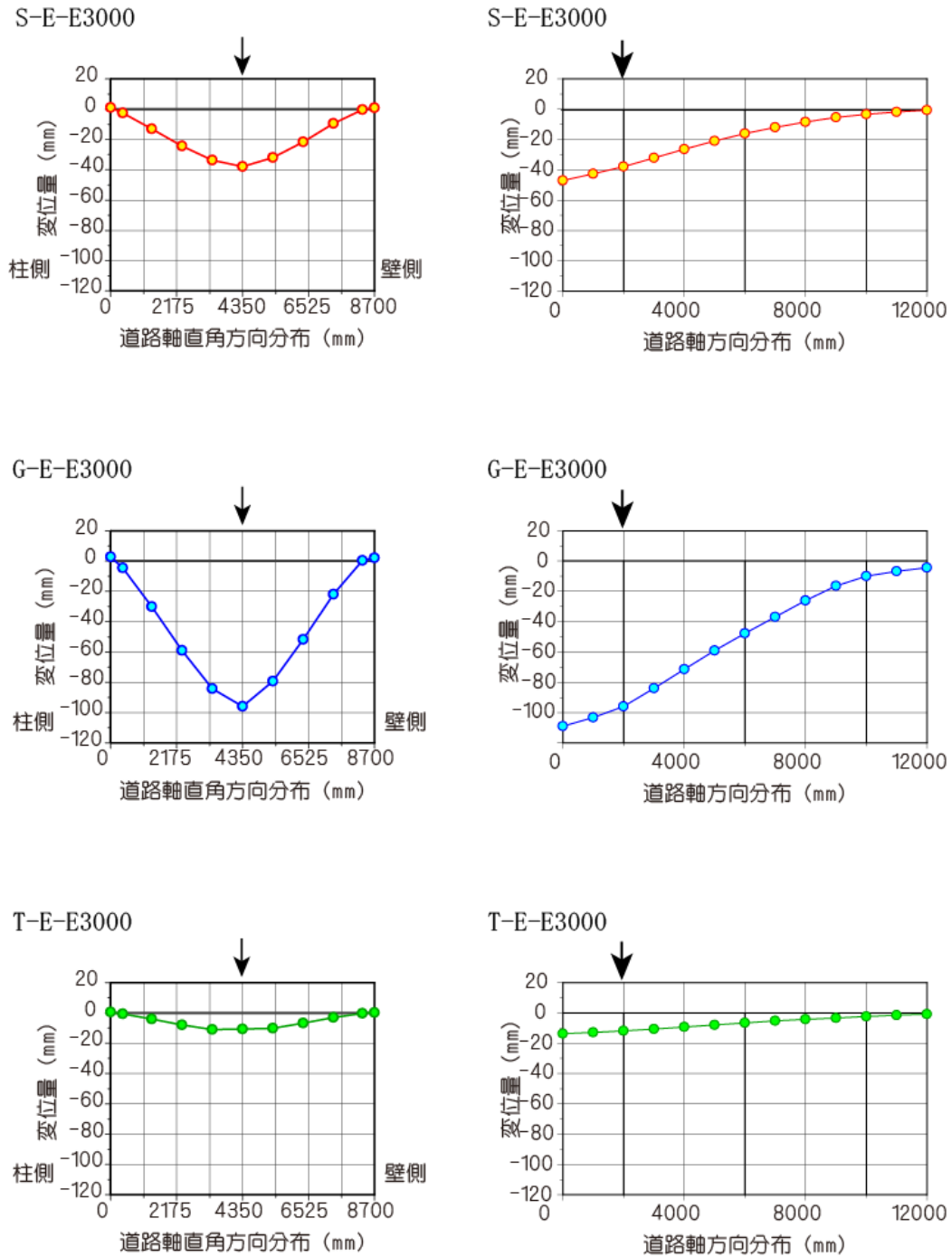


(c) 载荷位置断面に関する
曲げモーメント分布

(d) 隣柱中心断面に関する
曲げモーメント分布

図-5.14 最大変位発生時の各緩衝構造設置時における変位および
曲げモーメント分布 (中央载荷, $m=10\text{ ton}$, $H=30\text{ m}$ の場合)

5.3 三次元動的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定

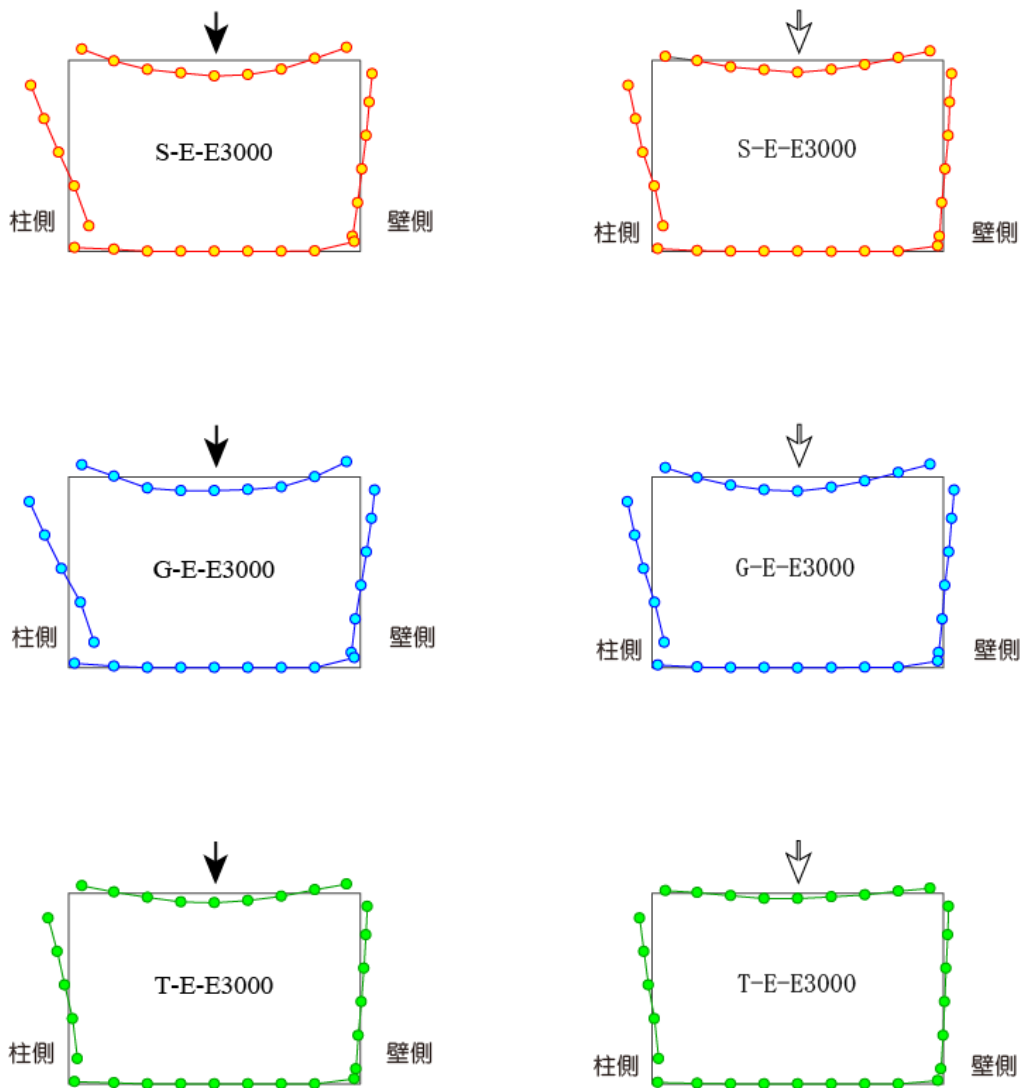


(a) 道路軸直角方向頂版変位分布

(b) 道路軸方向頂版変位分布

図-5.15 最大変位発生時の各緩衝構造設置時における変位および
 曲げモーメント分布 (端部端部中央載荷, $m = 10 \text{ ton}$, $H = 30 \text{ m}$ の場合)

工 1000 kNm/m (頂板, 側壁および底版), 1000kNm/本 (柱)



(c) 载荷位置断面に関する
曲げモーメント分布

(d) 隣柱中心断面に関する
曲げモーメント分布

図-5.15 最大変位発生時の各緩衝構造設置時における変位および
モーメント分布 (端部端部中央載荷, $m=10\text{ ton}$, $H=30\text{ m}$ の場合)

(3) 各骨組断面のひずみ分布

図-5.16 には、最大変位発生時における各部材代表位置におけるひずみ分布を示している。入力エネルギーは $E = 3,000$ kJ、緩衝工は敷砂および砕石、衝撃荷重載荷位置は中央および端部中央について、それぞれ頂版載荷点位置、載荷断面側壁上端、載荷断面柱上端および隣接する柱上端断面の累積ひずみを表している。

(a) 図より、いずれのケースも頂版下縁引張側主鉄筋位置では鉄筋の降伏ひずみ（0.17%程度）を超過している。一方、頂版上縁の圧縮側を見ると、実験ケース G-E-E3,000 ではコンクリートの終局限界圧縮ひずみ（0.35%）を超過し、部分的に圧壊に至っていることが想定されるが、他の実験ケースでは降伏ひずみ（0.15%）以下となっている。

(b) 図より、いずれの実験ケースも側壁部では頂版に比べひずみ量は小さく、実験ケース G-E-E3,000 以外は引張・圧縮ともに降伏ひずみ以下となっている。

(c) , (d) 図より、中央載荷と端部中央載荷の如何に関わらず中央部の柱には偏心したひずみ分布は認められないが、両端柱部には偏心したひずみ分布が確認でき2軸方向も曲げモーメントが顕在化することが分かる。これより、実験ケース S-E-E3,000 および G-E-E3,000 の場合には、柱の内側隅部において圧縮側の終局限界ひずみを超過し、柱上端付け根近傍部で圧縮破壊が起こる可能性を示唆している。

