

国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.472

August 2008

道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究

Research on Fatigue Durability Evaluation for Highway Bridge Slabs

国土交通省 国土技術政策総合研究所
大 阪 大 学 大 学 院
大 阪 工 業 大 学
九 州 工 業 大 学
(社) 日 本 橋 梁 建 設 協 会

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan
Osaka University, Graduate School of Technology
Osaka Institute of Technology
Kyusyu Institute of Technology
Japan Bridge Association

道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究

Research on Fatigue Durability Evaluation for Highway Bridge Slabs

国土交通省 国土技術政策総合研究所

大 阪 大 学 大 学 院

大 阪 工 業 大 学 大 学 院

九 州 工 業 大 学 大 学 院

(社) 日 本 橋 梁 建 設 協 会

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

Osaka University, Graduate School of Technology

Osaka Institute of Technology

Kyusyu Institute of Technology

Japan Bridge Association

概要

道路橋のコンクリート系床版の疲労耐久性については、輪荷重走行試験機による疲労試験方法や版の耐荷力と関係づけられた疲労照査法が検討されてきた。しかしこれらの方法では床版支間や床版厚など様々な構造等の条件が基準と異なる場合に、疲労耐久性を所要の水準以上となるよう合理的に設計することが困難である。

これらの背景を踏まえて、本研究は、コンクリート系の床版の疲労損傷過程を解析的に模擬することで多様な床版構造に適用可能な疲労耐久性評価方法の開発と、鋼コンクリート合成床版の部材各部の応力状態を算出する解析手法の検討を行ったものである。

キーワード：道路橋コンクリート床版、疲労、鋼コンクリート合成床版、耐久性、解析的アプローチ
Synopsis

Fatigue durability of highway bridge concrete slabs has been evaluated by wheel trucking tests and by the punching shear strength equation. However, it is difficult to design concrete slabs which have different details such as thickness or span from those verified by the methods mentioned above or from the design specifications.

This study developed fatigue durability evaluation method that can apply to various type of concrete slabs which have various details by simulating the fatigue damage process of concrete slab analytically. And the analytic method to evaluate stress state of each part of steel plate-concrete composite deck.

Key Words: highway bridge slabs, fatigue durability evaluation, wheel load test, steel plate-concrete composite deck

共同研究参加機関および担当者名簿

(平成 20 年 3 月現在 順不同)

国土交通省国土技術政策総合研究所
道路研究部 橋梁研究室(～H17.3)
現 道路研究部 道路構造物管理研究室

玉越 隆史
七澤 利明(H18.7～)
渡辺 陽太(～H18.7)
中洲 啓太(～H18.7)
川間 重一(H18.4～)
石尾 真理
土田 隆司(～H17.3)

大阪大学 大学院工学研究科土木工学専攻
(～H18.3)
現 大阪工業大学
八幡工業実験場構造実験センター
(大阪大学名誉教授)
松井 繁之

九州工業大学 工学部建設社会工学科
山口 栄輝

(社)日本橋梁建設協会

倉田 幸宏
鈴木 統(H17.5～H18.2)
山本 晃久(～H17.11)
鹿島 孝之(H18.2～H18.9)
橘 吉宏
上村 明弘
遠山 義久
川畑 篤敬(～H17.1)
入部 孝夫(H17.9～)
数藤 久幸(～H19.5)
小林 潔
野田 弘康(～H17.9)
長澤大次郎(H17.11～H18.5)
佐藤 徹(～H18.12)
高田 和彦
春日井 俊博(H18.9～)

まえがき

交通荷重に起因する道路橋のコンクリート系床版の損傷は、道路橋の主要な架替要因の一つであり、コンクリート系床版の損傷メカニズムや疲労耐久性向上策に関する研究はこれまでも数多く実施されてきている。道路橋のコンクリート系床版の疲労耐久性については、近年、輪荷重走行試験による疲労試験方法が開発され、実験における輪荷重の移動と破壊の関係に関して推定している。しかしながら、この方法はあくまでも耐久性が明らかになっている床版との相対的な比較による評価であり、疲労耐久性の絶対評価は行えない。このため近年コスト縮減等の観点などから多数提案されてきている新形式の床版に対する疲労耐久性評価に対して、その結果の実橋条件における疲労耐久性については必ずしも明確でない。

このような背景から、本研究ではコンクリート系床版の疲労耐久性について、床版コンクリートはコンクリート要素が材料的に疲労によって損傷し、鉄筋などの鋼材はその応力状態に依存して鋼材としての疲労現象によって損傷し、それぞれの現象が並行して独立に生じていくものと仮定し、それぞれの材料的な疲労耐久性の定量的な評価を組み合わせることで床版全体としての疲労耐久性を評価する普遍性の高い手法の開発を検討した。

本報告書は、平成16年から約2ヵ年で、国土交通省国土技術政策総合研究所、大阪大学、九州工業大学、（社）日本橋梁建設協会の4者で行った共同研究としての成果についてとりまとめたものである。

目次

1 章	研究の概要	1
2 章	コンクリート系床版の疲労耐久性に関する既往の研究	
2.1	概要	5
2.2	コンクリート系床版の概要	5
2.2.1	鉄筋コンクリート床版の設計基準とその変遷	5
2.2.2	プレストレストコンクリート床版の概要	7
2.2.3	鋼コンクリート合成床版の概要	7
2.3	既往のコンクリート系床版の疲労耐久性評価法の研究	9
2.3.1	概要	9
2.3.2	輪荷重走行試験方法	9
2.3.3	疲労耐久性の定量的評価法	29
3 章	移動荷重を受ける床版コンクリートの疲労耐久性評価に関する解析的検討	
3.1	概要	33
3.2	疲労被害則の適用によるコンクリート床版の耐久性評価法の検討	34
3.2.1	コンクリートの疲労耐久性	34
3.2.2	鋼材料の疲労耐久性	36
3.2.3	鋼とコンクリートの一体性の疲労耐久性	37
3.2.4	単位コンクリート要素に着目した疲労解析手法の基礎的検討	38
3.3	床版コンクリートの疲労被害則を用いた損傷評価の検討	60
3.3.1	概要	60
3.3.2	疲労破壊条件の設定	61
3.3.3	3次元モデルの解析結果	64
3.3.4	各疲労被害則の比較	106
3.3.5	疲労被害則の適用性の検討	117
3.4	その他コンクリート系床版への適用性の検討	128
3.4.1	概要	128
3.4.2	横締めPC床版の検討	129
3.4.3	鋼コンクリート合成床版の解析検討	144
3.4.4	考察	170
3.5	解析精度に関する検討	171
3.5.1	概要	171
3.5.2	要素の大きさが解析結果に与える影響	172
3.5.3	内部鋼材のモデル化の影響	185

3.5.4	疲労被害則の検討	195
3.6	実交通との比較	201
3.6.1	概要	201
3.6.2	輪荷重分布	202
3.6.3	供用期間 100 年における換算台数の検討	205
3.6.4	代表荷重と頻度を用いた H8 床版の疲労耐久性について	207
4 章	鋼コンクリート合成床版の各部応力の算出手法の検討	
4.1	検討の概要	220
4.2	モデル化に関する一般事項	221
4.2.1	概要	221
4.2.2	コンクリートのモデル化	229
4.2.3	鋼部材のモデル化	231
4.2.4	ずれ止めのモデル化	233
4.2.5	鉄筋のモデル化	235
4.2.6	底鋼板部材とコンクリートの結合のモデル化	236
4.2.7	要素分割	239
4.2.8	荷重条件	241
4.2.9	2次元モデルによる解析	242
4.3	モデル化条件の相違の影響についての検討	244
4.3.1	検証モデルと解析ケース	244
4.3.2	解析結果（モデル条件の相違が解析結果に及ぼす影響について）	250
4.4	モデル化レベルの相違の影響についての検討	255
4.4.1	検討概要	256
4.4.2	平面要素および立体要素を用いた弾性解析	256
4.4.3	立体要素を用いた弾性解析	259
4.4.4	骨組と平面要素を組み合わせた弾性解析	262
4.4.5	解析検討のまとめ	264
4.5	鋼コンクリート合成床版の応力状態の算出	266
4.5.1	概要	266
4.5.2	解析方法	268
4.5.3	解析結果	269
4.6	2次元 FEM 解析による解析事例	276
4.6.1	概要	276
4.6.2	解析の対象	276
4.6.3	解析モデル	277

4.6.4	解析パラメータおよび解析ケース	278
4.6.5	解析結果	281
4.7	総括	283
4.7.1	モデル化に関するまとめ	283
4.7.2	鋼コンクリート合成床版の応力算出における課題	284
5 章	まとめ	287

1章 研究の概要

道路橋では、交通荷重を直接受ける部材である床版について、過去より疲労現象が主因と疑われる様々な損傷が生じてきた。特にコンクリート系の床版については損傷の実態からは、通常のRCやPCのはり部材の設計手法を用いて耐荷力上必要な断面を確保するだけでは、繰返し走行する輪荷重に対する長期耐久性の確保には十分ではない可能性がある¹⁾と理解されてきた。このため道路橋の設計基準である「橋、高架の道路等の技術基準」では自動車荷重の引き上げとも連動しつつ過去に幾たびも床版設計に関する規定の見直しが行われ、設計に用いる荷重値にとどまらず、内部鋼材の発生応力の制限や配筋等に関する構造細目、最小版厚などの設計内容にも様々な変更が加えられてきた¹⁾。

平成14年に改訂された道路橋示方書では、性能規定化の導入にともなって床版に対する要求性能についても定性的な表現で規定化されたが、具体的かつ定量的な規定としては平成8年度の道路橋示方書の規定に従って設計される鉄筋コンクリート床版やプレストレストコンクリート床版であれば要求性能を満足するとみなしてよいものと考えられた²⁾。

しかし、床版に対する規定で実現される、疲労耐久性について一部輪荷重走行試験が行われて確認されたが、十分に定量的な評価基準が明確にされているわけではなく、従来から規定されていた設計に用いる断面力やそれらに対応した計算応力に対する許容値や構造細目が疲労耐久性との定量的な関係について示されないままに要求を満足する手法の例示であるという位置づけで踏襲されたにすぎない。したがって、床版支間や床版厚など様々な構造等の条件が基準の適用範囲と異なる場合には疲労耐久性についてもその条件に応じて所要の水準以上となるよう設計しなければならないが、具体的な設計方法が示されていないため、合理的に設計することが困難な状況となっている。

また、適用範囲とともに要求性能を満足できる構造や設計法が例示されているのは、いわゆる鉄筋コンクリートとPC床版のみであり、例えば底鋼板が設けられた鋼コンクリート合成床版など新しい構造形式の床版では、種々の内部鋼材やずれ止め形式など多様な構造的特徴を有しているなど道路橋示方書を準用して基準の要求性能を満足するように設計することは必ずしも容易ではない。

一方、近年コスト縮減の観点からプレストレストコンクリート床版や鋼コンクリート合成床版などの新しい構造のコンクリート系の床版の技術が開発され、実橋への採用例も増えつつある³⁾⁴⁾。そのためこれらについて道路橋示方書で要求される水準の疲労耐久性を満足することを証明できる設計手法や疲労耐久性評価方法についての研究も各方面ですすすめられてきた。例えば輪荷重走行試験法は、実物大に近い大スケールの床版供試体に対して車輪の走行状態を模擬した移動荷重を繰返し載荷させる疲労試験法である。この方法は試験外力として実橋上を走り抜ける輪荷重の影響をできるだけ忠実に再現することで疲労損傷の過程や疲労耐久性の評価を行おうとするものである⁵⁾⁶⁾。これまで多くのコンクリート系の床版について試験が行われ、同じ条件で試験を行うことで異なる床版の疲労耐久性

の相対的な比較評価を行うには有効な手法であると考えられており、技術基準に解説を付記した「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」（以下「道路橋示方書」という）においても平成14年度のものからその内容が紹介されている²⁾。

しかしながら、輪荷重走行試験法による疲労耐久性の評価は、あくまで同条件下での試験結果の相対関係の評価としては有効である反面、コンクリート系の床版の疲労のメカニズムについての工学的な現象の理解に立脚して試験条件等が整理されているわけではなく、比較対象となる実験結果がないような新しい床版形式や構造条件に対しては、原則としてその都度実験して疲労耐久性を確認することが必要となる。また試験設備の制約等から縮尺や支持条件などを完全に実橋と同条件にすることは困難な場合がほとんどであり、試験結果から実橋においてどの程度の疲労耐久性が見込めるのかを精度よく推定することは一般に困難である。

輪荷重走行試験法による以外にも、疲労が進行した最終段階の破壊形態として一般的とされる床版部材としての押し抜きせん断破壊耐力との関係において疲労耐久性を評価する方法なども提案されているが、実橋の床版の破壊形態は必ずしも押し抜きせん断耐力の算出で想定しているような形態とならない場合もある。さらに実橋の供用性にかかわる疲労耐久性の評価にあたってはひびわれが増加して押し抜きせん断破壊面が形成されるまでの間、徐々に床版の損傷が進展していく過程がそのほとんどの期間を占め、ある段階の状態に着目しての評価ではその状態になるまでの過程が各々異なる鋼コンクリート合成床版など新しい構造や形式の床版に対する適用性には限界があると考えられる。

本研究は、これらの背景をふまえてコンクリート系の床版を対象に、多様な床版構造に対しても普遍的に適用できる新しい疲労耐久性評価手法の開発を意図して検討を行ったものである。

本研究報告書の構成は以下の通りである。構成の概念を図-1.1.1に示す。

2章では、コンクリート系の床版の疲労耐久性について我が国でこれまで行われてきた研究や開発の動向や道路橋における設計基準の変遷について概観する。

3章では、本研究において開発した、移動荷重を受けるコンクリート系床版の疲労耐久性を解析的に評価する手法の概念を述べるとともに、2次元モデルと3次元モデルによる各種の試算結果からその妥当性や適用性について考察する。

4章では、鋼コンクリート合成床版に対して3章で提案した解析的手法により疲労耐久性の定量的評価を行うことを念頭に、床版各部の応力評価を行うモデル化等解析手法と結果に及ぼす影響について考察する。

5章では、本研究で得られた結果について総括する。

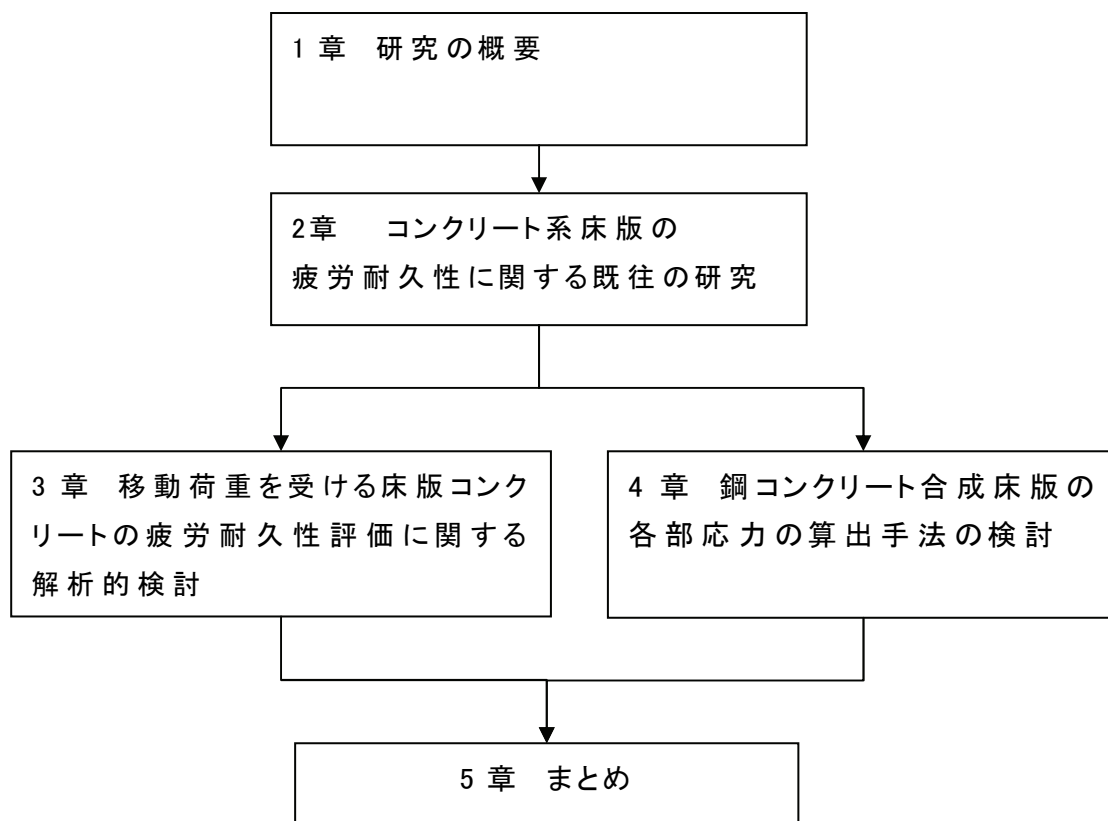


図 1.1.1 報告書のフロー

【1 章 参考文献】

- 1) 玉越隆史,川端篤敬:鋼道路橋床版の設計と留意点,第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集,(社)土木学会,pp.1-8,2003.6
- 2) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 平成 14 年 3 月,2002.3
- 3) 渡辺滉,街道浩,水口和之他:鋼・コンクリート合成床版の開発と実橋への適用について,第一回道路橋床版シンポジウム講演論文集,(社)土木学会,pp.213-218,1998.11
- 4) 阿部幸夫,久保圭吾,高木優任,武内隆文:各種合成床版の構造と適用例,第一回道路橋床版シンポジウム講演論文集,(社)土木学会,pp.23-30,1998.11
- 5) 松井繁之:道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究,大阪大学提出学位請求論文,1984.11
- 6) 中谷昌一,内田賢一,西川和廣,神田昌幸,宮崎和彦,川間重一,松尾伸二:道路橋床版の疲労耐久性に関する試験,国土技術政策総合研究所資料 28 号,2002.3

2 章 コンクリート系床版の疲労耐久性に関する既往の研究

2.1 概要

本章では、道路橋に用いられるコンクリート系の床版の疲労耐久性についての既往の研究と現状について整理する。

2.2 コンクリート系床版の概要

2.2.1 鉄筋コンクリート床版の設計基準とその変遷

道路橋に関する技術基準では、過去より疲労現象と思われる損傷への対応と自動車荷重の引き上げへの対応の2つの観点から規定の内容が繰り返し見直されてきた。

鉄筋コンクリート床版（以下、「RC床版」という）については、大正15年の「道路構造に関する細則案（内務省土木局）」から設計荷重や鉄筋の許容応力度等に関する規定がなされているが、現在の道路橋示方書に近い内容となったのは、「鋼道路橋設計示方書（昭和31年 建設省道路局）」以降である。当時より設計に用いる外力として自動車輪荷重の主として軸重（輪荷重）の影響に着目して等方性を有する弾性版の理論解に近似させた床版設計用の断面力を規定化するとともに、最小床版厚の制限の規定化、配力鉄筋の量を主鉄筋の量に対する比率（当初は25%以上）で配置させることなどが規定化された。

その後、疲労現象と考えられる損傷への対策から昭和42年の「建設省道路局長通達（「鋼道路橋一方鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋設計要領」）」で、配力鉄筋量が主鉄筋量の70%以上と改められ、昭和46年の「建設省道路局局長通達（「鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について」）」以降は、配力鉄筋量を主鉄筋量に対する比率ではなく、別途新たに定められた設計用断面力に対して独立して設計することとされた¹⁾。

この間、配力鉄筋量の増加以外にも、床版設計用の鉄筋の許容応力度が他の構造部材の設計に対する規定とは別に低めに設定されるなど疲労耐久性の向上に配慮した改訂がなされてきた。例えば、昭和43年の「鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準（案）（日本道路協会）」では、床版設計用の鉄筋の許容応力度は 137N/mm^2 (1400kgf/cm^2)と低く抑えられ、昭和53年以降はさらに 20N/mm^2 (200kgf/cm^2)程度の余裕をもたせることが推奨された。床版厚さも最小値が順次引き上げられ、昭和43年から現在と同水準の160mmとなった。

なお、鋼橋の設計においては、上述の「鋼道路橋設計示方書（昭和31年）」においてそれまでのたわみ規定が諸外国に比べて厳しすぎるなどの理由から大幅に緩和され、「鋼道路橋設計示方書（昭和39年（社）日本道路協会）」においてさらに若干の緩和が行われた。その後、昭和48年に出された「道路橋示方書Ⅰ鋼橋編」において制限が強化されるまでの間の鋼橋について支間長にもよるが鋼げたのたわみが設計上大きくなる傾向にあり、昭和40年代より本格的に採用され始めたポンプ車によるコンクリート打設の施工品質とあわせて床版の耐久性に影響を及ぼした可能性も疑われている²⁾。

これらのRC床版に対する設計基準の改定の多くは、RC床版で供用後比較的早期に発

生して問題となった損傷が繰り返し載荷される自動車荷重に起因する疲労現象であると考えられたことから、その対策として行われた部分が多いと考えられるが、一方でこの間に自動車の大型化に対応して設計活荷重そのものも引き上げられてきている。したがって、規定内容の変更には疲労耐久性の向上だけでなく耐荷力性能の向上の意味合いも含まれていると考えるのが適当であり、過去の様々な規定内容とその変更の経緯についてそれぞれが床版の疲労耐久性とどのような関係にあるのかを明確に対応づけることは困難である。表 2.2-1 に RC 床版の技術基準の変遷を示す。

表 2.2-1 RC 床版の基準の変遷

基準		後輪軸重(tf)	活荷重曲げモーメント(tf・m)※1		配力鉄筋量	許容応力度(kgf/cm ²)		最小版厚(cm)	
			主鉄筋	配力鉄筋		鉄筋	コンクリート		
1926(大15)	道路構造に関する細則案 (内務省)	P=4.5(T-12) ～ P=2.25(T-6)	—	—	—	1200	45	—	
1939(昭14)	鋼道路橋設計示方書 (案) (内務省)	P=5.2(T-13)、 P=3.6(T-9)	—	—	—	1300	$\sigma_{28}/3 \leq 65$	—	
1956(昭31)	鋼道路橋設計示方書 (日本道路協会)	P=8.0(T-20)、 P=5.6(T-14)	(1+i)×(0.4×P×(L-1))/(L+0.4) ただし、2.0<L≤4.0	—	主鉄筋の 25%以上	1300	$\sigma_{28}/3 \leq 70$	14 (有効版厚11)	
1964(昭39)	鋼道路橋設計示方書 (日本道路協会)			—		主鉄筋の 70%以上	1400		$\sigma_{28}/3 \leq 80$
1967(昭42)	鋼道路橋一方鉄筋 コンクリート床版の配 力鉄筋設計要領 (建設省)			—					
1968(昭43)	鋼道路橋の床版設計 に関する暫定基準 (案)(日本道路協会)			—					
1971(昭46)	鉄筋コンクリート床版 の設計について(建設 省)		0.8×(0.12×L+0.07)×P	0.8×(0.10×L+0.04)×P	左記に対する 照査により決 定	1400 (余裕200)	$\sigma_{28}/3 \leq 100$	3L+11≥16	
1973(昭48)	道路橋示方書 (日本道路協会)		大型車交通 量1000台 /(日・方向) 以上で20%増 し	0.8×(0.10×L+0.04) ×P 大型車交通量1000台 /(日・方向) 以上で20%増し				1400 (余裕200)	3L+11≥16 (大型車交通量 不等沈下考慮)
1978(昭53)	道路橋鉄筋コンク リート床版の設計、施 工について(建設省)							1400	3L+11≥16
1980(昭55)	道路橋示方書 (日本道路協会)							1400	3L+11≥16
1990(平2)	道路橋示方書 (日本道路協会)		2.5<L≤4.0 で、 1.0+(L- 2.5)/12 を増し	付加曲げ モーメントを 割増し		1400 (余裕200)	$\sigma_{28}/3 \leq 100$	3L+11≥16 (大型車交通量、 不等沈下考慮)	
1994(平6)	道路橋示方書 (日本道路協会)								
1996(平8)	道路橋示方書 (日本道路協会)								

※1:連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合

2.2.2 プレストレストコンクリート床版の概要

コンクリート道路橋においては古くよりコンクリート床版にプレストレスを導入することが行われてきた。

設計基準としては、昭和 43 年以前は「鋼道路橋設計示方書」などを参考に設計されていたが、昭和 43 年に「プレストレストコンクリート道路橋示方書」が制定され、そこでコンクリート橋に用いることを念頭に設計用断面力などの具体的な設計内容がまとまって規定された。その後昭和 53 年に「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」がとりまとめられて以降は、同示方書によって設計が行われてきている。

コンクリート橋に用いる場合を前提とした床版の規定では、桁と床版が剛に結合されている条件から断面力式などの規定が定められていることと PC 床版では各種規定の前提となる適用床版支間が RC 床版の 4m に比べて 6m と拡大されていたこと、プレストレスの導入効果を見込み最小版厚が低減されてきたことが特徴である。なお、当時は鋼橋に用いる床版についてもコンクリート橋に用いる場合の規定を参考に設計すべきこととされてきたが、平成 14 年の「道路橋示方書」では、桁の剛性や桁と床版の結合条件の相違なども考慮した鋼橋に用いる場合の設計基準が「Ⅱ鋼橋編」にも正式に規定された。

なお近年、少数主げた橋などで床版支間が 6m を超えるような広幅員のものが鋼橋でも設計されることがあるが、設計断面力や鋼げたとの接合条件、最小版厚などの具体的な設計手法について道路橋示方書に規定されておらず、所要の性能を満足するために個々の条件に応じた設計が行われている。また PC 床版の場合、品質向上や現場工期の短縮などの目的からプレキャスト床版が用いられることがあるが、この場合には床版間に現場接合の継目部があること、桁との接合構造であるずれ止め構造が場所打ちの場合と異なるなどの特徴があり、それらの設計手法や構造細目等についても統一的な基準化はなされていない。

2.2.3 鋼コンクリート合成床版の概要

鋼コンクリート合成床版は、RC 床版の下面に鋼板を一体化した構造の床版であり、底鋼板は床版コンクリートの打設時には型枠とその支保工を兼用することで施工の合理化を図ったものである。そのため底鋼板には通常様々な補強鋼材が一体化されているが、これらは完成後は RC 床版の鉄筋同様に床版の耐力機構を構成する構造部材として期待している。

なお、このような構造的特徴を有する床版の設計手法については RC 床版や PC 床版のように道路橋示方書では設計に用いるべき断面力や構造細目などの具体的な規定化がなされておらず適用しようとする橋梁の条件に合わせて個別に性能照査を行って所要の性能が得られるように設計が行われている。

鋼板パネルとコンクリートを組み合わせた床版の歴史は古く、明治 35 年(1902 年)に大分県臼杵市の旧国道 10 号線・津野川に架設された明治橋が、供用中の鋼 I 桁橋としては

わが国最古であり、床版支間 4.9m の鋼コンクリート合成床版を有する鋼 2 主桁橋である(写真 2.2-1)。ただしこれは強度部材としての波型トラフ鋼板(フランジ厚 9.5mm、ウェブ厚 4.8mm)に、形状保持材としてのコンクリートを介して輪荷重が伝達されるとしたもので合成効果を積極的に利用したものではない。底鋼板と床版コンクリートの合成効果を積極的に利用したのは、海外で 1950 年代に長大橋の床版重量を低減するために開発されたロビンソン型の合成床版からであり、わが国でも、昭和 54 年(1979 年)に首都高速道路公団(現首都高速道路株式会社)で初めて採用されて以降各地で採用された。写真 2.2-2 に昭和のその頃に採用されたリブプレートで補強されたロビンソン型床版の橋の例を示す。



写真 2.2-1 明治橋(1902 年)



写真 2.2-2 大阪城新橋(1983 年)

その後、現在まで鋼コンクリート合成床版として多くの形式が提案されてきている。主な相違点は底鋼板とコンクリートを一体化するためのずれ止め構造と、型枠としての剛性を確保するための補強構造である。ずれ止めはスタッドジベル、トラスジベル、孔あき鋼板ジベルまたは形鋼ジベル等が用いられ、補強材は帯鋼や形鋼を用いたリブならびにトラス鉄筋が用いられている。(図 2.2-1)

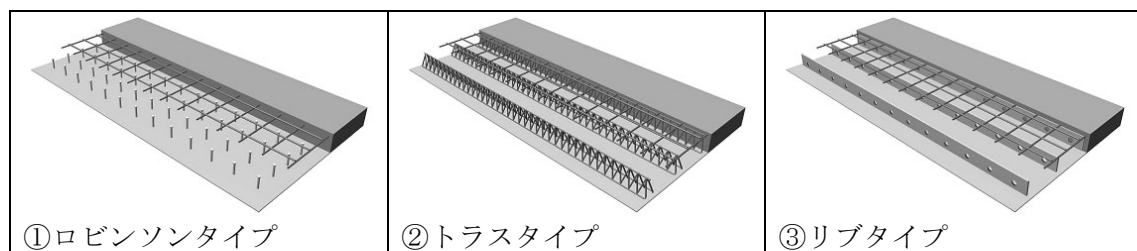


図 2.2-1 鋼コンクリート合成床版タイプの代表例

2.3 既往のコンクリート系床版の疲労耐久性評価法の研究

2.3.1 概要

道路橋示方書ではコンクリート系床版の自動車荷重の繰り返し載荷に対する疲労耐久性を要求水準に応じて定量的に自由に設計出来るような規定とはなっておらず、現在のところ過去に実績が多数ある一般的な床版形式について、適用範囲を限ったうえで設計供用期間において所要の耐久性が得られるだろうと考えられる経験的設計手法が規定されているのみである。このためプレストレスコンクリート床版や鋼コンクリート合成床版などの様々な構造や形式の床版についても、基準で要求される水準の疲労耐久性を満足することを合理的に評価・検証できる手法の確立が望まれ、各方面で検討が行われてきた。

これらの取り組みの一つとして、自動車荷重が移動することの影響が疲労耐久性と密接な関わりがあるとの考えから、自動車荷重の移動を模擬して床版供試体に繰り返し載荷を行う疲労試験法（輪荷重走行試験法）が開発された³⁾⁴⁾。

本節では、輪荷重走行試験法及びそれらを用いたコンクリート床版の疲労耐久性に関する研究について整理する。

2.3.2 輪荷重走行試験方法

(1)概要

移動する輪荷重が直接載荷される版構造である床版では、荷重の移動に伴う応力状態の変化が疲労耐久性に大きく影響しているものと考えられる。過去には床版の疲労耐久性に関する研究において定点で繰り返し載荷を行う疲労試験が多く行われたものの、ひびわれの状態などの損傷形態が実橋でみられるものとは大きく異なり現象の再現ができない状態が長く続いた。その後大阪大学の松井らによって輪荷重走行試験機が考案され³⁾、実橋で見られるものにより近い損傷形態が実験的に再現できることが示され、それ以後は多くの実験が様々な条件に対して行われ、供試体の設計手法や支持条件の設定手法、試験結果の評価方法などの知見が蓄積されてきている。

実橋の床版では、床版下面のひび割れは載荷位置が移動するため放射状には発達せず、床版全体に格子状で拡大していくことが多く、さらに損傷が進行すると鉄筋が破断するより前にブロック化したコンクリート塊が床版から抜け落ちることが多いのに対して、一点での載荷を繰り返した場合には、床版下面の載荷点を中心とした放射状のひび割れが発生した後、コンクリート部分の破壊に先立って主鉄筋の疲労による破断が生じる場合がほとんどであり破壊の様相は乖離している⁵⁾⁶⁾。

定点載荷実験については、一点のみで載荷を繰り返すのではなく、複数の載荷点を設けてそれらに順次載荷していくことを繰り返す方法が試みられた例もある。その場合には荷重点が1点でないため床版下面に発達するひび割れは単純な放射状にはならず実橋により近い格子状のひびわれパターンが得られているが、一点での定点載荷試験と同様にコンクリートの破壊に先行して鉄筋が疲労で破断する結果が得られており、ほとんどの場合床版

コンクリートが抜け落ちても鉄筋の破断がみられない実橋とは整合しない。

このように離散的に载荷を行う疲労試験法では、一点载荷、複数点载荷のいずれの方法によっても実橋の床版の疲労損傷過程は破壊形態からも再現されているとはいえず、それらを改善するために荷重の载荷条件を限りなく実橋床版に近づけた輪荷重走行試験法が考案された。

輪荷重走行試験方法は、実物大に近いスケールの床版供試体の上を、接地圧（载荷荷重）を制御しながら車輪を移動させる载荷試験機による疲労試験方法であり、定点载荷とは異なり、鉛直力が維持されたまま連続的に床版を移動していくために実交通下での輪荷重によって生じていると考えられるものと比較的近い応力状態が供試体に対して実現できると考えられる。特に、鉄筋コンクリート部材であるコンクリート床版では、疲労による劣化損傷の進行のメカニズムがひびわれの発達と密接に関係していると考えられ、床版のコンクリートの各部分における応力履歴を大きさのみならずその方向やその変化などもより忠実に再現することが実橋の疲労現象の再現には必要と考えられるため、輪荷重走行試験は定点载荷に比べて現象再現性の点ではより適当な方法と考えられる。

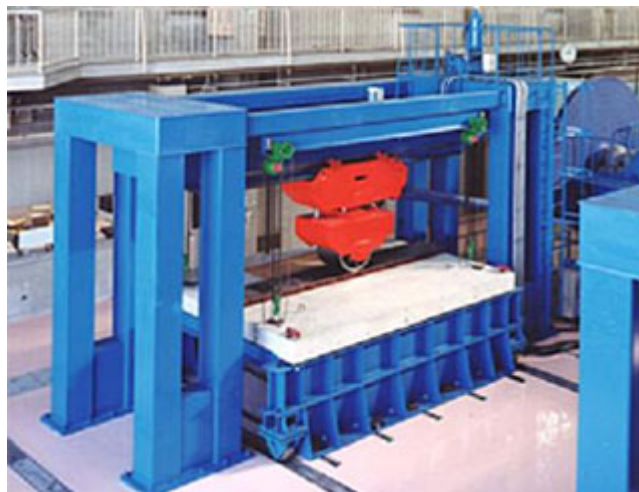


写真 2.3-1 輪荷重走行試験の概観（（独）土木研究所）

以下に、実橋におけるコンクリート床版の疲労による劣化過程の事例と輪荷重走行試験による供試体の劣化過程の事例を示す。



写真 2.3-2 実橋床版の劣化状況の例

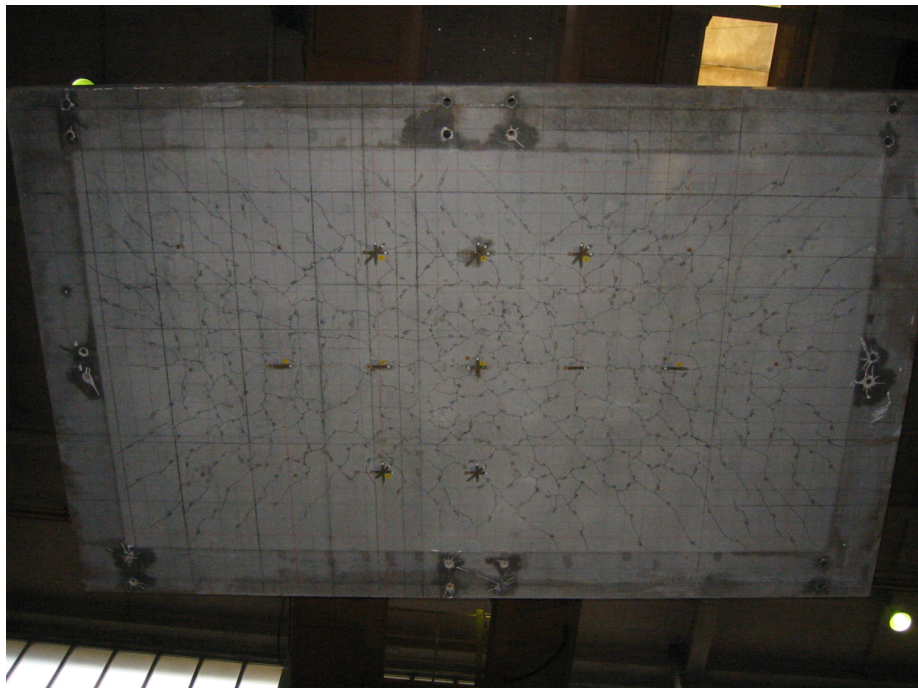


写真 2.3-3 輪荷重走行試験後の劣化状況の例（床版下面の状況）

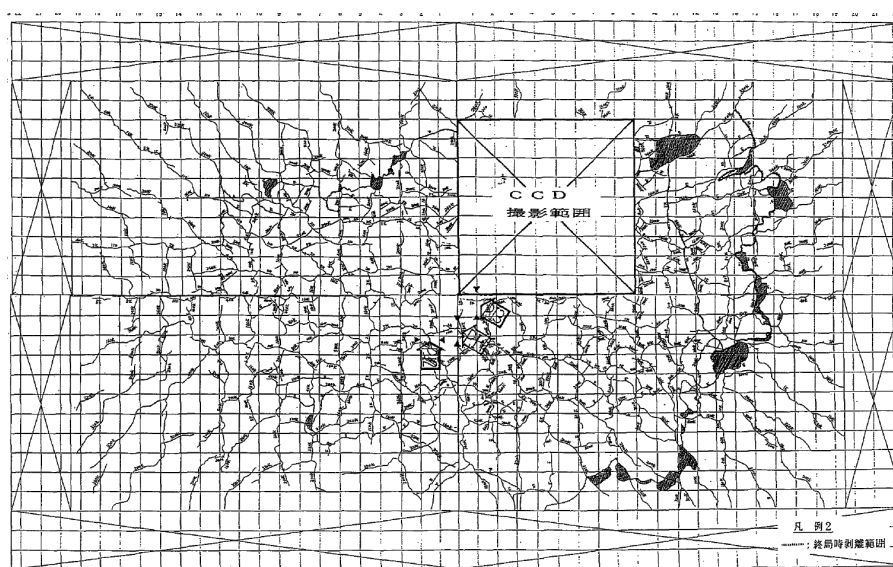


図 2.3-1 輪荷重走行試験後の劣化状況（下面ひびわれ）の例
（鉄筋コンクリート床版（H8 道路橋示方書準拠供試体））

輪荷重走行試験の結果は、載荷荷重の大きさと回数によって疲労環境が定義され、疲労損傷の進行の程度についてはコンクリート部材としての変状によって評価することが一般的である。疲労損傷の程度の評価で通常着目される主な項目は以下の通りである。

- ①床版のたわみ
- ②内部鋼材（鉄筋）のひずみ
- ③コンクリート表面のひずみ（上下面応力）
- ④ひびわれ性状（延長・幅・方向など）

通常の RC 床版の場合、一定の荷重で輪荷重走行試験を行うと、床版たわみや鉄筋ひずみなどが初期に急速に増加し、その後は非常にゆるやかに劣化が進展する期間がある。さらにある程度以上劣化が進行した段階から再度劣化進展速度が増加し、最終的には制御した載荷の継続が困難なほどにまでたわみが増加し、鉄筋のひずみ変化も安定しなくなるなど版としての一体性を喪失したような挙動が現れて破壊と判定される。

床版の性能の観点からは、所要の耐荷力に対する安全余裕を喪失した段階までが耐久性として期待できる期間と考えられるが、徐々に進行する劣化（ひび割れの増加や鉄筋ひずみやたわみの増加など）の過程のどの段階で設計上期待する耐荷力余裕が丁度喪失したいわゆる性能の限界の状態とみなせるのかは、耐荷力設計上の仮定と実構造の乖離もあり実験の挙動に対して特定することは困難である。

また、実橋の供用下で床版に載荷される輪荷重の数は膨大なものとなり、実験において床版の設計供用期間に繰り返される輪荷重の数だけの荷重載荷を行うことが困難な場合が多く、ある程度以上疲労耐久性のある床版の場合には載荷荷重を段階的に引き上げて繰り返し載荷を継続させる方法で実験されることが多い。この場合、段階的に荷重を増加させることで供試体の疲労損傷過程にどのような影響が生じるのかが不明であることや、多くの場合実験の途中段階から実際の自動車交通下では現実的でない大きな載荷重となり、輪荷重走行試験で得られた供試体の疲労耐久性が実交通下のどの程度の疲労耐久性に対応するのかについて明確でない。

このようなことから、輪荷重走行試験の結果については、床版のたわみやひび割れ性状などによって損傷度を定義し、実績があり、既に耐久性が明らかになっている床版と同条件の試験による結果と劣化損傷の過程を相対比較することで耐久性の評価を行うことが一般に行われている。

以下に道路橋示方書に規定のある代表的な床版に対する既往の輪荷重走行試験の結果の例を示す。

(2) RC床版の輪荷重走行試験結果

1) 概要

輪荷重走行試験を行ったRC床版では、載荷重の固定、漸増にかかわらず初期よりひびわれが発生し、それが全体に発達して最終的には床版コンクリートの一部が台形（四角錐）状に踏み抜かれるように破壊するいわゆる押し抜きせん断破壊の状態を呈するという劣化過程をたどる。また内部の鉄筋は最終段階まで破断することはほとんどなく、この2つの破壊の特徴は、実際の床版で抜け落ちを生じた床版の多くに共通する特徴と一致している。

2) 一定荷重載荷の例

図 2.3-2～2.3-4 に、土木研究所（旧建設省土木研究所）で実施された RC 床版の輪荷重走行試験（一定荷重の繰り返し）の結果の例を示す。表 2.3-1～表 2.3-2 に供試体の諸元と破壊時荷重と破壊までの走行回数を示す⁸⁾。

床版中央の活荷重たわみは、初期段階で急速に増加しある値に達すると、以降はその増加速度は極めて緩やかになり徐々に増加しながら長く推移する。そして最後にたわみは急増して破壊に至っている。なお実験は、たわみが大きくなり所定の荷重が載荷できなくなった段階で終了している（図 2.3-2）。

鉄筋ひずみは、引張り側にある主鉄筋、配力鉄筋とともに、初期段階で床版たわみの増加と連動するようにひずみが急増するが、その後はほぼ一定の値で推移しており、そして最後のたわみが急増する段階でこれに連動するように挙動が不安定化している。

表 2.3-1 RC39 供試体の主な諸元

	供試体寸法 (mm)	支間 (mm)	主鉄筋(mm)		配力鉄筋(mm)	
			呼び径	間隔	呼び径	間隔
RC39-1,3～9	2800×4500×190	2500	D16	150(300)	D13	300(300)
RC39-2					D10	150(300)

()内は圧縮鉄筋の値

表 2.3-2 RC39 供試体の破壊時荷重と載荷回数

	破壊時荷重(kN)	破壊時走行回数(回)
RC39-1	157	27,392
RC39-2	176	59,078
RC39-3	105	1,423,112
RC39-4	196	881
RC39-5	167	45,034
RC39-6	147	130,828
RC39-7	152	272,329
RC39-8	118	2,750,073
RC39-9	157	224,764

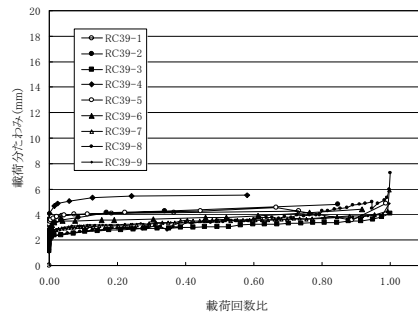


図 2.3-2 RC 床版の床版中央活荷重たわみ（载荷分）（RC39 供試体）

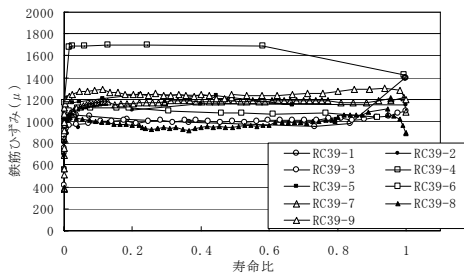


図 2.3-3 主鉄筋ひずみ（RC39 供試体）

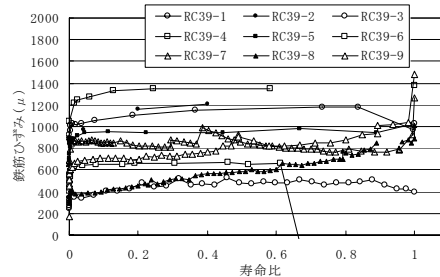


図 2.3-4 配力鉄筋ひずみ（RC39 供試体）

3) 荷重漸増载荷（階段载荷）の例

昭和 39 年の道路橋示方書で設計された床版（RC39）供試体では一定荷重载荷による輪荷重走行試験によって破壊に至るまでの試験が行われているが、例えば平成 8 年の道路橋示方書など近年の道路橋示方書に準拠した設計が行われた床版では疲労耐久性が向上しており、同様の荷重レベルでの一定荷重载荷で破壊に至るまでの試験を実施することは時間的にも困難なため、一定の荷重での载荷をある回数行った後に载荷荷重を引き上げることを行って、荷重漸増载荷（以下「階段载荷」という。）による試験が一般的に行われてきた。図 2.3-5～図 2.3-7 に、階段载荷による輪荷重走行試験結果の例を示す。また表 2.3-3～表 2.3-4 に供試体の諸元と破壊時荷重と破壊までの走行回数を示す⁸⁾。

一定荷重载荷試験と同様に、床版中央の活荷重たわみが初期に急増し、その後たわみの増加速度が小さいまま長く推移する傾向にあることが読み取れる。しかし、一定荷重载荷と異なり順次荷重を増加させているため荷重増加時にはたわみが急増し、次の荷重増加を行うまでの間は緩やかにたわみが増加するというパターンが繰り返される。そして最終的には、ある荷重段階でたわみが急激に増加して実験終了に至っている。

鉄筋ひずみについても、たわみとの関係は一定荷重载荷の場合と同様の傾向を示していると考えられ、引張り側主鉄筋、配力鉄筋ともに初期段階でたわみの変化に連動して急増したのち停滞する傾向がみられる。そして荷重増加時には鉄筋ひずみも床版たわみ同様増加して、荷重が一定である状態ではひずみもほぼ一定の値で推移している。さらに最終段階では、これも一定荷重载荷と同様にたわみの急増に連動して値が不安定な挙動を示している。

表 2.3-3 RC47 供試体の主な諸元

	供試体寸法	支間	主鉄筋(mm)		配力筋(mm)	
	(mm)	(mm)	呼び径	間隔	呼び径	間隔
RC47-2~4	2800×4500×200	2500	D19	125(250)	D16	100(200)

()内は圧縮鉄筋の値

表 2.3-4 RC47 供試体の破壊時荷重と載荷回数

	破壊時荷重(kN)	破壊時走行回数(回)
RC47-2	314	327,725
RC47-3	314	352,667
RC47-4	314	321,127

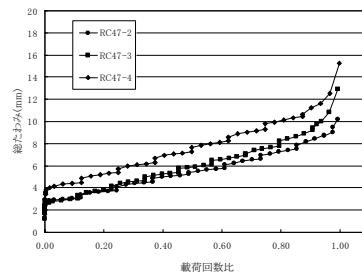


図 2.3-5 RC 床版の床版中央活荷重たわみ（載荷分）（RC39 供試体）

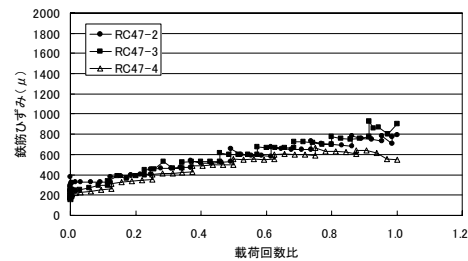
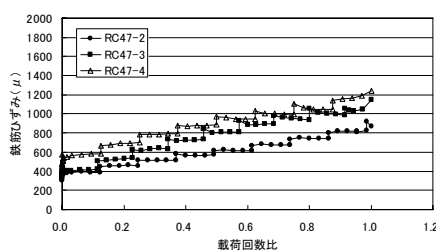


図 2.3-6 主鉄筋ひずみ（RC47 供試体） 図 2.3-7 配力鉄筋ひずみ（RC47 供試体）

このように、階段載荷では、荷重レベルを引き上げた時に床版たわみや鉄筋のひずみが急増するが、その間の載荷荷重が一定の区間においては活荷重たわみも鉄筋ひずみも一定荷重載荷同様の傾向で安定した推移を示しており、外観で確認できる破壊に至るまでのひびわれの発達状況からも一定荷重載荷による疲労試験の促進試験としてとらえることが出来ると考えられる。ただし、載荷重の引き上げ前後でたわみ等の値が急変しており荷重の引き上げによって床版コンクリートに静的な破壊が生じるなど疲労による以外の破壊を生じさせている可能性も高い。以上のことから、この方法では純粋な疲労破壊のみによる破壊以外の要素による床版劣化が含まれる可能性があること、試験の最終段階では現実の床版では想定されないような荷重レベルとなっており床版内部の応力状態も現実の供用条件

下とは乖離が大きいことから疲労試験としての定量的な評価方法については明確でないといえる。

図 2.3-8 は、適用基準の異なる R C 床版の階段載荷試験の結果の例である⁸⁾。昭和 39 年より新しい道路橋示方書では疲労耐久性向上の観点から、2.2 節に示したとおり鉄筋量や床版厚の増など基準毎に床版の規定に相違があるが、適用基準毎に同じ載荷条件において破壊に至るまでの載荷回数には相違がみられており、新しい基準によるものほど相対的には疲労耐久性が優れていることを示す結果といえる。表 2.3-5 及び 2.3-6 に、図 2.3-8 中に示した H8 年の道路橋示方書に準拠した供試体の諸元と破壊時荷重と破壊までの走行回数を示す。

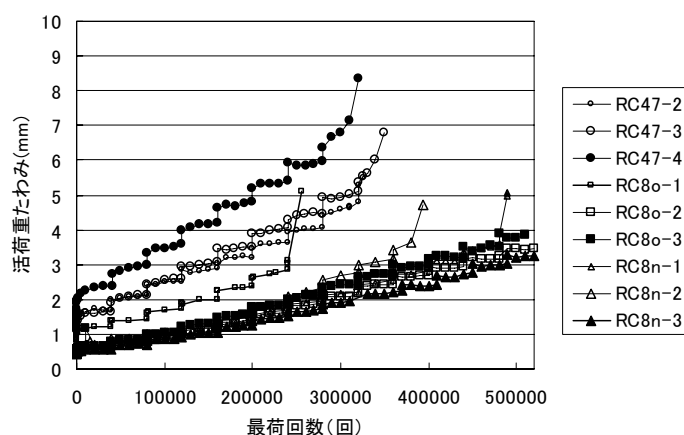


図 2.3-8 RC 床版の床版中央活荷重たわみ（階段載荷試験結果）

表 2.3-5 RC8 供試体の主な諸元

	供試体寸法 (mm)	支間 (mm)	主鉄筋(mm)		配力鉄筋(mm)	
			呼び径	間隔	呼び径	間隔
RC8o-1～3	2800×4500×250	2500	D19	150(150)	D16	125(125)
RC8n-1～3				150(150)		125(250)

()内は圧縮鉄筋の値

表 2.3-6 RC8 供試体の破壊時荷重と載荷回数

	破壊時荷重(kN)	破壊時走行回数(回)
RC8o-1	275	255,649
RC8o-2	392	520,000(未破壊)
RC8o-3	392	520,000(未破壊)
RC8n-1	392	489,555
RC8n-2	334	394,122
RC8n-3	392	520,000(未破壊)

図 2.3-2 及び図 2.3-4 に示した一定荷重における旧基準（S39 床版）の結果と比較すると、荷重を増加しているにもかかわらず破壊までの載荷回数が増加しており疲労耐久性は大きく向上しているものと考えられる。これらの疲労耐久性の相対関係は、基準の規定内容からしても妥当な結果と考えられ、階段載荷による輪荷重走行試験が少なくとも定性的には疲労耐久性を適切に評価できる手法であることを示す結果となっている。

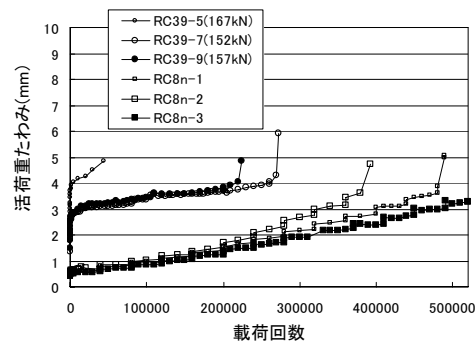


図 2.3-9 RC 床版の床版中央活荷重たわみ（RC39 は一定荷重、RC8 は階段載荷）

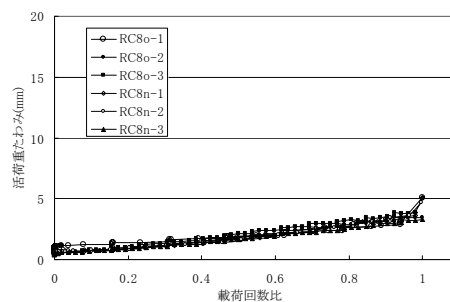


図 2.3-10 RC 床版の床版中央活荷重たわみ（載荷分）（H8 供試体）

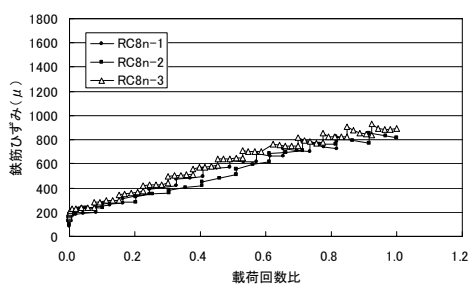


図 2.3-11 主鉄筋ひずみ（H8 供試体）

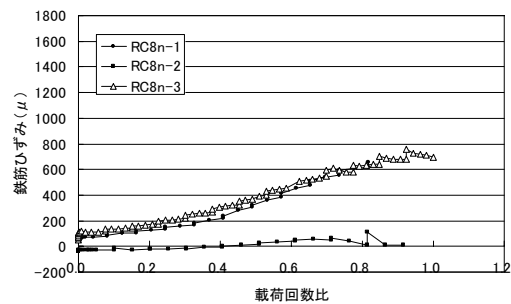


図 2.2-12 配力鉄筋ひずみ（H8 供試体）

(3) プレストレスを導入した床版の輪荷重走行試験結果

プレストレスを導入した床版（以下「P C床版」という。）についても荷重漸増載荷（階段載荷）による輪荷重走行試験が行われている。図 2.3-13～2.3-15 に、プレストレスを導入した床版の試験結果の例を示す。また、表 2.3-7 及び表 2.3-8 に供試体の諸元と破壊時荷重と破壊までの走行回数を示す⁸⁾。

床版へのプレストレスの導入は、たわみやひびわれが抑制されることなどによって疲労耐久性向上に寄与すると考えられているが、試験結果においても同じ載荷パターンでの R C 床版の結果（図 2.3-13～2.3-15）と比べて活荷重たわみが小さく破壊に至るまでの載荷回数も多く疲労耐久性に優れる結果となっている。

床版支間直角方向のひび割れは R C 床版と比較して少なくなっており、プレストレスの効果によって床版支間方向にはひび割れの発生が抑制されたためと考えられる。また、床版厚が 180mm と薄いにも関わらず、床版厚 190mm の RC39 床版と比較してたわみが小さいことから、プレストレスの効果は多数のひびわれが生じている試験の最終段階まで維持されていると考えられる。

なお、実験条件では P C 床版は、100kN の輪荷重に対してフルプレストレスとなるように設計されているが、載荷荷重を最終的には PC8-1 で最大 353kN、PC8-2 で 392kN まで増加させており、実験の途中段階からは実橋の床版では通常載荷されることのない大きな荷重によるひび割れが発生する状態での試験となっている。

実験ではこのような過大な応力状態での繰り返し載荷の段階を経て床版が最終的には破壊しているが、R C 床版の試験結果と同様に内部の鉄筋に破断は生じず、床版コンクリートの破壊によるたわみの増大で実験は終了している。これらの結果から実橋でも P C 床版の疲労では R C 床版同様に床版コンクリートの破壊が支配的になる可能性が高いものと考えられる。

表 2.3-7 PC8 供試体の主な諸元

	供試体寸法 (mm)	支間 (mm)	主鉄筋(mm)		配力鉄筋(mm)	
			呼び径	間隔	呼び径	間隔
PC8-1,2	2800×4500×180	2500	D13	250(250)	D19	125(250)

()内は圧縮鉄筋の値

表 2.3-8 PC8 供試体の破壊時荷重と載荷回数

	破壊時荷重(kN)	破壊時走行回数(回)
PC8-1	353	403,748
PC8-2	392	486,253

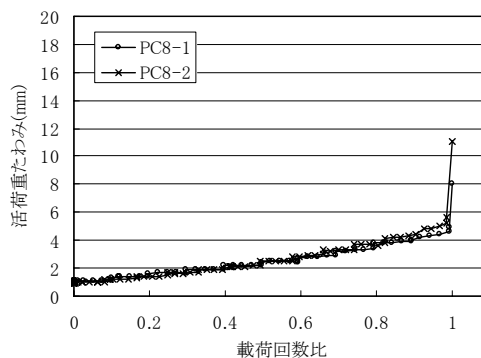


図 2.3-13 PC 床版の床版中央活荷重たわみ（载荷分）

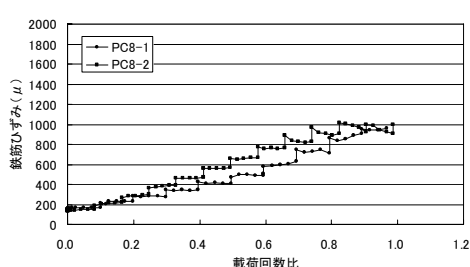


図 2.3-14 主鉄筋ひずみ（PC 供試体）

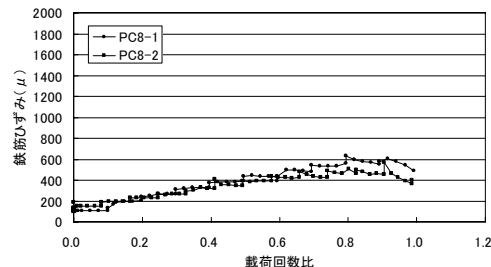


図 2.3-15 配力鉄筋ひずみ（PC 供試体）

以上のように、輪荷重走行試験は、プレストレスを導入した床版についても疲労耐久性の明らかな R C 床版などと同条件の試験結果を比較することでその疲労耐久性を相対的に把握できる手法として有効であると考えられる。

(4) 鋼コンクリート合成床版の輪荷重走行試験結果

鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性については、昭和 50 年代から大阪大学で輪荷重走行試験機を用いた床版の耐久性に関する研究の一環としてロビンソン型床版に対して輪荷重走行試験が行われたのをはじめ、これまでに多くの研究が行われてきている。

これらの成果として、平成 9 年(1997 年)には土木学会の「鋼構造設計指針 PART B」において最小床版厚やずれ止めの設計方法などが示された。

また、開発段階を含め、輪荷重走行試験が行われたものも多くあり、ここでは各種の鋼コンクリート合成床版を対象に行われた輪荷重走行試験の主な結果(図 2.3-16)について示す。

これらの試験はほとんどすべて階段载荷で行われており、また底鋼板の存在から輪荷重走行試験中の床版コンクリートの変状状態については、いつどの段階でどのような現象が生じていたのかを正確に把握できている例はない。

しかし、図 2.3-17 に示すようにひび割れ量と 100kN 換算弾性たわみの勾配(または残留たわみ量)との関係では、最終段階で床版上面に現れたひび割れが比較的少ない床版では勾配の変化が小さく、ひび割れが比較的多い床版では勾配の変化が大きくなる傾向となっている。また、一部の鋼コンクリート合成床版では、たわみの勾配の変化とひび割れ発生時の走行回数との間に関連性が見受けられる結果となっている(図 2.3-18)。これらからは走行回数の履歴にしたがって鋼コンクリート合成床版においても床版内部の破壊が徐々に進行していく過程を経ていることが伺われる。

図 2.2-16(a)(b)(c)は、それぞれたわみ変化について「載荷時と除荷時の比較」「弾性たわみと換算弾性たわみの比較」「換算弾性たわみとひびわれの関係」を示したものである。

それぞれ A~K の異なる構造の鋼コンクリート合成床版の結果に加えて比較のために、平成 8 年道示準拠の RC 床版供試体の結果をあわせて示している。

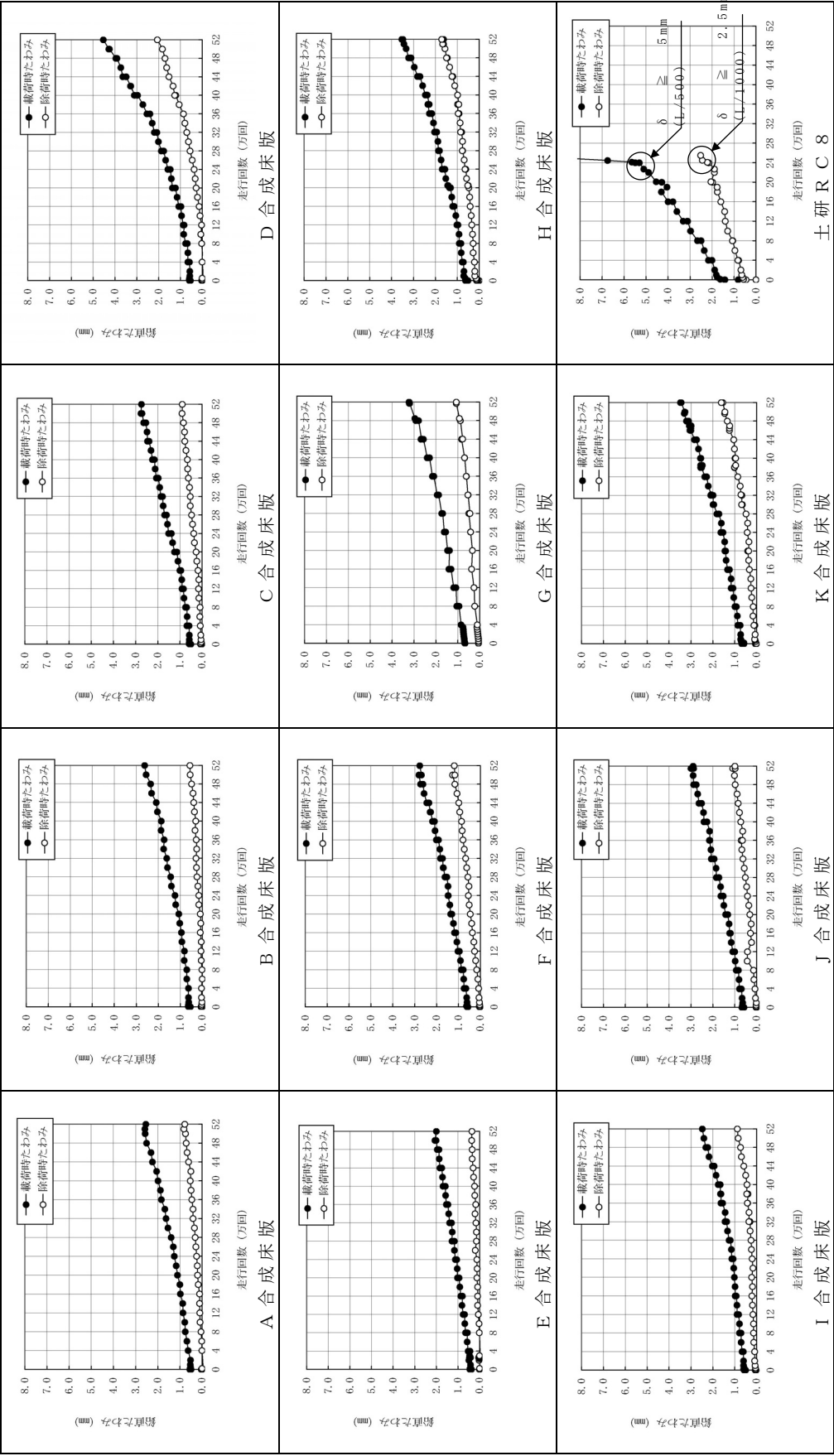


図 2.3-16(a) 輪荷重走行試験による合成床版のたわみ変化(その1)：載荷・除荷たわみ

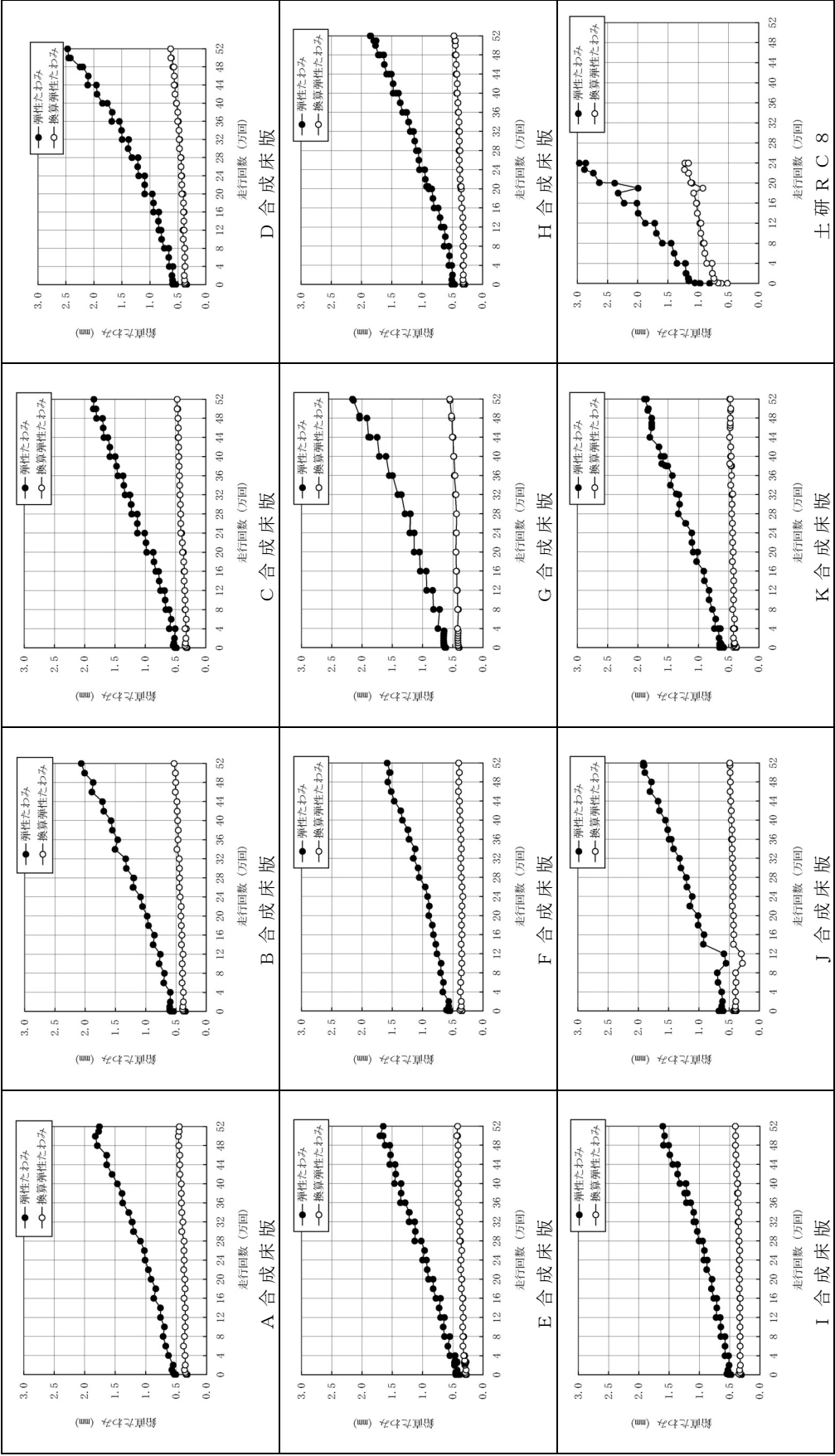


図 2.3-16(b) 輪荷重走行試験による合成床版のたわみ変化(その 2) : 弾性・換算弾性たわみ

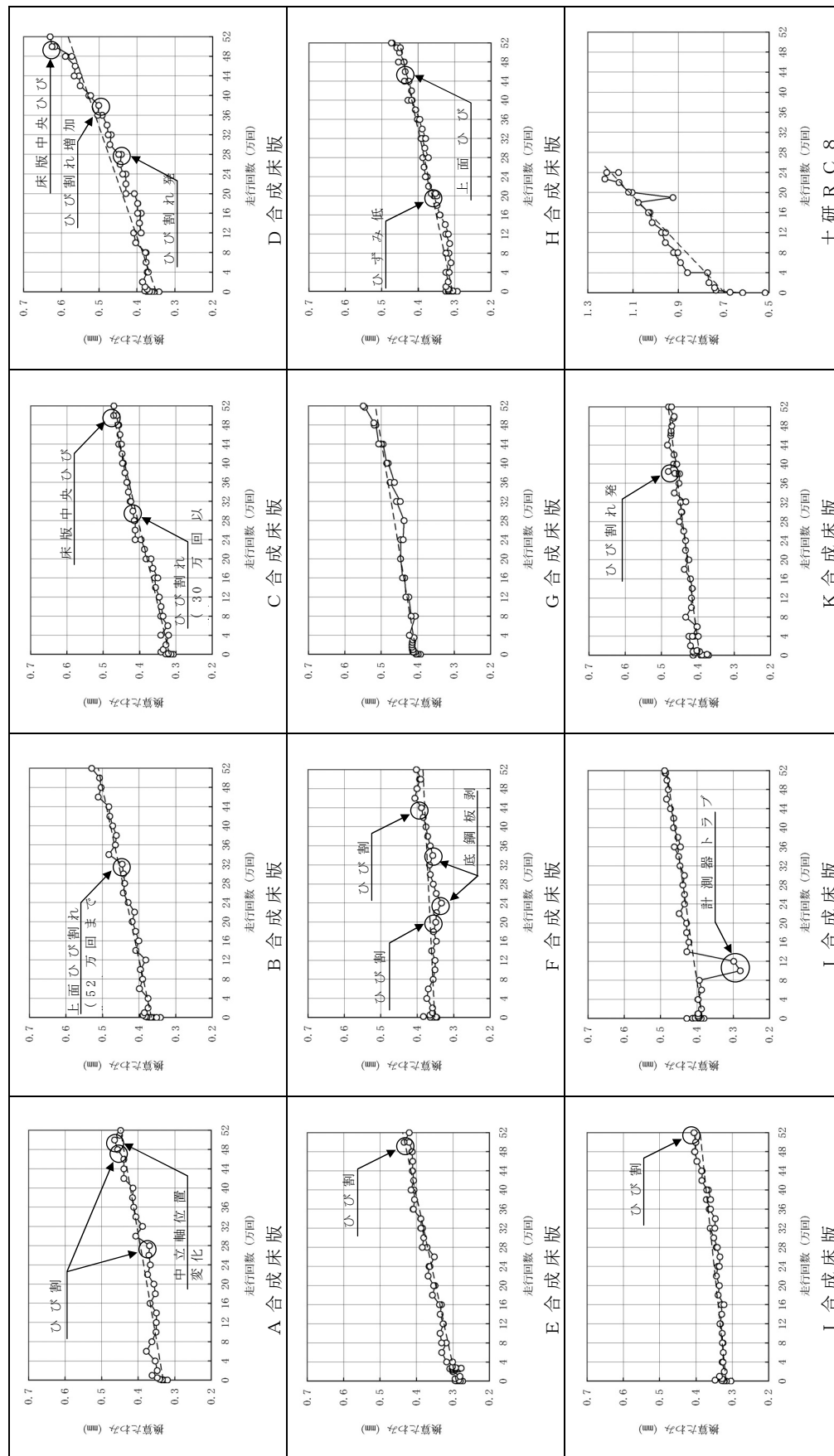


図 2.3-16(c) 輪荷重走行試験による合成床版のたわみ変化(その 3)：換算弾性たわみ

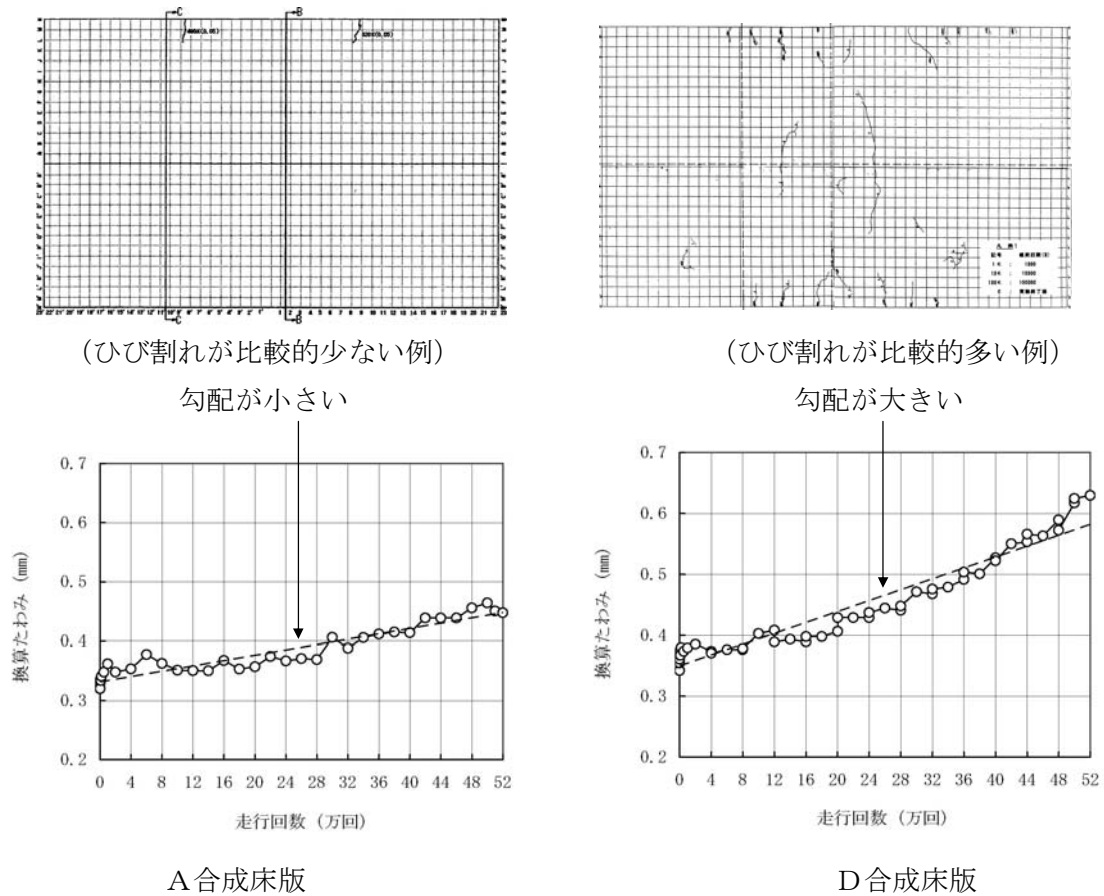


図 2.3-17 供試体上面ひび割れ状況および換算弾性たわみー走行回数関係

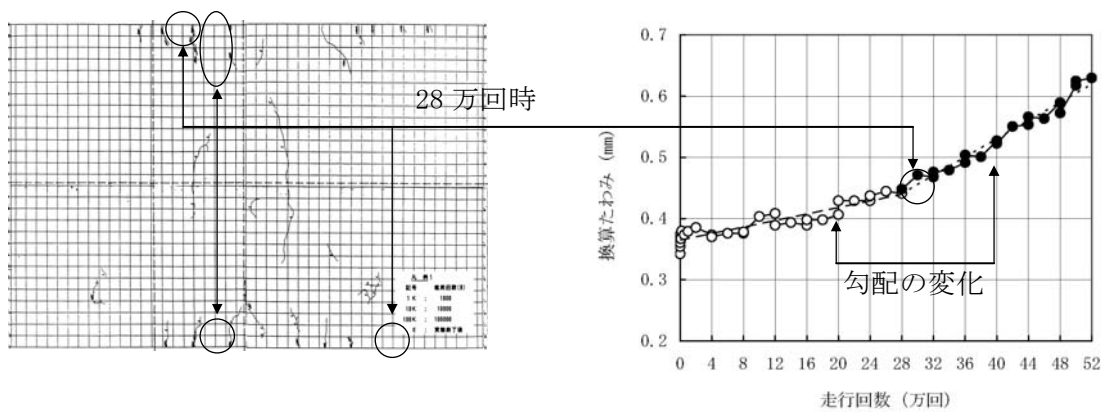


図 2.3-18 ひび割れ発生回数と床版剛性の変化 (D 合成床版)

鋼コンクリート合成床版の場合、底鋼板の存在から最終破壊段階についても確認が困難であるが、旧土木研究所において鋼コンクリート合成床版の開発過程で実施された輪荷重走行試験では、床版のコンクリートが押し抜きせん断破壊した例が報告されている⁹⁾。この床版では、コンクリート上面に床版内部に設けた補強リブ位置から橋軸直角方向(主鉄筋

鉄筋方向)にひび割れが発生し、ひび割れ貫通に伴いコンクリートが鋼部材と剥離し、リブ間のコンクリートが梁のように独立して挙動するようになり、最終的に押し抜きせん断破壊に至ったものと考えられている。この床版の例では最終的にコンクリートのせん断ひび割れと、リブ上部を結ぶような水平ひび割れの発生が確認されている（図 2.3-20）。

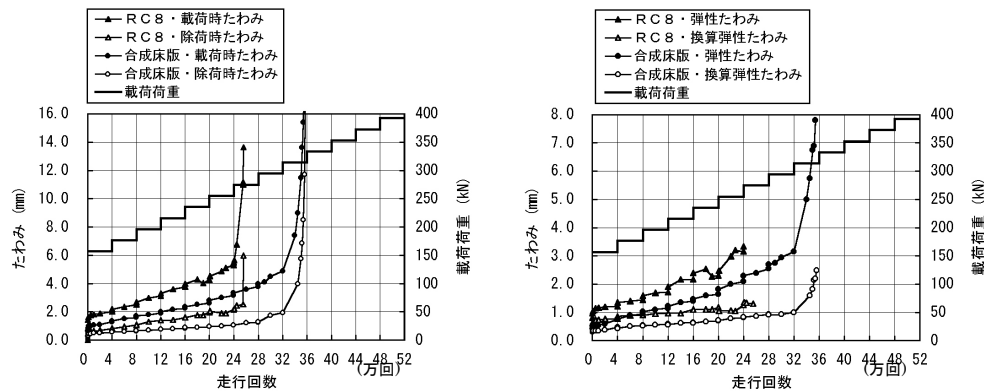


図 2.3-19 乾燥状態で破壊した合成床版のたわみ変化

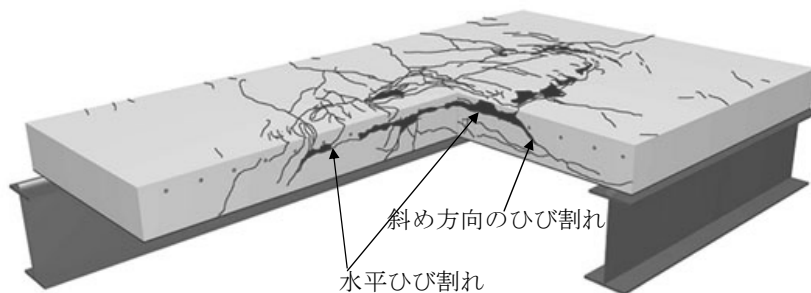


図 2.3-20 乾燥状態で破壊した合成床版ひび割れ分布の例

鋼コンクリート合成床版に対しては、大阪大学において水張り状態で輪荷重を走行させる試験も行われている¹⁰⁾¹¹⁾。この試験では通常の乾燥状態で 30 万往復回の走行を行った後、床版上に水を滞水させた状態で輪荷重走行を行い、約 2 万往復で床版たわみが急増したため試験を終了している(図 2.3-21)。この試験は連続合成桁の中間支点部に着目した試験であるため、主げた作用に相当する負曲げモーメントを静的に与えており、その引張応力によって床版コンクリートには載荷初期段階からひび割れが発生している。試験ではひび割れからの水の浸入～ひび割れからのセメント成分の遊離と床版上面への堆積～床版下面からの漏水～コンクリートの骨材化～押し抜きせん断状のひび割れ発生という経過が観察されている（写真 2.3-4）。さらに試験終了後の切断面の観察では、リブ上部での水平方向ひび割れも確認されている(図 2.3-22)。

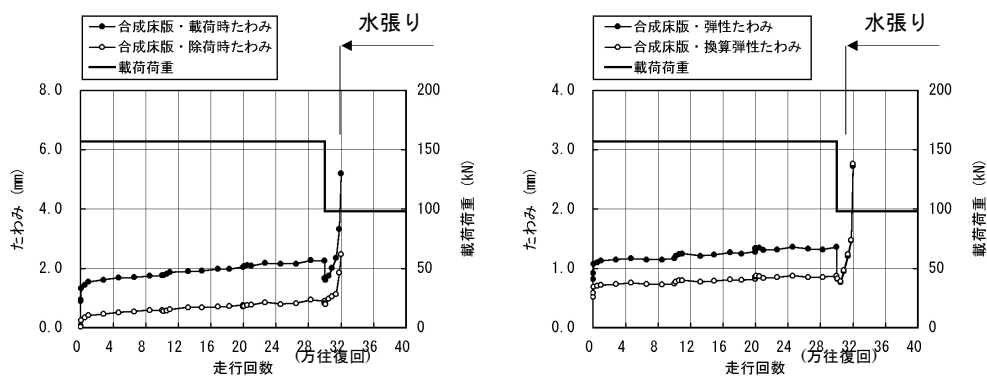


図 2.3-21 水張り状態で破壊した床版のたわみ変化

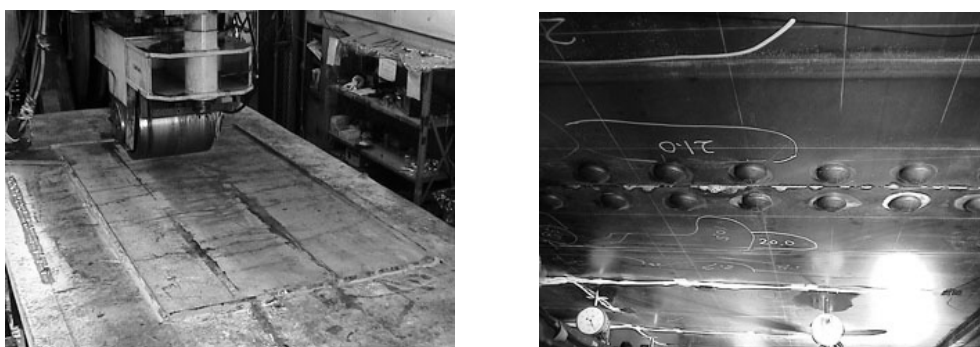


写真 2.3-4 水張り走行試験状況

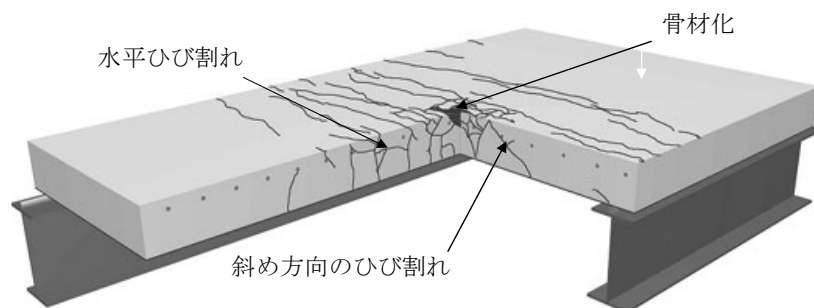


図 2.3-22 水張り状態で破壊した床版のひび割れ分布の例

(5) その他の床版（補修・補強床版）

図 2.3-23～2.3-24 に、初期損傷を与えた RC39 床版に、鋼板接着補強または上面増厚補強を施した床版の試験結果の例を示す。表 2.3-9 に補強供試体の主な諸元を示す。

ここで床版に与えた初期損傷は、157kN の一定荷重下で床版の状態が損傷度Ⅱ（「損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの判定を行う必要がある」（建設省土木研究所 橋梁点検要領（案）昭和 63 年））に該当するとみなせる状態となるように与えられている。

所定の初期損傷状態に達するまでの載荷回数にはばらつきがあるが、各床版の活荷重た

わみは概ね 4mm 程度であり、すでに示した RC39 床版であれば疲労寿命の最終段階に近い状態となっていると思われる。

補強後の疲労試験は階段载荷により実施されている。活荷重たわみ変化の図より、補強直後には補強前と比較して活荷重たわみがほぼ半減しており補強によるたわみ抑制効果が現れている。

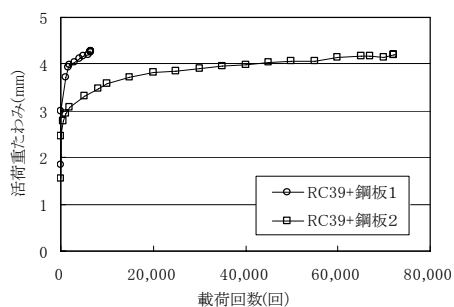
たわみが低減された結果、床版コンクリートや鉄筋に発生する応力も低減しているものと考えられ、補強による断面性能の回復効果もあり、その後、階段载荷による試験においても、無補強かつ一定荷重で実施された RC39 床版と比較しても、同等以上の疲労耐久性が得られたものと考えられる。

これらの結果から、輪荷重走行試験では上面増厚や鋼板接着などの補強工法の効果についても構造によっては定性的に適切な評価が可能であると考えられる。

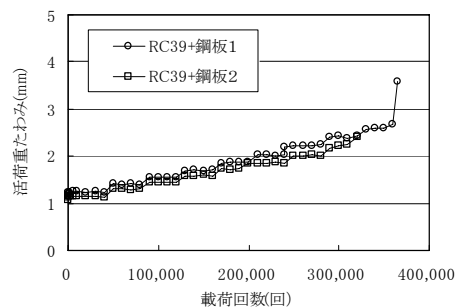
表 2.3-9 補強供試体の主な諸元

	供試体寸法 (mm)	支間 (mm)	主鉄筋(mm)		配力鉄筋(mm)		備考
			呼び径	間隔	呼び径	間隔	
RC39+鋼板1.2	2800×4500×190	2500	D16	300(300)	D19	300(300)	
RC38+上面1							せん断補強筋あり
RC39+上面2							せん断補強筋なし

()内は圧縮鉄筋の値

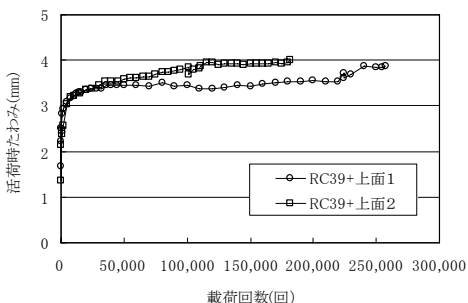


a) 補強前

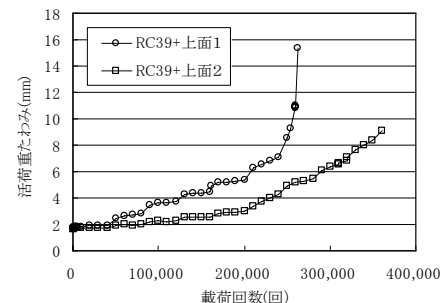


b) 補強後

図 2.3-23 鋼板接着補強床版の床版中央活荷重たわみ (载荷分)



a) 補強前



b) 補強後

図 2.3-24 上面増厚補強床版の床版中央活荷重たわみ (载荷分)

2.3.3 疲労耐久性の定量的評価法

(1) 概要

以上のように、コンクリート床版の疲労耐久性評価法としての輪荷重走行試験では、実験的な相対評価としては有効であるものの、疲労現象のメカニズムに対する理解に基づいた定量的な評価手法とはなっておらず、供試体実験の結果からの実橋条件下での床版の疲労耐久性の定量的な推定は困難である。そのため対照できる既往の実験結果がない床版形式や構造条件に対しては、都度実験を行って疲労耐久性を評価することも現状では避けられない場合が多いと考えられる。

それらの課題に対して、設計において必ずしも実験によることなく、また実橋の条件に対してより直接的、定量的に疲労耐久性を評価できる手法の検討が行われ、例えばRC床版に対して松井が静的押し抜きせん断耐荷力と移動荷重との比に対して、S-N曲線を提案するなど、いくつかの提案がなされてきている。

以下に床版の疲労耐久性に関する既往の定量的評価法の検討例について示す。

(2) P_{sx} との関連づけによる評価

松井¹¹⁾は、RC床版に関して、移動荷重の繰り返しによる破壊形態が、押し抜きせん断破壊であることに着目し、床版の押し抜きせん断耐荷力 (P_{sx}) を求め、荷重 (S) と破壊の関係の S-N 曲線を得ている。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{s\max} X_m + \sigma_{t\max} C_m) \quad \dots(\text{式 } 2.3-1)$$

X_m, C_m はそれぞれ主鉄筋断面 の中立軸深さ (cm) および被り (cm)

$\tau_{s\max}$ はコンクリートの最大 せん断応力度 (kgf/cm^2)

$\sigma_{t\max}$ はコンクリートの最大 引張り応力度 (kgf/cm^2)

$$\tau_{s\max} = 0.252 \sigma_{ck} - 0.000246 \sigma_{ck}^2$$

$$\sigma_{t\max} = 0.583 (\sigma_{ck})^{2/3}$$

$$\text{Log}(P/P_{sx}) = -0.07835 \text{Log}N + \text{Log}1.52$$

P : 載荷荷重

N ; 走行回数

P_{sx} は有効幅 B の梁の押し抜きせん断 耐荷力

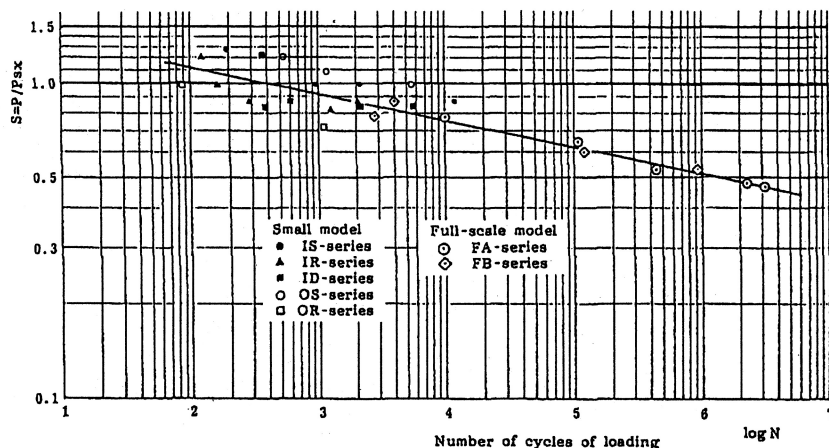


図 2.3-25 押し抜きせん断耐荷力比と載荷回数の関係（松井）¹¹⁾

一般にコンクリート部材において、疲労の評価は静的耐荷力と繰り返し回数で整理されることが多く、式 2.3-1 のような整理は RC 床版において可能である。ただし、平成 8 年度以降の道路橋示方書で設計される床版のように高い耐久性を有した床版においては、近年では一定荷重ではなく、荷重漸増の階段載荷を行っており、一定荷重を載荷した実験結果との整合性や相関関係の明確化が課題である。

また、同様な試験による結果であっても供試体規模の違いや載荷装置の条件によっても以下の S-N の違いのように、載荷方法の違いにより、試験結果の整理に違いが生じている。

松井による S-N 線³⁾

$$\log_{10} \frac{P}{P_{sx}} = -0.0784 \cdot \log_{10} N + \log_{10} 1.52 \quad \cdots (\text{式 2.3-2})$$

土木研究所による S-N 線⁸⁾

$$\log_{10} \frac{P}{P_{sx}} = -0.0545 \cdot \log_{10} N + \log_{10} 0.957 \quad \cdots (\text{式 2.3-3})$$

自走式ゴムタイヤの試験機の S-N 線⁴⁾

$$\log_{10} \frac{P}{P_{sx}} = -0.101 \cdot \log_{10} N + \log_{10} 1.38 \quad \cdots (\text{式 2.3-4})$$

床版の疲労耐久性を静的な耐荷力に関連づけて整理する試みは、いずれもある単位の大きさの床版の部材全体としての疲労耐久性を評価しようとするものであり、床版コンクリートにひびわれが発達し、鉄筋には鋼材の疲労劣化過程に従う損傷度が累積していくことなど疲労による部材に生じる変化を直接的に評価したものではない。

そのため、この方法では、実験等の結果に基づいて一定の適用範囲の制限の中で床版部材全体の疲労耐久性を評価することは可能であるが、多様な補剛部材などとの複合構造物である鋼コンクリート合成床版など新しい構造や形式の床版に対する適用性には限界がある。

コンクリート系の床版の疲労による損傷過程では床版形式にかかわらず、床版コンクリートに徐々にひびわれが進展し、ミクロ的にはコンクリートが鋼材とは関係なく破壊していくように見える。一方、鉄筋などの鋼材の疲労については、マイナー則で整理される定量的な疲労耐久性評価法がある程度確立しており¹²⁾、これはコンクリート床版に用いられていることとは関係なく、鋼材に生じる変動応力に支配されているものと考えられる。