第5章 実規模模型実験に関する試設計および提案手法の妥当性検証

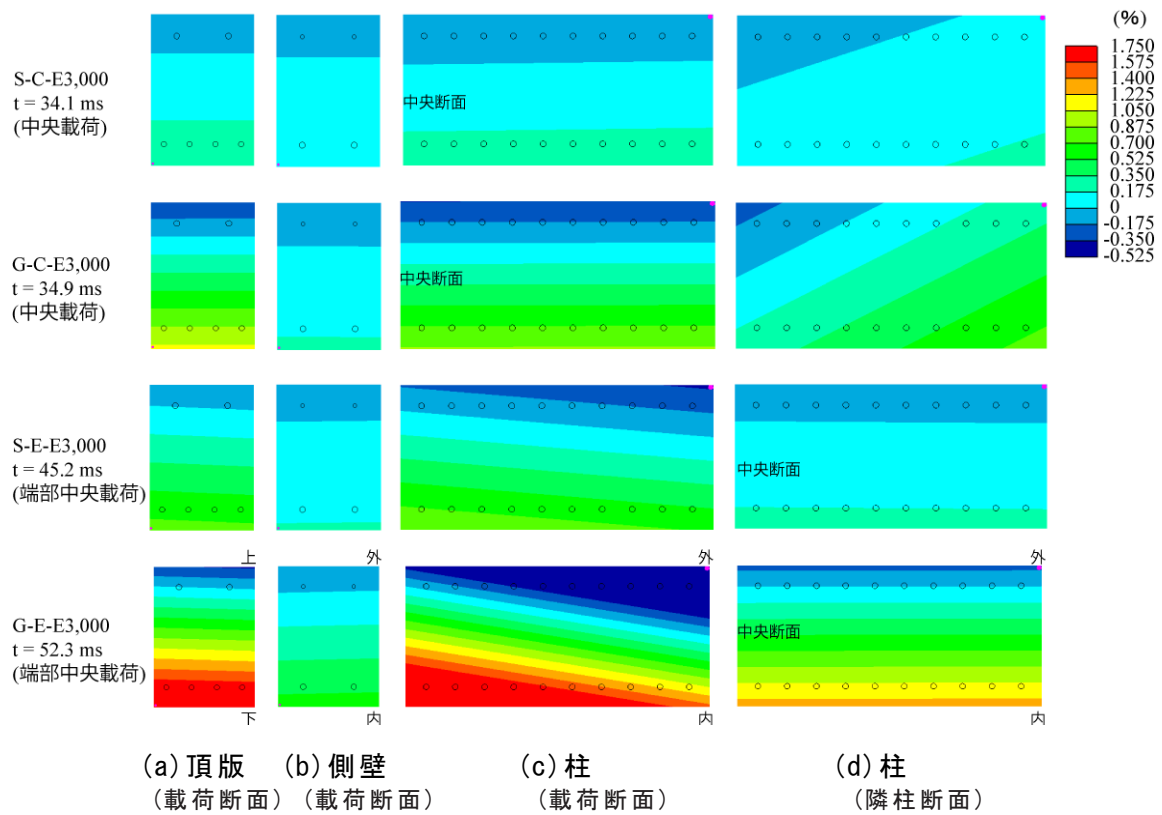


図-5.16 各部材におけるひずみ分布図

5.3.3 まとめ

本節では、実規模ロックシェッド実験に先立ち、許容応力度設計法に基づいた試験体の断面設計を実施した。また、実験計画立案に先立ち三次元動的骨組解析法を用いて各荷重レベルにおける耐衝撃挙動について推定した。

本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 許容応力度法に基づいて入力エネルギー $E = 100$ kJに対して断面設計を行った場合には、各部材厚は 70 cmと一般的なRC製ロックシェッドより若干薄い断面形状となった。
- 2) ファイバー要素を用いた三次元動的骨組解析法に基づいて、入力エネルギー $E = 3000$ kJまでの耐衝撃挙動を検討した結果、以下の挙動が想定された。
 - (a) 部材の応答変位およびひずみは、緩衝材として碎石を用いる場合が最も大きい。
 - (b) 三層緩衝構造を設置する場合には、入力エネルギーが $E = 3,000$ kJの場合においても、各部材が許容応力度以下で応答し、高い緩衝性能が期待できる。
 - (c) 緩衝材として敷砂および碎石を用いる場合には、入力エネルギーが $E = 3,000$ kJにおいて、頂版上縁および柱上端内側でコンクリートの限界圧縮ひずみ 0.35 %を超過し、局部的に圧壊する。
 - (d) 柱と側壁部の応答を比較すると、柱部に曲げモーメントが集中する傾向を示し、更に端部柱では応力が偏心し 2 軸の曲げモーメントが卓越することより、特に端部柱の上端基部から損傷が先行する。

5.4 提案手法の妥当性検証

本項では、前項で求めた三次元動的骨組解析結果に対し、解析手法の妥当性を検証することを目的に、実規模ロックシェッドに関する重錘落下衝撃実験結果との比較検討を行った。

第4章で示したとおり、1/2縮尺模型実験においては本解析手法を用いることにより最大応答値までは比較的精度良く実験結果を再現可能であることが明らかになっている。一方、前項で想定した入力荷重と実験で得られた重錘衝撃力に関する波形分布を比較すると多少の差異があった。

これより、本項では実験結果の重錘衝撃力波形を簡略化して入力することによって、実験結果との比較検討を行うこととする。比較検討を行った実験ケースはS-C-E1500, G-C-E1500, G-E-E3000 および T-E-E3000 の4ケースである。なお、三層緩衝構造を設置する場合（T-E-E3000）には、重錘衝撃力とロックシェッド本体に伝わる伝達衝撃力との間には大きな差があることが明らかになっている。しかしながら、本実験においては伝達衝撃力が計測されていないことから、実験結果と事前解析結果との比較のみとする。

5.4.1 入力荷重

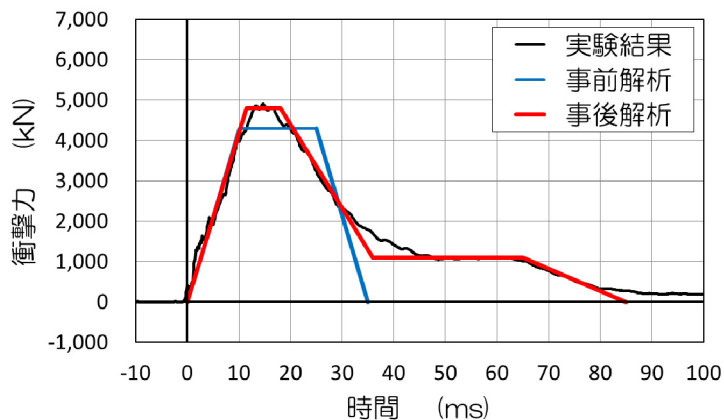
図-5.16には、実験ケースS-C-E1500, G-C-E1500, G-E-E3000の3ケースについて、実験結果から得られた重錘衝撃力、事前解析および事後解析に用いた入力荷重を併せて示している。なお、事前解析で用いた入力荷重は前述の図-5.11に示すとおりであり、荷重作用時間はロックシェッドの耐衝撃設計¹²³⁾を参考に敷砂および砕石ともに35msの台形分布状とした。最大衝撃力値は振動便覧式¹⁾を用いて評価することとし、敷砂の場合にはラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 、砕石の場合には $\lambda = 5,000 \text{ kN/m}^2$ を代入して算定しており、前述の表-5.6に示すとおりである。また、事後解析では実験結果を図に示すとおり簡略化して入力することとした。

(a)(b)図より、最大衝撃力値に着目すると、事前解析の入力値は表-5.6より敷砂の場合が4,300kN、砕石の場合が8,100kNであるのに対し、実験結果はそれぞれ約4,900kN、8,400kNと事前解析より僅かに大きな値となっている。荷重の作用時間についてみると、最大値近傍の継続時間は実験値の方が短く、事前解析における総継続時間は実験値の第1波とほぼ等しいことが分かる。第1波目の力積を求めてみると、実験結果の場合の敷砂、砕石緩衝材でそれぞれ110kN・s、191kN・sであるのに対し、事前解析の場合には108kN・s、203kN・sと実験結果の入

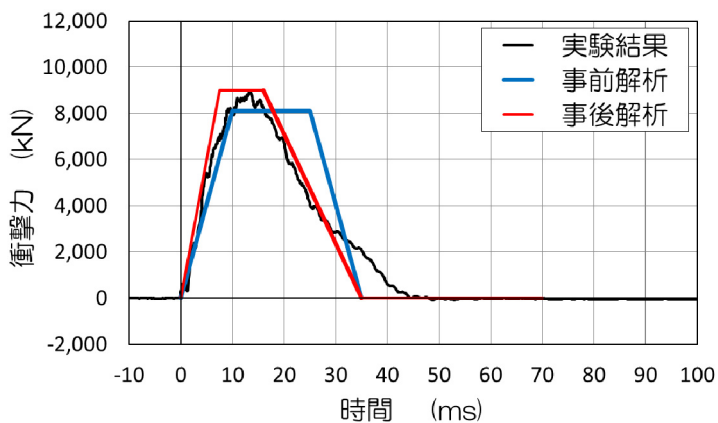
力波と同程度であることが分かった。

一方、(c)図より、最大衝撃力値に関しては、事前解析時には表-5.6より 12,500 kNであったのに対し、実験結果は 13,000 kNとなっており、実験結果が事前解析の値より僅かに大きな値であった。事前解析で仮定した最大衝撃力値近傍までの継続時間および総継続時間は、いずれも実験値より長くなっているのが分かる。力積を求めてみると、実験結果が 264 kN・sであるのに対し、事前解析時の値は 313 kN・sと 2割程度大きな値であることが明らかになった。

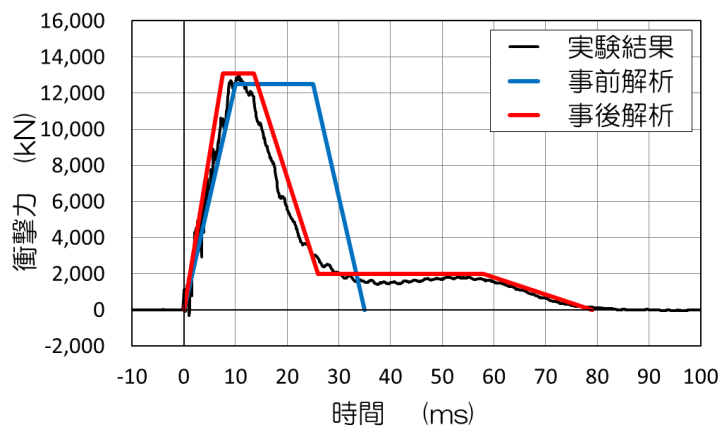
以上より、事前解析における入力衝撃力の設定において、最大衝撃力値はいずれの実験ケースに対しても実験結果と類似であるが、作用継続時間は実験ケースによって若干長く設定した形となっている。これより、事前解析や設計解析において信頼性の高い応答値を得るためには、入力波形を適切に評価決定しなければならず、今後更なる検討が必要であるものと判断される。



(a) S-C-E1500



(b) G-C-E1500



(c) G-E-E3000

図-5.16 設定した入力荷重と実験結果の比較

5.4.2 応答変位波形

図-5.17～図-5.20には、実験ケース S-C-E1,500, G-C-E1,500, G-E-E3,000 および T-E-E3,000 の 4 ケースに対して、載荷点変位波形、道路軸直角方向変位分布および道路軸方向変位分布に関する実験結果と事前解析および事後解析結果の比較図を示している。なお、実験ケース T-E-E3,000 の場合には、前述のとおり事後解析を実施していないことから、実験結果と事前解析結果のみを比較して示している。また、上記 4 ケースについて、表-5.7には載荷点直下の最大変位一覧を、表-5.8には最大変位発生時の載荷点直下下端鉄筋ひずみに関する実験結果および事前、事後解析結果を比較して示している。

図-5.17より、載荷点直下の応答変位波形に着目すると、事前および事後解析結果は、立ち上がり時刻から増加勾配、第 1 波の最大値まで精度良く実験結果を再現している。最大変位発生以降は、実験結果は早期に振動が収束する傾向を示すのに対して、解析結果は振動が収束していない。しかしながら、大略的にはほぼ再現されているものと判断される。最大変位に関しては、いずれの数値解析結果も実験結果と同程度の値を示している。残留変位に関しては、いずれの解析結果も実験結果より若干小さな値となっている。変位分布に着目すると、道路軸直角方向分布はいずれの解析結果も実験結果を精度良く再現している。これに対して、道路軸方向分布に関しては、ブロック中央部の変位分布は精度良く実験を再現しているものの、ブロック端部に近づくにつれて実験値との差が拡大する傾向にある。ここで、表-5.8を見ると、鉄筋ひずみに関する解析結果は実験結果と同程度となり、精度良く再現されていることが分かる。

図-5.18より、実験ケース S-C-E1,500 と同様に載荷点直下における変位応答波形は、事前および事後解析結果共に、実験結果を大略再現していることが分かる。最大変位および残留変位は、いずれの数値解析結果も実験結果と同程度の値を示している。変位分布に着目すると、道路軸直角方向分布はいずれの解析結果も実験結果を精度良く再現している。これに対して、道路軸方向分布は、ブロック中央部は精度良く実験結果を再現しているが、ブロック端部に近づくにつれて実験結果との差が拡大する傾向にある。表-5.8を見ると、鉄筋ひずみは解析結果が実験結果より大きな値を示している。これは、実験では鉄筋ひずみが降伏値である 0.15 %を超過し、コンクリートには比較的大きなクラックが発生するレベルであったため、クラックを考慮した正確な鉄筋の平均ひずみを計測出来なかったためと推察される。

図-5.19より、実験ケース S-C-E1,500 および G-C-E1,500 と同様に載荷点直下変

第5章 実規模模型実験に関する試設計および提案手法の妥当性検証

位応答波形に関しては、事前および事後解析結果の共に実験を概ね再現していることが分かる。最大変位および残留変位に関しては、事後解析では両者ともに実験結果と同程度の値となっている。一方、事前解析の場合には、前述のとおり入力荷重の力積で2割程度大きかったことから、最大変位が実験結果より3割程度、残留変位は6割程度大きな値となった。

次に変位分布に着目すると、載荷点直下変位応答波形と同様に、事後解析において道路軸直角方向分布は、実験結果を精度良く再現していることが分かる。一方、道路軸方向分布については、実験結果がブロック中央部柱位置から載荷点に向かって急激に変位量が増加しているのに対し、解析では載荷点と逆のブロック端部より載荷点に向かって徐々に変位量が大きくなっており、やや再現性は低い。これは、頂版をモデル化した際の道路軸方向の曲げ剛性がやや大きく評価されたためと推察される。ただし、載荷点近傍の変位量は実験結果と同程度の値を示しており、最大応答値が再現されていることから、実務設計の観点からは十分適用可能であるものと判断される。なお、鉄筋ひずみは、ひずみゲージがレンジオーバーし計測出来ていない。

以上、実験ケース S-C-E1,500, G-C-E1,500, G-E-E3,000 の3ケースの検証によれば、提案の骨組解析手法は、実験で得られた重錘衝撃力波形を簡略化して入力することにより、敷砂緩衝材を有する実規模 RC 製ロックシェッド模型の衝撃実験結果を概ね再現可能であることが明らかになった。また、入力荷重と解析結果との相関をみると、入力荷重の最大値に多少の差がある場合においても、力積が同程度であることにより解析結果に生じる差は小さく、実験結果を精度良く再現可能であることが明らかとなった。一方、最大衝撃力値が等しい場合においても入力力積が異なる場合には、応答値が異なることが明らかになった。

従って、動的骨組解析に当たっては、入力荷重の作用時間あるいは入力力積の設定が重要である。ただし、本検証は、頂版部のみに着目して行っていることより、今後は柱や側壁、底版の応答変位性状や変位分布性状、作用断面力についても詳細に検証する必要がある。ただし、第4章での研究結果によると、頂版以外の部材・部位に関しても衝撃荷重載荷時の応答変位、作用断面力等を概ね精度良く再現できることが明らかになっていることより、提案の解析手法は実規模ロックシェッドの耐衝撃問題に対しても適用できるものと判断される。

最後に実験ケース T-E-E3,000 について、事前解析と実験結果を比較する。

図-5.20 より、載荷点直下に着目すると、事前解析結果の波形は、立ち上がり時刻および勾配は実験結果とほぼ同様な性状を示しているが、その後の振動性状は大きく異なっているのが分かる。解析結果は、凡そ 60ms 経過後に最大値を迎

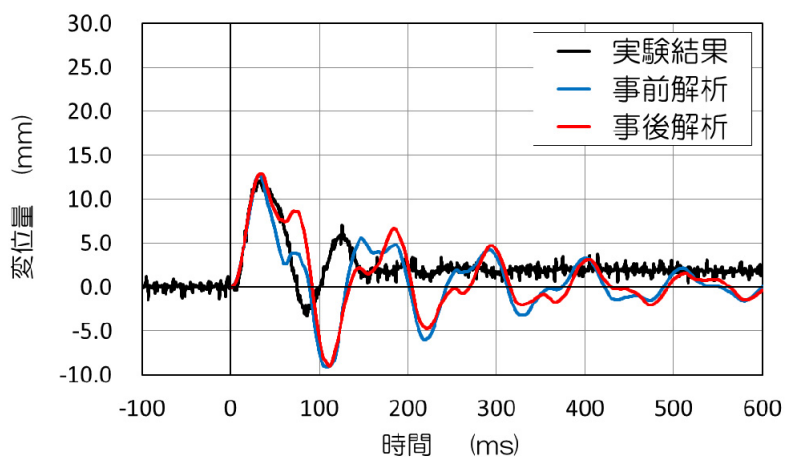
えた後ただちに最小値に向かって減少し、その後自由減衰振動に移行している。これに対し、実験結果は、凡そ 60 ms と 110 ms 経過後にピークを有する二山の長い第 1 波の後、自由減衰振動に移行している。最大変位に関しては数値解析結果が実験結果より若干小さな値を示しているが、残留変位に関しては実験結果と同程度の値を示している。変位分布に着目すると、最大値は多少異なるが道路軸直角方向分布および道路軸方向分布共に解析結果は、実験結果と同様の変位分布性状を示し安全側に評価されていることが分かる。

表-5.7 載荷点直下変位一覧

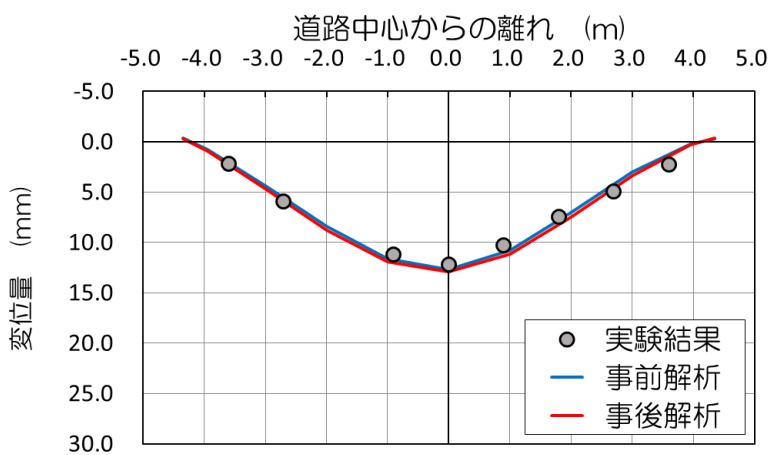
ケース名	最大変位量 (mm)			残留変位量 (mm)		
	実験結果	事前解析	事後解析	実験結果	事前解析	事後解析
S-C-E1,500	12.2	12.9	12.7	2.3	0.1	0.1
G-C-E1,500	27.4	27.5	26.5	5.1	5.9	4.8
G-E-E3,000	77.8	94.8	77.8	32.7	54.3	40.0
T-E-E3,000	9.0	10.7	—	0.4	0.2	—