これらを踏まえて、本研究ではコンクリート系の床版の疲労耐久性について、床版コンクリートはコンクリートの材料的な疲労現象によって損傷し、鉄筋などの鋼材はその応力状態に依存して鋼材としての疲労現象によって耐久性は支配されるものと仮定し、それぞれの材料の疲労耐久性を定量的に評価することで多様な形式の床版に対しても普遍性のある疲労耐久性評価法の構築を試みた。

【2 章 参考文献】

- 1)国広哲男、藤原稔、武藤富雄、井刈治久：コンテナ積載トレーラー荷重の検討資料、土木研究所資料第 420 号、1969.1
- 2)国広哲男、朝倉肇：設計活荷重と橋梁の耐荷力に関する研究、土木研究所資料第 785 号、1972.11
- 3)松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究、大阪大学提出学位請求論文、1984.11
- 4)松井繁之：床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割、第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集、(社)土木学会 2006 年
- 5)前田幸雄、松井繁之：実物大鋼格子床版の RC 床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究、土木学会論文集第 181 号、1970.9
- 6)角田与史雄、藤田嘉夫：RC スラブの疲労押抜きせん断強度に関する基礎的研究、土木学会論文集第 317 号、1982.1
- 7)玉越隆史、大橋章、中谷昌一：道路橋の定期点検に関する参考資料、国土技術政策総合研究所資料第 196 号、2004.12
- 8)中谷昌一、内田賢一、西川和寛他：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験、国土技術政策総合研究所資料第 28 号、2002.3
- 9)建設省土木研究所、他：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その 2）－標準試験方法および第 2 回試験報告－、平成 11 年 10 月
- 10)林、他：T 形リブを用いた鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験、第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集、(社)土木学会、2004 年
- 11)松井：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集、9-2、1987.9
- 12)二羽淳一郎、前田詔一、岡村甫：異形鉄筋の疲労強度算定式、土木学会論文集第 354 号/V-2、1985.2

3 章 移動荷重を受ける床版コンクリートの疲労耐久性評価に関する解析的検討

3.1 概要

2 章で示したように、従来検討されてきた床版全体をマクロ的に扱って評価する手法によって、床版コンクリート内部に鋼材として鉄筋が配置された道路橋の RC 床版では相対比較によって疲労耐久性の評価が行えることが多くの研究等で確かめられている。

一方、鋼コンクリート合成床版やプレストレスが導入される様々な構造形式の床版に対するこれらの手法の適用性については十分に把握されていない。

例えば、鋼コンクリート合成床版では種々の補剛材や底鋼板の存在によって、通常のコンクリート中には 2 方向に配置された異形鉄筋だけがある RC 床版とは異なる床版コンクリートの内部の応力状態やコンクリートのひびわれ発生状況、あるいはひび割れ発生後の鋼材の応力など様々な相違があり、既往の輪荷重走行試験においても最終的な破壊形態は RC 床版とは必ずしも一致しないことが確認されている。

床版を一つの版部材としてマクロに評価する場合、ひびわれが徐々に発達していく床版疲労による損傷過程における、ある段階の状態に対応する耐荷力機構を前提として耐久性に関わる評価指標などの定式化がなされるのが一般的である。しかし輪荷重走行試験の結果や実橋における劣化過程からは、コンクリート系の床版では床版コンクリートの破壊が各部で進行し、耐荷力機構は徐々に変化しながら繰り返し荷重に抵抗していると考えられる。そして構造系が変化しながら推移していく過程の時間が疲労耐久性の主たる部分を占める場合がほとんどであると考えられる。したがって、損傷による構造特性の変化過程が同じ床版どうしの相対比較であれば、ある段階における構造系を前提にした耐久性の定式化によることも可能であるが、異なる床版形式との比較や、新たに提案される多様な構造形式の床版に対する疲労耐久性の評価を合理的に行うためには、それぞれの床版における疲労による損傷過程とそれによって生じる構造特性の変化を評価できる手法によることが望ましいと考えられる。

これらを踏まえて、本研究では、コンクリート系の床版の疲労耐久性の評価方法として、多くの場合に疲労耐久性が発揮される主たる段階に含まれると考えられる損傷進展の過程の定量的な評価を含む方法の検討を行ったものである。

具体的には、床版の構成要素である「コンクリート」と「鋼材」「コンクリートと鋼材の一体性」のそれぞれに着目して、床版を構成するそれぞれの要素が各部で損傷するなどの変化を生じながら床版全体として所要の耐荷力を喪失するまでの時間を評価できる方法について実現性を検討した。これが実現することで、コンクリートと鋼部材からなる様々な構造形式のコンクリート系の床版に対して、より適用範囲の広い疲労耐久性評価手法が確立できる可能性が高い。

3.2 疲労被害則の適用によるコンクリート床版の耐久性評価法の検討

3.2.1 コンクリートの疲労耐久性

コンクリートは、繰り返し応力の影響によって疲労破壊が生じることが知られており、その定式化について多くの研究が行われてきた。

既往の研究の多くは、円柱や角柱形状の供試体に対して繰り返し圧縮応力を作用させる条件で実験的に疲労耐久性を評価しようとしたものであり、繰り返し応力の大きさと回数との関係であるいわゆる S-N 線式による定式化が試みられてきた¹⁾。

コンクリート標準示方書（2002 年、構造性能照査編、土木学会）においても、主として圧縮応力を受ける場合の実験結果をもとに、コンクリートの設計疲労強度 f_{rd} を、疲労寿命 N 、永久荷重による応力度 σ_p 、設計強度 f_d から以下によって求められるとしている²⁾。

$$f_{rd} = k_{1f} f_d (1 - \sigma_p / f_d) \left(1 - \frac{\log N}{K} \right) \quad \dots \text{(式 3.2-1)}$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$

ここに、

f_{rd} : コンクリートの圧縮、曲げ圧縮、引張り及び曲げ引張りの設計疲労強度

N : 疲労寿命

σ_p : 永久荷重による応力度

K : 普通コンクリートで継続してしばしば水で飽和される場合、及び軽量骨材コンクリート
の場合は $K=10$ 、その他一般の場合は $K=17$ とする

k_{1f} : 圧縮及び曲げ圧縮の場合 $k_{1f}=0.85$ 、引張り及び曲げ引張の場合 $k_{1f}=1.0$

f_d : $f'_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ に対する各設計強度を上限とする

また、コンクリートの材料係数 γ_c は、一般に疲労限界に対して 1.3 とする

なお、曲げ引張応力や引張応力の影響に対しては、実験結果のばらつきが大きく、定式化は困難であるとしながらも、同示方書では静的強度のばらつきの大きさも考慮すると、特性値 f_d を適切に評価することで上式によって構造物設計レベルでは疲労耐久性の評価が可能であるとしている。

また、普通コンクリートの圧縮疲労強度に関する既往の実験データを参考にして、最小応力と静的強度の比 $S_{\min}$ 、最大応力と静的強度の比 $S_{\max}$ 、応力振幅と静的強度の比 S_r と疲労寿命 N （回数）の関係は、 N が 2×10^6 回以内では、ほぼ次式によりあらわすことができるとしている。

$$\log N = 17 \frac{1 - S_{\max}}{1 - S_{\min}} = 17 \left(1 - \frac{S_r}{1 - S_{\min}} \right) \quad \dots \text{(式 3.2-2)}$$

一方、Cornelissen と Reinhardt は、コンクリートシリンダーに単軸の引張・圧縮の交番応力を作用させた疲労実験を行い、図 3.2-1 のような疲労曲線関係を得ている。そして全結果から次式のような S-N 曲線式を提案している³⁾。

$$\log N = 9.46 - 7.71 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ct}} = 3.37 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} \pm 1.45 \quad \dots \text{ (式3.2-3)}$$

ただし、上式は90%信頼区間を示す。

ここに、

$\sigma_{\max}$: 引張最大応力

σ_{ct} : 静的引張強度

$\sigma_{\min}$: 圧縮最大応力

σ_c : 静的引張強度

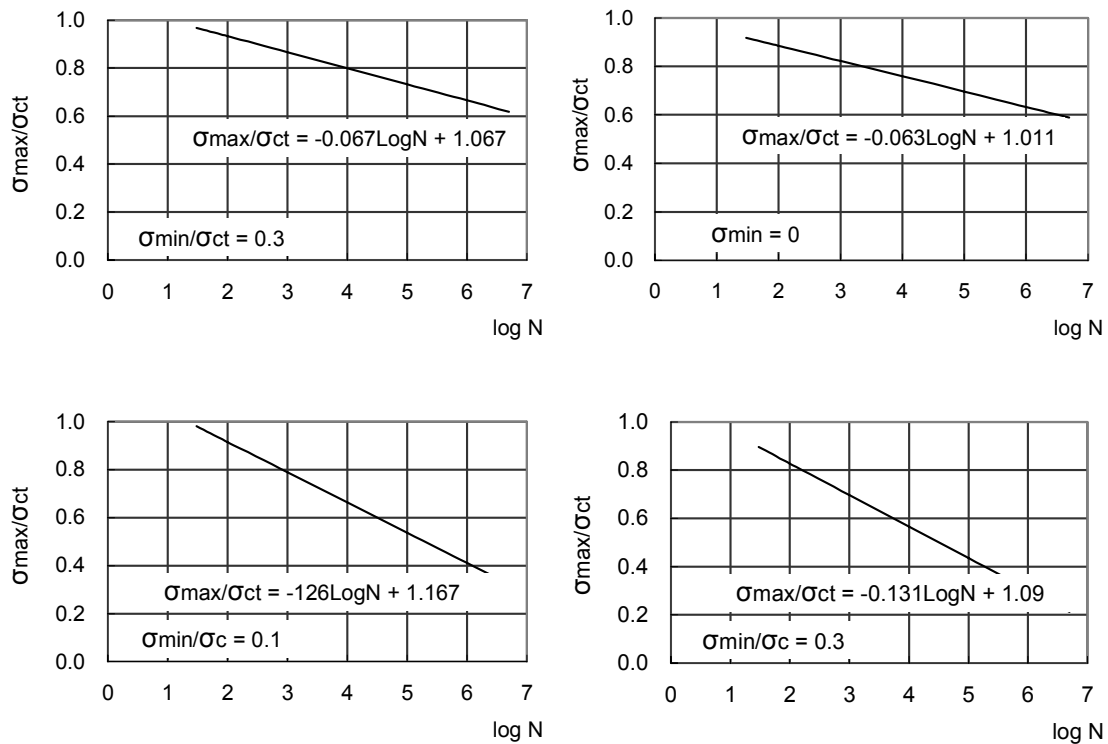


図 3.2-1 Cornelissen と Reinhardt のコンクリート交番疲労曲線式より作図

以上のように、現在までコンクリート部材の疲労耐久性が、部材に生じる繰返し応力（あるいは断面力）とその回数に応じるいわゆるマイナー則に従うと捉えた評価法が種々提案されてきている。

しかし、これらの評価の中では、コンクリート部材に疲労による劣化の過程でコンクリートに徐々にひびわれが発達していくという現象は陽には評価されておらず疲労による破壊の発生・進展のメカニズムとの関係は明らかでない。

3.2.2 鋼材の疲労耐久性

鋼材の疲労耐久性については、荷重の繰返しに起因して鋼材に生じる応力変化の繰返しによって鋼材に亀裂が発生・進展する現象と捉えられている⁴⁵⁾。

鋼材はコンクリートに比べて均質な材料であるが、微視的にはさまざまな不均一性を有しており、材料的不連続や微小な空洞や亀裂、溶接部などの形状的不整も要因となって応力集中が生じ、それらの箇所から亀裂が進展していくものと考えられている。これらの現象過程をできるだけ忠実に評価しようとする試みとして、破壊力学の手法を用いた疲労亀裂進展解析の手法などがあるが、一般には材料の不整や微小な空洞などの実際の材料の状態を忠実に再現することは困難な場合も多く、構造物の設計においては、部材の公称応力で整理された繰返される応力変動の大きさの影響がその回数に応じて蓄積され、その値がある程度以上になると破壊が生じるとする累積損傷被害則（マイナー則）の考え方で評価されることが一般的である。

亀裂の進展過程を亀裂の始点となる欠陥から破壊力学の考え方を適用して表現する場合には、欠陥や破壊した部位に直接作用する微視的な応力状態がより現実に近い形で考慮されると考えられるが、公称応力に対して継手形式毎にあらかじめ求められた破壊基準である疲労設計曲線にあてはめて疲労耐久性を評価する手法では、実際の亀裂進展メカニズムや実際に亀裂部位でその進展に関わっている応力状態を直接的には評価していない。しかし実構造物や実際の鋼材では、溶接ビードの形状や残留応力の程度などがさまざまな要因で大きくばらつく一方、着目箇所に生じる応力も自動車荷重などのばらつきや複雑な構造系の挙動に起因してその方向も大きさも極めて複雑に変化する。このため疲労耐久性を評価するにあたって詳細な応力状態と疲労現象の関係を関連づけても、実際の構造物における再現性には限界があり結果的に実構造物の疲労耐久性の精度の高い評価とはならない。

このような理由もあり、少なくとも道路橋に用いられる鋼部材については、できるだけ精度よく溶接継手部などの鋼部材に生じる繰返し発生応力を見積もり、それらをすでに明らかになっている公称応力に対して定義された疲労強度等級と対比することで疲労耐久性を評価することが合理的と考えられる。

3.2.3 コンクリートと鋼材の一体性の疲労耐久性

コンクリート系の床版には様々な鋼材が配置され、それらが床版コンクリートと一体となって機能することで床版の性能が発揮される。

床版内部に鉄筋やグラウトなどで付着が確保された PC 鋼材のみが配置された床版の場合には、過去の輪荷重走行試験や実橋の損傷実績からも、床版が破壊の最終段階に至るまで鋼材は概ね床版コンクリートと一体で挙動しており、コンクリートとの一体性が喪失した場合の床版の耐荷力や耐久性については知見がない。また当初一体化していた鋼材と床版コンクリートの結合が喪失していく過程を耐久性設計で見込みそれを考慮することは、困難が予想される。このため本研究では床版コンクリートと鋼材の一体性については少なくとも、鋼材との一体化されたコンクリート部分や鋼材単体の疲労耐久性に比べて長期の耐久性がある場合を検討の対象とすることとした。

鋼コンクリート合成床版の場合には、鉄筋や PC 鋼材以外に種々の形式の内部鋼材や底鋼板が配置されるが、これらについても疲労耐久性の最終段階まで確実に機能することを期待する鋼材と床版コンクリートの一体化機構については、それが保持された状態を仮定し、それらが確実に期待されない場合には、当初よりそれを無視した系として構造をとらえるなど疲労耐久性の評価に危険側の影響を及ぼさない条件を仮定することを前提として検討を行うこととした。

3.2.4 単位コンクリート要素に着目した疲労解析手法の基礎的検討

(1) 概要

コンクリート系の床版構造を構成する3つの要素であるコンクリートと鋼部材、コンクリートと鋼部材の一体化機構の3つの要素に分けて扱い、それぞれに対して疲労耐久性を評価することで床版全体の疲労耐久性の評価に結びつける方法の検討あたって、コンクリートの疲労耐久性についての取り扱いを検討する。

ここでは、床版コンクリートの各部分で応力変動の繰返しによって疲労破壊に至る影響（ダメージ）が蓄積し、その蓄積がある破壊基準に達することでその部分の破壊が生じるものと仮定する。なおここでいうコンクリート部分の破壊は実際の床版ではひびわれの発生に相当するものであるが、ここではそのような仮定で床版の応力等の変動履歴を蓄積させることで実床版にみられるようなひびわれによるコンクリート部分の破壊が徐々に床版全体に広がっていく現象が解析的に表現できるかどうかの基礎的な検証を行う。

検証は、一般的なRC床版を対象に、床版支間方向と床版方向の2方向それぞれについて床版中央断面の平面FEM解析モデルを作成して行った。

(2) 解析方法

1) 概要

解析方法と手順は以下のとおりである。

- ①要素分割されたコンクリート床版モデルに移動荷重を模して、位置を変えて荷重載荷を行って移動荷重の載荷によるコンクリート要素に生じる応力変化量（ $\Delta\sigma$ ）を算出し、その値を要素毎に積算する。
- ②各要素について、いわゆる累積損傷被害則（マイナー則）の考え方を準用して積算された変化量の合計がある値になった時点でその要素が破壊するものとする。
- ③②で破壊した（実構造物ではその領域がコンクリートのひびわれによって損傷を生じたことに対応）とみなされた要素について解析モデルの弾性係数を低下させる。（これは実現象では疲労によってひびわれが生じたある領域の床版コンクリートの力学的特性を模擬することを意図したものである。）
- ④③で破壊した要素の弾性係数を低下させたモデルに対して、位置を変えた荷重載荷を行ってさらに移動載荷による応力変化量を各要素に疲労損傷度として蓄積させる。
- ⑤以下②～④の繰り返し（図 3.2-2～3）。

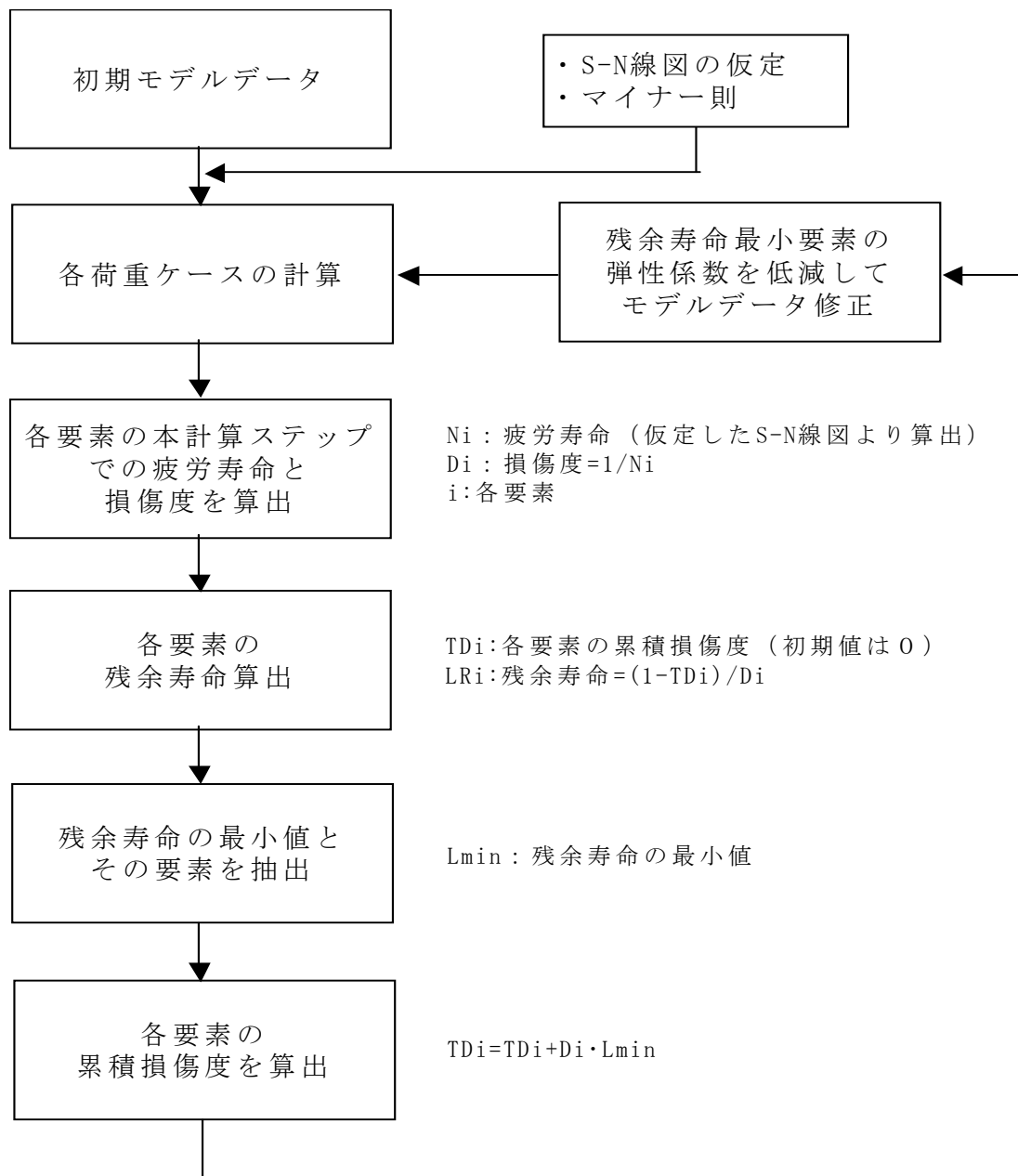
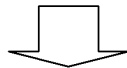


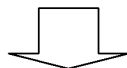
図 3.2-2 解析概要

コンクリート床版を要素分割したモデル
に荷重を載荷(移動荷重)

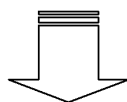
各要素の応力変化量 $\Delta\sigma$ を算出



各要素ごと $\Delta\sigma_n$ から累積損傷度を算出
累積損傷度が1を超えた場合に疲労損傷
したとして、要素の剛性を低下させる。
そのモデルで再度載荷



各要素ごと $\Delta\sigma_{n+1}$ から累積損傷度を算出
合計した累積損傷度が1を超えた要素が
疲労損傷したとして、その要素の剛性を
低下させる。
そのモデルで再度載荷



解析は1要素毎破壊した
モデルにより累積損傷度を
加算した

解析を繰り返すことで破壊要素が増加する

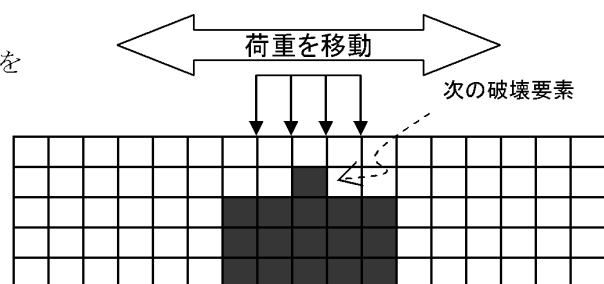
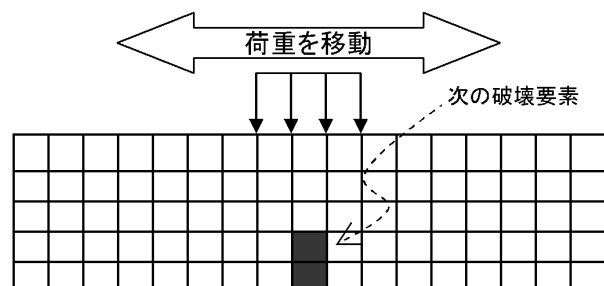
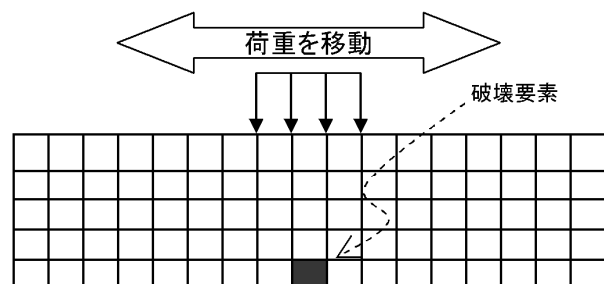
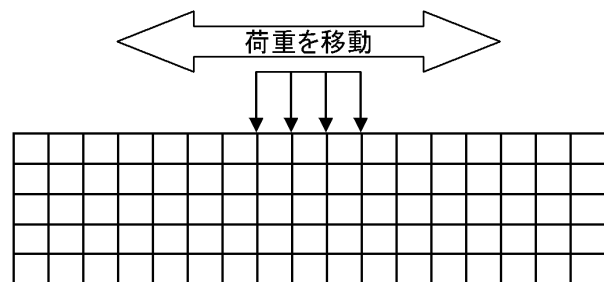


図 3.2-3 解析イメージ

実際の床版ではひびわれが徐々に進展していくのに対して、要素単位で弾性係数の低下によってコンクリートの損傷を模擬させる解析モデルでは、ある要素が破壊する都度にその前後で解析モデルの構造系が急変し、徐々にひびわれが進展し連続的に構造が変化すると考えられる疲労損傷の進展過程とは異なる。また実際のひびわれはその向き・長さ・幅等の形態によっても床版全体に対する剛性低下などの特性変化への寄与は異なると考えられる。

そのため本解析手法によるコンクリート要素の破壊は、実際のひびわれそのものを忠実に表現したものではなく、ひびわれの進展によって床版コンクリートの破壊（剛性が低下した領域の拡大）が進展する過程の構造特性を離散的に逐次模擬したものと捉えるべきである。

そして、実際の床版においてもひびわれが生じた部分のコンクリートは完全に抵抗を失うわけではなく周囲の拘束の影響などもあってある程度版の剛性にも寄与していると考えられることから、解析モデルでも破壊基準に達したコンクリート要素の弾性係数は完全にゼロとするのではなく、実際にひびわれを生じた床版コンクリートのある領域の剛性の低下を考慮したみかけの弾性係数としてある値を与えることが適当であると考えられる。なお、どの程度の弾性係数の低下を見込むべきかについては知見がなく、本検討では健全な場合の 1/10 に低下することとした。

本検討は線形解析で行ったため、要素を破壊しない状態での移動荷重の繰り返し載荷では解析上、載荷位置が同じであれば算出される計算応力等は全く同じになる。したがって解析上、次の要素が破壊基準に達するまでの載荷回数（残余寿命）は 1 回の移動載荷によって蓄積されるダメージの蓄積量（応力変動など）から単純に求めることができる。このため、実際の解析では要素破壊によって状態が変化した床版構造状態のそれぞれに対して 1 回の移動載荷による影響を算出して次の要素破壊までに必要な移動載荷回数（＝当該応力変動の繰り返しにより残余寿命が最小のものの破壊までに必要な繰り返し載荷回数）を求めている。

本検討では、このようにダメージの蓄積量と破壊基準の関係から算出される当該ステップで次のステップに移行するまでに必要となる移動載荷回数を換算載荷回数と呼ぶ。

2) 解析モデル

解析は、ソリッド要素を用いた有限要素解析（以下「FEM 解析」という。）とし、解析ソフトには、3 次元汎用プログラムソフトである『DIANA』を用いた。

まず基礎的検討として、床版支間方向および床版支間直角方向それぞれの床版中央断面の損傷過程について、平面モデルによる解析を行う。モデル化の対象は輪荷重走行試験結果がある床版供試体でありモデル化した断面は図 3.2-4 に示す位置である。

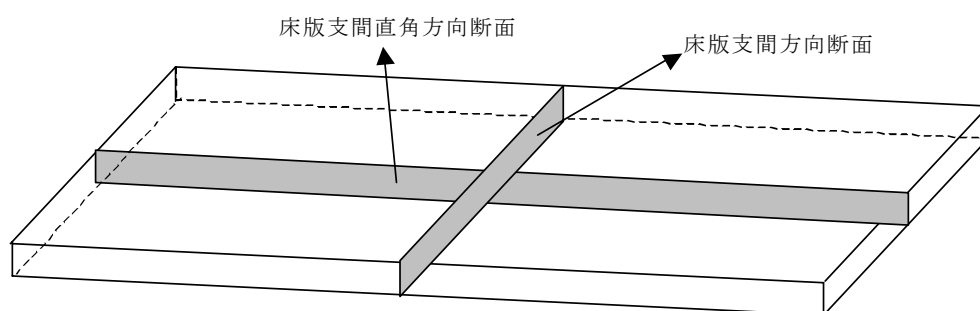


図 3.2-4 平面解析のモデル化位置

FEM 解析モデルの要素の大きさは、少なくとも床版コンクリートの 3 方向の応力状態の違いによる部位毎の差が表現できること、弾性係数の低下で表現する要素の破壊によって実際のひび割れの進展による破壊の進行過程が定量的に表現できることを考慮するとある程度以下のサイズに分割することが必要である。一方、ひびわれの進展による破壊を考えた場合、コンクリートの不均一性の大きな要因である骨材の寸法より大幅に小さい要素分割を行ってもひびわれによるコンクリートの破壊の進展過程の模擬という観点からの精度が向上するとは考えにくい。これらのことを考慮して粗骨材の最大寸法程度で、かつ版としての中立軸や鉄筋位置にそれに該当する要素が配置できる程度の要素分割の細かさを目安とした。実際には床版を厚さ方向に 5 層に分割した大きさの立方体で床版全体を要素分割した。

なお、鉄筋はコンクリート要素中に埋め込み要素としており、鉄筋とコンクリートは完全付着条件となっている。

3) 荷重載荷条件

荷重の載荷は、実験や実橋では連続的な移動荷重となるが、解析上は連続的に載荷することが困難であるため、荷重の移動に伴う各要素の応答の振幅がとれる程度の間隔で解析モデルの格点位置に対応した離散的載荷を行った。

(3) 対照実験

解析結果は旧土木研究所で行われた昭和 39 年道路橋示方書に準拠した RC 床版供試体による一定荷重載荷の輪荷重走行試験結果との比較により考察を行う。

比較対象とした輪荷重走行試験の供試体と試験結果の例 (RC39-3) (載荷荷重 105kN) を図 3.2-5～10 に示す。これは 2 章に示した RC39-3 供試体の試験結果⁶⁾である。

本試験は、途中で繰返し荷重の載荷を停止し、静的な状態で除荷時および載荷時の床版たわみおよび鉄筋ひずみ測定を実施し、その差から載荷荷重分の値を求めているが、解析では、残留たわみ等の非線形性は考慮せず要素の弾性係数のみを順次修正したモデルを作成して、荷重を作用させる線形計算の繰返しであることから、解析結果とは載荷荷重分の値を比較する。載荷荷重は 105kN とした。

表 3.2-1 RC39 供試体の主な諸元

	供試体寸法	支間 (mm)	主鉄筋(mm)		配力筋(mm)	
	(mm)		呼び径	間隔	呼び径	間隔
RC39-1,3～9	2800×4500×190	2500	D16	150(300)	D13	300(300)
RC39-2					D10	150(300)

()内は圧縮鉄筋の値

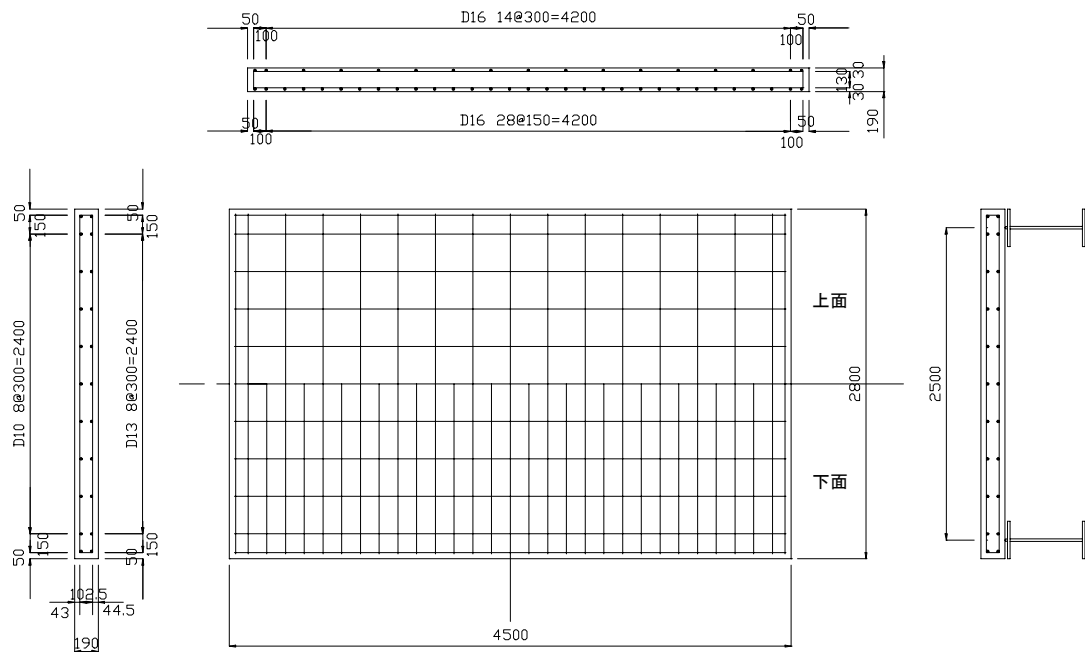


図 3.2-5 実験供試体

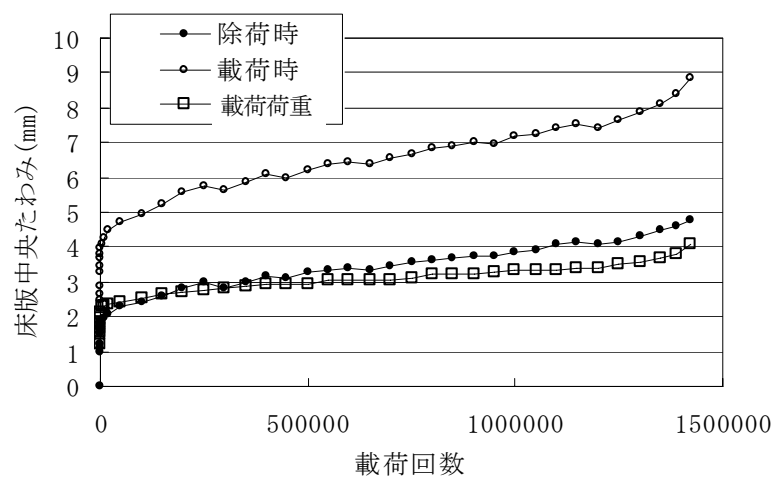


図 3.2-6 床版中央たわみ測定結果 (RC39-3 載荷荷重 105kN)

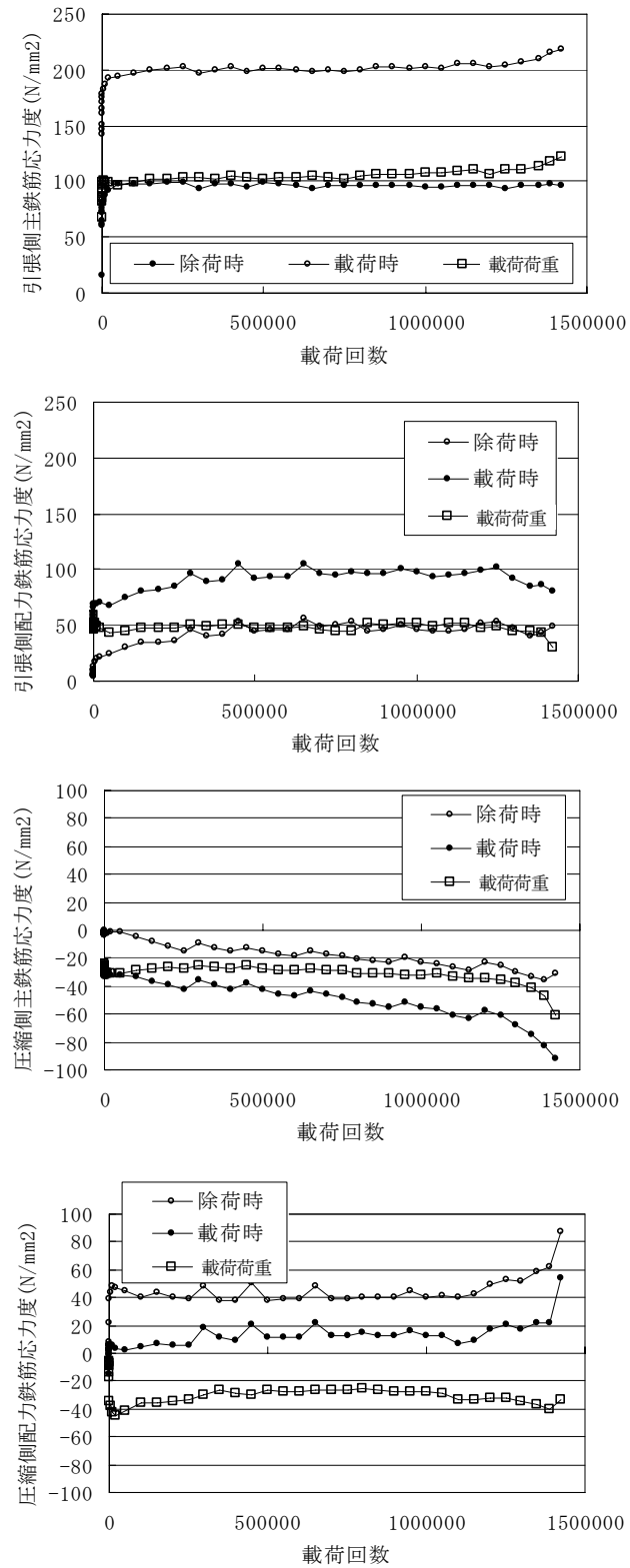


図 3.2-7 鉄筋応力度測定結果 (RC39-3 載荷荷重 105kN)

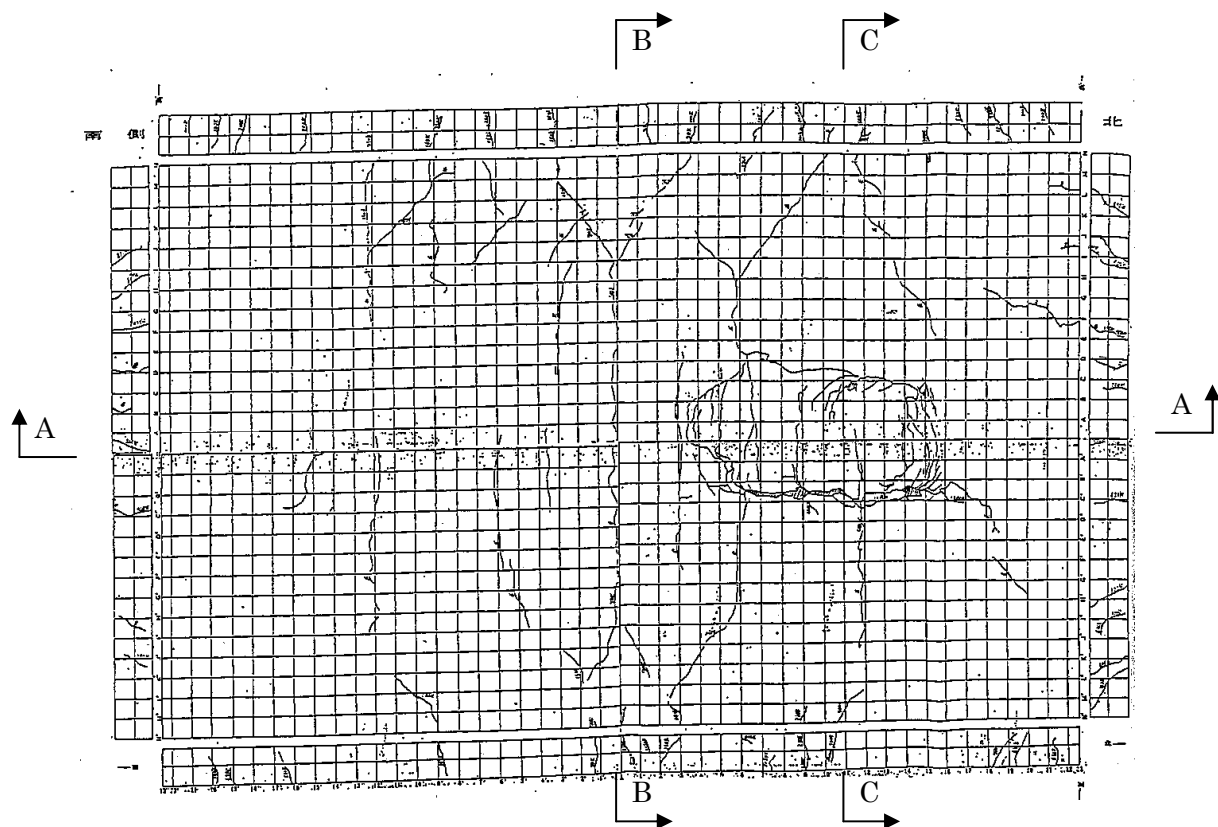


図 3.2-8 床版上面ひび割れ状況 (実験終了時)

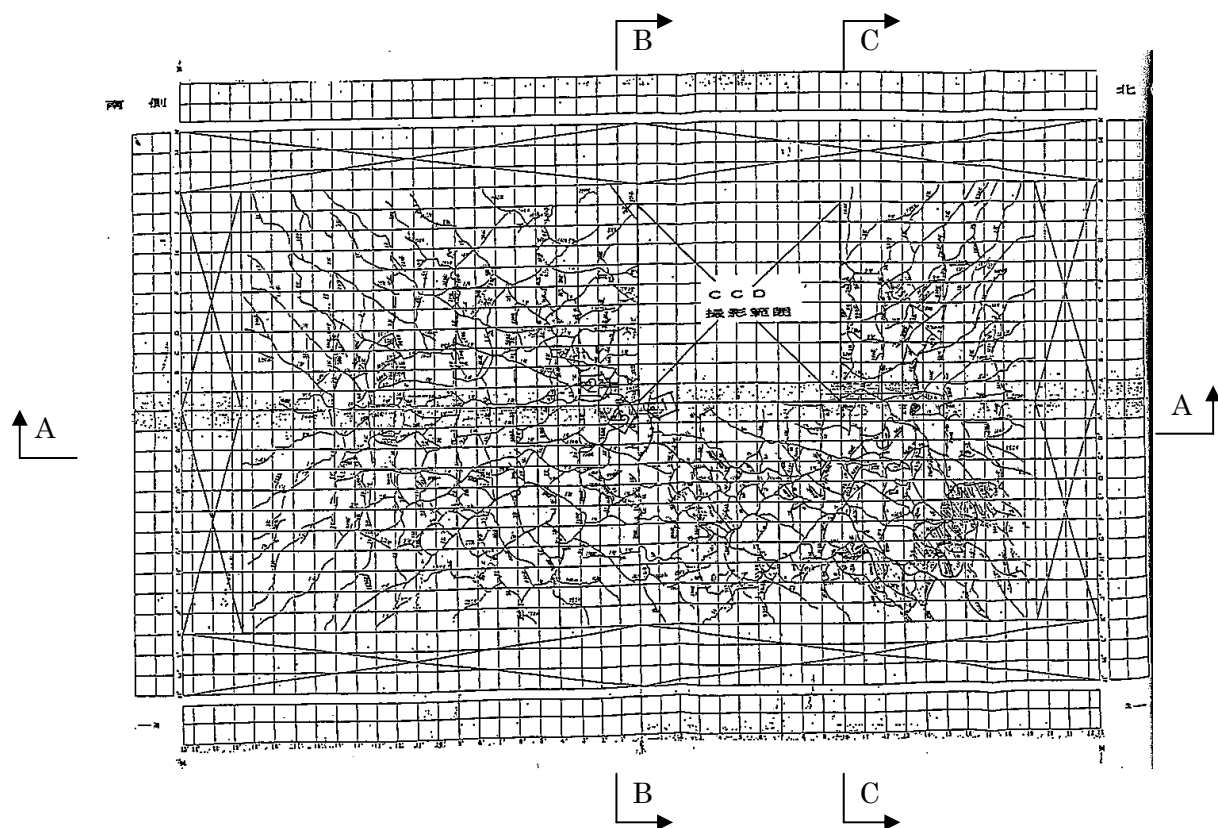


図 3.2-9 床版下面ひび割れ状況 (実験終了時)

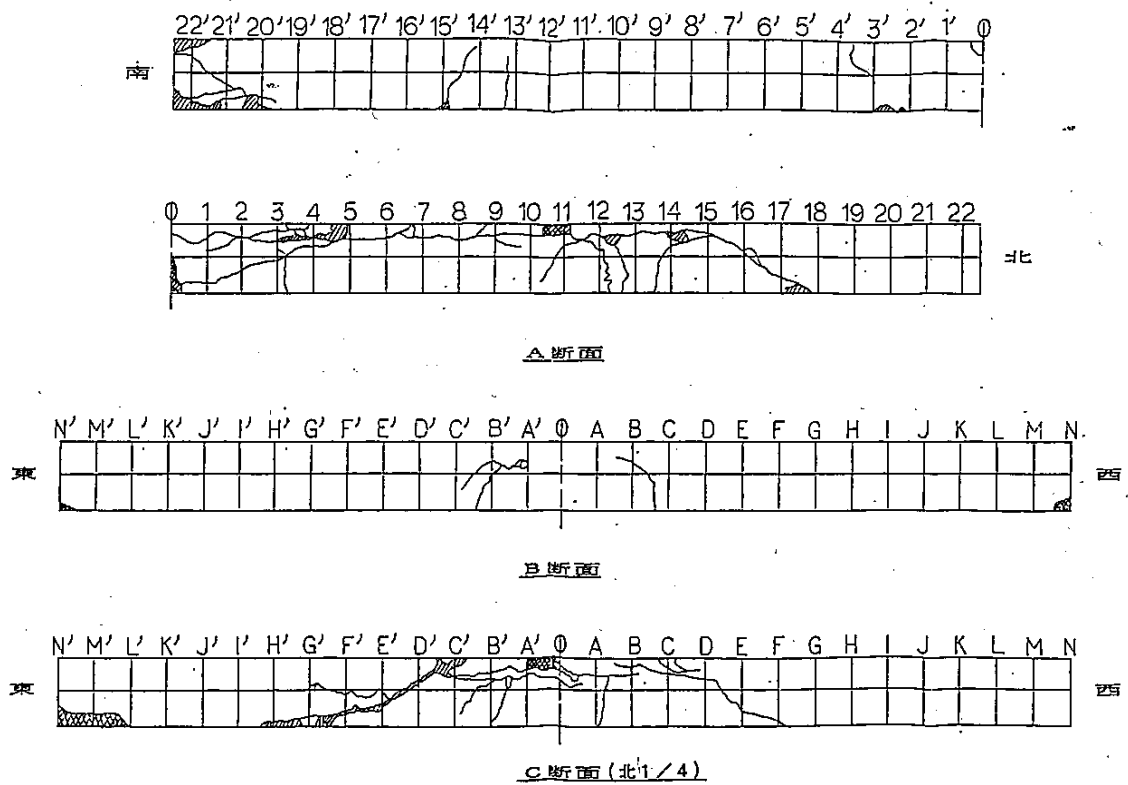


図 3.2-10 試験後のひび割れ状況 (床版断面)

比較対照とする移動輪荷重走行試験結果の主な特徴は以下の通りである。

- ①床版中央のたわみは、試験開始直後に急激に増加し、その後、緩やかに増加する段階が長く続いた後、最終段階ではやや増加傾向が早くなる。
- ②床版下面にある引張側主鉄筋の応力度は、試験開始後に急激に増加し、その後はほぼ一定の値をとっている。試験の最終段階でやや増加する。
- ③床版上面にある圧縮鉄筋ではほとんど変化がないか傾向が一様でない。
- ④試験後のひびわれの状況は、床版上面側は床版支間方向のひびわれが生じるがその範囲と量は限定的である。一方、下面側ではほぼ全域にひび割れが発生しており、載荷位置に近いところでひびわれ密度は大きい傾向がある。
- ⑤試験後に切断して確認された床版内部の状況は、ひびわれが台形状に生じており、徐々に床版下面からひび割れが上方へ進展したことを伺わせる。ただし、最上面よりも少し下方の床版内部でひびわれが水平方向に発達しており、これについては下からのひびわれの進展方向が変化したものか、この位置でも水平方向のひびわれが発生したのかは明確でない。
- ⑥最終段階では床版中央部で台形状にひびわれがほぼつながった状態となってその範囲の床版コンクリートが耐荷力にほとんど寄与できない状態となり、押し抜きせん断破壊の形態に近似した破壊面が形成されたものと推定される。
- ⑦床版内部の鉄筋は最終段階まで破断は生じていない。

(4)解析結果と考察

1)一般

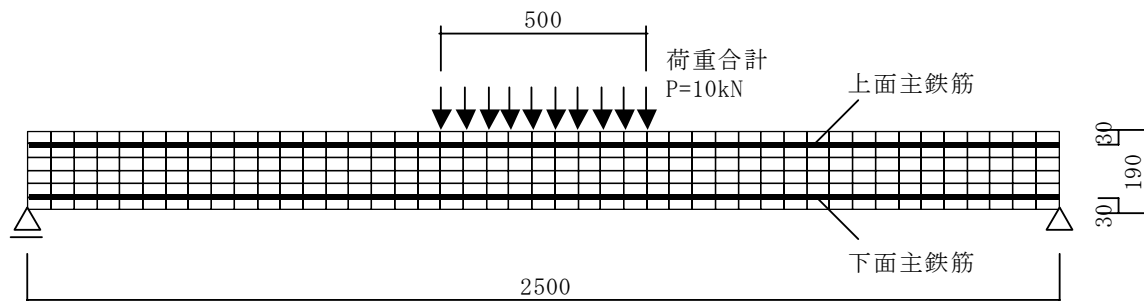
基礎的検討として、床版内の平面モデルによる解析結果から要素コンクリートの疲労破壊の進展に関して、実験結果における進展傾向との整合性を評価した。

今回はRC床版の解析であり、鉄筋に関してもコンクリート要素への埋め込み要素としている。よって、鋼コンクリート合成床版などで床版コンクリート内部に埋め込まれた鉄筋以外の各種の鋼材とコンクリートとの境界部で生じるような局所的な応力集中が生じない。このため鉄筋を埋め込んだ要素を含めて全ての部位で要素単位にその応答値でそのまま評価した。

2)床版支間方向モデルの解析結果

床版支間方向の解析モデルを以下に示す。本計算では要素厚を輪荷重の支間直角方向幅（200mm）とした。載荷荷重は計算の初期段階において床版下面に発生する最大引張応力度が 3.0N/mm^2 程度となるように 10kN とした。輪荷重走行試験での荷重移動は支間直角方向のみであるため、本計算では荷重は移動させていない。

鉄筋は節点位置を通る曲げに抵抗しない棒要素としてモデル化した。このため、主鉄筋のみが本モデルではモデル化されており、鉄筋とコンクリート間の付着状態の変化などの特性は表現できていない。計算に使用した材料特性は下図に示した。



コンクリート弾性係数： $E_c=2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ （ひび割れ後 $E_c/10$ ）

鉄筋弾性係数： $E_s=2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$

コンクリート部：要素厚 $t=200$

下面主鉄筋 (D16@150)： 264.8mm^2 上面主鉄筋 (D16@300)： 132.4mm^2

図 3.2-11 床版支間方向解析モデル

コンクリート要素の累積被害則には、コンクリート標準示方書（土木学会 2002 年制定、構造性能照査編）を参照して下式を用い、破壊条件に達した要素については弾性係数を初期値の $1/10$ に低下させてモデルを再構築し、次のステップの計算を実施した。

$$\log N = 17 \frac{1 - S_{\max}}{1 - S_{\min}} \quad \dots \text{（式 3.2-1）}$$

ここで、 N ：疲労寿命

S_{max} ：最大応力と静的強度との比（ここでは最大応力として主引張応力を用い、静的強度を 3.0N/mm^2 とした）

S_{min} ：最小応力と静的強度との比（ここでは完全な除荷を想定して 0 とした）

過去のコンクリートの疲労に関する研究では荷重の方向は一定であり、応力方向も一定という前提で、 $S-N$ の関係が整理されているが、今回の検討では、要素に破壊が生じると他の要素の主応力方向にも変化が生じる。したがって変化する主応力の影響をどのように被害則として取り込むのかについては新たに検討が必要である。

ここでは基本的検討として、応力振幅方向が一定方向の疲労被害則を参考にして、方向は無視した引張主応力の大きさのみに着目した解析としている。上式中で考慮される解析における主引張り応力は要素の最大引張り応力度とした。計算結果を図 3.2-12(a)～(g)に示す。

各解析ステップにおいて破壊条件に達したとして次のステップにおいて弾性係数を低下させた要素（○で記す）と、主引張応力度の矢線図を示している。

計算初期段階では荷重に近い位置の下面側の要素で主引張応力度が卓越し、それらが計算ステップの進行に従って先行的に破壊するため、破壊部は荷重直下の床版下面から徐々に周辺部と上方へ広がって行った。部分的に要素が損傷する（ひび割れが生じたとみなされる領域が増加する）ことで、その周辺の損傷していない要素では斜め方向に引張応力が発生している（30 ステップ目の主応力図参照）。この応力方向は、輪荷重走行試験後の切断面に見られており押し抜きせん断破壊状の破壊を生じさせる応力状態に近似している。

Step1

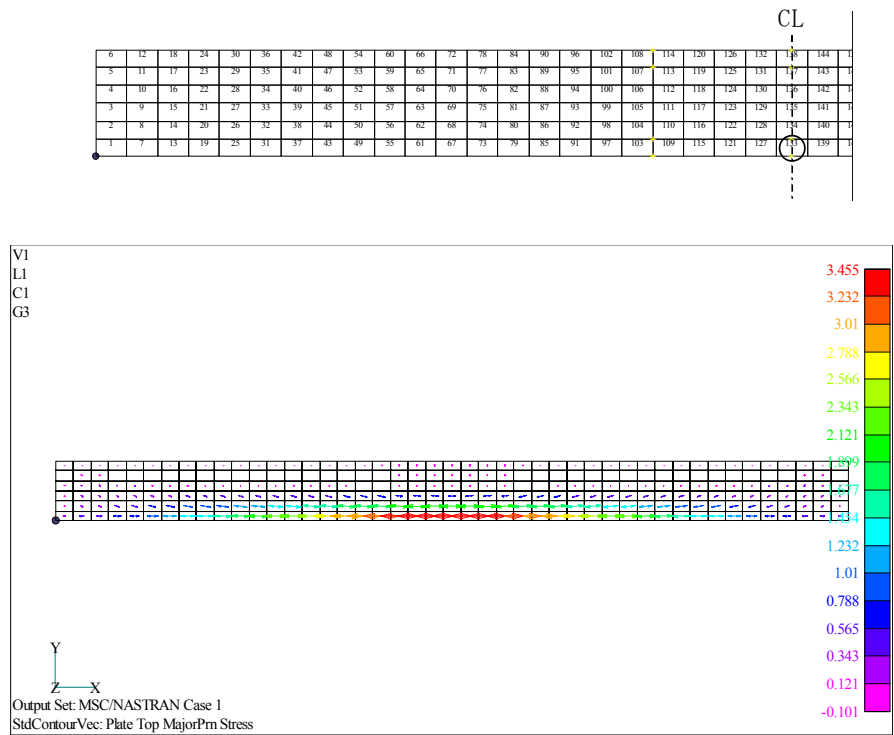


図 3.2-12(a) 床版支間方向の計算結果 (step1)

Step10

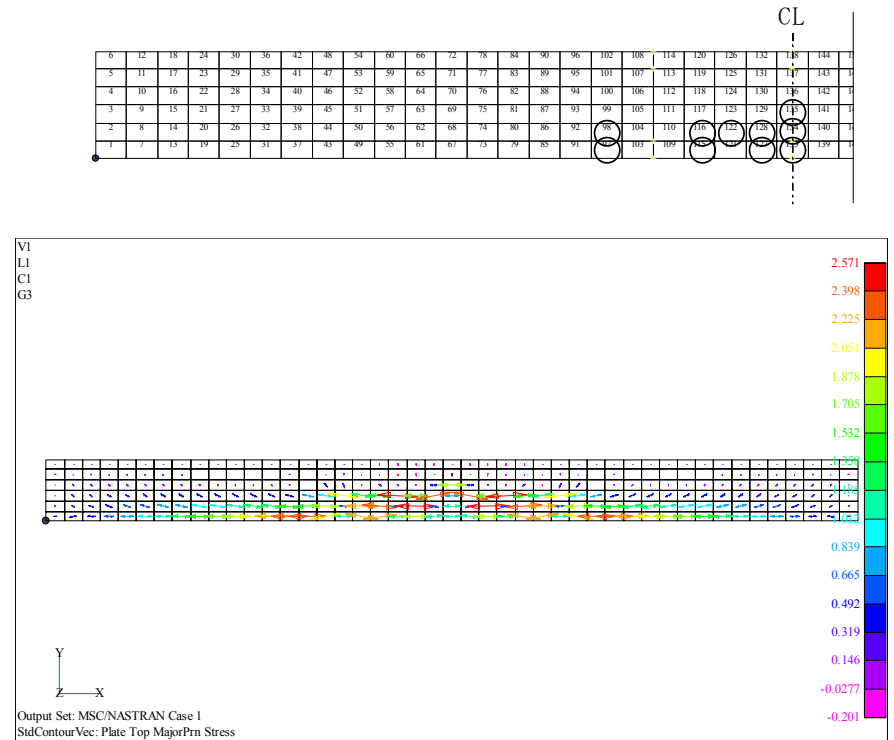


図 3.2-12(b) 床版支間方向の計算結果 (step10)

Step20

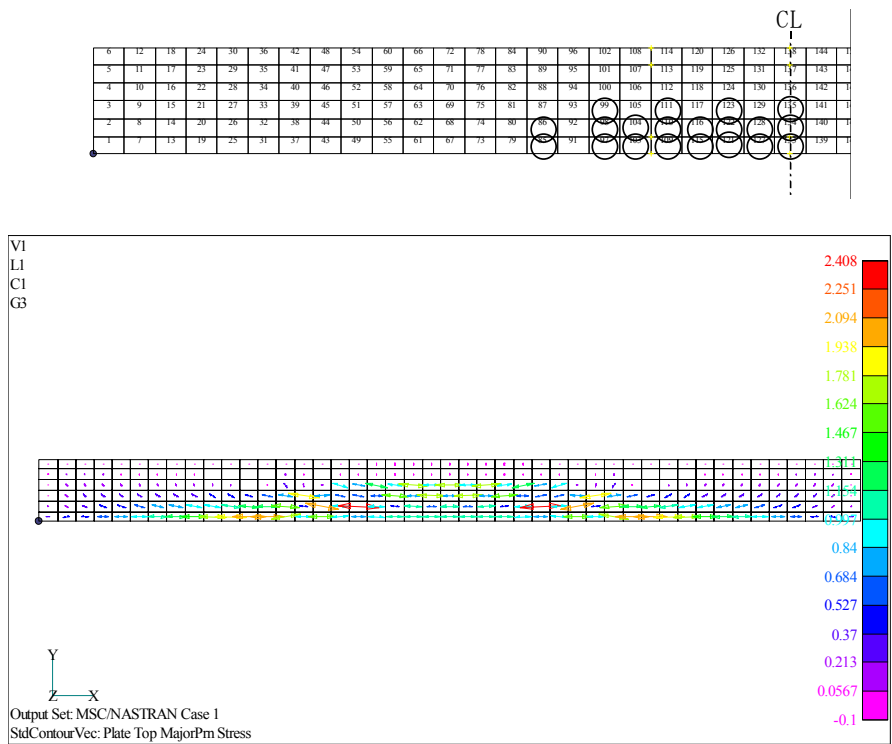


図 3.2-12(c) 床版支間方向の計算結果 (step20)

Step30

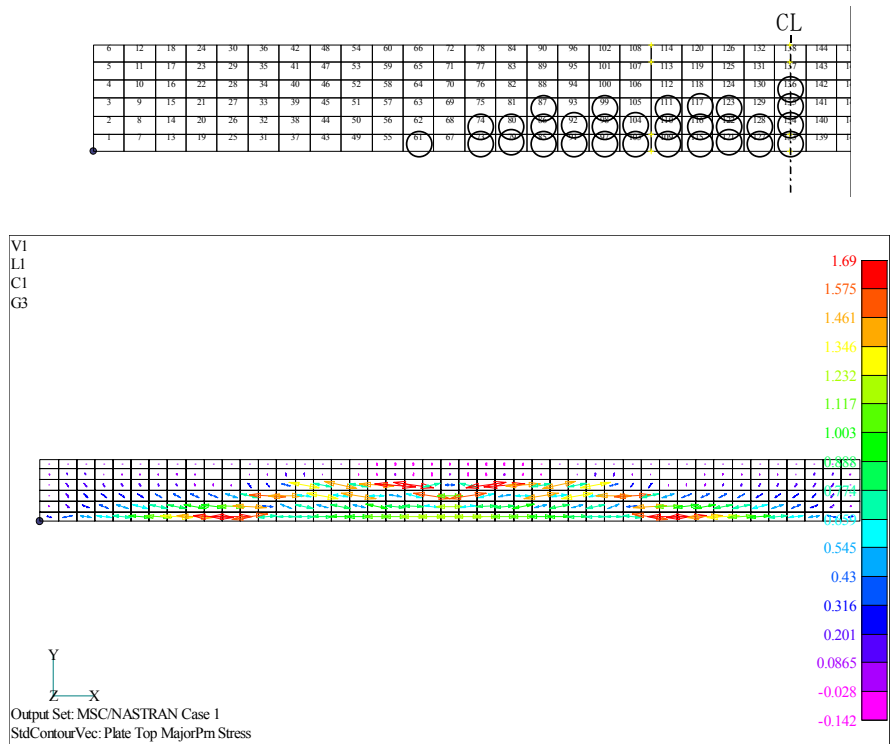


図 3.2-12(d) 床版支間方向の計算結果 (step30)

Step40

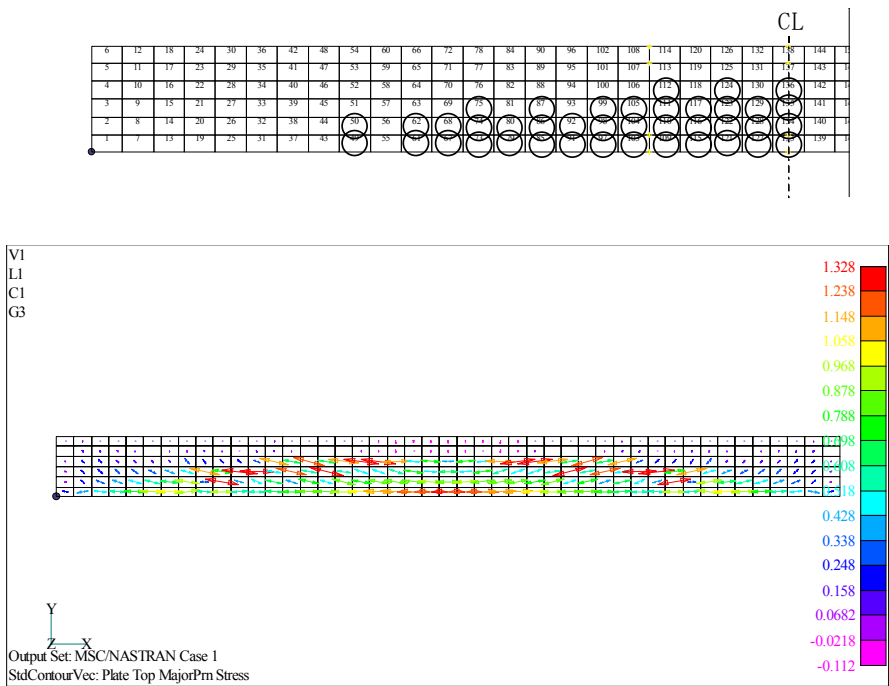


図 3.2-12(e) 床版支間方向の計算結果(step40)

Step50

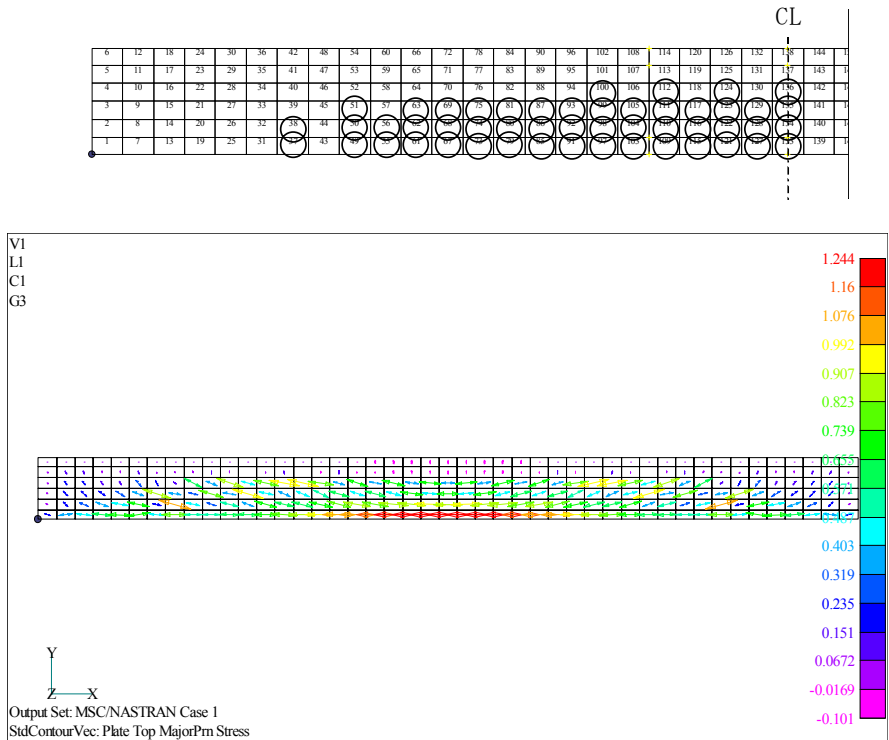


図 3.2-12(f) 床版支間方向の計算結果(step50)

Step60

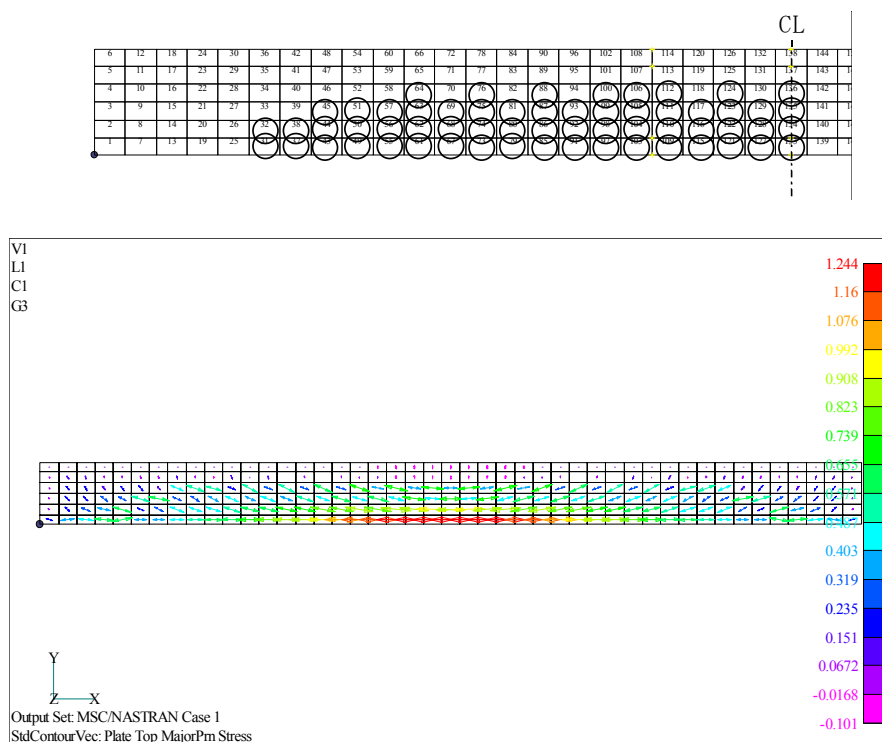


図 3.2-12(g) 床版支間方向の計算結果(step60)

解析では、実際の载荷における繰返し回数だけの計算を行うわけではなく、一载荷によって生じる各要素の応力とその変動量から算出した累積損傷度を用いてその状態の床版に新たな破壊が生じて構造系が変化するまでに要する繰返し回数を逆算するため、実際の解析は構造系の変化回数分だけ行う。そして各構造系毎に要した繰返し载荷回数の累積として実現象の繰返し载荷回数を求めている。本検討では解析結果を用いて算出した実载荷相当回数を換算回数と呼んでいる。

図 3.2-13 に解析ステップと S-N 換算回数のグラフを示すが、解析ステップ 50 (図 3.2-12(f)参照) までは換算回数が 0 回である。これはそれまで破壊した要素の応力が破壊基準値 3.0N/mm^2 を超えるためである。よって解析ステップ 50 を越えるまではいわゆる耐力以下の応力の繰返しによって破壊が生じるとする疲労によって要素が破壊したのではなく、解析上は静的な破壊の結果であることが分かる。

解析ステップ 50 を越えた段階からは、1 回の载荷では破壊に達せず、複数回の载荷分のダメージの蓄積によって破壊基準に達していることから解析上設定した累積被害則に従って要素が疲労で破壊していることが分かる。

解析ステップ 60(図 3.2-12(g)参照)の例では、床版上面方向では応力度が引張の要素があり、本解析によれば、この後の载荷による破壊によっても新たに引張応力が卓越する要素が現れることで破壊がさらに上方に進展していくものと推定できる。

このように本解析法では、要素の破壊につれて生じる床版構造および耐荷力機構の変化が表現されることから、破壊過程のある状態を前提とした応力性状と関係づけて疲労耐久性を評価する手法と異なり、評価対象床版のひび割れ進行等の破壊進行に伴う耐荷力機構状態の変化の特徴（損傷が徐々に進行することで内部応力状態が変化し、材料の受ける応力振幅量が変化するという特徴）も適切に解析結果に反映できる可能性があるものと考えられた。

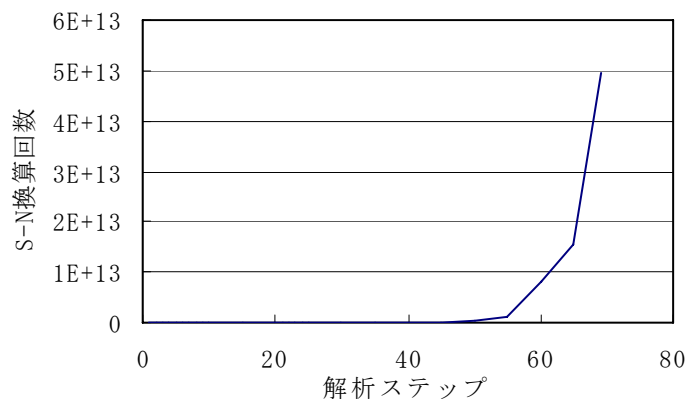


図 3.2-13 解析ステップと S-N 換算回数との関係（床版支間方向）

3) 床版支間直角方向モデルの解析結果

床版支間直角方向の計算モデルを図 3.2-14 に示す。本計算では輪荷重走行試験の荷重の移動の影響を模擬できるように荷重載荷位置を移動させて計算を行った。床版支間直角方向について断面を切り出した平面モデルの計算で 3 次元モデルと条件を合わせようとする、厳密には曲げモーメントの変曲点位置で支持条件をバネ支持とするなどの適切な配慮が必要であるが、ここでは、荷重が移動して繰返し作用することによって解析上応答の蓄積とそれらに関係づけた破壊基準によって要素の損傷がどのように進展するのかについての傾向を確認することが主眼であるため、単純に端部位置での支持とした。

鉄筋は支間方向の計算と同様、節点位置を通る曲げに抵抗しない棒要素としてモデル化した。本ケースでは配力鉄筋のみを計算モデルに含めている。

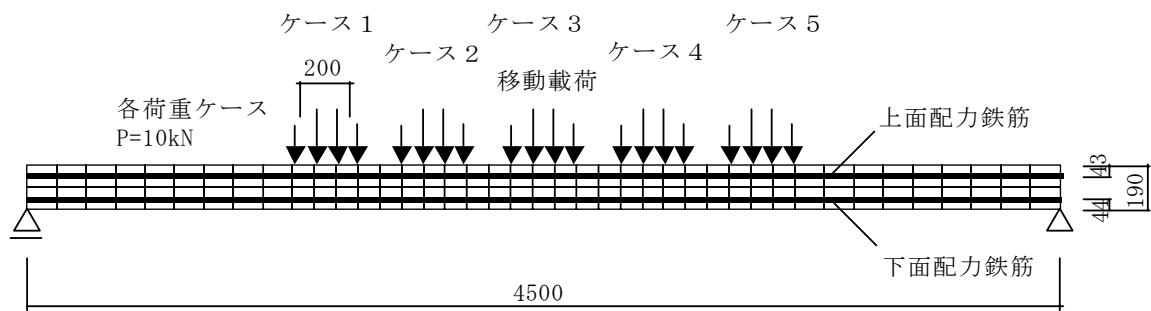
床版支間モデルと同様に、コンクリートの累積被害則には、「コンクリート標準示方書 構造性能照査編 2002 年制定（土木学会）」を参照して下式を用いた。破壊条件に達した要素については弾性係数を初期値の 1/10 に低下させてモデルを再構築し、次のステップの計算を実施した。

$$\log N = 17 \frac{1 - S_{\max}}{1 - S_{\min}} \quad \dots \text{（式 3.2-1）}$$

ここで、N：疲労寿命

S_{max}：最大応力と静的強度との比（ここでは最大応力として主引張応力を用い、静的強度を 3.0N/mm² とした）

S_{min}：最小応力と静的強度との比（ここでは完全な除荷を想定して 0 とした）



材料の弾性係数は支間方向と同様

コンクリート部：要素厚 $t=500$

下面配力鉄筋 (D13@300) : 211.2mm^2 上面配力鉄筋 (D10@300) : 118.8mm^2

図 3.2-14 床版支間直角方向解析モデル

計算結果を以下に示す。図 3.2-15 では対称性より各計算ステップの荷重ケース 1～3 の最大主応力の矢線図を示した。計算ステップの増加に連動している破壊要素の増加の状況は、複数点設けた載荷位置がある範囲に広く破壊領域が拡大していく結果となっており荷重載荷位置を移動させていることの影響と考えられる。これは輪荷重走行試験結果における荷重直下位置でのひびわれ発生範囲の広がり傾向が類似する。

Step1

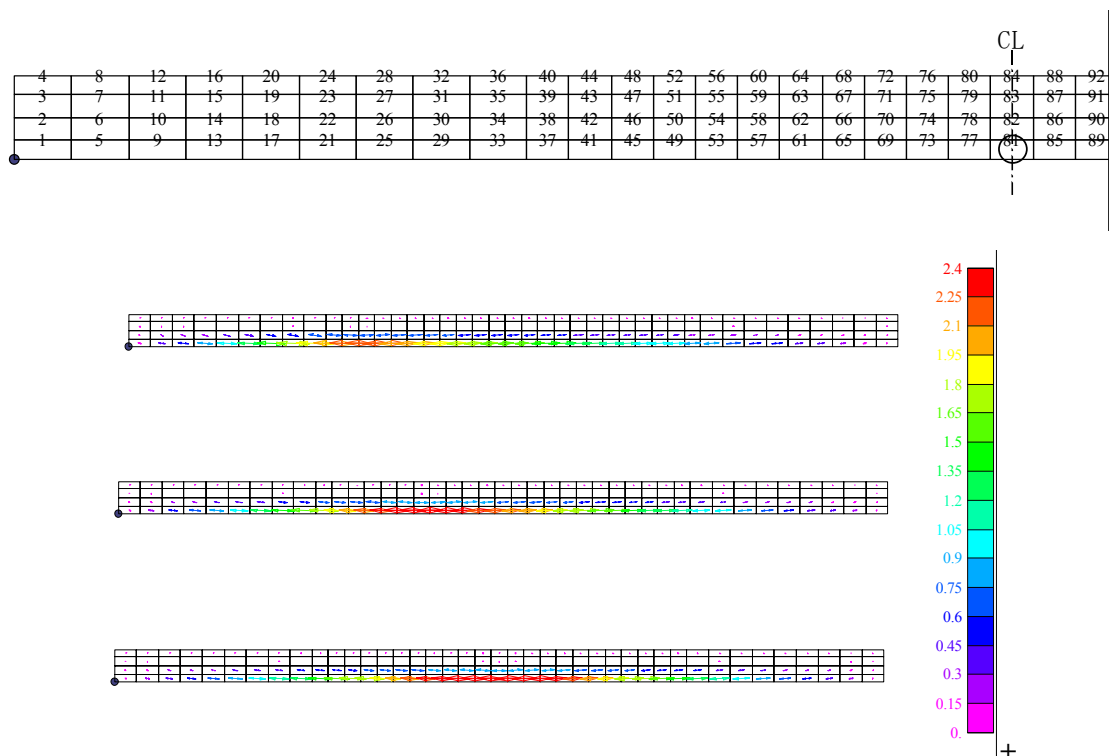


図 3.2-15(a) 床版支間直角方向の計算結果(step1)

Step10

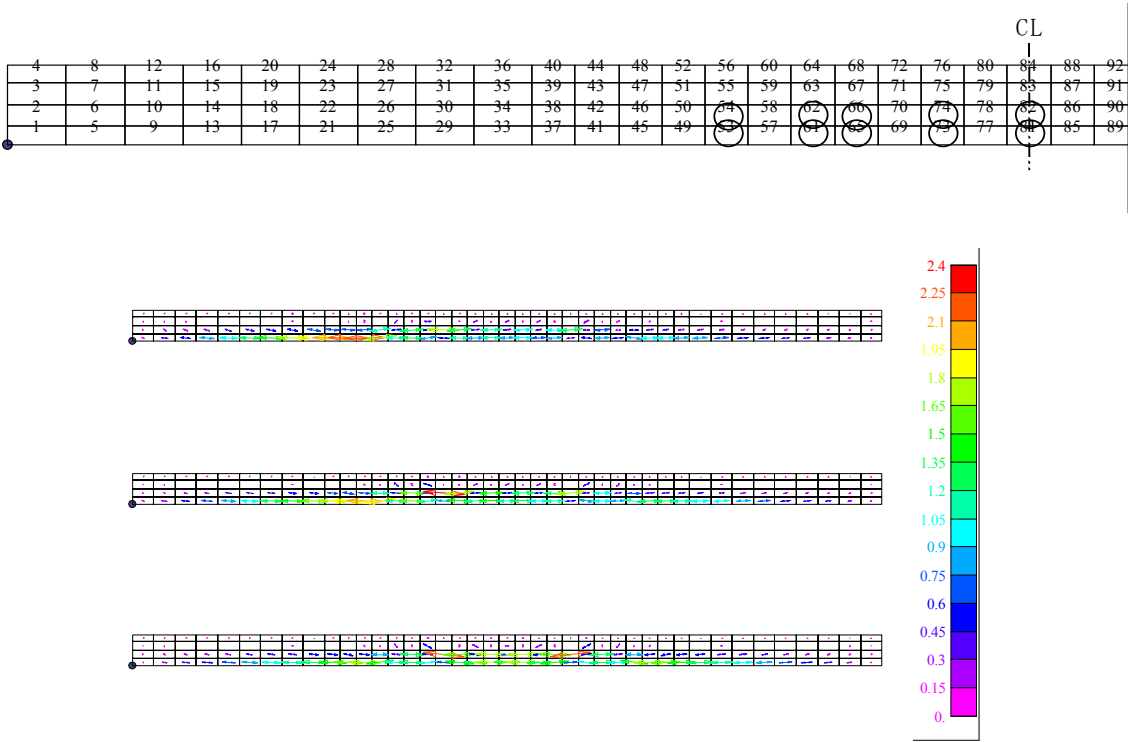


図 3.2-15(b) 床版支間直角方向の計算結果(step10)

Step20

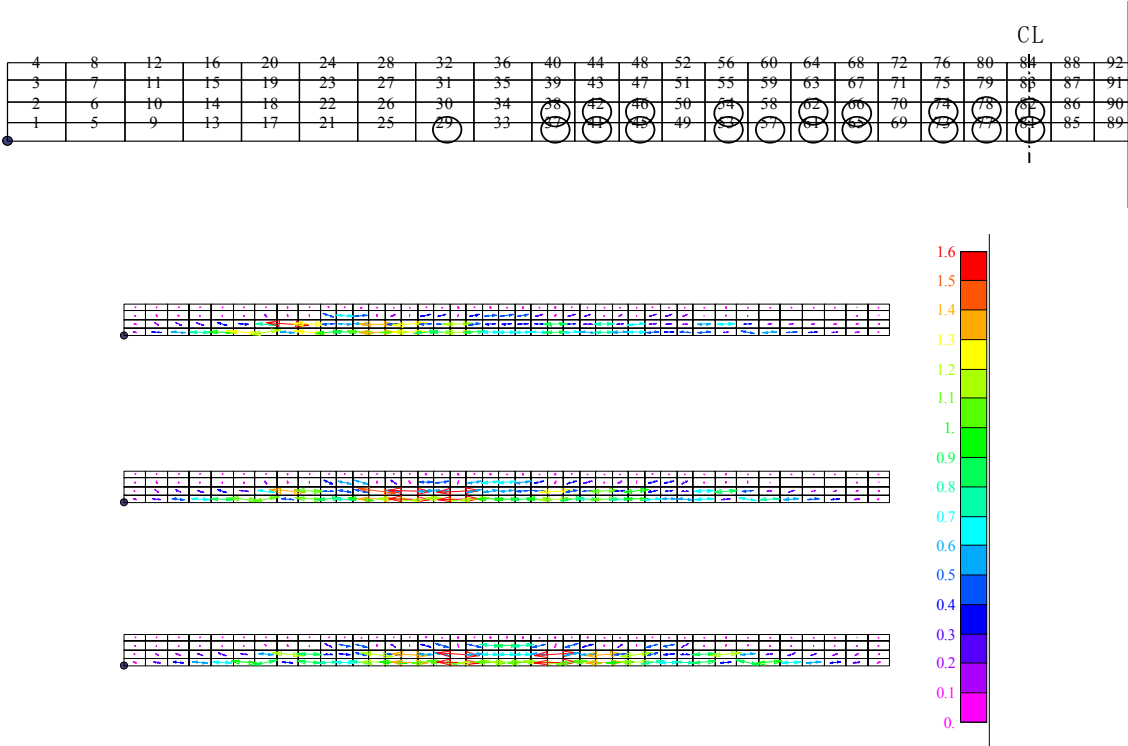


図 3.2-15(c) 床版支間直角方向の計算結果(step20)

Step30

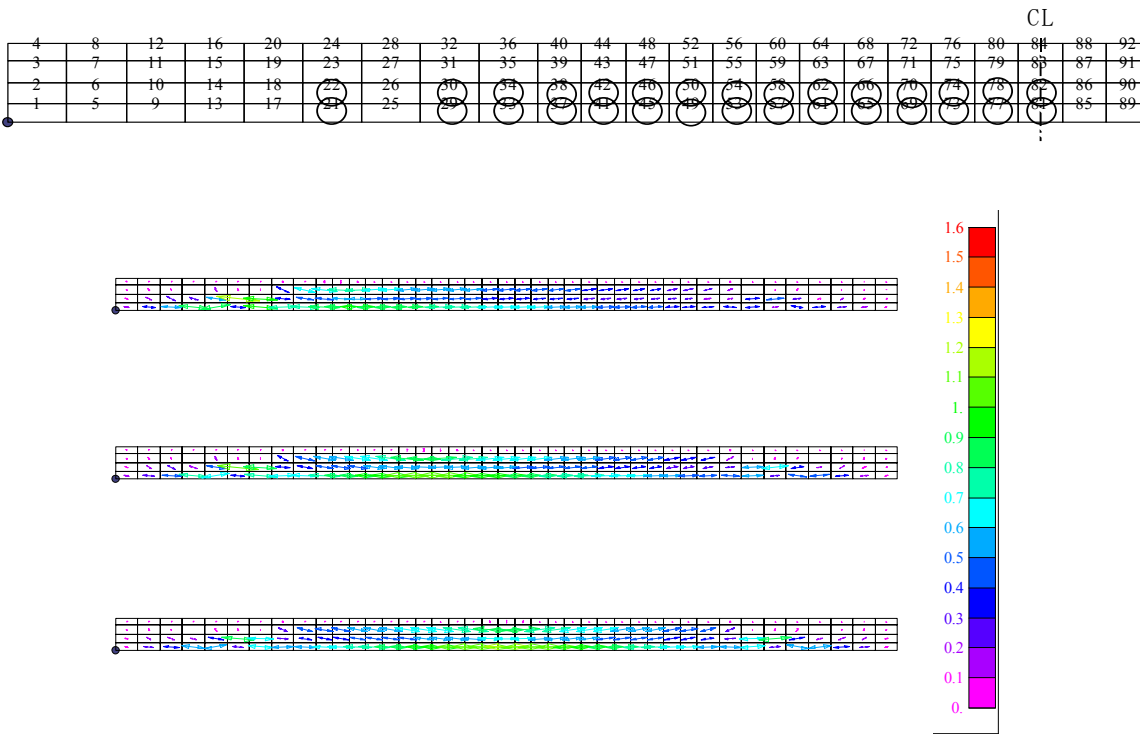


図 3.2-15(d) 床版支間直角方向の計算結果(step30)

Step40

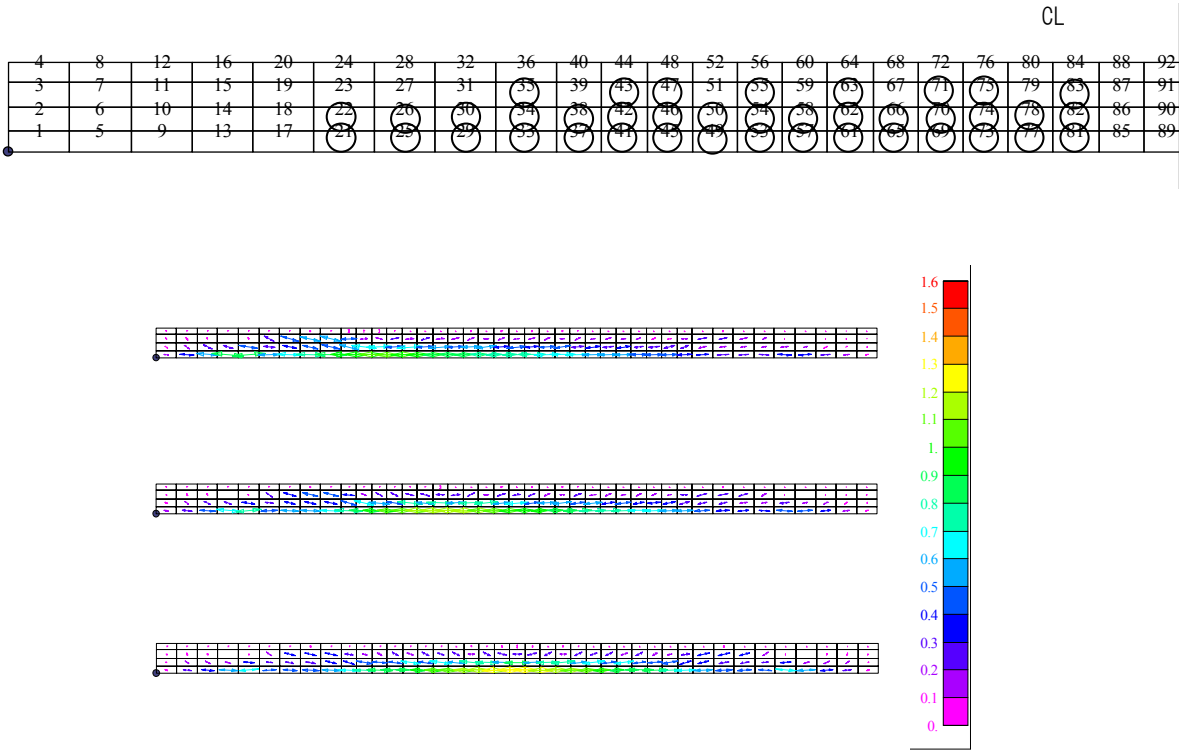


図 3.2-15(e) 床版支間直角方向の計算結果(step40)

Step48

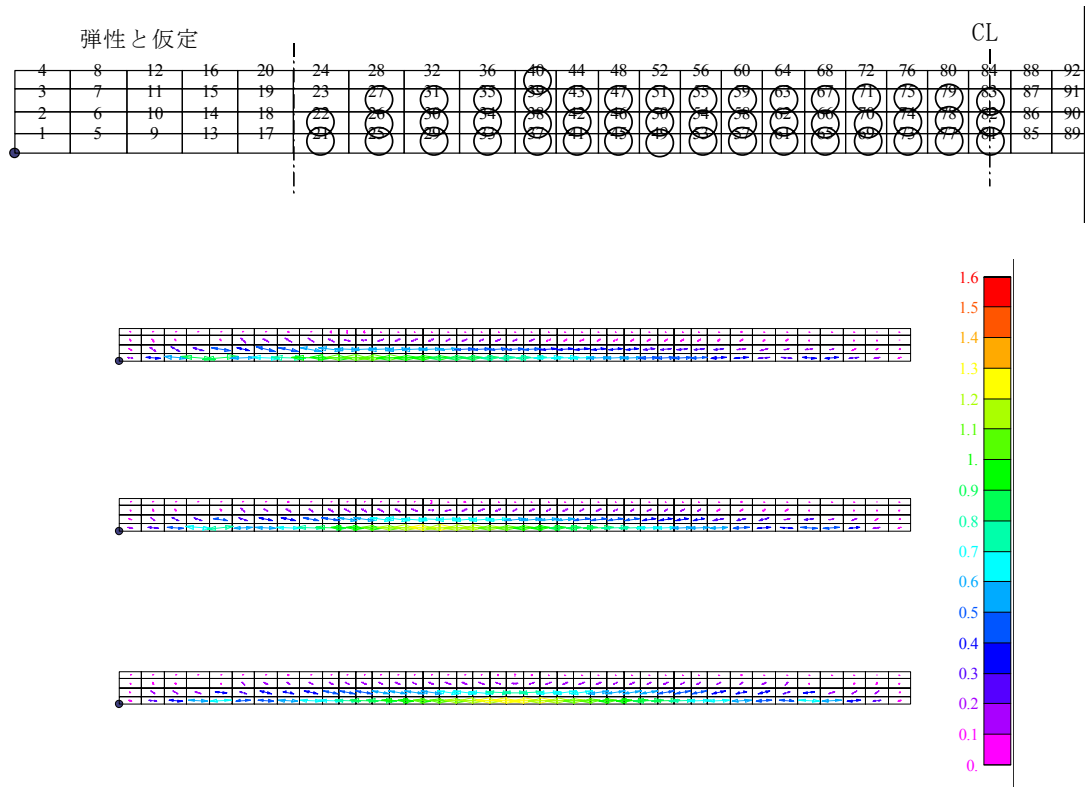


図 3.2-15(f) 床版支間直角方向の計算結果(step48)

床版支間直角方向での解析ステップと S-N 換算回数のグラフを図 3.2-16 に示す。床版支間方向に着目した解析同様、解析ステップ 40（図 3.2-15(e)参照）程度までは、換算回数が 0 回となっている。これは、それまで破壊した要素の応力が一度の移動载荷の中で計算される応力が破壊基準値 3.0N/mm^2 を超えるためであり、解析ステップ 40 を越えるまでは解析上疲労によって要素が破壊したのではなく、解析上静的に破壊基準値以上の応力による破壊が生じている。

解析ステップ 40 以降は、一回の移動载荷では破壊する要素がなく各要素で一移動载荷相当の応答量が複数回累積して破壊基準に達した要素が現れた時点でそれを破壊してモデルを再構築し次ステップの計算に移るといった計算手順が繰り返されており、各要素は解析上は疲労によって破壊している。

なお本ケースでは、解析ステップ 48（図 3.2-15(f)参照）に示すように、床版上面の要素も疲労によって破壊しており、移動载荷と要素破壊による構造系の変化によって定点载荷やある構造状態を固定した場合の応力状態による評価方法では表現できない損傷の進行による影響も本解析によって考慮できる可能性があるものと考えられた。

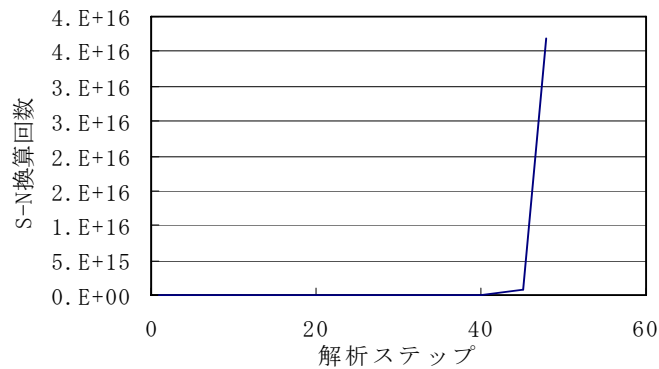


図 3.2-16 解析ステップと S-N 換算回数との関係（床版支間直角方向）

4) 平面モデル解析のまとめ

コンクリート床版の疲労による損傷の進展過程を定量的に評価できる手法を確立するために、床版コンクリートを細かく要素に分割し、それらが個別に応力の繰り返しの影響によって破壊するという破壊則を適用した解析を実施した。このような平面モデルによる解析で得られた結果は以下の通りである。

- ① 支間方向に着目したモデルの解析では、荷重の繰返しに伴い疲労破壊したと想定した要素の弾性係数を順次低下させた計算を行うことにより、床版下面の荷重直下の主引張応力度が卓越している断面から破壊する要素が増える現象がみられ、これらは供試体床版に対する輪荷重走行試験のひびわれの増加による床版の疲労損傷の進展と類似した傾向である。
- ② 支間直角方向に着目したモデルの解析では、繰返し荷重が移動して作用することにより、載荷位置の直下となる広い領域で床版下面側から要素の破壊が進行した。これは供試体床版に対する輪荷重走行試験のひびわれの増加による床版の疲労損傷の進展と類似した傾向である。

以上より、コンクリート床版の疲労耐久性の評価にあたって、床版コンクリートについては細かな要素に分割し、それぞれに疲労被害則を適用することで、コンクリート内部にひびわれが進展していく過程に近似した破壊の進行を表現できる可能性があることが示された。