表-5.8 最大変位発生時の鉄筋ひずみ

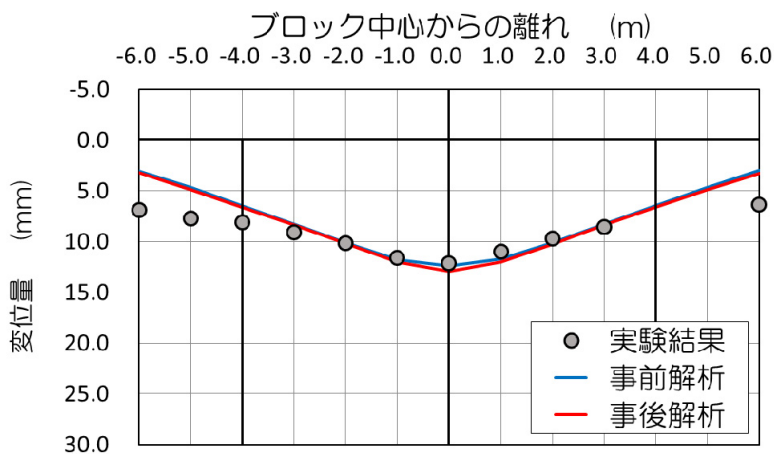
ケース名	頂版下面鉄筋(道路軸直角方向)		
	実験結果	事前解析	事後解析
S-C-E1,500	0.13 %	0.13 %	0.13 %
G-C-E1,500	0.19 %	0.29 %	0.27 %
G-E-E3,000	over range	1.70 %	1.26 %
T-E-E3,000	0.05 %	0.12 %	未実施



(a) 荷点直下変位

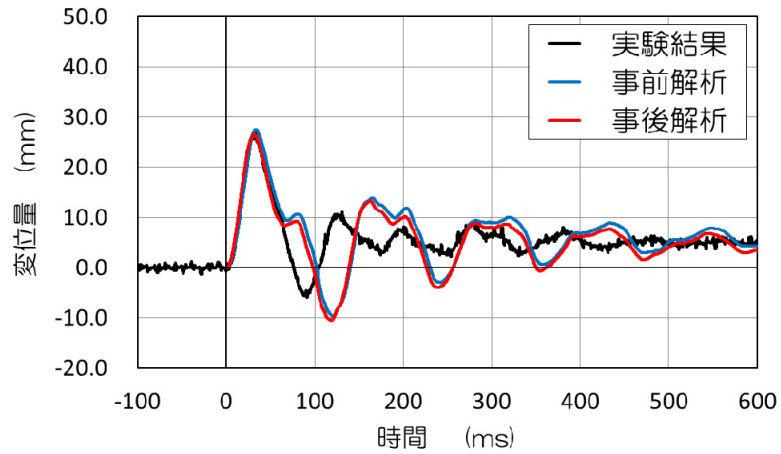


(b) 道路軸直角方向変位分布

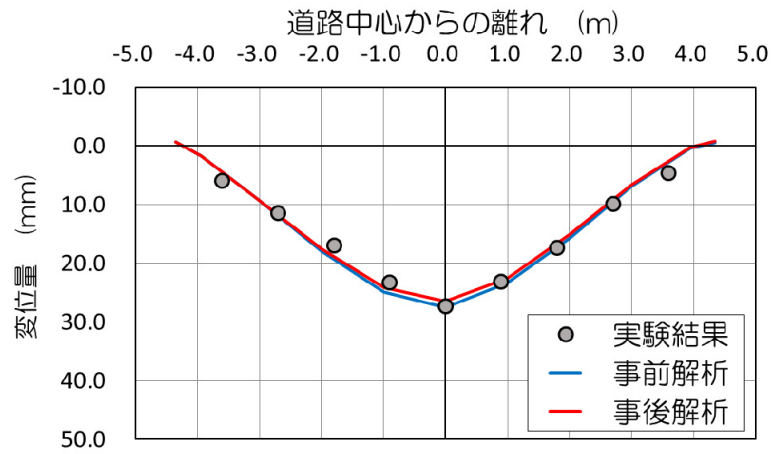


(c) 道路軸方向変位分布

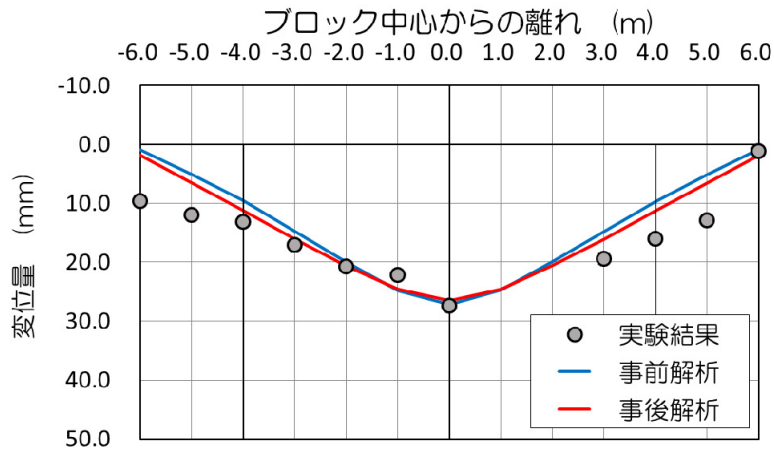
図-5.17 各種応答波形 (S-C-E1, 500)



(a) 載荷点直下変位

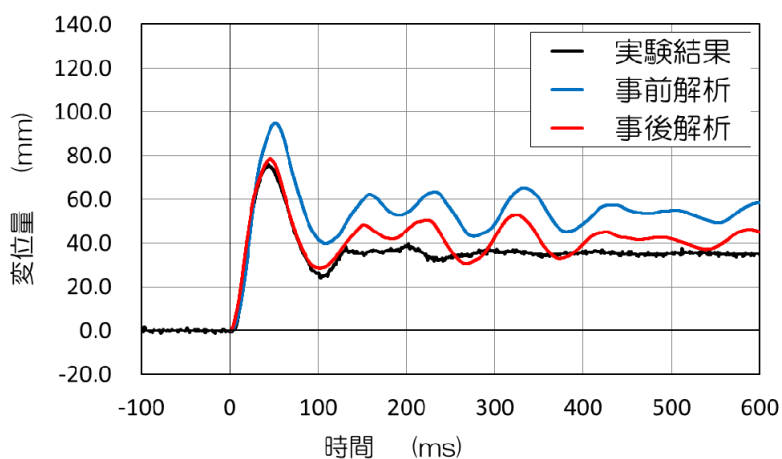


(b) 道路軸直角方向変位分布

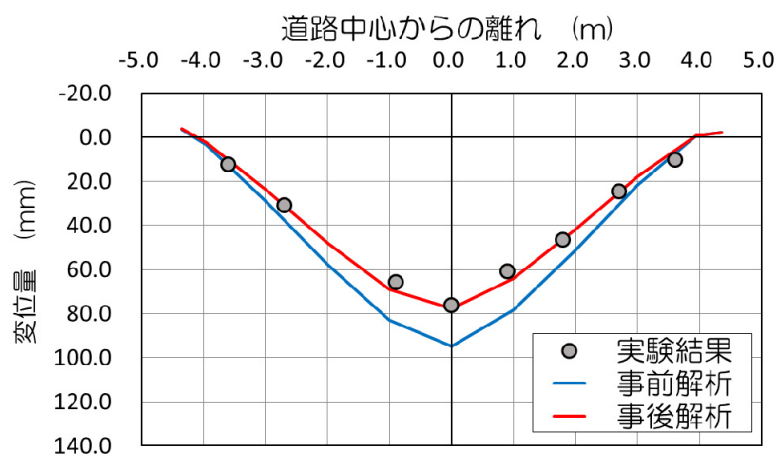


(c) 道路軸方向変位分布

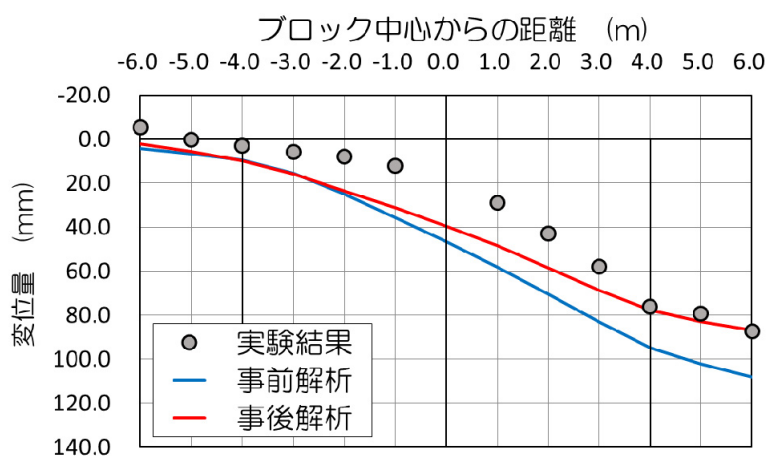
図-5.18 各種応答波形 (G-C-E1, 500)



(a) 载荷点直下変位

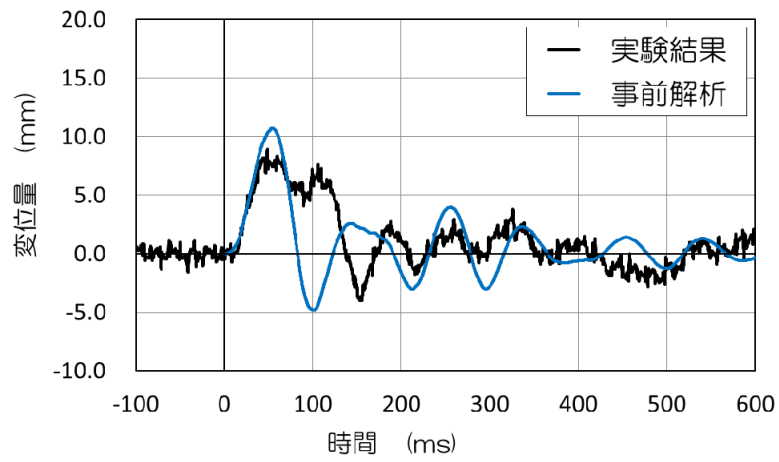


(b) 道路軸直角方向変位分布

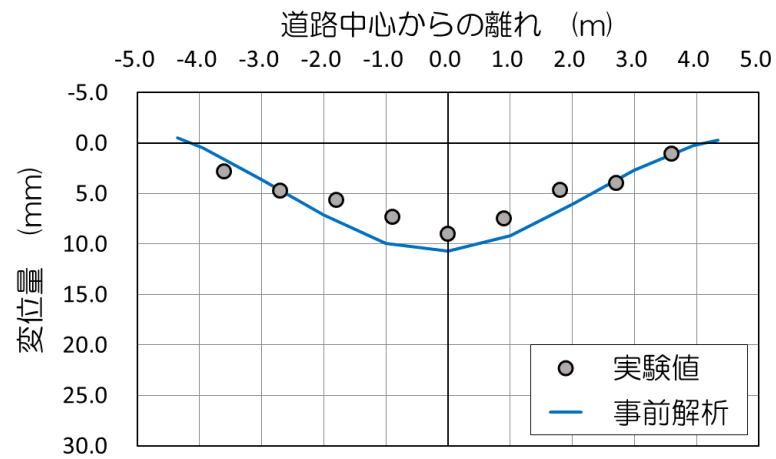


(c) 道路軸方向変位分布

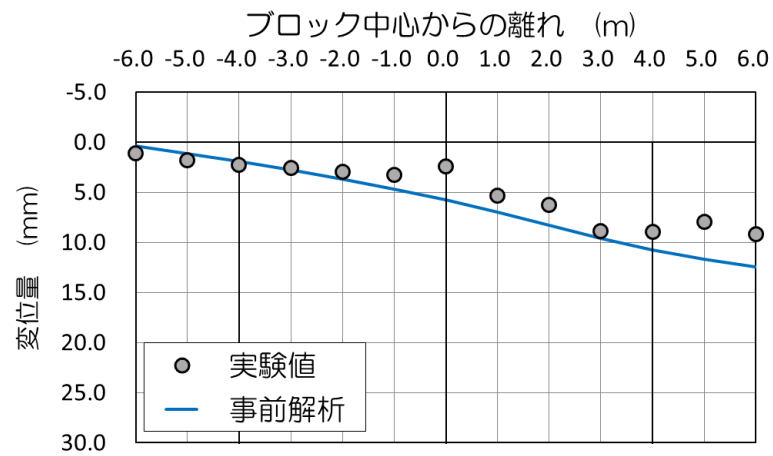
図-5.19 各種応答波形 (G-E-E3, 000)



(a) 荷点直下変位



(b) 道路軸直角方向変位分布



(c) 道路軸方向変位分布

図-5.20 各種応答波形 (T-E-E3,000)

5.4.3 まとめ

本節では、実規模RC製ロックシェッド実験の結果を基に、実験結果の入力波形を用いて三次元動的骨組解析を実施し、実験結果と比較することで本解析手法の実規模RC製ロックシェッドへの適応性を検証した。本研究で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 提案の骨組解析法を用いた数値解析結果は、実験で得られた重錘衝撃力波形を簡略化して入力することにより、敷砂緩衝材を有する場合には実規模 RC 製ロックシェッド模型の衝撃実験結果を概ね再現可能である。
- 2) 道路軸直角方向の変位分布は実験結果を精度良く再現可能であるが、道路軸方向に関しては載荷点近傍の再現性は高いがブロック端部近傍では実験結果との差が大きくなり再現性はやや低くなる。
- 3) 本解析手法を用いることで最大応答値は精度良く実験結果を再現可能なことから、実務設計への適用性は高いものと判断される。
- 4) ただし、提案の骨組解析手法を用いる場合には、入力荷重は最大値に多少の差がある場合でも、入力力積が同程度であれば解析結果に生じる差は小さく、実験結果を精度良く再現可能である。また、最大値が等しい場合においても入力力積が異なる場合には解析結果が敏感に変化するため、入力荷重の作用時間あるいは入力力積の設定は適切に評価しなければならない。
- 5) 三層緩衝構造を設置する場合には、荷重分散範囲やロックシェッド本体に作用する入力荷重の検証は出来ていない。そのため、変位波形の再現性は低い状況ではあるが、各最大応答値は実験を安全側に評価しており、実務設計での適用も十分可能であるものと判断される。

以上のことから、提案の骨組解析法は入力荷重の精度が確保されることにより実験結果を比較的精度良く再現可能であることから、コンクリート構造物の耐衝撃問題に十分適用可能であるものと判断される。

第6章 総括

6.1 結論

本研究では、RC 製ロックシェットの合理的な耐衝撃設計法の確立を最終目的として、1/2 縮尺模型を用いた重錘落下衝撃実験を実施し、この実験結果を基に、三次元動的骨組解析法（骨組解析）の適用性に関する検討を行った。更に、実規模実験に関する試験体設計および各入力エネルギー下での耐衝撃挙動を推定し、実規模実験結果との比較検討を行い、提案の解析手法の実構造への適用性について検討を行った。

以下に本研究で得られた知見をまとめると、以下の通りである。

第 1 章では、本論文の序論として、研究の背景や目的について述べるとともに、本研究に関連する既往研究の整理を行った。

第 2 章では、提案の三次元動的骨組解析手法に関しては、落石のような衝撃荷重を受ける構造物の衝撃応答解析への適用事例が無いことから、既往の小型 RC 梁に関する重錘落下衝撃実験結果との比較により衝撃応答解析への適用性を検討した。その結果、本解析手法は曲げ破壊型で終局に至る RC 梁の場合には、梁の応答変位を精度よく再現可能であること、支点反力に関しては、最大応答値を過小評価する傾向にあるものの、その波形性状を大略再現可能であることが明らかとなった。また、本解析手法を用いる場合において、要素分割長に関しては、部材厚さの 1/2 程度とすることで高い解析精度を確保可能であり、最大でも部材厚さの 1.2 倍以下にすることで、変位に関する解析誤差は 10 %程度以下となることが明らかとなった。更に、コンクリートの材料構成則に関しては、COM3 モデルを用いることで最大応答変位や残留変位および振動特性を精度良く再現可能であることが明らかとなった。ただし、本研究で対象とする RC 製ロックシェットの場合には、頂版が版構造であり敷砂緩衝材も設置されることから、角折れや押し抜きせん断など局所的な変形が顕在化しない。そのため、一般的な材料構成則モデルであれば、比較的精度良く実験を再現可能であることが明らかとなった。

第 3 章では、提案の解析手法のロックシェット等の RC 製立体構造物への適用性を検証するために、現行設計法に則して頂版上に 90 cm 厚の敷砂緩衝材を設置したロックシェットの 1/2 縮尺模型試験体を用いた繰り返し重錘落下衝撃実験

第6章 総括

を実施し、終局に至るまでの耐衝撃挙動を詳細に検討した。その結果、最大重錘衝撃力は、振動便覧式におけるラーメの定数を $1,000 \text{ kN/m}^2$ とし、敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮することによって評価可能であることが明らかとなった。また、載荷点直下の最大変位および残留変位は、入力エネルギーの増加に対応して増大するが、頂版部の損傷累積によって剛性が大きく低下した場合には残留変位が急増する。さらに、敷砂緩衝材を設置した場合には頂版部に曲げ破壊型のひび割れが卓越して発生すること、頂版部が曲げ破壊型で終局に至る場合には柱上部も損傷を受けること等が、明らかとなった。

第4章では、第3章の実験結果および三次元弾塑性衝撃応答解析（FEM）結果を基に、実務レベルでの対応が容易な三次元動的骨組解析による衝撃実験の再現を試みた。さらに、本解析結果と実験結果やFEM解析結果との比較を行い、本解析法の適用性について検討を行った。その結果、提案の骨組解析法を用いることにより、衝撃実験結果およびFEM解析結果を概ね再現可能であること、損傷が著しい場合にはその挙動を適切に再現できないが、設計的には安全側の評価を与えており実務設計解析には十分適用可能であること等が明らかとなった。また、道路軸直角方向の変位分布は実験結果およびFEM解析結果を精度良く再現可能であるが、道路軸方向の変位分布に関しては再現性がやや低いこと、端部載荷の場合には柱部の断面力をFEM解析結果よりも過大に評価する傾向にあるが、その他のケースではFEM解析結果を精度良く再現可能であること等が、明らかとなった。

以上より、提案の骨組解析法はFEM解析法よりも実挙動の再現性が劣るものの設計的に安全側の評価を与えており、実務設計の観点からはRC製ロックシェットの性能照査型耐衝撃設計のための解析ツールとして十分適用可能であるものと判断される。

第5章では、前章での検討結果の基に、三次元動的骨組解析法の実物大ロックシェット模型に対する適用性を検討することを目的に、実験計画立案のために設計条件である入力エネルギーが $E_k = 100 \text{ kJ}$ から実験上での最大入力エネルギーである $E_{max} = 3,000 \text{ kJ}$ までの各荷重レベルにおけるシェット模型の耐衝撃挙動および破壊性状を推定した。更に、実験結果から得られた実入力衝撃荷重を用いた数値解析を実施し、実験結果と比較検討することで本解析法の実規模模型に対する適応性を検討した。その結果、緩衝材として碎石を用いる場合には部材の変位およびひずみが最も大きくなること、三層緩衝構造は高い緩衝性能を有してい