特に、床版支間直角方向の解析では、荷重の移動の影響と順次要素破壊が生じて構造系が変化することの効果によって定点載荷では表現し得ない破壊進行の過程があらわれた。

次節以降では、これらを踏まえて本解析手法を 3 次元モデルに発展させ、解析的にコンクリート系の床版の疲労損傷の進展過程を擬似的に表現する手法について検討する。

3.3 床版コンクリートの疲労被害則を用いた損傷評価の検討

3.3.1 概要

平面モデルによる検討では、床版を細かく要素分割し、それぞれの要素単位でコンクリート部分に着目して仮定する疲労被害側に則って損傷させることで、版の損傷仮定を表現できる可能性が確認できた。また、実橋の床版損傷を模擬するには解析的にも荷重載荷位置が移動することによる応力変化等の影響を考慮する必要があることが示唆された。

本節では、平面モデルでの検討を元に、3次元のモデルによるコンクリート系の床版の疲労損傷過程を解析的に評価できる手法の検討を行う。

3次元モデルでは、2次元と異なり、移動荷重の影響で床版コンクリートに発生する応力の方向は3次元的に変化するため解析で疲労過程を支配させる被害則も3次元的な応力等の変化が考慮されるものとする必要がある。また2次元モデル同様にひびわれの進展による破壊の進展過程の再現性とコンクリートの不均一性を考慮してモデル化する必要があるが、本検討では、対照実験に位置づけた内部鋼材に鉄筋のみが配置された昭和 39 年道路橋示方書準拠の RC 床版の輪荷重走行試験供試体をモデル化した。支間方向に 25 分割、長さ方向に 45 分割、厚さ方向に 5 分割して 1 要素 100×100×38mm のソリッド要素としている。モデルの概要を図 3.3-1 に示す。

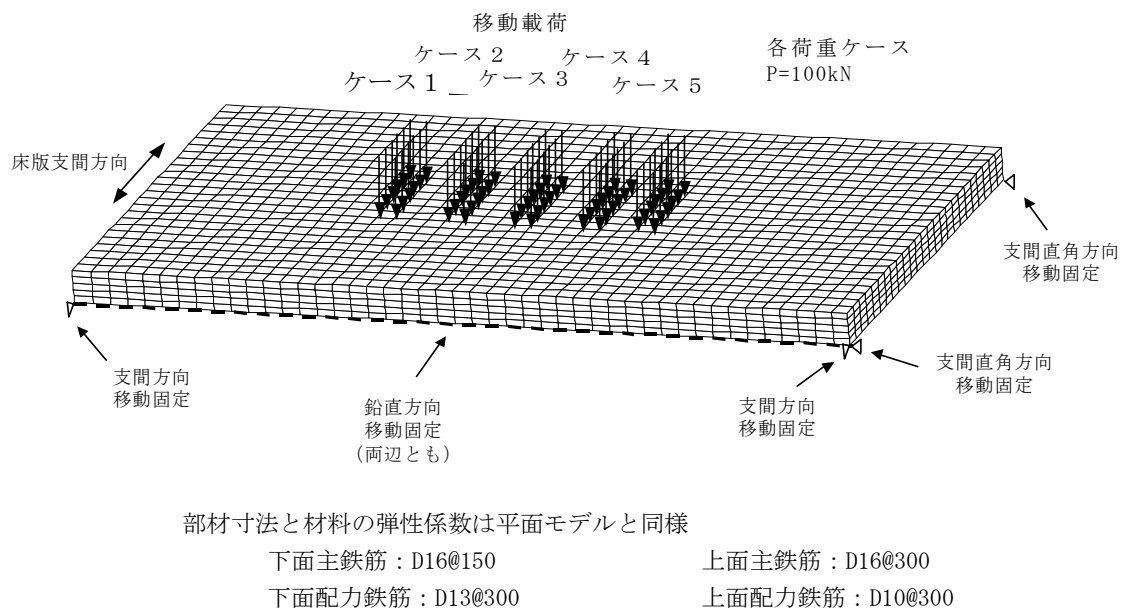


図 3.3-1 立体解析モデル

荷重は図 3.3-1 に示す位置に、節点集中荷重とし 5 カ所を順次載荷（以下の荷重ケース 1 ～ 5）し、得られる応答から荷重移動 1 回あたりの床版の応答を算出する。

内部鋼材の鉄筋は埋め込み鉄筋要素でモデル化し、平面モデル解析と同様に付着切れは考慮していない。境界条件は、床版両長辺側の最下段節点を鉛直方向に移動固定した。解析では、平面モデルの場合と同様、疲労破壊したと判定された要素の弾性係数を初期値に対して全方向に 1/10 に低下させてひびわれを生じた床版部分の剛性低下を模擬した。

3.3.2 疲労破壊条件の設定

実際の床版コンクリートの内部では、応力状態が 3 次元的に変動するため、その影響の蓄積が疲労現象と関連づけられるとした場合、解析モデルによる疲労過程の模擬においても 3 次元的に複雑に変化する主応力などの応答を被害則に考慮する必要がある。3 次元的に変化する応答変化とその回数を用いて疲労被害則を検討した類似の例がなく、本研究では、複数の被害則を設定して既往の輪荷重走行試験結果と解析結果の比較考察を行った。

2 章でレビューしたように材料の疲労に関しては荷重の影響が一方向に卓越する条件に対して発生応力とその繰返し回数で整理されることが多い。しかし床版構造に対する移動荷重の影響の場合、荷重の移動に伴って床版各部で主応力の方向も 3 次元的に変化するため応答の影響をある方向成分のみに着目して評価することは適切でない可能性が大きい。

本研究では、荷重の移動に伴う床版コンクリートの各部の直応力、主応力の応力成分、要素単位での弾性ひずみエネルギーなどをコンクリート要素単位での履歴量がある値になるとそのコンクリート要素が疲労破壊する（累積被害則）ととらえる物理量として仮定して、種々の累積被害則を設定し、それらに基づく 3 次元数値解析結果と実験結果との比較を行った。具体的には以下の通りである。

①直応力を変動量とした場合： 3.2 に示す、土木学会式を用いる

3.2 で示す、Cornelissen らの提案式³⁾を用いる

②弾性ひずみエネルギーの場合：一移動載荷あたりの着目した物理量の変動量(S)がその大きさに応じて一定のべき乗則に従った影響度で繰返し回数(N)分だけ損傷度として蓄積されたとした被害則（いわゆる S-N 線図）を設定

弾性ひずみエネルギー量を変動量とした場合の S-N 線図の設定は、コンクリート標準示方書の形状を基本として、縦軸に上記直応力成分や弾性ひずみエネルギーを用いた疲労破壊条件を仮定し、横軸を疲労寿命（繰返し回数）の対数とした。

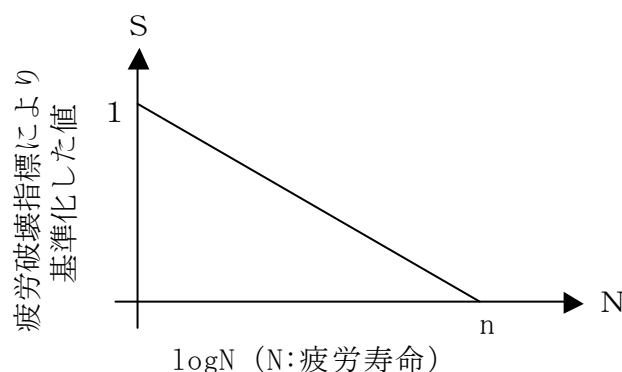


図 3.3-2 弾性ひずみエネルギー量を変動量とした場合の S-N 線図

平面モデルでは、床版コンクリートのコンクリート要素部分の内、破壊基準に達したもののから要素の弾性係数を低減することで破壊の影響を表現したが、3次元モデルの場合も基本的な考え方は同じとし、設定した破壊基準に達した要素から要素の剛性を低下させることでひびわれの発生などの影響を模擬する。

なお、疲労に影響する物理量の変化として着目する応力変化などについて方向成分毎に独立して扱くと、ある方向では破壊基準に達するもののそれ以外の方向では破壊基準に達していないという現象が生じる。本研究では要素の疲労破壊などの物理的な特性や性状の変化を方向別に独立に扱う場合と要素単位で評価する場合の両方について検討を行った。

本研究でコンクリート要素の疲労破壊の条件として検討した主なケースを表 3.3-1 に示す、応力度を基本としたケース（Cornelissen の 1 ケース）と、ひずみエネルギーを基本としたケース（エネルギー算出式で 2 ケース、エネルギー量算出において全応力振幅量を考慮したケースと、引張り応力を考慮したケース、破壊基準値は圧縮破壊を基準としたケースと、引張り破壊を基準としたケース）の合計 6 ケースである。

表 3.3-1 計算ケース

ケース	弾性係数低下の条件	S-N 線図の傾き
①	引張応力度	—*1
②	垂直応力度による全弾性ひずみエネルギー*2	8
③	垂直応力度とせん断応力度による全ひずみエネルギー*2	8
④	引張応力度とせん断応力度による全ひずみエネルギー*2	8
⑤	引張応力度とせん断応力度による全弾性ひずみエネルギー*2	8
⑥	引張応力度とせん断応力度による全弾性ひずみエネルギー*3	8
⑦	主引張応力による全弾性ひずみエネルギー*3	8

*1 cornelissen らの式を使用した。

*2 ひずみエネルギーの基準値 24N/mm^2 とした。

*3 ひずみエネルギーの基準値を 2.5N/m^2 とした。

破壊と関連づける物理量としては座標系の取り方等には依存しないスカラー量（エネルギー量など）とすべきであり、垂直応力度に着目したケースでは、座標の取り方にも依存して結果がことなるため破壊と関連づける物理量としては必ずしも適切でないと言えるが本研究では被害則として着目すべき物理量を類推するために解析ケースに加えて評価した。

また圧縮側と引張側で損傷度としての考慮の有無を変えたケースを設定したが、コンクリート圧縮強度と引張強度の差を考慮すると引張破壊に必要なエネルギーと圧縮破壊に必要なエネルギーには大きな差異があると考えられることも反映させたものである。

ケース①は、床版の輪荷重走行試験中において、床版上面側でもコンクリートにひび割れが発生することから、主に圧縮を受ける領域でも、圧縮応力による疲労が累積し、それに引張応力の影響も加わることにより、コンクリートに疲労破壊が生じる可能性があるため設定したものである。圧縮応力の影響も考慮したコンクリートの S-N 線図には、3.2 で示した Cornelissen らにより提案された式を用いた。

ケース②は、コンクリートの破壊は変形（体積変化）が主因と仮定した場合であり、圧縮および引張応力度により生じるひずみエネルギー振幅相当を疲労破壊の指標とした。この場合、応力変動分は直応力成分($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$)のみによるものとした。

ケース③は、ケース②に加えてせん断変形による影響を考慮した。

ケース④は、ケース③から圧縮応力度の影響を除いた。

ケース⑤は、コンクリートの破壊が引張応力度による変形(伸び)が主因と仮定した。

以上のケース②～⑤では S-N 線図をコンクリート圧縮強度 24N/mm^2 と設定し仮定した。

ケース⑥は、ケース④と同様に、コンクリートの破壊は引張応力とせん断応力度による変形が主因と仮定しているが、S-N 線図の設定でケース④と異なり、コンクリート強度を引張強度相当の 2.5N/mm^2 とした。

ケース⑦は、主引張応力変化量によるひずみエネルギーがコンクリートの破壊の主因と仮定した場合である。ケース②～⑤ですべてあるいは一部の応力成分を用いた場合と比較すると、主引張応力に寄与するすべての応力成分を取り入れ、主引張応力によるひずみエネルギー振幅のみがコンクリートの破壊に寄与すると仮定した形となっていると思われる。

本モデルはソリッド要素数が約 5600 個となっており。モデル形状と荷重載荷位置の対称性から、総ソリッド要素数の約 1/4 の回数の計算ですべての要素が破壊したと判定される。そのため、解析は 1300 ステップまで実施することとした。

各ケースでの計算仮定は 3.3.3 以降に詳細を示す。

3.3.3 3次元モデルの解析結果

1) ケース①

本ケースでは、破壊基準を「コンクリート要素は引張応力度と圧縮応力度の変動の累積で破壊する」とする。

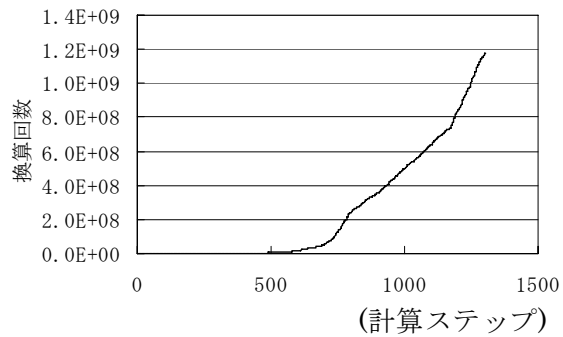
本ケースの破壊基準は、次式の Cornelissen らの疲労曲線³⁾を準用した。ただし、本検討の解析では式中の ± 1.45 の項は無視している。

$$\log N = 9.46 - 7.71 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ct}} - 3.37 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_c} \pm 1.45 \quad \dots \quad (\text{式 3.3-1})$$

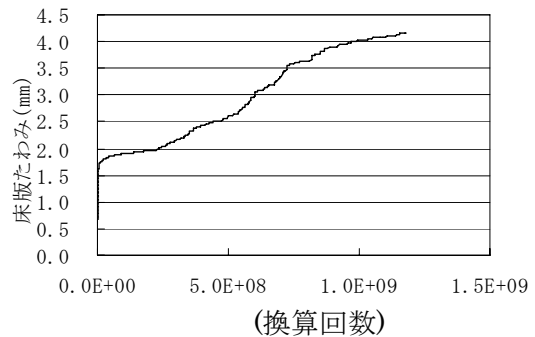
この疲労破壊基準は、一軸のシリンダー試験の結果から導かれたものであり、床版のような複雑に変化する多軸応力下に対する適用性は不明である。ただし応力の発生軸毎にそれぞれ独立して疲労ダメージが蓄積することで破壊に至るのであれば、応力方向があまり変化しない部分の要素などでは実現象に近い結果が得られる可能性があるものと考えた。

なお荷重載荷位置によってそれぞれの要素の発生応力の向きが複雑に変化するため、本検討では要素毎に発生応力を直交する3方向成分に分離し、方向毎に独立に破壊基準を適用する。そしていずれかの方向の累積損傷度が1に達したときにそのコンクリート要素が破壊したものとして全ての方向に対して弾性係数を一様に低下させて次ステップに移行するとした計算を行った。

計算結果と、換算回数との関係を図 3.3-3 に示す。

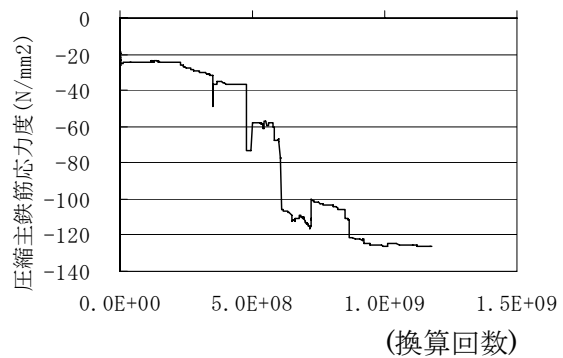


計算ステップと換算回数

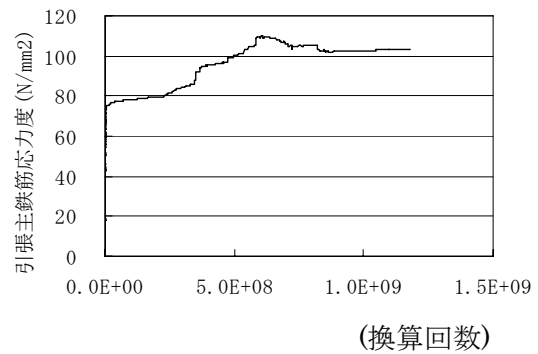


換算回数と床版たわみ

(1) たわみ

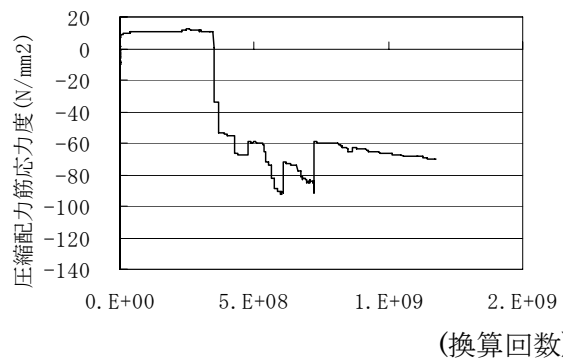


換算回数と上面主鉄筋応力度

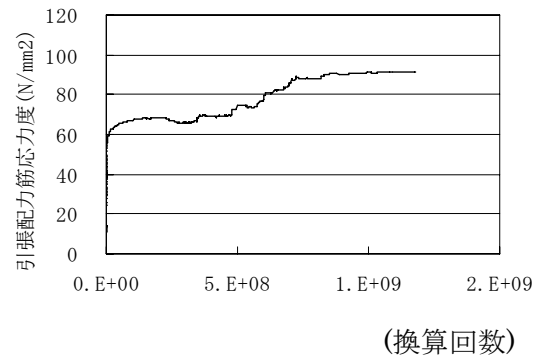


換算回数と下面主鉄筋応力度

(2) 主鉄筋の応力度



換算回数と上面配力鉄筋応力度



換算回数と下面配力鉄筋応力度

(3) 配力筋の応力度

図 3.3-3 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。図は左端の床版最下層から右にむかって上層の要素を示している。右端が最上面の層である。図中黒色の要素「■」がその計算ステップで初めて破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊していた要素を示している。

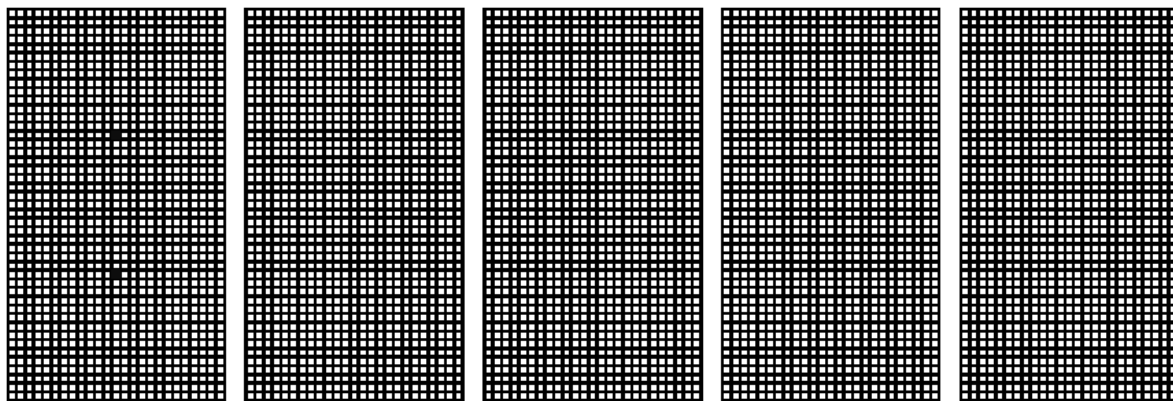


図 3.3-4(1) 計算ステップ 1

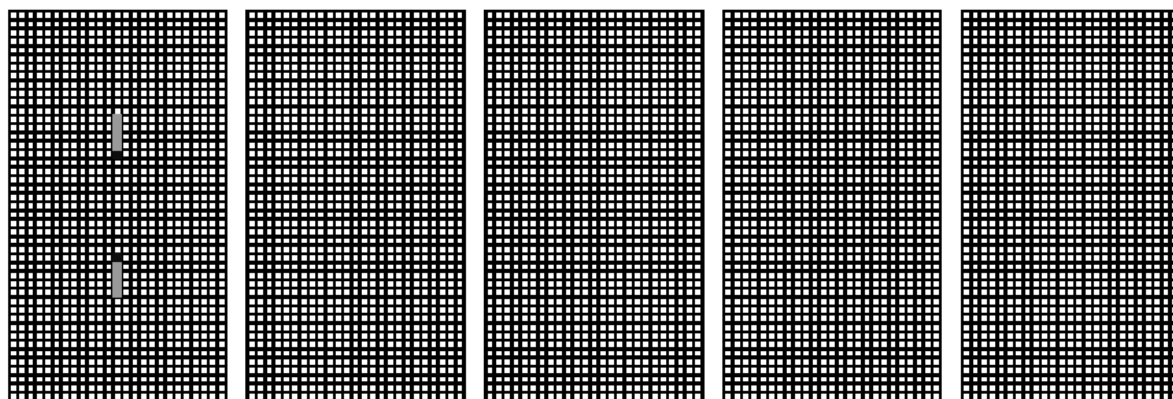


図 3.3-4(2) 計算ステップ 5

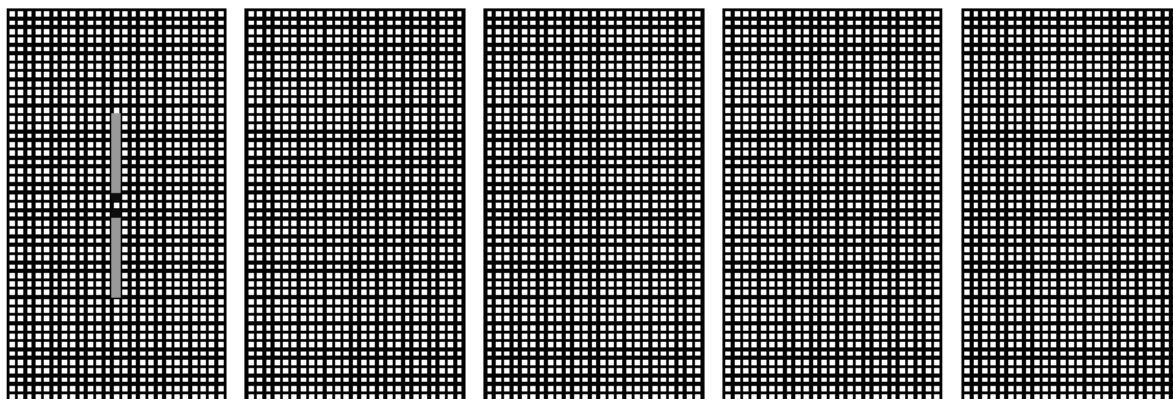


図 3.3-4(3) 計算ステップ 10

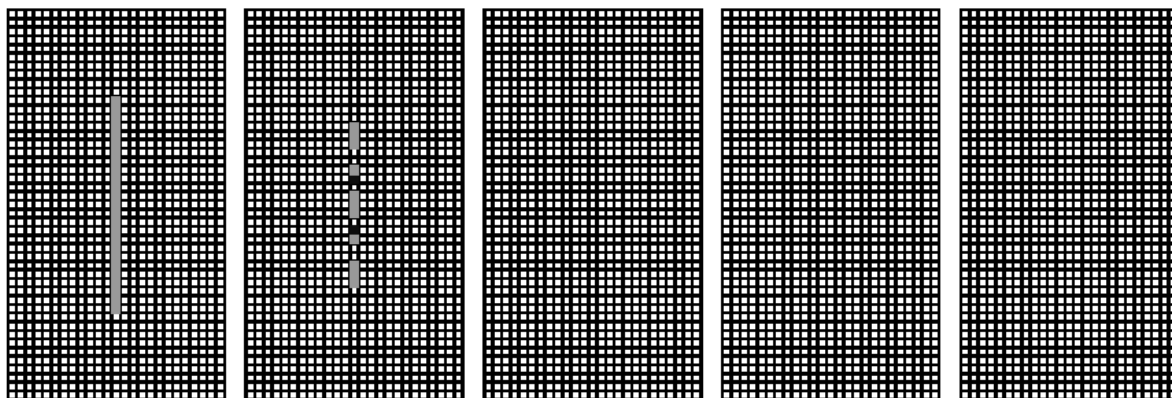


図 3.3-4(4) 計算ステップ 20

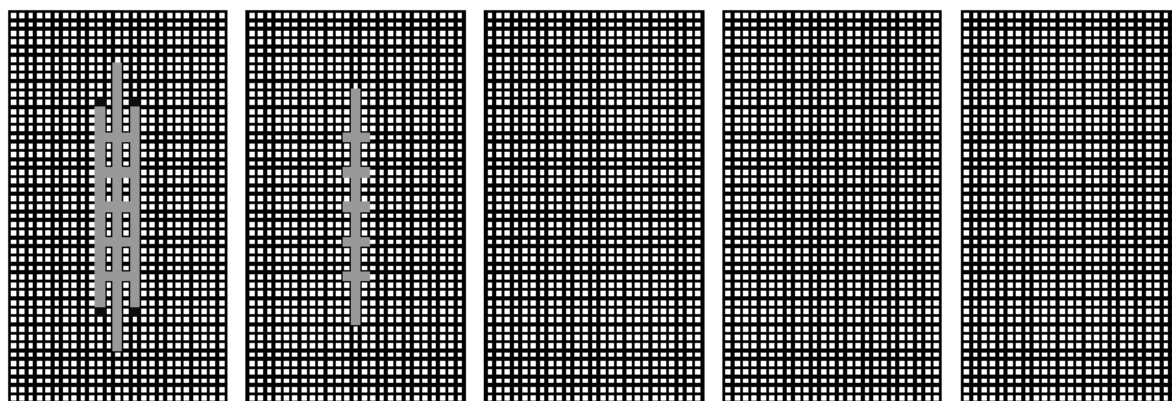


図 3.3-4(5) 計算ステップ 50

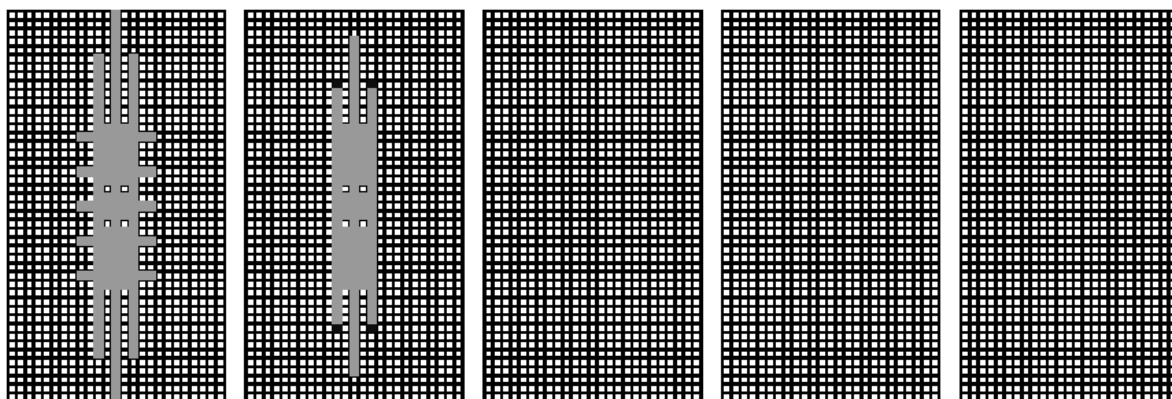


図 3.3-4(6) 計算ステップ 100

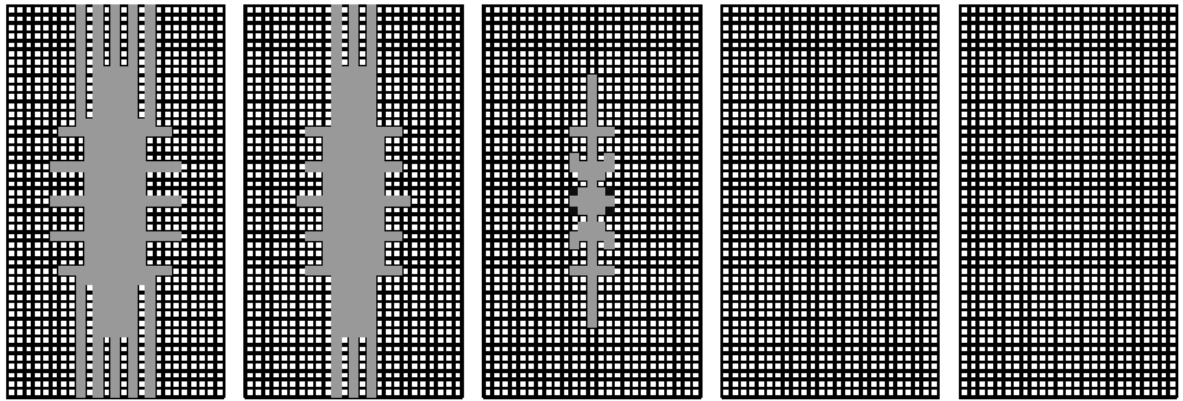


図 3.3-4(7) 計算ステップ 200

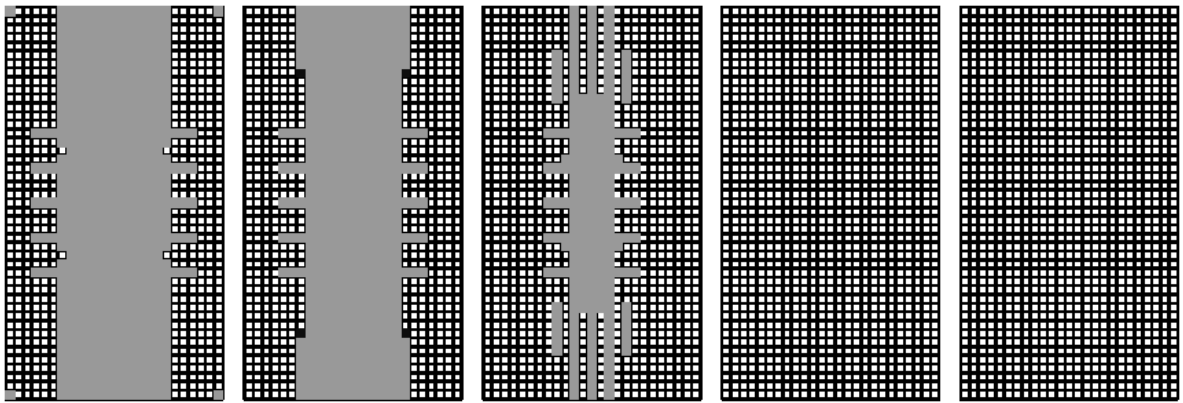


図 3.3-4(8) 計算ステップ 400

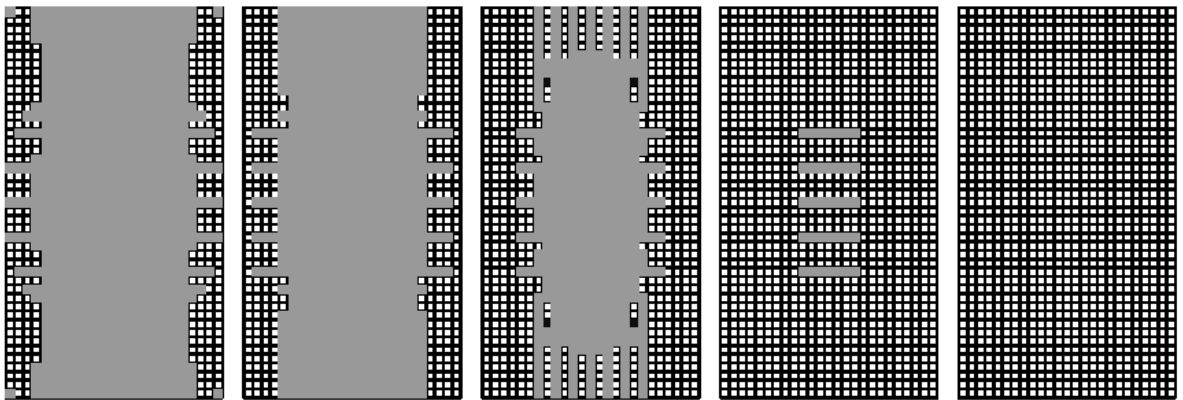


図 3.3-4(9) 計算ステップ 600

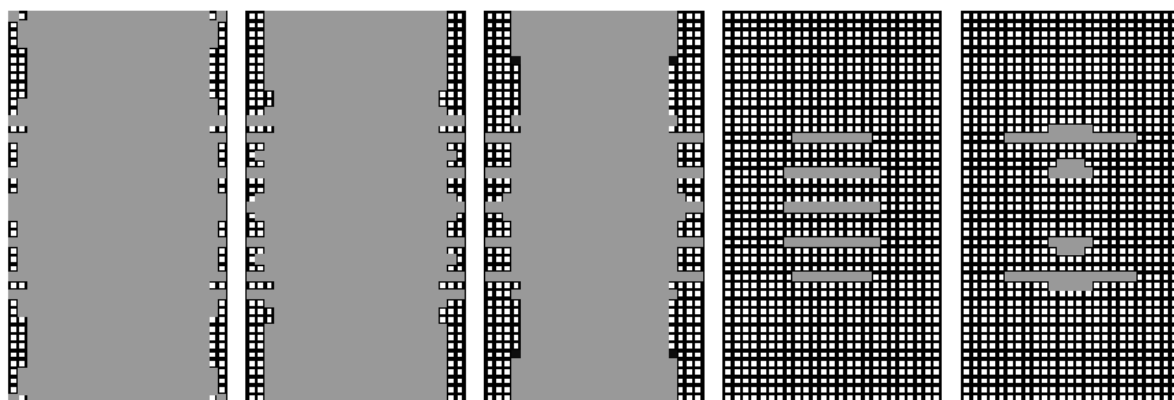


図 3.3-4(10) 計算ステップ 800

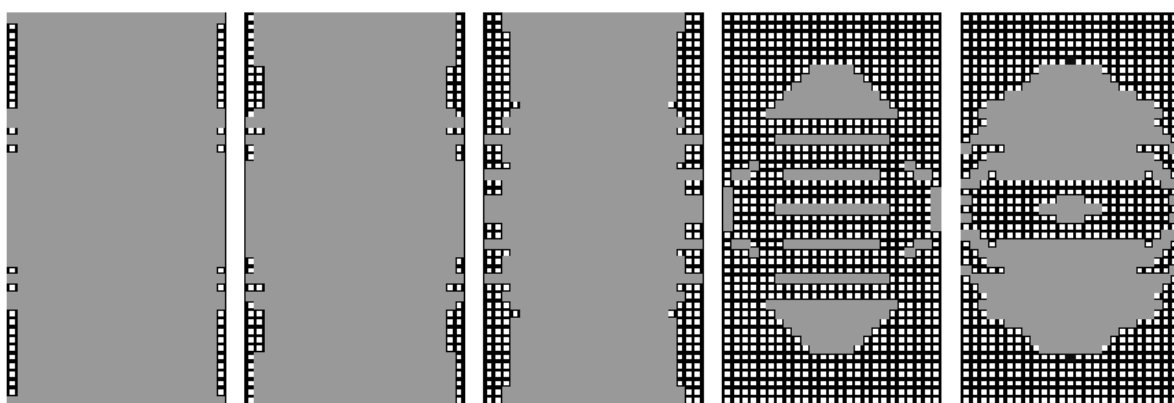


図 3.3-4(11) 計算ステップ 1000

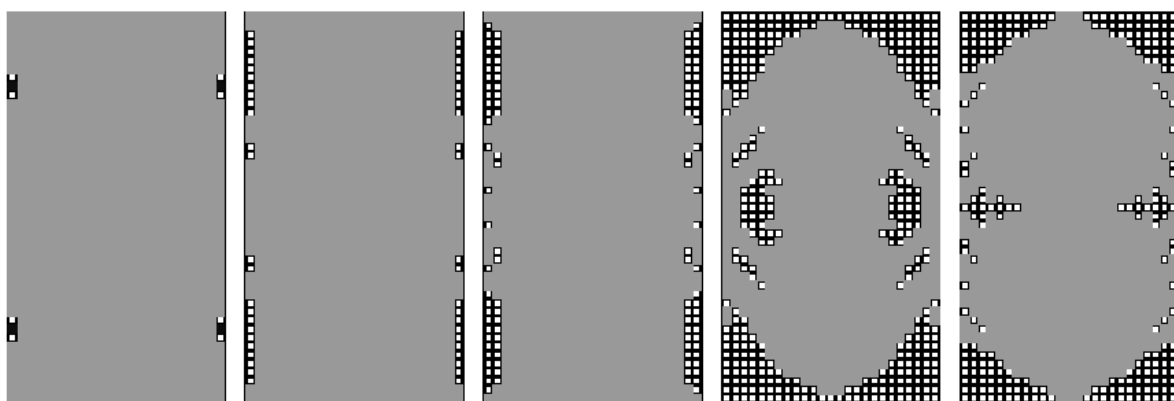


図 3.3-4(12) 計算ステップ 1300

以上のとおり、要素の破壊は、床版下面からはじまり徐々に上方に向かって拡大していく結果となった。

しかし、床版のたわみは輪荷重走行試験と異なり、初期のたわみが急増する段階の後には最終段階まで増加速度が低下する段階を経ないまま全体の破壊まで推移した。

2) ケース②

本ケースは、破壊基準としてコンクリート要素は体積変化の累積で破壊するとした。これはコンクリート要素への疲労ダメージの蓄積が発生応力の方向にかかわらず、結果として要素内部のコンクリート材料にどれだけの体積変化を生じさせたのかに関係すると捉えたものであり、要素の微視的な構造が応力の変化に応じて変形・変位させられるためにその要素に投入されたエネルギーがひび割れやコンクリート要素内の疲労破壊につながる劣化に消費されると考えたものである。実際のモデルでは次式のようにエネルギー量を定式化して荷重の移動に伴う変化量を累積させている。

要素のひずみの変化によるエネルギー量 $U_{\delta t}$ は

$$U_{\delta t} = \frac{1}{2} \sigma_{\delta x} \varepsilon_{\delta x} + \frac{1}{2} \sigma_{\delta y} \varepsilon_{\delta y} + \frac{1}{2} \sigma_{\delta z} \varepsilon_{\delta z} \dots \dots \text{(式 3.3-2)}$$

よって、荷重を 1→2→3→4→5 と载荷した場合の累積変化エネルギー量 ΣU は、

$$\begin{aligned} \Sigma U &= 2 \times (U_{2-1} + U_{3-2} + U_{4-3} + U_{5-4}) \dots \dots \text{(式3.3-3)} \\ U_{2-1} &= \frac{1}{2} (U_{x2} - U_{x1})(\varepsilon_{x2} - \varepsilon_{x1}) + \frac{1}{2} (U_{y2} - U_{y1})(\varepsilon_{y2} - \varepsilon_{y1}) + \frac{1}{2} (U_{z2} - U_{z1})(\varepsilon_{z2} - \varepsilon_{z1}) \\ U_{3-2} &= \frac{1}{2} (U_{x3} - U_{x2})(\varepsilon_{x3} - \varepsilon_{x2}) + \frac{1}{2} (U_{y3} - U_{y2})(\varepsilon_{y3} - \varepsilon_{y2}) + \frac{1}{2} (U_{z3} - U_{z2})(\varepsilon_{z3} - \varepsilon_{z2}) \\ U_{4-3} &= \frac{1}{2} (U_{x4} - U_{x3})(\varepsilon_{x4} - \varepsilon_{x3}) + \frac{1}{2} (U_{y4} - U_{y3})(\varepsilon_{y4} - \varepsilon_{y3}) + \frac{1}{2} (U_{z4} - U_{z3})(\varepsilon_{z4} - \varepsilon_{z3}) \\ U_{5-4} &= \frac{1}{2} (U_{x5} - U_{x4})(\varepsilon_{x5} - \varepsilon_{x4}) + \frac{1}{2} (U_{y5} - U_{y4})(\varepsilon_{y5} - \varepsilon_{y4}) + \frac{1}{2} (U_{z5} - U_{z4})(\varepsilon_{z5} - \varepsilon_{z4}) \dots \dots \text{(式3.3-4)} \end{aligned}$$

ここで、() 内は変化量であり、全て同符号 (+) とする。

このエネルギー量 ΣU が最大の要素から破壊するとして、解析を進める。

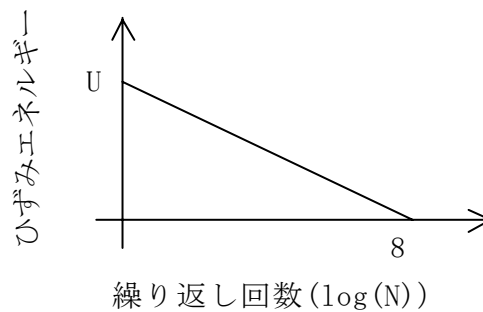
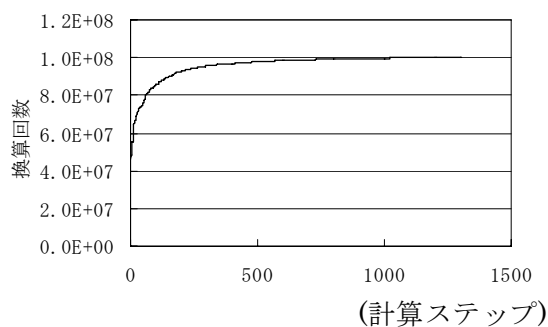


図 3.3-5 解析で使した疲労曲線

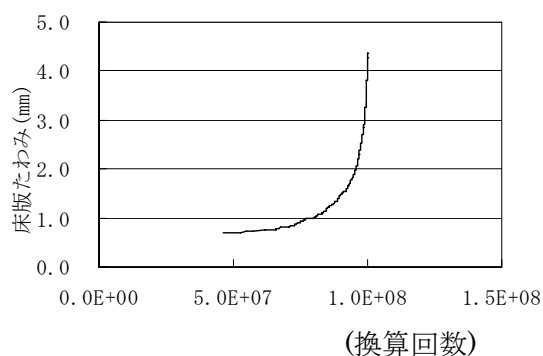
ここで、 U の破壊基準はコンクリートの一般的な設計基準強度とした。

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon = \frac{1}{2E} \sigma^2 = \frac{24^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.01125 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \dots \text{(式 3.2-5)}$$

計算結果と、換算回数との関係を図 3.2.6 に示す。

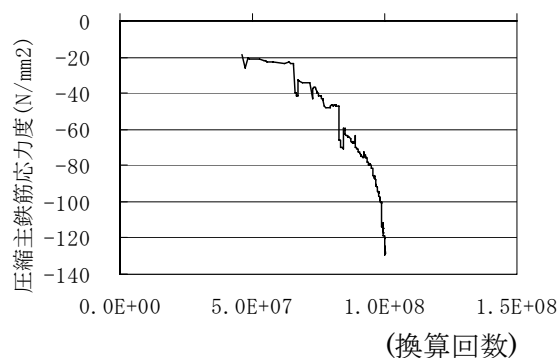


計算ステップと換算回数

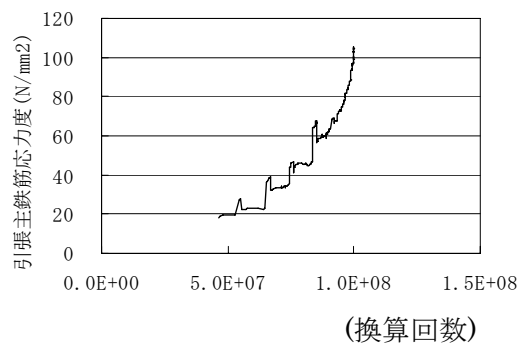


換算回数と床版たわみ

(1) たわみ

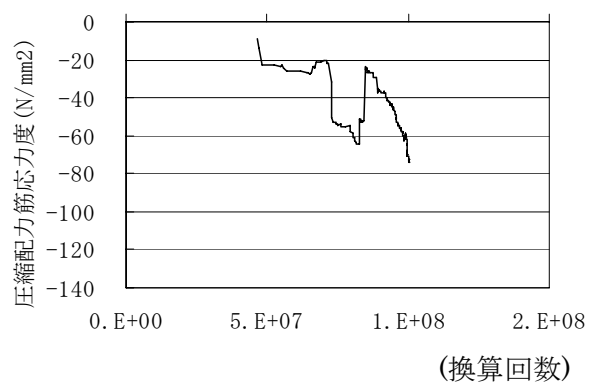


換算回数と上面主鉄筋応力度

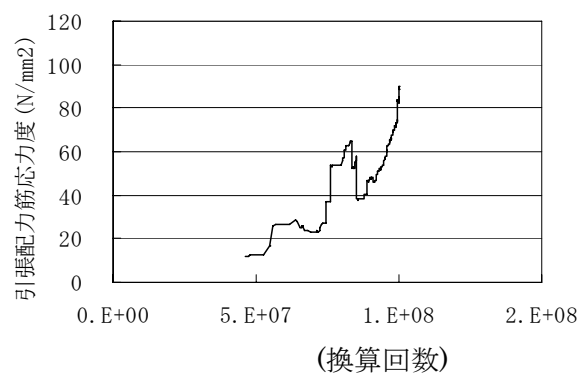


換算回数と下面主鉄筋応力度

(2) 主鉄筋の応力度



換算回数と上面配筋鉄筋応力度



換算回数と下面配筋鉄筋応力度

(3) 配筋の応力度

図 3.3-6 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。

なお、黒色の要素がその計算ステップで破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊させた要素である。

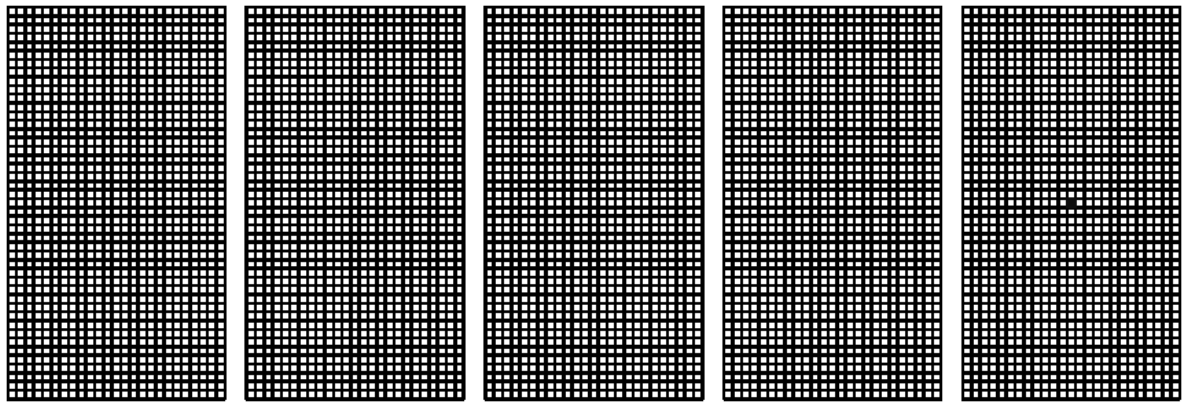


図 3.3-7(1) 計算ステップ 1

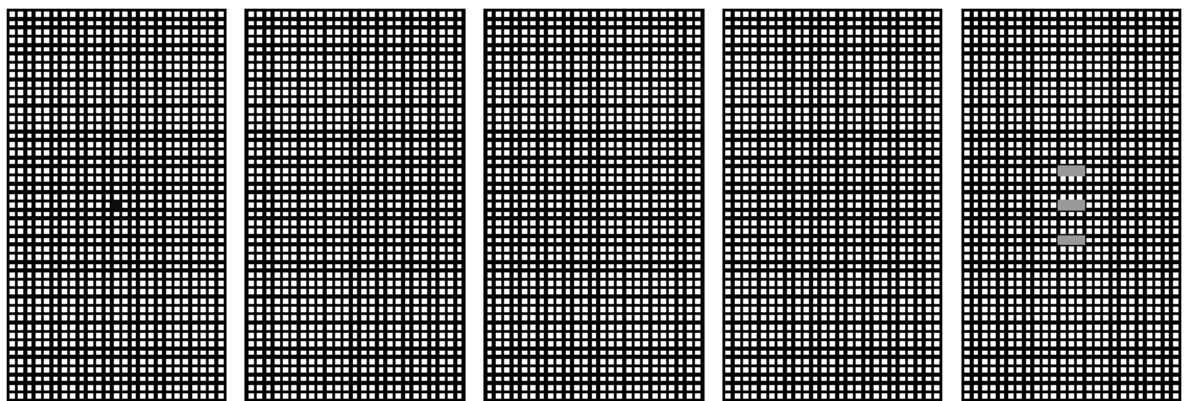


図 3.3-7(2) 計算ステップ 5

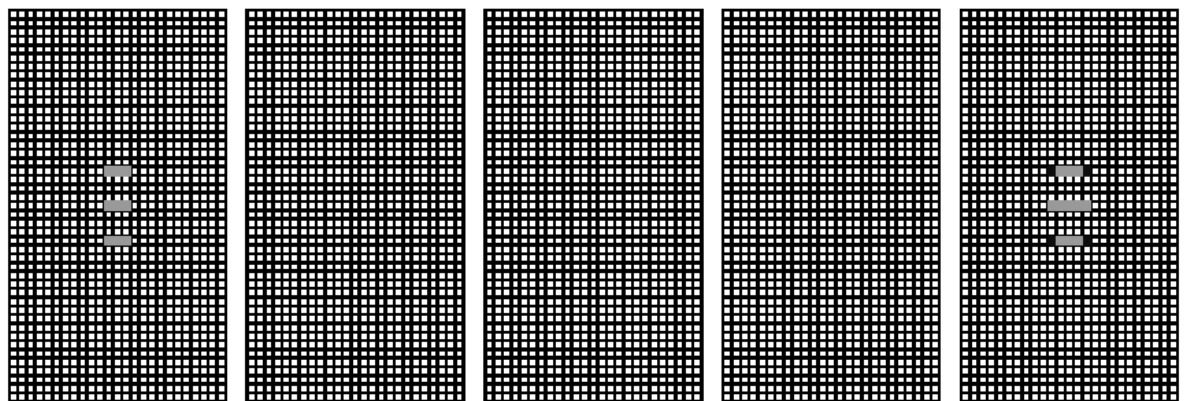


図 3.3-7(3) 計算ステップ 10

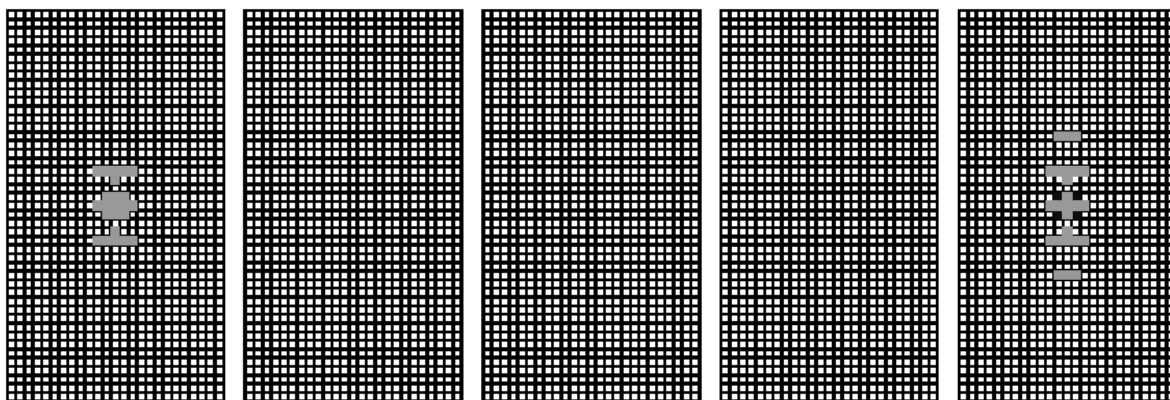


図 3.3-7(4) 計算ステップ 20

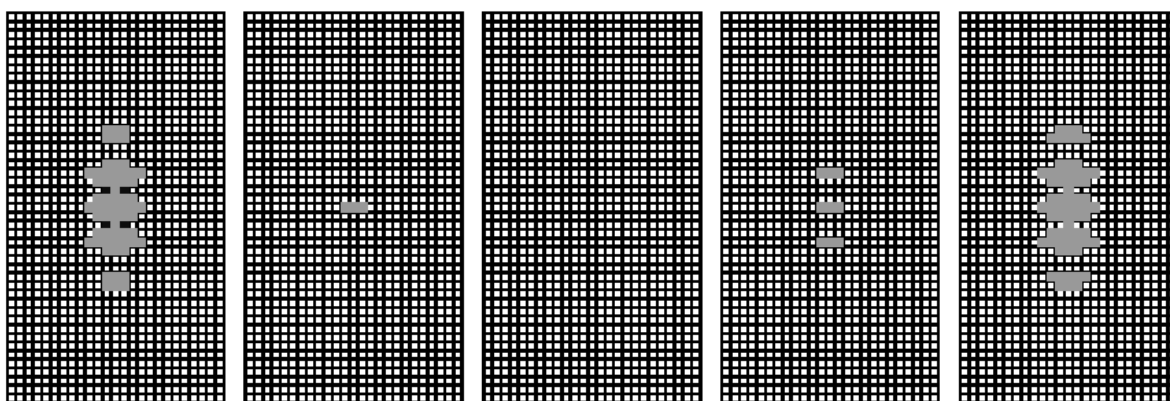


図 3.3-7(5) 計算ステップ 50

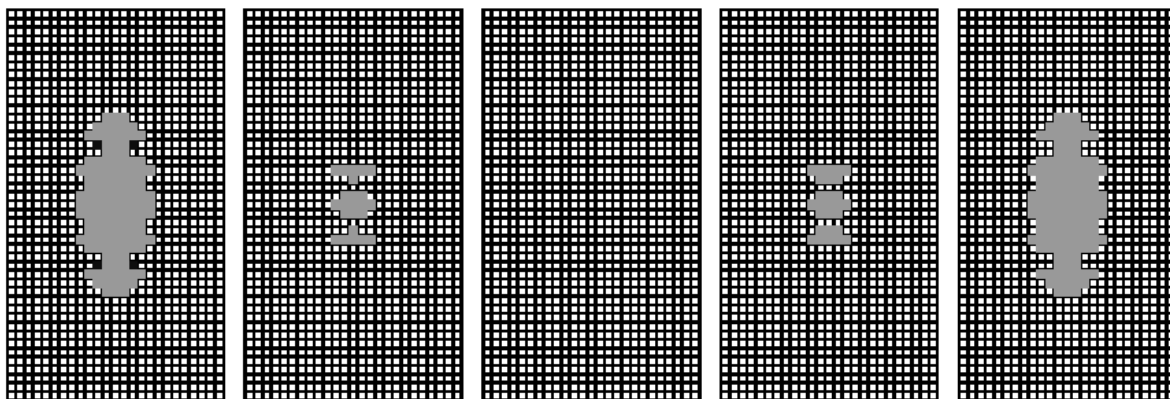


図 3.3-7(6) 計算ステップ 100

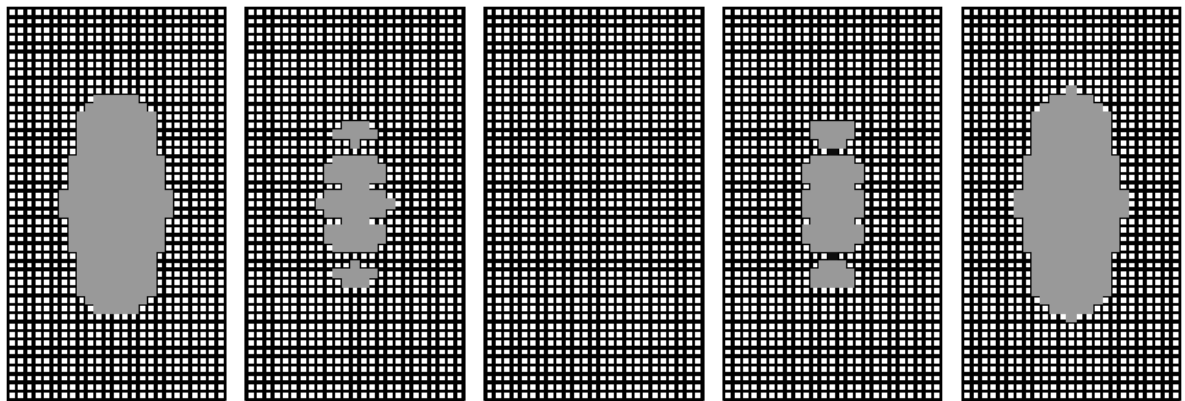


図 3.3-7(7) 計算ステップ 200

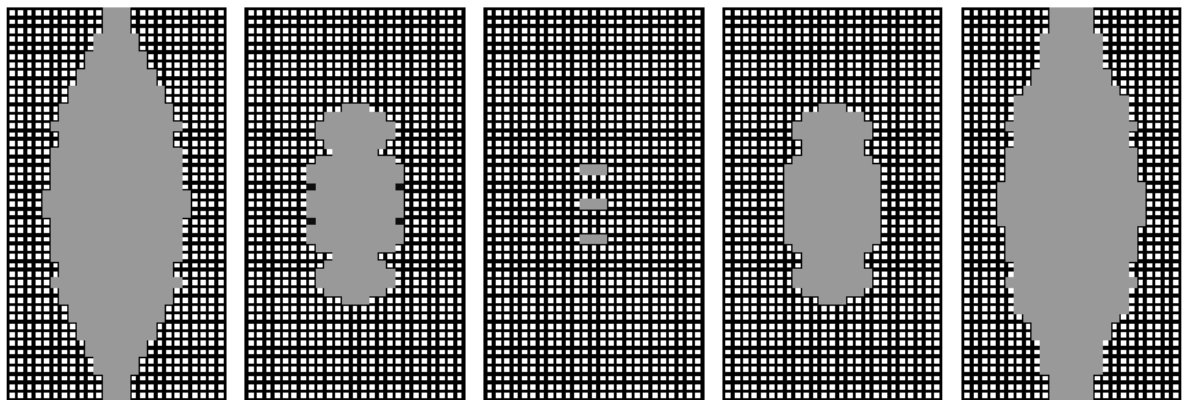


図 3.3-7(8) 計算ステップ 400

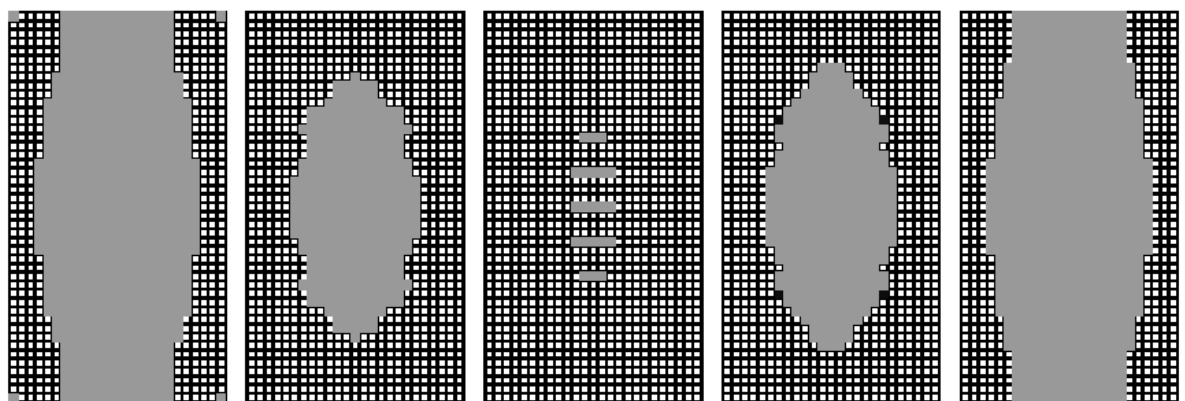


図 3.3-7(9) 計算ステップ 600

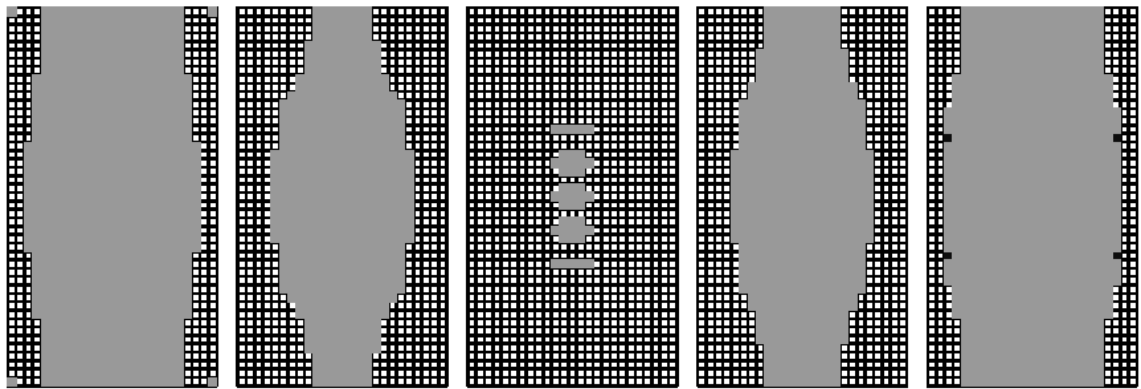


図 3.3-7(10) 計算ステップ 800

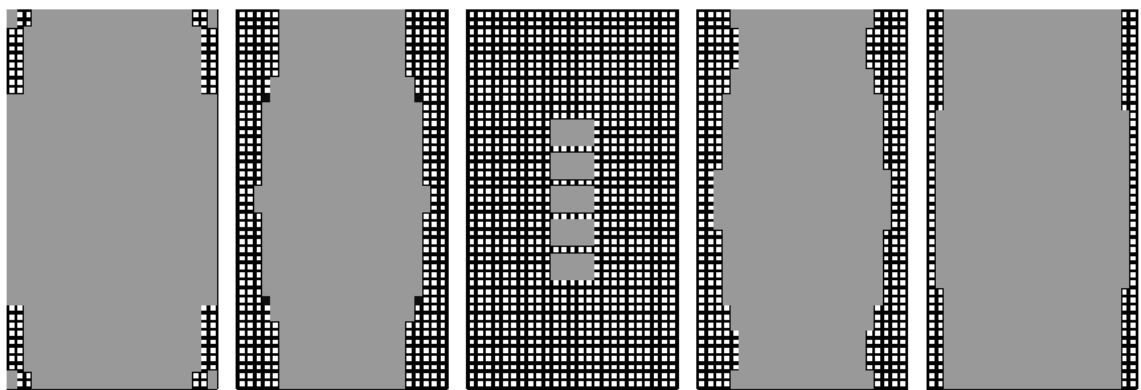


図 3.3-7(11) 計算ステップ 1000

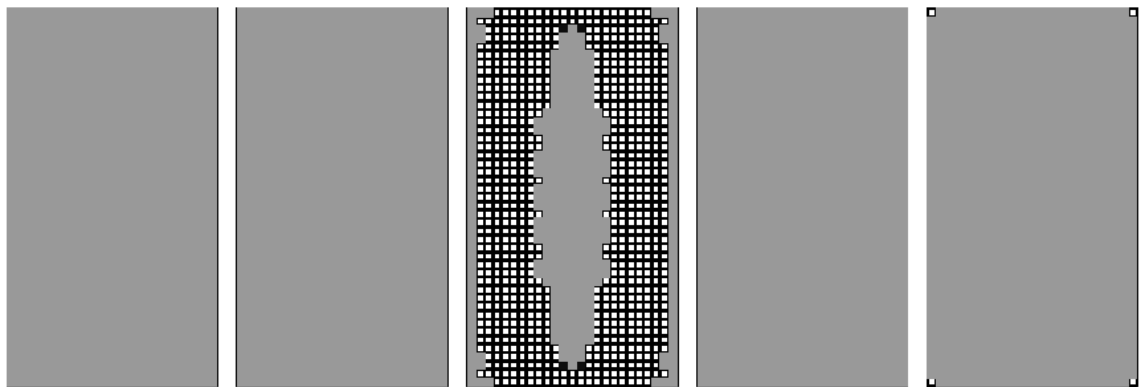


図 3.3-7(12) 計算ステップ 1300

以上より、このケースでは、疲労ダメージの蓄積として評価するエネルギーの累積を、全応力量（圧縮、引張）から算出し、圧縮方向と引張方向ともに同じ破壊基準とした。解析では圧縮側（床版上面）と引張側（床版下面）でほとんど同じ速度で要素の破壊が進行する結果となった。実際の疲労損傷過程と比較すると、少なくとも引張側と圧縮側では要素に同じ体積ひずみ履歴が与えられても引張側が先行して破壊していることとなり、コンクリート要素の疲労には圧縮方向のひずみ変化と引張方向へのひずみ変化で影響度に相違があることが伺える。

3) ケース③

本ケースは、ケース②が垂直応力度による要素のひずみのみにより体積変化に伴う状態変化を着目したのに対し、体積変化だけで捉えた場合は考慮されないせん断応力度による要素変形も考慮したものであり、垂直応力度とせん断応力度のそれぞれによって生じる要素変形と関連づけた要素のエネルギー変化量の累積によって破壊するものとした。

要素の弾性ひずみとエネルギーの関係より、エネルギー量 $U_{\delta i}$ を以下のように設定した。

$$U = \frac{1}{2E}(\sigma_{\delta x}^2 + \sigma_{\delta y}^2 + \sigma_{\delta z}^2) - \frac{\nu}{E}(\sigma_{\delta y}\sigma_{\delta z} + \sigma_{\delta z}\sigma_{\delta x} + \sigma_{\delta x}\sigma_{\delta y}) + \frac{1}{2G}(\tau_{\delta yz}^2 + \tau_{\delta zx}^2 + \tau_{\delta xy}^2) \dots \dots \text{(式 3.3-10)}$$

よって、荷重を 1→2→3→4→5 と載荷した場合の累積変化エネルギー量 ΣU は、

$$\Sigma U = 2 \times (U_{2-1} + U_{3-2} + U_{4-3} + U_{5-4}) \dots \dots \text{(式 3.3-11)}$$

$$\begin{aligned} U_{2-1} = & \frac{1}{2E} \{ (\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1})^2 + (\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1})^2 + (\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1})^2 \} \\ & - \frac{\nu}{E} \{ (\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1})(\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1}) + (\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1})(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1}) + (\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1})(\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1}) \} \\ & + \frac{1}{2G} \{ (\tau_{yz_2} - \tau_{yz_1})^2 + (\tau_{zx_2} - \tau_{zx_1})^2 + (\tau_{xy_2} - \tau_{xy_1})^2 \} \\ U_{3-2} = & \frac{1}{2E} \{ (\sigma_{x_3} - \sigma_{x_2})^2 + (\sigma_{y_3} - \sigma_{y_2})^2 + (\sigma_{z_3} - \sigma_{z_2})^2 \} \\ & - \frac{\nu}{E} \{ (\sigma_{y_3} - \sigma_{y_2})(\sigma_{z_3} - \sigma_{z_2}) + (\sigma_{z_3} - \sigma_{z_2})(\sigma_{x_3} - \sigma_{x_2}) + (\sigma_{x_3} - \sigma_{x_2})(\sigma_{y_3} - \sigma_{y_2}) \} \\ & + \frac{1}{2G} \{ (\tau_{yz_3} - \tau_{yz_2})^2 + (\tau_{zx_3} - \tau_{zx_2})^2 + (\tau_{xy_3} - \tau_{xy_2})^2 \} \end{aligned} \dots \dots \text{(式 3.3-12)}$$

U4-3、U5-4 についても同様に算出する。

ここで、() 内は変化量であり、全て同符号 (+) とする。

このエネルギー量 ΣU が最大の要素から破壊するとして、解析を進める。

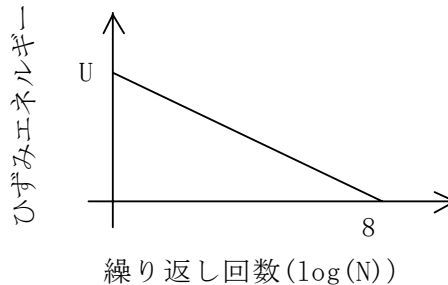
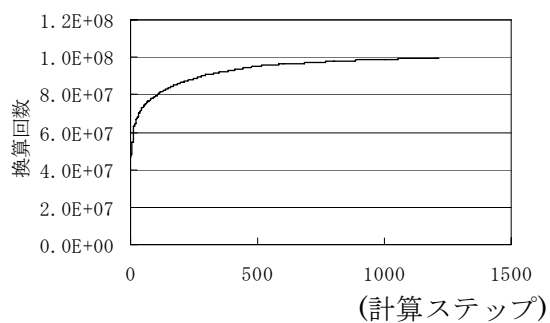


図 3.3-8 解析で使した疲労曲線

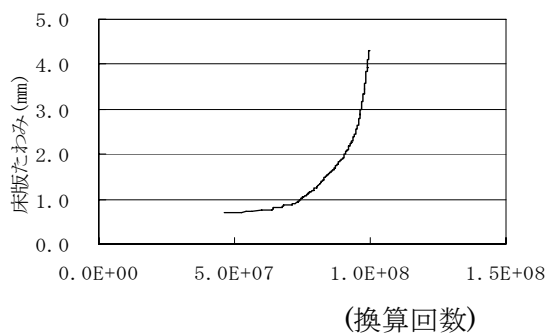
ここで、U の破壊基準はコンクリートの一般的な設計基準強度とした。

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon = \frac{1}{2E} \sigma^2 = \frac{24^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.01125 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \dots \text{(式 3.3-13)}$$

計算結果と、換算回数との関係を図 3.3-9 に示す。

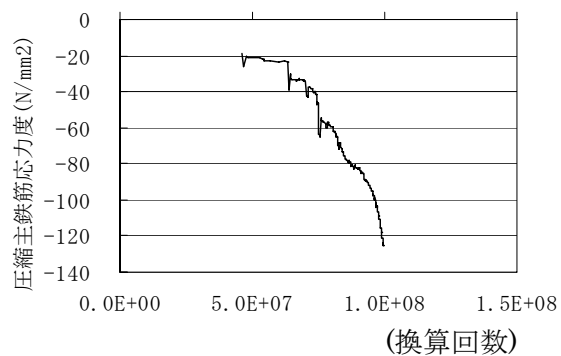


計算ステップと換算回数

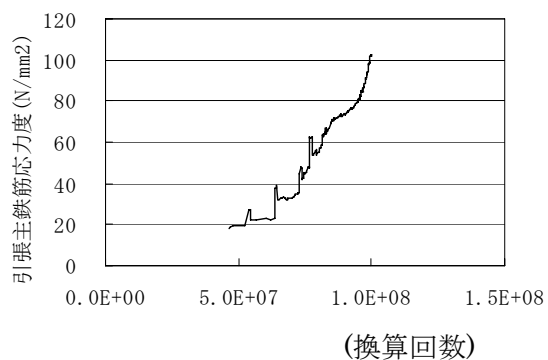


換算回数と床版たわみ

(1) たわみ

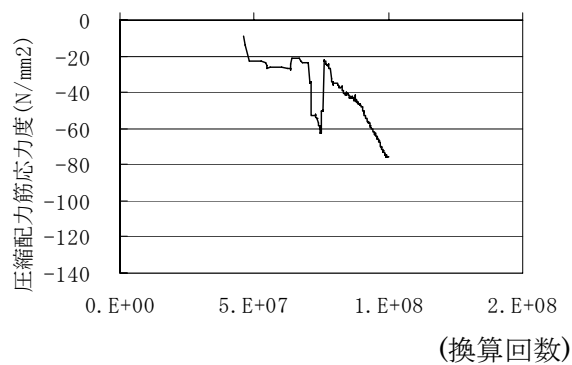


換算回数と上面主鉄筋応力度

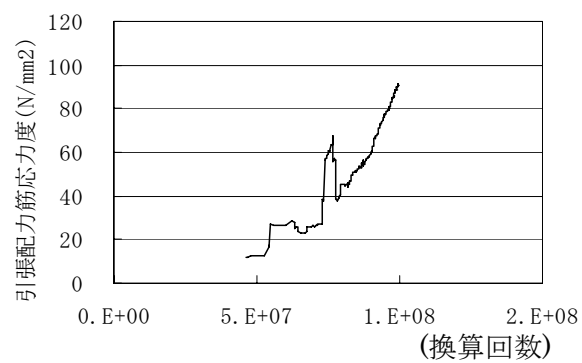


換算回数と下面主鉄筋応力度

(2) 主鉄筋の応力度



換算回数と上面配力鉄筋応力度



換算回数と下面配力鉄筋応力度

(3) 配力筋の応力度

図 3.3-9 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。

なお、黒色の要素がその計算ステップで破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊させた要素である。

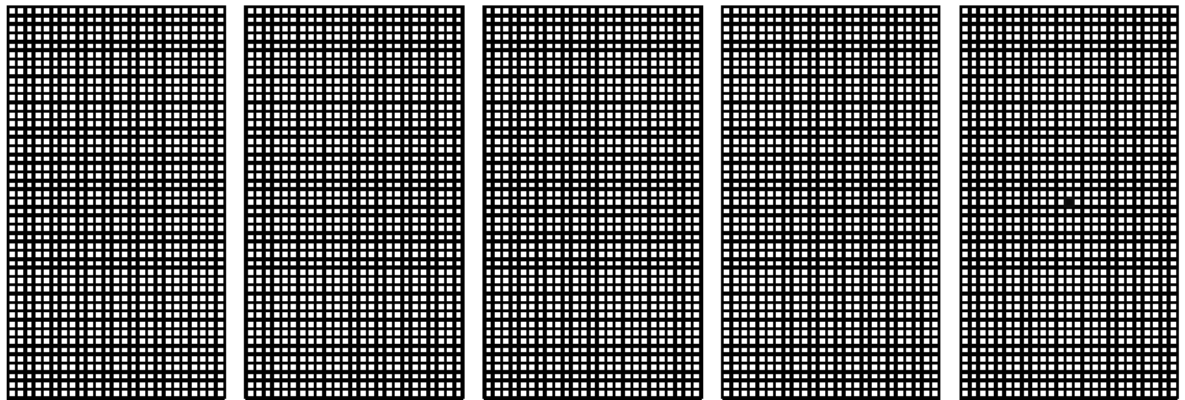


図 3.3-10(1) 計算ステップ 1

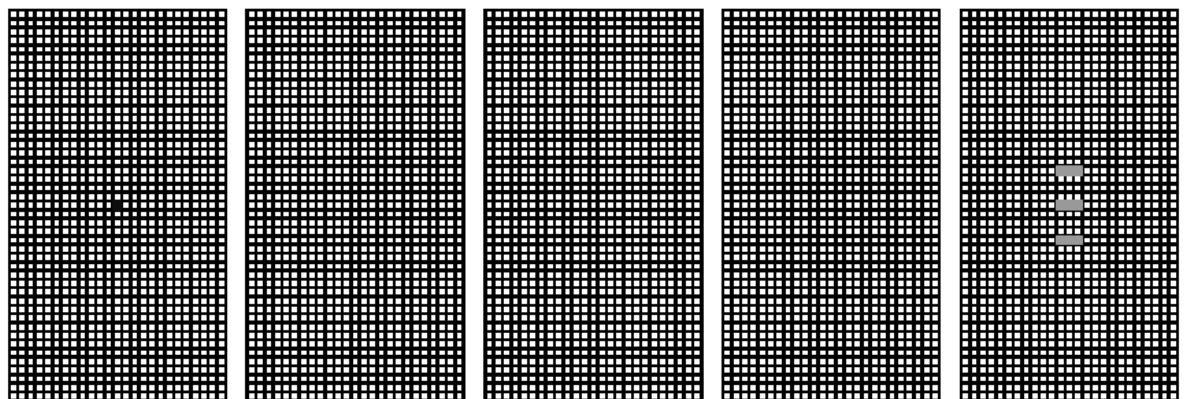


図 3.3-10(2) 計算ステップ 5

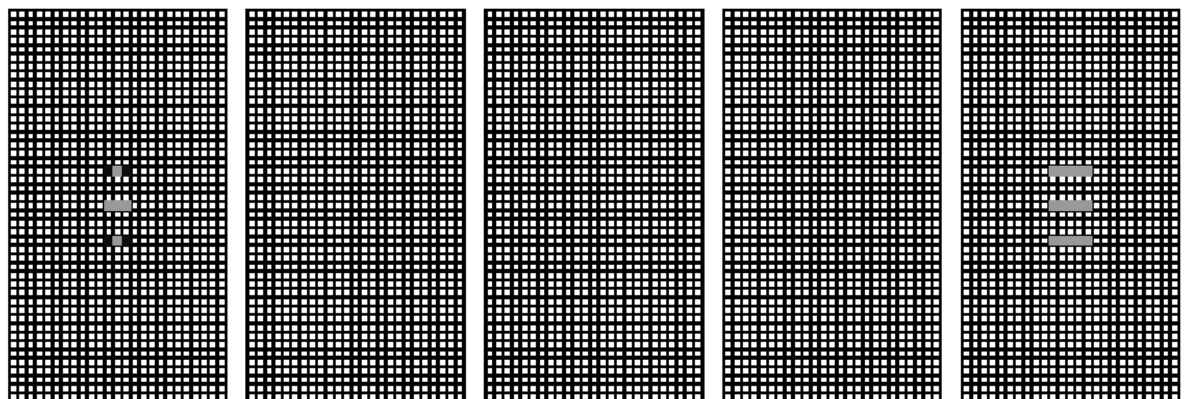


図 3.3-10(3) 計算ステップ 10

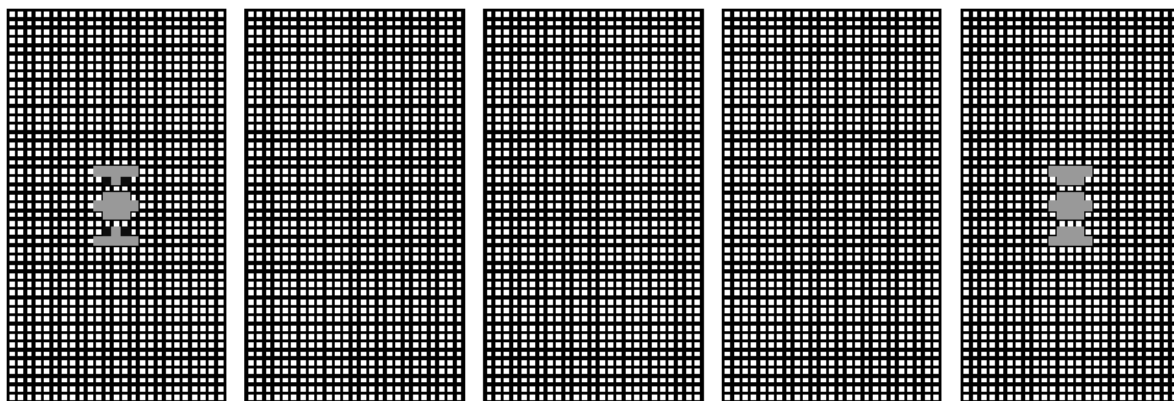


図 3.3-10(4) 計算ステップ 20

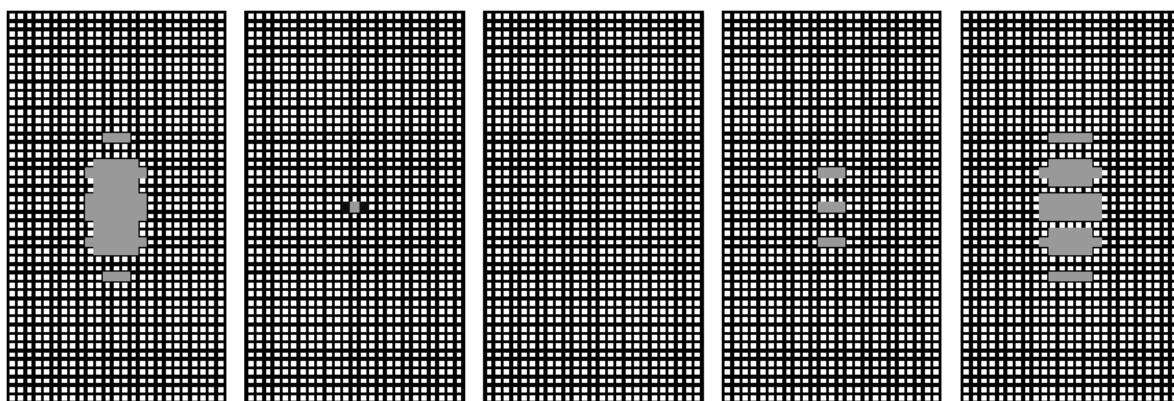


図 3.3-10(5) 計算ステップ 50

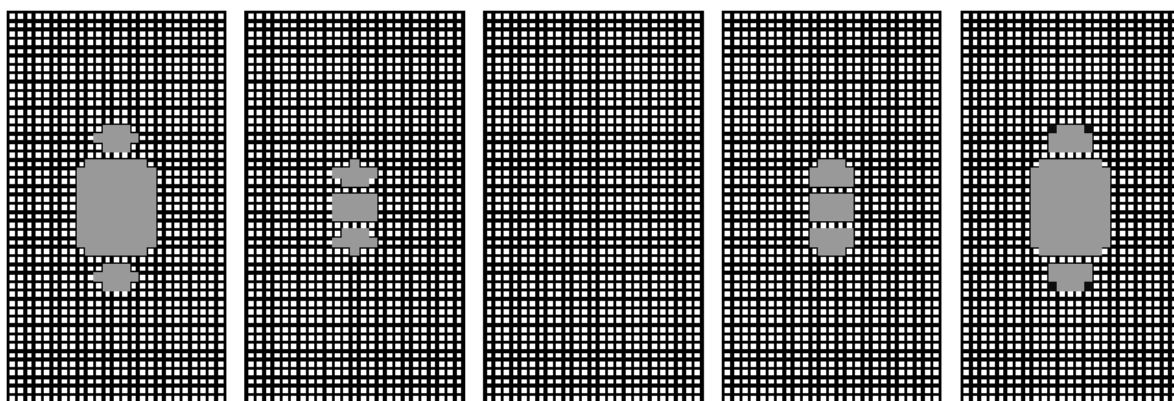


図 3.3-10(6) 計算ステップ 100

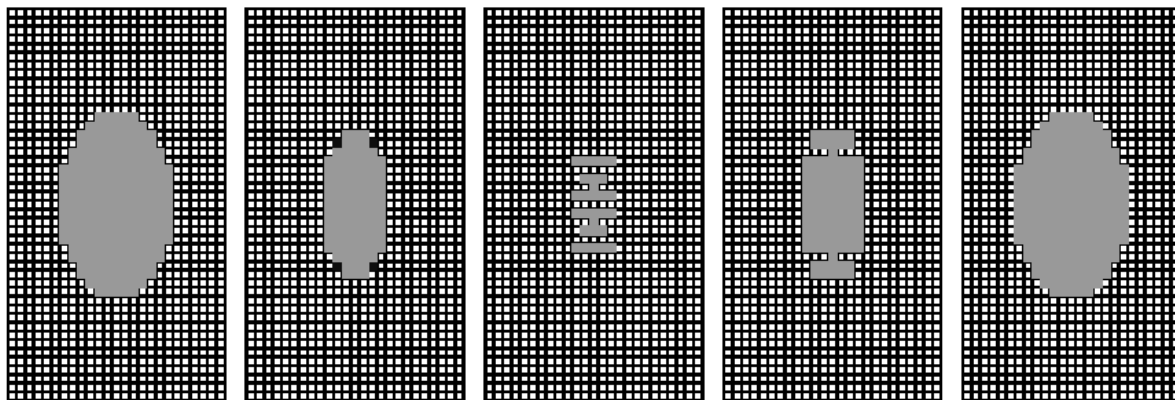


図 3.3-10(7) 計算ステップ 200

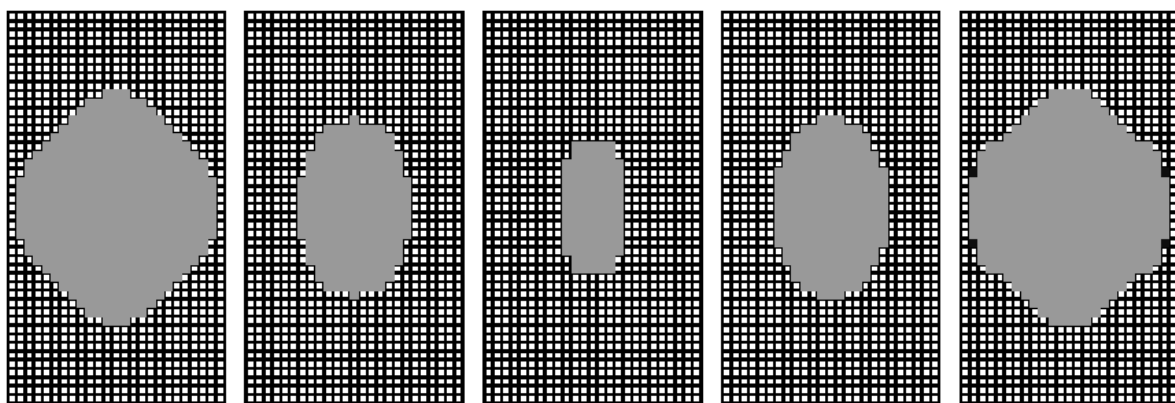


図 3.3-10(8) 計算ステップ 400

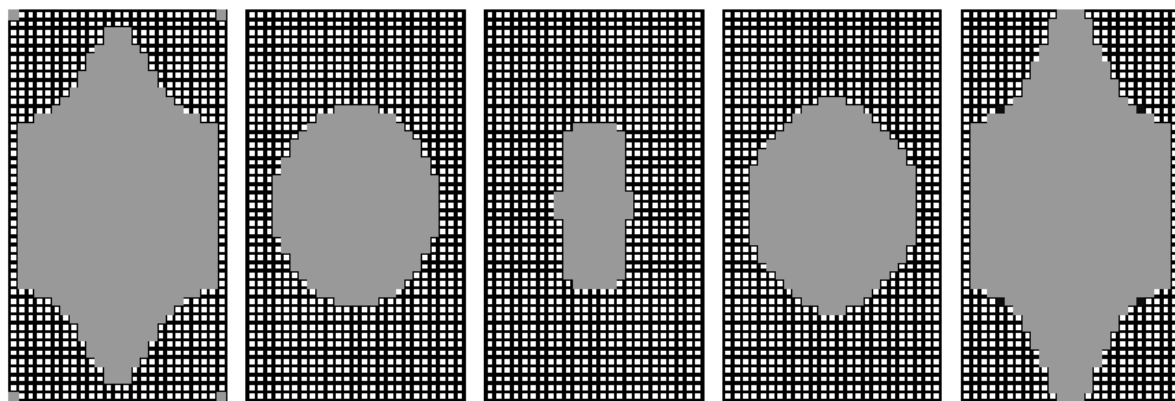


図 3.3-10(9) 計算ステップ 600

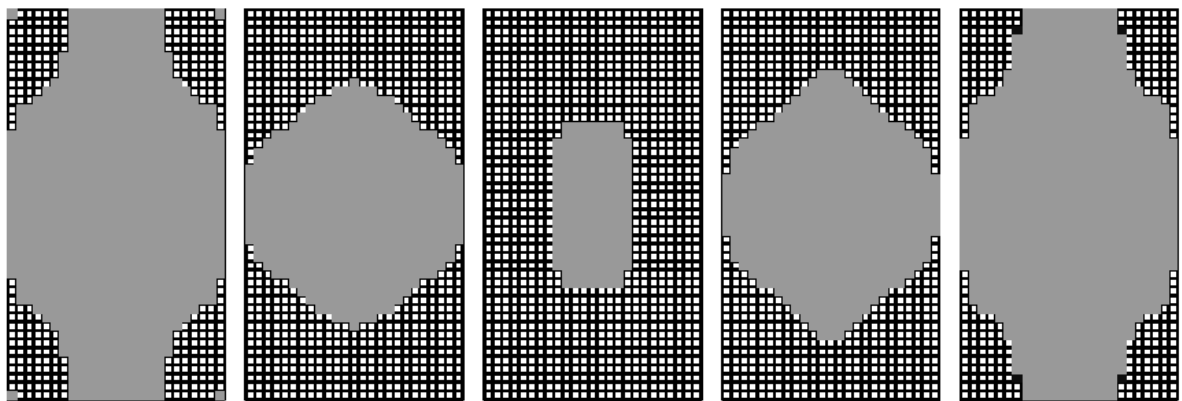


図 3.3-10(10) 計算ステップ 800

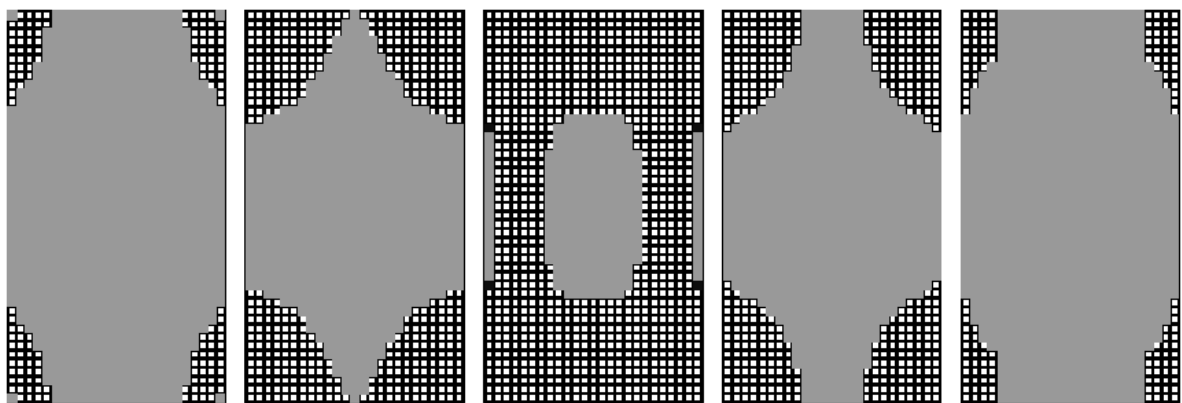


図 3.3-10(11) 計算ステップ 1000

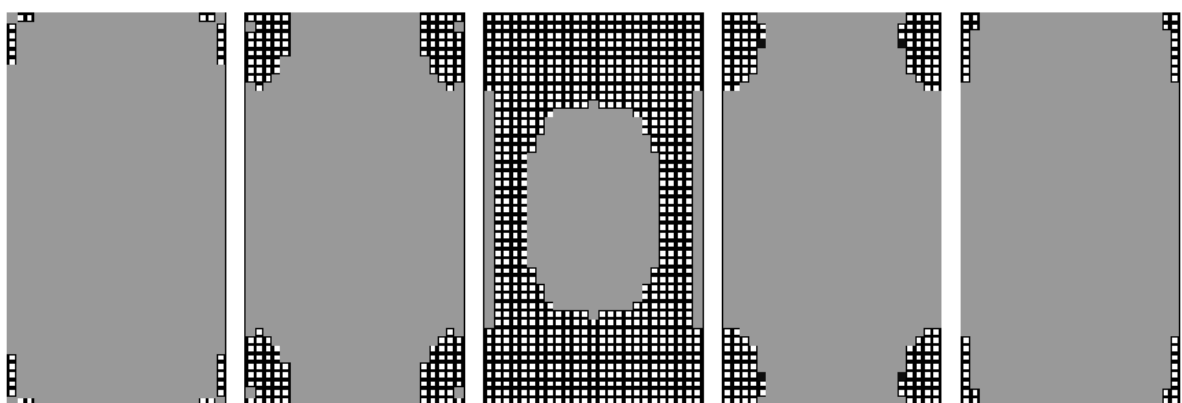


図 3.3-10(12) 計算ステップ 1300

以上より、本ケースもケース②同様、損傷度は基本的に圧縮側と引張側と同様になるため、床版下面と床版上面の損傷度が同じになり、上面、下面同様に損傷したと考えられる。

4) ケース④

本ケースは、ケース③と同様に、垂直応力度とせん断応力度のそれぞれによって生じる要素の変形と関連づけて要素のエネルギー変化量の累積に応じて要素に疲労ダメージが蓄積して破壊に至るとしたものであるが、圧縮方向の応力には要素の破壊につながるダメージが蓄積することなく抵抗できると仮定して引張側の影響のみをダメージとして蓄積させて破壊させる。つまり、引張応力とせん断応力によるエネルギーの累積が引張せん断破壊につながるとして解析を進める。次式のように定義する。

エネルギー量 $U_{\delta i}$ を次式のように定義する。

$$U = \frac{1}{2E}(\sigma_{\delta x}^2 + \sigma_{\delta y}^2 + \sigma_{\delta z}^2) - \frac{\nu}{E}(\sigma_{\delta y}\sigma_{\delta z} + \sigma_{\delta z}\sigma_{\delta x} + \sigma_{\delta x}\sigma_{\delta y}) + \frac{1}{2G}(\tau_{\delta yz}^2 + \tau_{\delta zx}^2 + \tau_{\delta xy}^2) \dots \text{(式 3.3-14)}$$

よって、荷重を 1→2→3→4→5 と載荷した場合の累積変化エネルギー量 ΣU は、
 $\Sigma U = 2 \times (U_{2-1} + U_{3-2} + U_{4-3} + U_{5-4}) \dots \text{(式 3.3-15)}$

$$U_{2-1} = \frac{1}{2E} \left\{ (\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1})^2 + (\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1})^2 + (\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1})^2 \right\} \\ - \frac{\nu}{E} \left\{ (\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1})(\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1}) + (\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1})(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1}) + (\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1})(\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1}) \right\} \\ + \frac{1}{2G} \left\{ (\tau_{yz_2} - \tau_{yz_1})^2 + (\tau_{zx_2} - \tau_{zx_1})^2 + (\tau_{xy_2} - \tau_{xy_1})^2 \right\} \dots \text{(式 3.3-16)}$$

U_{3-2} 、 U_{4-3} 、 U_{5-4} についても同様に算出する。

ここで () 内は変化量であり、全て同符号 (+) とする。ただし、ここではエネルギーの算出に際し、垂直応力度の変化により引張応力度と引張ひずみが同時に生じた場合に、破壊に寄与するエネルギーが要素に蓄積されると考える。そのため、3 軸の応力状態を考慮して応力度に対応するひずみを下式の関係より求めた上でエネルギーを算出し、エネルギー変化量 ΣU の累積値が最大の要素から破壊するものとして解析を行う。