ること、敷砂および碎石緩衝材を用いる場合には入力エネルギーが $E = 3,000 \text{ kJ}$ で頂版および柱上端がコンクリートの限界圧縮ひずみを超過し局部的に圧壊に至ること、端部柱では応力が偏心し 2 軸の曲げモーメントが卓越することより、柱の上端基部から損傷が先行して発生すること等を推定した。

実験結果との比較では、提案の骨組解析法を用いて実験で得られた重錘衝撃力波形を簡略化して入力することにより、敷砂および碎石緩衝材を設置する実規模 RC製ロックシェッド模型の衝撃実験結果を概ね再現可能であること、道路軸直角方向の変位分布は実験結果を精度良く再現可能であるが、道路軸方向に関しては載荷点近傍の再現性は高いがブロック端部近傍では実験結果との差が大きくなり再現性はやや低くなること等が、明らかになった。実務設計では各部材の最大応答値を用いて断面設計を行うことから、最大応答値の精度が最も重要となる。提案の解析手法を用いることで最大応答値は精度良く実験を再現可能であることから、本解析法の実務設計への適用性は高いことが明らかとなった。ただし、入力力積が同程度の場合には解析結果に生ずる差が小さくなることから、入力荷重の設定においては作用時間あるいは入力力積の設定が重要であることが明らかとなった。

以上のことから、提案の骨組解析法は入力荷重の精度が確保される条件下で実験結果を比較的精度良く再現可能であることから、RC構造物の耐衝撃問題に十分適用可能であるものと判断される。

第 6 章（本章）は総括であり、本研究で得られた成果を要約するとともに、今後の研究課題と展望について述べている。

6.2 今後の研究課題と展望

6.2.1 今後の研究課題

本研究により，提案の三次元動的骨組解析手法の RC 製ロックシェッドに関する耐衝撃設計への適用性が検証できたものと判断される．

最終目的である RC 製ロックシェッドの合理的耐衝撃設計法の確立に向けて，今後は以下に示す課題を解決する必要がある．

1) 入力荷重の精度向上

現在，入力荷重は，落石対策便覧¹⁾およびロックシェッドの耐衝撃設計¹²³⁾を参考に設定している．しかしながら，前章で示したとおり，設定値は実験で得られた衝撃力波形とは必ずしも一致しない．また，落石対策便覧では時間的な波形分布が規定されていない．既往の研究では，緩衝材に関しては現行設計法と同様に敷砂厚 90 cm でかつ剛基礎とした場合および三層緩衝構造を設置した場合のみが整理されている．敷砂緩衝材に関しては，設定値に多少の差異はあるものの解析結果に大きな影響は生じず，現行設計法の考え方は実務設計においても十分採用可能であるものと判断される．三層緩衝構造に関しても同様である．一方，砕石緩衝材に関しては，解析結果が安全側に評価されているものの，その差異は大きく，更なる精度向上に向けて検討が必要と考えられる．

以上のことから，提案の解析手法を RC 製ロックシェッドの実務設計に用いるためには，以下の整理が必要となる．

- ① 緩衝材の種類(土質や締め固め度，含水比など)と最大衝撃力や継続時間，簡易波形分布の関係
- ② 支持条件(剛基礎，頂版の応答等)や頂版の曲げ剛性と最大衝撃力や継続時間，簡易波形分布の関係

2) 側壁背面の土圧が落石荷重作用時の耐衝撃挙動に及ぼす影響

本研究では，実験的制約や計測上の問題，土圧等の不確定要素の排除による挙動の明確化などを目的として，側壁背面には裏込め土を配置していない．しかしながら，実ロックシェッドの殆どは背面(側壁背面山側)に裏込め土が配置されている．これより，落石荷重作用時において裏込め土がロックシェッドの耐衝撃挙動に及ぼす影響を把握する必要がある．また，側壁背面に落石が落下した際の挙動把握についても課題が残されている．

3) 基礎形式が耐衝撃挙動に及ぼす影響の把握

ロックシェッドは海岸線等の急崖斜面下に建設される場合が多く、その基礎形式も杭基礎や布基礎など直接基礎形式以外の採用例が多くある。道路防災工調査設計要領（案）落石対策編の策定時には、弾性範囲ではあるが、杭基礎に関する数値表の作成も試みている。しかしながら、杭の配置（位置や本数）で落石衝撃力作用時の挙動が大きく異なり、数値表の作成を断念した経緯もある。特に、側壁および柱と最も外側に配置される杭との距離の大小でロックシェッドの動的挙動も異なることが明らかになっている。従って、各々の基礎形式に対応してロックシェッドの挙動解析を行い、その耐衝撃性を評価しなければならないのが現状である。これより、合理的な耐衝撃設計法を確立するためには、各基礎形式がロックシェッドの耐衝撃挙動に与える影響を明らかにし、影響係数等の形で規定化することが必要である。

4) 具体的な設計法の構築

本研究では、落石荷重作用時の応答変位や作用断面力の算出までに留めており、これらの解析結果を用いた具体的な設計法の構築までには至っていない。今後は、上記 1) ～ 3) の課題を解決した上で、性能照査型耐衝撃設計法の構築が必要となる。性能照査型設計法では、要求性能の設定とそれに対応した断面設計法の確立が重要である。現在実施中である実規模ロックシェッドの実験結果を基に、更なる解析手法の精度向上や数値実験の実施等により、適切な要求性能の設定方法についても検討が必要である。

6.2.2 今後の展望

本研究の推進により、RC製箱型ロックシェッドに関する耐衝撃問題への三次元動的骨組解析法の適用性を検証することができたが、現道上には別形式の落石防護工も多く建設されている。例えば、鋼製ロックシェッドやPC製ロックシェッド、トンネル坑門工で採用されるRCアーチ構造など種々存在している。本研究で対象としたRC製ロックシェッドにおいて、実際の終局耐力は、実験や本数解析結果から許容応力度法によって設計された断面耐力の約 20 ～ 30 倍であることを明らかにすることができ、合理的な耐衝撃設計がほぼ可能となったものと判断される。上記に示す類似のロックシェッド構造はいずれも未だ許容応力度法の下で設計が行われており、RC製ロックシェッドと同様に大きな安全率を有しているものと推察される。

第6章 総括

今後は本研究成果に基づき他構造形式のロックシェッドへの適用性も試み、汎用かつ合理的な耐衝撃設計法の確立に向け検討を行いたいと考えている。このような展開により、より経済的かつ効果的に現道の安全確保が可能になり、少子高齢化による労働者不足や逼迫した財政下での防災対策の推進等、社会が抱える諸問題を解消するための一助になるもと判断される。

更には建築構造物に関する耐衝撃問題への展開も想定され、本解析手法の種々の耐衝撃問題への適用が期待される。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：平成12年度版落石対策便覧，2000.6
- 2) 内閣府：平成25年度版 防災白書
- 3) 内閣府：平成21年度版 防災白書
- 4) (社)北海道開発技術センター：道路防災工調査設計要領(案)落石対策編，2001.3
- 5) 山口 悟，岸徳 光，今野久志，西 弘明：敷砂緩衝材を有するRC製ロックシェッド模型に関する衝撃載荷実験，構造工学論文集，Vol.56A，pp.1149-1159，2010.3
- 6) 西 弘明，岸 徳光，牛渡裕二，今野久志，川瀬良司：敷砂緩衝材を設置した1/2縮尺RC製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1173-1180，2011.3
- 7) 岸 徳光，牛渡裕二，今野久志，山口 悟，川瀬良司：重錘落下衝撃荷重を受ける1/2スケールRC製ロックシェッド模型に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.58A，pp.1029-1040，2012.3
- 8) 今野久志，岸 徳光，山口 悟，牛渡裕二：載荷位置を変化させた1/2縮尺RC製ロックシェッド模型の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.673-678，2012.6
- 9) 岡田憲治，小山田欣裕：覆道の衝撃実験について，第21回北海道開発局技術研究発表会，pp.202-207，1978.2
- 10) 岡田憲治，竹田俊明：覆道の衝撃実験について，第22回北海道開発局技術検討発表会，pp.249-255，1979.2
- 11) 岡田憲治，中松俊裕：覆道の衝撃実験について，第23回北海道開発局技術検討発表会，pp.112-123，1980.2
- 12) 鋼材倶楽部：新しい落石覆いの開発に関する研究，鋼材倶楽部研究報告，1973.4
- 13) 吉田 博，竹島 忠，古市進作，石塚賢吉：ロック・シェッド上の落石による衝撃力の推定に関する実験，道路，No.428，pp.35-41，1976.10
- 14) 吉田 博，石塚賢吉，細川 豊：ロック・シェード上の落石による衝撃力の推定法に関する研究，道路，No.444，pp.38-43，1976.10
- 15) 吉田 博，枅谷 浩：落石の衝撃力実験結果と各種推定式の関連について，第1回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関する論文集，pp.6-16，1983.7