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) \dots \text{(式 3.3-17)}$$

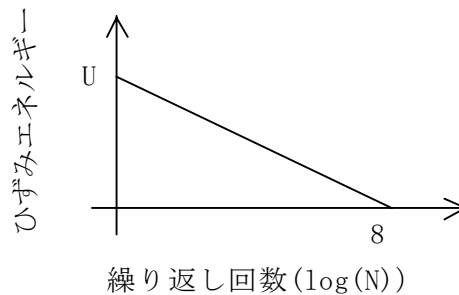
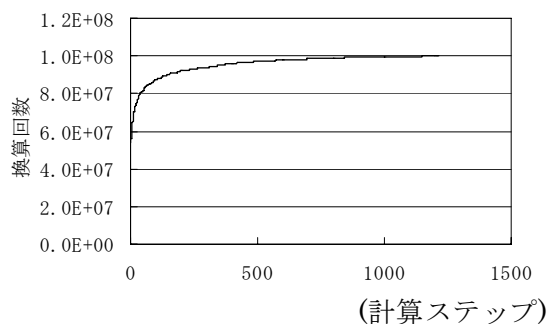


図 3.3-11 解析で使した疲労曲線

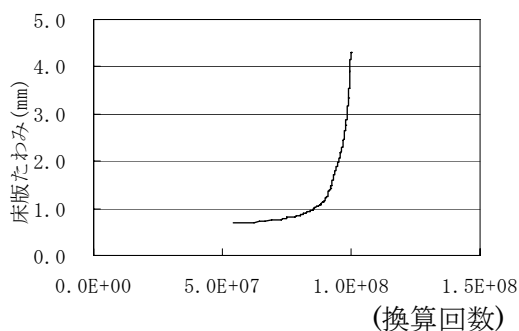
ここで、 U の破壊基準はコンクリートの一般的な設計基準強度とした。

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon = \frac{1}{2E} \sigma^2 = \frac{24^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.01125 \quad (\text{N/mm}^2) \cdots (\text{式 3.3-18})$$

計算結果、換算回数との関係を図 3.3-12 に示す。

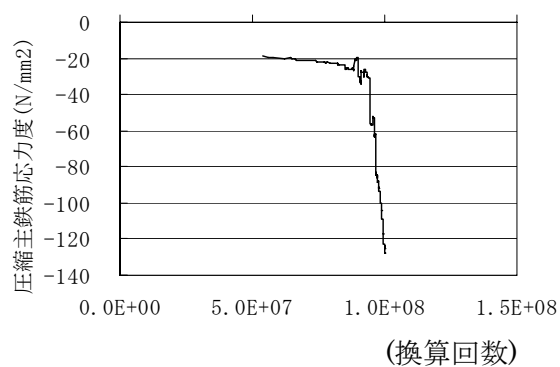


計算ステップと換算回数

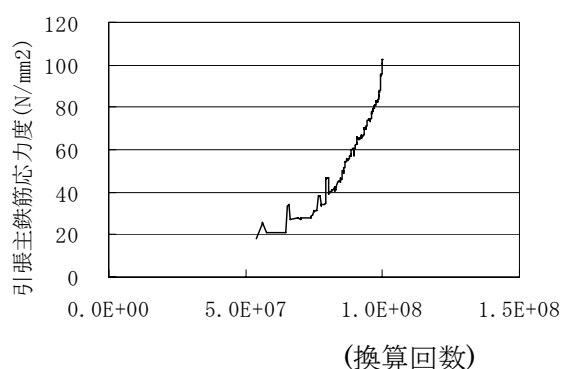


換算回数と床版たわみ

(1) たわみ

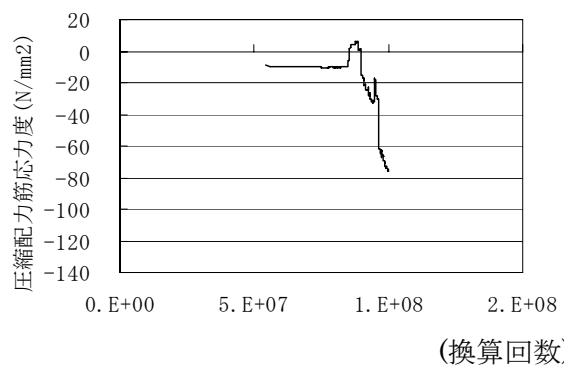


換算回数と上面主鉄筋応力度

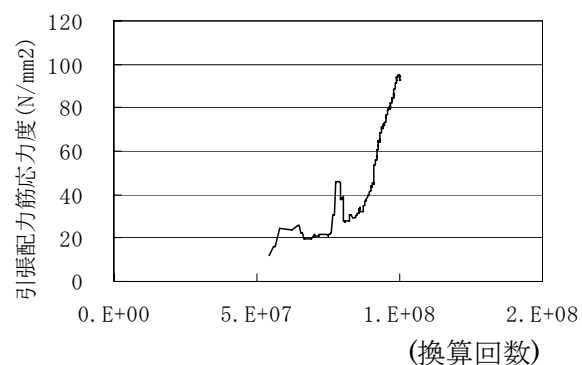


換算回数と下面主鉄筋応力度

(2) 主鉄筋の応力度



換算回数と上面配力鉄筋応力度



換算回数と下面配力鉄筋応力度

(3) 配力筋の応力度

図 3.3-12 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。

なお、黒色の要素がその計算ステップで破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊させた要素である。

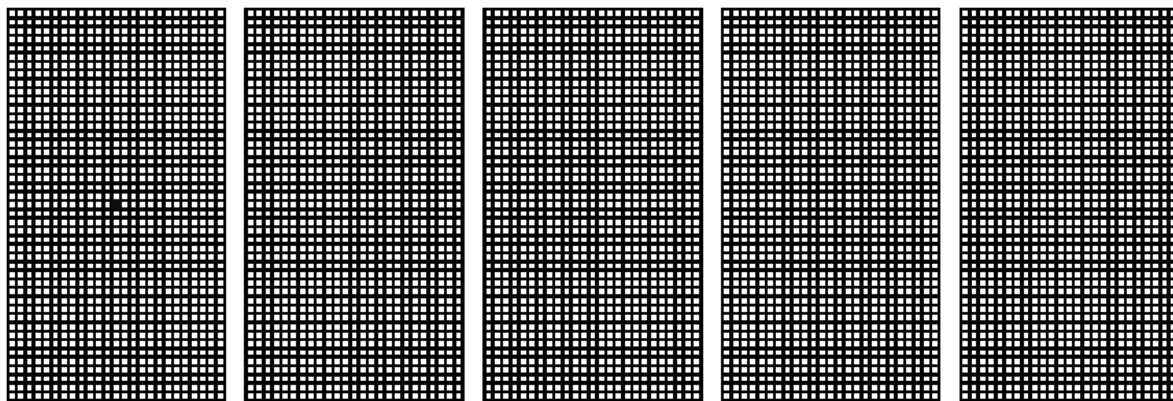


図 3.3-13(1) 計算ステップ 1

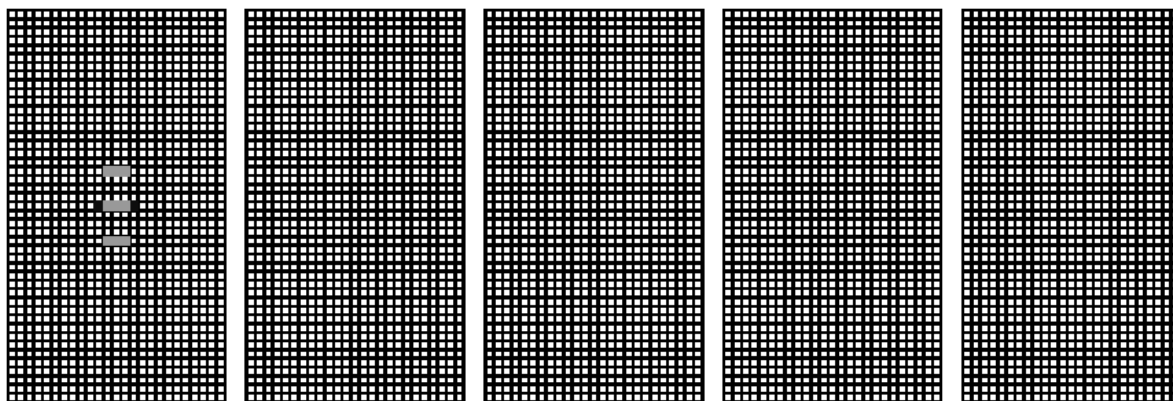


図 3.3-13(2) 計算ステップ 5

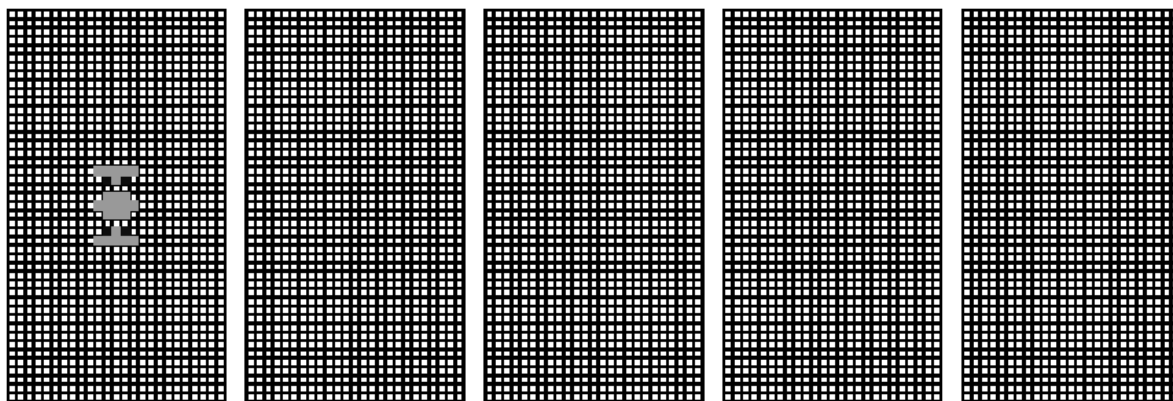


図 3.3-13(3) 計算ステップ 10

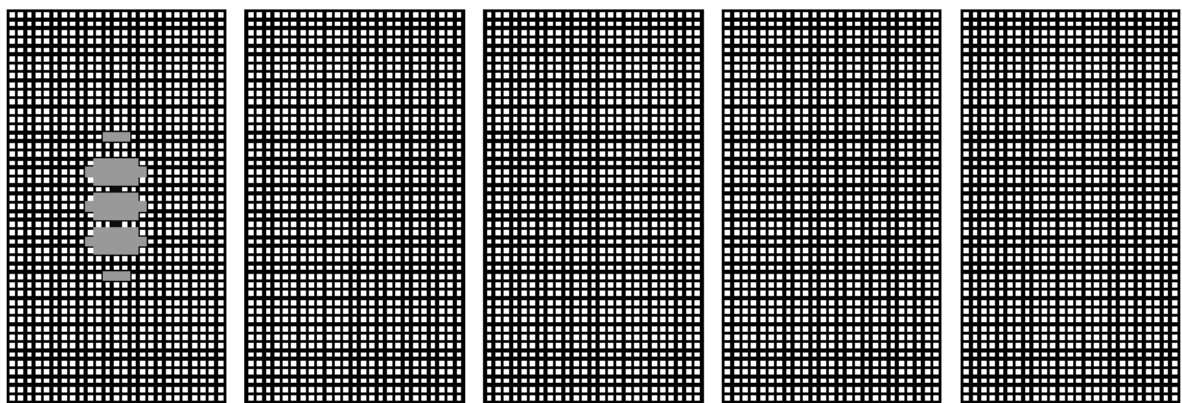


図 3.3-13(4) 計算ステップ 20

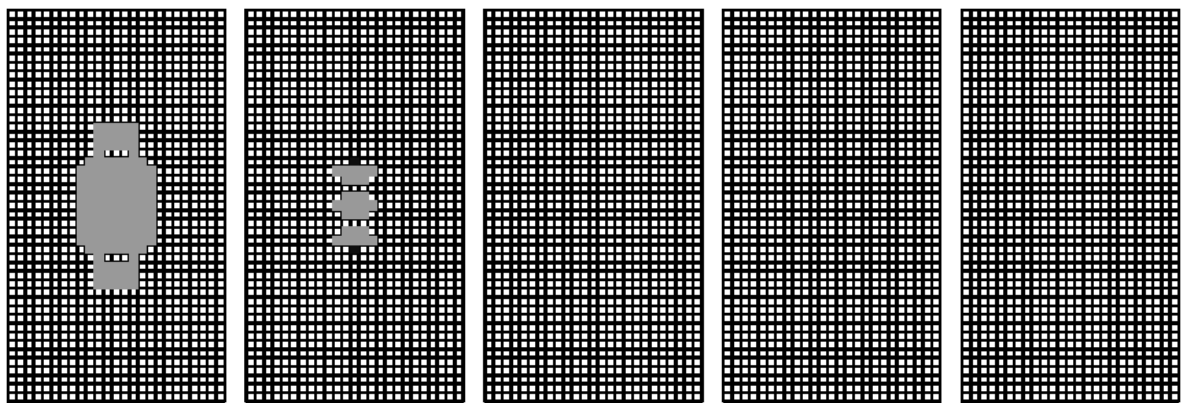


図 3.3-13(5) 計算ステップ 50

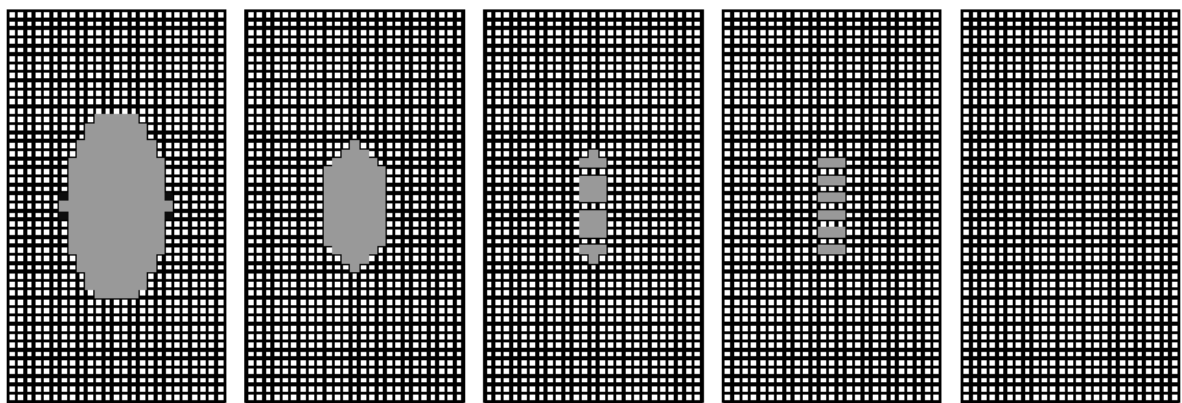


図 3.3-13(6) 計算ステップ 100

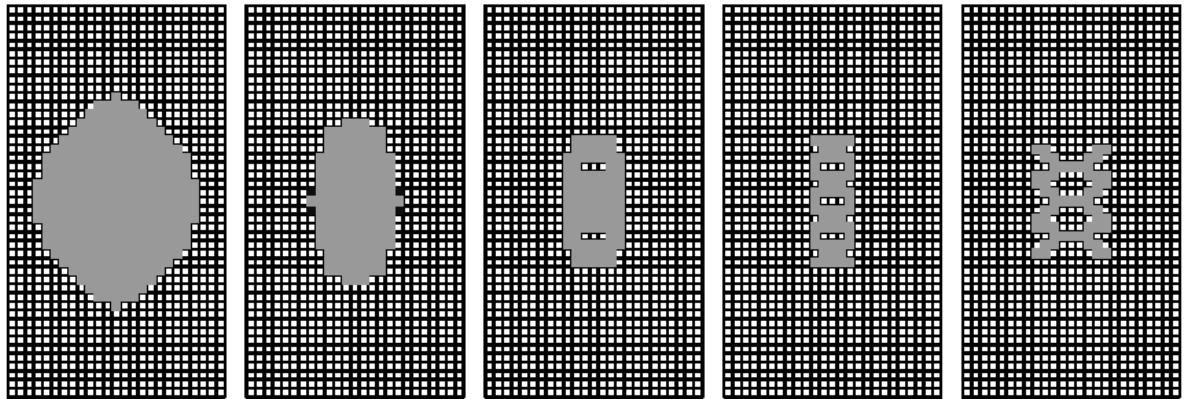


図 3.3-13(7) 計算ステップ 200

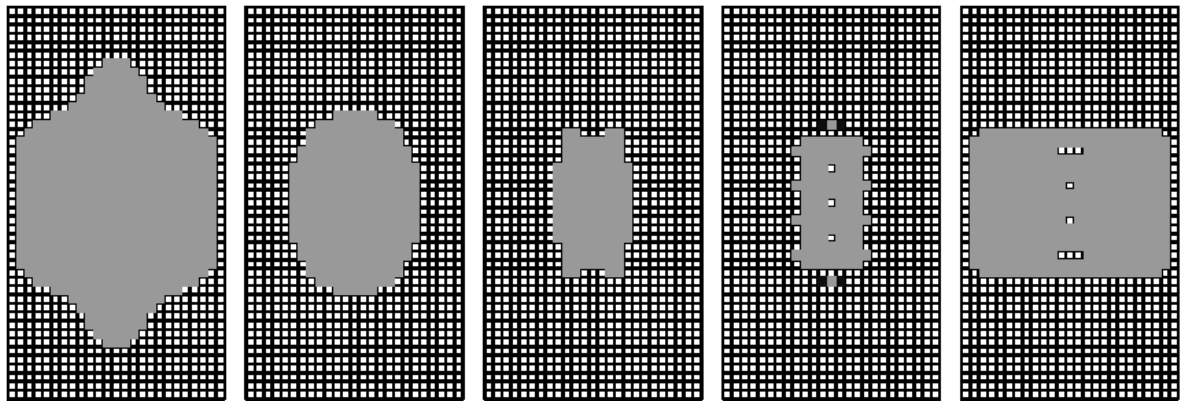


図 3.3-13(8) 計算ステップ 400

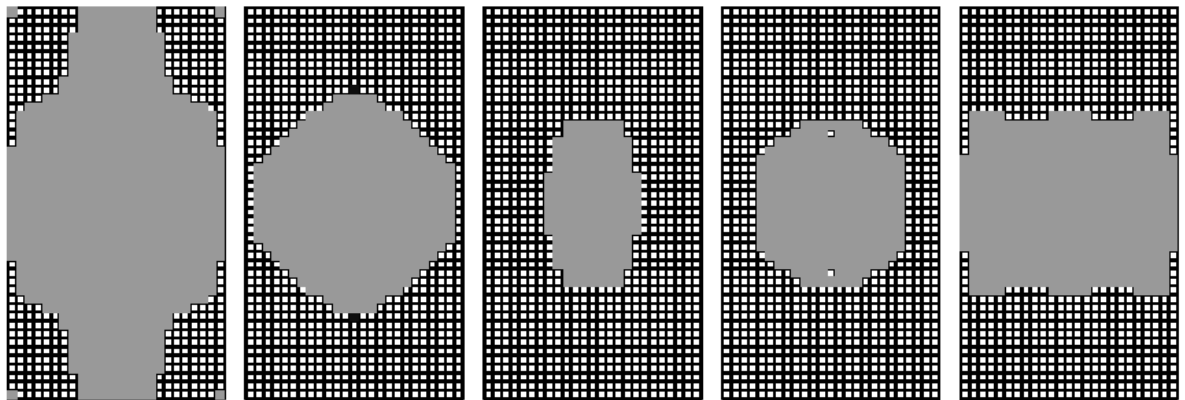


図 3.3-13(9) 計算ステップ 600

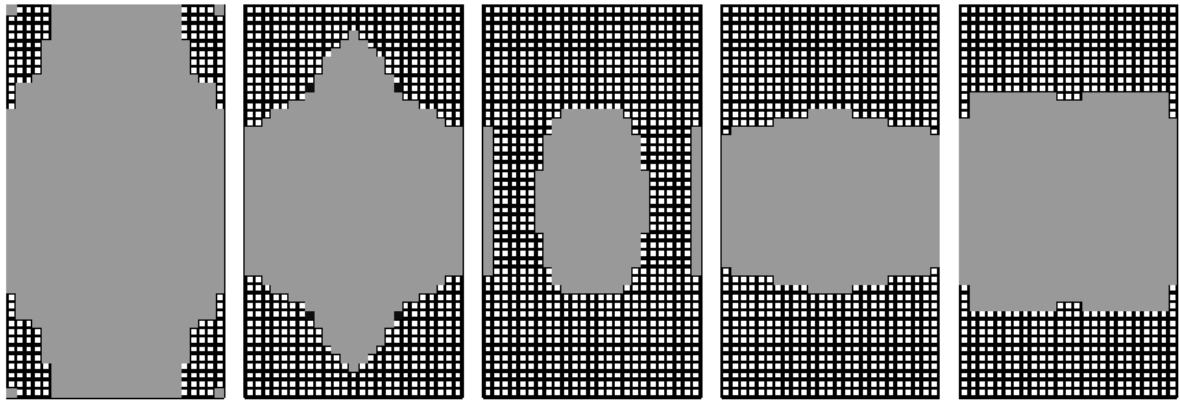


図 3.3-13(10) 計算ステップ 800

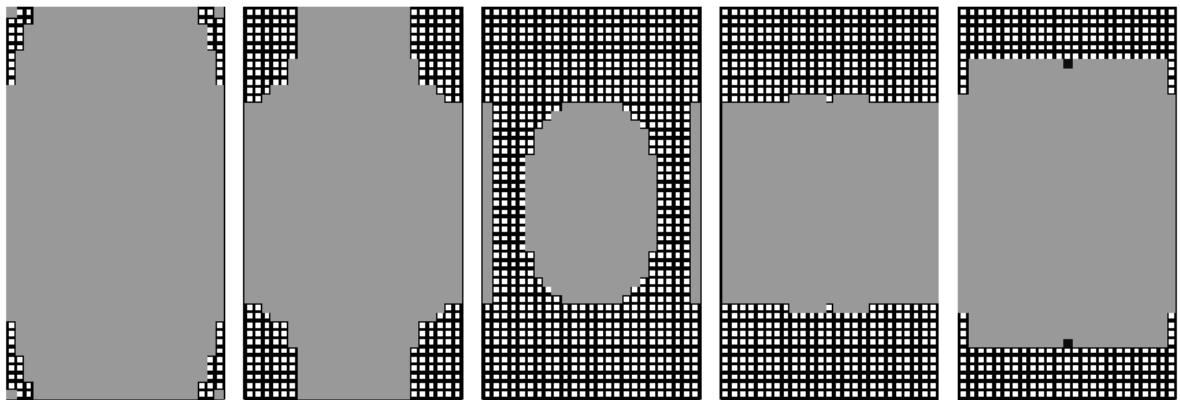


図 3.3-13(11) 計算ステップ 1000

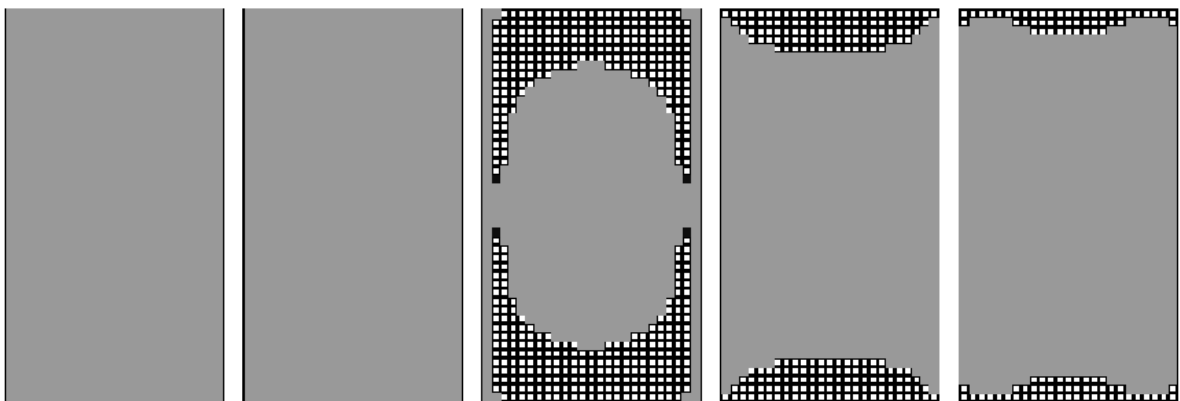


図 3.3-13(12) 計算ステップ 1300

以上より、要素の破壊は実橋や輪荷重走行試験で見られるように下面が先行して拡がっていく傾向を示すが、下面の破壊が十分に拡がる前に上面側の破壊が急速に進展し、途中段階より最終段階まで床版の板厚中央付近より上下面の破壊が先行する特異な様相を呈した。

5) ケース⑤

本ケースは、ケース②～④が要素の垂直応力度に伴うひずみを全て考慮したのに対して、引張ひずみに伴う体積変化のみを考慮したものである。

要素のひずみによる単位体積あたりの弾性ひずみエネルギー量 $U_{\delta t}$ は以下で表される。

$$U_{\delta t} = \frac{1}{2} \sigma_{\delta x} \varepsilon_{\delta x} + \frac{1}{2} \sigma_{\delta y} \varepsilon_{\delta y} + \frac{1}{2} \sigma_{\delta z} \varepsilon_{\delta z} \quad \dots \text{(式 3.3-19)}$$

よって、荷重を 1→2→3→4→5 の順で載荷した場合のエネルギー変化量 ΣU は、以下より得られる。

$$\Sigma U = 2 \times (U_{2-1} + U_{3-2} + U_{4-3} + U_{5-4}) \quad \dots \text{(式 3.3-20)}$$

$$\begin{aligned} U_{2-1} &= \frac{1}{2} (\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1}) (\varepsilon_{x_2} - \varepsilon_{x_1}) + \frac{1}{2} (\sigma_{y_2} - \sigma_{y_1}) (\varepsilon_{y_2} - \varepsilon_{y_1}) + \frac{1}{2} (\sigma_{z_2} - \sigma_{z_1}) (\varepsilon_{z_2} - \varepsilon_{z_1}) \\ U_{3-2} &= \frac{1}{2} (\sigma_{x_3} - \sigma_{x_2}) (\varepsilon_{x_3} - \varepsilon_{x_2}) + \frac{1}{2} (\sigma_{y_3} - \sigma_{y_2}) (\varepsilon_{y_3} - \varepsilon_{y_2}) + \frac{1}{2} (\sigma_{z_3} - \sigma_{z_2}) (\varepsilon_{z_3} - \varepsilon_{z_2}) \\ U_{4-3} &= \frac{1}{2} (\sigma_{x_4} - \sigma_{x_3}) (\varepsilon_{x_4} - \varepsilon_{x_3}) + \frac{1}{2} (\sigma_{y_4} - \sigma_{y_3}) (\varepsilon_{y_4} - \varepsilon_{y_3}) + \frac{1}{2} (\sigma_{z_4} - \sigma_{z_3}) (\varepsilon_{z_4} - \varepsilon_{z_3}) \\ U_{5-4} &= \frac{1}{2} (\sigma_{x_5} - \sigma_{x_4}) (\varepsilon_{x_5} - \varepsilon_{x_4}) + \frac{1}{2} (\sigma_{y_5} - \sigma_{y_4}) (\varepsilon_{y_5} - \varepsilon_{y_4}) + \frac{1}{2} (\sigma_{z_5} - \sigma_{z_4}) (\varepsilon_{z_5} - \varepsilon_{z_4}) \end{aligned} \quad \dots \text{(式 3.3-21)}$$

ここで、各 () 内は変化量であり、その変化により引張応力度と引張ひずみが同時に生じた場合に、破壊に寄与するエネルギーが要素に蓄積されると考え、エネルギー量 ΣU の累積値が最大の要素から破壊するものとして解析を行う。

$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ($E_c=2.5 \times 10^4 (\text{N/mm}^2)$) のコンクリートを想定し、コンクリートの S-N 線図にはひずみエネルギーを用いて以下のように仮定した。

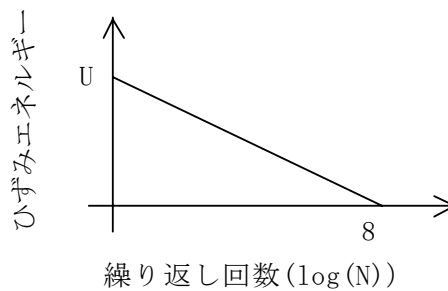
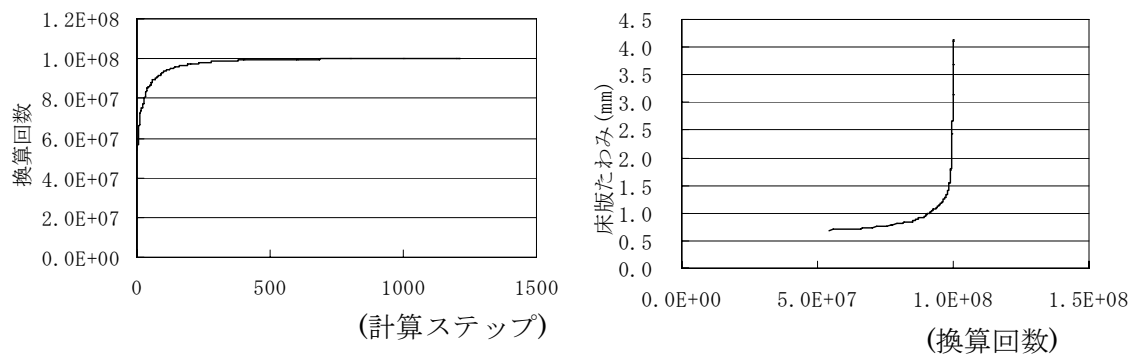


図 3.3-14 解析で使用了した疲労曲線

ここで、 U の破壊基準はコンクリートの一般的な設計基準強度とした。

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon = \frac{1}{2E} \sigma^2 = \frac{24^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.01125 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{(式 3.3-22)}$$

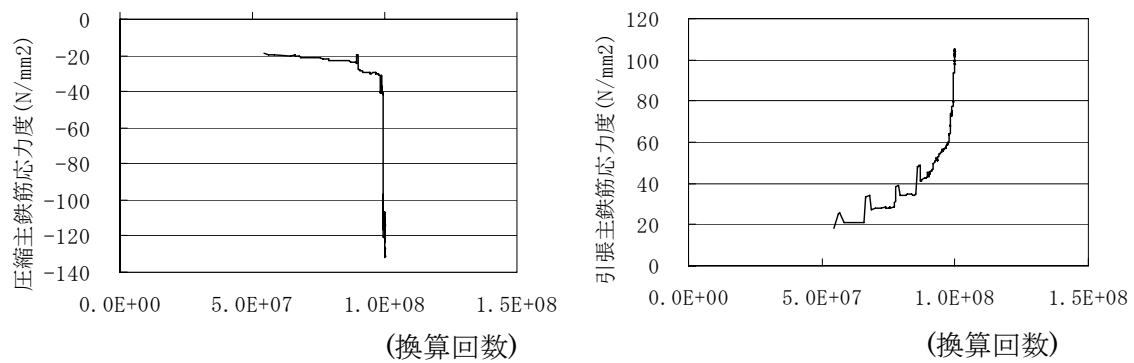
計算結果、換算回数との関係を図 3.3-15 に示す。



計算ステップと換算回数

換算回数と床版たわみ

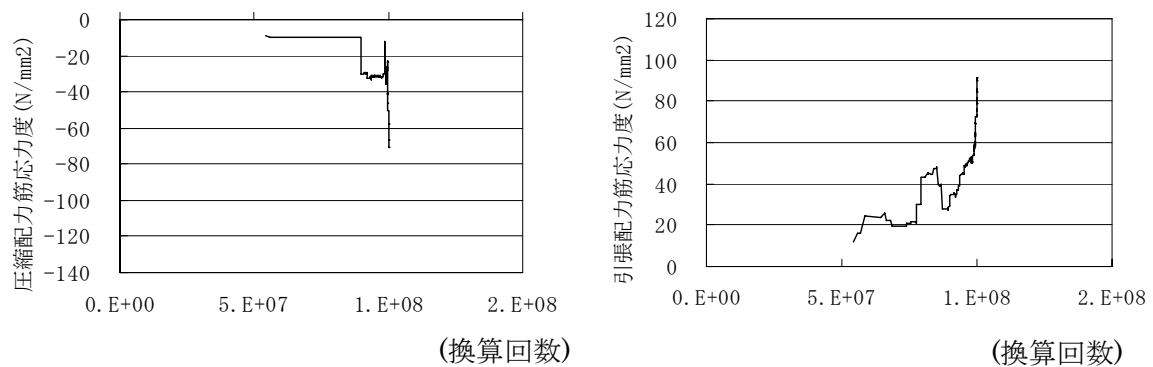
(1) たわみ



換算回数と上面主鉄筋応力度

換算回数と下面主鉄筋応力度

(2) 主鉄筋の応力度



換算回数と上面配力鉄筋応力度

換算回数と下面配力鉄筋応力度

(3) 配力筋の応力度

図 3.3-15 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。

なお、黒色の要素がその計算ステップで破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊させた要素である。

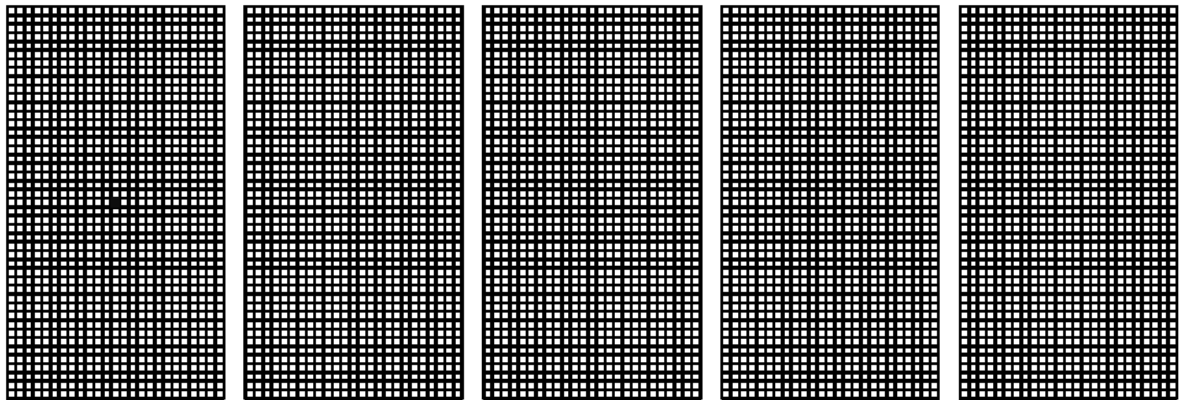


図 3.3-16(1) 計算ステップ 1

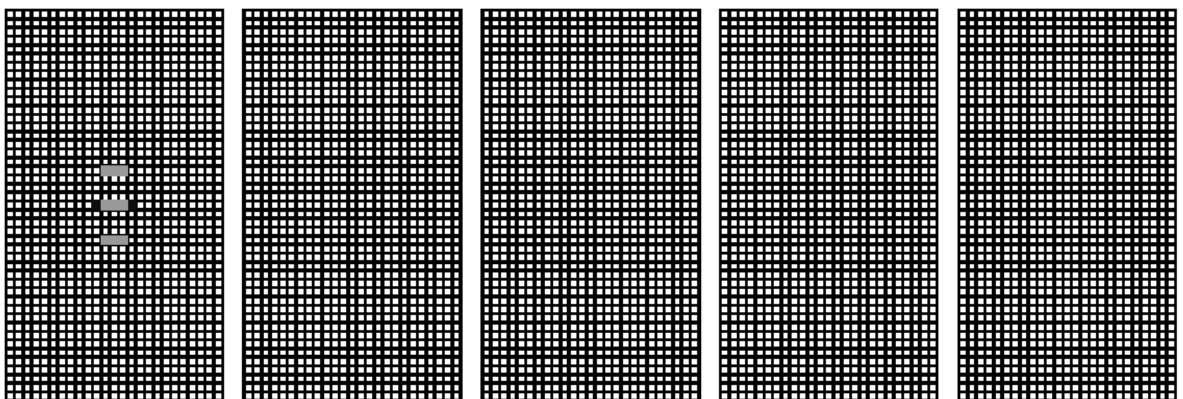


図 3.3-16(2) 計算ステップ 5

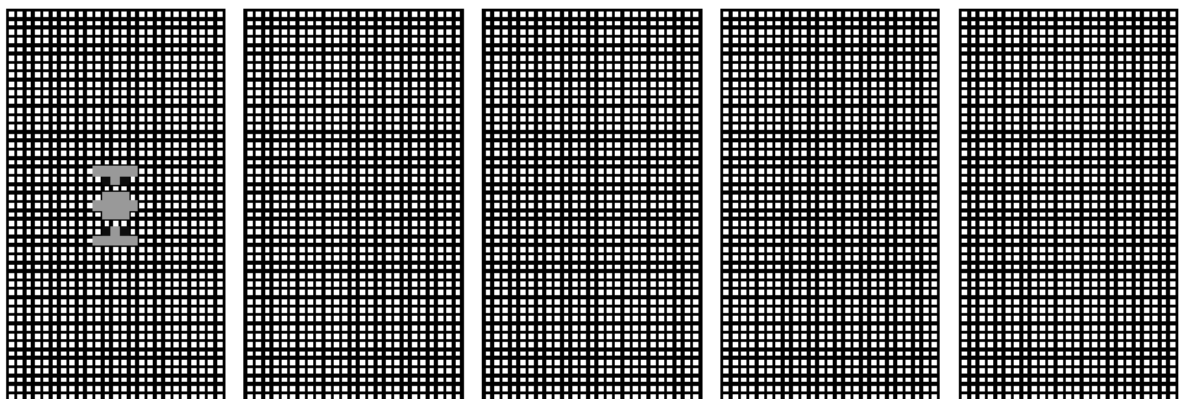


図 3.3-16(3) 計算ステップ 10

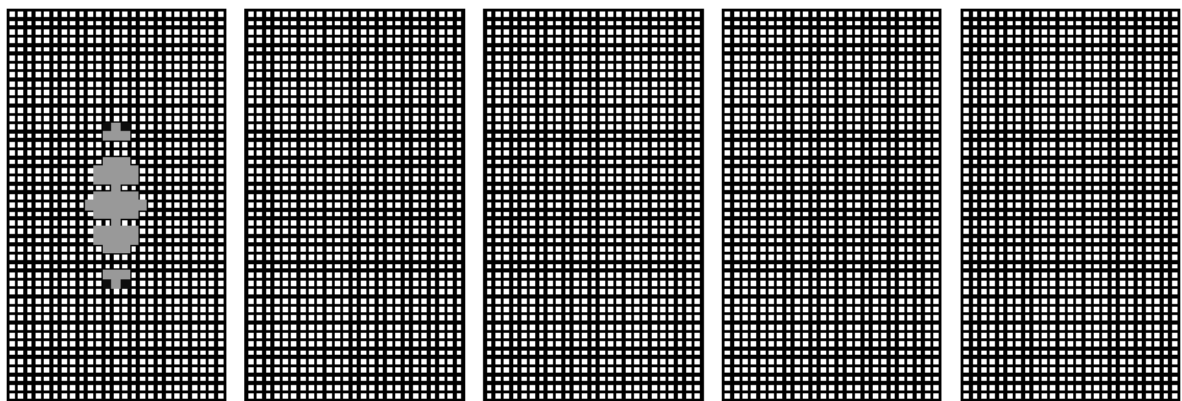


図 3.3-16(4) 計算ステップ 20

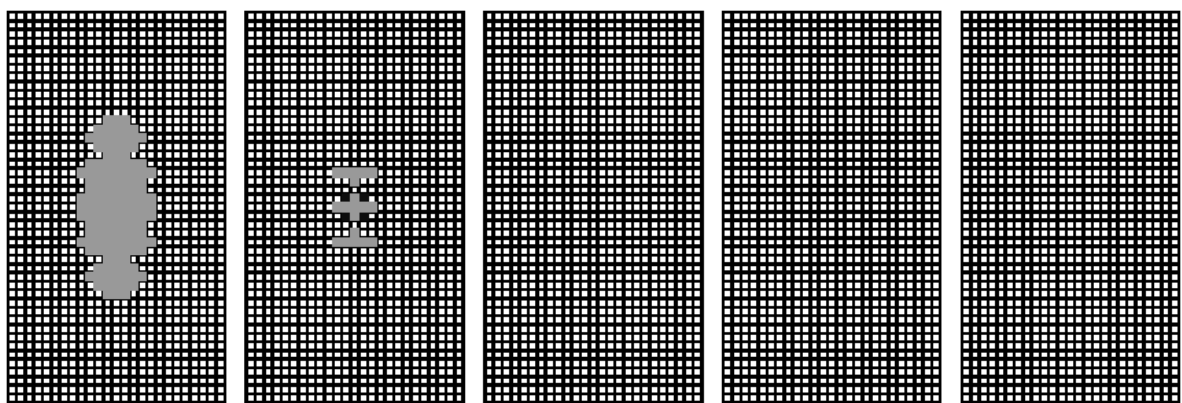


図 3.3-16(5) 計算ステップ 50

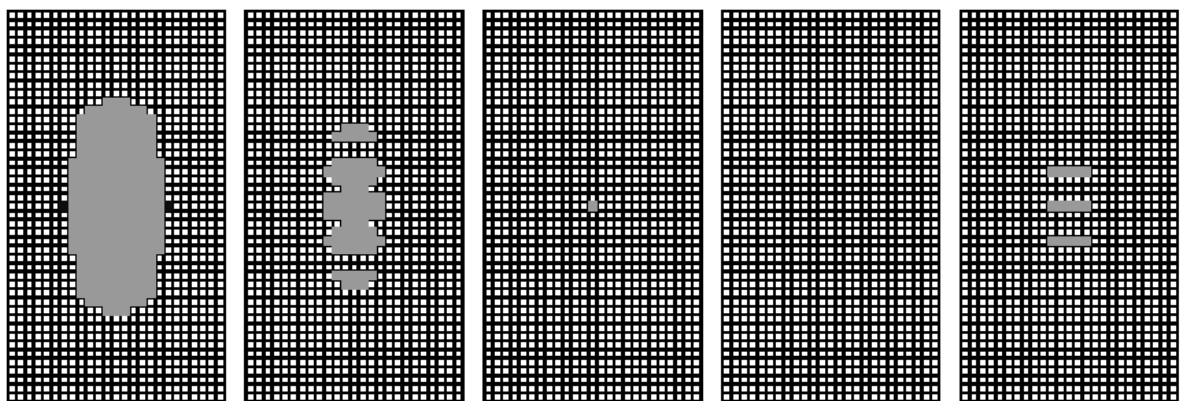


図 3.3-16(6) 計算ステップ 100

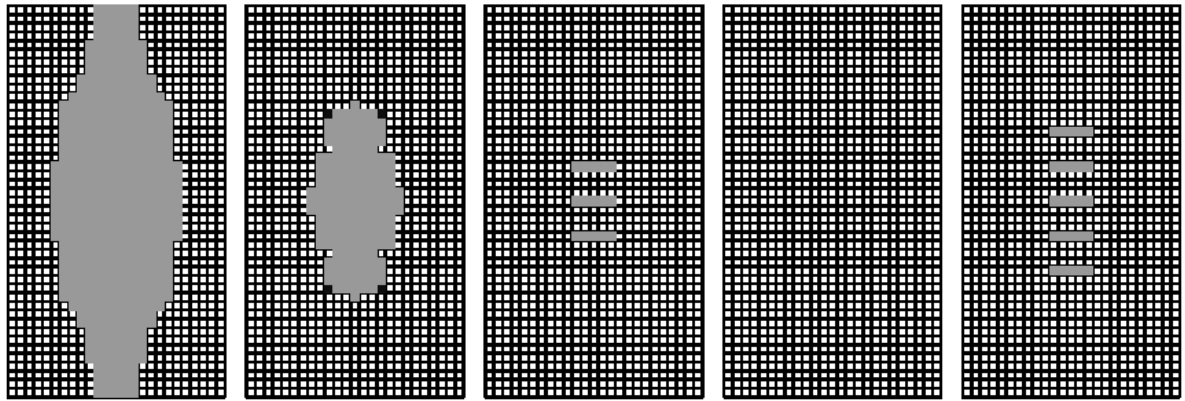


図 3.3-16(7) 計算ステップ 200

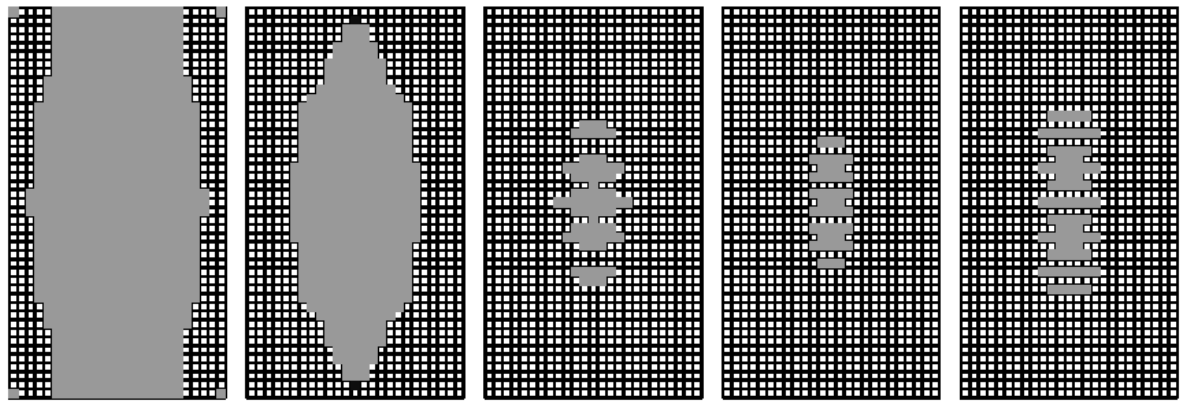


図 3.3-16(8) 計算ステップ 400

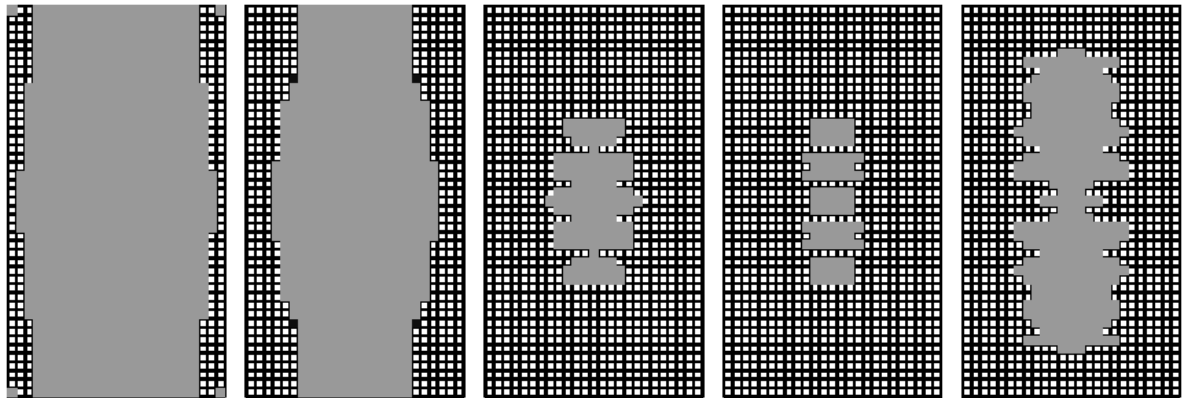


図 3.3-16(9) 計算ステップ 600

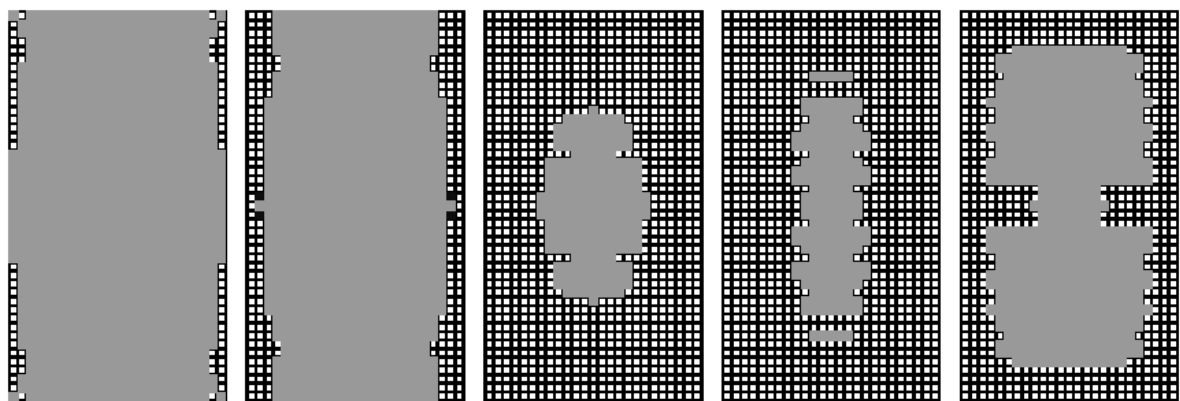


図 3.3-16(10) 計算ステップ 800

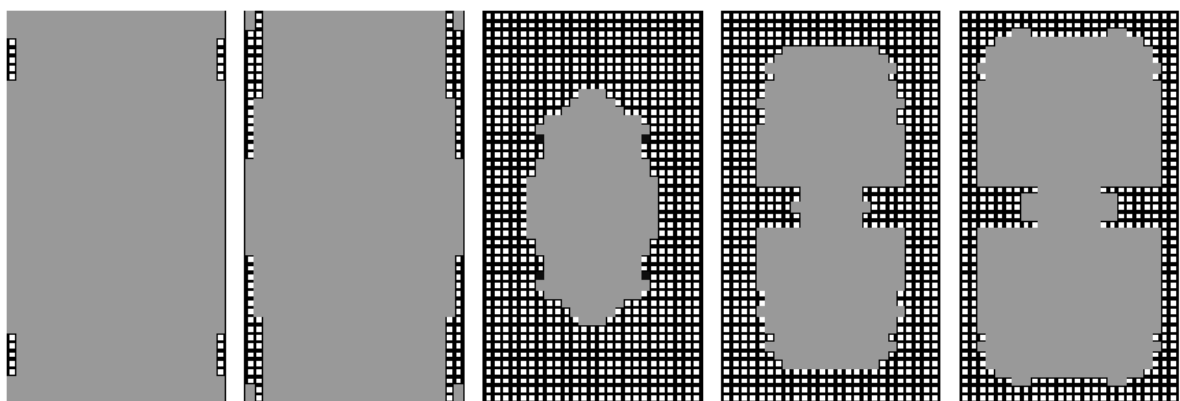


図 3.3-16(11) 計算ステップ 1000

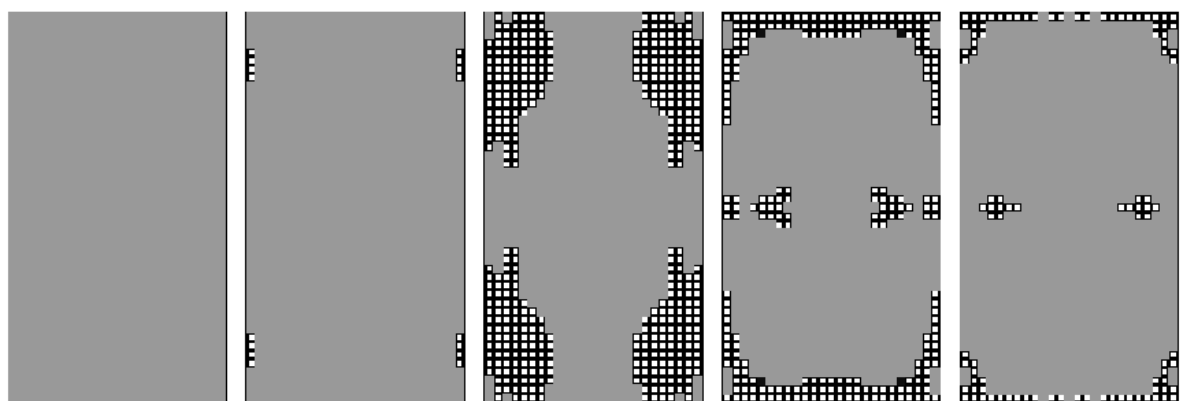


図 3.3-16(12) 計算ステップ 1300

以上より、本ケースでは要素の破壊は、実橋や輪荷重走行試験で見られるように下面が先行して拡がっていく傾向を示すが、ケース④同様に、下面の破壊が十分に拡がる前に上面側の破壊が急速に進展し、途中段階より最終段階まで床版の板厚中央付近より上下面の破壊が先行した。

6) ケース⑥

本ケースは、基本的な解析仮定はケース⑤と同じとし、疲労曲線の縦軸の値Uのみを変化させた。（破壊基準は引張り破壊とした）

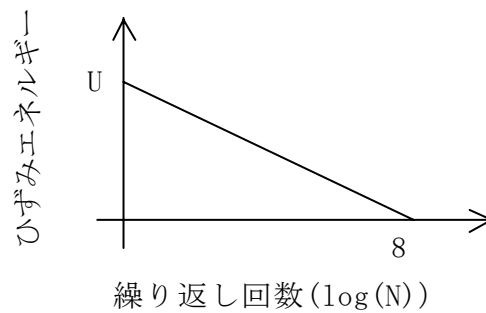
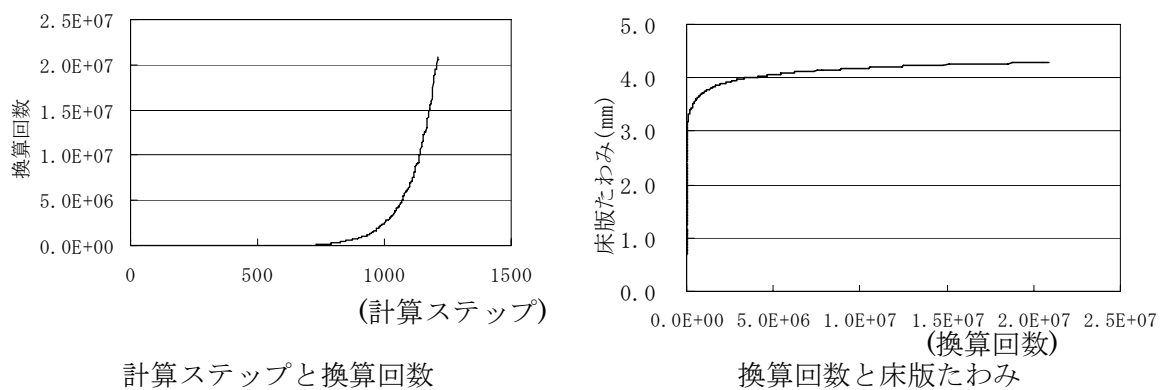


図 3.3-17 計算で仮定した疲労曲線

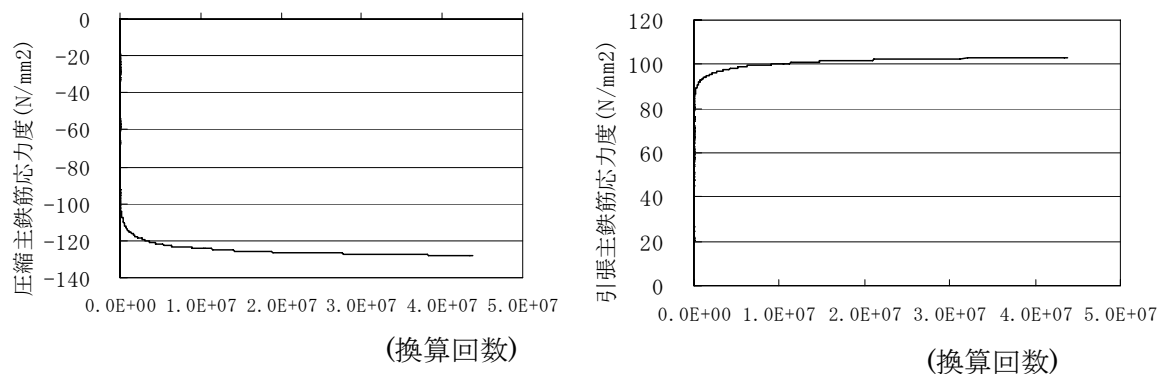
ここで、ここで、U の破壊基準はコンクリートの引張強度とした。

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon = \frac{1}{2E} \sigma^2 = \frac{2.5^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.000125 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \cdot \cdot \quad (\text{式 3.2-23})$$

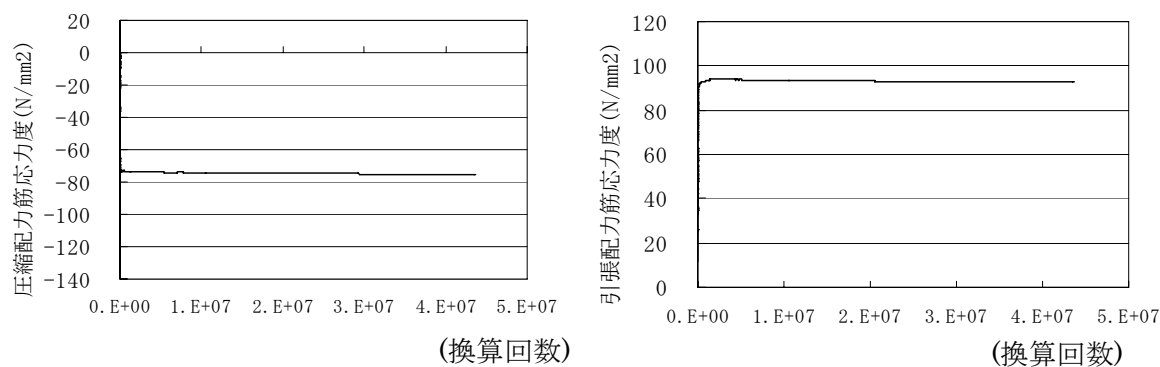
計算結果、換算回数との関係を図 3.3-18 に示す。



(1) たわみ



(2) 主鉄筋の応力度



(3) 配力筋の応力度

図 3.3-18 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。

なお、黒色の要素がその計算ステップで破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊させた要素である。

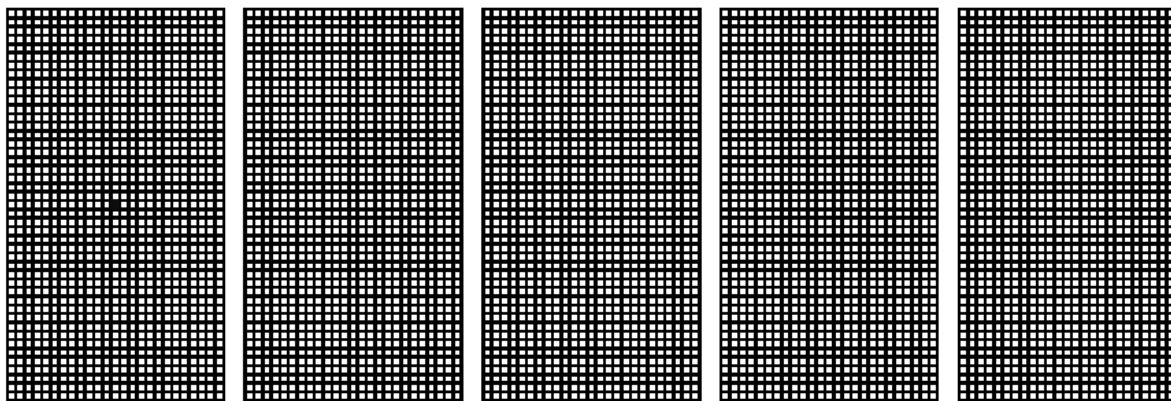


図 3.3-19(1) 計算ステップ 1

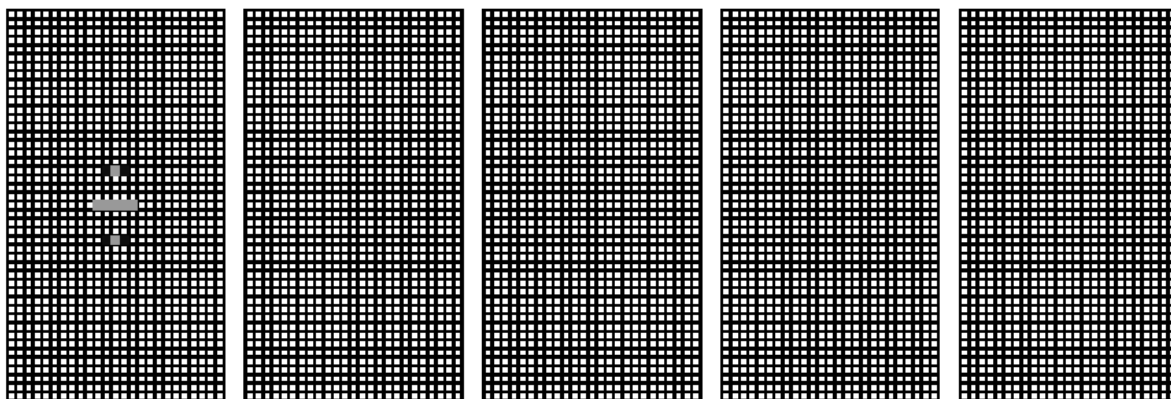


図 3.3-19(2) 計算ステップ 5

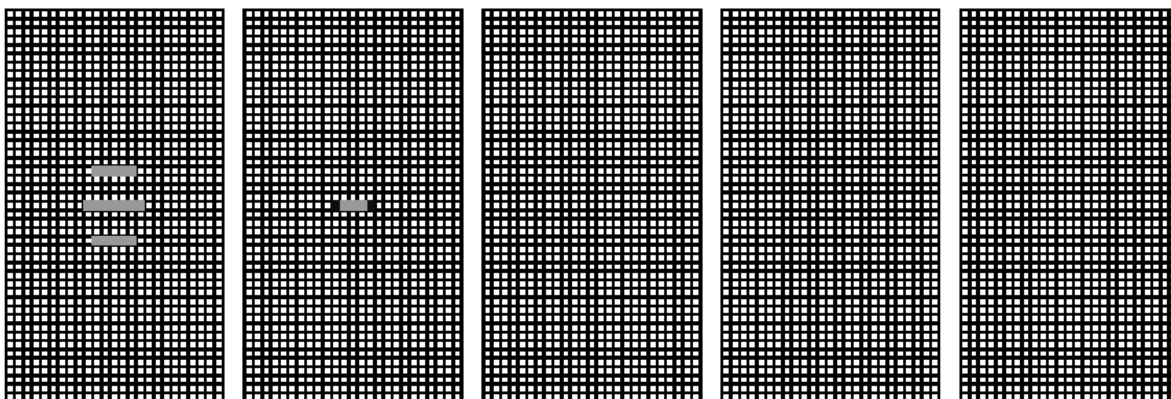


図 3.3-19(3) 計算ステップ 10

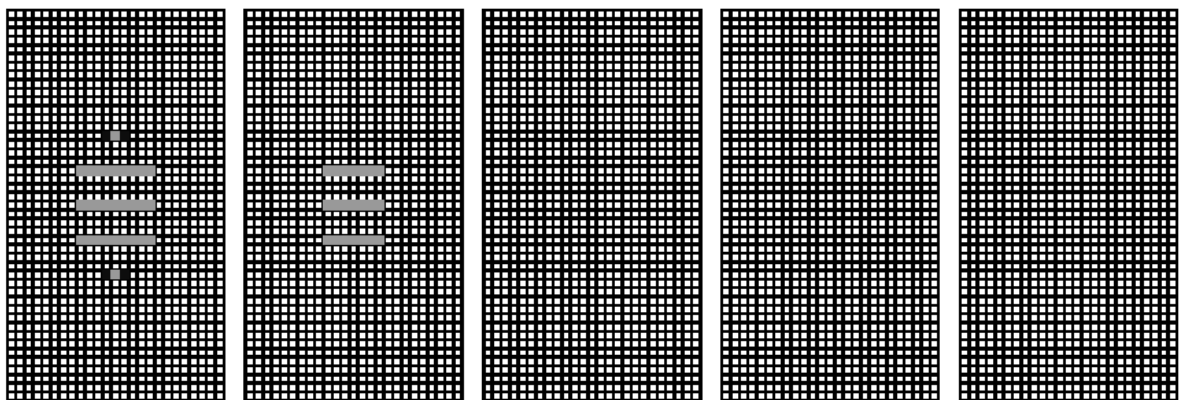


図 3.3-19(4) 計算ステップ 20

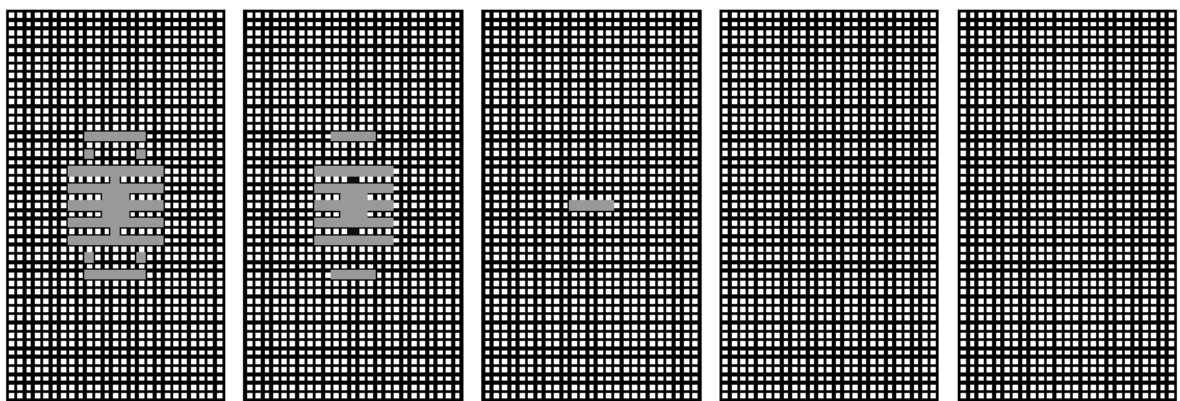


図 3.3-19(5) 計算ステップ 50

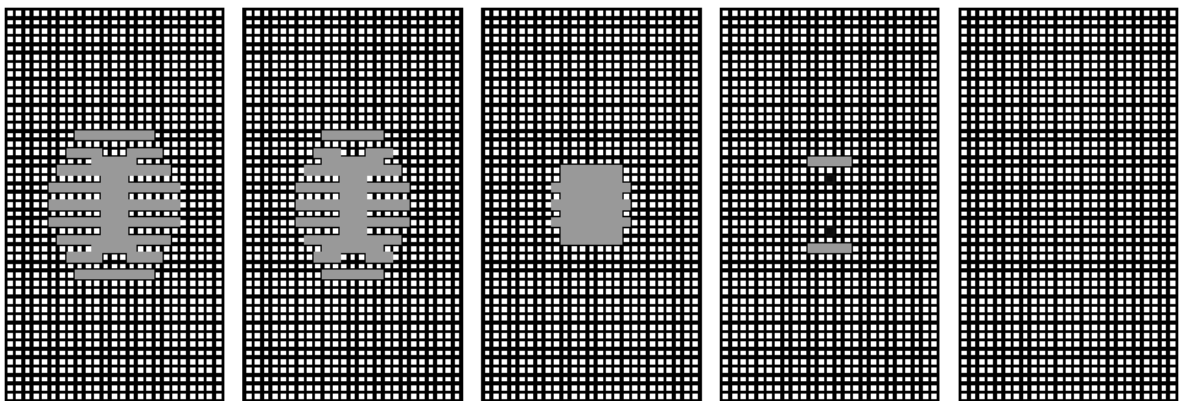


図 3.3-19(6) 計算ステップ 100

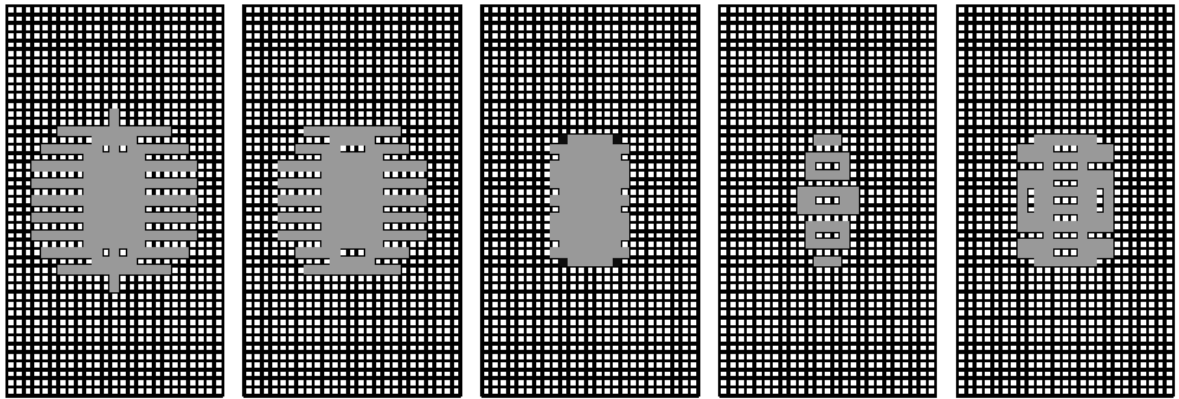


図 3.3-19(7) 計算ステップ 200

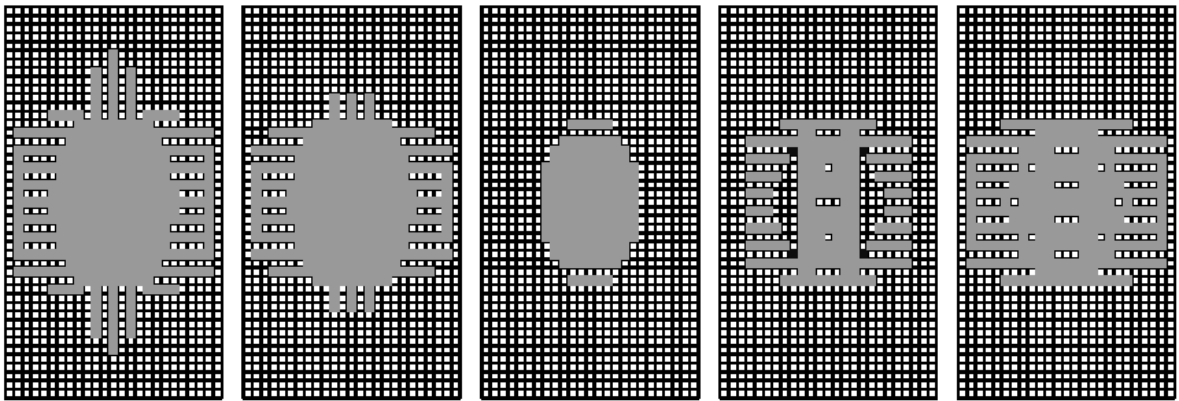


図 3.3-19(8) 計算ステップ 400

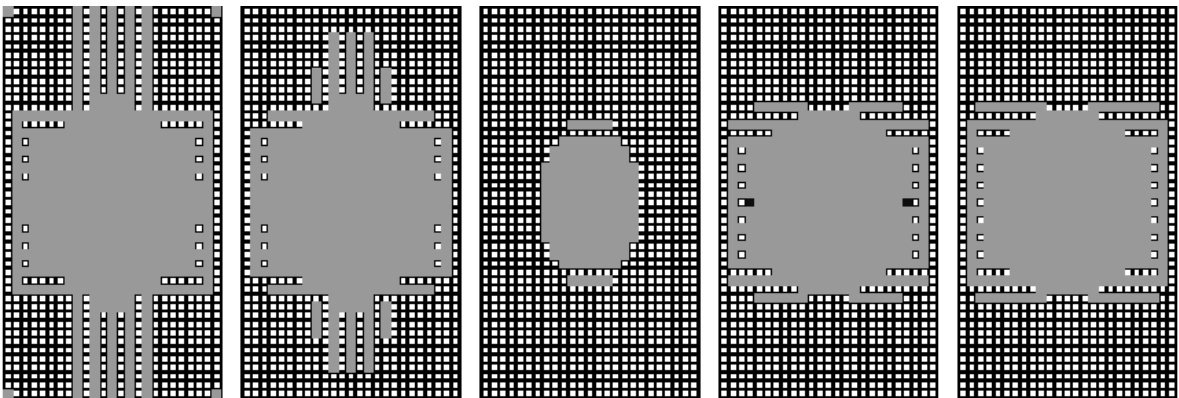


図 3.3-19(9) 計算ステップ 600

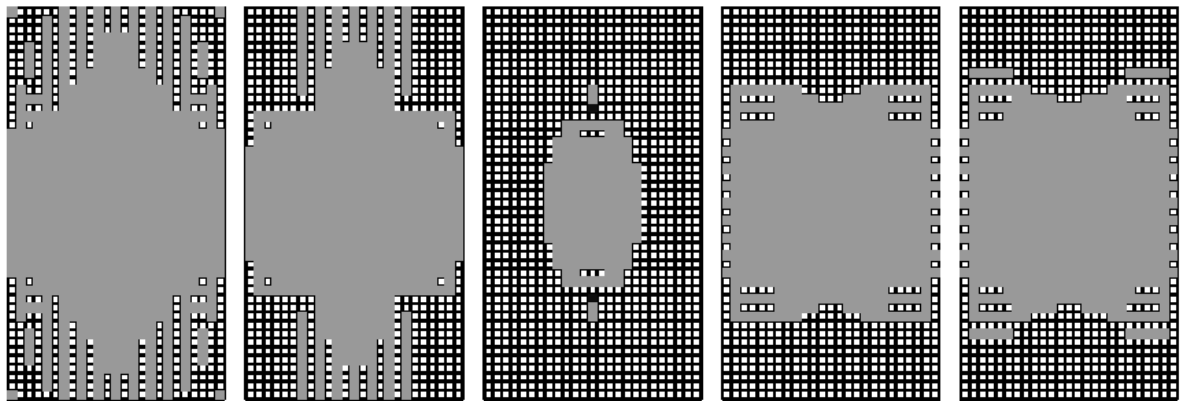


図 3.3-19(10) 計算ステップ 800

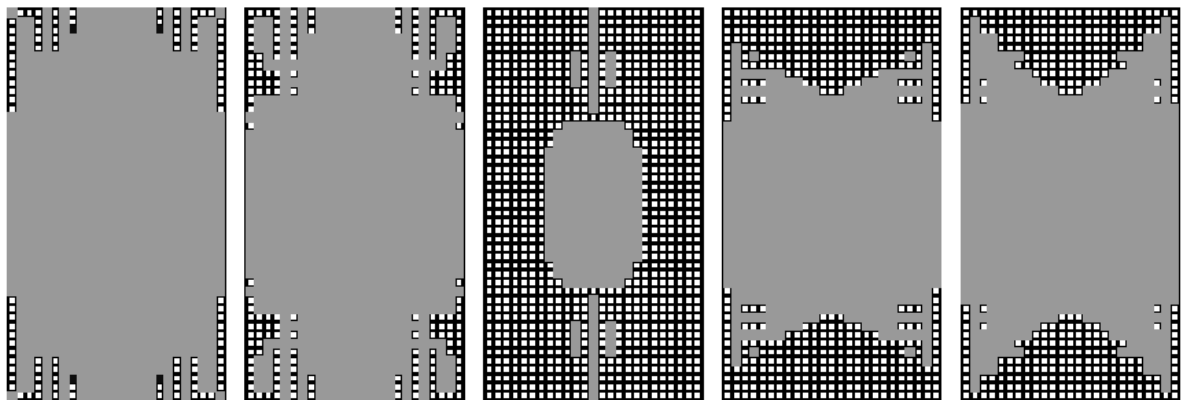


図 3.3-19(11) 計算ステップ 1000

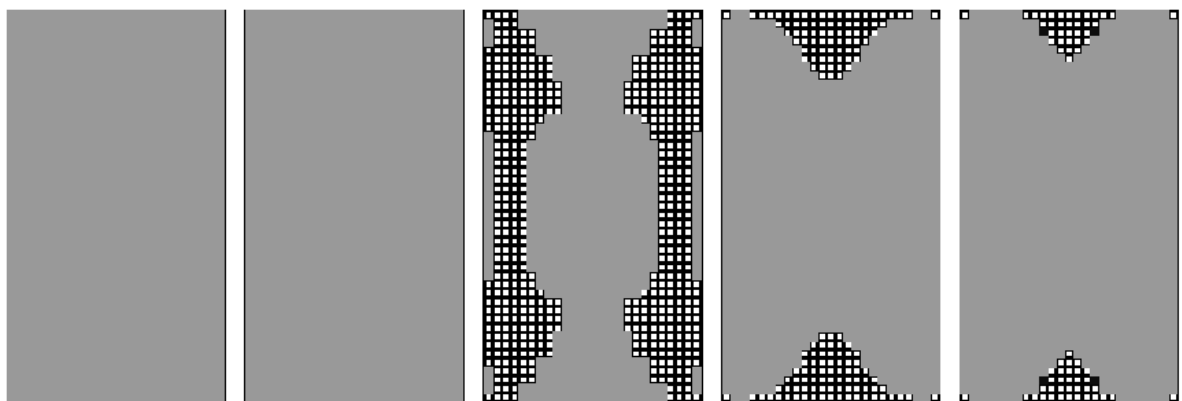


図 3.3-19(12) 計算ステップ 1300

以上より、⑤の累積被害則の破壊基準を圧縮強度から引張強度へ替えただけのケースであるが、計算ステップと換算回数の関係が平面モデルでの解析と近くになった。ただし、感度を変えただけでは⑤と動揺に要素の損傷の過程は、実験よりは早期に床版上面の破壊が進行することとなった。

7) ケース⑦

本ケースは、要素が主引張ひずみに伴う体積変化の累積で破壊するとしたものである。

要素の主ひずみによる単位体積あたりの弾性ひずみエネルギー量 U は以下で表される。

$$U = \frac{1}{2}\sigma_{11}\varepsilon_{11} + \frac{1}{2}\sigma_{22}\varepsilon_{22} + \frac{1}{2}\sigma_{33}\varepsilon_{33} \quad \dots \text{ (式 3.3-24)}$$

よって、荷重を 1→2→3→4→5 の順で載荷した場合のエネルギー変化量 ΣU は、以下より得られる。

$$\Sigma U = 2 \times (\text{Max}(U_i) - \text{Min}(U_i)) \quad (i = 1 \sim 5) \quad \dots \text{ (式 3.3-25)}$$

ここで i は載荷位置で

$$U_i = \frac{1}{2}(\sigma_{11-i})(\varepsilon_{11-i}) + \frac{1}{2}(\sigma_{22-i})(\varepsilon_{22-i}) + \frac{1}{2}(\sigma_{33-i})(\varepsilon_{33-i}) \quad \dots \text{ (式 3.3-26)}$$

ここでは主引張応力度と引張ひずみが同時に生じた場合に、破壊に寄与するエネルギーが要素に蓄積されると考え、エネルギー量 ΣU の累積値が最大の要素から破壊するものとして解析を行う。主引張応力度に対応するひずみは、3軸の応力状態を考慮して以下の関係をもとに算出する。

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E}(\sigma_{11} - \nu(\sigma_{22} + \sigma_{33})) \quad \dots \text{ (式 3.3-27)}$$

引張強度が 2.5N/mm^2 のコンクリートを想定し、コンクリートの S-N 線図にはひずみエネルギーを用いて以下のように仮定した。

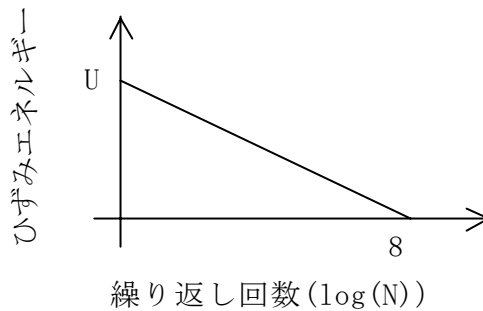
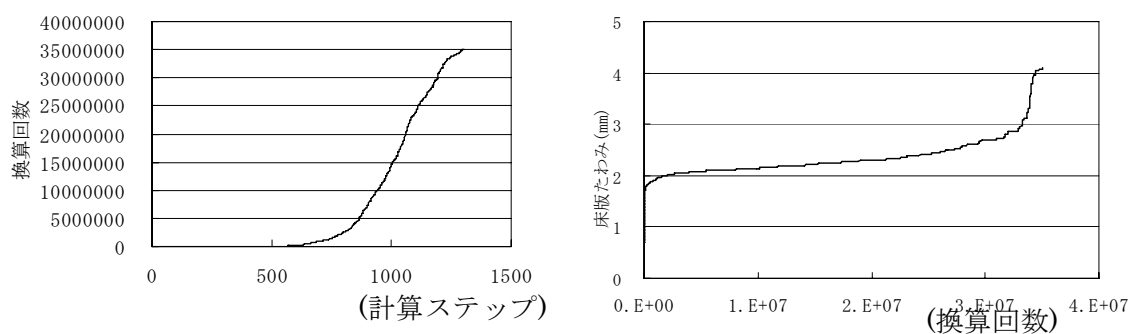


図 3.3-20 解析で使した疲労曲線

ここで、 U の破壊基準はコンクリートの引張強度とした。

$$U = \frac{1}{2}\sigma\varepsilon = \frac{1}{2E}\sigma^2 = \frac{2.5^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.000125 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{ (式 3.3-28)}$$

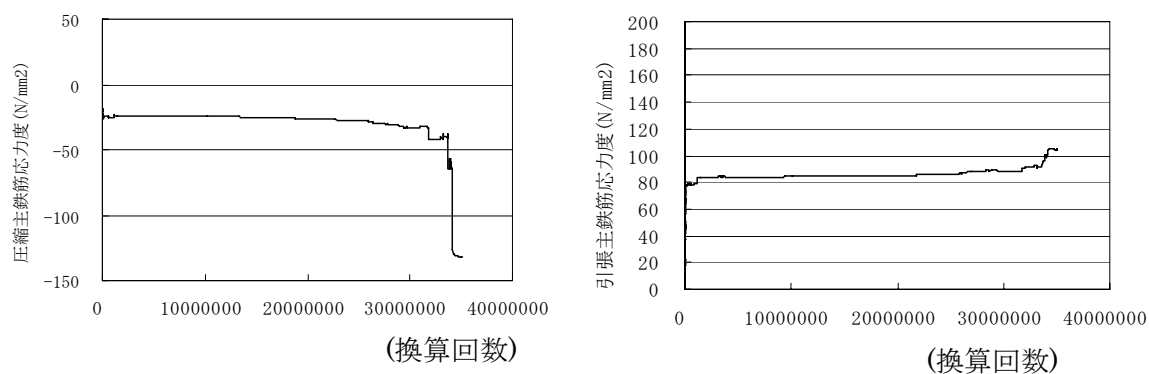
計算結果、換算回数との関係を図 3.3-21 に示す。



計算ステップと換算回数

換算回数と床版たわみ

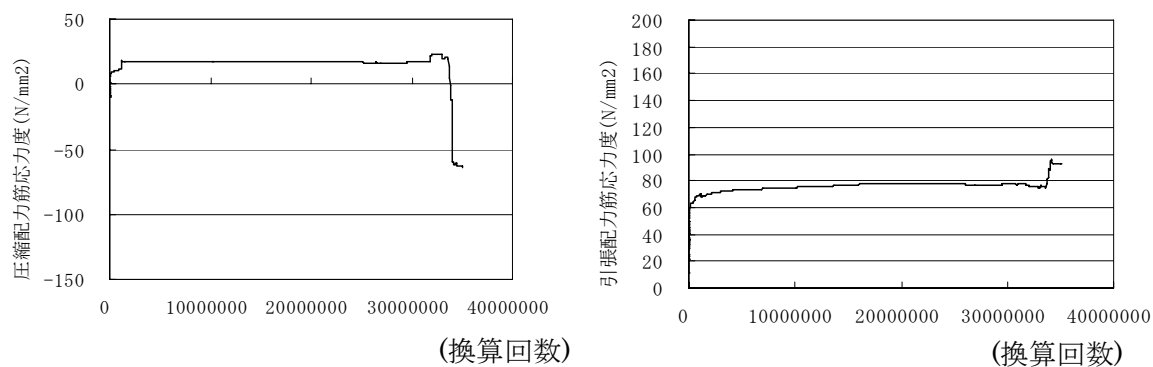
(1) たわみ



換算回数と上面主鉄筋応力度

換算回数と下面主鉄筋応力度

(2) 主鉄筋の応力度



換算回数と上面配力鉄筋応力度

換算回数と下面配力鉄筋応力度

(3) 配力筋の応力度

図 3.3-21 計算結果と換算回数

以下に、計算ステップ毎の要素の破壊状況を示す。

なお、黒色の要素がその計算ステップで破壊に達した要素、灰色の要素がそれ以前の計算ステップで既に破壊させた要素である。

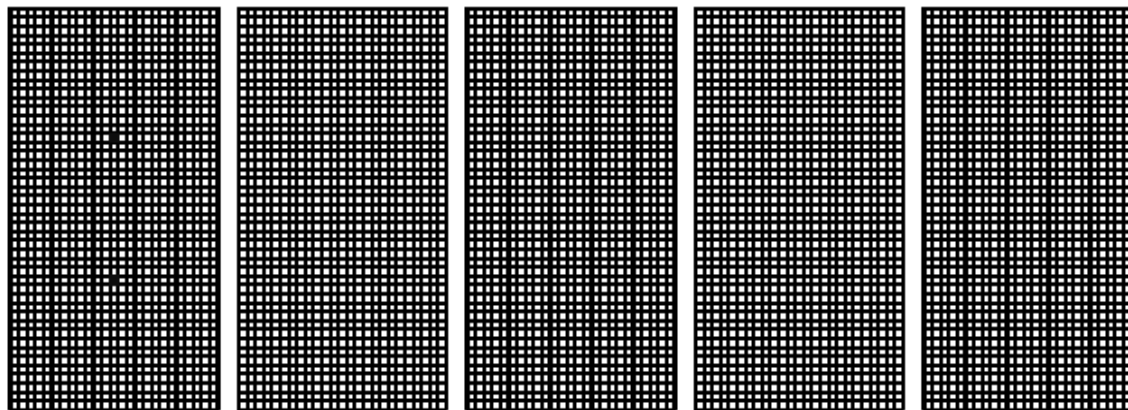


図 3.3-22(1) 計算ステップ 1

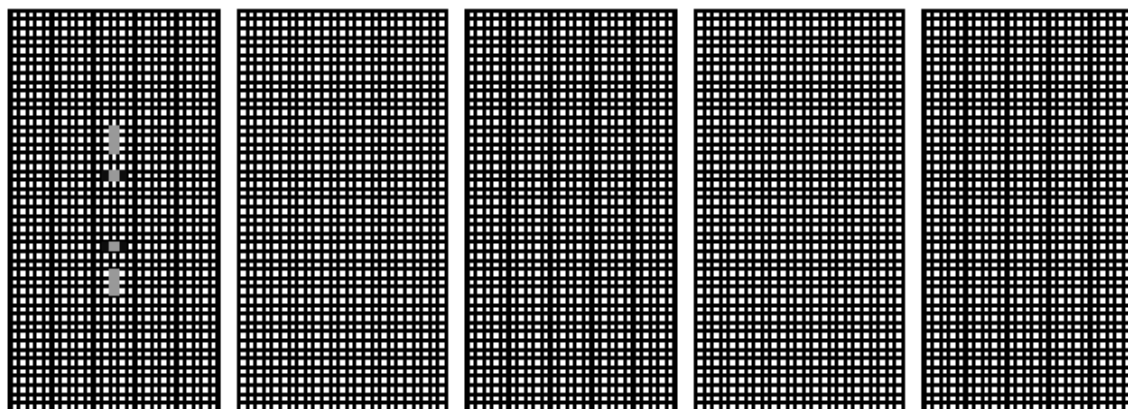


図 3.3-22(2) 計算ステップ 5

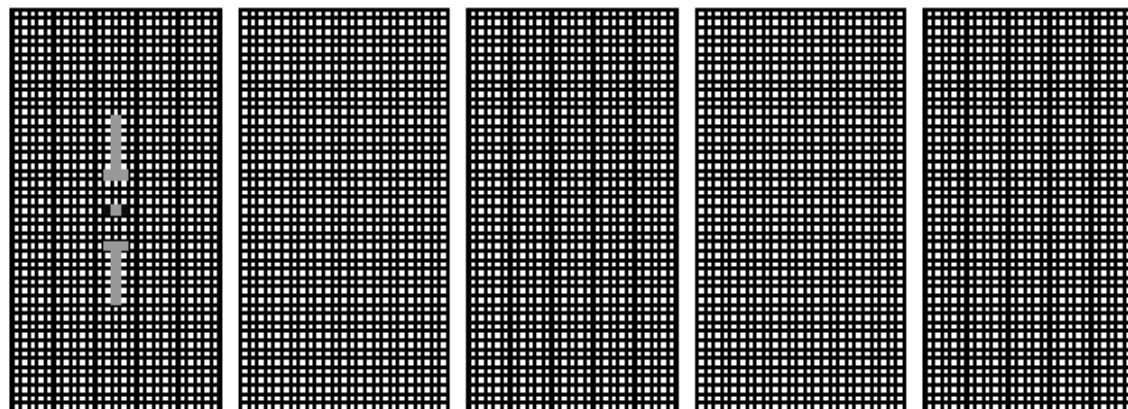


図 3.3-22(3) 計算ステップ 10

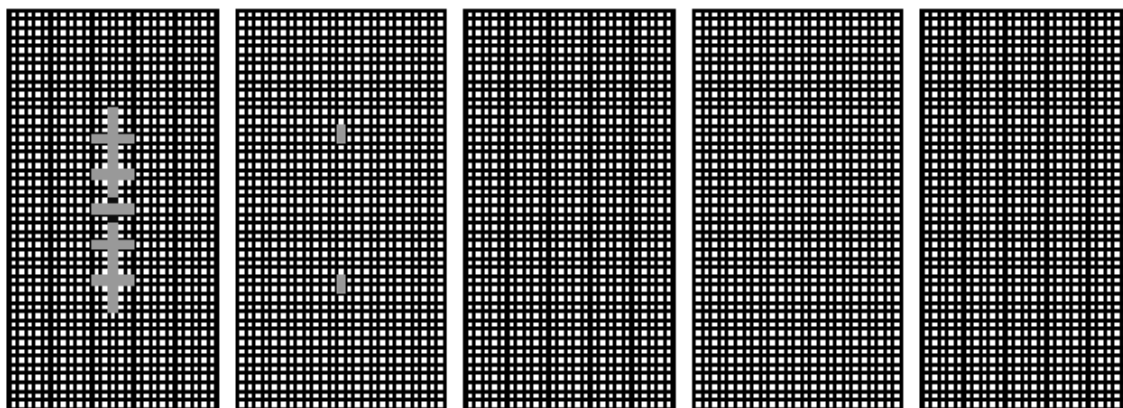


図 3.3-22(4) 計算ステップ 20

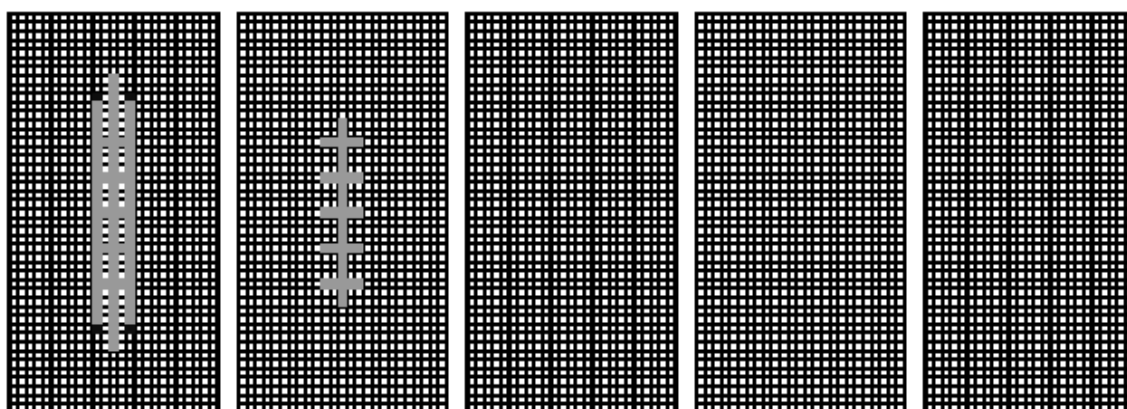


図 3.3-22(5) 計算ステップ 50

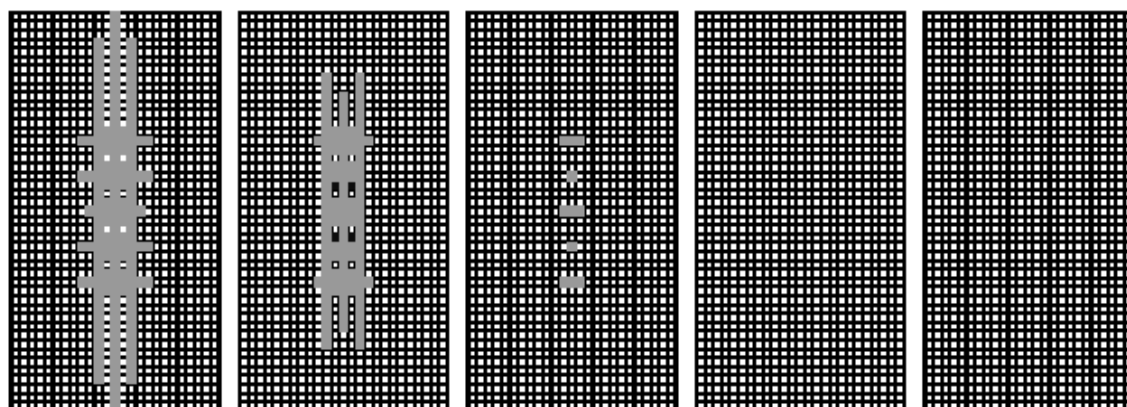


図 3.3-22(6) 計算ステップ 100

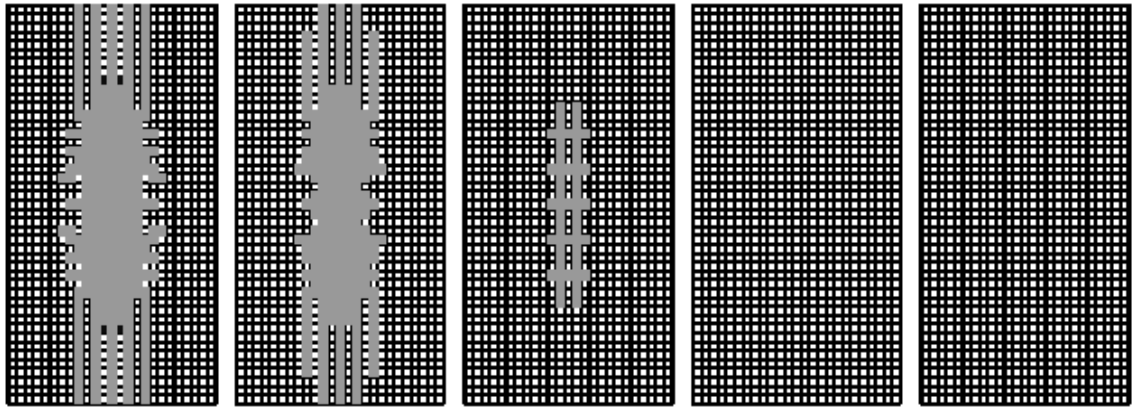


図 3.3-22(7) 計算ステップ 200

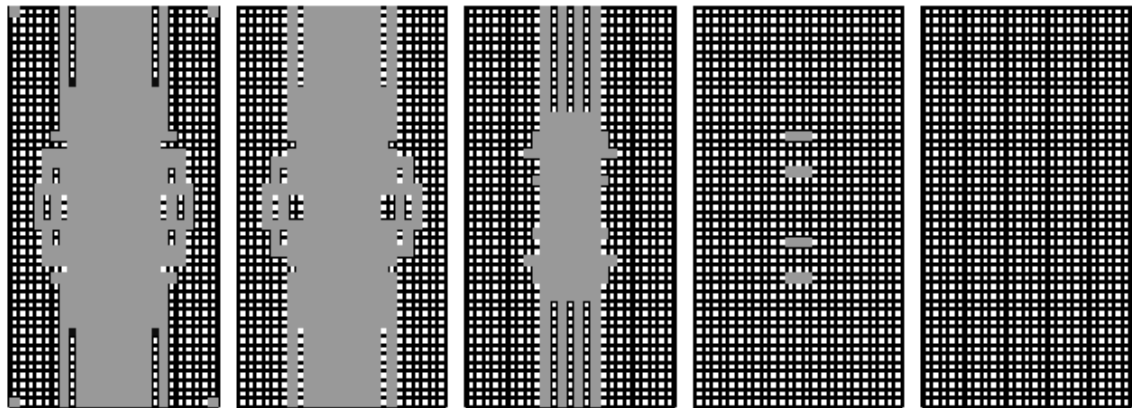


図 3.3-22(8) 計算ステップ 400

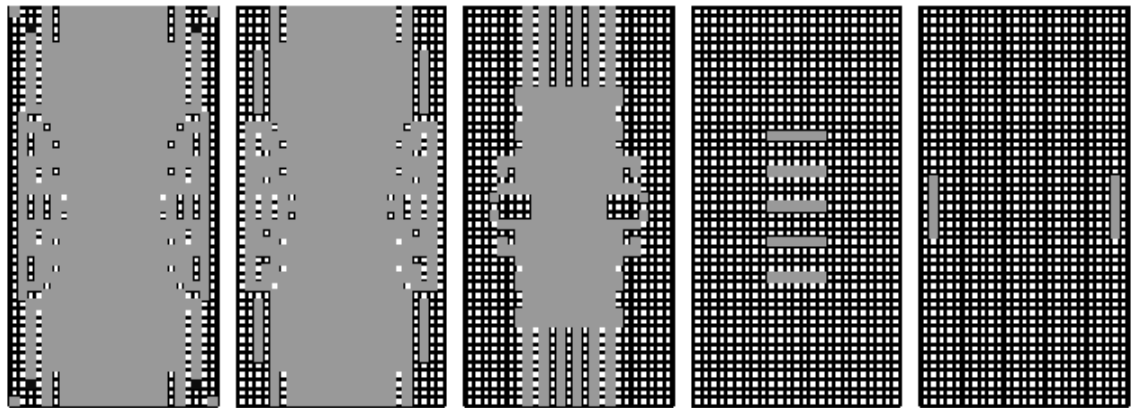


図 3.3-22(9) 計算ステップ 600

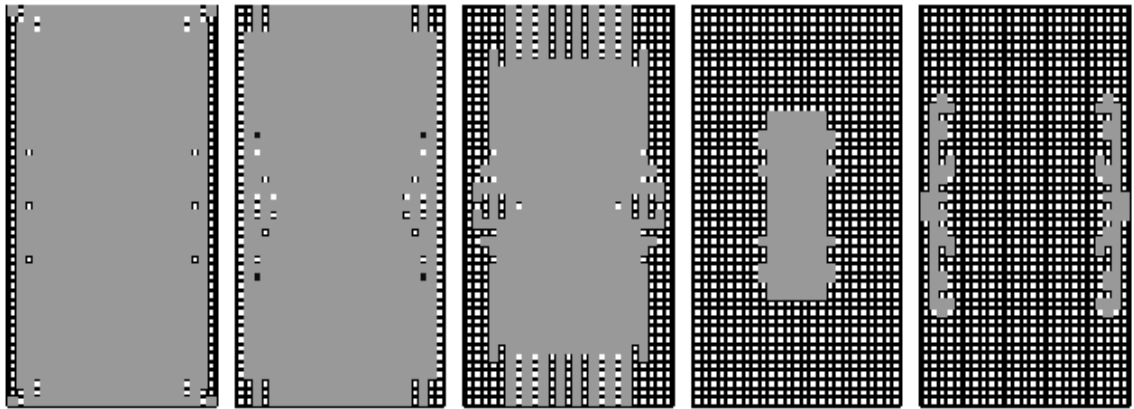


図 3.3-22(10) 計算ステップ 800

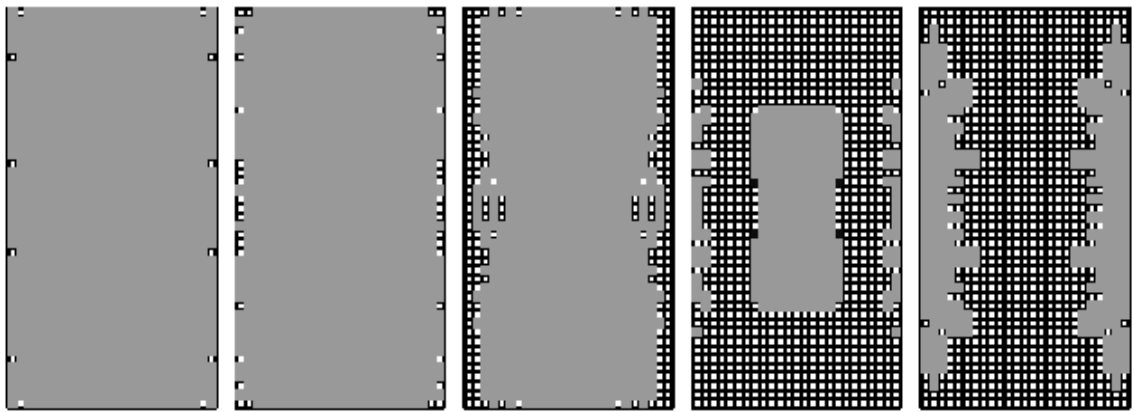


図 3.3-22(11) 計算ステップ 1000

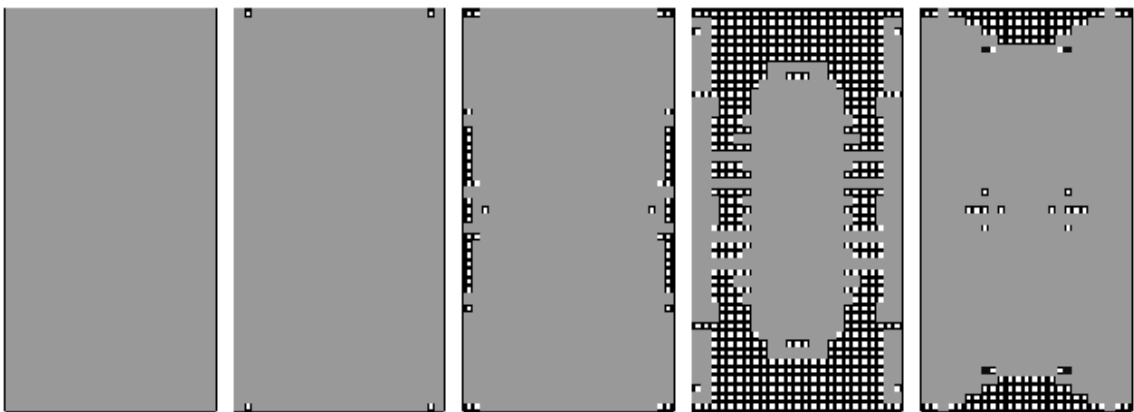


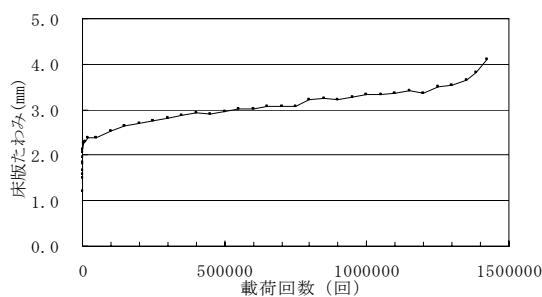
図 3.3-22(12) 計算ステップ 1300

以上より、本ケースはケース②とエネルギー量の累積の仕方のみが異なる条件であるが、床版たわみ、要素の損傷過程など、最も実験結果に近い傾向となった。

3.3.4 各疲労被害則の比較

1) 床版たわみの変化傾向

床版たわみの変化傾向について試験結果と解析結果を比較すると、輪荷重走行試験の供試体で見られるような、荷重載荷直後に床版たわみが急激に増加し、その後緩やかな増加を続けた後に再び増加傾向を示すといった傾向を示したものは、ケース①、⑦である。



輪荷重走行試験結果

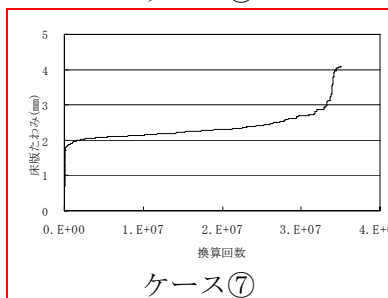
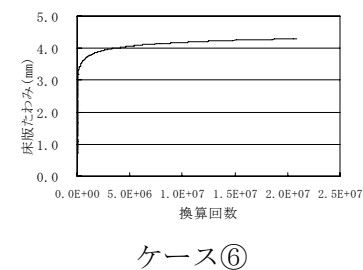
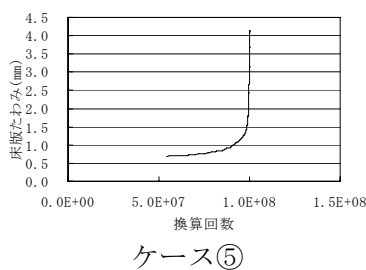
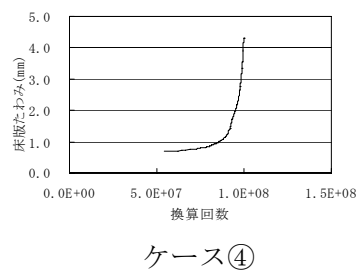
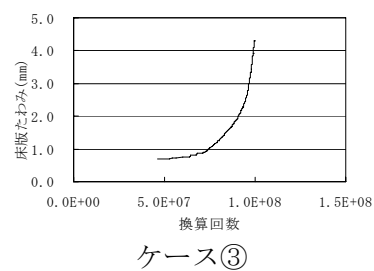
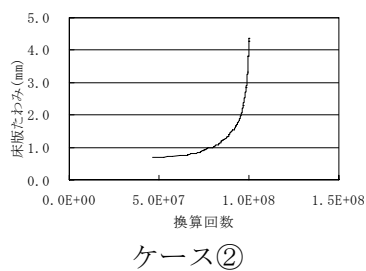
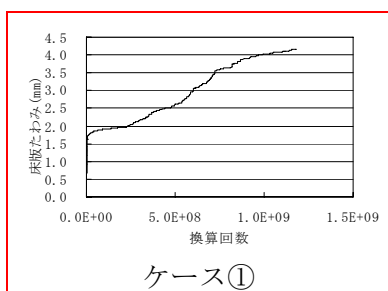
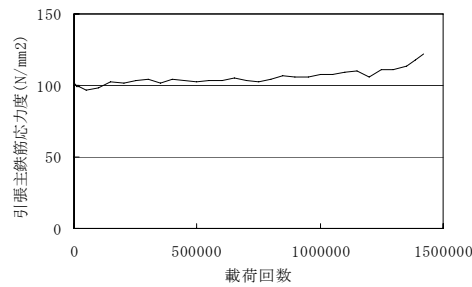


図 3.3-23 床版たわみの変化

2) 引張主鉄筋応力度

引張鉄筋応力度について比較すると、輪荷重走行試験の供試体で計測されているように、載荷開始直後に急激に増加し、その後床版コンクリートの破壊範囲が拡大している間もほぼ一定の値で推移したものは、ケース①、⑥、⑦であった。



輪荷重走行試験結果

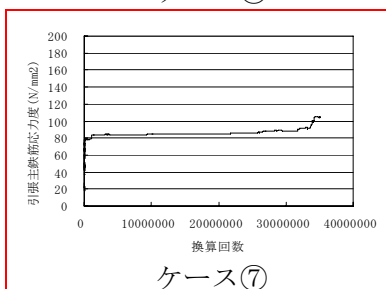
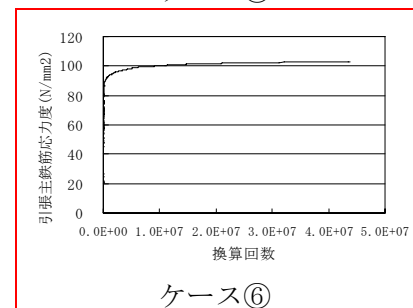
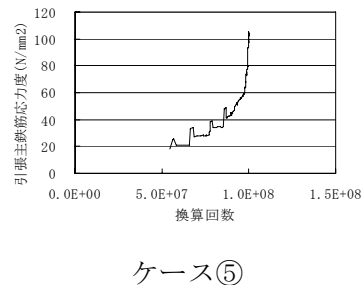
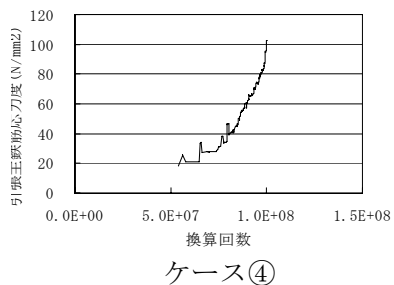
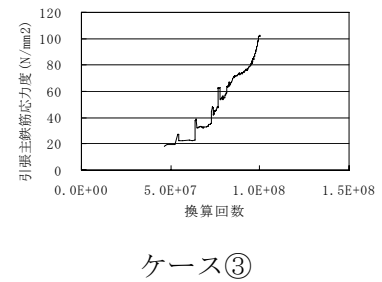
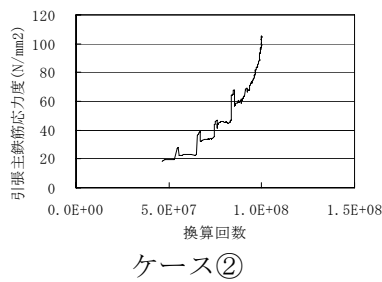
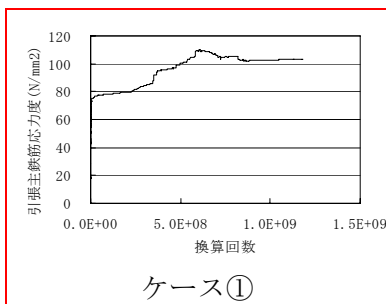
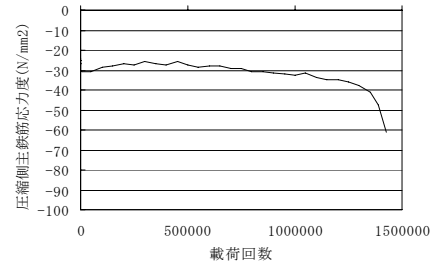


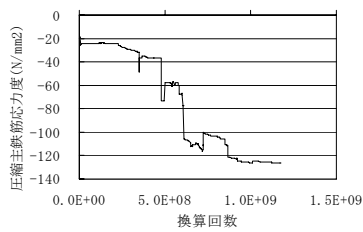
図 3.3-24 引張主鉄筋応力度

3) 圧縮主鉄筋応力度

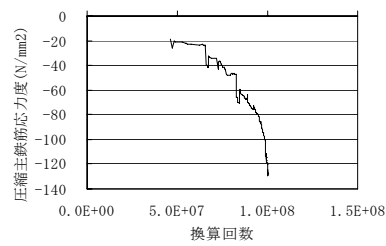
圧縮主鉄筋応力度について比較すると、輪荷重走行試験結果と同じように載荷開始直後より破壊過程の末期まではほぼ一定の値で推移したのはケース⑦であった。



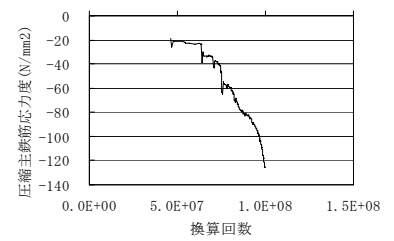
輪荷重走行試験結果



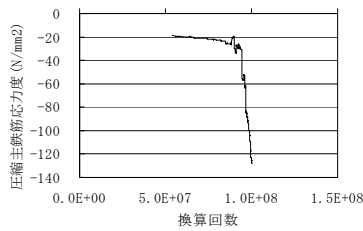
ケース①



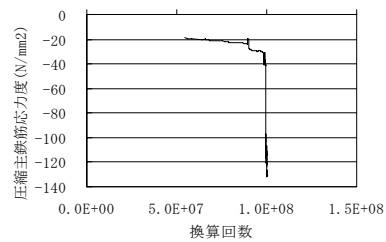
ケース②



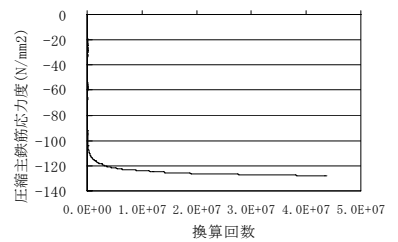
ケース③



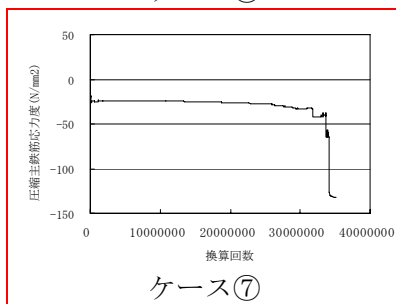
ケース④



ケース⑤



ケース⑥



ケース⑦

図 3.3-23 圧縮側主筋応力度の変化

4) 引張配力鉄筋応力度

引張配力鉄筋応力度について比較すると、輪荷重走行試験と同様に床版の破壊が進行した最終段階まではほぼ一定の値で安定して推移したものは、ケース⑥、⑦であった。ケース①は初期の段階では比較的安定しているが圧縮主鉄筋同様、比較的ケース⑥、⑦に比べて早い段階で不安定な挙動を示す。

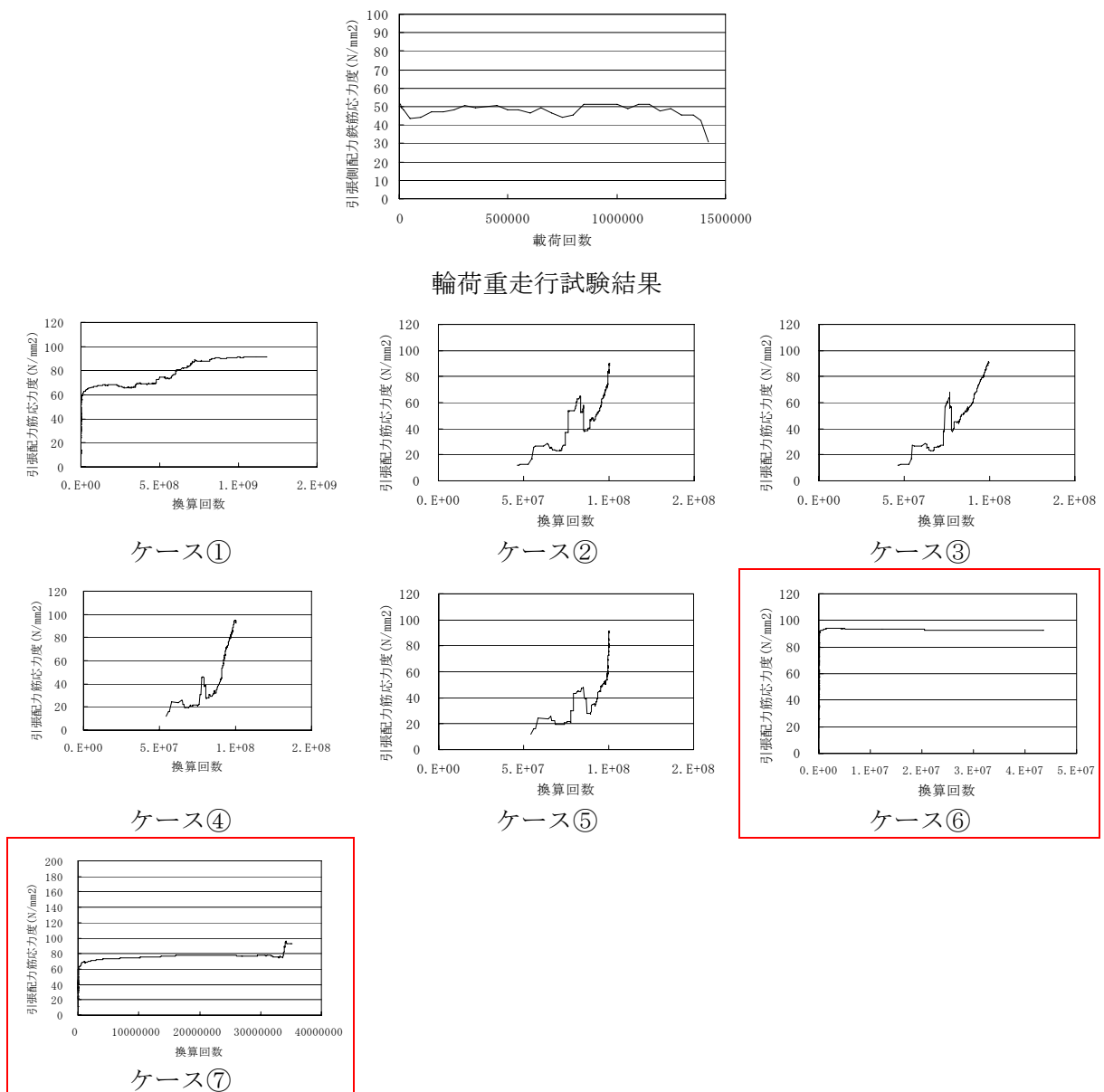


図 3.3-24 引張側配力筋応力度の変化

5) 圧縮配力鉄筋応力度

圧縮配力鉄筋応力度については、応力値の小さな域での変動である。輪荷重走行試験同様に载荷開始直後より破壊直前の損傷過程末期まで大きな変動がない推移したものは、ケース⑥、⑦のみであった。ケース⑦の応力値の符号は異なるが、値が小さいことで応力変動の推移という観点で同様と判断した。

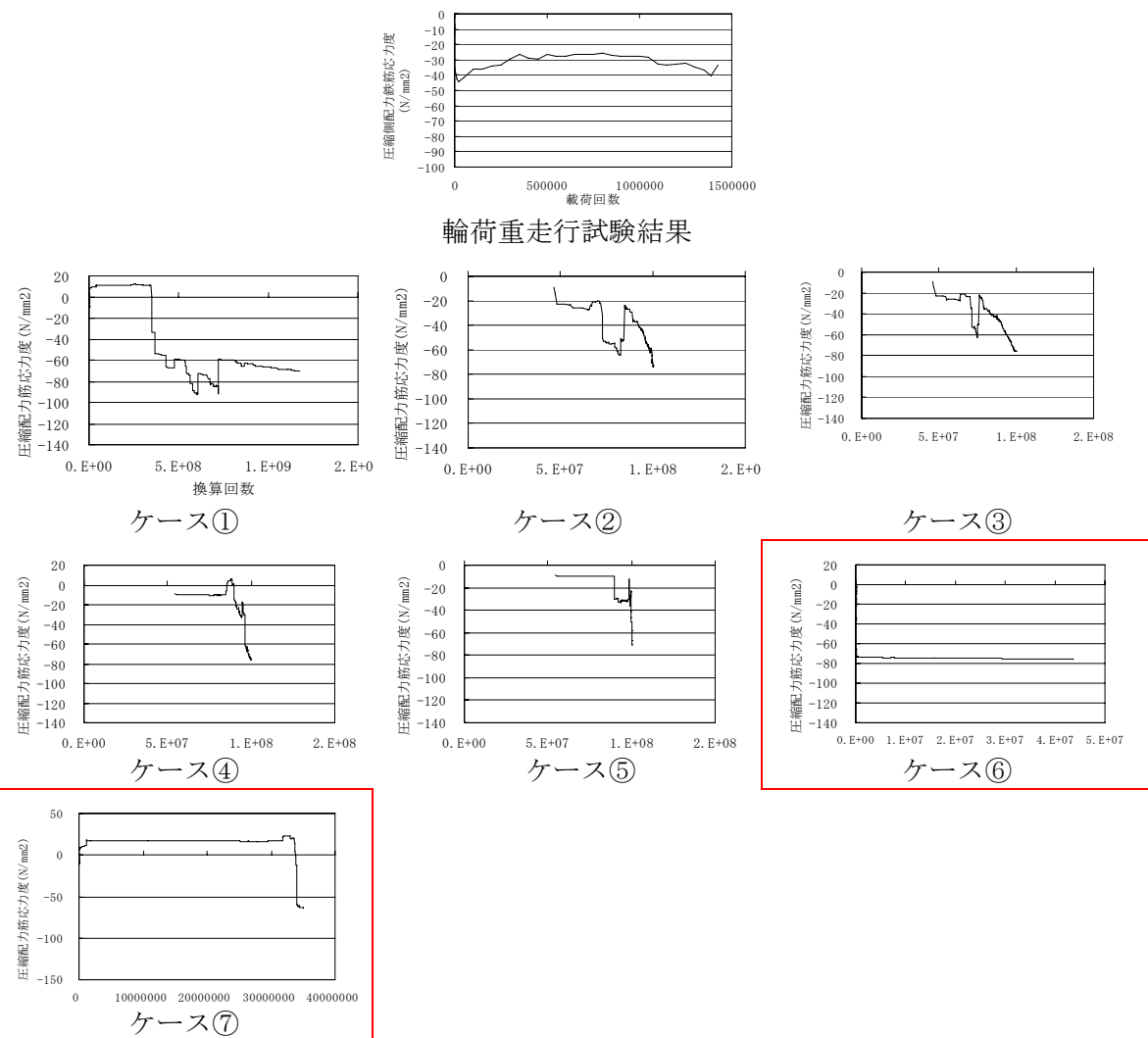


図 3.3-25 圧縮側配力筋応力度の変化

6) ひび割れ領域発生状況（破壊要素の発生状況）

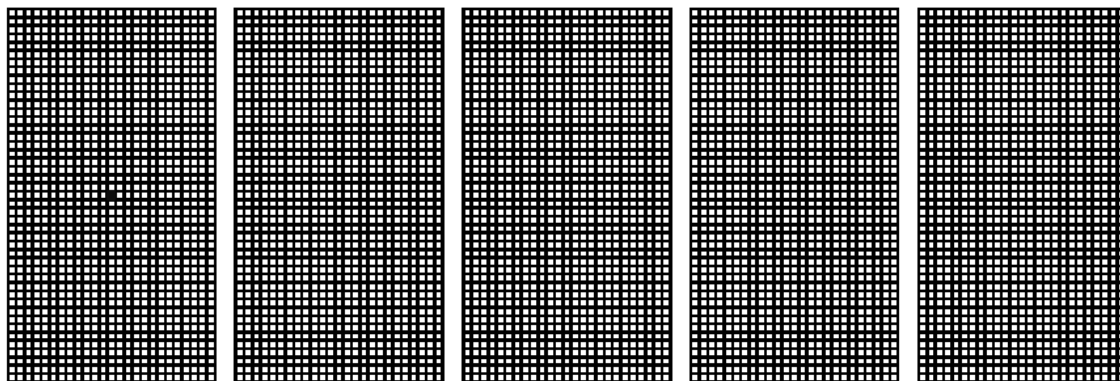
本検討での解析では破壊基準に達したコンクリート要素の弾性係数を低下させているが、これは実際の床版において、ひびわれの発生した床版コンクリート部分のある範囲の力学的特性が床版全体の挙動にあたえる影響を模擬したものと捉えており、その拡がりや密度はひび割れ密度やひびわれ深さとある程度整合しているものと考えている。

ひび割れが生じたとみなせる領域の発生状況について、床版たわみ等が比較的輪荷重走行試験の結果と類似した挙動を示す解析結果が得られたケース①、⑦について比較考察する。

ステップ1で、ケース①では床版下面中央で破壊が生じているが、ケース⑦は中央からやや離れた位置ではじめにコンクリート要素の破壊が生じている。これはケース①では荷重が移動する間に累積するエネルギー量を、荷重載荷点の移動量ごとエネルギー量の合計としたのに対し、ケース⑦は、最大のエネルギー量と最小のエネルギー量の差によるエネルギー量としたことの相違が関係している可能性がある。

ケース⑦において床版中央で最初に破壊が生じるのは、荷重載荷範囲が床版中央位置から対称な範囲にあり、中央から隣接する両側の載荷位置に荷重が作用する際に交番するせん断応力度によるひずみエネルギーの影響が考えられる。

ケース①



ケース⑦

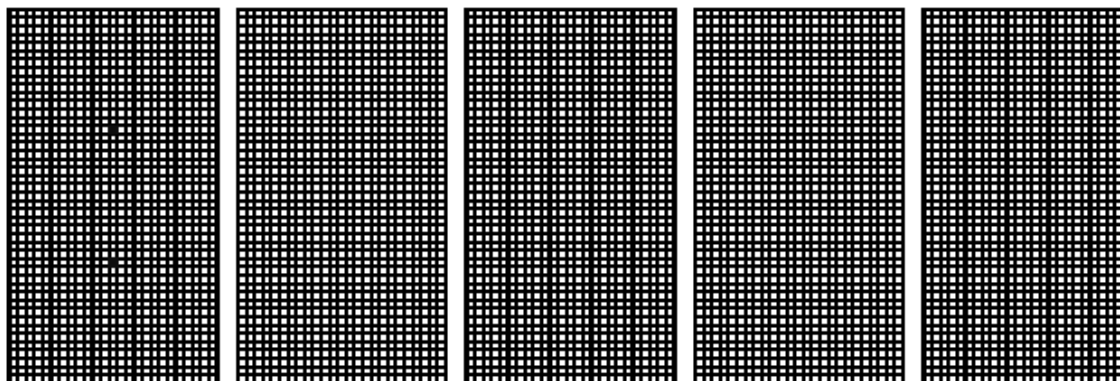
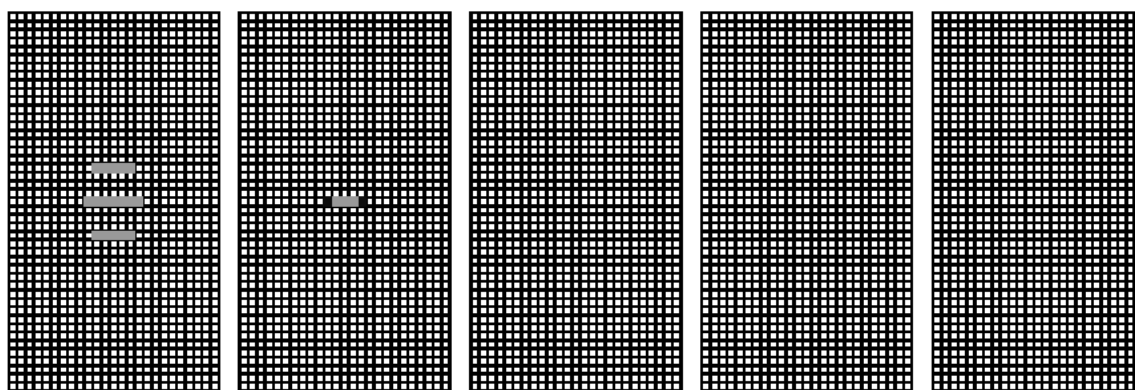


図 3.3-26 ひび割れ状況（ステップ1）

ステップ 10（要素が 10 個破壊した段階）の解析結果では、ケース①のひび割れ発生状況はステップ 1 では引張応力度の変動振幅が卓越する輪荷重直下の床版下面側で破壊が先行している。また最下層での損傷範囲の拡大と並行して下から 2 層目の要素にもひび割れが生じており、最下層のコンクリートが破壊したことで構造系が変化し、輪荷重による応力変動が破壊部の直上のコンクリートで大きくなったことによると考えられる。これは実床版ではひびわれが上方（床版内部の深さ方向）へ進展していく現象に対応するものと考えられる。尚、図では解析における要素ごとの損傷を着色しており、要素の損傷の主たる要因となった振幅方向まで表現できていない。よって要素の損傷の列は実際のひび割れの方向を示すものではない。ケース⑦はケース①に比べてやや狭い幅で最下層の破壊範囲の広がりが卓越する傾向になっている。

ケース①



ケース⑦

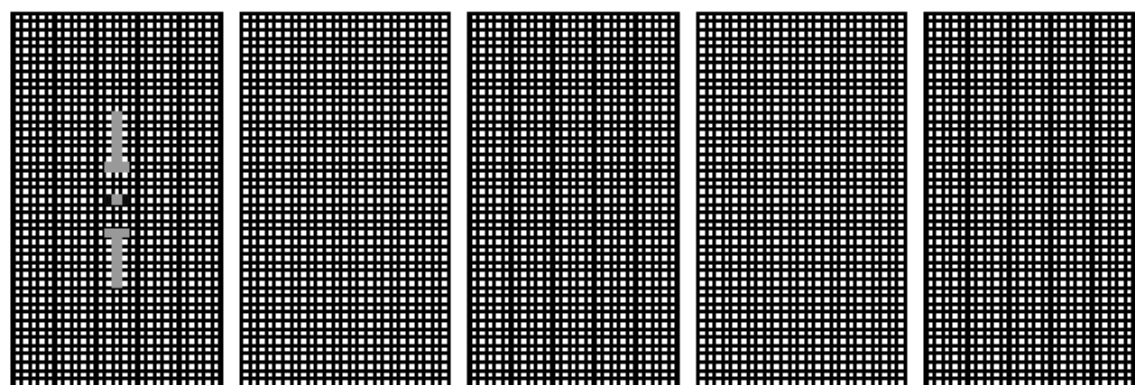


図 3.3-27 ひび割れ状況（ステップ 10）

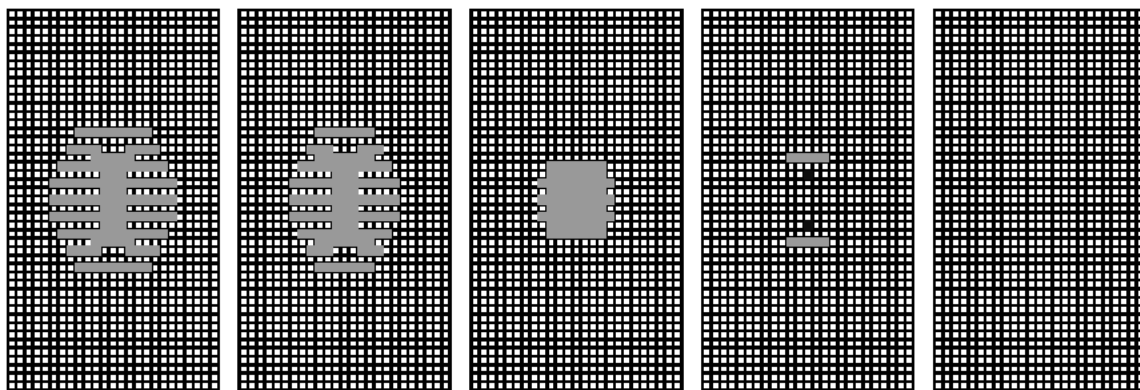
ステップ 100（コンクリート要素の破壊数 100 個段階）のモデルの状況を以下に示す。ケース①⑦ともに、床版中央付近で最下層から破壊が先行し、最下層での周辺への拡大と並行して上方への破壊範囲の拡大が生じている。

ただし、ケース①とケース⑦では水平と上方への破壊速度の関係に相違がみられ、ケース①では中央部の破壊が進むが最下層でも破壊領域の面積的な広がり⑦よりも小さい。

一方で、ケース⑦では早期に載荷位置ライン上の床版最下層要素の破壊領域が縁境界に達し、上方への破壊の進行はケース①に比べてやや遅れる傾向がある。

ケース⑦は主引張によるひずみエネルギーによりひび割れが生じると仮定しているため、床版下面側でのひび割れ発生が先行しているのに比べて、ケース①では引張応力度のみが影響するとしているため要素の破壊で直下のコンクリートの有効断面が損なわれた要素では大きな引張応力が生じることとなり破壊が上方へも早く進行しているものと考えられる。

ケース①



ケース⑦

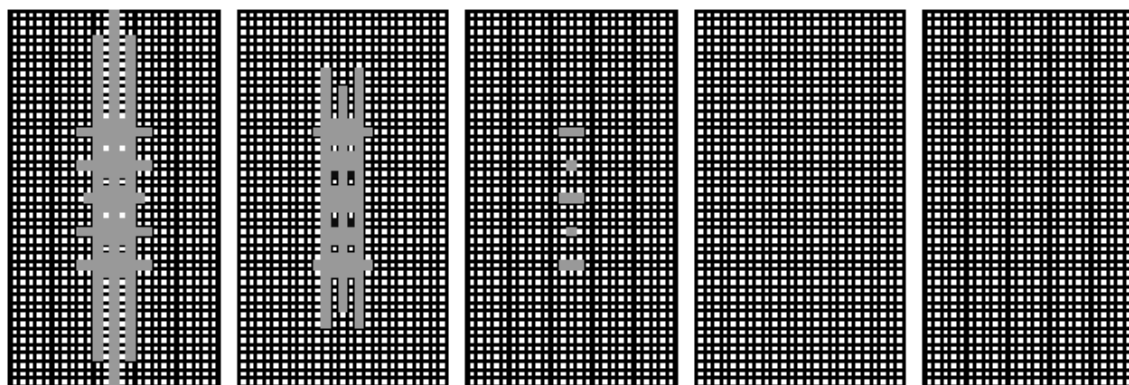
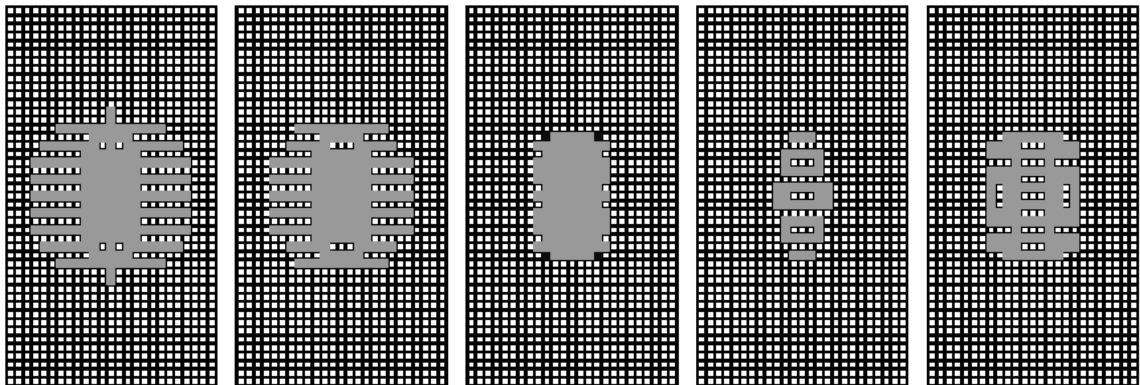


図 3.3-28 ひび割れ状況（ステップ 100）

ステップ 200(コンクリート要素の破壊 200 個段階)でのモデルの状況を以下に示す。
 ステップ 100 段階での傾向がさらに顕著となっており、ケース①では下面側のひび割れが
 限られた範囲で発生する一方で、上面側でも下面側と同程度の範囲でひび割れが発生して
 おり、中間層の破壊領域が上下層より少なくなっている。これに対してケース⑦では下面
 でひび割れ領域が拡大しているが、上面側での要素の破壊は生じていない。

ケース①



ケース⑦

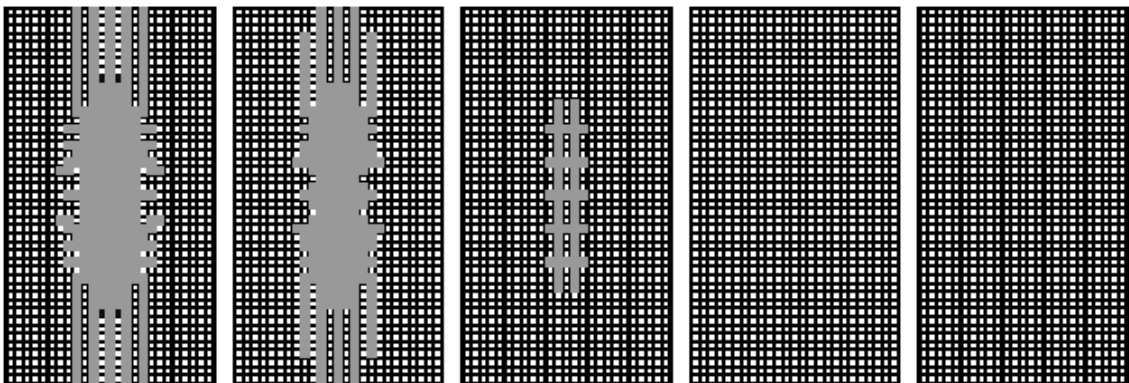


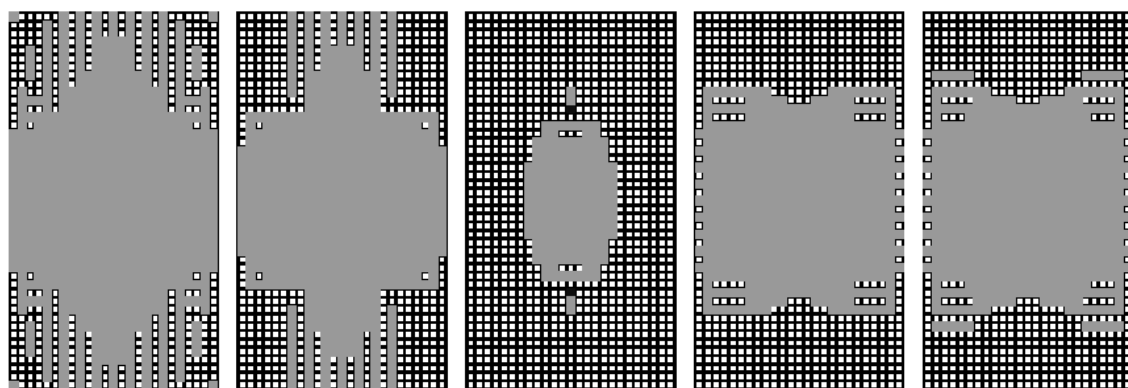
図 3.3-29 ひび割れ状況 (ステップ 200)

ステップ 800（コンクリート要素の破壊 800 個段階）でのモデルの状況を以下に示す。ケース①ではステップ 200 段階でみられた破壊進行の傾向がさらに顕著なものとなり、床版上下面でひび割れがほぼ全域に拡大する一方で、床版厚方向の中間層の破壊領域は中央部に限られ、その範囲も上下の層に比べて小さくなっている。

輪荷重走行試験における床版の破壊性状は、ひび割れによって床版としての機能寄与が損なわれる範囲は下層で大きく上方に行くほど小さくなる傾向があり、ケース①はその点で実験とは乖離がみられる。

ケース⑦では、基本的に床版下面側より破壊が拡大する傾向は一貫している。ただし最上層では荷重位置でない周辺部の破壊が先行して現れている。輪荷重走行試験においても、床版上面では最終段階において荷重位置以外に少し離れて供試体縁部に近い範囲でひび割れが生じている。これは、供試体の浮き上がり防止のために、回転拘束を与えないように、支持桁を固定したため、床版上面に引張が生じたものであり、解析においても鉛直方向には両辺（両長辺）で固定としているため、ケース⑦の最上層でも同位置で破壊が生じている。

ケース①



ケース⑦

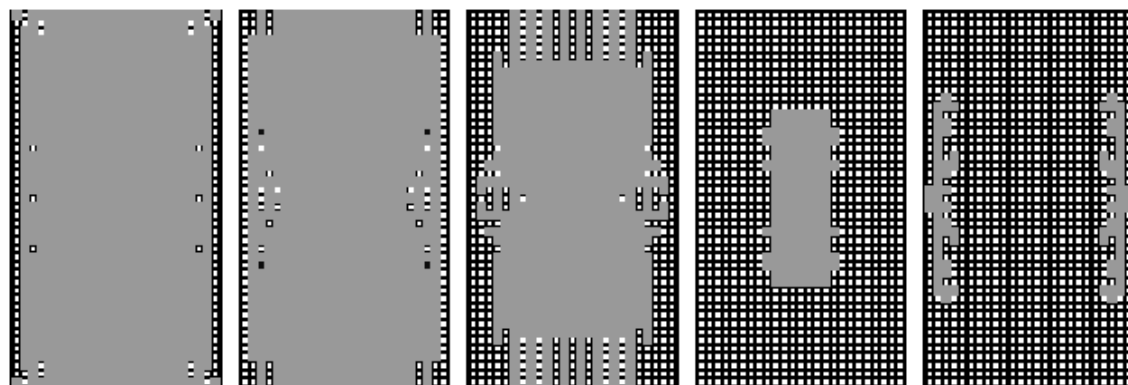


図 3.3-30 ひび割れ状況（ステップ 800）

以上、様々な破壊基準を仮定して解析的にコンクリート床版の疲労損傷過程を模擬的に表現することを検討したが、輪荷重走行試験結果に比較的近いと考えられる破壊過程が得られたのは主引張応力によるひずみエネルギーの変化が蓄積することのみが各要素の疲労破壊に寄与すると仮定したケースであった。

特にケース⑦では、他案に対して最も輪荷重走行試験の測定結果と近い破壊進展の傾向が得られたと考えられる。

破壊基準の定量的評価については知見がなく、本検討ではあくまで床版コンクリートの破壊領域の広がりと共に伴って現れるたわみ変化や内部鋼材の応力変化の傾向の相似性でもって輪荷重走行試験との比較を行った。したがって今後、着目したコンクリート要素の破壊による疲労損傷の進展過程の定量的な検証が必要である。

R C床版について、床版コンクリートを細かい要素で分割した解析モデルを用いて、それぞれの要素に荷重の繰り返しに伴う応答に関連づけた疲労ダメージの要因となる物理量を設定するとともにそれらの蓄積に対して破壊基準を設けることで、輪荷重走行試験でみられる床版全体の損傷過程（たわみ、ひび割れ、鉄筋応力）を擬似的に再現できる可能性があることが示された。

3.3.5 疲労被害則の適用性の検討

(1)概要

前項までの3次元FEM解析モデルを用いたRC床版の移動荷重の繰り返しによる損傷過程の解析的評価手法のうち、比較的实验結果と整合する損傷過程が得られた主引張りひずみエネルギー振幅と関連づけて疲労によるダメージの蓄積が生じるとした方法によって、床版厚、支間長等が異なる床版を対象に適用性のより詳細な検討を行う。

実務で床版の疲労耐久性評価に用いるにあたっては、少なくとも種々の条件が異なる床版の疲労耐久性についての相対評価ができることが必要である。そのためここでは過去の輪荷重走行試験の結果から、適用基準の相違やプレストレスの導入などの構造条件の違いと疲労耐久性の関係を明らかにするなどの目的で行われ、疲労耐久性の相対的な関係が推定されているものを選び、上記の3次元モデル解析による方法で疲労損傷過程を再現し実験結果との比較を行う。

文献等から得られた輪荷重走行試験結果では、それぞれの破壊判定基準が明確でなく、ここでは輪荷重走行試験の最終載荷回を破壊と仮定した。輪荷重走行試験では通常床版コンクリートの破壊が進みたわみが急増して載荷の継続が困難になった時点が最終載荷回となるため、解析では輪荷重走行試験結果のたわみの急増と、鉄筋応力度が急激な変化が生じた時点を破壊として比較対象とした。

(2) 検討ケース

検討では表 3.3-4、表 3.3-5 に示す、輪荷重走行試験の詳細が把握できる床版供試体を対象とする。①～④は 2 章に諸元等を示した旧土木研究所の輪荷重走行試験機による一定荷重載荷試験が行われたものと同じである。（①：RC39-3、②：RC39-5、③：RC39-4、④：RC47-1）

⑤、⑥は大阪大学の輪荷重走行試験機による一定荷重載荷試験の結果である。

表 3.3-4 対象床版

供試体		床版厚	幅 (支間)	長さ	荷重	適用示方書
		(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	
①	RC39-105	190	2800 (2500)	4500	105	昭和39年 道示
②	RC39-167	〃	〃	〃	167	〃
③	RC39-196	〃	〃	〃	196	〃
④	RC47	200	〃	〃	210	昭和48年 道示
⑤	N1 ^{*1}	180	2000 (1800)	3000	210	〃
⑥	DR1 ^{*2}	190	2000 (1800)	3000	142	昭和39年 道示

*1 「道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性」平成 3 年 12 月阪神高速道路公団、阪神高速道路管理技術センター

*2 「道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究」昭和 59 年 11 月 松井繁之

表 3.3-5 対象床版諸元

供試体		コンクリート			引張側 主鉄筋	圧縮側 主鉄筋	引張側 配力鉄筋	圧縮側 配力鉄筋
		E_c	σ_c	σ_t	径、間隔 (有効高さ)	径、間隔 (有効高さ)	径、間隔 (有効高さ)	径、間隔 (有効高さ)
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
①	RC39-105	1.62×10^4	13.6	1.44	D16@150 (160)	D16@300 (30)	D16@300 (146)	D10@300 (43)
②	RC39-167	2.34×10^4	31.1	2.49	〃	〃	〃	〃
③	RC39-196	2.39×10^4	29.7	2.69	〃	〃	〃	〃
④	RC47	2.31×10^4	29.9	2.92	D19@125 (160)	D19@250 (40)	D16@100 (142)	D16@200 (58)
⑤	N1 ^{*1}	2.79×10^4	54.2	3.88 ^{*3}	D16@100 (150)	D16@200 (30)	D16@125 (134)	D16@250 (54)
⑥	DR1 ^{*2}	2.00×10^4	29.0	2.54 ^{*3}	D16@90 (160)	D16@180 (30)	D13@250 (145.5)	D13@400 (44.5)

*3： σ_c を用いて文献内で算出された値。

供試体①～⑥を対象とした解析は、同じ床版に異なる載荷荷重が作用した場合に、解析で評価される疲労寿命がどのように変化するかの確認する。実際の試験供試体①～③はそれぞれ床版コンクリートなどの材料特性は若干の相違があるが、解析では傾向に大きく影響しないと判断して簡便のためにすべて同一の材料特性とした。（ $E_c=2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_t=2.5 \text{N/mm}^2$ ）

供試体④は供試体①～③と支間長が等しく床版厚が異なった供試体である。このため、④を対象とした解析では、試験と同じ荷重を作用させ、供試体①～③と同様の弾性係数等の値を使用して、床版厚の相違が解析結果から推定される疲労耐久性にどのような相違となって現れるかを検討した。

供試体⑤、⑥は、適用示方書が異なり配筋量に相違がある。このためこれらを対象にした解析では、従来道路橋示方書で行われてきた配筋量の増加措置が解析上疲労耐久性にどのような効果として反映されるかを検討した。

解析モデル、破壊基準、被害則の詳細を下記に示す。

床版支間方向に 25 分割、橋軸方向に 45 分割、厚さ方向に 5 分割し、1 要素 $100 \times 100 \times 38 \text{mm}$ としたソリッド要素を用いて計算した。荷重は、図 3.3-31 に示す位置に、節点集中荷重とし 5 箇所を順次載荷してそのとき得られる応答から 1 回の荷重移動あたりの床版の応答を算出する。鉄筋は埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化しているが、付着切れや付着の劣化などの特性の変化は考慮していない。境界条件は、橋軸側（両側）の最下段節点を鉛直方向に移動固定した。

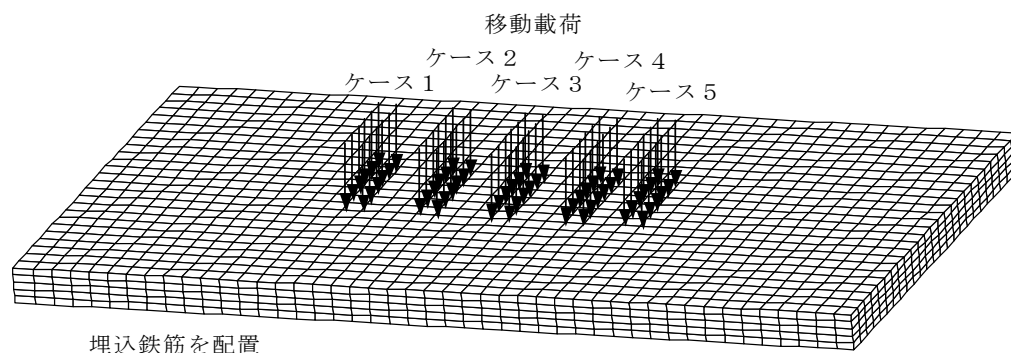


図 3.3-31 解析モデル

要素の累積疲労被害則には前項の検討に用いた主引張応力変化量による歪みエネルギーがコンクリートの破壊の主要因と仮定した場合である⑦を採用した。

要素のひずみやゆがみの変化によるエネルギー量 $U_{\delta t}$ の算出方法を下記に示す。

$$U = \frac{1}{2E} (\sigma_{\delta x}^2 + \sigma_{\delta y}^2 + \sigma_{\delta z}^2) - \frac{\nu}{E} (\sigma_{\delta y} \sigma_{\delta z} + \sigma_{\delta z} \sigma_{\delta x} + \sigma_{\delta x} \sigma_{\delta y}) + \frac{1}{2G} (\tau_{\delta yz}^2 + \tau_{\delta zx}^2 + \tau_{\delta xy}^2)$$

3軸の応力状態を考慮して応力度に対応するひずみを下式の関係より求めた上でエネルギーを算出し、エネルギー変化量 ΣU の累積値が最大の要素から破壊するものとして解析を行う。疲労破壊したと想定した要素の弾性係数を初期値の1/10(3方向とも)としてひび割れが発生した床版部分の剛性低下を模擬した。

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z))$$

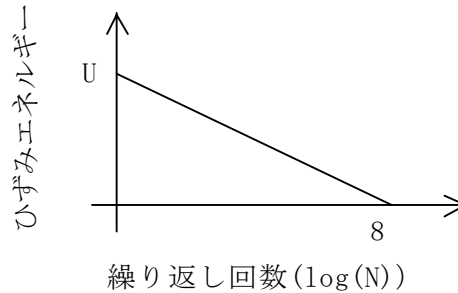


図 3.3-32 解析で使した S-N 線図

$$U = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon = \frac{1}{2E} \sigma^2 = \frac{24^2}{2 \times 2.5 \times 10^4} = 0.01125 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \quad (\text{式 3.3-29})$$

ここで、U の破壊基準はコンクリートの引張強度とした。

なお、①～④の実験と⑤⑥の実験では用いられた輪荷重走行試験機が異なっており、諸元に示した供試体の平面寸法以外にも、載荷板の形状や大きさ、接地圧特性などの細部で条件が異なっており繰返し回数や載荷荷重による単純な比較はできない面がある。解析結果と実験結果の比較検討においては主として定性的な傾向について評価することから、これらの詳細については反映していない。因みに載荷板の大きさは、土木研究所の試験機で 200mm、大阪大学の試験機で 120mm である。

(3) 解析結果

a) 載荷荷重の相違の影響

供試体①～③の輪荷重試験は、同じ設計基準に従う供試体でそれぞれ載荷荷重レベルだけが異なる一定荷重の繰り返し移動載荷試験となっている。試験結果は載荷荷重レベルの増加に伴って疲労寿命が短くなる傾向が顕著であるが、解析結果においても、試験結果と同様に載荷荷重が大きい程、疲労寿命を短く評価する結果となり、試験と同様の傾向が得られた。

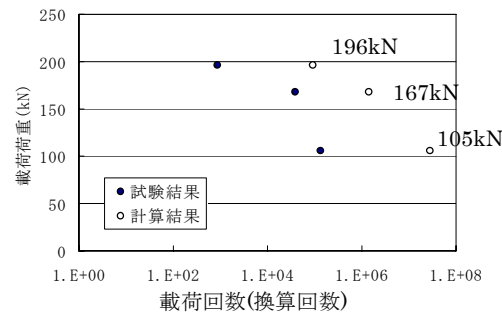


図 3.3-33 異なる載荷荷重を受ける RC39 の破壊時載荷回数

なお、RC 床版の疲労寿命について、版としての押し抜きせん断耐力に着目して P_{sx} との関係（式 2.3-1 参照）で評価する手法が一般化されているが、比較対象とした輪荷重走行試験結果と解析結果を P_{sx} との関係で整理したものを図 3.3-34 に示す。

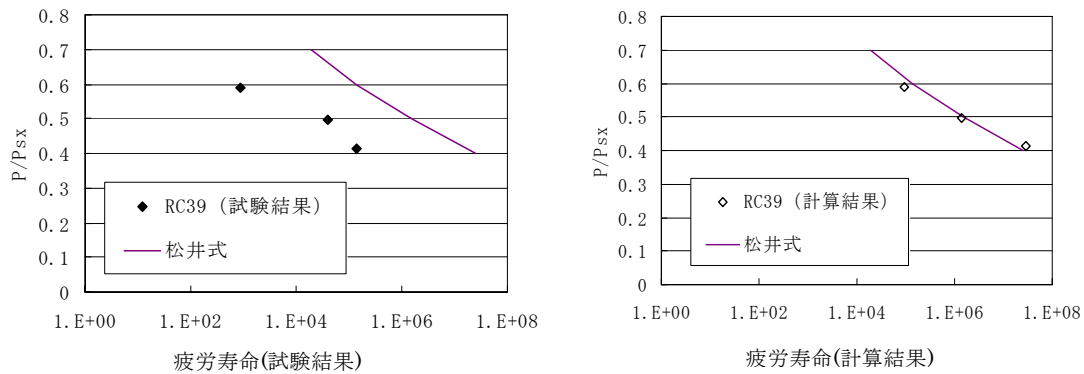


図 3.3-34 異なる載荷荷重を受ける RC39 の破壊時載荷回数と松井式

b)床版厚の影響

供試体④（RC47）は供試体①～③と適用基準が異なり、床版厚が増加している。床版厚の効果のみを抽出するには、本来同じ荷重で床版厚のみが異なる条件の比較が望ましい。しかし適当な試験結果がないためここでは供試体④と①～③の結果を比較する。ここで供試体④は適用示方書が異なるため供試体①～③とは配筋量も異なっている。解析に用いる弾性係数および引張強度は、供試体①～③の解析と同様である。

解析結果と試験結果を載荷荷重で整理した結果を以下に示す。

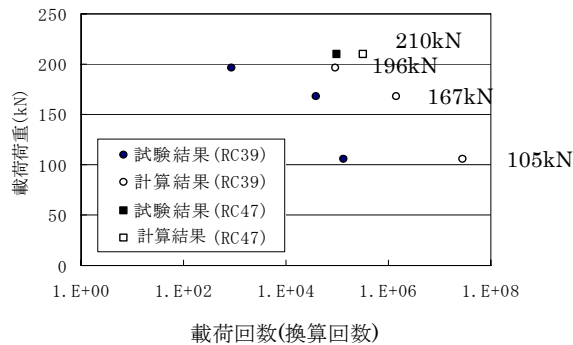


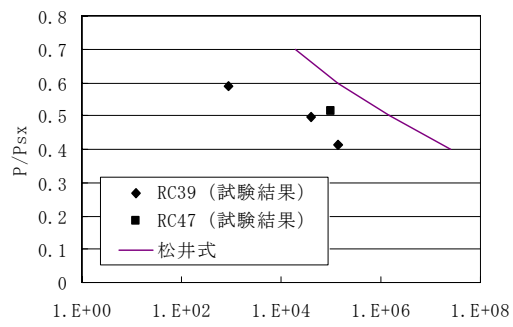
図 3.3-35 供試体①～④の破壊回数と載荷荷重の関係

図 3.2-68 に示すとおり、試験結果、解析結果ともに破壊までの載荷回数は一致しないものの、試験と解析のそれぞれ同士の間では、床版厚が小さい RC39（供試体①～③）と比較して床版厚の厚い RC47 床版（供試体④）では大幅に疲労寿命は長くなる結果となっている。

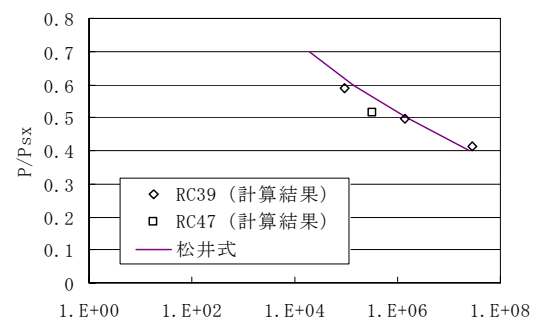
なお、解析では 210kN で載荷した RC47 の疲労寿命が RC39 の 196kN 載荷の結果と 167kN 載荷の間となっているのに対して試験結果は RC47 床版の疲労寿命が 167kN 載荷 RC39 床版よりも長いという相対関係となっている。これは、解析では RC39 床版と RC47 床版のコンクリート強度を同じとして計算したが、供試体の材料試験結果では、RC47 の供試体の強度が RC39 の供試体のものと比較して 10%程度大きかったことも原因と考えられる。また床版厚以外にも供試体①～③と④では配筋条件も異なっており厳密な比較は困難である。

図 3.2-36 に P_{sx} による評価式で疲労寿命を推定した結果との比較を示す。

P_{sx} を用いた整理では、RC47 床版の疲労寿命は 167kN を載荷した RC39 床版よりも短くなると予測されるが、試験では逆の結果となっている。この理由は不明であるが材料強度などのばらつき等が影響していることも考えられる。一方、解析結果より推定される疲労寿命は、 P_{sx} を用いて予測される疲労寿命の大小関係とよい一致を示している。



[疲労寿命(試験結果)]



[疲労寿命(計算結果)]

図 3.3-36 異なる床版厚の RC 床版の破壊時載荷回数と松井式

c) 床版支間の相違の影響

供試体⑤ (N1)、供試体⑥ (DR1)は、支間長、床版厚、配筋が供試体①～④とは異なる床版である。

また供試体⑤は供試体④と同じ設計基準 (S48 道路橋示方書) 準拠であり、供試体⑥は供試体①～③と同じ設計基準 (S39 道路橋示方書) に準拠して作成されたものである。

なお供試体⑤に対応する解析では、弾性係数に文献の数値を用い、コンクリート引張強度は 5.0N/mm^2 とした。これは、材料試験結果より求められた他の床版の引張強度が概ね圧縮強度の $1/10$ 程度であるのに対し、文献中で圧縮強度 (54.2N/mm^2) より算出された引張強度 (3.88N/mm^2) が約 $1/14$ と小さくなっていたためである。

また、床版支間以外に供試体の長さ (床版支間直交方向長) も供試体⑤⑥と供試体①～④では異なっている。解析では、要素寸法が解析結果に与える影響については不明であるが要素破壊数が計算ステップと連動するため換算回数による破壊速度の比較に配慮して鉄筋を除くコンクリート部分の要素分割数を供試体①～④と同じとした。

供試体⑤ (N1) について、載荷荷重と疲労寿命の関係を①～③ (RC39 床版) と比較して示す。

試験結果からは載荷荷重 105kN で載荷した RC39 (供試体①) と 167kN で載荷した RC39 (供試体②) の中間の疲労耐久性を有するものと推定されるが、解析結果でも、疲労寿命の相対関係は同様である。

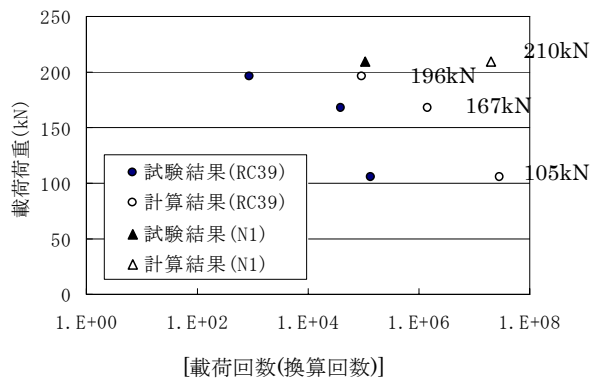


図 3.3-37 疲労寿命の相対関係

P_{sx} で整理した試験結果と解析結果の関係を以下に示す。 P_{sx} による整理でも、載荷荷重を用いた場合の整理と同様の疲労寿命の相対的な大小関係が得られた。

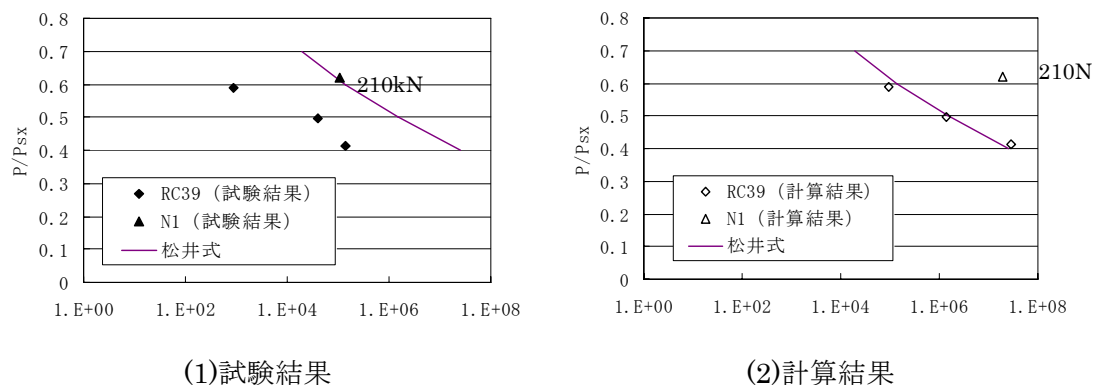


図 3.3-38 P_{sx} で整理した疲労寿命の試験結果と解析結果の関係

RC39 供試体（供試体①～③）と DR1（供試体⑥）について、載荷荷重と疲労寿命の関係を示す。

試験結果では DR1（供試体⑥）の疲労寿命は供試体①～③より長くなっているが、解析では 167kN, 196kN で載荷した RC39（供試体②③）より長いという関係は一致するものの、105kN で載荷した RC39（供試体①）よりは短寿命の結果となった。この不一致の原因は明確でないが、供試体①の材料特性が解析で設定した他の供試体とほぼ整合する標準的な値と比較してコンクリート強度が著しく低いなどの乖離があることが影響し、試験結果の疲労寿命が過少である可能性が考えられる。

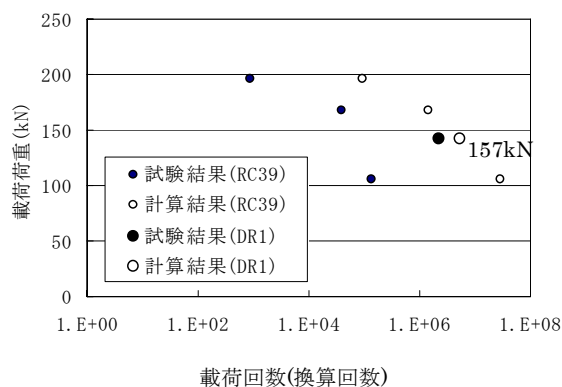


図 3.3-39 試験結果と計算結果の疲労寿命の比較

P_{sx} で整理した試験結果と解析結果の関係を以下に示す。解析結果より推定される疲労寿命の相対的な大小関係は、 P_{sx} を使用した場合と同様の傾向となっており、 P_{sx} による床版の疲労寿命の推定とある程度一致した結果が得られることが示された。

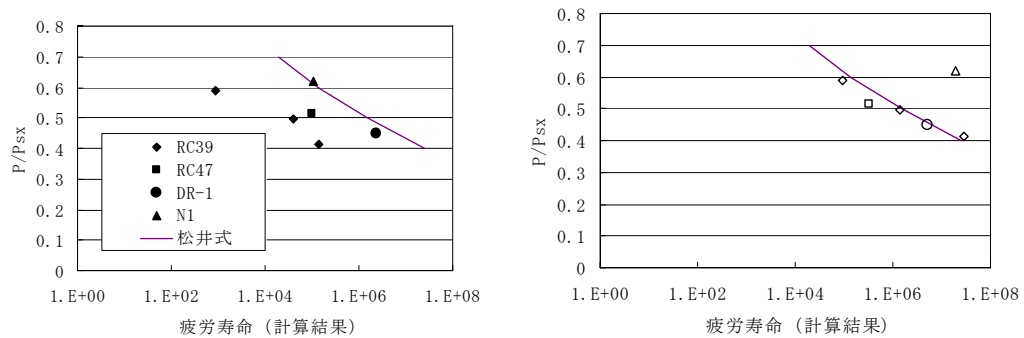


図 3.3-40 P_{sx} と疲労寿命の関係

4) まとめ

本項で実施した各 RC 床版の解析結果と試験結果について、載荷荷重および P_{sx} で処理すると下図の通りとなる。

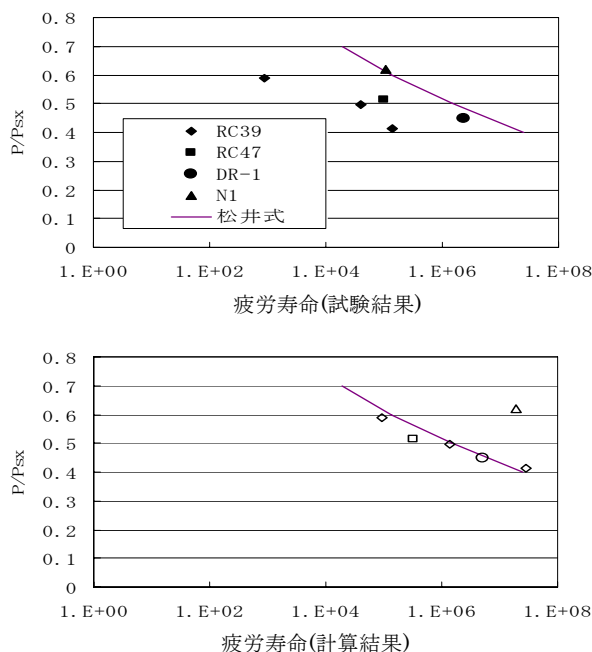


図 3.3-41 RC 床版の解析結果と試験結果の疲労寿命

これまでの各床版について実施した疲労寿命の大小関係の比較を行った。試験結果については、試験のばらつき等も考えられることから、 P_{sx} も参考とした。

その結果、各床版の試験から得られた寿命の相対的な大小関係と大きく異なってはならず、また、 P_{sx} により予測される床版の疲労寿命とほぼ同様に疲労寿命を推定する結果が得られたことより、本解析手法により推定される各床版の疲労寿命の大小関係の評価はほぼ妥当なものと思われる。上図で、N1（供試体⑤）の解析結果より推定される疲労寿命のみ突出しているのは、材料強度が大きかったことから、引張強度を他の 2 倍程度に上げて解析を行った結果と考えられる。

これらから本解析手法によって、RC 床版に関しては、ある程度荷重、床版厚、支間長等が異なる床版についても、疲労による床版損傷の過程と破壊に至るまでの寿命の相対関係が解析的に推定できる可能性の高いことが示された。

なお、土木研究所の輪荷重走行試験機による実験結果が、大阪大学のものによる結果と比べると P_{sx} で整理された松井の予測式とある傾向をもって乖離しているように見受けられる。この原因については明確でないが先に述べたように両者の試験装置では供試体の平面寸法や載荷板の形状や接地特性は同じでなく、それらが影響している可能性があるが詳細は確認できていない。

3.4 その他コンクリート系床版への適用性の検討

3.4.1 概要

前節までで、R C床版を細かく要素分割して、移動載荷荷重の影響によってそれぞれの要素の床版コンクリートに生じる応答を算出し、それらと関連づけた疲労損傷の蓄積と破壊の法則を設定して解析的にモデルを疲労破壊させていくことで実橋や実験で見られるような疲労損傷過程に近い破壊の進展が模擬できること、およびこの手法によって同形式のR C床版どうしであれば相対的に疲労耐久性を評価できる可能性があることを明らかにした。

しかしながら、実務においては実橋実績や輪荷重走行試験結果が多くあり、ある程度疲労耐久性の評価が明らかなR C床版よりも、それ以外の様々な構造形式の床版の疲労耐久性を推定する手法の確立が急務である。

ここでは、鋼コンクリート合成床版など、鉄筋だけが床版内部に配置された一般的なR C床版以外にも適用できる疲労耐久性評価手法を検討する。なお、鋼部材とコンクリートからなる道路橋に用いられる床版を念頭において検討を行い、先に述べたように床版全体としての疲労耐久性は鋼部材、床版コンクリート、および鋼部材と床版コンクリートの一体性のそれぞれの構造要素がいずれも所要の疲労耐久性を有することで結果的に満足されるものと考えて検討する。

R C床版に比べて疲労耐久性が飛躍的に向上すると考えられているプレストレストコンクリート床版（P C床版）に対しても、同様の解析的な手法による疲労耐久性評価の実現性について検討する。検討の対象として一般的なR C床版以外の床版は次の通り。

- ・ P C床版
- ・ 鋼コンクリート合成床版
 - （帯鋼ジベルを有する床版）
 - （トラス鉄筋を有する床版）
 - （ロビンソン型床版）

3.4.2 PC床版の検討

PC床版について、RC床版同様に既往の輪荷重走行試験結果との比較検討を行う。

比較対象とできるPC床版の輪荷重走行試験結果は全て荷重を段階的に引き上げながら載荷を継続する階段載荷によるものしかなく、載荷荷重一定の条件で破壊まで移動載荷による疲労試験結果は得られていない。

(1) 輪荷重走行試験

解析との比較に用いるPC床版の輪荷重走行試験結果は次の通り⁶⁾。

・材料特性 :

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)
PC8-1	42.9	2.67	0.166	3.66
PC8-2	50.0	3.31	0.193	3.77

・鉄筋 :

	鉄筋径	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
PC8-1	D13	360	515
PC8-2	D19	354	513

・プレストレス量: 242kN/本

・荷重 : 階段載荷

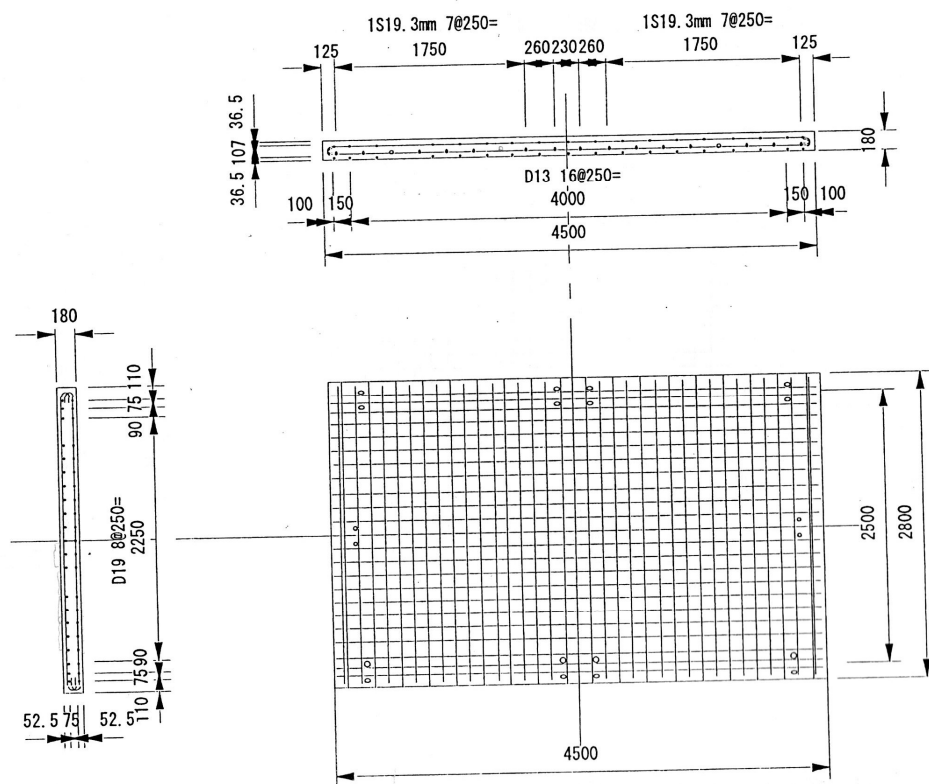


図 3.4-1 PC床版の概要^⑥

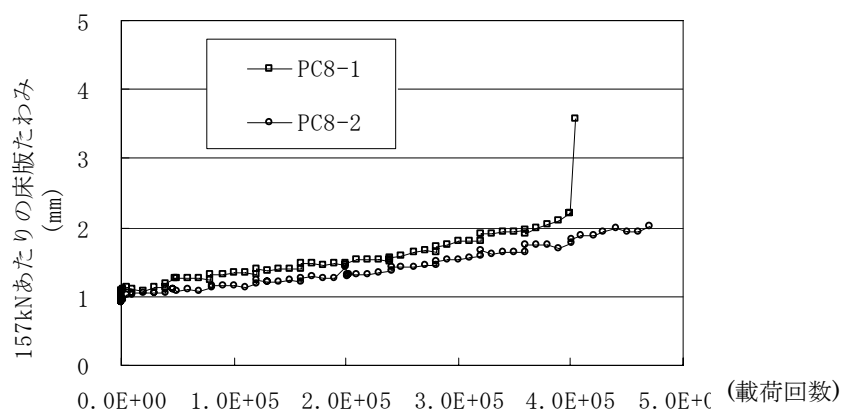
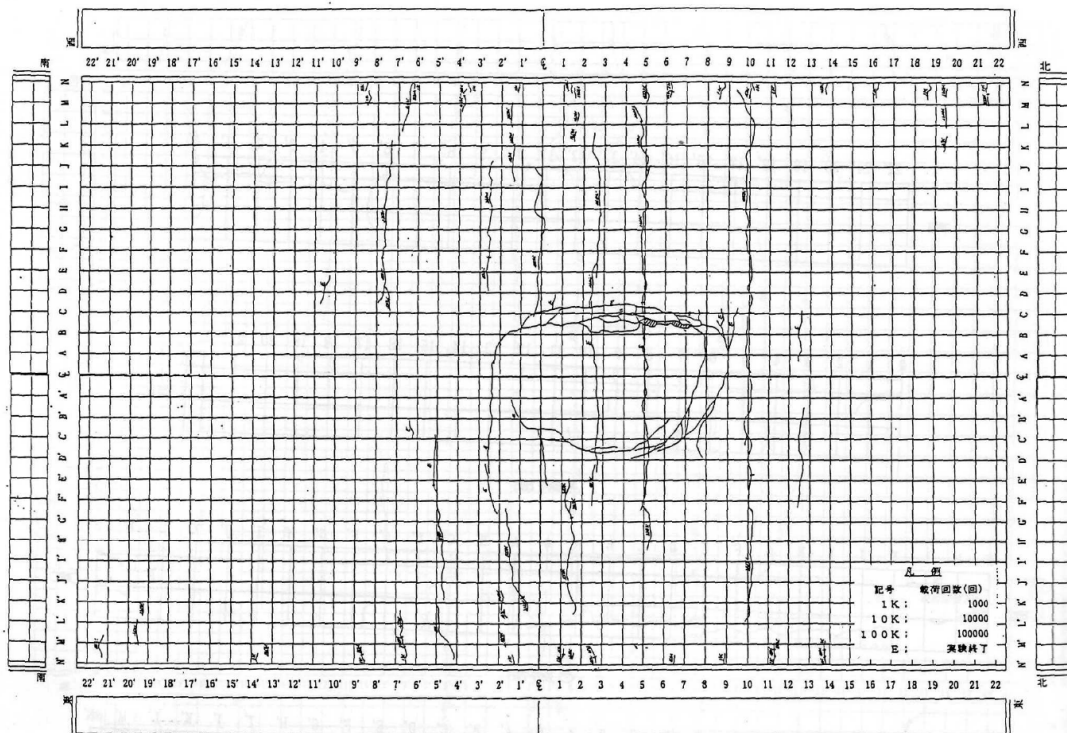
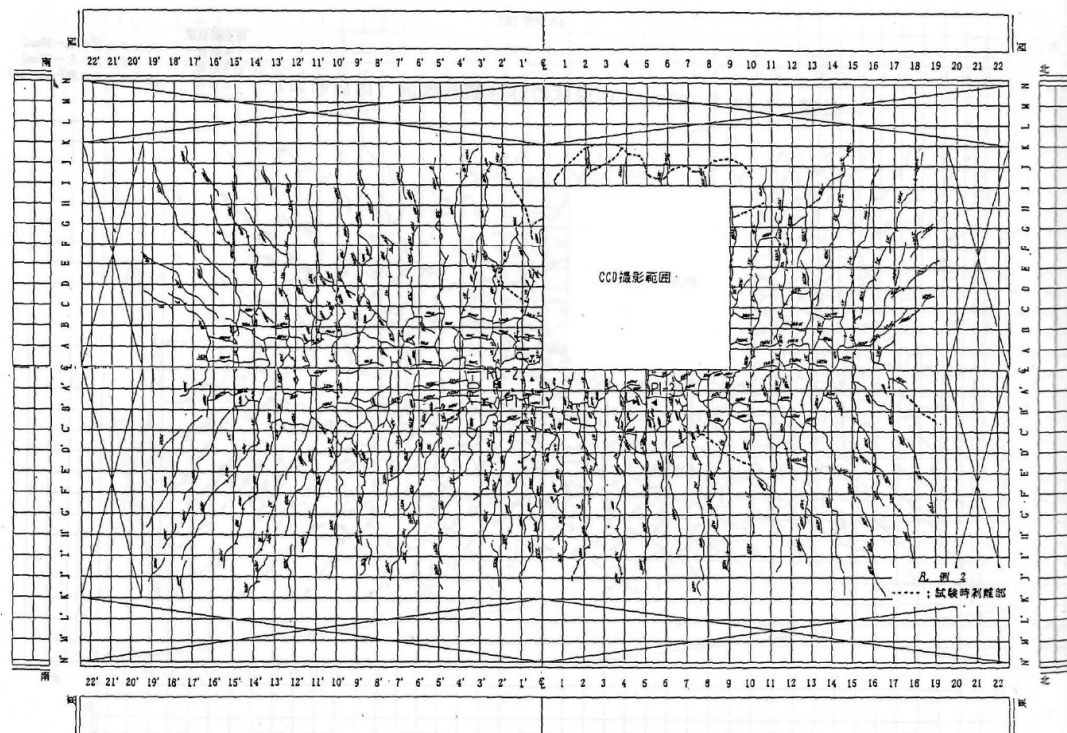


図 3.4-2 PC床版の輪荷重走行試験結果^⑥

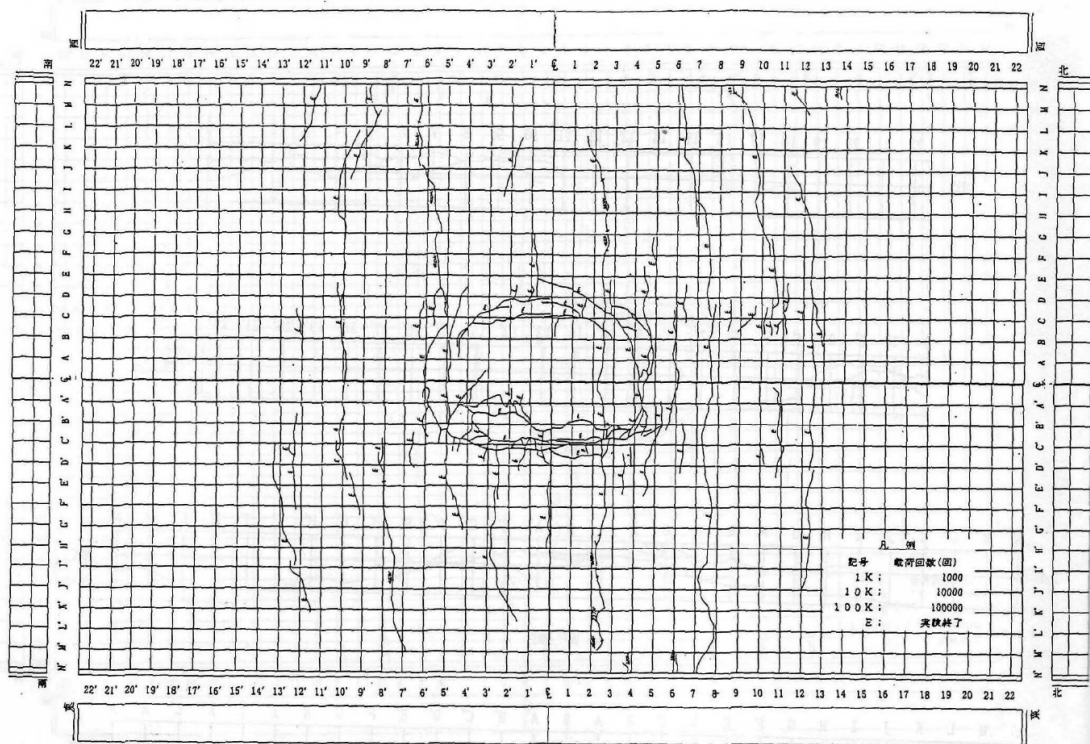


付図-7.20.1 PC8-1 供試体のひび割れ状況 (床版上面)

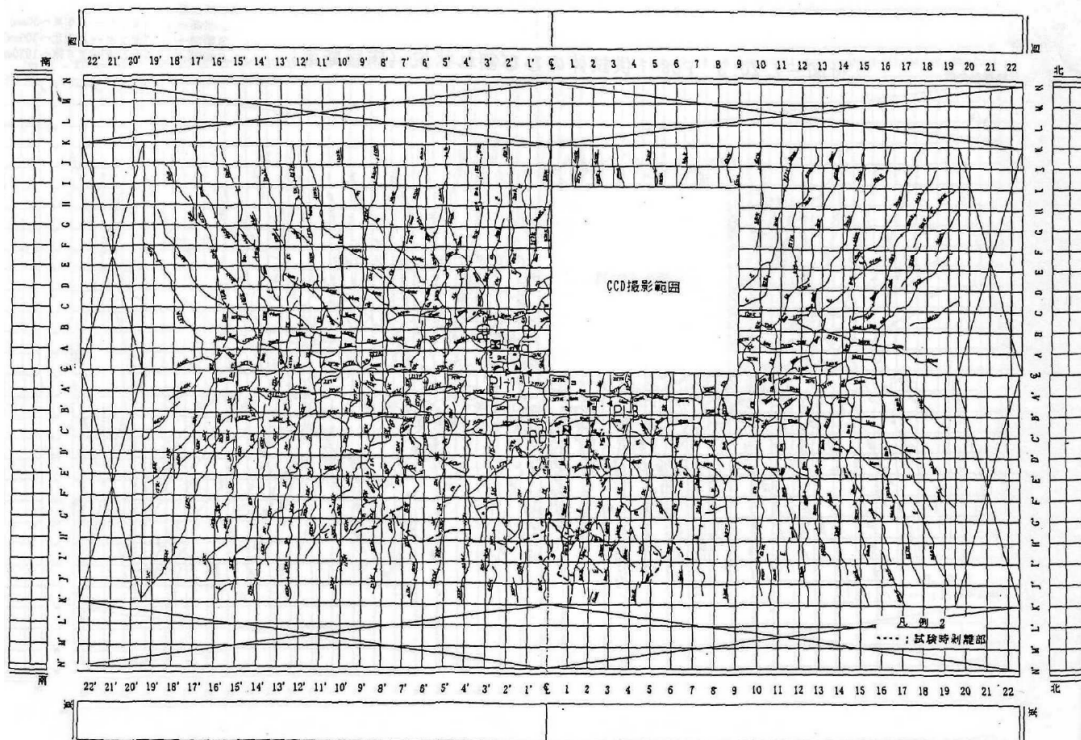


付図-7.20.2 PC8-1 供試体のひび割れ状況 (床版下面)

図 3.4-3 供試体ひび割れ状況^④



付図-7.21.1 PC8-2 供試体のひび割れ状況 (床版上面)



付図-7.21.2 PC8-2 供試体のひび割れ状況 (床版下面)

図 3.4-4 供試体ひび割れ状況^⑥

(2) 疲労解析

P C床版の解析モデルの基本的な条件はR C床版のモデルと同様である。

要素分割は平面的に $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ とし床版厚さ方向に5層に分割している。

また載荷荷重の移動もR Cの場合と同様に5カ所の載荷点で順番に載荷して移動の影響を推定する。プレストレスは、コンクリート要素中に設定した埋め込み要素にプレストレスを導入している。プレストレスの導入方法に関する概念図を図3.4-5に示す。

はじめに、R C床版の解析と同様の破壊基準によって床版コンクリートの要素を破壊させた場合の解析結果を図3.4-6及び3.4-7に示す。

解析から得られた床版たわみ、鉄筋ひずみは、試験結果の値と比較して非常に大きな値となり乖離が大きい。また、床版が疲労破壊したと評価する鉄筋応力度の急激な変化は解析では現れない。

これは、実際のP C床版ではプレストレスによる圧縮力の導入効果により、仮に疲労によってコンクリートにひびわれが生じるなどの微少な損傷が生じても応力レベルが小さい段階では全断面で抵抗し弾性的な挙動が保持されると思われるが、解析ではR C床版と同様に破壊基準に達した要素については弾性係数を一様に $1/10$ に低下させたことによることが原因の一つと考えられる。実際の床版ではひび割れが生じたコンクリート部分もひびわれは開口せずに少なくとも圧縮力には抵抗が期待できるのに対し、解析ではある体積をもつ要素の弾性係数を一様に低減させたことから圧縮力に対しても破壊した要素とその近傍の応力分担や変形の状態が実際の床版とは異なってくる可能性がある。

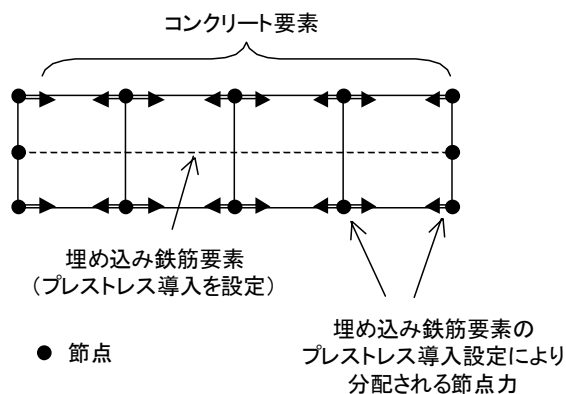
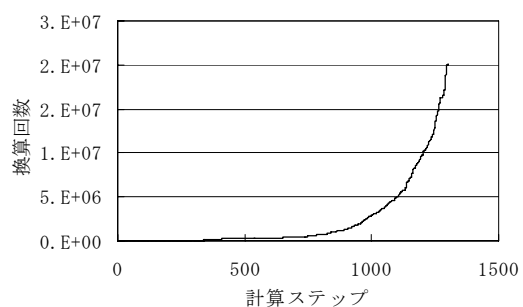
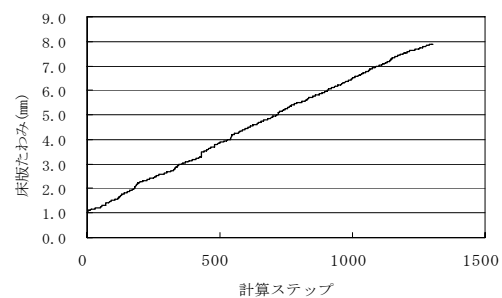