参考文献

- 16) 吉田 博, 栢谷 浩, 鈴木哲治, : 敷砂上の落石の衝撃加速度と衝撃土圧に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 352 号, pp.61-70, 1984.12
- 17) 佐々木 康, 古賀泰之: 敷砂上の落石の衝撃力に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 340 号, pp.127-137, 1983.12
- 18) 建設省土木研究所動土質研究室, 敷砂上の落石の衝撃力に関する実験報告書, 土木研究所資料第 1822 号, 1982.3
- 19) 中野 修, 岸 徳光, 松岡健一, 後藤雪夫: 衝撃荷重測定用ロードセルの試作, 土木学会論文集, No.453/VI-17, pp.151-161, 1992.9
- 20) 土木学会編: 土木技術者のための振動便覧, pp.18-27, 1983.7
- 21) 園田恵一郎, 小林治俊, 鈴木輝男: ロックシェッドに対する落石荷重計算法 (ヘルツ式の改良) について, 第 1 回落石の衝撃力及びロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, pp.25-35, 1983
- 22) 三上敬司, 能町純雄, 松尾健一, 岸徳光: 落石による落石覆工への衝撃力に関する評価, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.559-569, 1987
- 23) 小林治俊, 園田恵一郎, 上林厚志, 中岡健一: 落石覆工に作用する衝撃土圧の三次元弾性論による一検討, 落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.99-100, 1991.3
- 24) 芳村 仁, 三上 隆: ロックシェッドに作用する落石の衝撃力についての一考察, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 40 号, pp.51-54, 1984.2
- 25) 芳村 仁, 三上 隆, 運上茂樹, 若林 学: ロックシェッドに作用する落石の衝撃力, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 42 号, pp.103-108, 1986.2
- 26) 羽柴寛文, 前田健一, 内藤直人, 山口 悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 落石特性の異なる水平堆積層内の衝撃力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2, I_443-I_454, 2012.9
- 27) 内藤直人, 前田健一, 山口悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 落体の衝撃力と貫入挙動に着目した敷砂の衝撃緩衝メカニズム, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.69, No.2, I_361-I_370, 2013.9
- 28) 岸 徳光, 吉田紘一, 松岡健一, 能町純雄: 層状弾性体にモデル化した覆工敷砂部の衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.817-826, 1988.3
- 29) 園田佳臣, 佐藤紘志, 石川信隆: エネルギー基準による落石覆工上のサンドクッション厚の算定法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1617-1625, 1991.3

- 30) 吉田 博, 松葉美晴, 法貴貫志郎, 久保田努: 発泡スチロールの落石に対する緩衝効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 427 号/VI-14, pp.143-152, 1991.3
- 31) 佐藤匡之, 岸 徳光, 中野 修: 重錘落下衝撃に対する砂および EPS の緩衝効果, 土木学会第 45 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.500-501, 1990.9
- 32) 中野 修, 今野久志, 岸 徳光: EPS を用いた落石覆道の緩衝構造について, 落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.65-68, 1991.3
- 33) 今野久志, 中野 修, 岸 徳光, 松岡健一: EPS を用いた緩衝システムを伝達する応力性状, 土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.1050-1051, 1991.9
- 34) 中野 修, 今野久志, 金子 学, 小野裕二: EPS の落石復興緩衝材への適用について, 建設省技術研究会論文集, 1991.11
- 35) 岸 徳光, 中野 修, 今野久志, 松岡健一: 三層緩衝構造の緩衝効果に関する室内実験, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1577-1586, 1992.3
- 36) 岸 徳光, 佐藤昌志, 中野 修: 三層緩衝構造の緩衝性能大型屋外実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1257-1265, 1995.3
- 37) 佐藤昌志, 岸 徳光, 西 弘明, 松岡健一: 三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼす芯材 RC スラブの継手部の影響, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1249-1256, 1995.3
- 38) 中野 修, 岸 徳光, 松岡健一, 遠藤紘: 三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼす裏面材料の影響, 第 2 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.192-198, 1993.5
- 39) 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1337-1346, 1996.3
- 40) 三上善蔵: 落石防止防護工法, 理工図書, pp.120-124, 1984.12
- 41) 勘田益男, 前 育弘: 重錘落下実験による高密度 EPS を用いた落石衝撃力の算出における一提案, 第 4 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.13-16, 1998.6
- 42) 岸 徳光, 川瀬良司ら: 落石防護擁壁用途二層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1289-1298, 2003.3
- 43) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 鈴木健太郎: 二層緩衝構造と杭基礎を併用した壁式落石防護擁壁の開発に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1285-1294, 2006.3

参考文献

- 44) 今野久志, 岸 徳光, 川瀬良司, 石川博之: 杭付形式 RC 落石防護擁壁の耐衝撃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.751-756, 2007.7
- 45) 西 弘明, 岡田慎哉, 今野久志, 岸 徳光: H 形鋼を併用した杭付落石防護擁壁の衝撃載荷実験について, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.829-834, 2009.7
- 46) 川瀬良司, 岸 徳光, 西 弘明, 牛渡裕二, 刈田圭一: 鋼管杭頭部に H 形鋼を併用した落石防護擁壁の重錘衝突実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1113-1122, 2010.3
- 47) 川瀬良司, 岸 徳光, 西 弘明, 牛渡裕二, 刈田圭一: 杭付 RC 落石防護擁壁の数値シミュレーションと簡易設計法の提案, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1213-1224, 2011.3
- 48) トウラシット・トゥン, 岸 徳光, 小室雅人, 牛渡裕二: ソイルセメントの衝撃挙動に関する数値解析手法の妥当性検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.739-744, 2012.7
- 49) 岡田伸之, 岸 徳光, 牛渡裕二, 川瀬良二: ソイルセメントと EPS ブロックを組み合わせた緩衝工に関する静荷重および衝撃荷重載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.721-726, 2012.7
- 50) 牛渡裕二, 岸 徳光, 保木和弘, 前田健一: ソイルセメントを有する三層緩衝構造を設置した 1/2 スケール落石防護擁壁模型に関する重錘衝突実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.727-732, 2012.7
- 51) 山口 悟, 岸 徳光, 栗橋祐介, 牛渡裕二: ソイルセメントに関する重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.733-738, 2012.7
- 52) 菅原慶太, 岸 徳光, 牛渡裕二, 小室雅人: 表層材ソイルセメント厚を変化させた落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.715-720, 2012.7
- 53) 鈴木健太郎, 牛渡裕二, 岸 徳光, 栗橋祐介: 落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼすソイルセメント中の芯材ジオグリッド位置の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.709-714, 2012.7
- 54) 牛渡裕二, 栗橋祐介, 前田健一, 鈴木健太郎, 岸 徳光: ソイルセメントを用いた三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁模型に関する重錘衝突実験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.997-1007, 2013.3

- 55) 栗橋祐介, 牛渡裕二, 川瀬良司, 中野雄哉, 岸 徳光: ソイルセメント・ジオグリッド・EPS から成る三層構造の静載荷実験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.989-997, 2013.3
- 56) 西 弘明, 牛渡裕二, 川瀬良司, 岸 徳光: ソイルセメント・ジオグリッド・EPS から成る三層構造の静的耐荷挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp. 757-762, 2013.7
- 57) 山口 悟, 木幡行宏, 牛渡裕二, 岸 徳光: ソイルセメント・敷砂・碎石の緩衝効果に関する重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp. 751-756, 2013.7
- 58) 菅原慶太, 牛渡裕二, 小室雅人, 岸 徳光: 表層材ソイルセメント強度を変化させた落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.763-768, 2013.7
- 59) 小室雅人, 牛渡裕二, 岸 徳光, トウラシット・タウン: ソイルセメントを有する三層緩衝構造を付設した落石防護擁壁モデルの耐衝撃挙動に関する弾塑性衝撃応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.745-750, 2013.7
- 60) 内藤直人, 前田健一, 牛渡裕二, 山口 悟: ソイルセメントの衝撃力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.733-738, 2013.7
- 61) 藤堂俊介, 牛渡裕二, 栗林祐介, 岸 徳光: ソイルセメント厚が異なる落石防護擁壁用三層緩衝構造の重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.769-774, 2013.7
- 62) 保木和弘, 牛渡裕二, 小室雅人, 岸 徳光: 異なる母材を用いたソイルセメントの緩衝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.35, pp.739-744, 2013.7
- 63) 鈴木健太郎, 牛渡裕二, 栗橋祐介, 岸 徳光: 落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼすソイルセメント中の芯材ジオグリッドの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.727-732, 2013.7
- 64) 岸 徳光, 岡田慎哉, 今野久志, 池田憲二: 敷砂緩衝材の緩衝特性評価のための数値解析モデルに関する一考察, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1323-1332, 2003.3
- 65) 吉田 博, 細川 豊, 石塚賢吉: 落石によるロック・シェット動的効果について, 道路, No.438, pp.54-58, 1977.8

参考文献

- 66) 吉田 博, 栢谷 浩, 岡 衛: 落石覆工屋根上への落石による衝撃荷重特性について, 土木学会論文集, 第 362 号, pp.461-470, 1985.10
- 67) 岸徳光, 能町純雄, 松岡健一, 吉田紘一: 一方向に補剛された両端単純支持矩形板の衝撃応答特性について, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.549-557, 1987.3
- 68) 菅田紀之, 岸 徳光, 松岡健一, 尾崎 訊: 剛性マトリックス法の衝撃応答解析への適用性, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1519-1527, 1991.3
- 69) 吉田 博, 栢谷 浩, 今井和昭: 個別要素法による敷砂上への落石の衝撃特性に関する解析, 土木学会論文集, 第 392 号, pp.297-306, 1988.4
- 70) 栢谷 浩, 中田吉彦, 梶川康男: 個別要素法の衝撃問題への適用に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1477-1487, 1992.3
- 71) 佐藤睦治, 吉田紘一, 千葉利則: 衝撃を受ける RC 版の挙動に関する実験について, 第 2 回落石の衝撃力及びロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, pp.21-27, 1986.7
- 72) 三上 浩, 岸 徳光, 松岡健一, 能町純雄: 組紐状 AFRP ロッドを用いたコンクリートスラブの重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1591-1602, 1991.3
- 73) 岸 徳光, 三上 浩: 衝撃荷重載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1251-1260, 2007.3
- 74) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: RC 梁の繰り返し重錘落下衝撃挙動に関する数値シミュレーション, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1225-1237, 2009.3
- 75) 岸 徳光, 三上 浩, 栗橋祐介: 矩形 RC 版の衝撃耐荷挙動に及ぼす重錘直径の影響, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.1034-1043, 2008.3
- 76) 岸 徳光, 三上 浩, 栗橋祐介: 低速度衝撃を受ける四辺支持 RC 版の耐衝撃設計法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1327-1338, 2009.3
- 77) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 今野久志, 岡田慎哉: 重錘落下衝撃荷重載荷時の大型 RC 桁に関する衝撃応答解析法の適用性検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1261-1272, 2006.3
- 78) 今野久志, 岸 徳光, 石川博之, 三上 浩: 敷砂を設置した大型 RC 梁の重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, 2006.6
- 79) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 三上 浩, 今野久志, 岡田慎哉: 破壊エネルギー等価の概念を用いた大型 RC 桁に関する衝撃応答解析手法の妥当性検討, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1227-1238, 2007.3