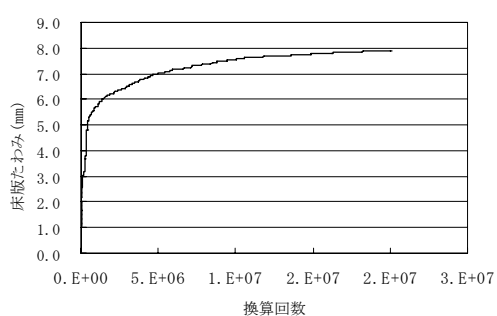
図 3.4-5 プレストレス導入モデルの概念図



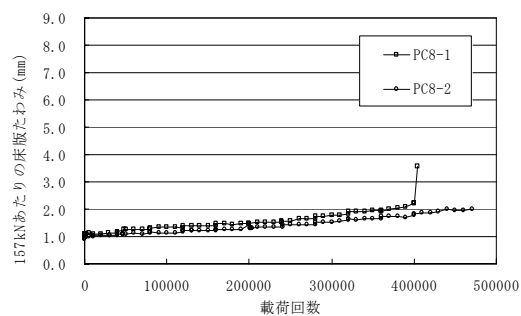
計算ステップと換算回数（計算値）



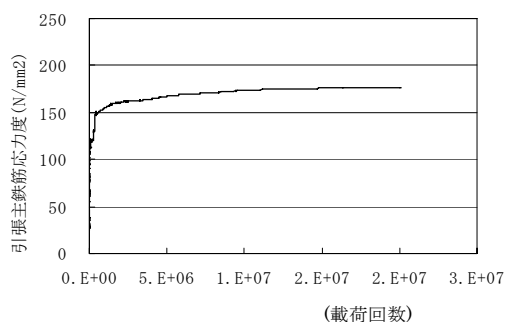
計算ステップと床版たわみ（計算値）



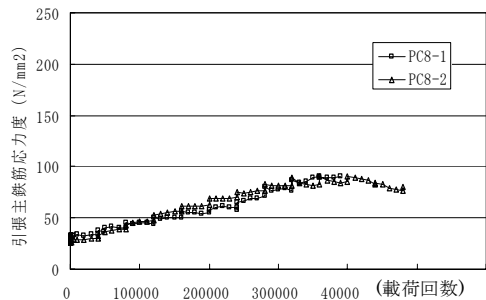
床版たわみ（計算値）



床版たわみ（157kN あたりの実験値）

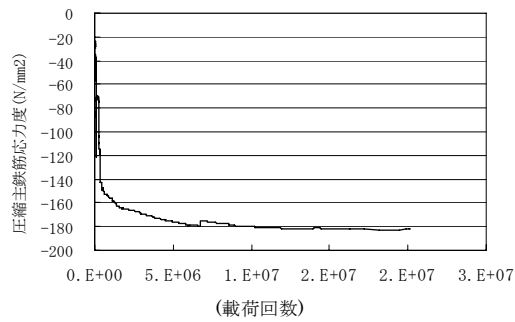


引張主鉄筋応力度（計算値）

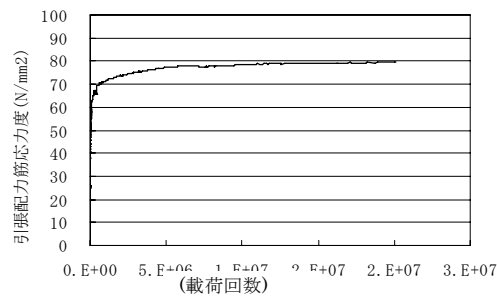


引張主鉄筋応力度(157kN あたりの実験値)

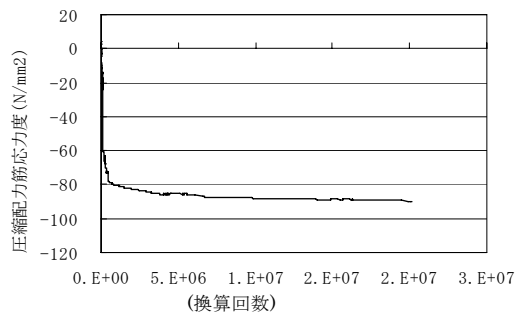
図 3.4-6(1) 解析結果(1)



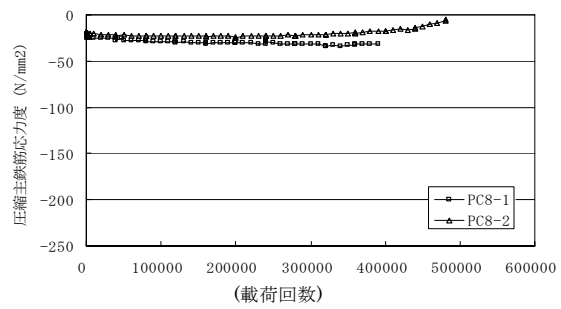
圧縮主鉄筋応力度（計算値）



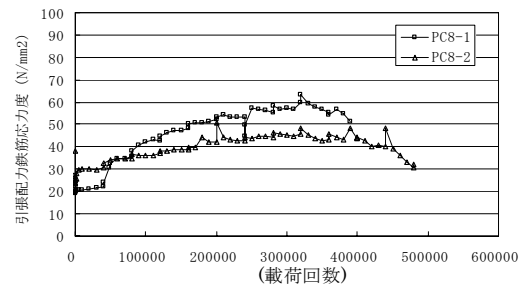
引張配力鉄筋応力度（計算値）



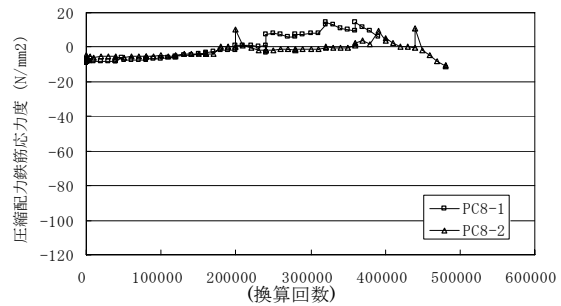
圧縮配力鉄筋応力度（計算値）



圧縮主鉄筋応力度（157kN あたりの実験値）



引張配力鉄筋応力度（157kN あたりの実験値）



圧縮配力鉄筋応力度（157kN あたりの実験値）

図 3.4-6(2) 解析結果（2）

以上のように RC 床版の場合と同様、方向性を考慮せずに要素を破壊させると、試験結果と解析結果では乖離が大きい。

このため、プレストレスの影響によって RC 床版の場合と異なり疲労によって破壊した要素に対して引張方向には抵抗せず、圧縮方向には破壊前と同様に抵抗できるとする条件で解析条件を設定して解析を行った。

なお要素毎に非線形な挙動（図 3.4-7）を考慮した解析は計算が煩雑かつ計算量も膨大なものになるため、これまでと同様に主引張応力度によるひずみエネルギーを基準として疲労破壊する要素を決定するが、破壊基準および破壊の影響（解析上の弾性係数の低下方向）は要素の直交する 3 軸方向（床版支間方向、支間直角方向、水平面方向）それぞれに独立して影響するものとした解析を実施した。

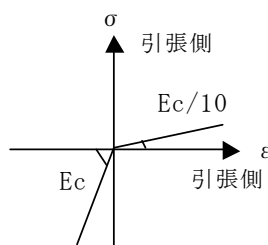


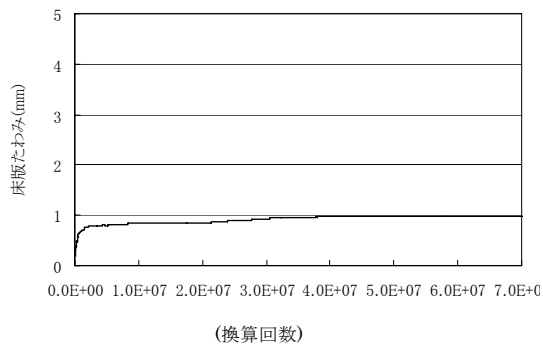
図 3.4-7 PC床版の計算に用いるべき材料特性

すなわち、要素疲労破壊時にいずれの方向で破壊するかについては、解析の各ステップで各方向の引張応力度によるひずみエネルギーの累積疲労損傷度を算出しておき、主引張応力による基準値が一定の値に達したとき、累積疲労損傷度が最大の方向の弾性係数のみを低下させる方法を採用した。

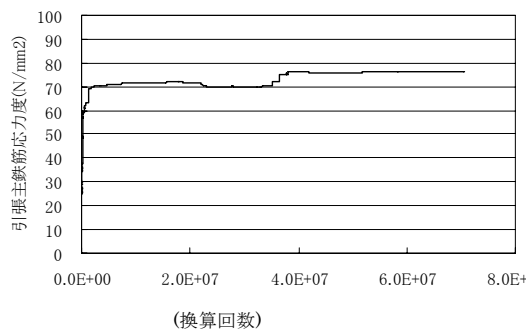
解析上の設定の詳細は次の通り。

- ・荷重 1,2,3,4,5 と載荷（輪荷重 1 回の通過を想定）した場合の各要素に蓄積されるダメージは弾性ひずみエネルギー（引張応力成分のみのエネルギー（主応力から換算））として累積させる。
- ・主応力成分がすべて 0 の場合には、損傷は生じない。
- ・各垂直応力成分（ σ_x 、 σ_y 、 σ_z ）によるエネルギー量も、各方向について別々に累積させる。
- ・要素に蓄積したダメージが最大（弾性ひずみエネルギーが最大）のものが損傷すると判断する。
- ・破壊方向は、応力成分によるエネルギー量の蓄積が最大の方向とする。ただし、一方向に破壊した要素は、他の方向には破壊しない。

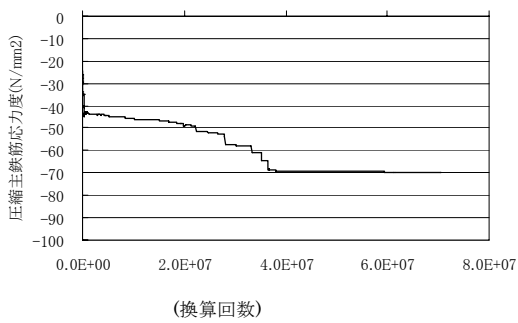
この設定における解析結果を以下に示す。



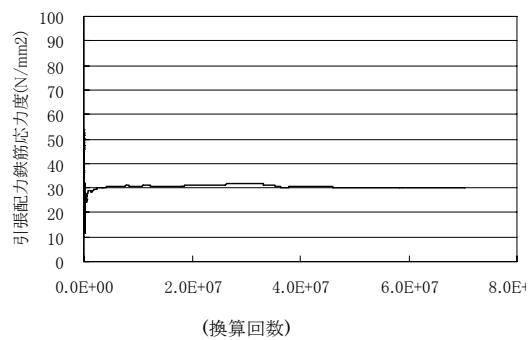
床版たわみ (計算値)



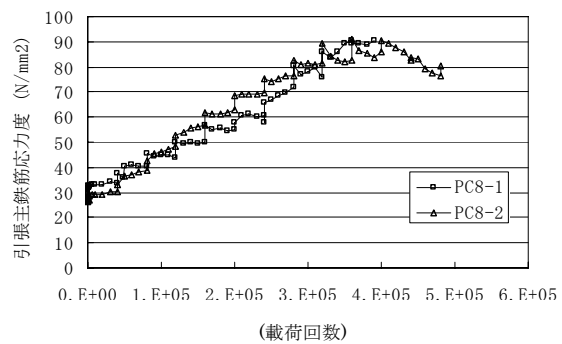
引張主鉄筋応力度 (計算値)



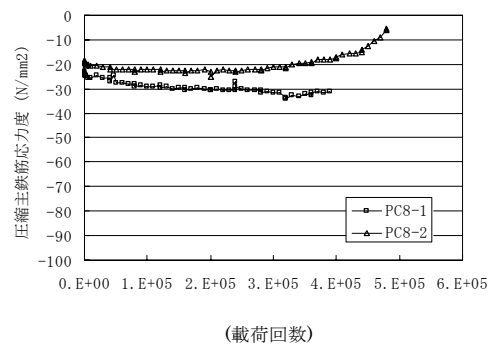
圧縮主鉄筋応力度 (計算値)



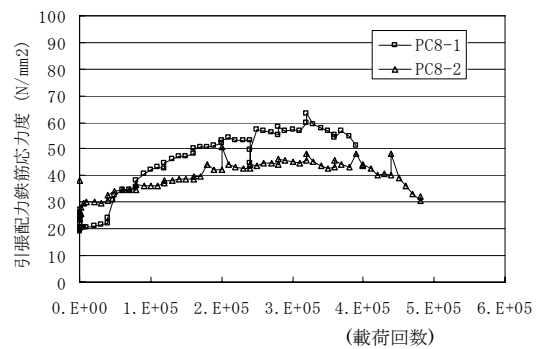
引張配力鉄筋応力度 (計算値)



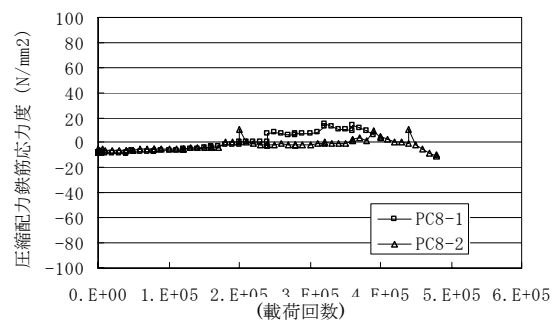
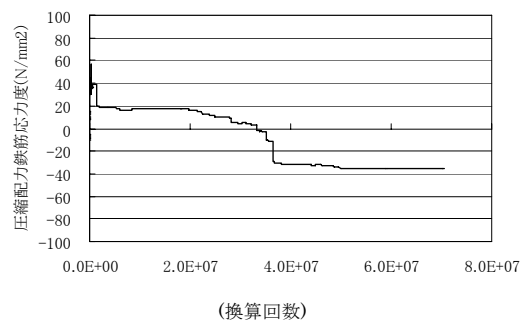
引張主鉄筋応力度 (157kN あたりの実験値)



圧縮主鉄筋応力度 (157kN あたりの実験値)



引張配力鉄筋応力度 (157kN あたりの実験値)



圧縮配力鉄筋応力度（計算値）

圧縮配力鉄筋応力度（157kN あたりの実験値）

図 3.4-8 解析結果の検証

・要素破壊の状況

なお、要素内に縦線「|」または横線「—」がある要素ではそれと直交する方向に要素が破壊したことを示す。また「×」は水平方向の破壊を示す。

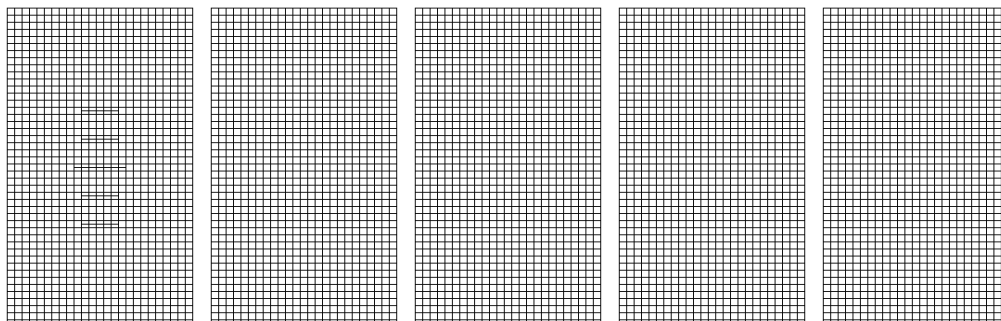


図 3.4-9(1) 解析ステップ 10($1.7\text{E}-10$)

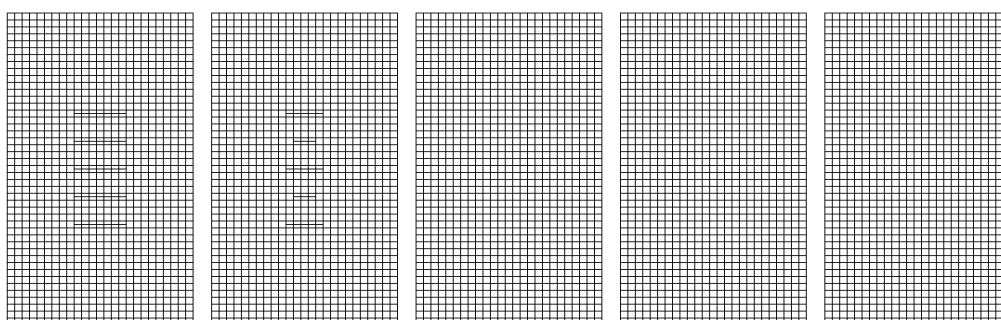


図 3.4-9(2) 解析ステップ 20 ($2.1\text{E}-9$)

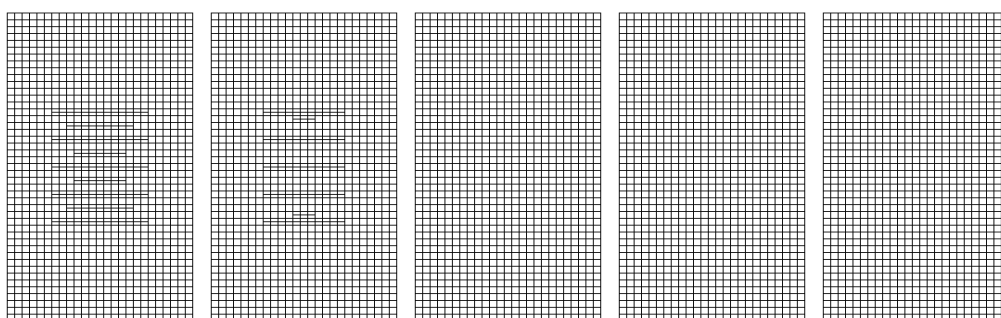


図 3.4-9(3) 解析ステップ 50($5.7\text{E}+2$)

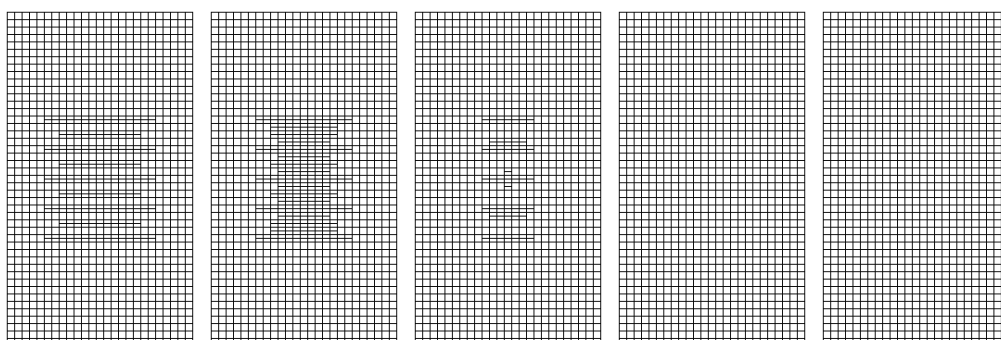


図 3.4-9(4) 解析ステップ 100($1.1\text{E}+3$)

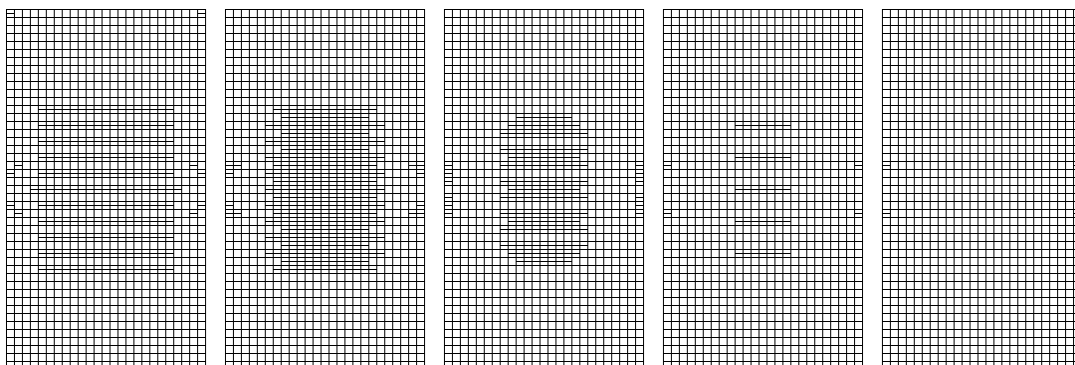


図 3.4-9(5) 解析ステップ 200(9.0E+4)

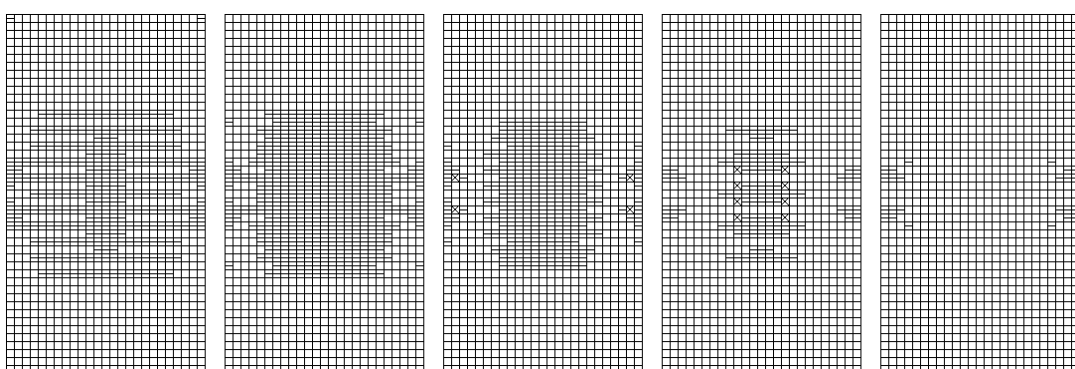


図 3.4-9(6) 解析ステップ 300(2.3E+5)

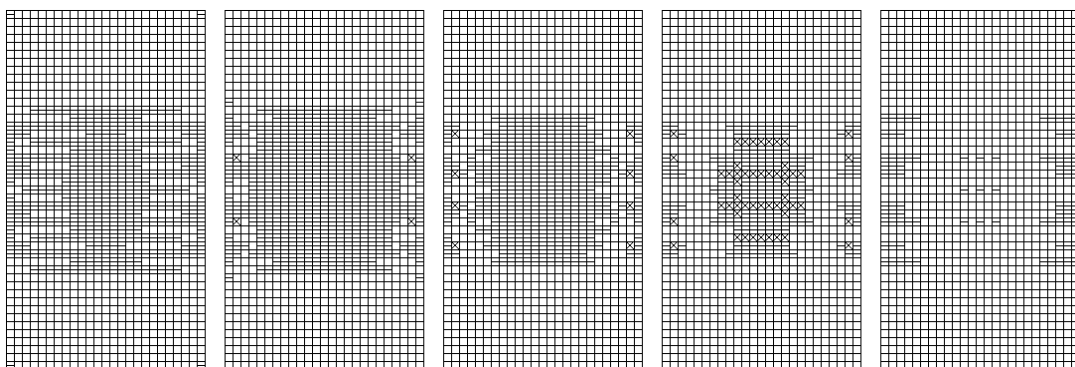


図 3.4-9(7) 解析ステップ 400(4.3E+5)

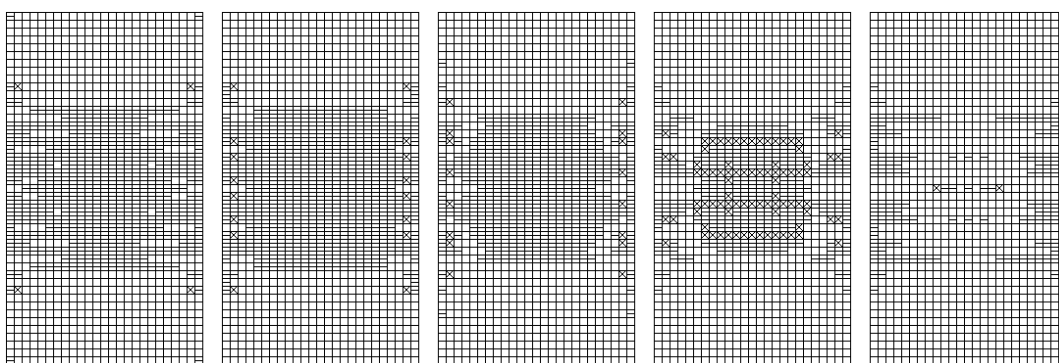


図 3.4-9(8) 解析ステップ 500(9.2E+5)

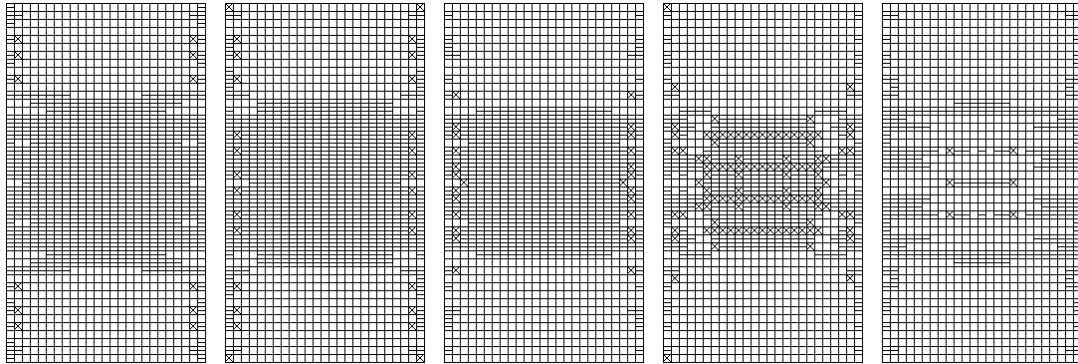


図 3.4-9(9) 解析ステップ 600(2.6E+6)

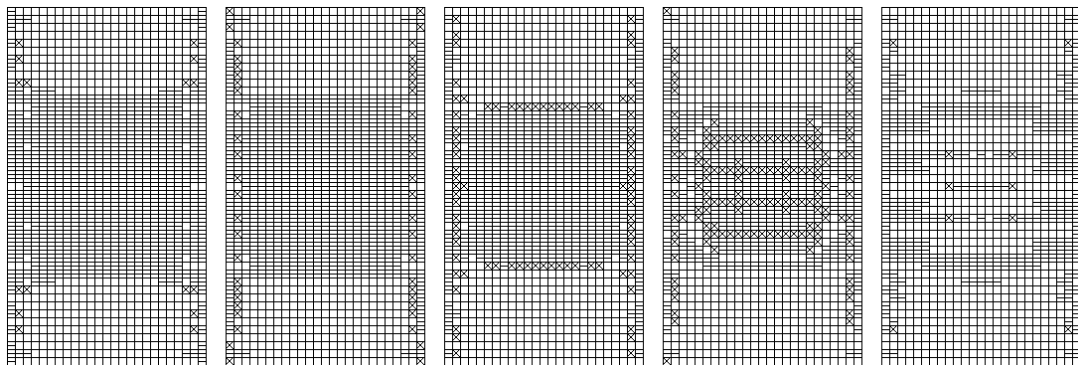


図 3.4-9(10) 解析ステップ 700(6.7E+6)

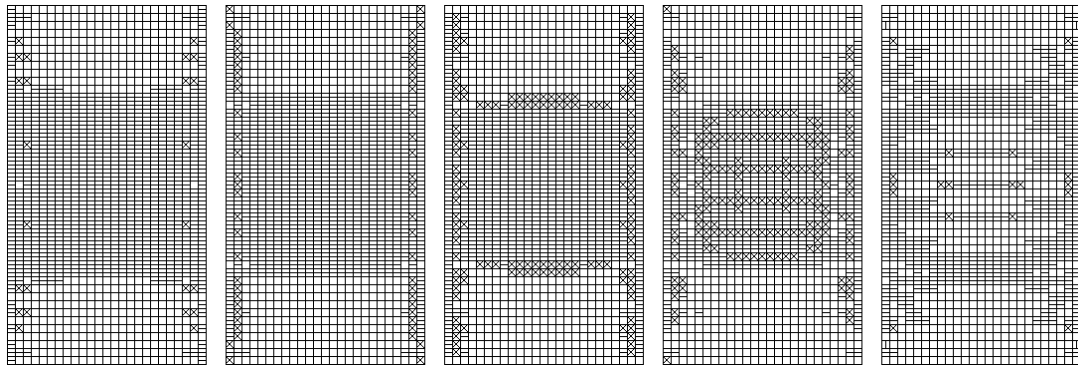


図 3.4-9(11) 解析ステップ 800(1.6E+7)

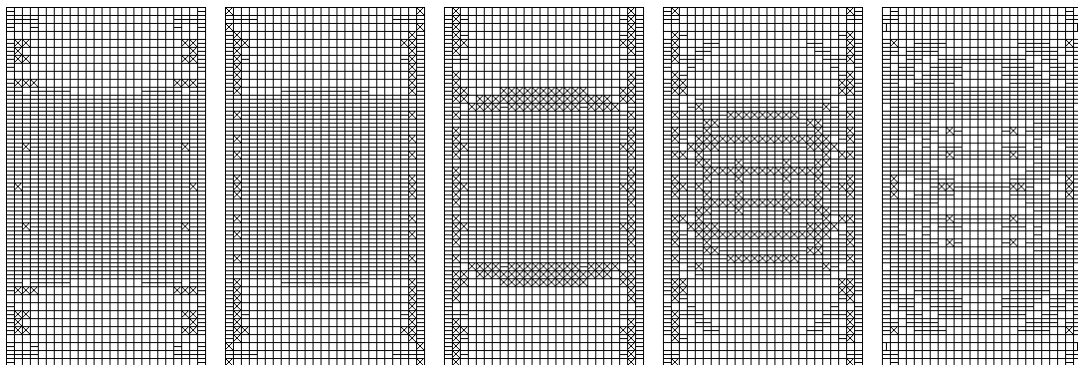


図 3.4-9(12) 解析ステップ 900(2.4E+7)

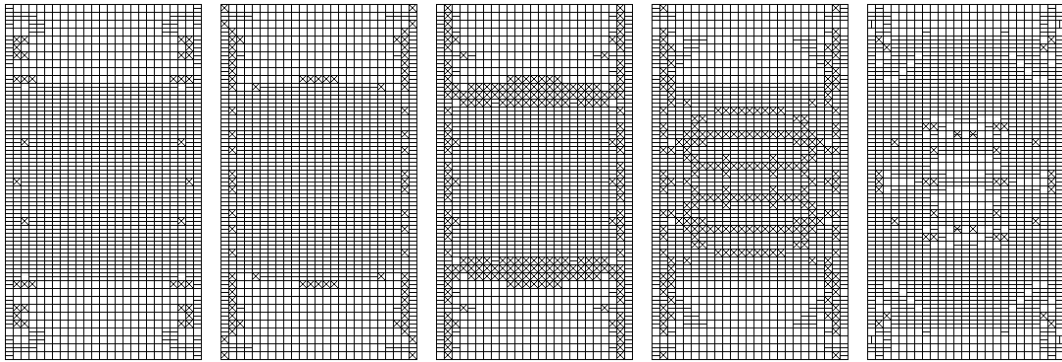


図 3.4-9(13) 解析ステップ 1000(3.1E+7)

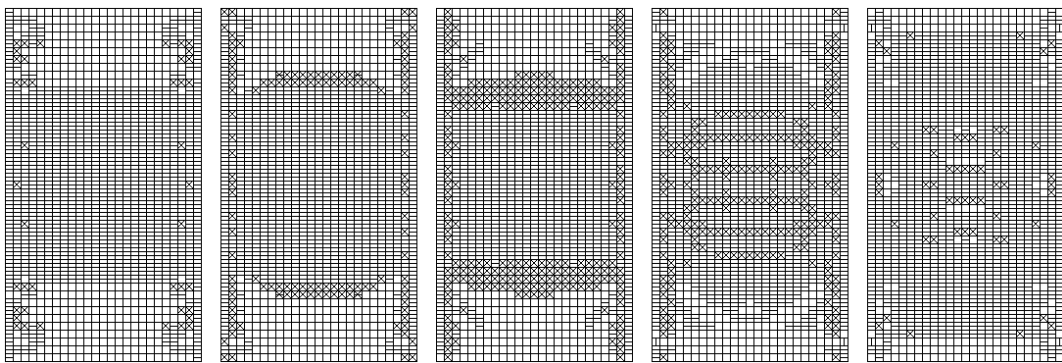


図 3.4-9(14) 解析ステップ 1100(3.9E+7)

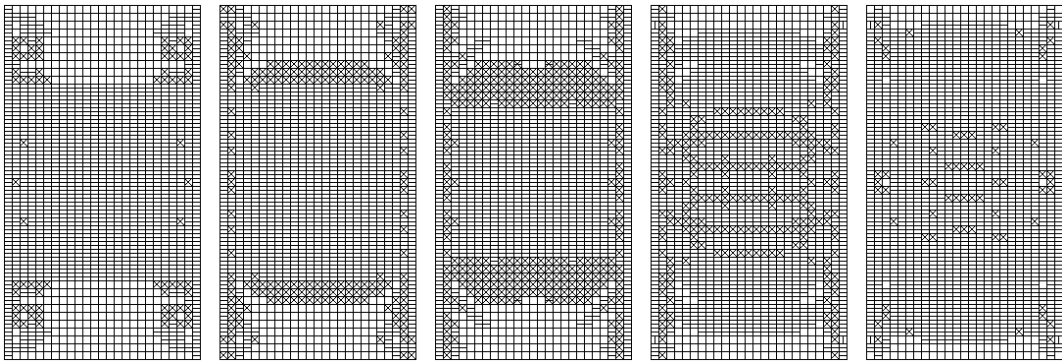


図 3.4-9(15) 解析ステップ 1200(5.4E+7)

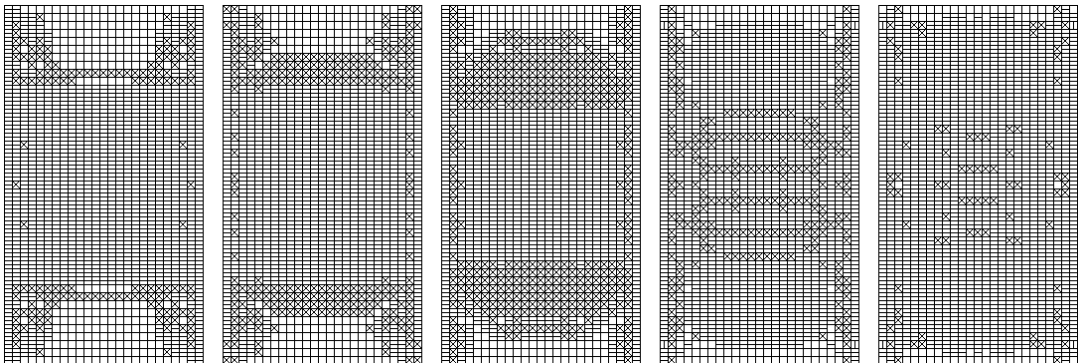


図 3.4-9(16) 解析ステップ 1300(7.0E+7)

(3) 考察

以上より、得られた結果は次の通り。

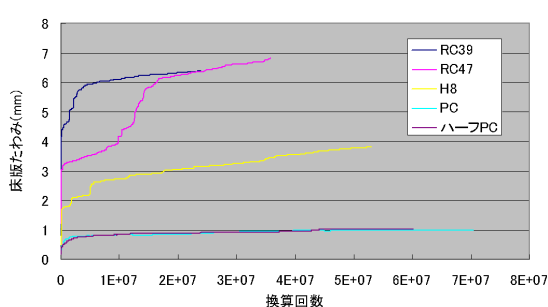
解析結果から損傷要素の損傷方向を調べると、おおむね、プレストレス導入方向と同様の方向に損傷しており（ひび割れが発生しており）、損傷の仕方は実験結果に類似している。

たわみに関しては、実験は階段載荷が行われた結果しかないが、それを初期荷重に換算しても階段状に増加している。これは、荷重を増加させることで、疲労で破壊する以外の要素で破壊していることを示している（耐荷力で破壊されていることを示している）。解析は一定荷重で行っており、比較はできない。ただし、今までの実験における初期荷重のたわみ量のRC床版とPC床版の違いは再現できている。

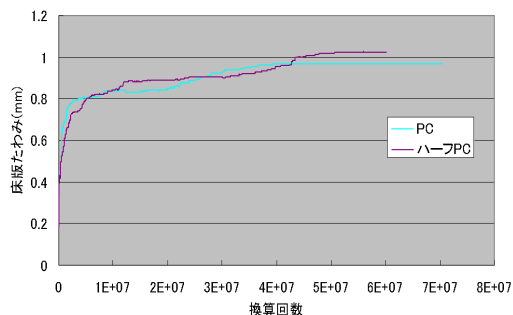
内部鋼材の応力（ひずみ）はRC床版での解析時同様、コンクリートの損傷要素位置に、着目する鋼材がある場合には、鋼材の応力は大きく変動するが、変動するのはその要素のみであり、これは実験におけるひび割れ位置とゲージ位置の關係に類似している。そのため実験で計測された値と解析結果の比較は困難である。

なお、RC39、RC47、H8床版⁶⁾についてここでPC床版の解析に適用した疲労破壊に方向性を考慮する手法での解析を実施した。また、プレストレス量を変化させたケースとして既往の実験結果がある50%プレストレスト床版（以下、「ハーフPC」という）⁷⁾についても解析を実施した。その結果を図3.4-10に示す。

RC床版に比べてPC床版のたわみが少なく推移する傾向は既往の実験結果とも整合する結果であり、たわみが抑制されることと引張応力が生じにくいことから疲労ダメージの蓄積が抑制されることがプレストレスの導入による疲労耐久性向上に寄与している可能性が示唆される。



(1)計算結果比較



(2)PC とハーフ PC の比較

図 3.4-10 同荷重(157kN)での計算結果（各ケースとも 1300 ステップまで）

3.4.3 鋼コンクリート合成床版の検討

既往の輪荷重走行試験では、鋼コンクリート合成床版の多くは荷重漸増載荷の条件下で R C 床版に比べて走行回数が増え疲労耐久性に優れると考えられている。しかし床版下面が底鋼板で覆われていることから試験途中の段階でのひび割れの状態（発生、進展）は確認が困難であり実際の損傷過程については不明な点も多い。また床版によっては輪荷重走行試験終了後の供試体を切断した結果内部にひびわれが生じていたものもあることが報告されている。

ここでは、過去に輪荷重走行試験が行われている床版のうち破壊性状が確認されたことのある以下の鋼コンクリート合成床版を対象に検討を行う。

- ① 帯鋼ジベルを用いた合成床版（NP-1, NP-2）⁸⁾
- ② トラス鉄筋床版とロビンソン型床版

(1) 帯鋼ジベルを用いた合成床版（NP-1, NP-2）

既往の輪荷重走行試験では、床版上面（中立軸より上の床版内部の圧縮領域）において、水平方向のひび割れが進展し、床版が重ね梁化し破壊した例がある。これは、コンクリート内部に配置された帯板上のジベル天端付近において、鋼材近傍のコンクリートに発生した引張応力の繰り返しの影響によってコンクリートが疲労破壊したことが起因となっていることが疑われた⁸⁾。

解析条件は、R C 床版と同様、境界条件は、橋軸側（両側）の最下段接点を鉛直方向に移動固定した。

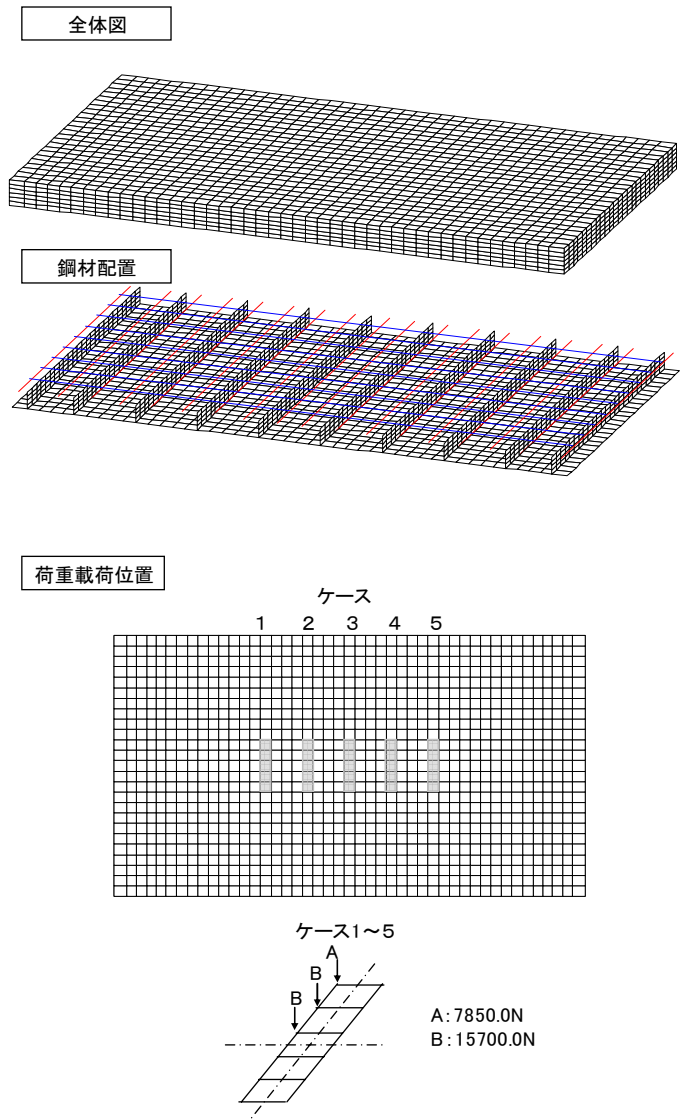
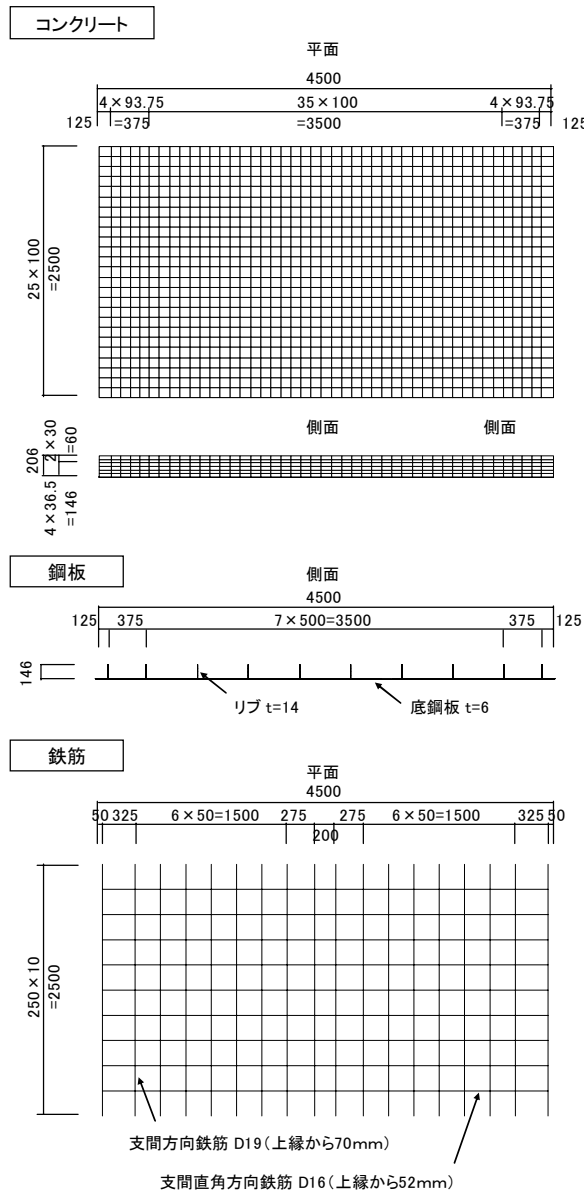
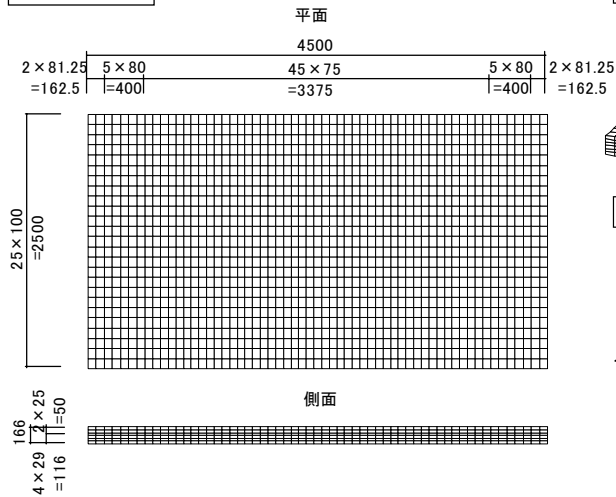
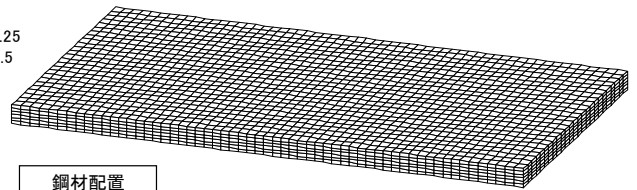


図 3.4-11 解析モデル (NP-1)

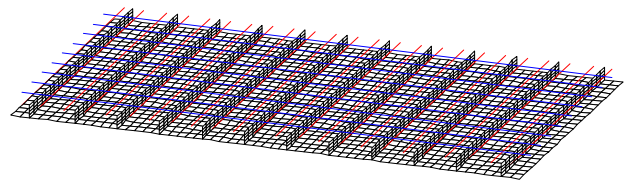
コンクリート



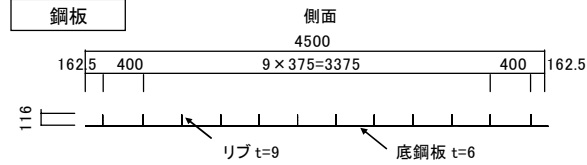
全体図



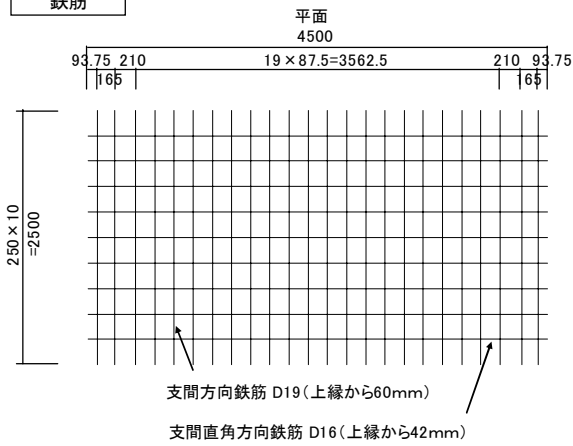
鋼材配置



鋼板



鉄筋



荷重載荷位置

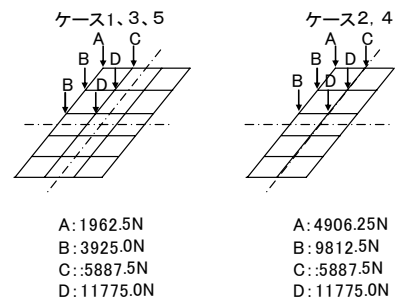
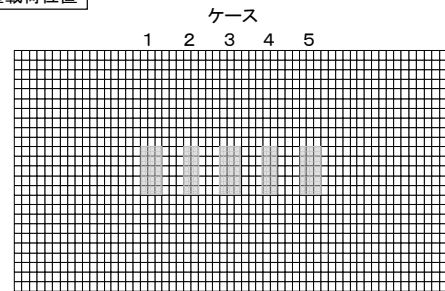


図 3.4-11 解析モデル(NP-2)

・物理定数

床版	厚さ (mm)	弾性係数 (N/mm ²)		支間方向鋼材		支間直角方向鋼材	
		コンクリート	鋼材	位置 (mm)	鋼材	位置 (mm)	鋼材
NP1	200 (200+6)	3.11×10^4	2.0×10^5	70	D19@250	52	D16@250
				206	t=6mm	206	t=6mm
				130	16*140@500	—	—
NP2	166 (160+6)	3.89×10^4	2.0×10^5	60	D19@187.5	42	D16@250
				166	t=6mm	166	t=6mm
				105	9*110@375	—	—

・載荷荷重

157kN (NP-2 のみ途中で 216kN に増加させたケースを実施)

・載荷方法

前出の RC 床版の計算と同様に、500mm (支間方向) × 200mm (支間直角方向) の荷重を想定し、各節点の支配面積に応じた割合で、節点荷重として載荷を表現している。

RC 床版の計算と同様に、床版の疲労はコンクリートの疲労により生じると仮定し、各コンクリート要素の累積損傷度から疲労により破壊したものとみなす要素を抽出した。

主引張応力変化量による歪みエネルギーがコンクリートの破壊の主要因と仮定した場合である 3 章の検討に用いたケース⑦の被害則を採用した。

疲労後の要素は、支間方向、支間直角方向、鉛直方向のいずれか最も累積損傷の大きい方向の弾性係数が 1/10 に低下するものとした。

疲労破壊後も鋼材との付着は切れないものと仮定している。

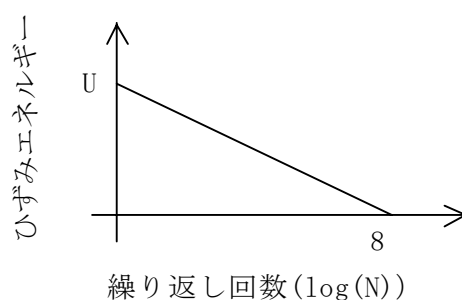


図 3.4-12 解析で使した疲労曲線

解析結果を図 3.4-13～17 に示す。

解析の結果、実験と同様に帯板リブ天端付近で水平方向のクラックが生じたことに対応する損傷が生じた。

水平方向のクラックは、内部鋼材の配置によりひび割れ方向が限定される場合があり、P C床版のように損傷方向を限定させる手法が有効であると思われる。

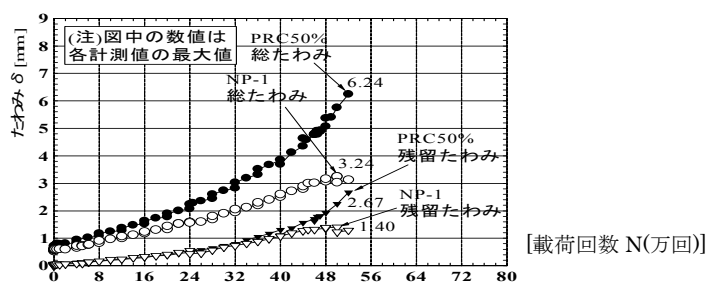


図 3.4-13 たわみ計測結果(NP-1)

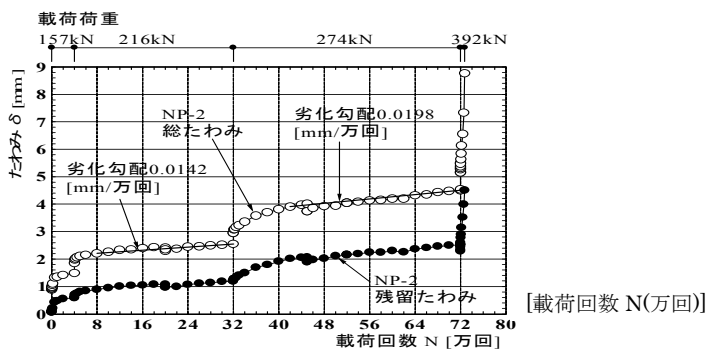


図 3.4-14 たわみ計測結果 (NP-2)

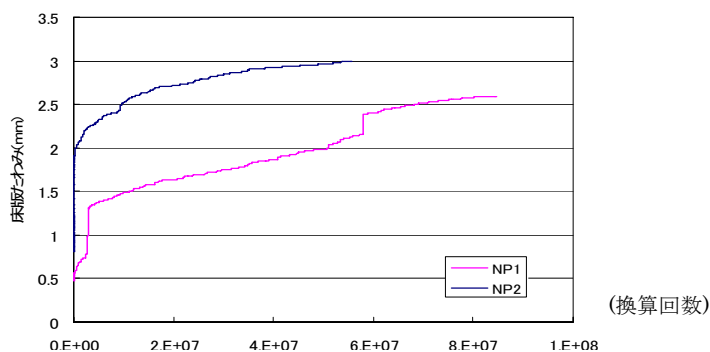


図 3.4-15 たわみの計算値比較

・要素破壊の状況（NP-1 床版（157kN 一定载荷））

なお、要素内に縦線「|」または横線「—」がある要素ではそれと直交する方向に要素が破壊したことを示す。また「×」は水平方向の破壊を示す。

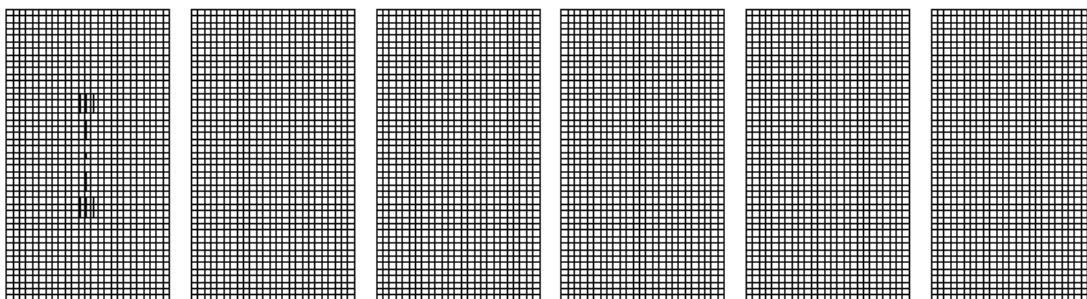


図 3.4-16(1) 解析ステップ 10

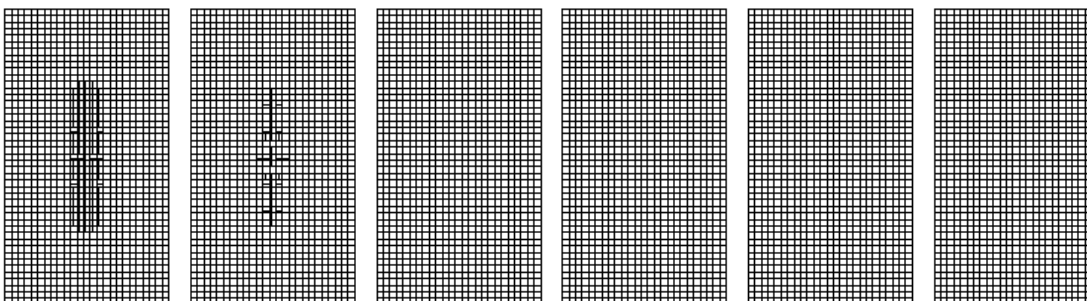


図 3.4-16(2) 解析ステップ 50

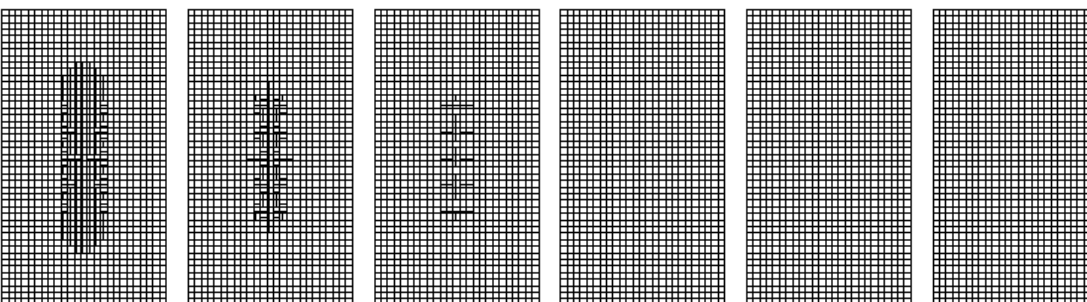


図 3.4-16(3) 解析ステップ 100

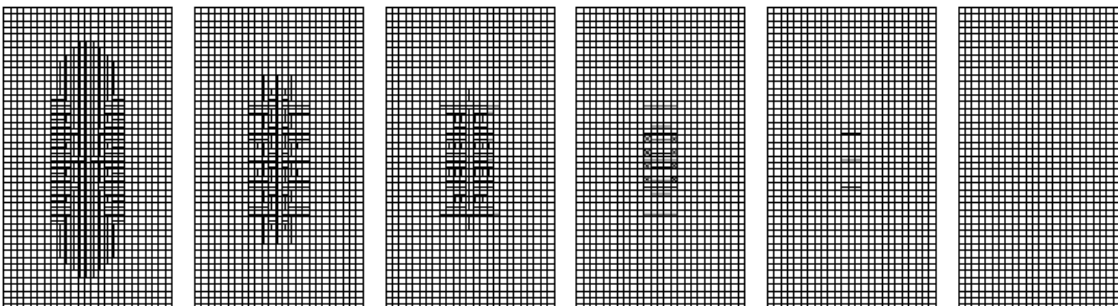


図 3.4-16(4) 解析ステップ 200

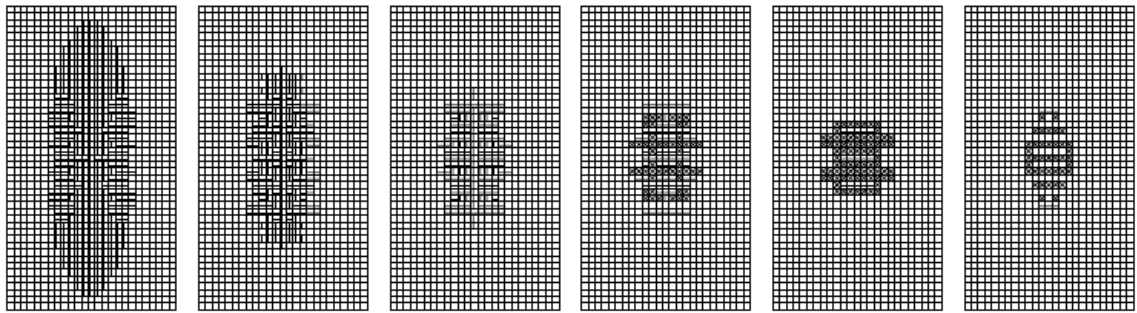


図 3.4-16(5) 解析ステップ 300

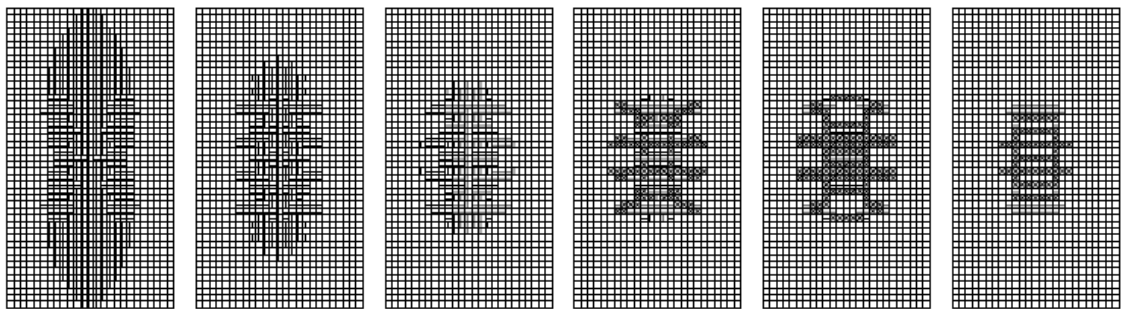


図 3.4-16(6) 解析ステップ 400

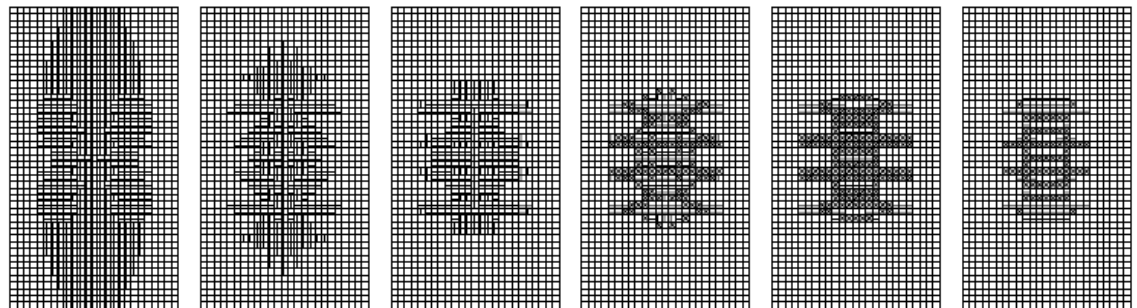


図 3.4-16(7) 解析ステップ 500

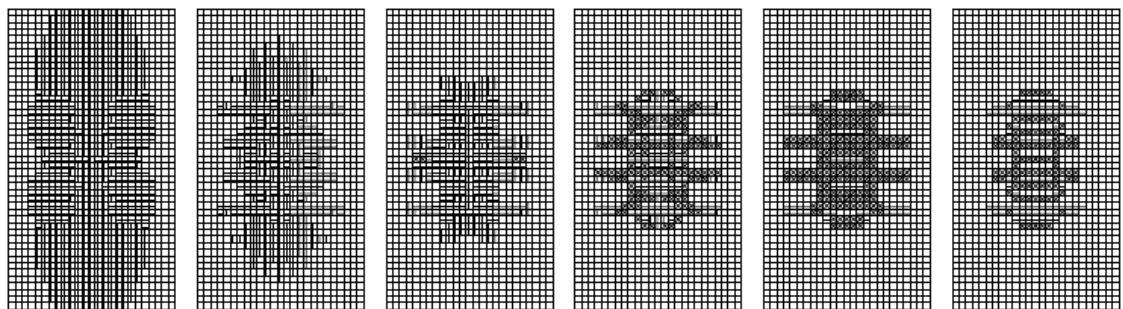


図 3.4-16(8) 解析ステップ 600

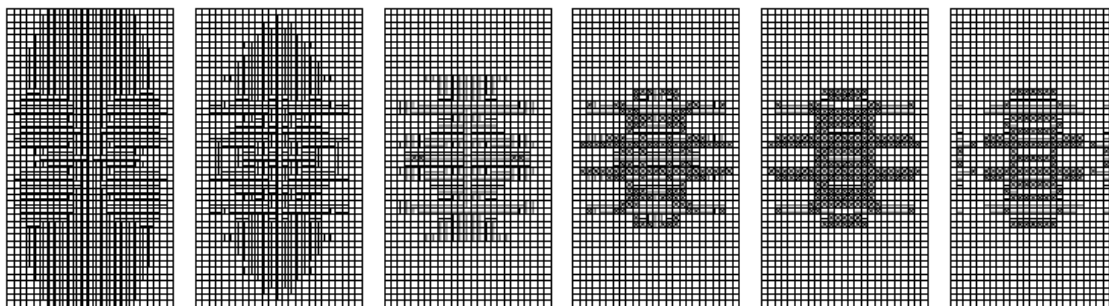


図 3.4-16(9) 解析ステップ 700

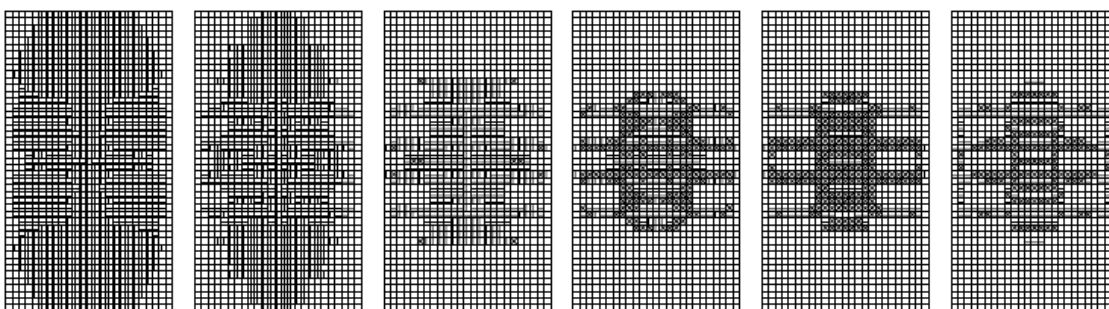


図 3.4-16(10) 解析ステップ 800

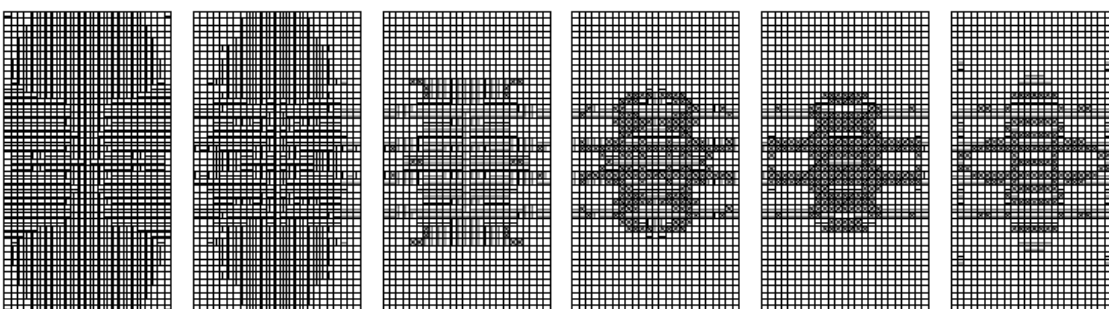


図 3.4-16(11) 解析ステップ 900

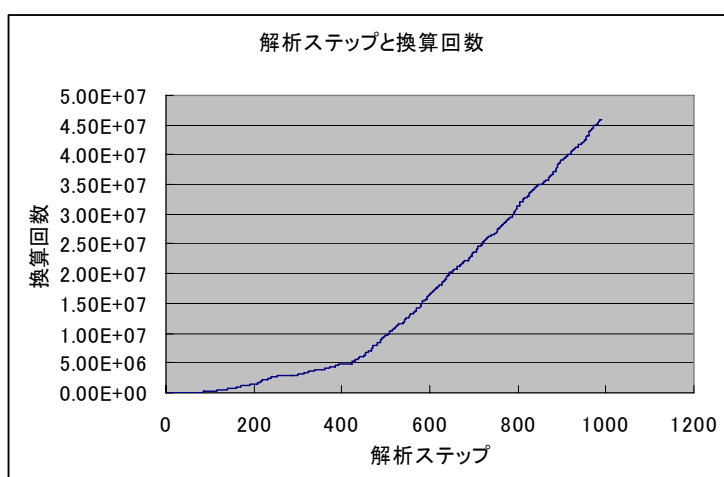


図 3.4-17 解析ステップと換算回数の関係 (NP-1)

・要素破壊の状況（NP-2 床版（157kN 一定載荷））

なお、要素内に縦線「|」または横線「—」がある要素ではそれと直交する方向に要素が破壊したことを示す。また「×」は水平方向の破壊を示す。図側の「—」は、リブ位置

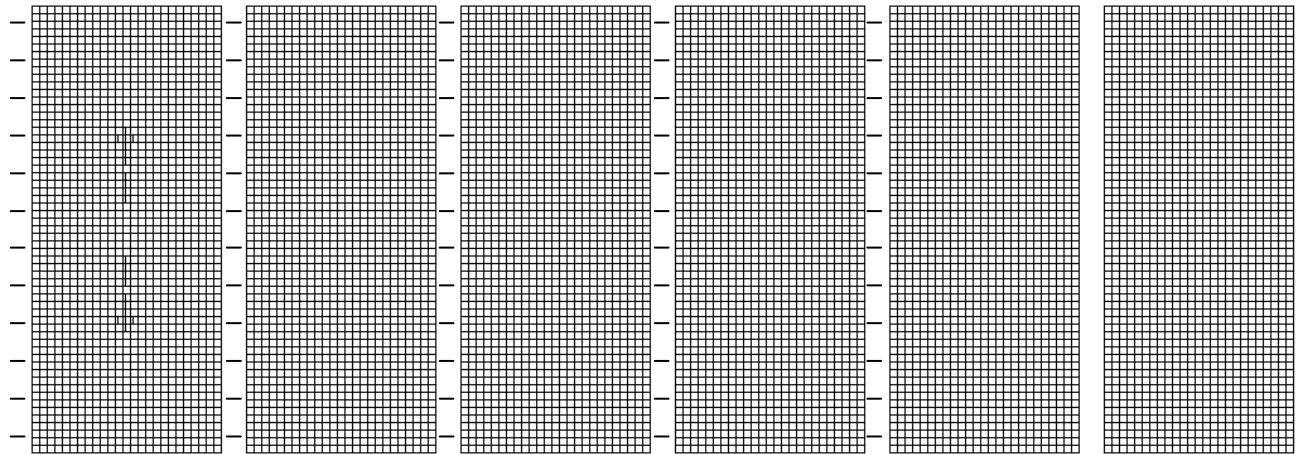


図 3.4-18(1) 解析ステップ 10

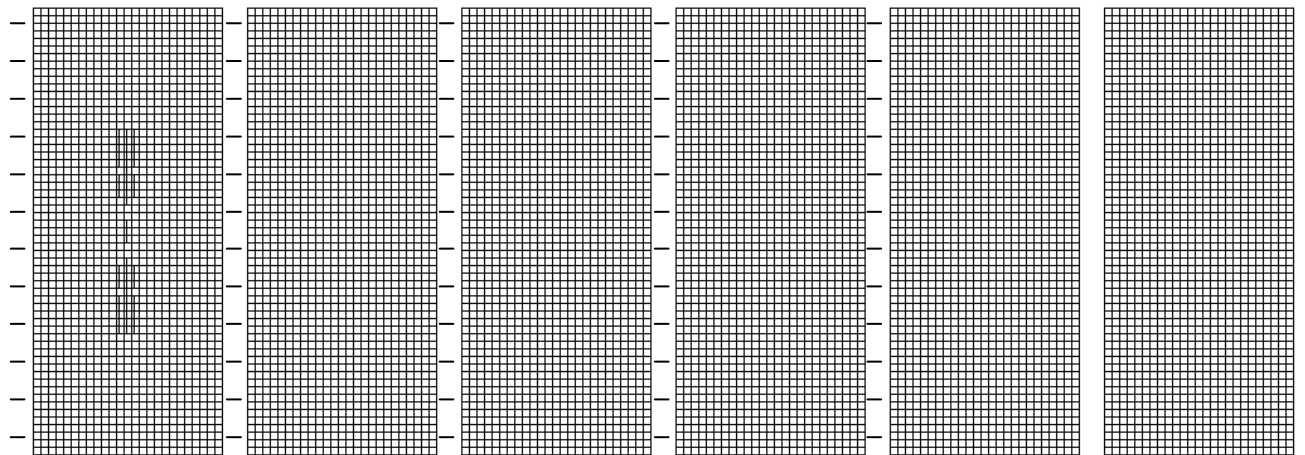


図 3.4-18(2) 解析ステップ 20

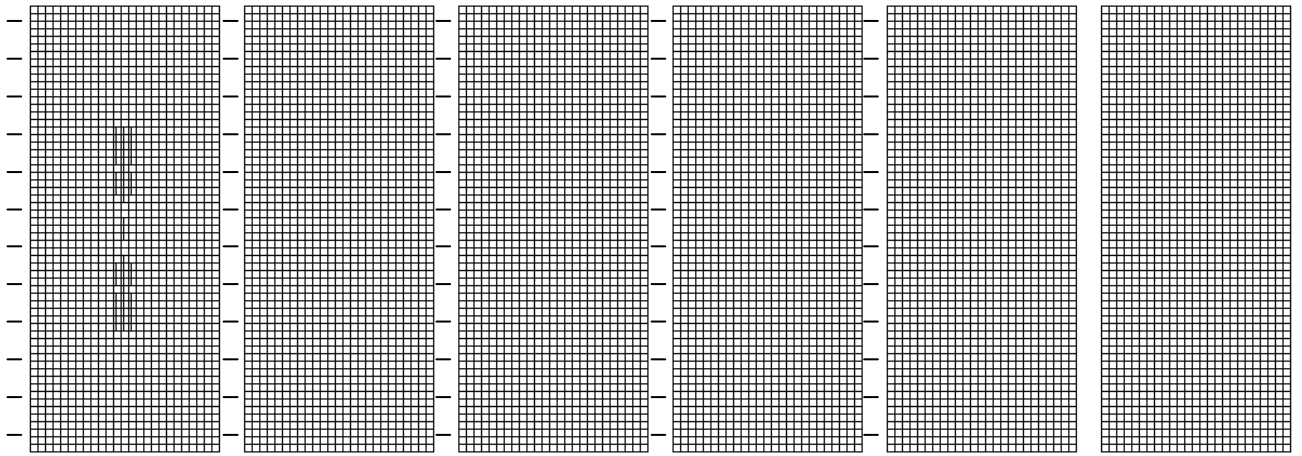


図 3.4-18(3) 解析ステップ 50

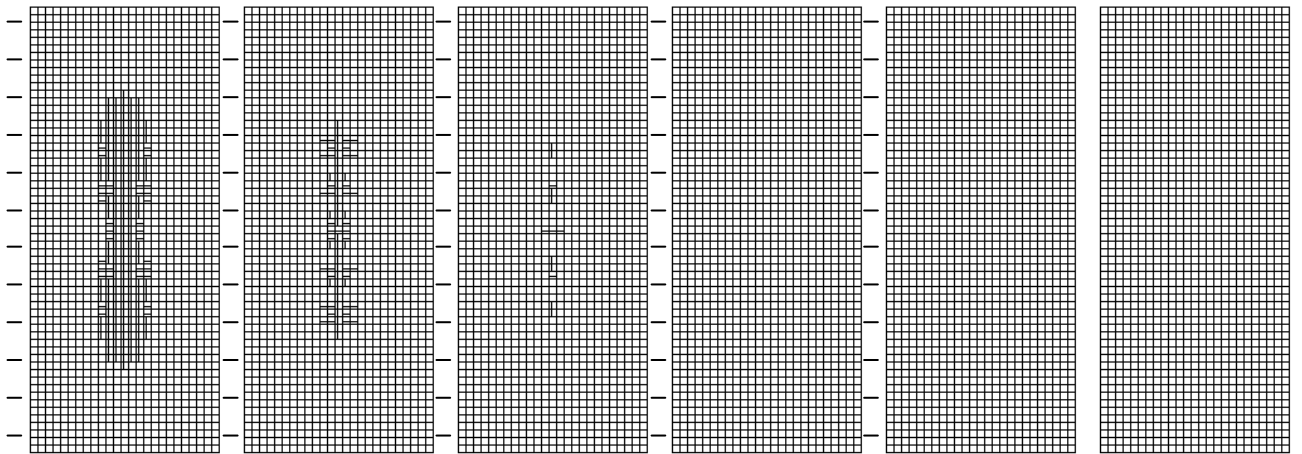


図 3.4-18(4) 解析ステップ 100

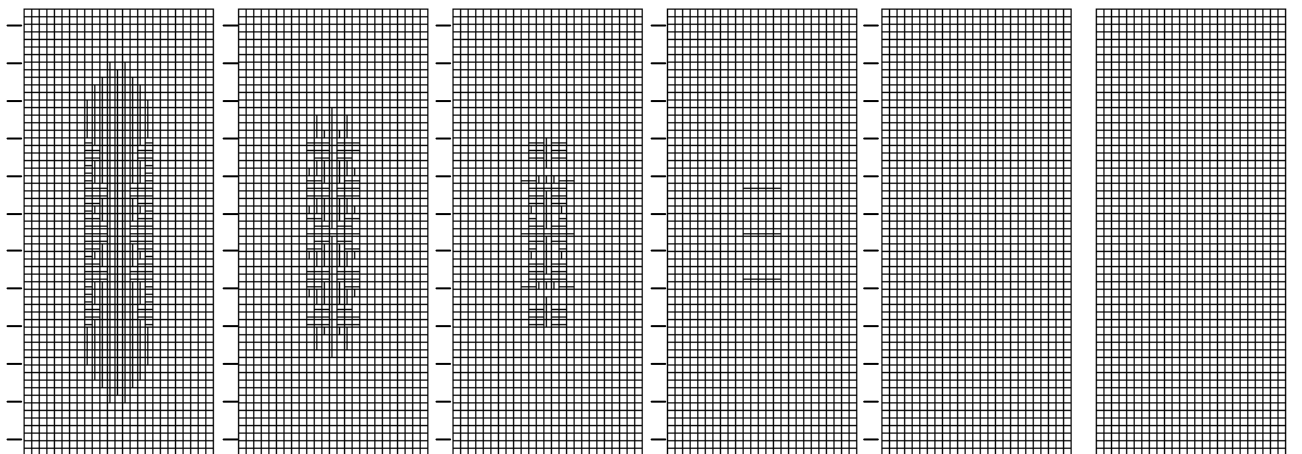


図 3.4-18(5) 解析ステップ 200

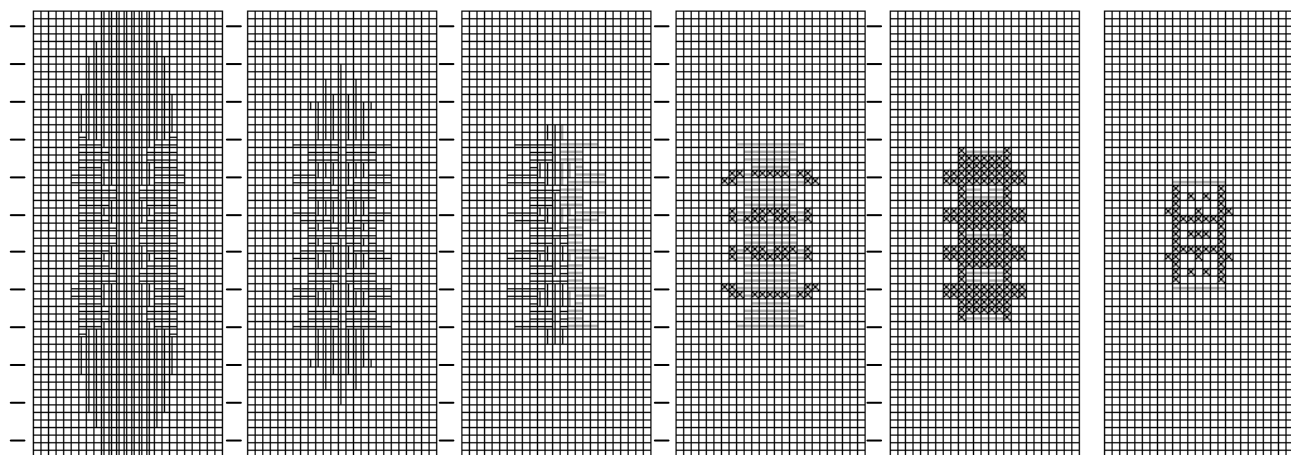


図 3.4-18(6) 解析ステップ 500

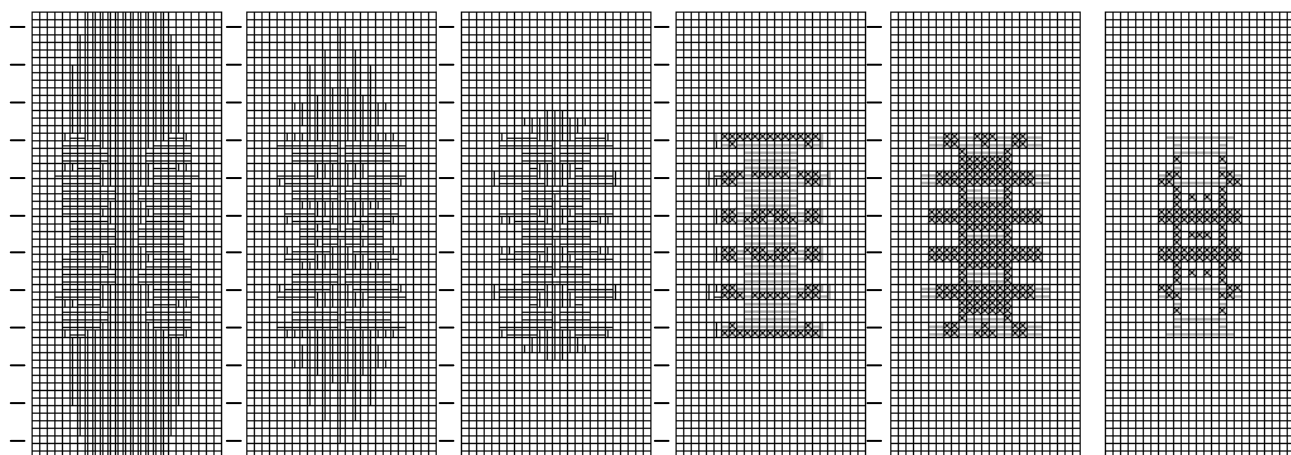


図 3.4-18(7) 解析ステップ 700

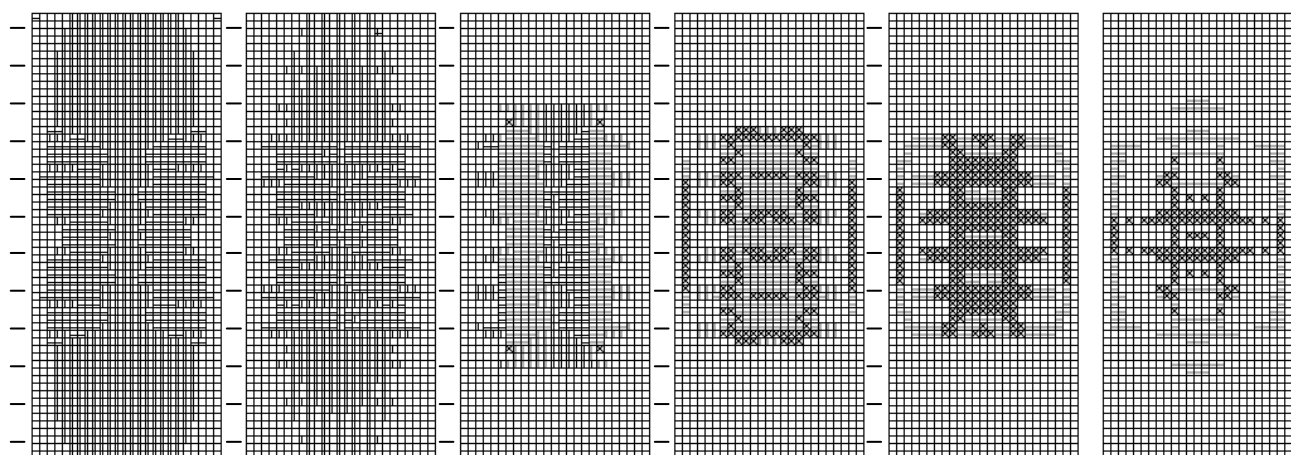


図 3.4-18(8) 解析ステップ 1000

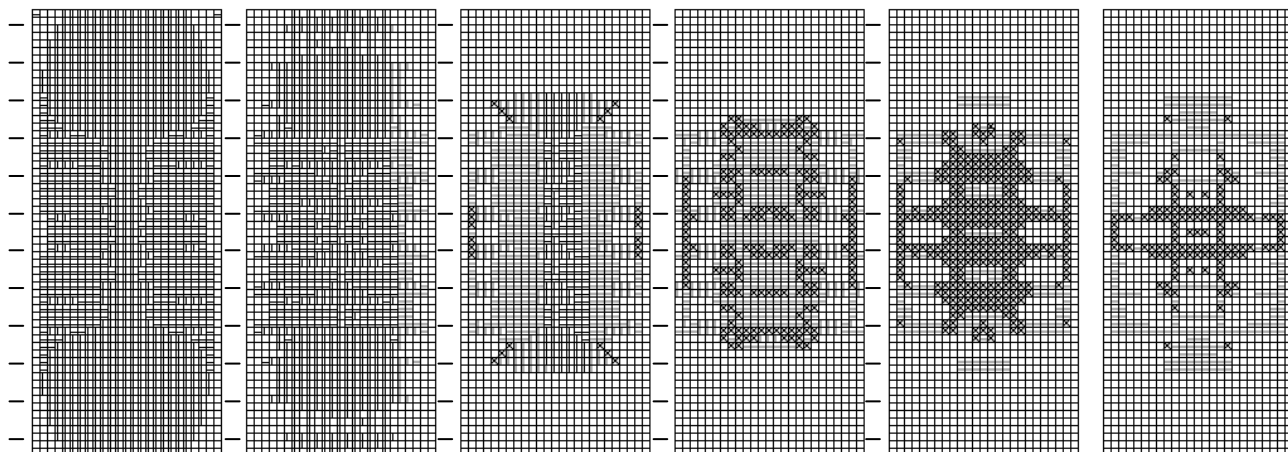


図 3.4-18(9) 解析ステップ 1200

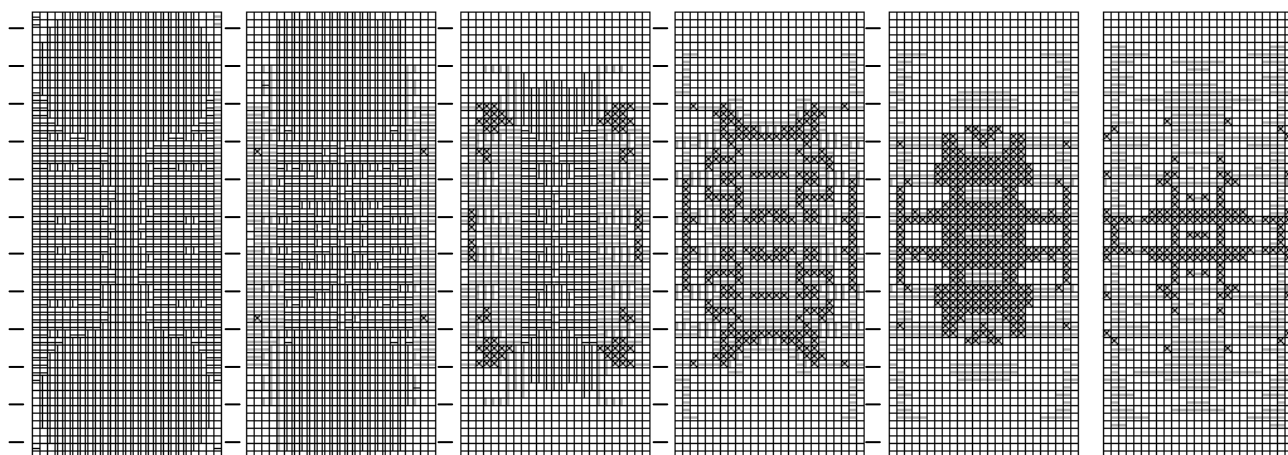


図 3.4-18(10) 解析ステップ 1500

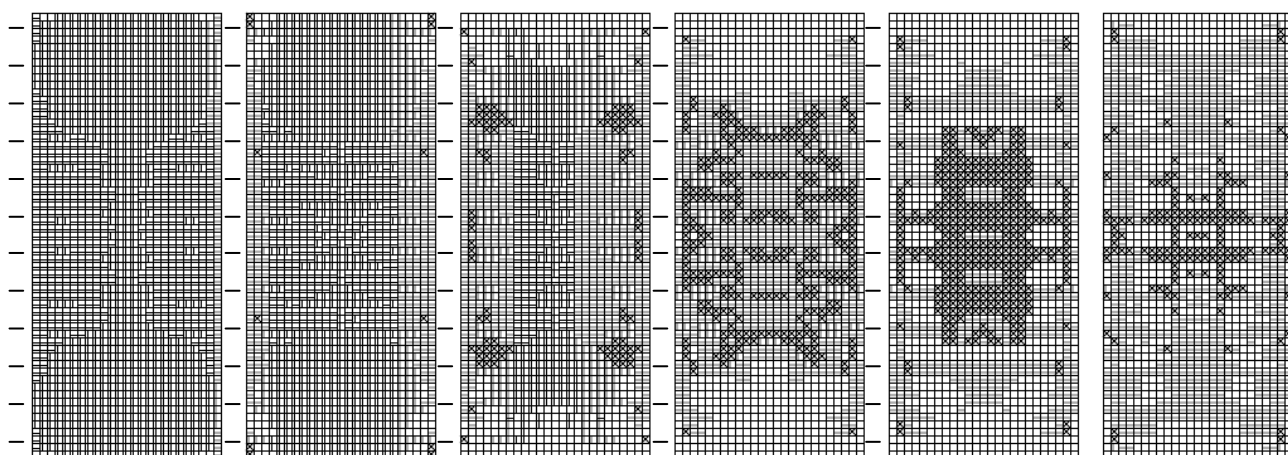


図 3.4-18(11) 解析ステップ 1800

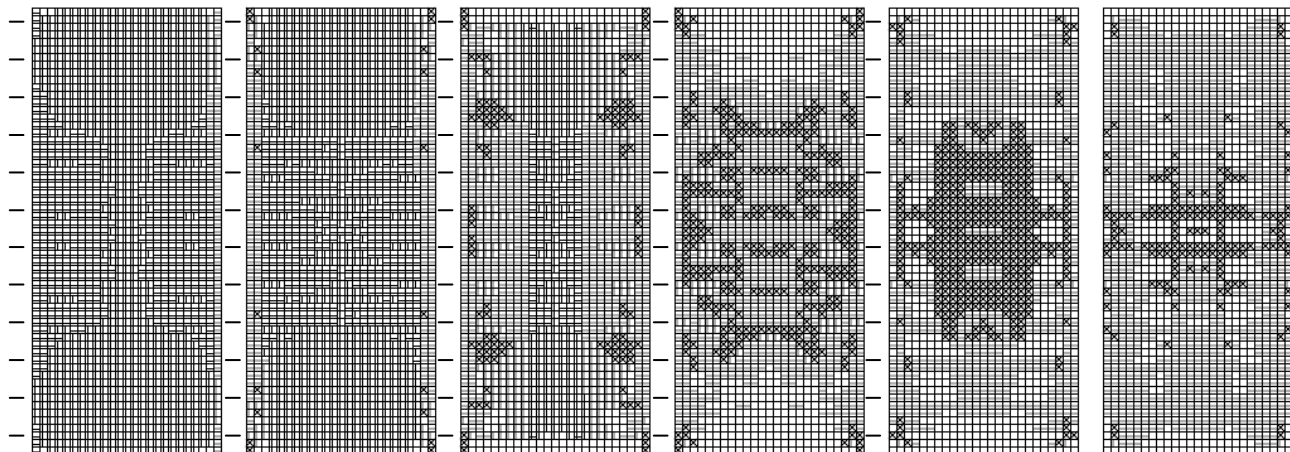


図 3.4-18(12) 解析ステップ 2000

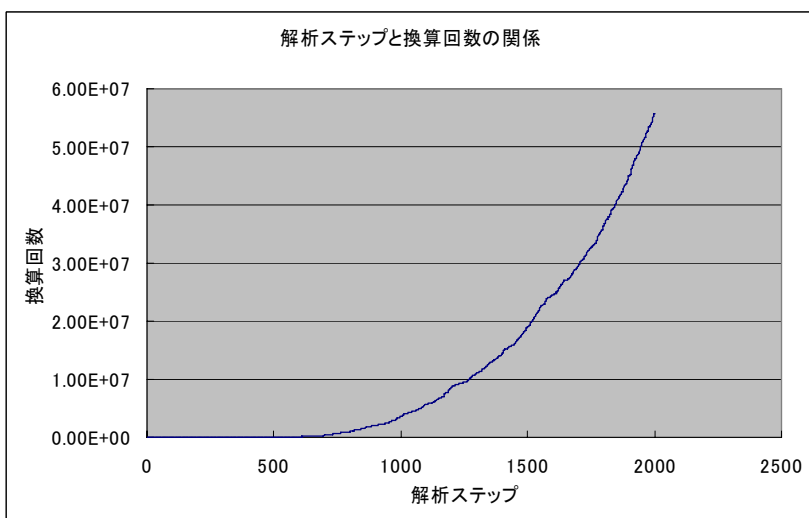


図 3.4-19 解析ステップと換算回数の関係

(2) トラス鉄筋床版とロビンソン型床版

トラス鉄筋床版の解析モデルは、床版コンクリートにソリッド要素、底鋼板に板要素を用いて作成した。底鋼板の板要素の節点はソリッドと共有するものとした。このため、コンクリートと鋼板との間で生じる付着切れは表現できないモデルとした。トラス鉄筋およびその他の鉄筋は、埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化した。埋め込み鉄筋要素を用いた鉄筋も、鋼板と同様、コンクリートとの付着切れは表現できないモデルとしている。

モデルの支持条件は RC 床版の計算と同様、モデルの長辺側最下層の節点の鉛直方向（荷重作用方向）移動を拘束し、鉛直方向に RC 床版の計算と同じ 157kN の荷重を 5 箇所作用させた。

解析で用いた材料特性およびモデル化の概要を以下に示す。

表 3.4-8 材料特性

	弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度* f_t (N/mm ²)
コンクリート	2.67×10^4	36.9	2.55
鋼材	2.0×10^5	—	—

$$f_t = 0.23 \cdot f_c^{2/3}$$

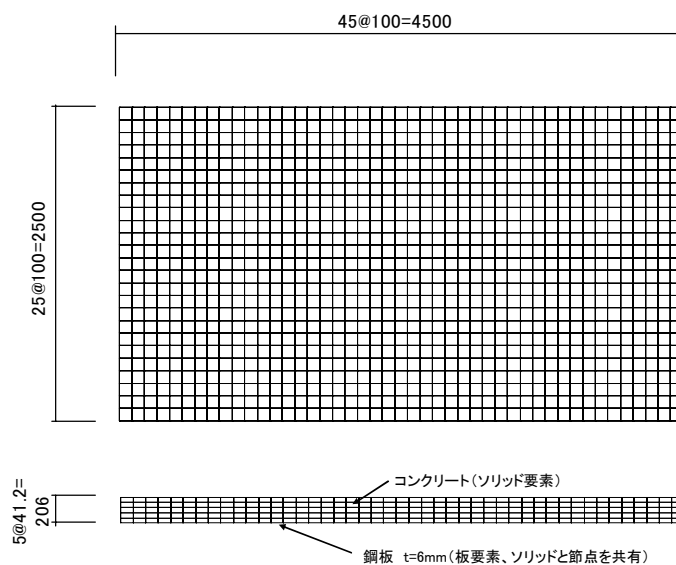


図 3.4-20(1) トラス鉄筋床版の解析モデル概要(1)

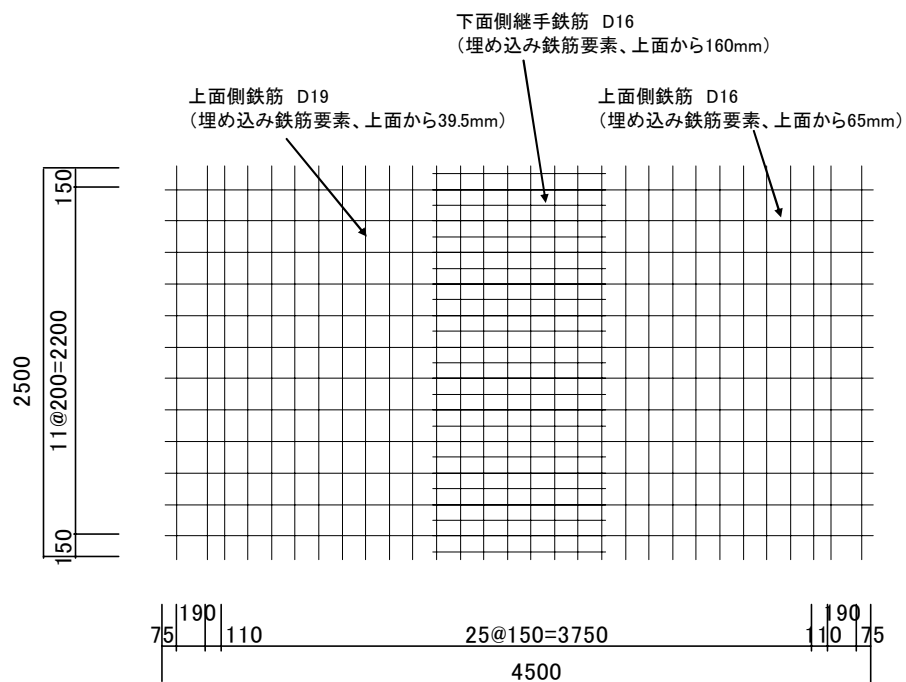


図 3.4-20(2) トラス鉄筋床版の解析モデル概要(2)

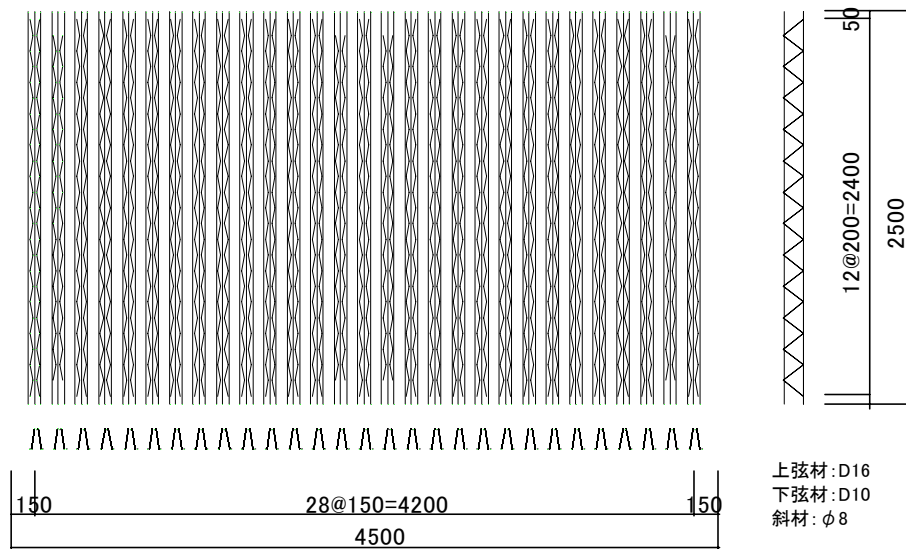


図 3.4-20(3) トラス鉄筋床版の要素分割概要(3)

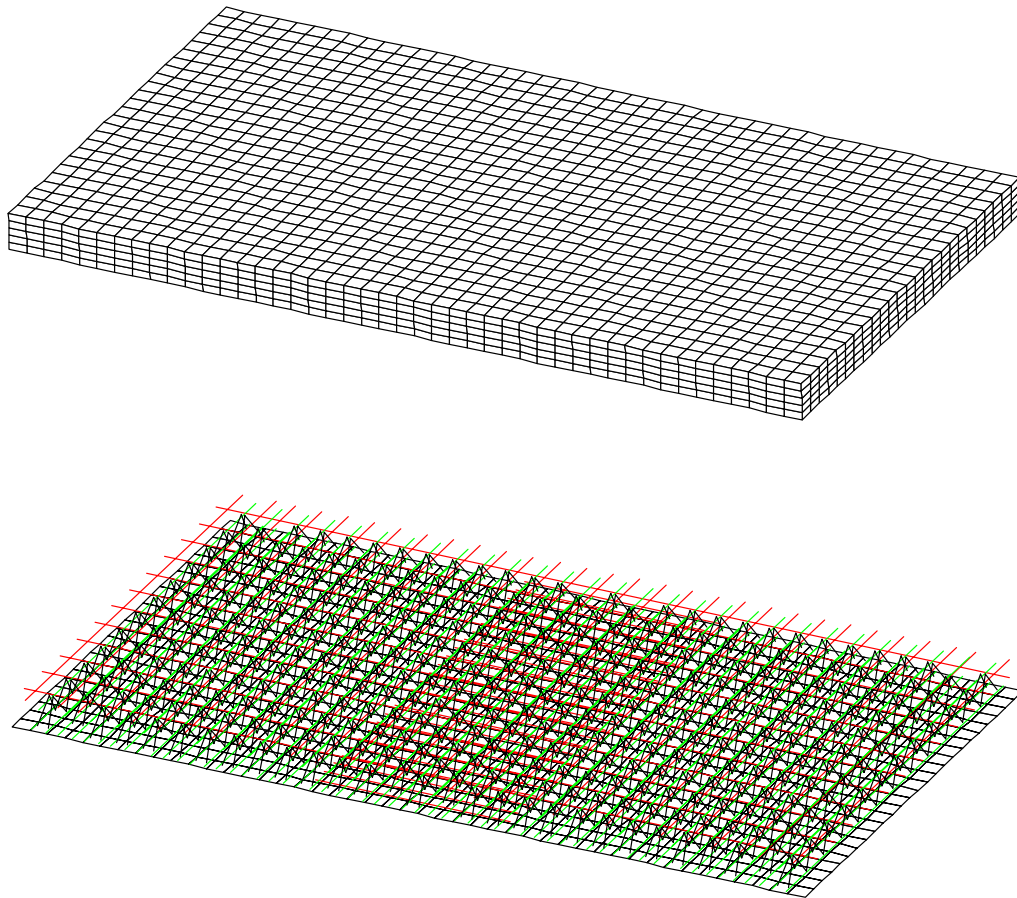


図 3.4-21 トラス鉄筋床版解析モデル概要(上:全体モデル、下:鋼材配置)

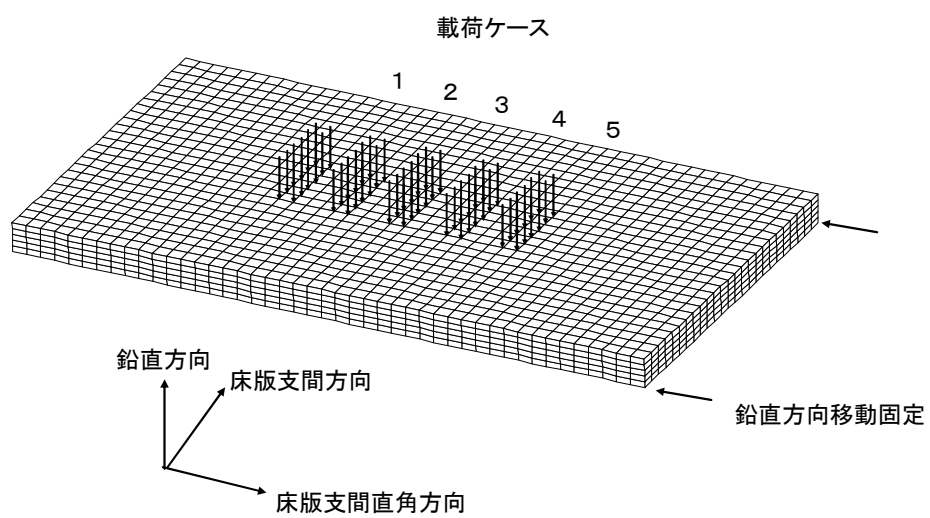


図 3.4-22 荷重ケースと境界条件

ロビンソン型床版の解析モデルはトラス鉄筋床版の解析モデルと同様に作成した。コンクリートにソリッド要素、底鋼板およびリブに板要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素を用いた。コンクリートと鋼材間の付着についても、トラス鉄筋床版と同様に表現できないモデルとなっている。荷重および境界条件についてもトラス鉄筋の計算と同様とした。

解析で用いた材料特性およびモデル化の概要を以下に示す。

表 3.4-9 材料特性

	弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度* f_t (N/mm ²)
コンクリート	2.88×10^4	37.6	2.58
鋼材	2.0×10^5	—	—

$$f_t = 0.23 \cdot f_c^{2/3}$$

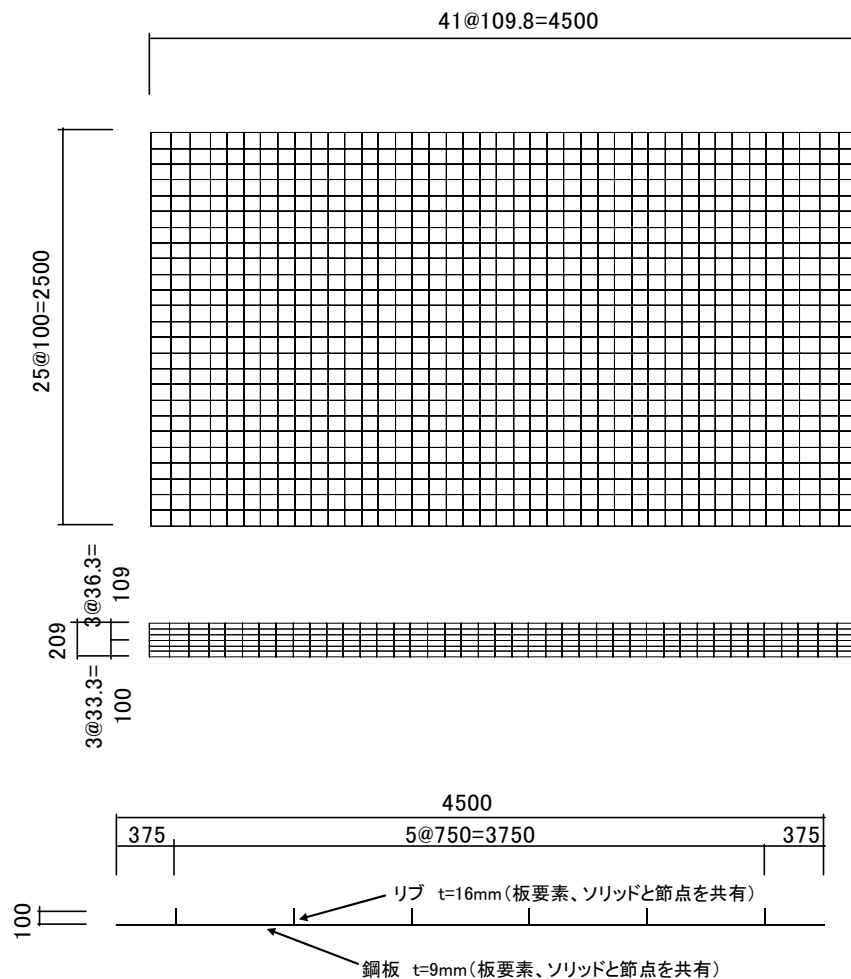


図 3.4-23(1) ロビンソン型床版の要素分割 (1)

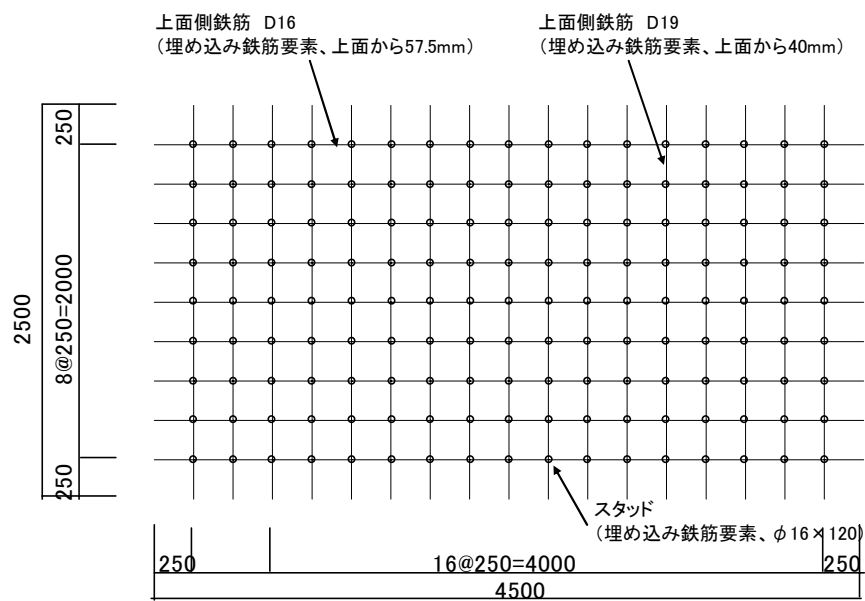


図 3.4-23(2) ロビンソン型床版の要素分割 (2)

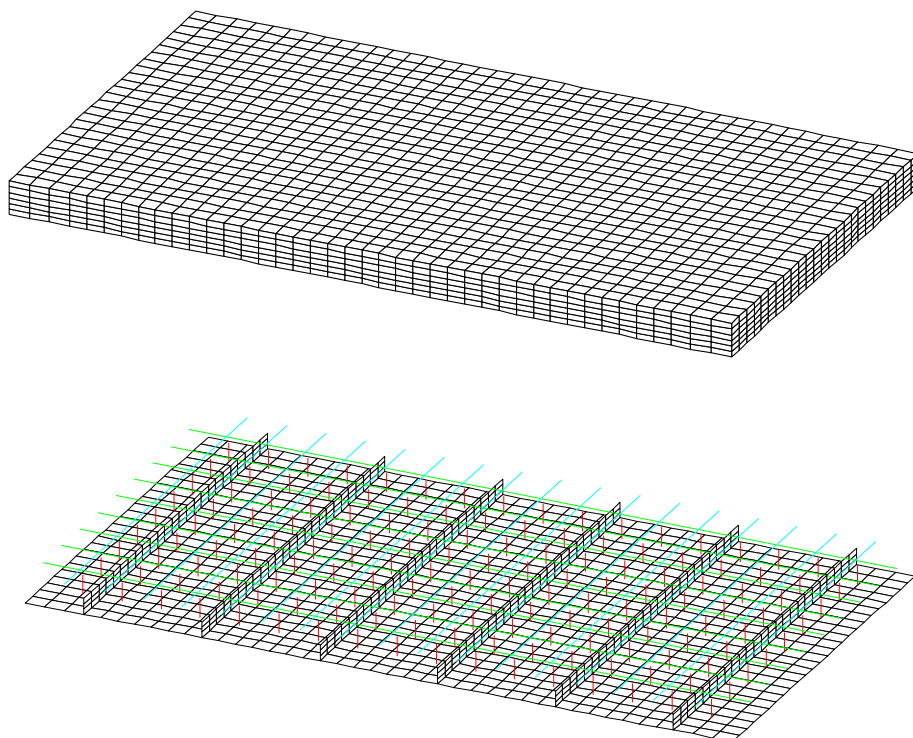


図 3.4-24 ロビンソン型床版の解析モデル概要 (上：全体モデル、下：鋼材配置)

前出のRC床版の計算と同様に、500mm（支間方向）×200mm（支間直角方向）の荷重を想定し、各節点の支配面積に応じた割合で、節点荷重として載荷状態を表現した。

RC床版の計算と同様に、床版の疲労はコンクリートの疲労により生じると仮定し、各コンクリート要素の累積損傷から疲労要素を抽出した。

主引張応力変化量による歪みエネルギーがコンクリートの破壊の主要因と仮定した場合である⑦を採用した。

疲労後の要素は、支間方向、支間直角方向、鉛直方向のいずれか最も累積損傷の大きい方向の弾性係数が1/10に低下するものとした。

疲労破壊後も鋼材との付着は切れないものと仮定している。

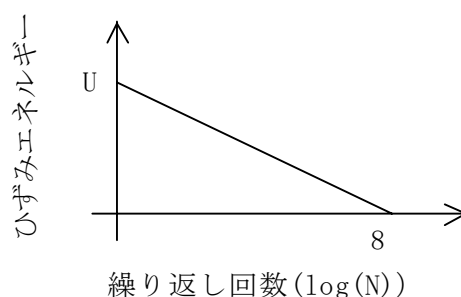


図 3.4-25 解析で用いた疲労曲線

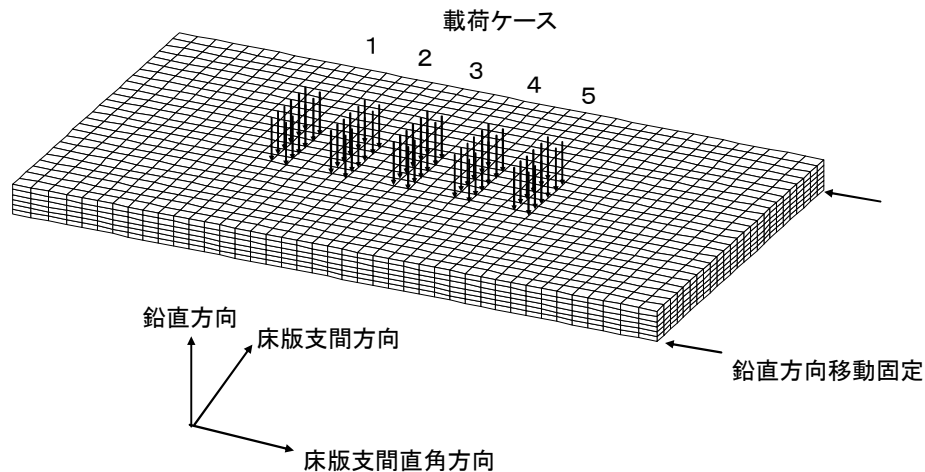


図 3.4-26 荷重ケースと境界条件

解析結果について床版たわみの比較を図 3.2-27,28 に示す。

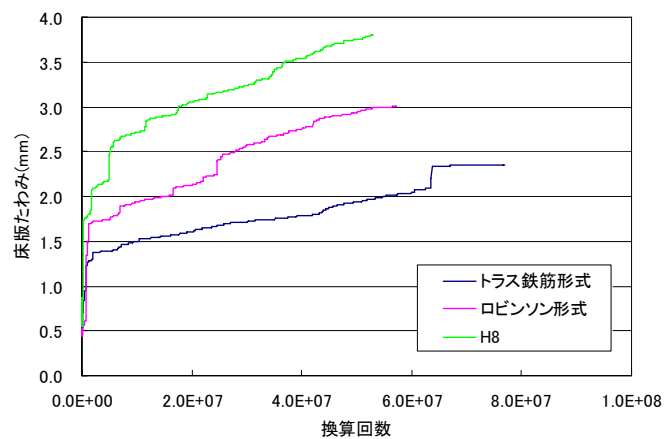


図 3.4-27 床版たわみ (換算回数 $1 \sim 8.0 \times 10^7$ 回)

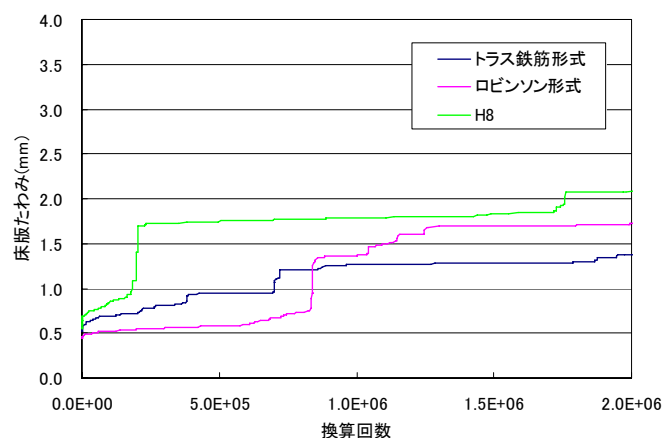


図 3.4-28 床版たわみ (換算回数 $1 \sim 2.0 \times 10^6$ 回)

解析による要素破壊の状況の比較を、図 3.4-29,30 に示す。

図中、要素内に縦線「|」または横線「—」がある要素ではそれと直交する方向に要素が破壊したことを示す。また「×」は水平方向の破壊を示す。

・ 換算回数 100 回

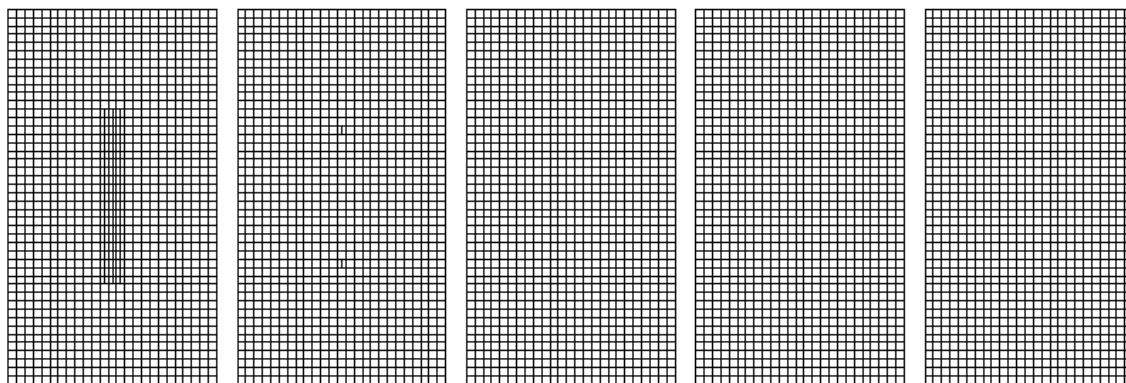


図 3.4-29(1) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 23)

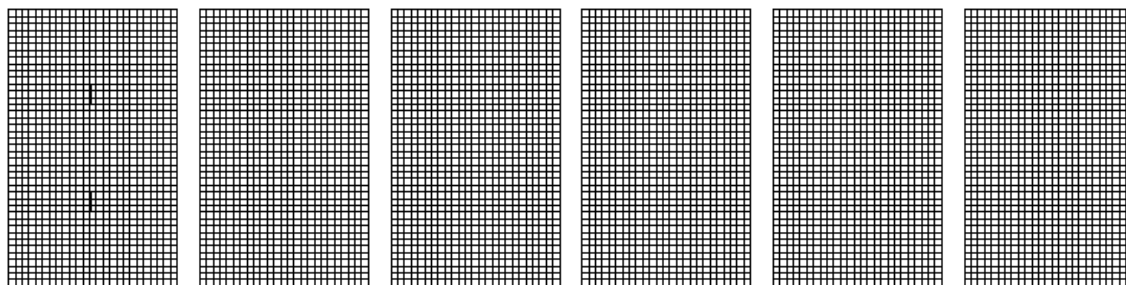


図 3.4-30(1) ロビンソン形式 (解析ステップ : 3)

・ 換算回数 500 回

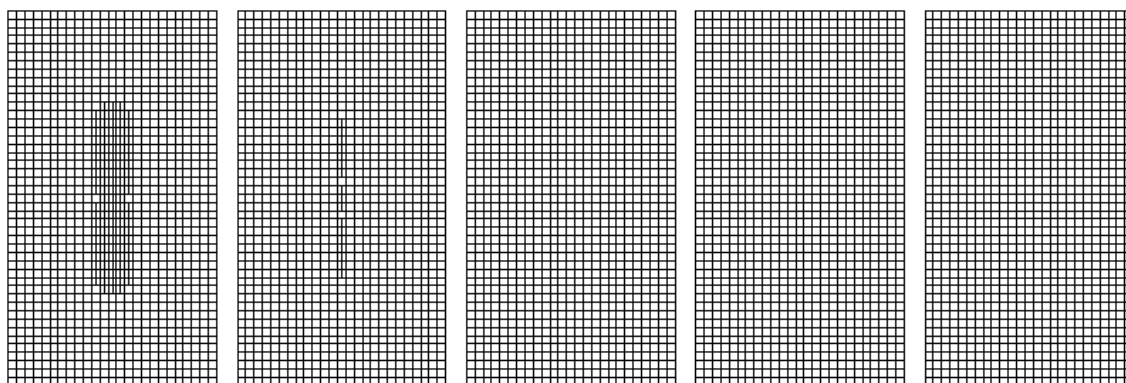


図 3.4-29(2) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 43)

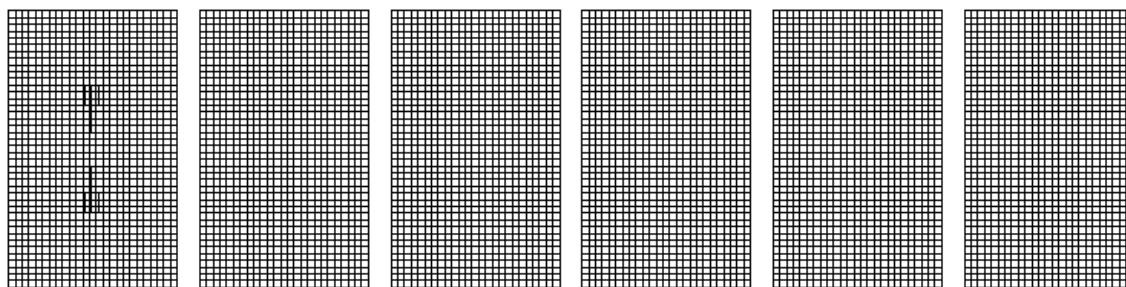


図 3.4-30(2) ロビンソン形式 (解析ステップ : 10)

・ 換算回数 1,000 回

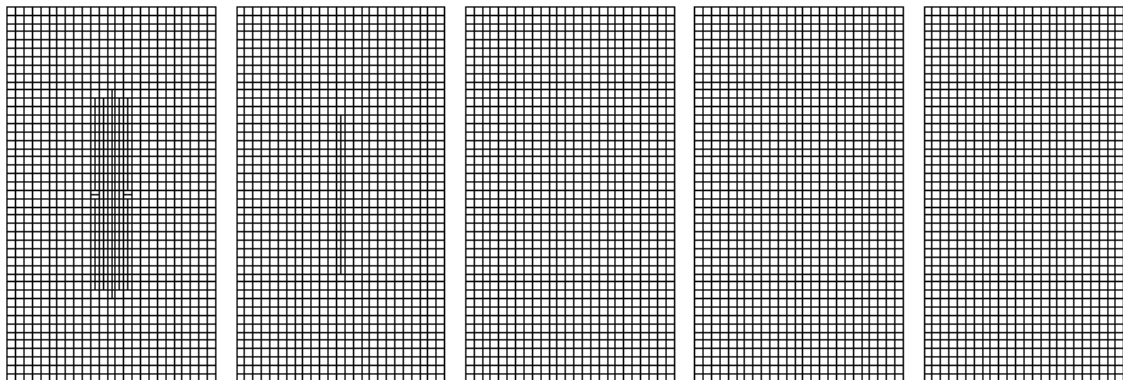


図 3.4-29(3) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 47)

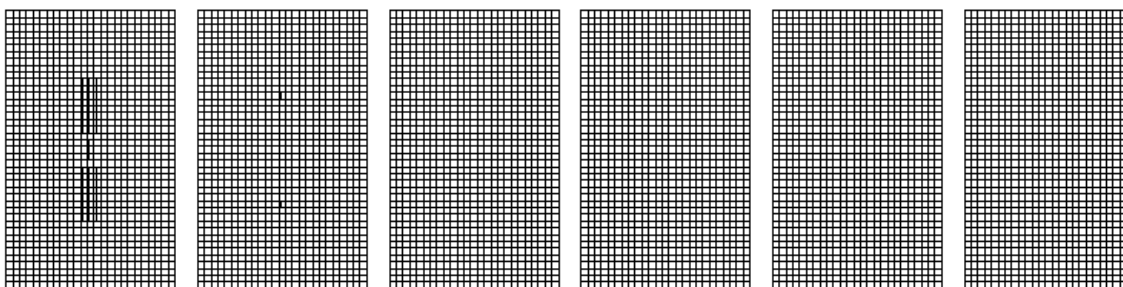


図 3.4-30(3) ロビンソン形式 (解析ステップ : 19)

・ 換算回数 5,000 回

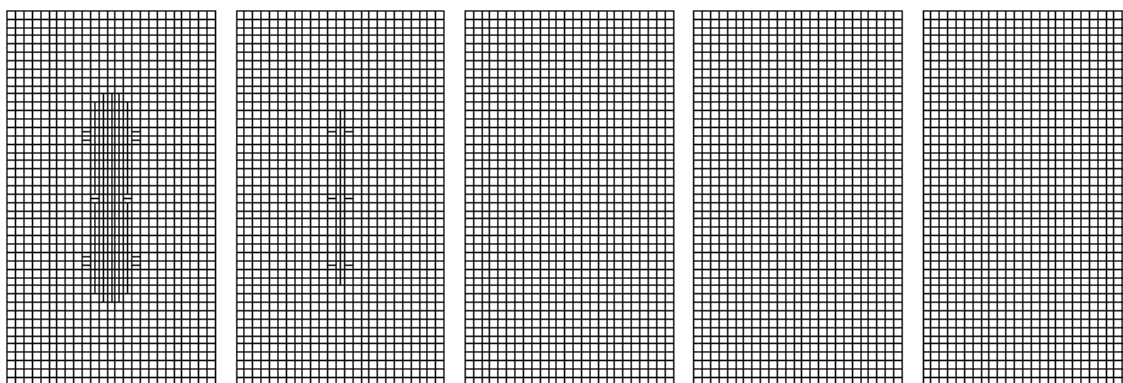


図 3.4-29(4) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 53)

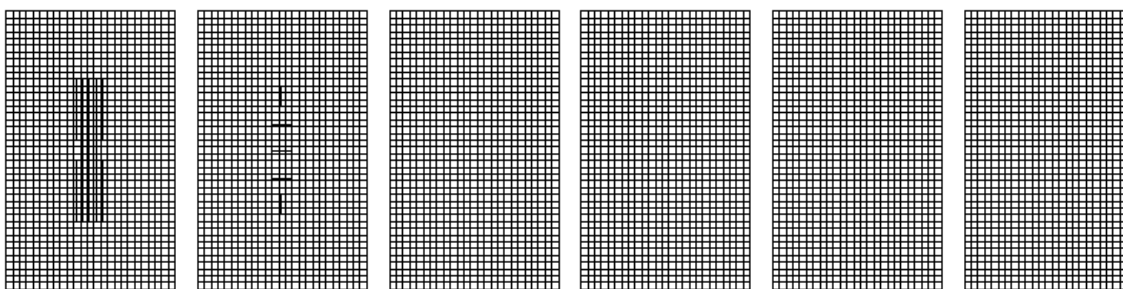


図 3.4-30(4) ロビンソン形式 (解析ステップ : 38)

・ 換算回数 10,000 回

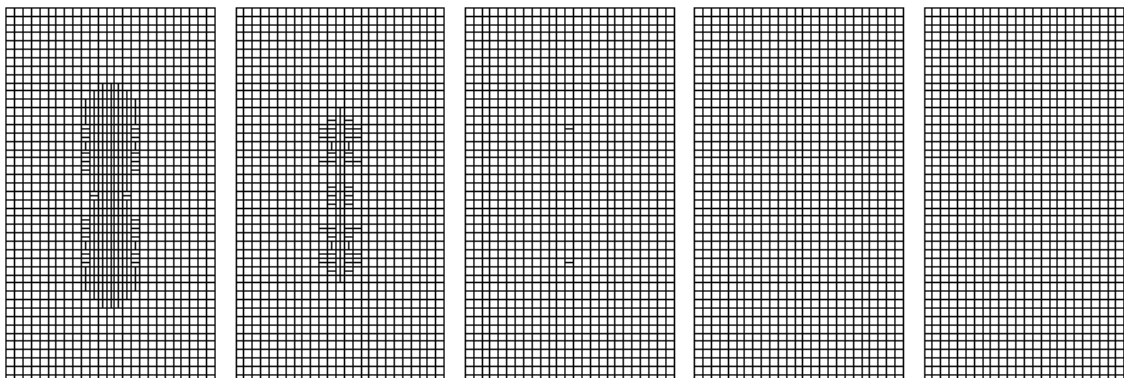


図 3.4-29(5) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 73)

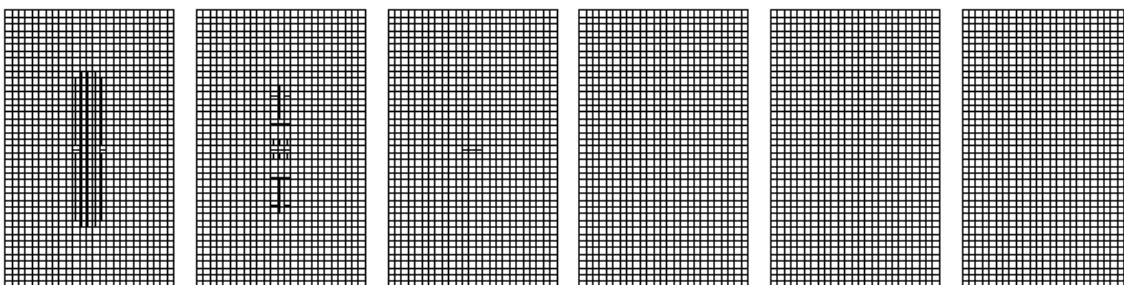


図 3.4-30(5) ロビンソン形式 (解析ステップ : 49)

・ 換算回数 50,000 回

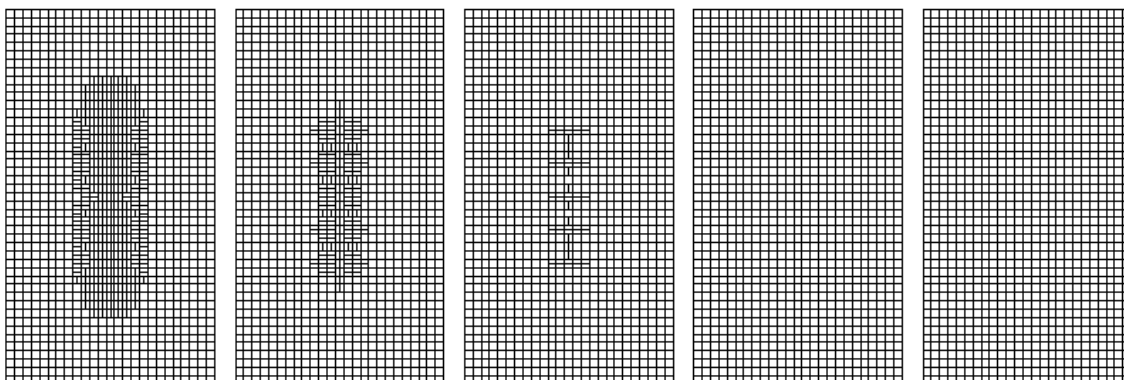


図 3.4-29(6) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 117)

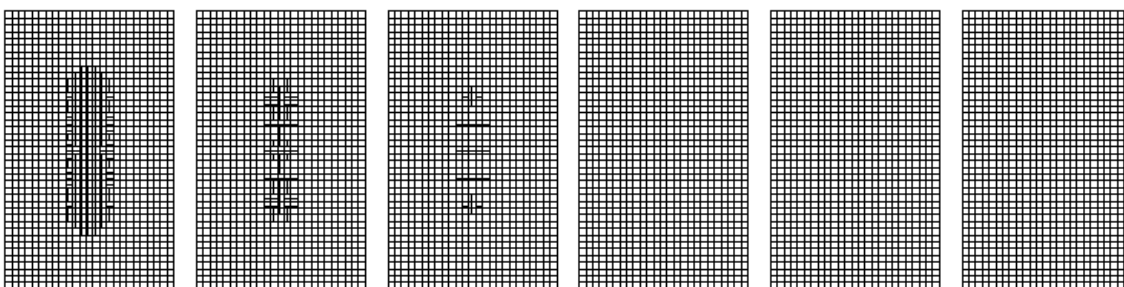


図 3.4-30(6) ロビンソン形式 (解析ステップ : 82)

・ 換算回数 100,000 回

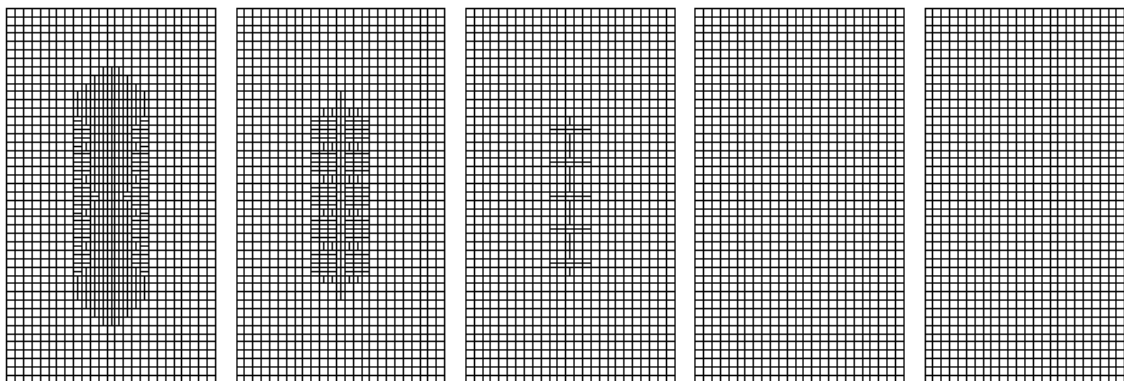


図 3.4-29(7) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 133)

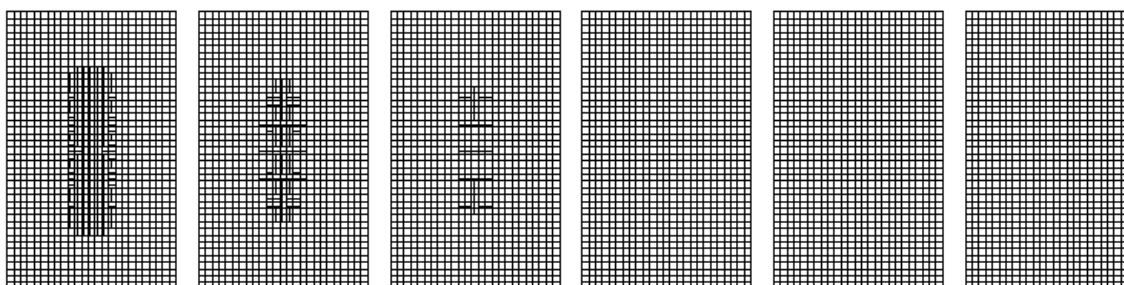


図 3.4-30(7) ロビンソン形式 (解析ステップ : 93)

・ 換算回数 500,000 回

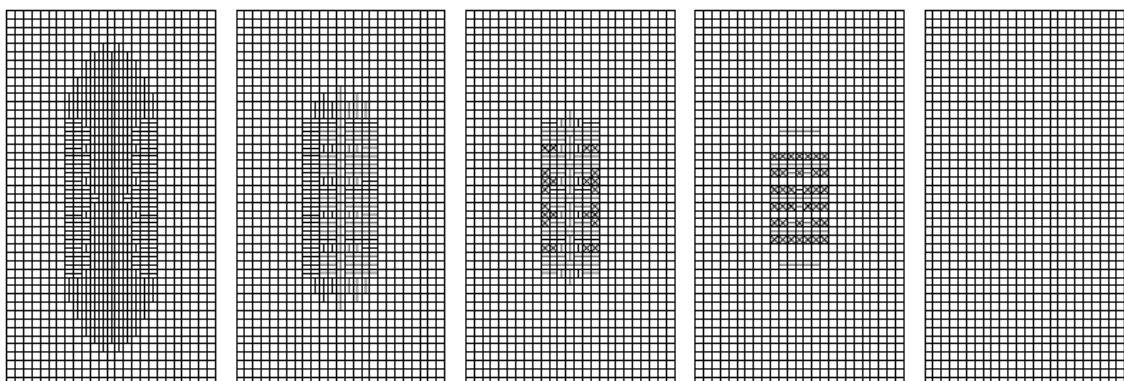


図 3.4-29(8) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 225)

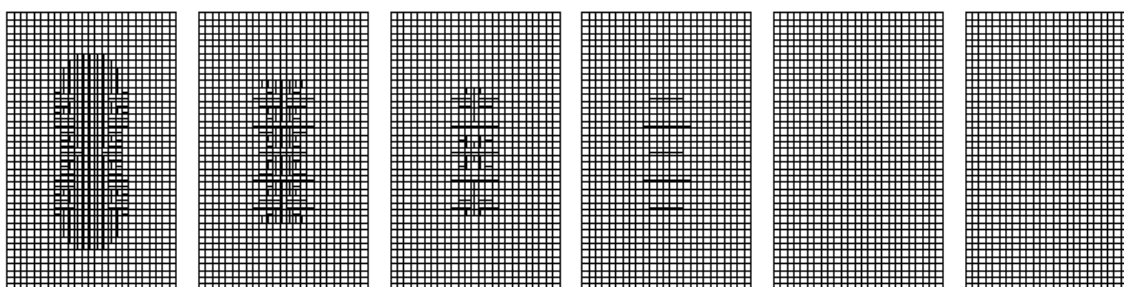


図 3.4-30(8) ロビンソン形式 (解析ステップ : 152)

・ 換算回数 750,000 回

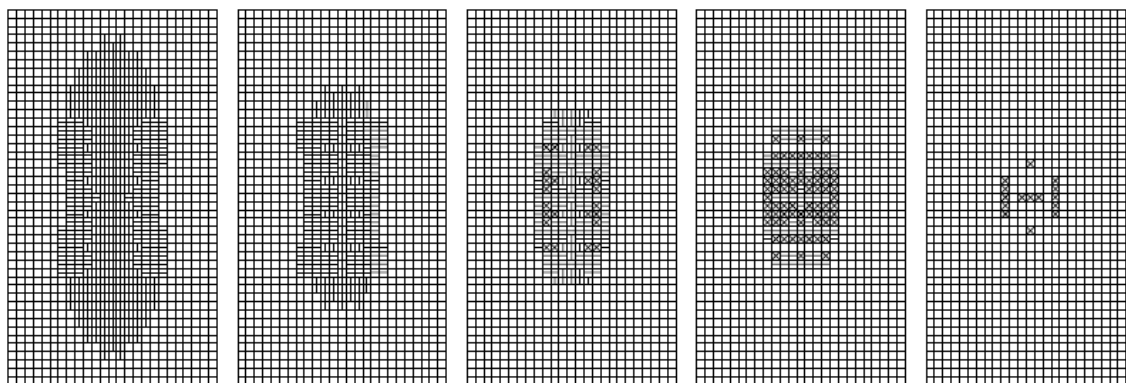


図 3.4-29(9) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 318)

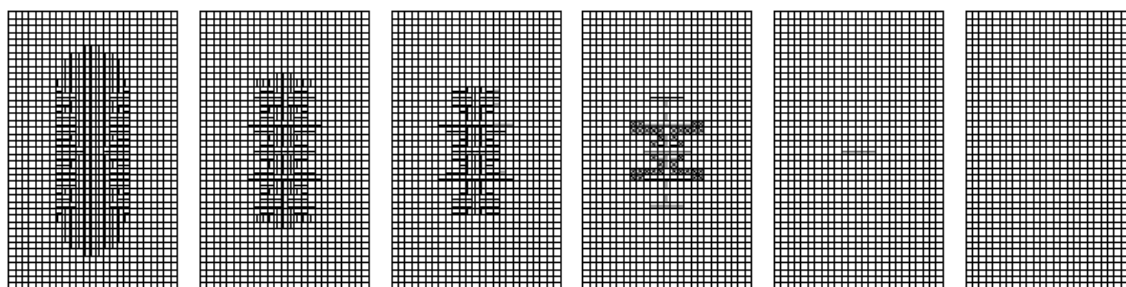


図 3.4-30(9) ロビンソン形式 (解析ステップ : 205)

・ 換算回数 1,000,000 回

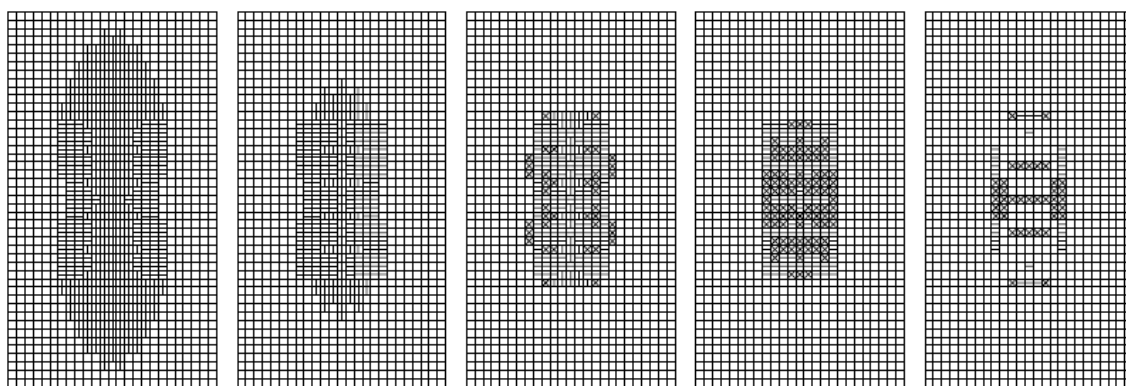


図 3.4-29(10) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 318)

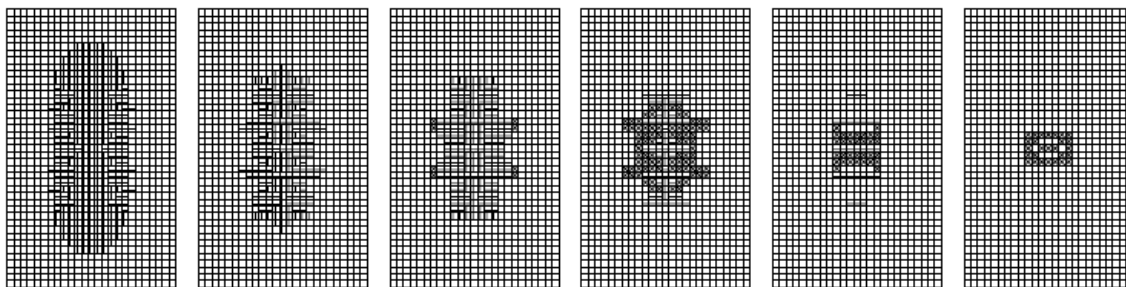


図 3.4-30(10) ロビンソン形式 (解析ステップ : 273)

・ 換算回数 2,000,000 回

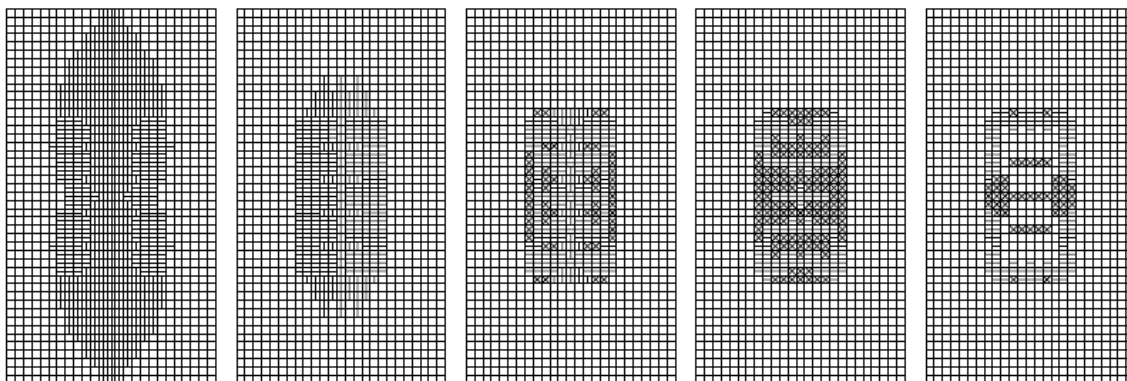


図 3.4-29(11) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 381)

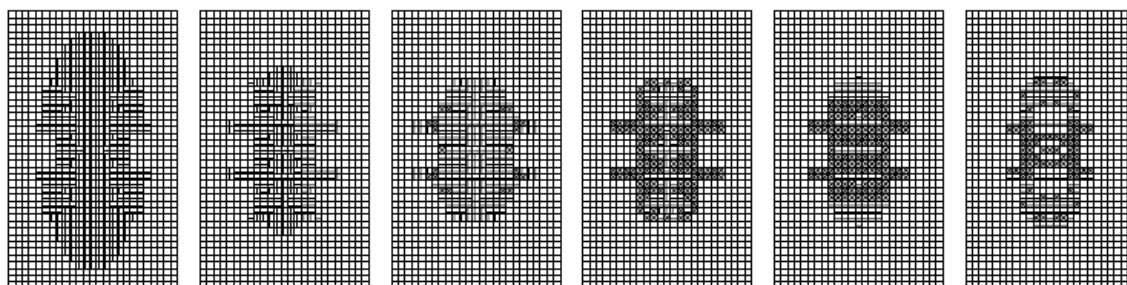


図 3.4-30(11) ロビンソン形式 (解析ステップ : 429)

・ 換算回数 5,000,000 回

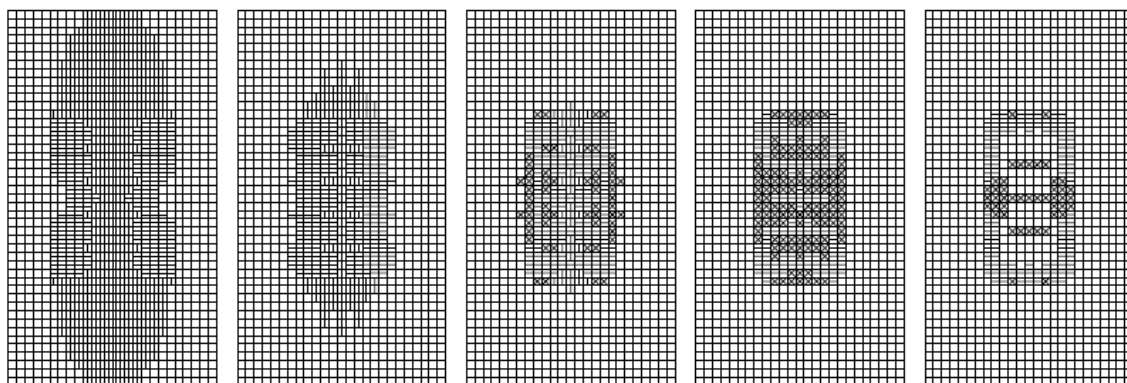


図 3.4-29(12) トラス鉄筋形式 (解析ステップ : 415)

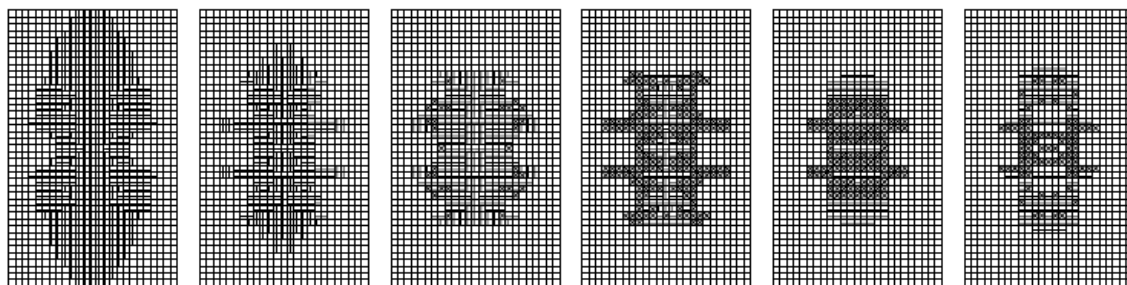


図 3.4-30(12) ロビンソン形式 (解析ステップ : 511)

3.4.4 考察

ここではトラス鉄筋床版とロビンソン形式床版の2種類の鋼コンクリート合成床版について、RC床版と同様の方法で疲労耐久性について検討する計算を行った結果を考察する。

床版たわみの計算結果からは、2つの合成床版はどちらも鉄筋コンクリート床版（H8）と比較して、同じ載荷回数であれば床版たわみが小さくなった。

トラス鉄筋床版とロビンソン形式の床版のたわみを比較すると、解析ステップの初期段階ではロビンソン形式の床版たわみがトラス鉄筋床版より小さいが、解析ステップが増加するにつれてロビンソン形式の床版たわみの方が大きくなる結果となった。これは、コンクリートの破壊要素数が少ない初期段階では、主に床版コンクリートと底鋼板の合成断面がたわみに寄与するため、底鋼板厚の厚い($t=9\text{mm}$)ロビンソン形式の床版のたわみが底鋼板厚の薄い($t=6\text{mm}$)トラス鉄筋と比較してたわみが小さくなったものと思われる。

その後、疲労破壊が生じたと想定したコンクリート要素数が増えると、ロビンソン形式床版のたわみの方が大きくなる理由として、破壊の進行図から、本計算ではロビンソン形式の床版ではリブ直上部のコンクリートの破壊がトラス鉄筋床版と比較して顕著となったことが伺える。今回の解析と同じ載荷パターンによる実験は実施していないため、解析結果の妥当性の評価を行なうことはできないが、比較的剛な鋼板部材が内部に埋め込まれているロビンソン形式の床版では床版コンクリート内部に局部的に応力変動が大きくなる部位があるのに対して鉄筋がトラス状に組まれているだけで特に床版コンクリートに大きな局部応力が発生しないトラス鉄筋床版の特徴が現れたものと考えられる。これらの定性的な傾向については別途実施された輪荷重走行試験の結果とも矛盾しない¹⁰⁾¹¹⁾。

3.5 解析精度に関する検討

3.5.1 概要

これまでの検討で、コンクリート系床版のコンクリートに着目して床版コンクリートがある程度細かな要素に分割した解析に、それぞれの要素に発生する応力と関連づけた疲労被害則を適用した場合に、床版コンクリートの疲労損傷のプロセスが近似できることから、床版のコンクリートの疲労を評価できるものと考えられた。

ただし、このような解析では、そのモデル化、応答の評価の方法によりその結果が大きく左右される。よって、ここでは、それらの影響が結果に及ぼす影響に関して検討した。検討では以下の項目に着目した。

①要素の大きさが解析結果に与える影響

FEM 解析によって、コンクリートを細かな要素に分割して要素単位に評価する解析手法では、要素分割の大きさによって評価される発生応力等の物理量に相違が生じる。また本検討における手法では、疲労破壊を表現するため要素単位で順次モデルの特性を変化させて計算を継続するため、解析結果は要素分割の大きさに影響する可能性がある。そこで要素分割の大きさが解析結果に及ぼす影響について検討する。

②内部鋼材のモデル化の影響

鋼コンクリート合成床版のように床版コンクリート内部に鉄筋以外の種々の鋼材が存在する場合には、それらの影響によって床版コンクリートに局部的な応力集中が生じる可能性がある。また鉄筋を用いる場合にも折り曲げ鉄筋をトラス上に配置するなど様々な提案がなされてきている。そのためコンクリートが要素単位で発生応力と密接に関連した物理量の蓄積で疲労破壊するとして疲労解析を行うにあたってはこれらの鋼材のモデル化の方法によっては結果が大きく異なる可能性がある。

そこで内部鋼材のモデル化の方法が解析結果に及ぼす影響について検討する。本節ではまず鉄筋のモデルの違いが解析結果に及ぼす影響について検討する。

鉄筋以外の様々な内部鋼材や底鋼板のモデル化の条件と解析結果の関係については別途4章に示す。

③累積被害則（べき乗則）の検討

本検討の解析的手法に用いる疲労被害則については、定性的な耐久性の長短の関係についてはある程度輪荷重走行試験との整合がとれることが確認できた。一方、実務設計に用いるにあたっては各種の条件、構造の床版について所定の耐久性があることを絶対的に評価できることが求められる。そのため解析において疲労耐久性の絶対値に支配的な影響を及ぼす被害則のべき乗則について解析結果との関係を検討する。

3.5.2 要素の大きさが解析結果に与える影響

解析との比較対象には、平成 17 年度に国土技術政策総合研究所道路構造物管理研究室にて実施した下記の R C 床版供試体による輪荷重走行試験結果を用いる。試験機の条件は基本的に過去に土木研究所で行われた試験⁶⁾と同じである。

(1) 輪荷重載荷試験

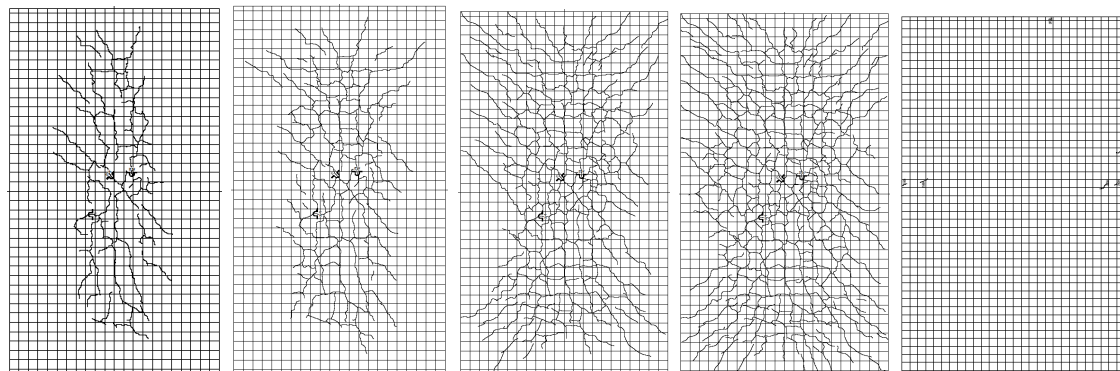
① 供試体の概要

表 3.5-1 供試体の概要

配筋	圧縮側 主鉄筋	D19 150(mm) ピッチ	
	圧縮側 配力鉄筋	D13 300(mm) ピッチ	
	引張側 配力鉄筋	D13 150(mm) ピッチ	
	引張側 主鉄筋	D19 150(mm) ピッチ	
寸法		供試体A	供試体B
	幅(mm)	2800	2800
	長さ(mm)	4500	4500
	厚さ(mm)	170	190
	支間(mm)	2500	2500
コンクリート 材料	強度(N/mm ²)	28.26	29.74
	弾性係数(N/mm ²)	29.35	30.97
	ポアソン比	0.209	0.206
	割れつ強度(N/mm ²)	2.37	2.45
載荷荷重		80kN (1～4.5千回)	120kN (1～30千回)
		100kN (45千～175千回)	140kN (30千～360千回)
		120kN (175千～250千回)	

② 実験結果の概要

床版下面のひびわれ発生状況は次の通り。



下面 1000 回 下面 10000 回 下面 110000 回 下面 360000 回 上面 360000 回

図 3.5-1 損傷状況（供試体 B）

載荷回数とたわみの変化は次の通り。

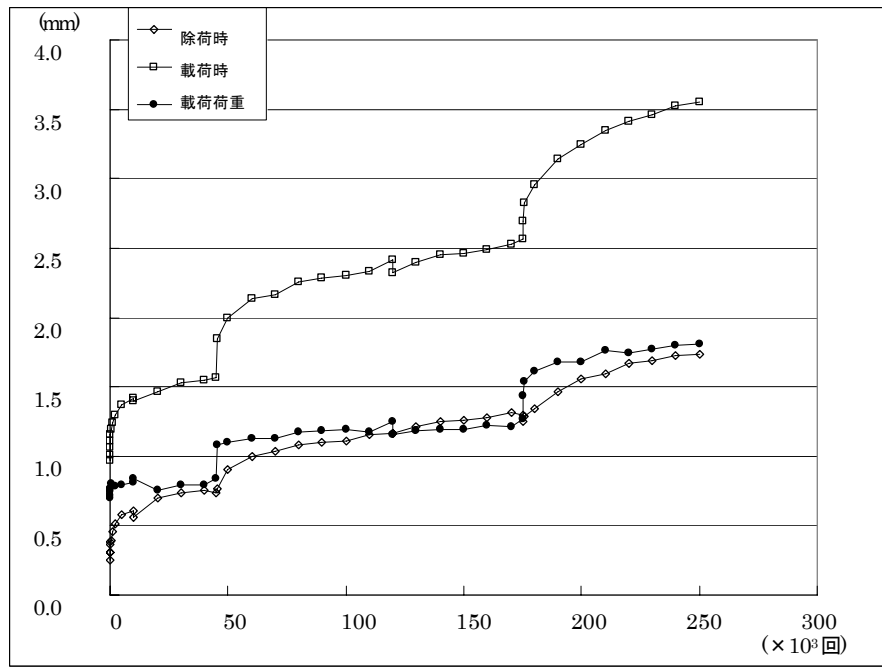


図 3.5-2 たわみの挙動 (供試体 A)

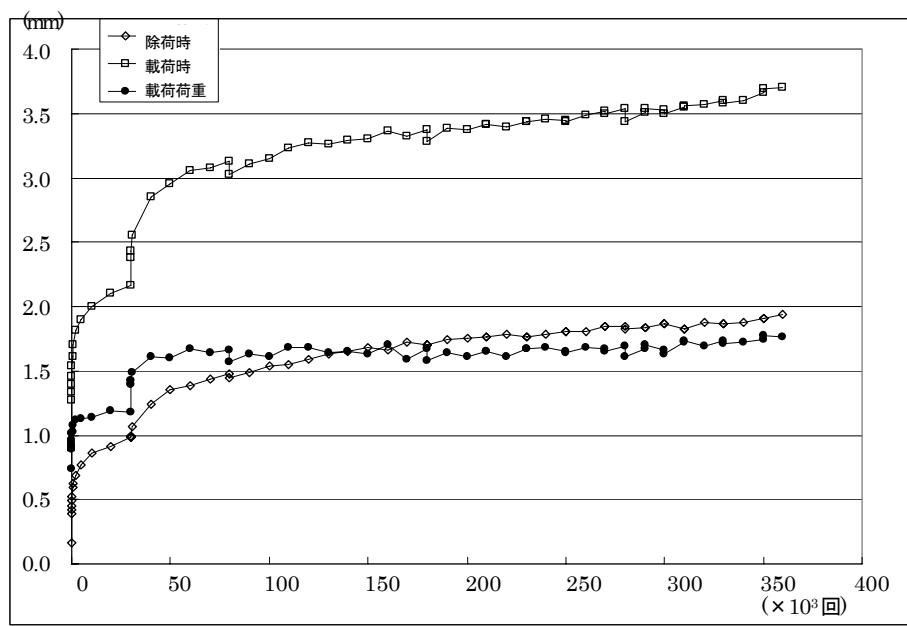


図 3.5-3 たわみの挙動 (供試体 B)

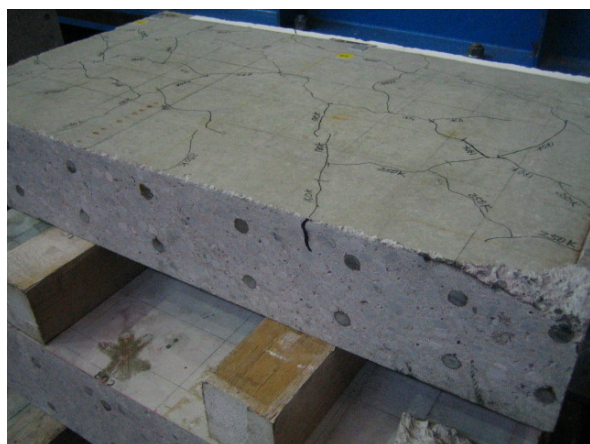


写真 3.5-1 (供試体 B)



写真 3.5-2 (供試体 B)

本実験では静的には床版コンクリートが破壊しない程度の内部応力の繰り返しによる疲労の進展を確認するため比較的小さな荷重による載荷を行い最終的に破壊には至る前に実験を終了している。そのため実験終了時点で上面側にはひび割れもほとんどない。下面側のひび割れには角落ちが生じているものもみられる。

最大残留ひび割れ幅は実験終了時において供試体 A で 0.05mm、供試体 B で 0.16mm であった。

実験終了後の中央付近での切断面を上記写真に示すが、目視できる範囲では床版内部へのひびわれ深さは鉄筋かぶりの範囲にとどまっている。

(2) 解析結果

解析条件は、載荷荷重を 80kN（一定）とし、要素の平面寸法を、これまでと同等の 100mm × 100mm と平面要素分割数を2倍 (50mm × 50mm) と細かくした2ケースの比較を行う。

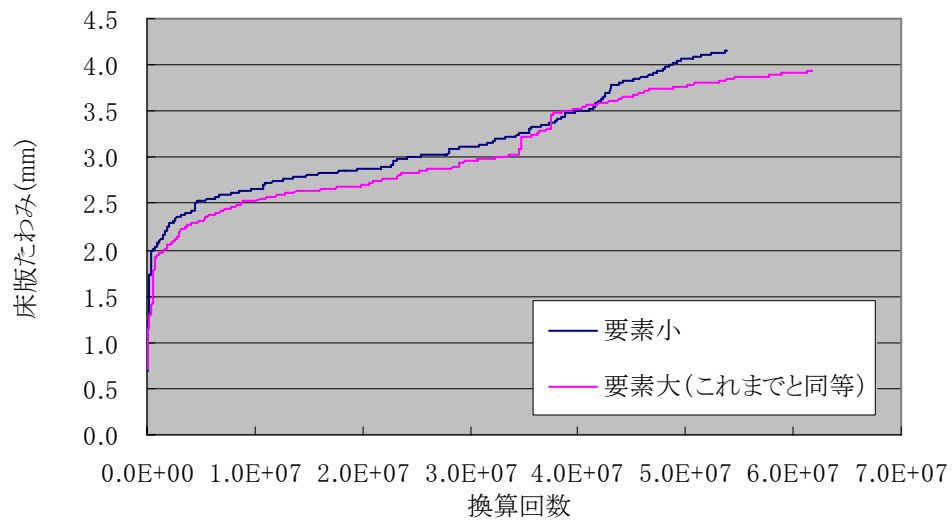


図 3.5-4 床版たわみの変化

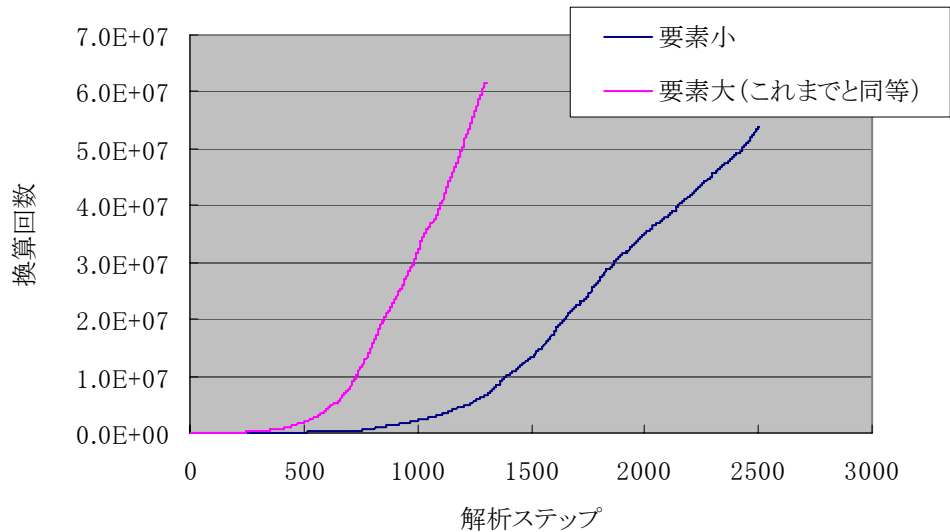


図 3.5-5 解析ステップと換算回数

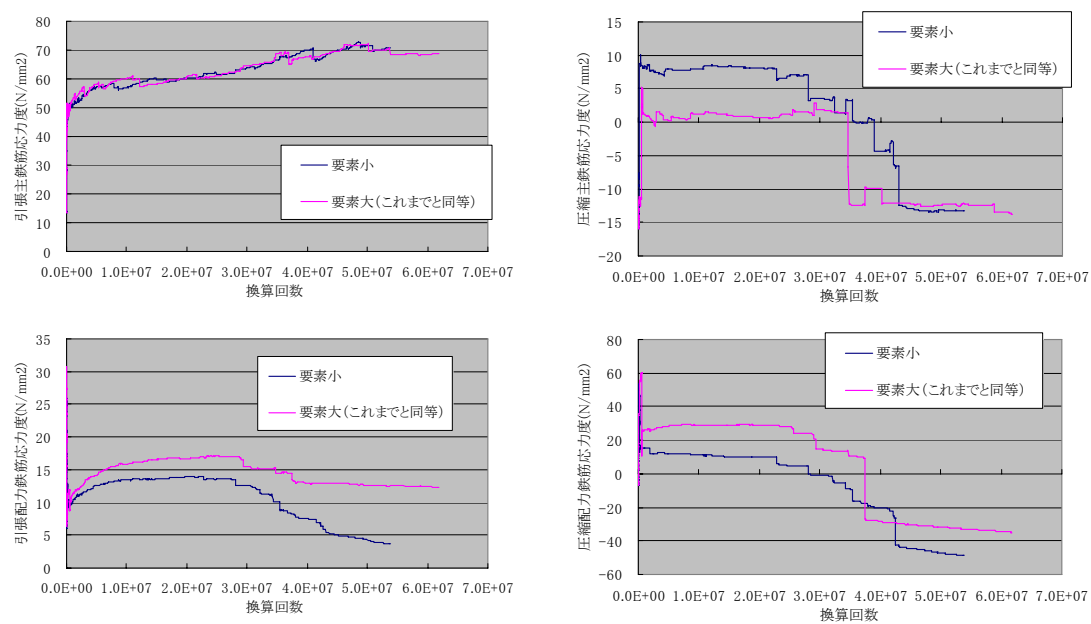


図 3.5-6 鉄筋応力度の変化

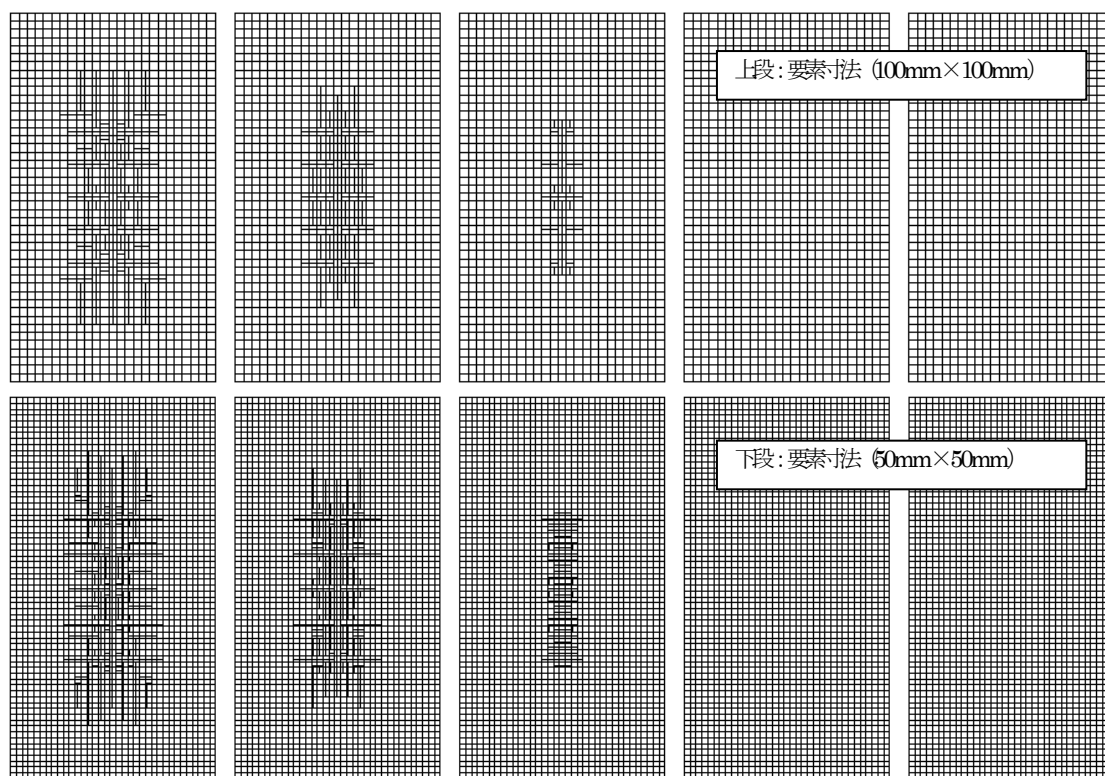


図 3.5-7(1) 換算回数 1.0×10^4 回相当 (上 : 127 ステップ、下 : 240 ステップ)

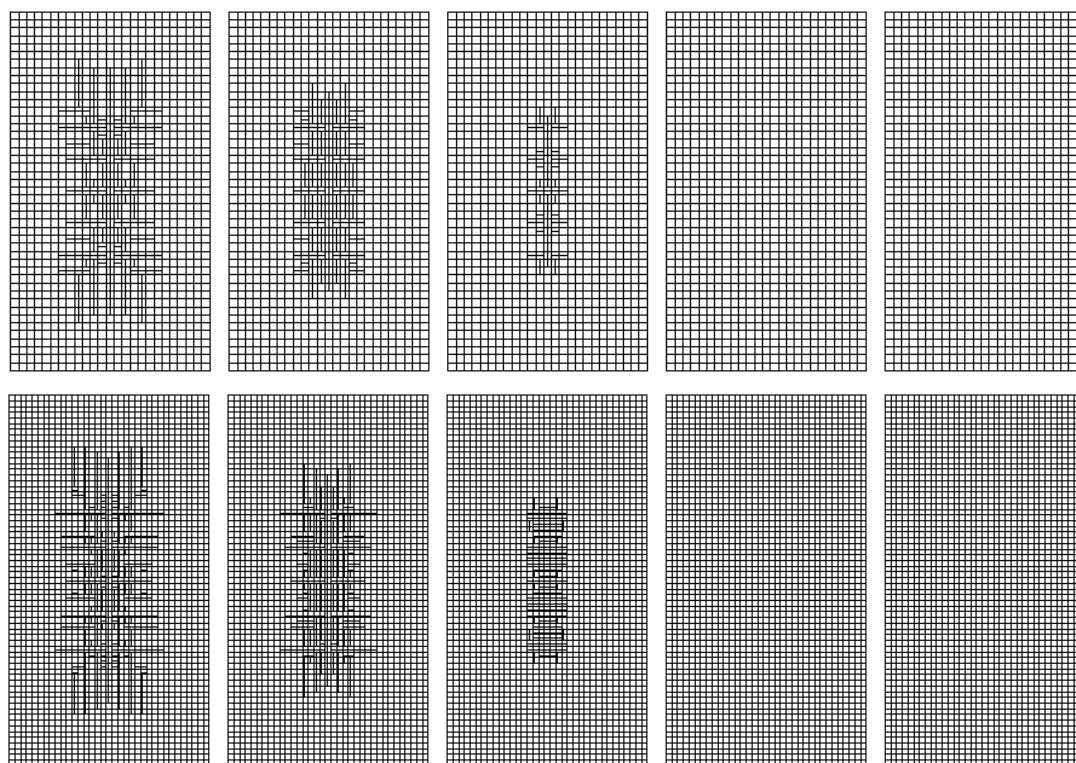


図 3.5-7(2) 換算回数 2.0×10^4 回相当 (上 : 141 ステップ、下 : 278 ステップ)

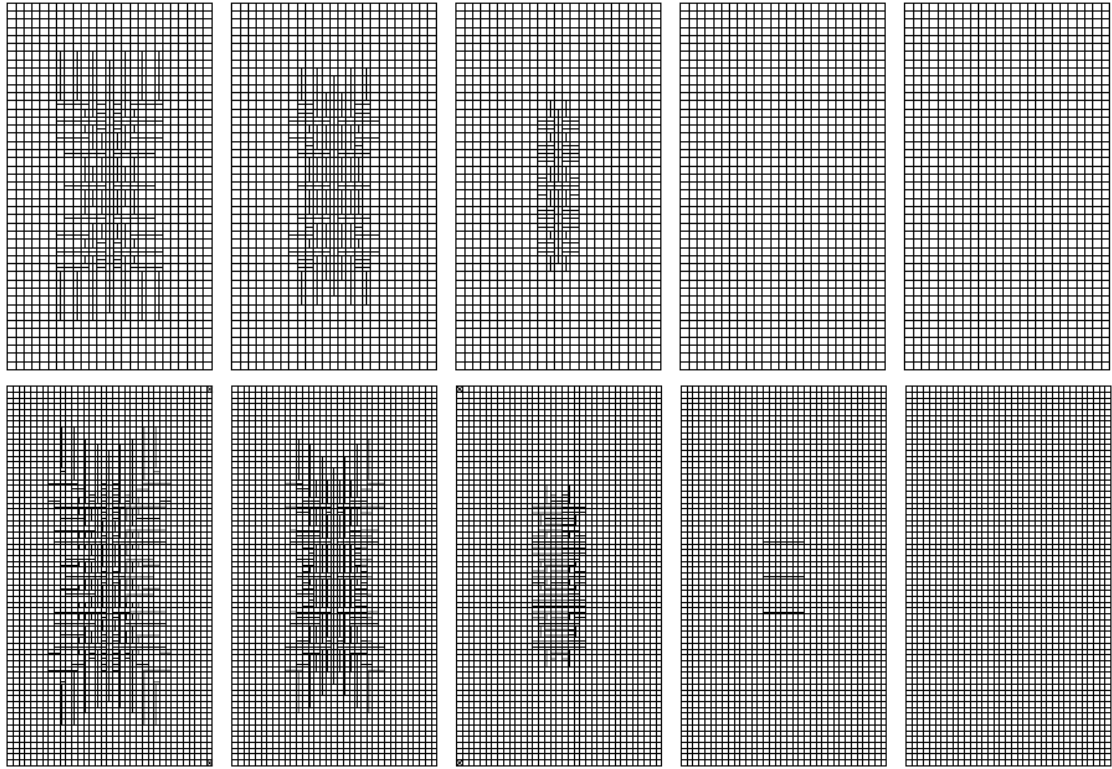


図 3.5-7(3) 換算回数 5.0×10^4 回相当 (上 : 170 ステップ、下 : 360 ステップ)

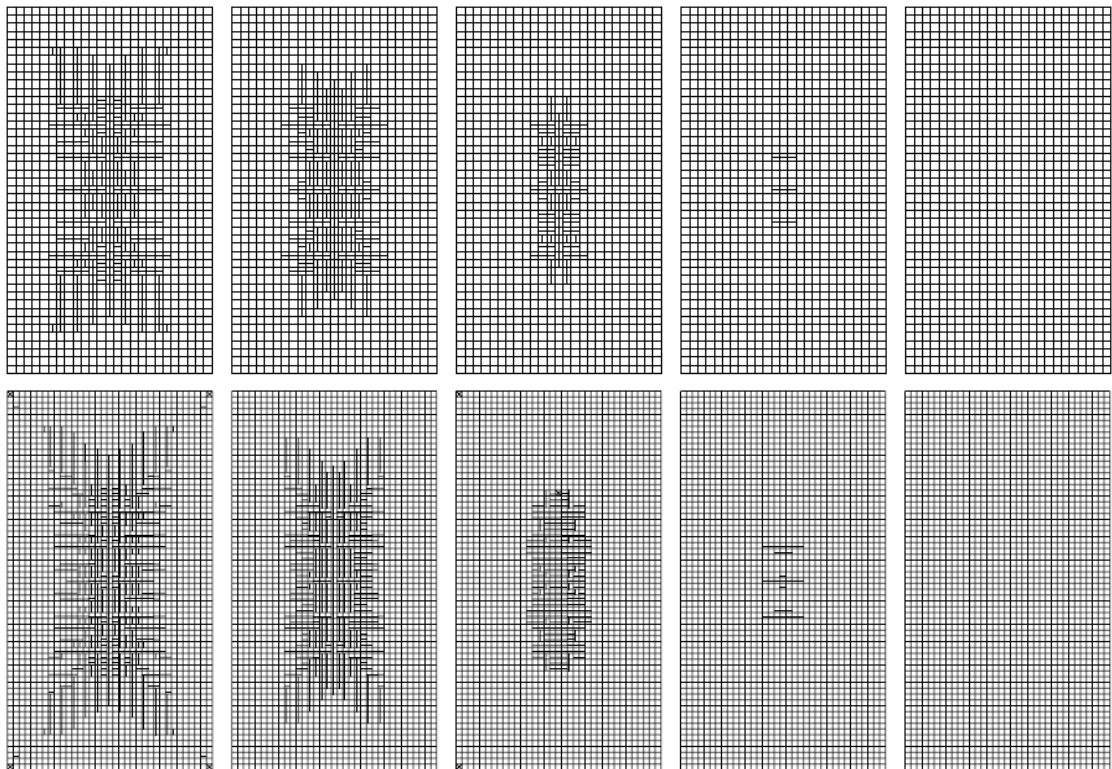


図 3.5-7(4) 換算回数 1.0×10^5 回相当 (上 : 194 ステップ、下 : 423 ステップ)

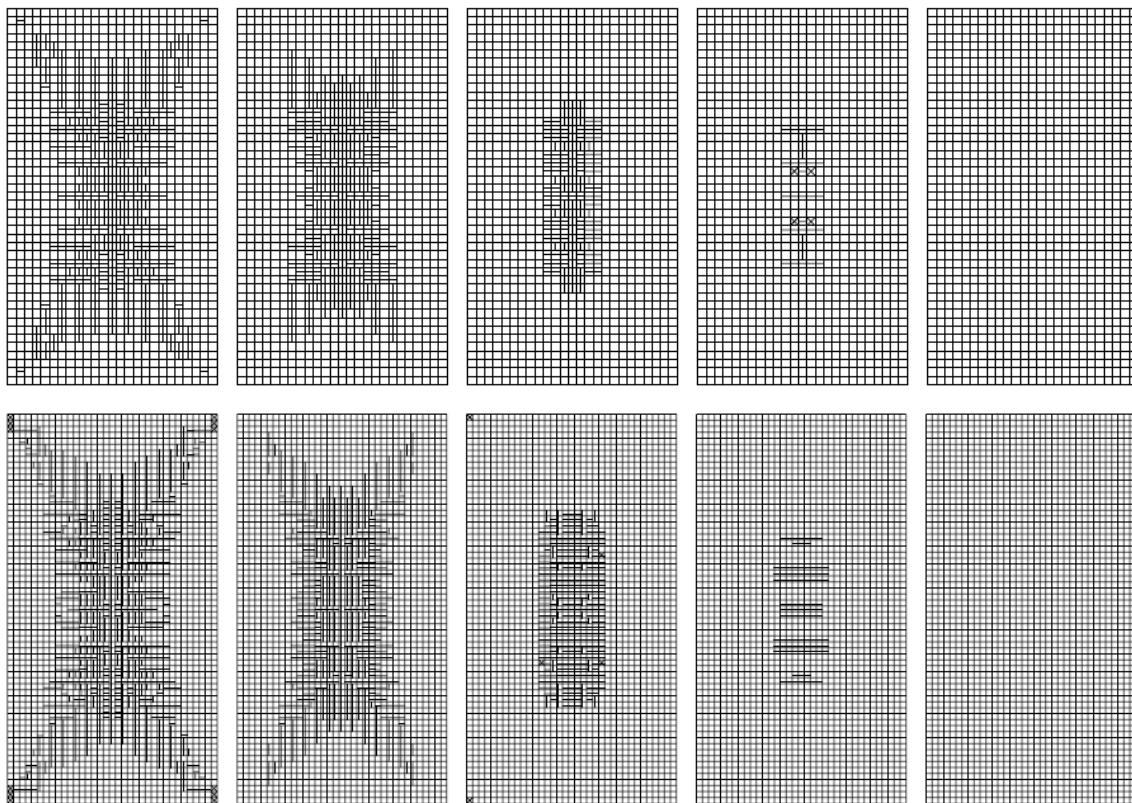


図 3.5-7(5) 換算回数 2.0×10^5 回相当 (上 : 251 ステップ、下 : 539 ステップ)

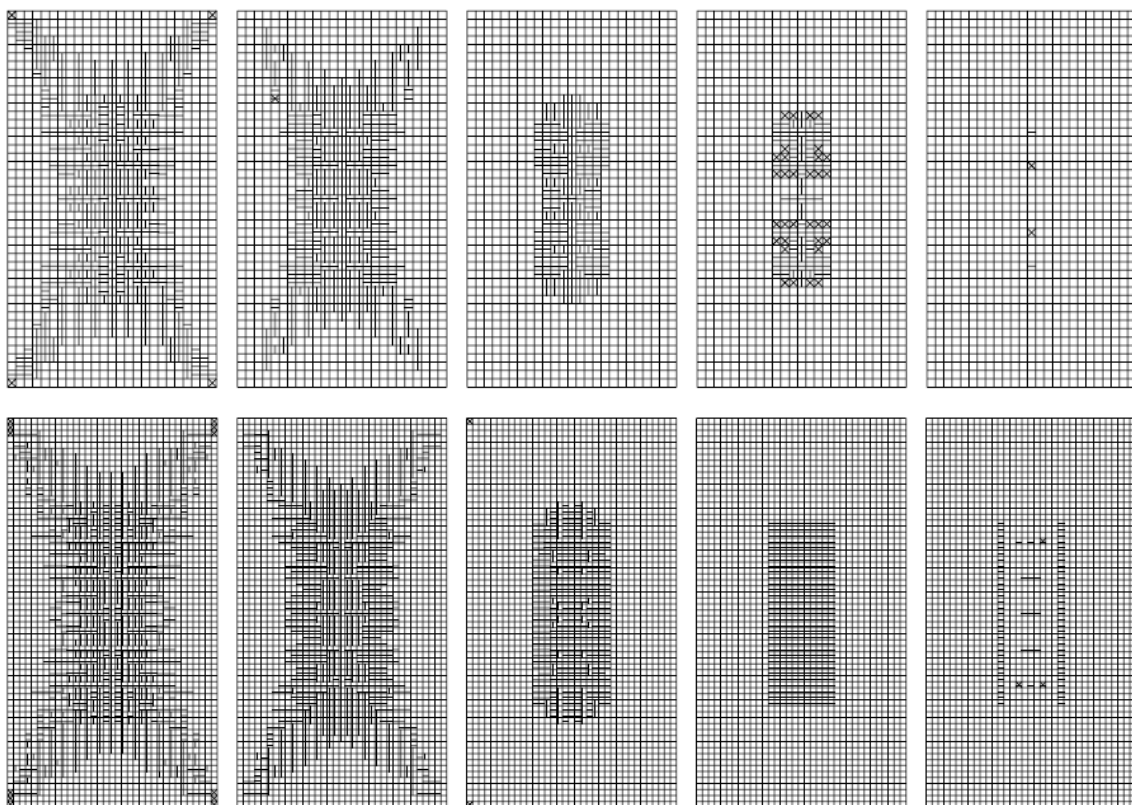


図 3.5-7(6) 換算回数 5.0×10^5 回相当 (上 : 339 ステップ、下 : 750 ステップ)