- 80) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩, 岡田慎哉: 大型 RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.1077-1088, 2008.3
- 81) 今野久志, 岸 徳光, 岡田慎哉, 三上 浩: 敷砂を設置した大型 RC 梁の重錘落下衝撃挙動における重錘質量の影響に関する数値解析的検討, 第 30 回コンクリート工学論文, Vol.30, No.3, pp.871-876, 2008.7
- 82) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: 実規模 RC 桁の繰り返し重錘落下衝撃挙動解析に関する破壊エネルギー等価概念の適用性検討, 構造工学論文集, Vol.56A, 2010.3
- 83) 岸 徳光, 今野久志, 山口 悟, 三上浩, 玉木美帆: 合入力エネルギー一定下での実規模 RC 桁の繰り返し重錘落下実験, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1105-1114, 2011.3
- 84) 玉木美帆, 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: 繰り返し重錘落下を受ける実規模 RC 桁の耐衝撃挙動に関する数値解析法の妥当性検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, p.769-774, 2011.6
- 85) 山口 悟, 岸 徳光, 今野久志, 西 弘明: 敷砂及び砕石を用いた 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.751-756, 2010.6
- 86) 今野久志, 岸 徳光, 山口 悟, 西 弘明: 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.733-738, 2010.6
- 87) 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志, 牛渡裕二, 保木和弘: 2 辺支持大型 RC スラブに関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1181-1193, 2011.3
- 88) 岡田慎哉, 岸 徳光, 今野久志, 西 弘明: RC ラーメン模型の重錘落下挙動に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.865-870, 2008.7
- 89) 岡田真哉, 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志: RC ラーメン構造の体衝撃挙動に関する実験的検討および数値解析手法の妥当性検討, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1388-1398, 2009.3
- 90) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 牛渡裕二, 鈴木健太郎: 小型 RC ラーメンスラブ模型の耐衝撃挙動に関する重錘落下衝撃実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1177-1188, 2010.3

参考文献

- 91)川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉: 小型 RC アーチ梁模型の衝撃応答特性に関する数値解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.847-852, 2006.6
- 92)川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉, 鈴木健太郎: 小型 RC アーチ模型の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1191-1202, 2007.3
- 93)川瀬良司, 岸 徳光, 岡田慎哉, 鈴木健太郎: 重錘落下衝撃荷重載荷時の RC アーチに関する弾塑性応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.901-906, 2008.7
- 94)川瀬良司, 今野久志, 牛渡裕二, 岸 徳光: 各種緩衝材を設置した場合のトンネル坑口部の落石衝撃挙動解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.871-876, 2005.6
- 95)川瀬良司, 岸 徳光, 牛渡裕二, 鈴木健太郎: 三層緩衝構造で補強したトンネル坑口部の落石衝撃挙動に関する数値解析的検討, 第7回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演文集, 2004.11
- 96)岡田慎哉, 岸 徳光, 川瀬良司, 西 弘明: RC 巻き出し工模型に関する重錘落下衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.757-762, 2007.6
- 97)岸 徳光, 中野 修, 松岡健一, 菅田紀之: RC 覆工の衝撃応答解析手法の適用性に関する実証的検討, 土木学会論文集, 第483号/I-26, pp.97-106, 1994.1
- 98)岸 徳光, 佐藤昌志, 今野久志: 敷砂や三層緩衝構造を設置した場合の柱式 RC 覆道の衝撃挙動解析, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1773-1782, 1998.3
- 99)土木学会: ロックシェットの耐衝撃設計, 構造工学シリーズ 8, pp.178-234, 1998.11
- 100) 今野久志, 岸 徳光, 栗橋祐介, 山口 悟, 西 弘明: 敷砂緩衝材を設置しない RC 製ロックシェット模型の耐衝撃挙動に関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1101-1112, 2010.3
- 101) 山口 悟, 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志: 緩衝材の有無による RC 製ロックシェット模型の衝撃載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.823-828, 2011.6
- 102) 牛渡裕二, 川瀬良司, 今野久志, 岸 徳光: RC 製ロックシェット模型の重錘落下衝撃挙動に関する二次元骨組解析法の妥当性検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.61-66, 2011.6

- 103) 日本サミコン(株): 落石によるロック・シェットの動的効果に関する研究, 1976.6
- 104) 菅田紀之, 中野 修, 西 弘明, 岸 徳光: 敷砂を緩衝材とする PC 多主桁の衝撃挙動, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 49 号, pp.199-204, 1993.2
- 105) 中野 修, 岸 徳光, 菅田紀之, 佐竹利治: 三層緩衝構造を設置した PC 多主桁の衝撃挙動, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 49 号, pp.145-150, 1993.2
- 106) 菅田紀之, 佐藤昌志, 西 弘明, 松岡健一: 緩衝材を設置した実大 PC 覆工の衝撃応答性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.949-954, 1994.6
- 107) 西弘明, 佐藤昌志, 岸徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.691-696, 1995.6
- 108) 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1347-1356, 1996.3
- 109) 西 弘明, 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模門型 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1181-1186, 1996.6
- 110) 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 松岡健一: 実規模 PC 覆工モデルの耐衝撃性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1851-1860, 1998.3
- 111) 今野久志, 佐藤弘史, 長尾彰洋: PC 鋼材量および鉄筋量の割合を変化させた PRC 梁の衝撃実験について, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.1620-1621, 1994.9
- 112) 今野久志, 佐藤弘史, 長尾彰洋: ロックシェットの接合部に関する衝撃載荷実験, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, 1995.9
- 113) 佐藤弘史, 今野久志, 長尾彰洋, 若林 修: 構造形式の異なるロックシェットモデルの衝撃載荷実験, 第 3 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.191-196, 1996.5
- 114) 岸 徳光, 竹本伸一, 三上 浩, 今野久志: T 型 PRC 梁の性的・衝撃耐荷性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1827-1838, 1998.3
- 115) 今野久志, 佐藤昌志, 竹本伸一, 松岡健一: 各種大型 PRC 桁の静的耐荷性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.925-930, 1999.6

参考文献

- 116) 今野久志, 岸 徳光, 池田憲二, 竹本伸一: 各種大型 PRC 桁の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1819-1830, 2000.3
- 117) 今野久志, 池田憲二, 岸 徳光, 竹本伸一: せん断余裕度を変化させた大型 PRC 桁の静載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.631-636, 2001.6
- 118) Engineer's Studio <http://www.forum8.co.jp>
- 119) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5
- 120) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.3
- 121) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2012.3
- 122) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 2007.3.
- 123) (社) 土木学会: ロックシェッドの耐衝撃設計, 平成 10 年 11 月 1 日
- 124) 土木・建築設計計算支援ソフトウェア SUCCES: <http://www.kts.co.jp>

謝辞

本論文は研究着手時に主査をお引き受けいただきました釧路工業高等専門学校校長 岸 徳光博士ならびに岸校長の後任として主査をお引き受けいただきました室蘭工業大学大学院准教授 菅田紀之博士のご指導のもとにまとめられたものであります。岸校長には著者が道路防災に関する業務に携わり始めた平成8年より、衝撃問題の基礎から衝撃問題の難しさ、楽しさを教えていただき本研究へと結びつけることができました。平成24年4月より釧路工業高等専門学校へのご栄転後も校長の要職を努められ多忙を極める中、室蘭工業大学在籍中と同様に休日を返上し、時に室蘭までお越しいただき著者に温かいご指導をいただきました。心より御礼申し上げます。また、菅田准教授には、岸校長ご栄転後、主査をお引き受けいただくとともに懇切丁寧かつ熱心なご指導をいただき深く感謝いたします。

本論文の副査をお引き受けいただきました室蘭工業大学大学院教授 荒井康幸博士、同教授 溝口光男博士、同准教授 小室雅人博士には貴重なご意見とご指摘をいただきました。心より御礼申し上げます。

室蘭工業大学大学院講師 栗橋祐介博士ならびに構造力学研究室の学生、卒業生の皆様には、本研究をまとめるにあたり実験データの整理や解析など沢山のご協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。

(独)土木研究所寒地土木研究所上席研究員 西弘明博士、同総括主任研究員 今野久志博士および同研究員 山口悟氏には貴重な研究に参画させていただくとともに実験データをご提供いただきましたこと、本研究を進める中で終始ご助言、ご協力、励ましのお言葉をいただきましたことを深謝いたします。

著者の博士課程への入学を後押ししていただきました(株)構研エンジニアリング大島紀房会長、竹田俊明社長をはじめとする役員の方々には心より御礼申し上げます。特に川瀬良司常務には本学の先輩として、また、衝撃問題を研究する先任者として、適切なお助言とご指導をいただきました。ここに深く感謝いたします。そして五十嵐隆浩部長をはじめとする防災施設部の方々には、業務多忙の中、著者に研究の時間を与えていただき多大なご迷惑をお掛けしましたことをお詫びするとともに心より感謝いたします。

浅学非才な著者が本研究を無事終わることができたのはひとえに皆様のご協力とご指導の賜とっております。皆様からいただいた教えを糧にさらなる自己研鑽に努めてまいる所存です。本研究をまとめるにあたりご支援いただきました関係者の皆様に改めて感謝いたします。

最後に、これまで支えてくれた家族に深く感謝します。