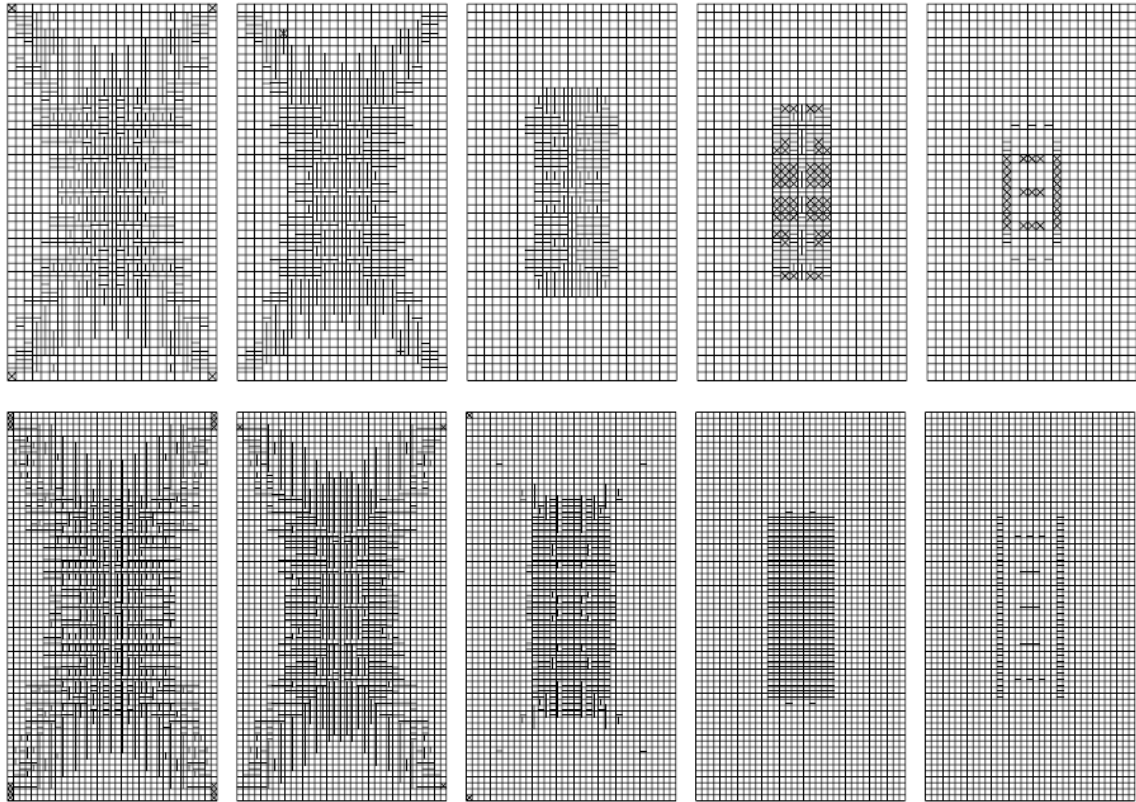


図 3.5-7(7) 換算回数 1.0×10^6 回相当（上：419 ステップ、下：836 ステップ）

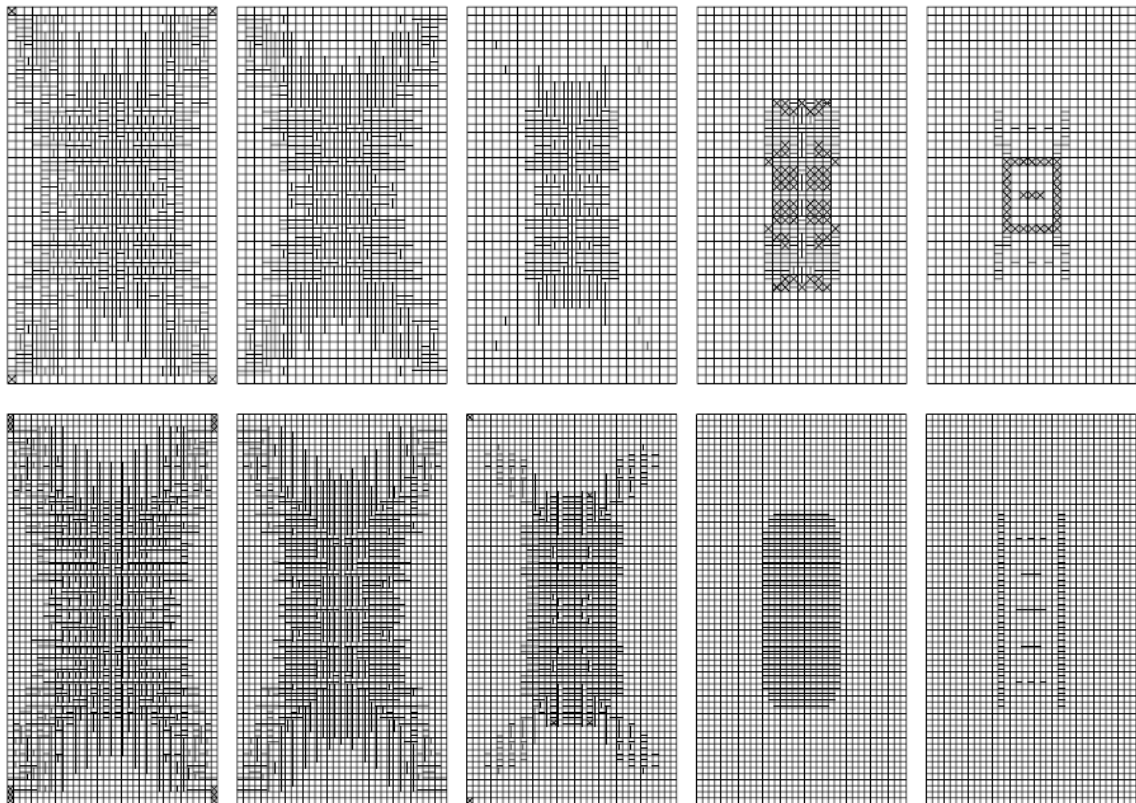


図 3.5-7(8) 換算回数 2.0×10^6 回相当（上：508 ステップ、下：977 ステップ）

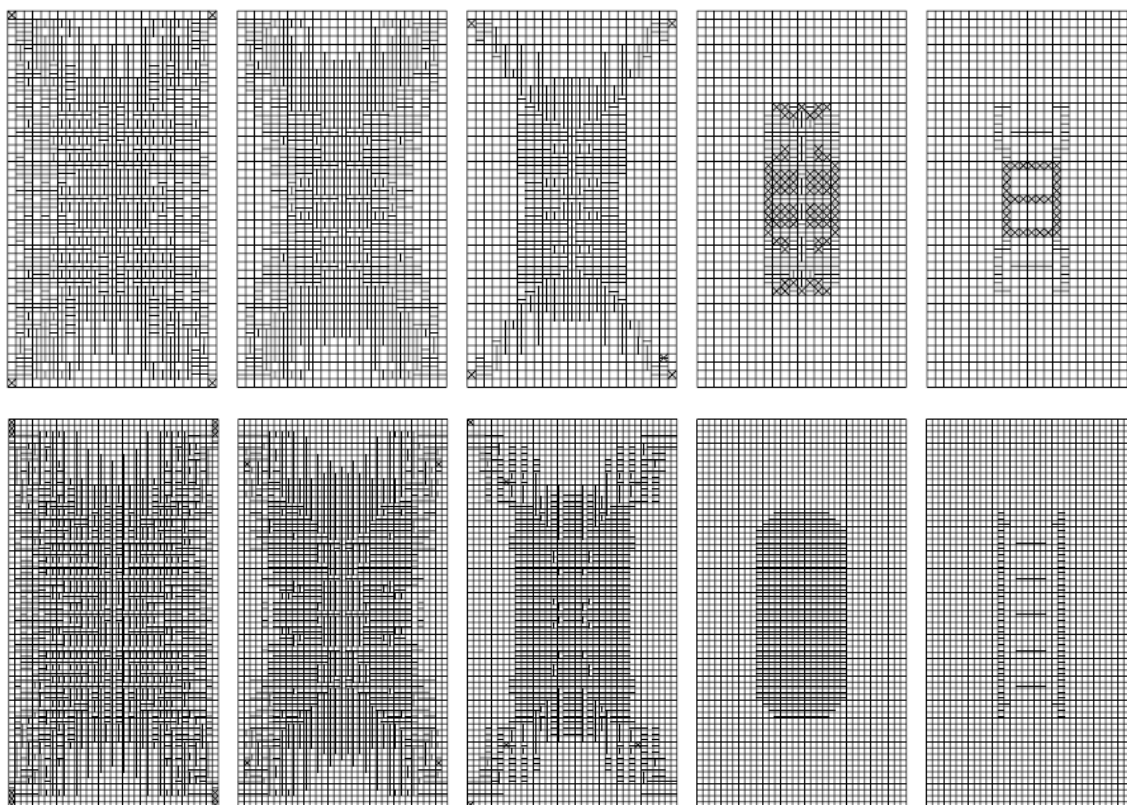


図 3.5-7(9) 換算回数 5.0×10^6 回相当（上：624 ステップ、下：1266 ステップ）

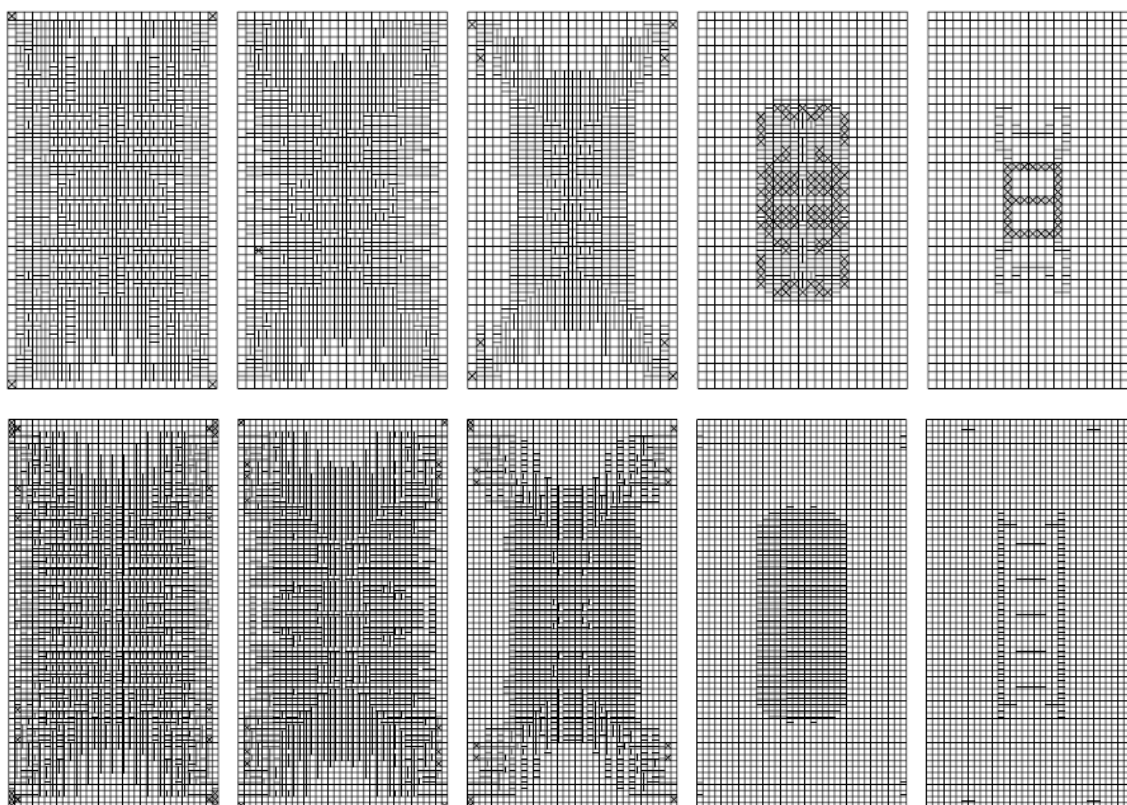


図 3.5-7(10) 換算回数 1.0×10^7 回相当（上：734 ステップ、下：1390 ステップ）

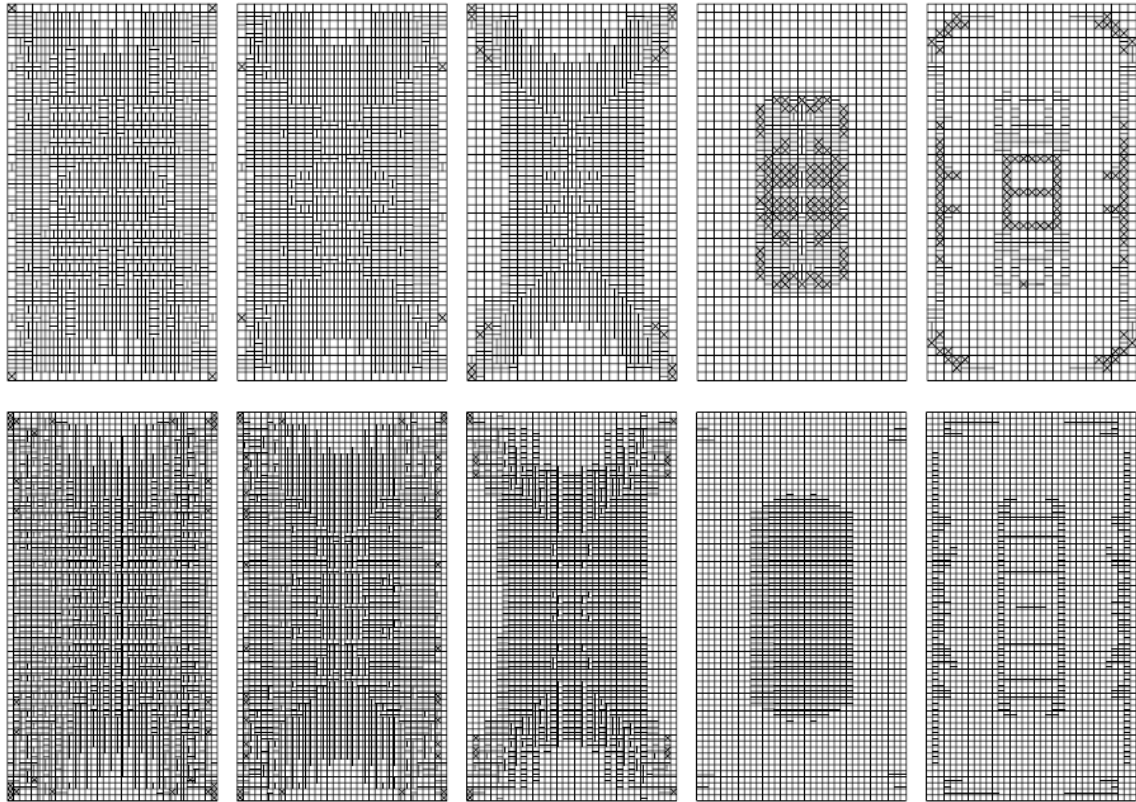


図 3.5-7(11) 換算回数 2.0×10^7 回相当 (上 : 851 ステップ、下 : 1648 ステップ)

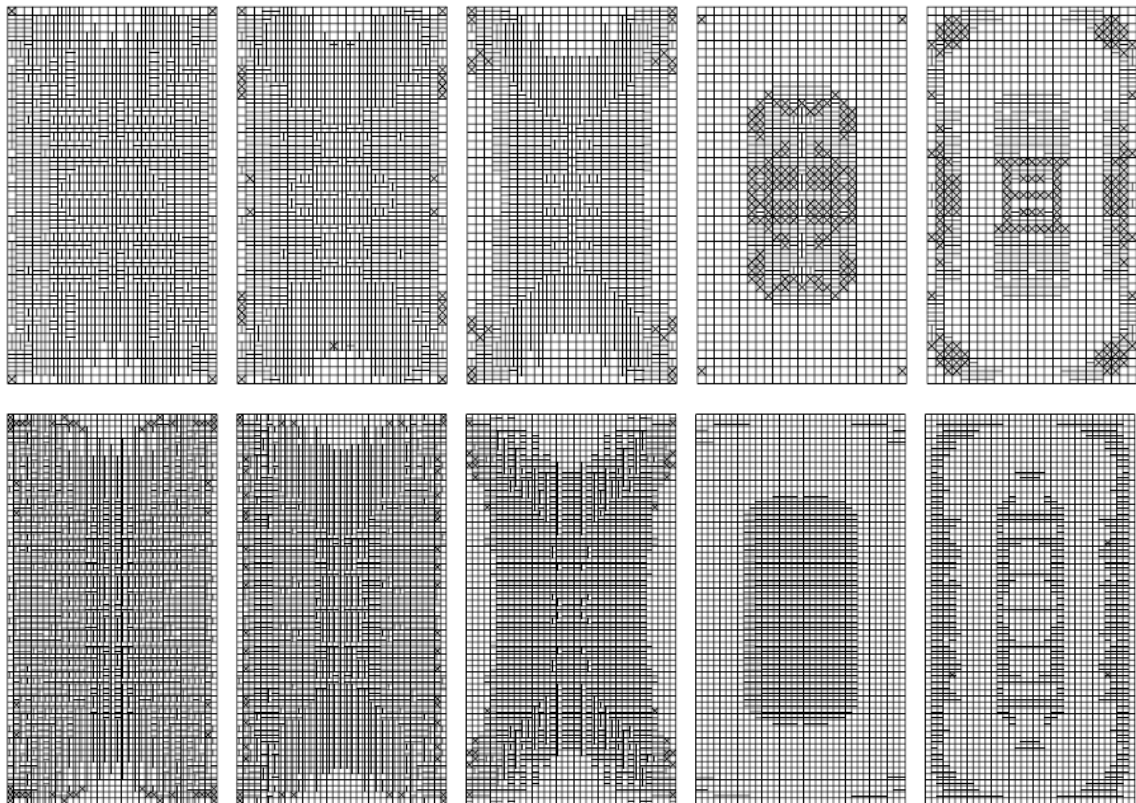


図 3.5-7(12) 換算回数 3.0×10^7 回相当 (上 : 986 ステップ、下 : 1868 ステップ)

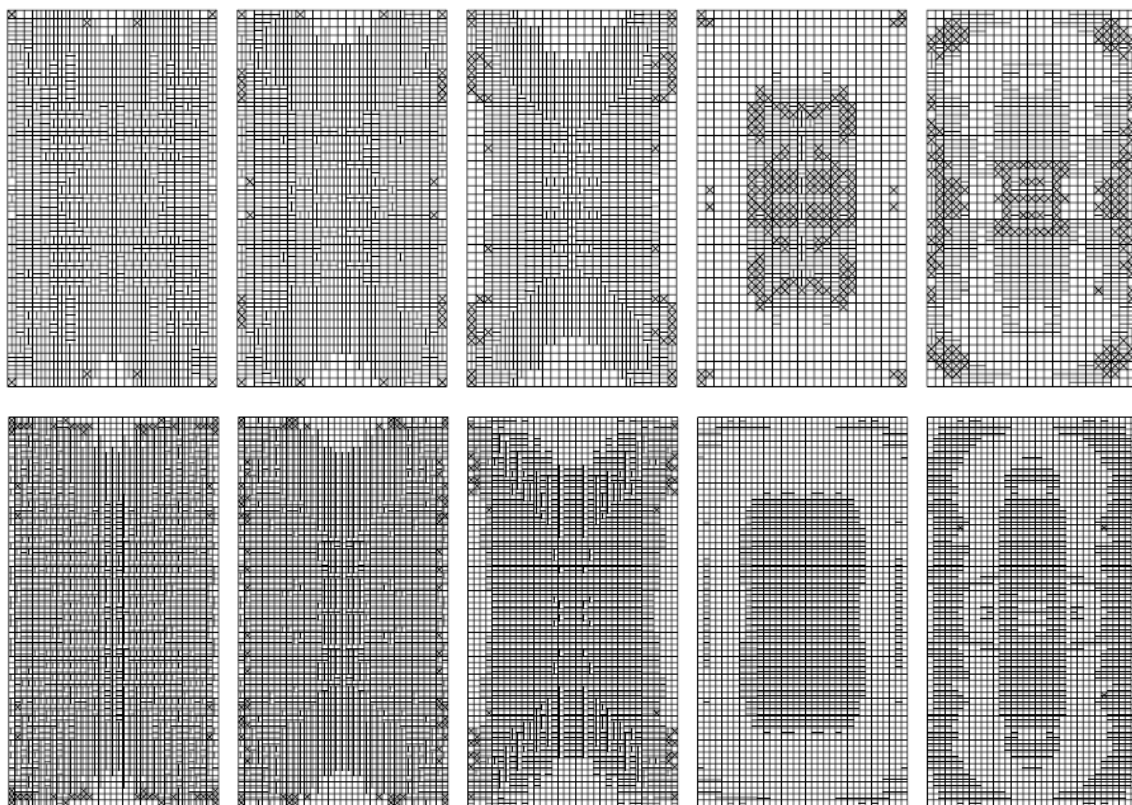


図 3.5-7(13) 換算回数 4.0×10^7 回相当 (上 : 1100 ステップ、下 : 2147 ステップ)

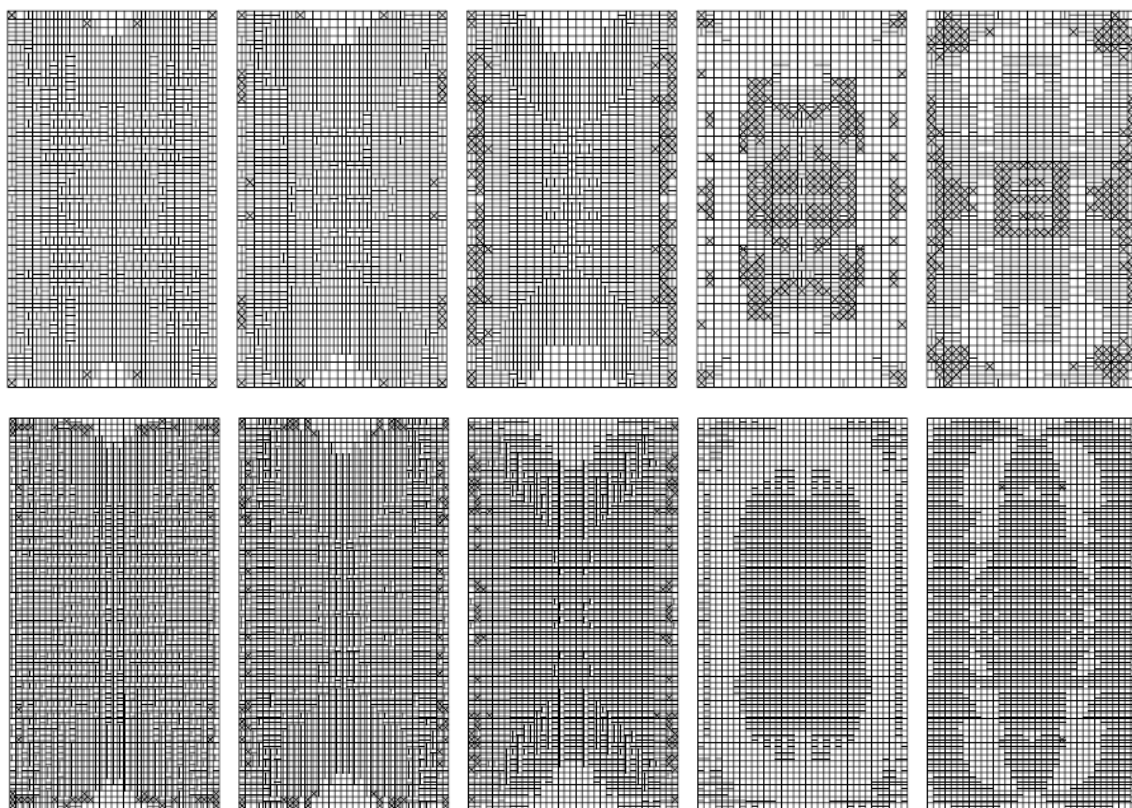


図 3.5-7(14) 換算回数 5.0×10^7 回相当 (上 : 1197 ステップ、下 : 2427 ステップ)

以上より、本検討の条件では、要素分割の相違によって解析上の疲労損傷過程や破壊時の性状に大きな差はなかった。

床版下面から徐々に破壊領域が広がっていく傾向も実験結果とは矛盾しない。実験では360,000 回まで載荷しており、下面のほぼ全領域にひびわれが広がる一方で上面にはまだひびわれは生じていない段階で実験を終了している。解析で最下層がほぼ全面にひび割れる一方最上層の要素で破壊は生じていないのは2～30 万回程度と考えられ、実験終了時点は解析のこの段階に概ね相当するものと考えられる。

3.5.3 内部鋼材のモデル化の影響

内部鋼材としての鉄筋のモデル化方法の違いが解析結果に与える影響について検討する。鉄筋のモデル化手法は、①埋め込み要素、②トラス要素、の2通りで作成したモデルで計算を行った。

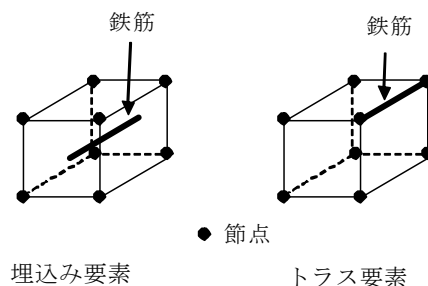


図 3.5-8 鉄筋要素

a) 解析条件

埋め込み鉄筋によるモデル化では、鉄筋位置は計算に用いる節点位置によらず入力でき、鉄筋剛性は鉄筋を含む要素（汎用 FEM 解析ソフト「DIANA」の例では mother element）に分配される。なお、本検討では鉄筋の付着切れを考慮しておらず完全付着条件である。

トラス要素によるモデル化では、鉄筋位置に節点を設ける必要があるため、下図に示すような6層からなるモデルを作成した。ソリッド要素と節点を共有しているため完全付着となる。トラス要素には、2節点6自由度の要素を用いた。

いずれのモデルも、上下それぞれに各2方向の鉄筋を1本ずつ入力した。トラス要素を用いた場合、高さ方向に床版の上下縁と各鉄筋位置のみでモデル化すると、中間層部分の要素の厚さが他と比較してかなり大きくなるため、上下の配力鉄筋間を2層に要素分割し、各層の厚さが極端に異ならないようモデル化した。平面的には、端部以外の各鉄筋間隔が150mm または 300mm であるため支間方向、直角方向とも 150mm 間隔で要素分割した。

モデルの支持は、埋め込み鉄筋を用いたこれまでのモデルと同様に、長辺方向の下端の節点で鉛直方向を移動固定し、5箇所荷重を作用させた。

コンクリートの疲労破壊条件も埋め込み鉄筋モデルの計算と同様、 $N=8$ としたこれまでの条件を使用した。

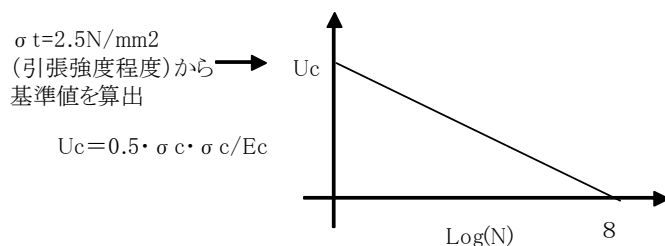


図 3.5-9 解析で用いた疲労曲線

表 3.5-3 コンクリートの疲労破壊条件表 要素分割の違い

	要素分割数			要素寸法	ソリッド要素数
	長辺方向	短辺方向	厚さ方向		
埋め込み鉄筋モデル	45	25	5	100×100×38	5625
トラス鉄筋モデル	32	18	6	150×150×(13～58)	3456

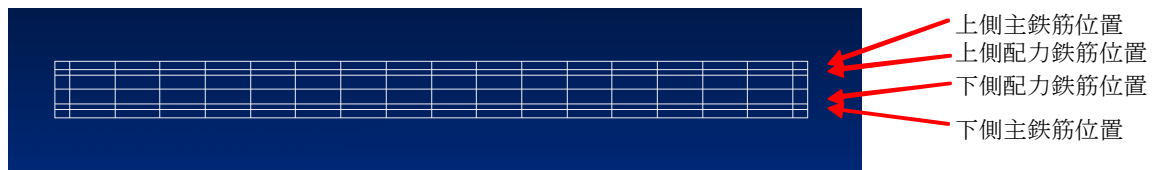
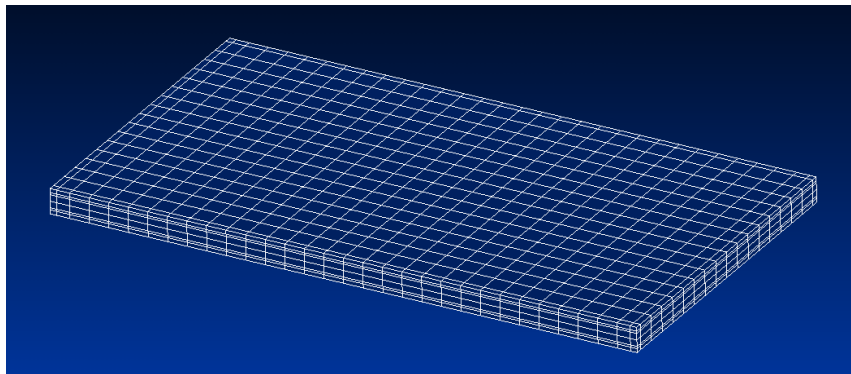


図 3.5-10 トラス要素を使用したモデル

表 3.5-4 鉄筋諸元

	有効高さ(mm)	径	間隔(mm)	弾性係数(N/mm ²)
上側主鉄筋	30	D16	300	2.0×10^5
上側配力鉄筋	43	D10	300	〃
下側配力鉄筋	146	D13	300	〃
下側主鉄筋	160	D16	150	〃

b) 解析結果

鉄筋のモデル化について異なった方法で行った計算結果と、実験結果の比較を示す。

(RC39-8 (荷重 105kN))

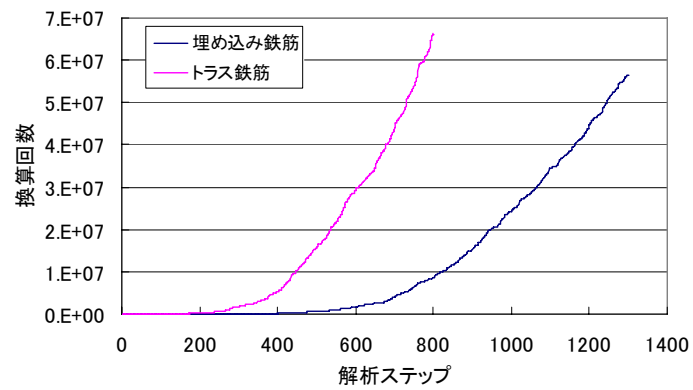


図 3.5-11 解析ステップと換算回数

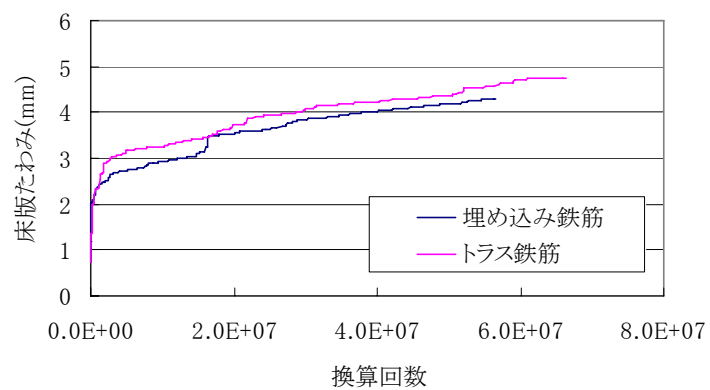
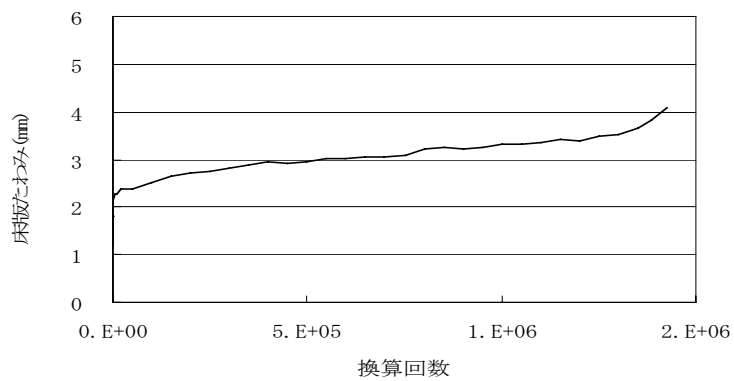
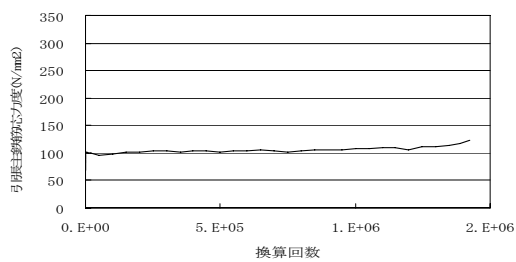
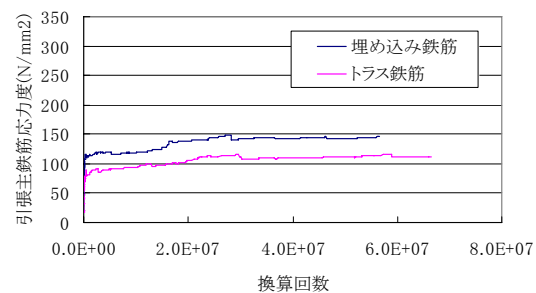


図 3.5-12 試験結果と計算結果の床版たわみ

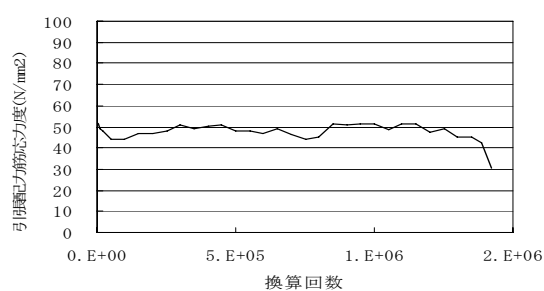


a)実験結果

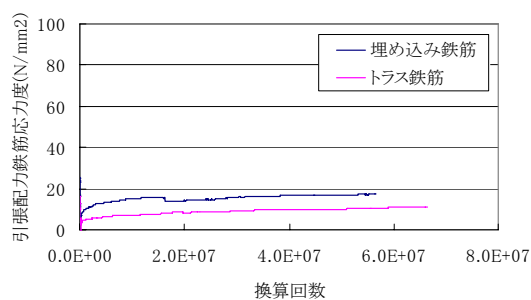


b)解析結果

図 3.5-13 引張主鉄筋応力度の変化

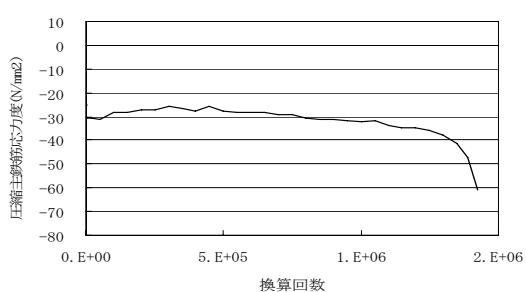


a)実験結果

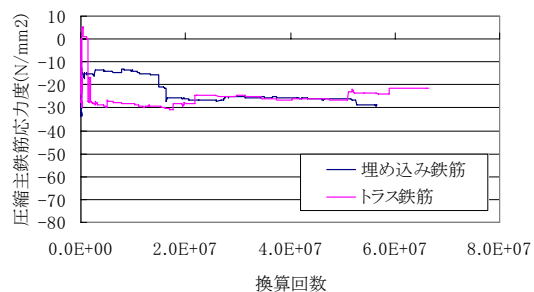


b)解析結果

図 3.5-14 引張配力鉄筋応力度の変化

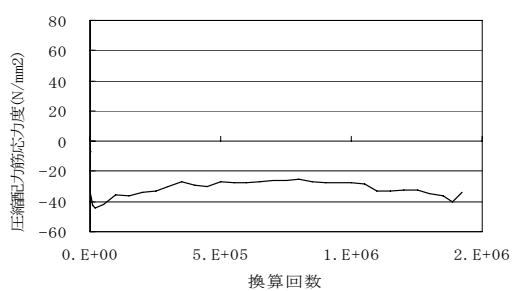


a)実験結果

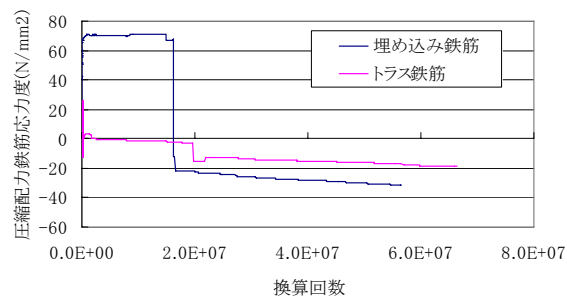


b)解析結果

図 3.5-15 圧縮主鉄筋応力度の変化

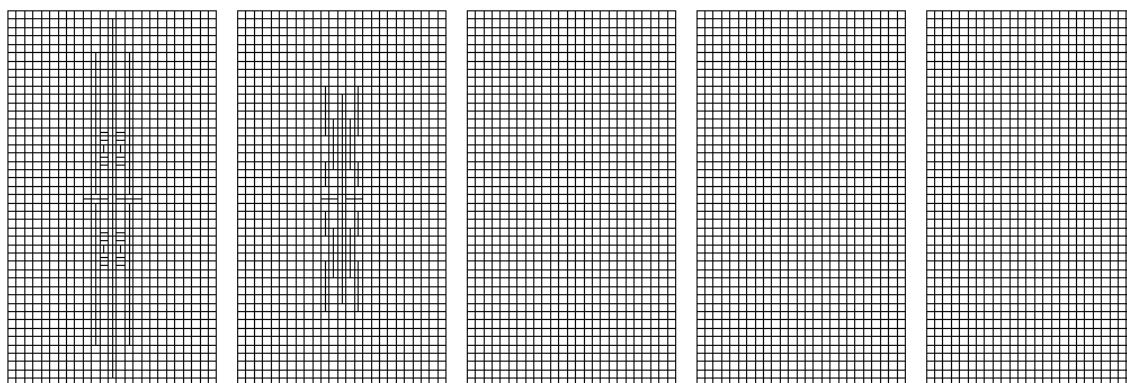


a)実験結果

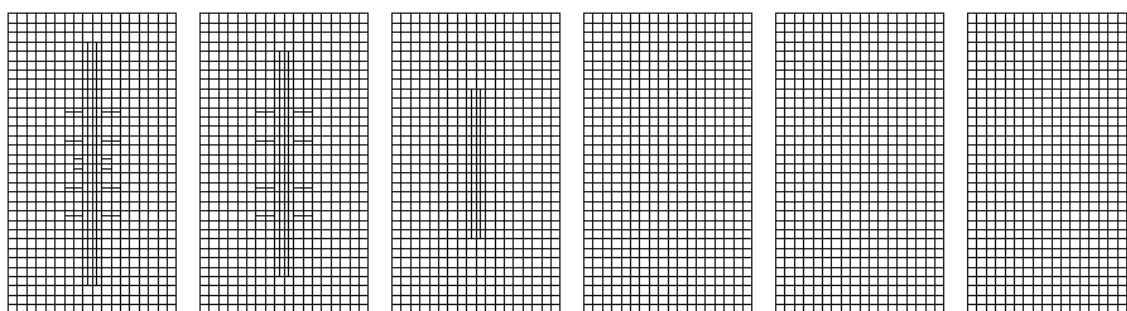


b)解析結果

図 3.5-16 圧縮配力鉄筋応力度の変化

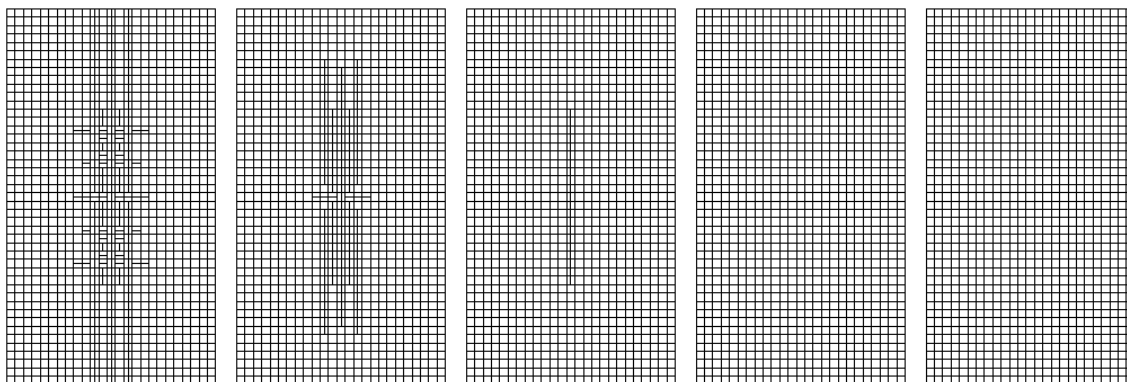


a)埋め込み鉄筋モデル (77 ステップ)

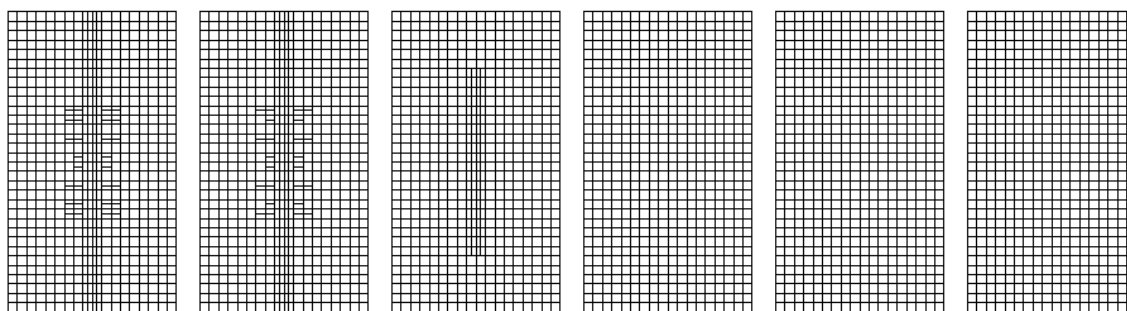


b)トラスモデル (42 ステップ)

図 3.5-17(1) 換算回数 1 回

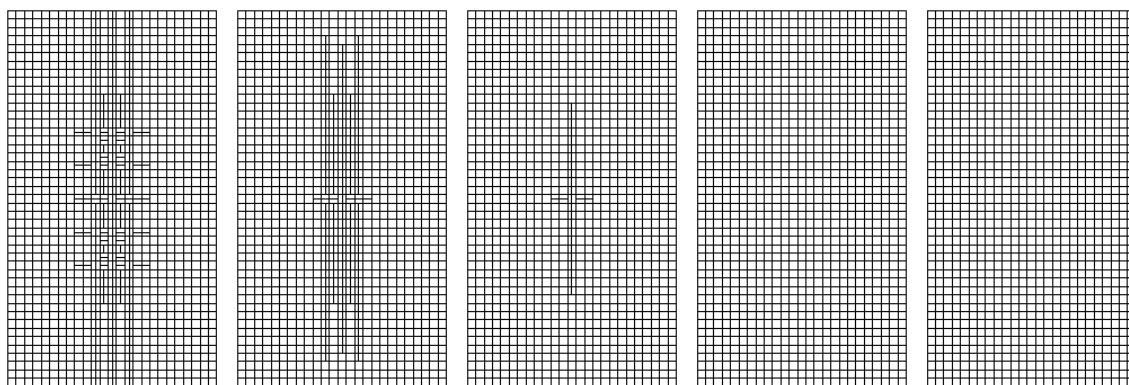


a)埋め込み鉄筋モデル (117 ステップ)

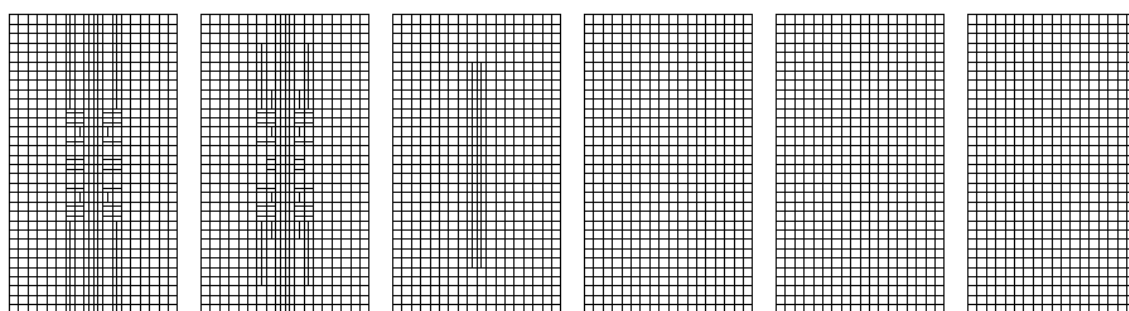


b)トラスモデル (55 ステップ)

図 3.5-17(2) 換算回数 10 回

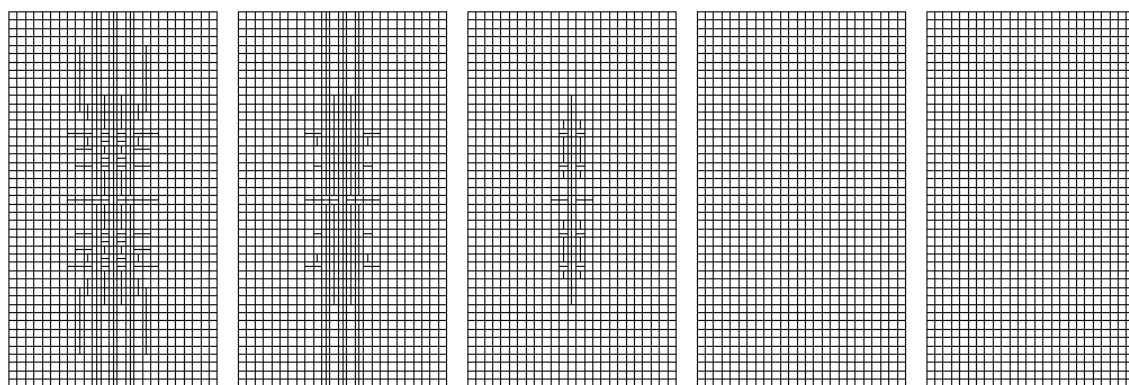


a)埋め込み鉄筋モデル (132 ステップ)

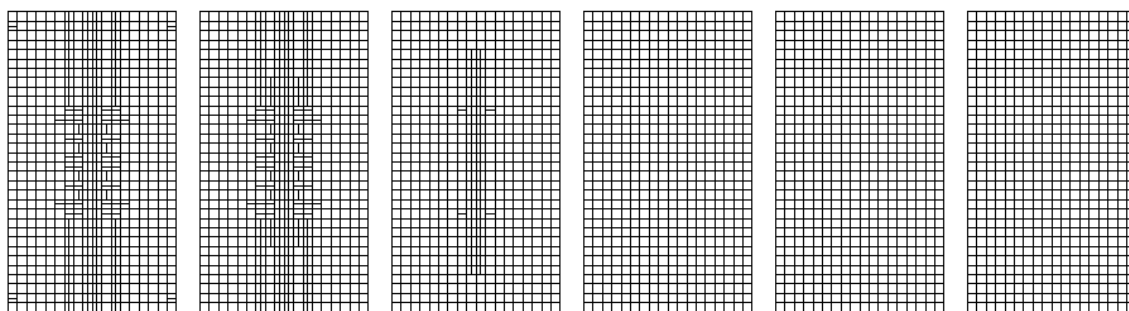


b)トラスモデル (79 ステップ)

図 3.5-17(3) 換算回数 100 回

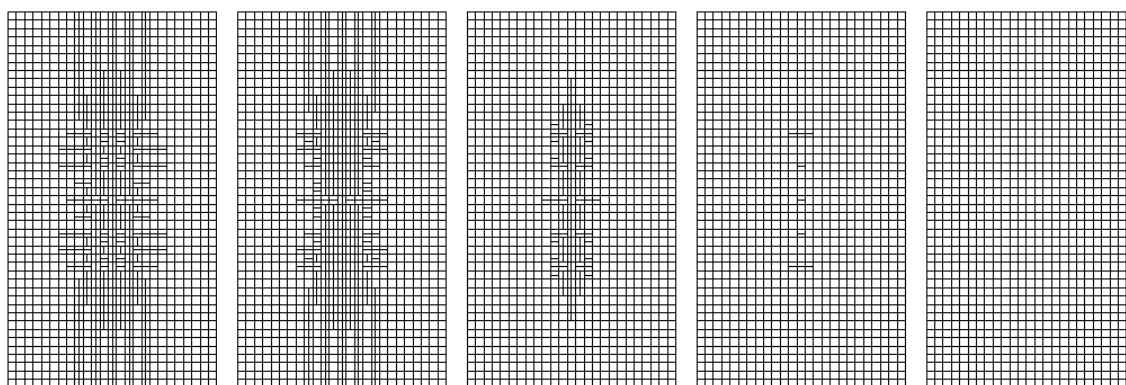


a)埋め込み鉄筋モデル (167 ステップ)

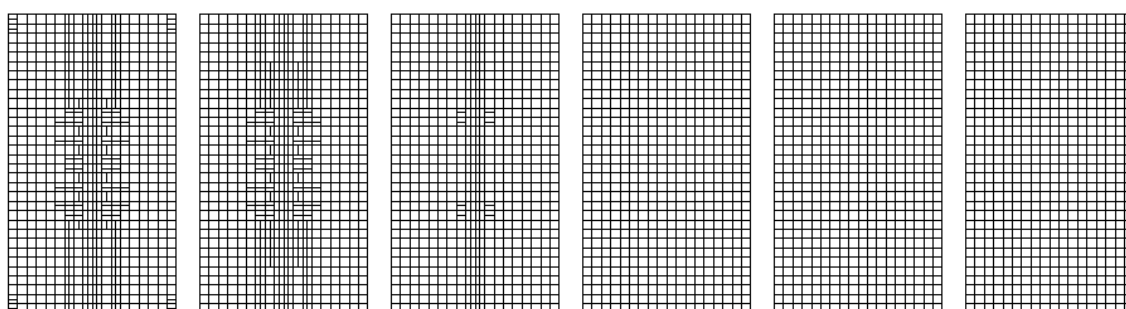


b)トラスモデル (91 ステップ)

図 3.5-17(4) 換算回数 1000 回

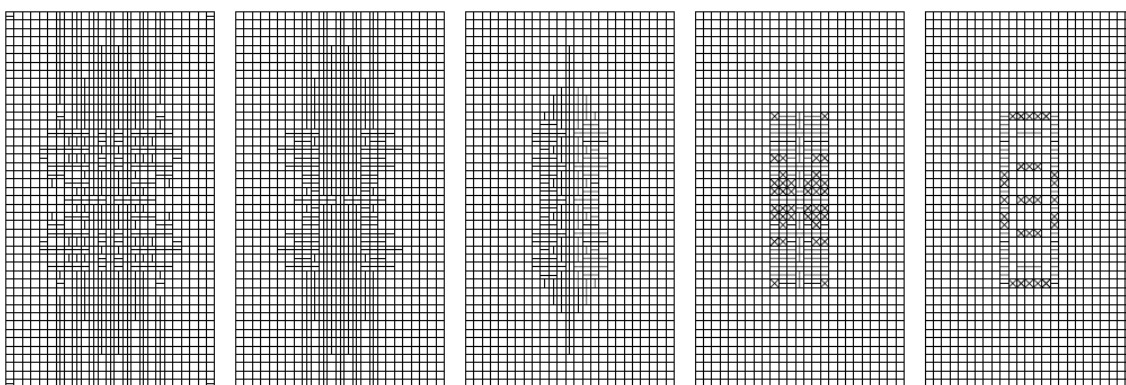


a)埋め込み鉄筋モデル (230 ステップ)

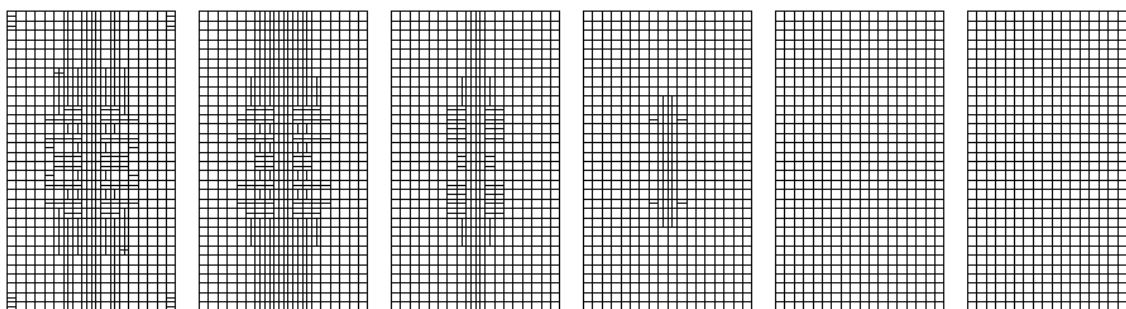


b)トラスモデル (102 ステップ)

図 3.5-17(5) 換算回数 10,000 回

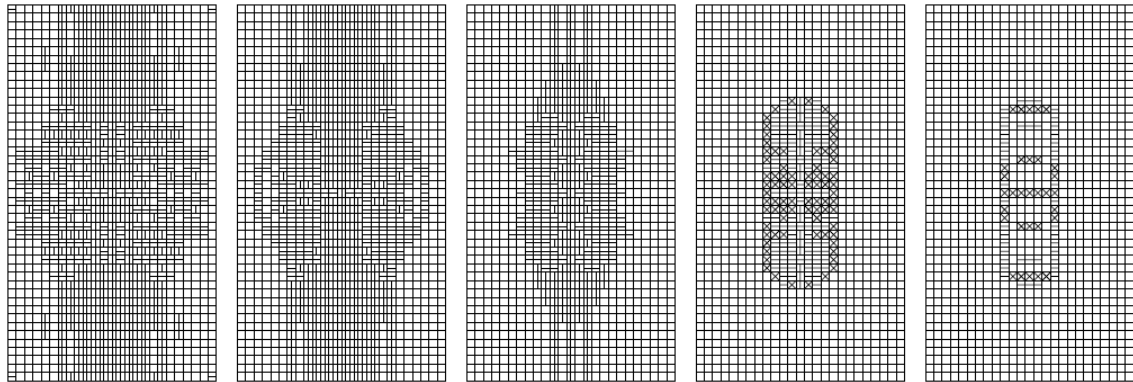


a)埋め込み鉄筋モデル (372 ステップ)

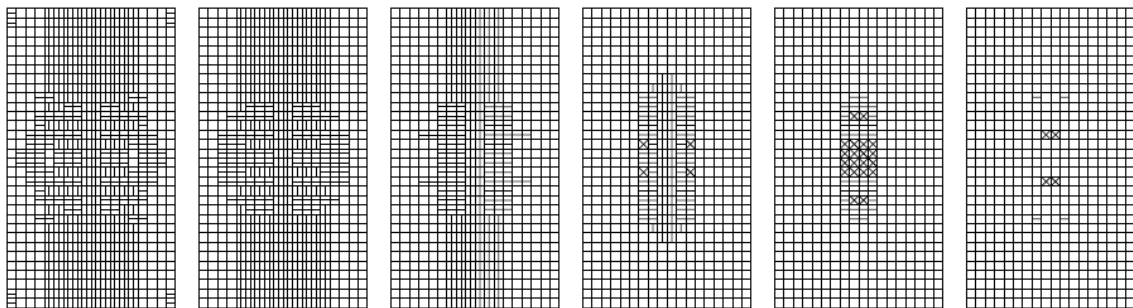


b)トラスモデル (146 ステップ)

図 3.5-17(6) 換算回数 100,000 回

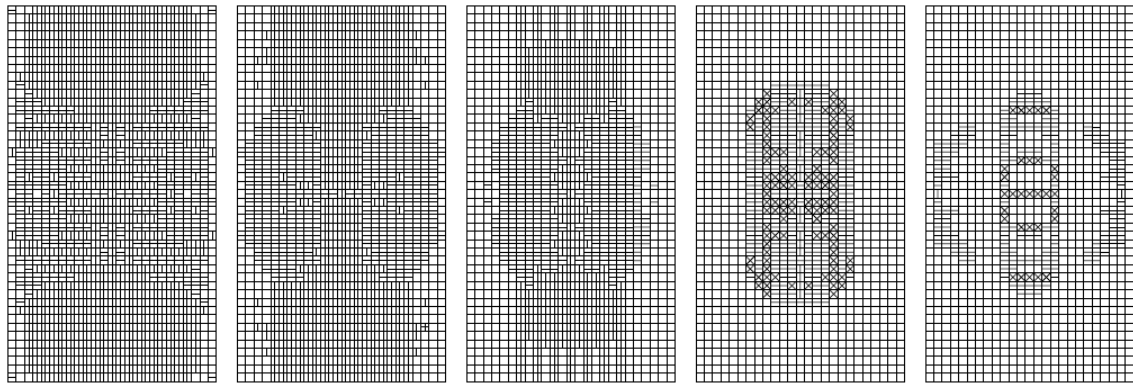


a)埋め込み鉄筋モデル (545 ステップ)

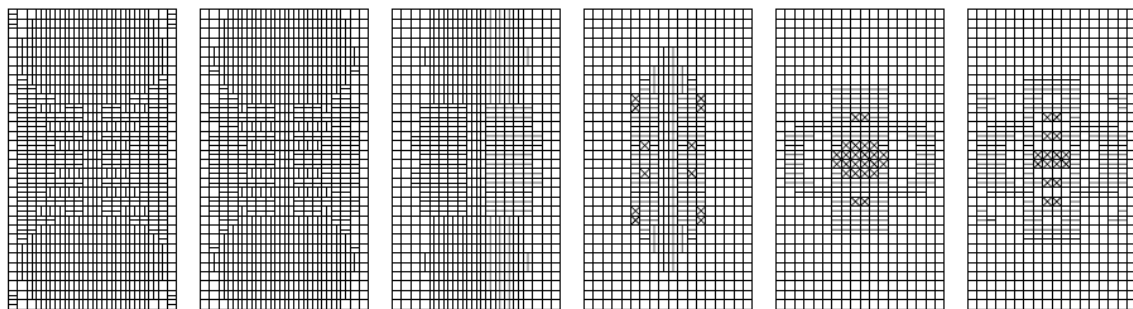


b)トラスモデル (273 ステップ)

図 3.5-17(7) 換算回数 1,000,000 回

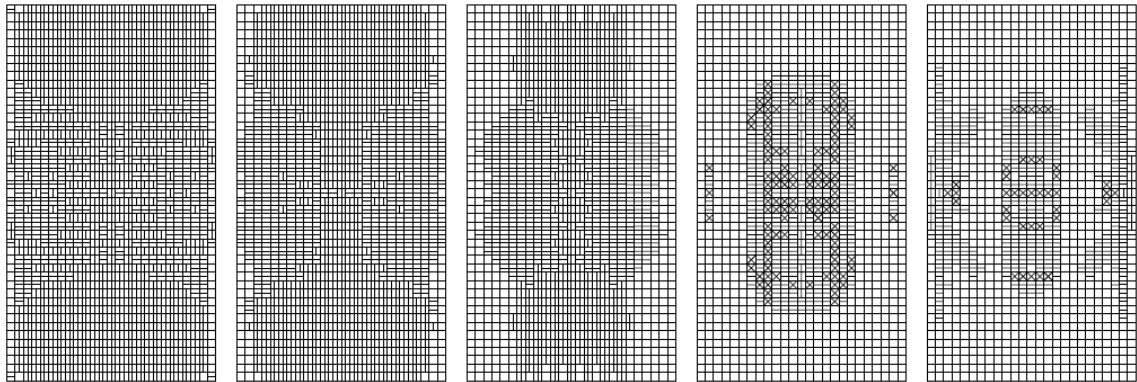


a)埋め込み鉄筋モデル (823 ステップ)

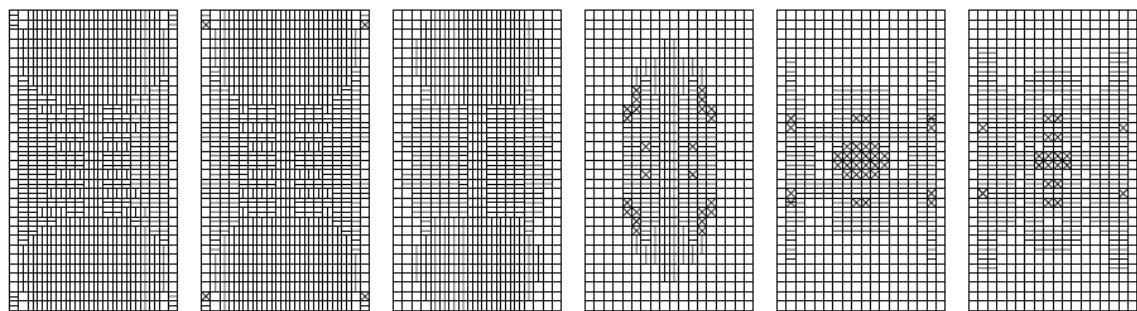


b)トラスモデル (446 ステップ)

図 3.5-17(8) 換算回数 10,000,000 回

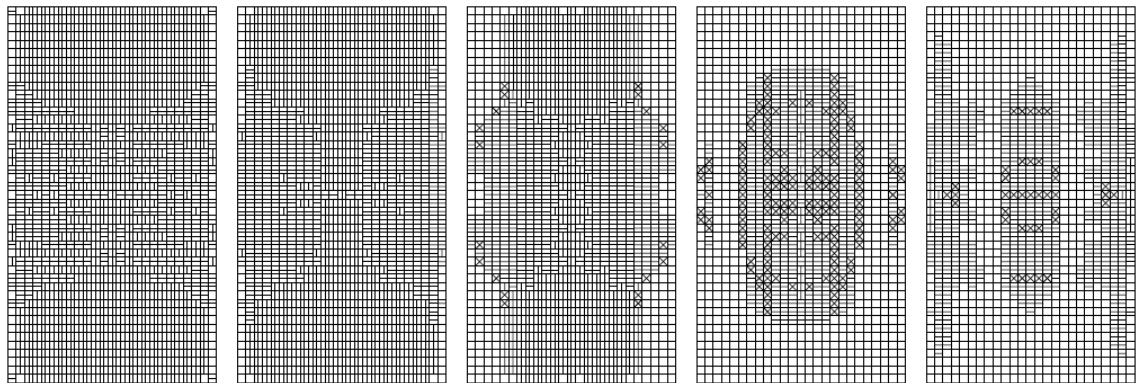


a)埋め込み鉄筋モデル (946 ステップ)

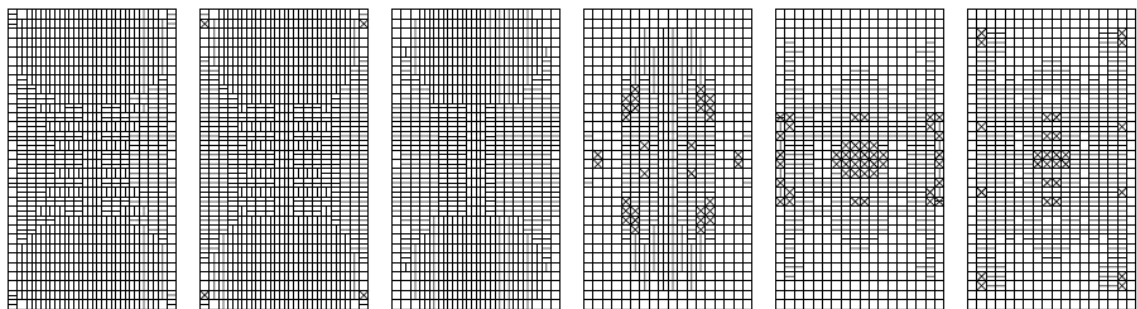


b)トラスモデル (535 ステップ)

図 3.5-17(9) 換算回数 20,000,000 回



a)埋め込み鉄筋モデル (1064 ステップ)



b)トラスモデル (608 ステップ)

図 3.5-17(10) 換算回数 10,000,000 回

c) まとめ

埋め込み鉄筋を用いたモデルでは 1300 ステップまで、トラス鉄筋要素を用いたモデルでは 800 ステップまでの計算を行った。トラス鉄筋要素を使用したモデルの方が、同じ換算回数での床版たわみがやや大きくなってはいるものの差は小さい。

トラス鉄筋要素を用いた計算は、埋め込み鉄筋要素を使用した場合と比較して要素数が少なくなっているが、本計算で行った程度の要素分割の差異であれば鉄筋のモデル化方法の違いに関わらず同程度の水準の解析が行えるものと考えられる。

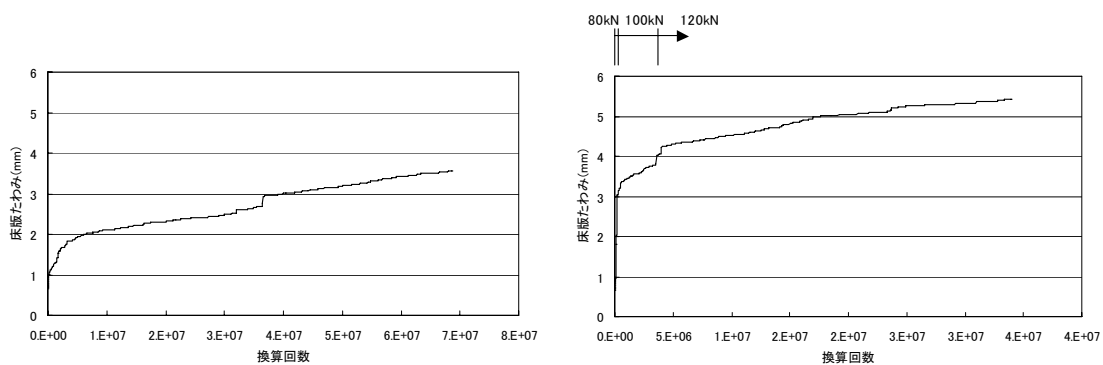
3.5.4 疲労被害則の検討

解析において疲労耐久性の絶対値に支配的な影響を及ぼす被害則のべき乗則の相違が解析結果に及ぼす影響について検討する。

解析との比較対象には、平成 17 年度に国土技術政策総合研究所道路構造物管理研究室にて実施した輪荷重走行試験結果を用いる。実験結果の詳細は 3.5.2（要素の大きさが解析結果に及ぼす影響）に示すとおりである。

被害則は、3.3.2 で検討したケース⑦である。

べき乗を $\log 8$ として計算した結果を以下に示す。解析対象は床版厚 170mm の供試体 A のケースである。



80kN 一定荷重の場合

荷重を増加させた場合

図 3.5-18 床版たわみ

荷重を増加させた場合とは、換算回数（解析により逆算した換算回数）から、実験による荷重を増加させた回数（45000 回、175000 回）の解析ステップ数を算出し、解析にて、その段階で荷重を上げ、階段载荷（実験の荷重増加と同様の载荷）をした結果である。

上記の結果および 1200 ステップでの損傷状況から、べき乗として $\log 8$ では損傷が早くなることが判明した。

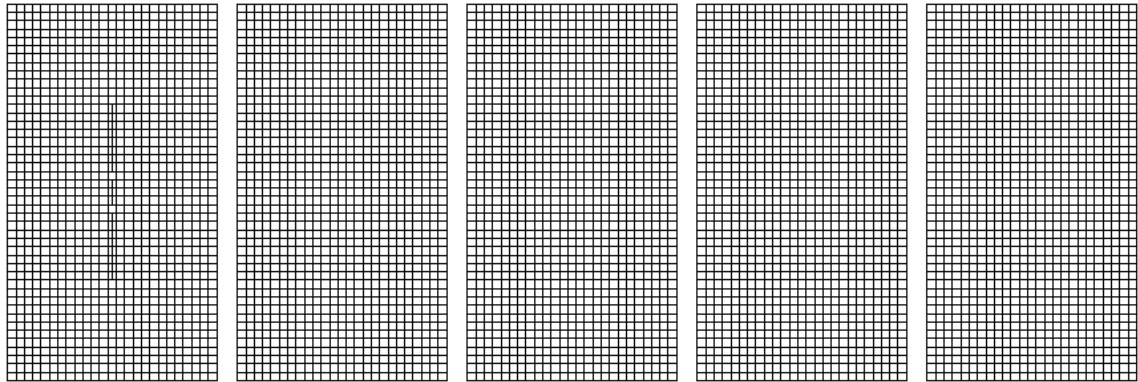


図 3.5-19(1) 10 ステップ (換算回数 6.3×10^{-6})

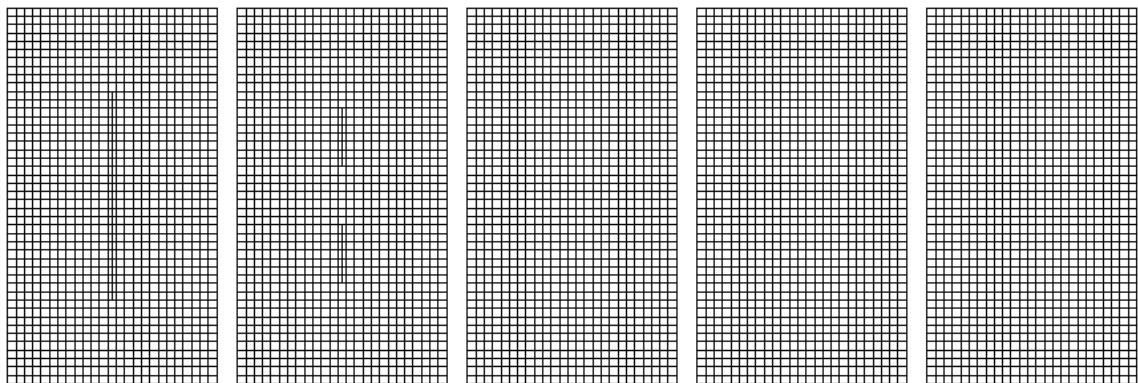


図 3.5-19(2) 20 ステップ (換算回数 2.2×10^{-3})

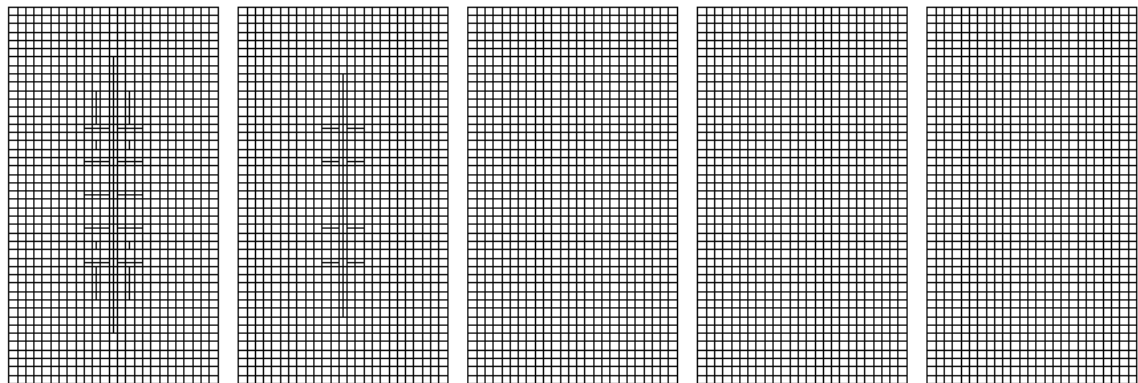


図 3.5-19(3) 50 ステップ (換算回数 14)

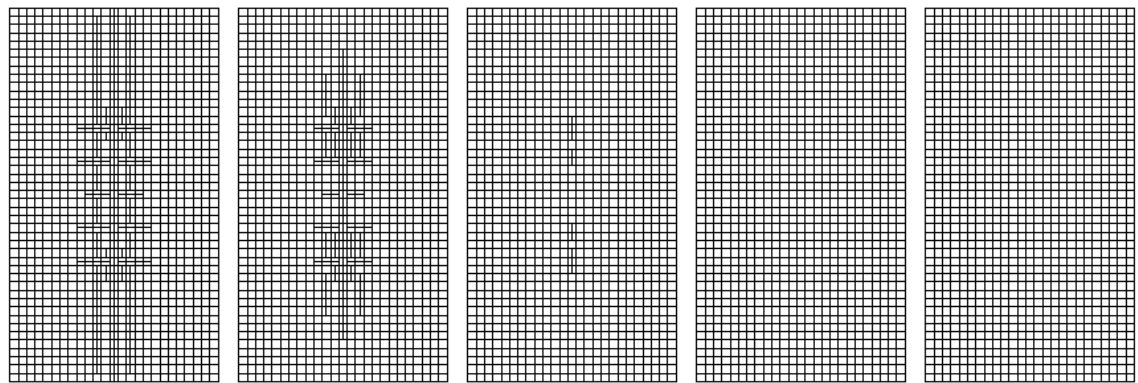


図 3.5-19(4) 100 ステップ (換算回数 1060)

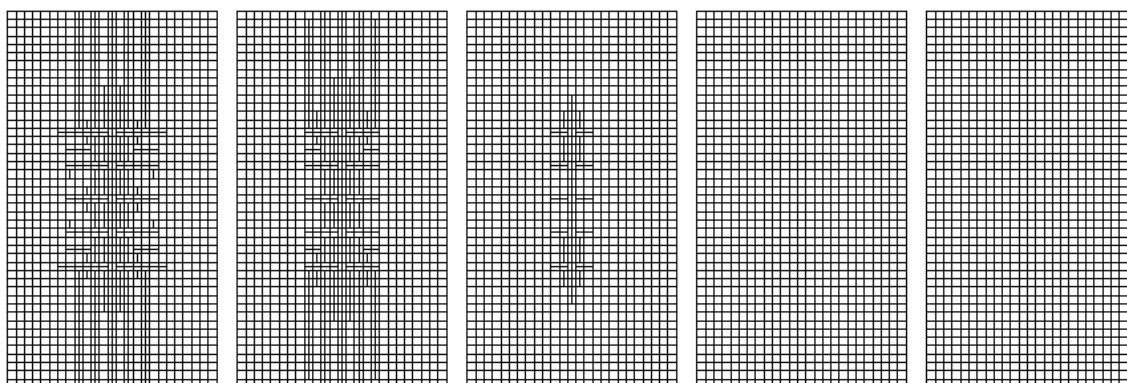


図 3.5-19(5) 200 ステップ (一定载荷 : 換算回数 1.3×10^5)

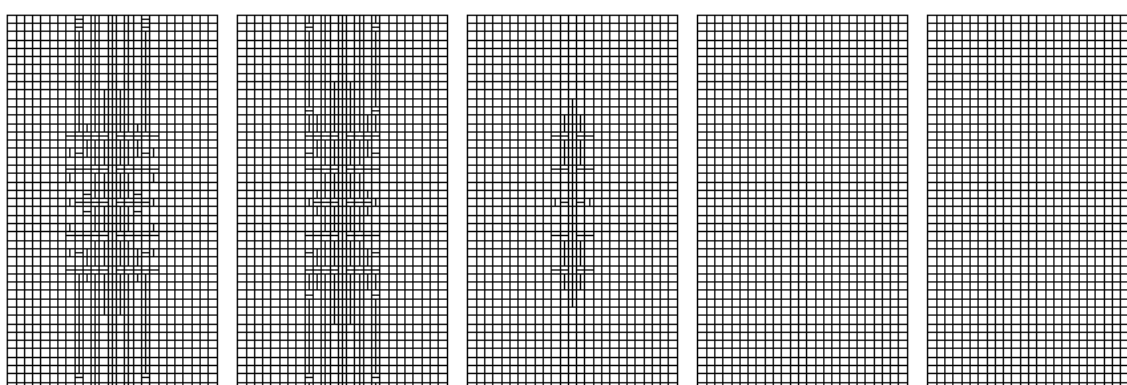


図 3.5-19(6) 200 ステップ (荷重増加 : 換算回数 5.6×10^4)

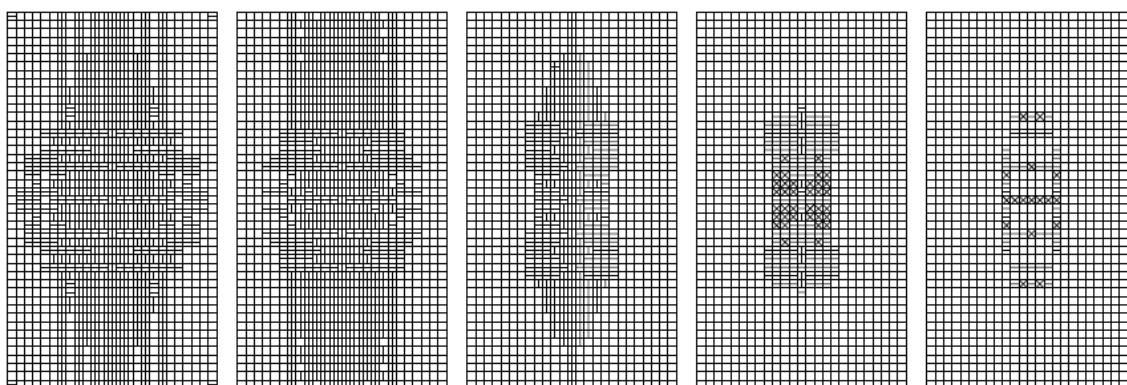


図 3.5-19(7) 500 ステップ (一定载荷 : 換算回数 4.1×10^6)

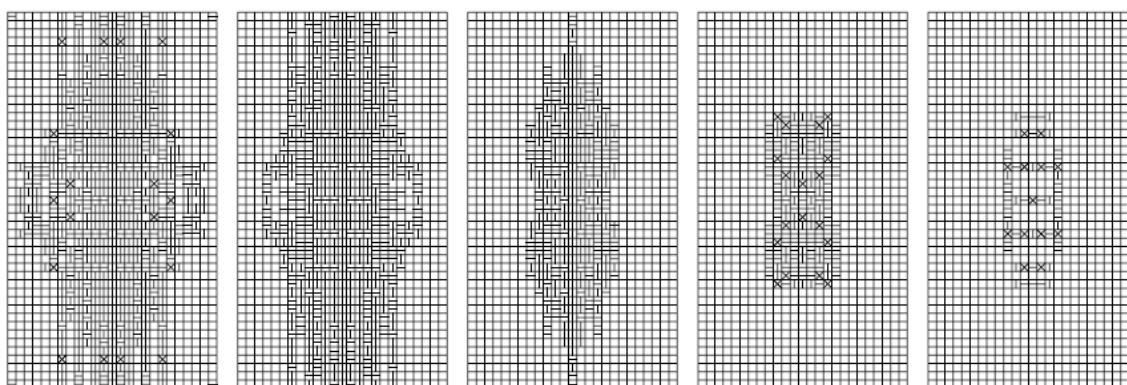


図 3.5-19(8) 500 ステップ (荷重増加 : 換算回数 1.9×10^5)

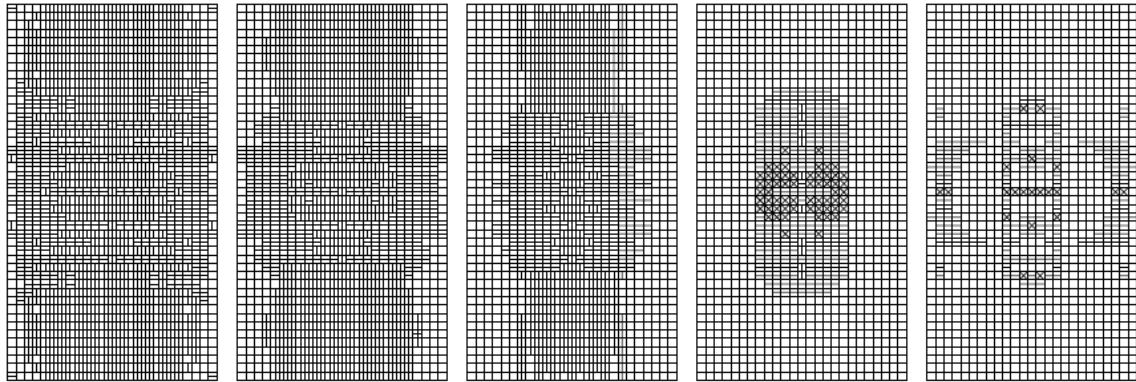


図 3.5-19(9) 800 ステップ (一定载荷 : 換算回数 2.2×10^7)

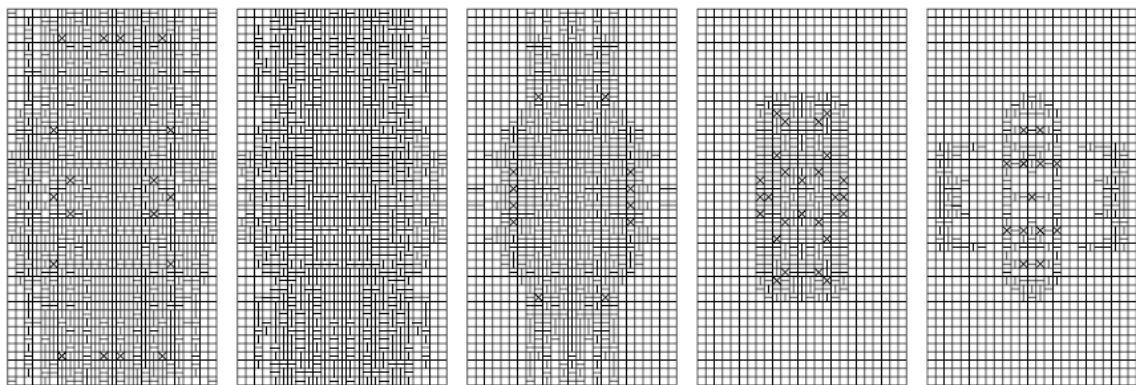


図 3.5-19(10) 800 ステップ (荷重増加 : 換算回数 2.2×10^6)

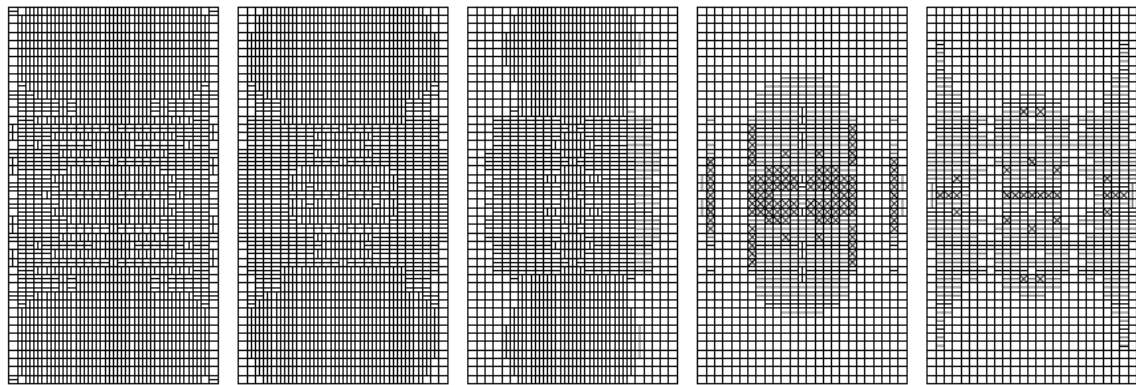


図 3.5-19(11) 1000 ステップ (一定载荷 : 換算回数 4.0×10^7)

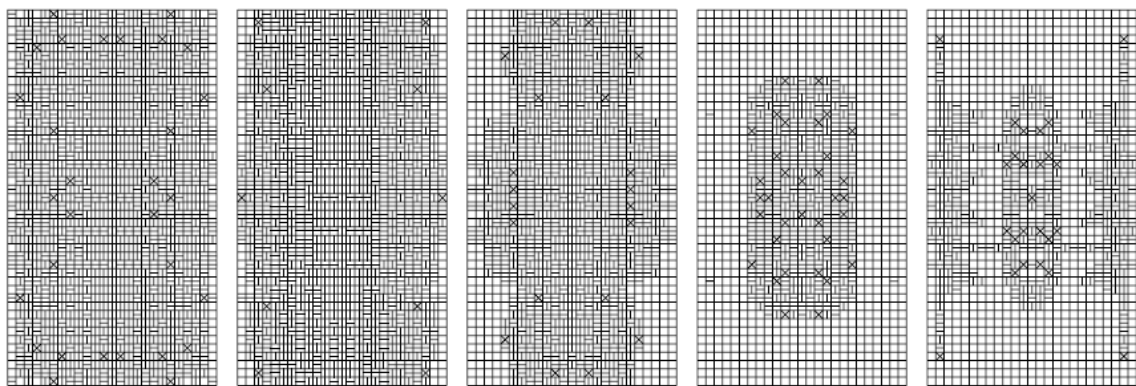


図 3.5-19(12) 1000 ステップ (荷重増加 : 換算回数 9.7×10^6)

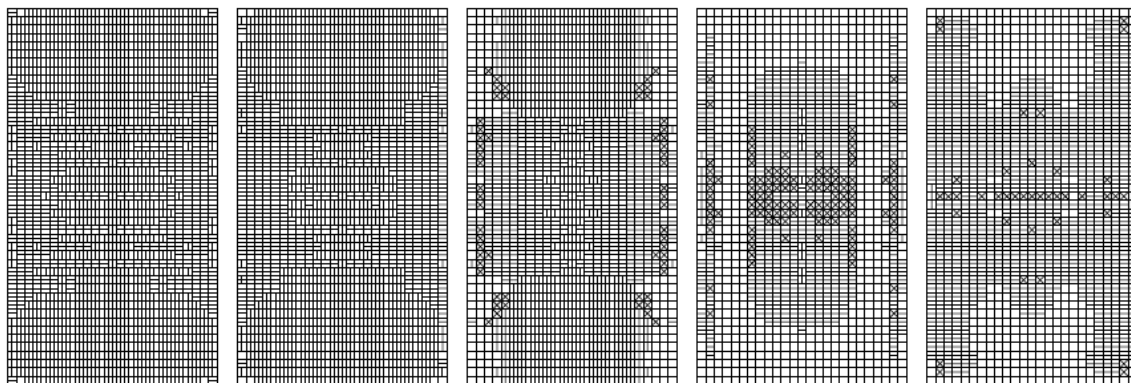


図 3.5-19(13) 1200 ステップ (一定载荷 : 換算回数 5.8×10^7)

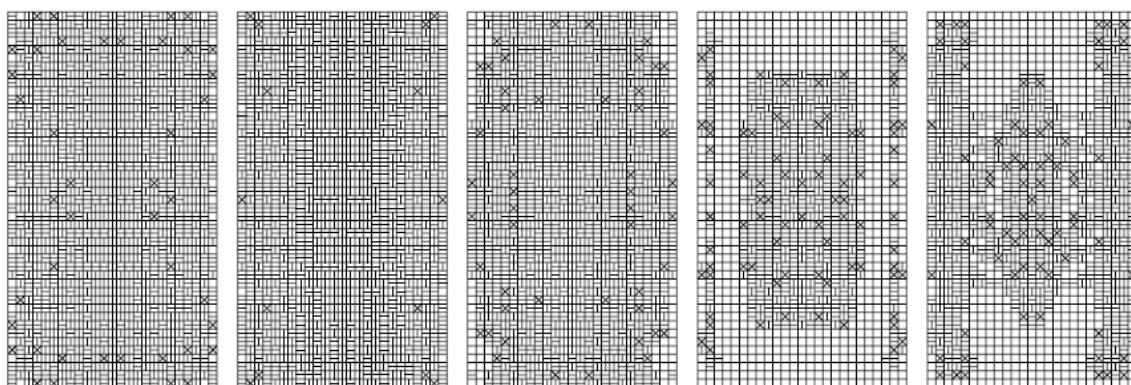


図 3.5-19(14) 1200 ステップ (荷重増加 : 換算回数 2.27×10^7)

同様の方法でべき乗数を $\log 8$ から $\log 12$ に変更して計算を行った結果を以下に示す。解析対象は床版厚 170mm の供試体 A のケースである。

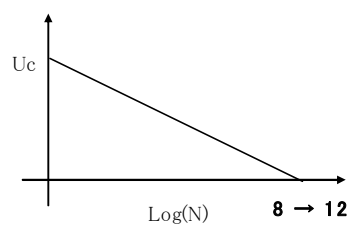
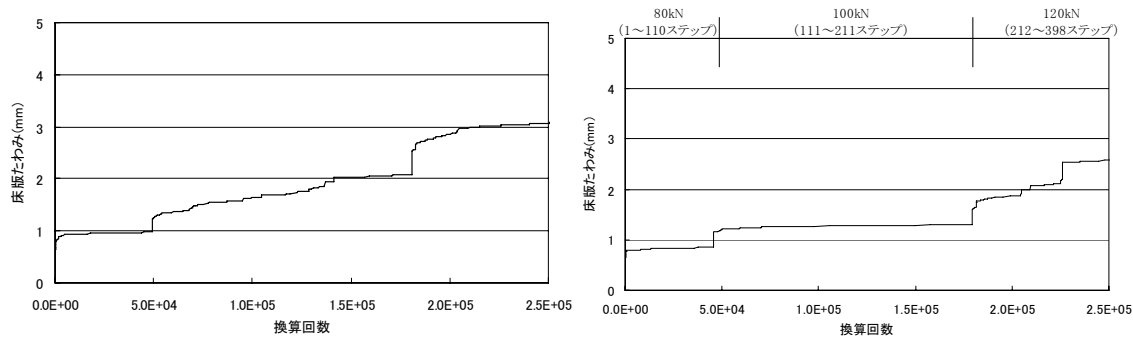
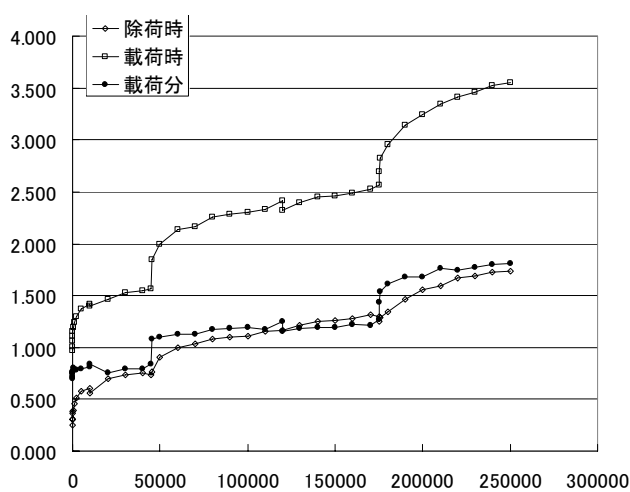


図 3.5-20 コンクリートの S-N 線図



a) $N=8$ とした場合

b) $N=12$ とした場合



c) 実験結果

図 3.5-21 ベき乗の検討 (床版たわみ)

以上より、本ケースでは、疲労被害則のベき乗則は $\log 8$ より $\log 12$ とした方が実験結果と解析の適合性はよい結果となっている。荷重を 80kN から 120kN と 1.5 倍に変化させた実際の輪荷重試験では、床版たわみは約 0.8~2.0mm 以内と 2 倍以上の変化を生じたが、解析によっても概ね試験結果と類似した結果となっている。

解析と実験で床版たわみの増加傾向は概ね同様の傾向を示しており、ベき乗を変えても破壊過程が大きく異なることはない。換算回数とその段階で生じる床版たわみの関係を実橋や実験の現象とベき乗則の値を変化させてキャリブレーションすることで、解析的に実際の疲労損傷過程を定量的に評価できる可能性が高いものと考えられる。

3.6 実交通との比較

3.6.1 概要

輪荷重走行試験の初期載荷荷重としては、これまで 150kN 程度が採用されることが多い。また階段載荷による場合には数万回の一定荷重載荷毎に 20kN 程度単位で載荷荷重を増加させて破壊に至るまで載荷荷重を増加させつづける方法がとられることが多く、試験によっては最終段階で 400kN という実橋では生じ得ないような大きな載荷荷重を与えることになる場合も多い。

一方、これらの試験による結果を実橋の条件における疲労耐久性に置き換えるには、多様な軸重で膨大な数の繰り返し載荷が行われる実橋床版の載荷条件との定量的な換算を行う必要がある。しかしコンクリート床版の疲労損傷過程に対する供試体実験条件と実橋床版の条件との相関関係についてはこれまでに明らかにされておらず、実験結果から実橋の供用条件における疲労寿命を定量的に評価することは困難な状況である。

本研究では、前節までにコンクリート要素に発生するひずみ等の普遍的な物理量と関連づけた疲労被害則を適用することで繰り返し移動載荷される荷重によるコンクリート系の床版の疲労損傷過程が解析で表現できる可能性を示した。解析で与える疲労被害則の感度（べき乗則）を変えることで本解析手法により疲労損傷過程の再現性を維持しながらある程度は時間的にキャリブレーションできる余地があることを示した。

ここでは過去に実施された荷重実態調査から、供用下の床版に載荷される荷重条件を再現し、解析に用いる疲労被害則の感度（べき乗）を調整することで解析的に実橋の疲労耐久性の絶対値評価を試みた。

3.6.2 輪荷重分布

本検討では活荷重実態データとして、昭和 59 年に旧土木研究所で実施された国道 357 号線の有明付近での車重実態調査結果⁹⁾から得られた交通荷重を用いることとした。

調査では、車種毎の車重、軸重分布を詳細に把握するため、車両の種類を 21 車種に細分している。車種分類は車両形状、ナンバープレート及び速度表示灯の有無などをもとに目視によって行っており、マット式重量計で取得された軸重データと組み合わせることで車種毎の重量を特定している。さらに下表に示すような車種分類区分毎の標準的な軸重配分率を用いてそれぞれの車両毎に軸重を特定しなおしている。

表-3.6.1 に車種分類と軸重分配、表-3.6.2 に車両重量頻度分布を示す。またこれらを大分類（下表の記号区分）で統合して輪重（=1/2 軸重）の頻度分布としたものを表-3.6.3 に示す。

表-3.6.1 車種分類と軸重分配

車種分類 ^{※)}	記号	軸重分配(%)				
		1軸目	2軸目	3軸目	4軸目	5軸目
軽自動車	C	50.2	49.8			
乗用車						
貨客車						
小型トラック	ST	23.9	76.1			
ロングボディトラック	MT	19.6	80.4			
中型トラック						
大型トラック	LT	14.1	54.8	31.1		
大型トラック1-2						
大型トラック2-1						
大型トラック2-2						
ダンプ1-1	LD	11.7	44.3	44		
ダンプ1-2						
大型ミキサ						
大型ミキサ1-2						
大型タンクローリー1-1	TR	13.7	54.2	32.1		
大型タンクローリー2-1						
セミトレーラー3軸以上	TT	6.4	18.5	18.3	29.4	27.3
フルトレーラー3時以上						
マイクロバス	BS	37.1	62.9			
中型バス						
大型バス						

※) 国総研資料第2539号 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討

表-3.6.2 車両重量頻度分布

[illegible]

表 3.6.3 車両輪重頻度分布

中央 輪重											
	C	ST	MT	LT	LD	TR	TT	BS	合計	頻度割合	
0 ≦t< 1	0.5	0.25	135900	11275	10677	1337	505	383	1187	2	42.82
1 ≦t< 2	1.5	0.75	78432	5812	6954	5813	2369	1389	2257	313	27.44
2 ≦t< 3	2.5	1.25	1950	9820	5304	6278	1292	1206	2974	124	28948
3 ≦t< 4	3.5	1.75	274	5003	56	4593	2285	1112	3342	312	16977
4 ≦t< 5	4.5	2.25	22	0	7019	5120	1767	880	3358	451	18617
5 ≦t< 6	5.5	2.75	62	828	4552	1847	1927	1456	414	11726	3.11
6 ≦t< 7	6.5	3.25	0	212	1	2993	1015	249	1752	241	6463
7 ≦t< 8	7.5	3.75	0	0	2404	3572	392	436	1194	15	8013
8 ≦t< 9	8.5	4.25	0	51	1149	1863	288	327	569	165	4412
9 ≦t< 10	9.5	4.75	0	17	0	1286	367	165	782	219	2836
10 ≦t< 11	10.5	5.25	0	0	484	921	488	127	706	79	2805
11 ≦t< 12	11.5	5.75	0	0	897	1366	142	356	7	2770	0.74
12 ≦t< 13	12.5	6.25	0	0	131	797	632	149	350	0	2059
13 ≦t< 14	13.5	6.75	0	0	45	676	400	115	256	8	1500
14 ≦t< 15	14.5	7.25	0	0	0	418	348	72	149	0	987
15 ≦t< 16	15.5	7.75	0	0	11	227	276	51	138	0	703
16 ≦t< 17	16.5	8.25	0	0	7	149	266	23	152	0	597
17 ≦t< 18	17.5	8.75	0	0	0	14	238	12	115	0	379
18 ≦t< 19	18.5	9.25	0	0	1	103	345	5	57	0	511
19 ≦t< 20	19.5	9.75	0	0	0	54	277	0	58	0	389
20 ≦t< 21	20.5	10.3	0	0	0	45	198	3	47	0	293
21 ≦t< 22	21.5	10.8	0	0	1	38	158	2	22	0	221
22 ≦t< 23	22.5	11.3	0	0	0	28	114	3	31	0	176
23 ≦t< 24	23.5	11.8	0	0	0	15	102	0	19	0	136
24 ≦t< 25	24.5	12.3	0	0	1	27	120	0	10	0	158
25 ≦t< 26	25.5	12.8	0	0	0	9	111	0	8	0	128
26 ≦t< 27	26.5	13.3	0	0	0	18	40	3	3	0	61
27 ≦t< 28	27.5	13.8	0	0	0	15	27	0	2	0	44
28 ≦t< 29	28.5	14.3	0	0	0	1	22	0	0	0	23
29 ≦t< 30	29.5	14.8	0	0	0	18	8	0	0	0	26
30 ≦t< 31	30.5	15.3	0	0	0	4	4	0	0	0	8
31 ≦t< 32	31.5	15.8	0	0	1	10	4	0	0	0	15
32 ≦t< 33	32.5	16.3	0	0	0	12	0	0	0	0	12
33 ≦t< 34	33.5	16.8	0	0	0	3	5	0	0	0	8
34 ≦t< 35	34.5	17.3	0	0	0	0	1	0	0	0	1
35 ≦t< 36	35.5	17.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36 ≦t< 37	36.5	18.3	0	0	0	1	0	0	0	0	1
37 ≦t< 38	37.5	18.8	0	0	0	1	0	0	0	0	1
38 ≦t< 39	38.5	19.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39 ≦t< 40	39.5	19.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0

輪重頻度構成比

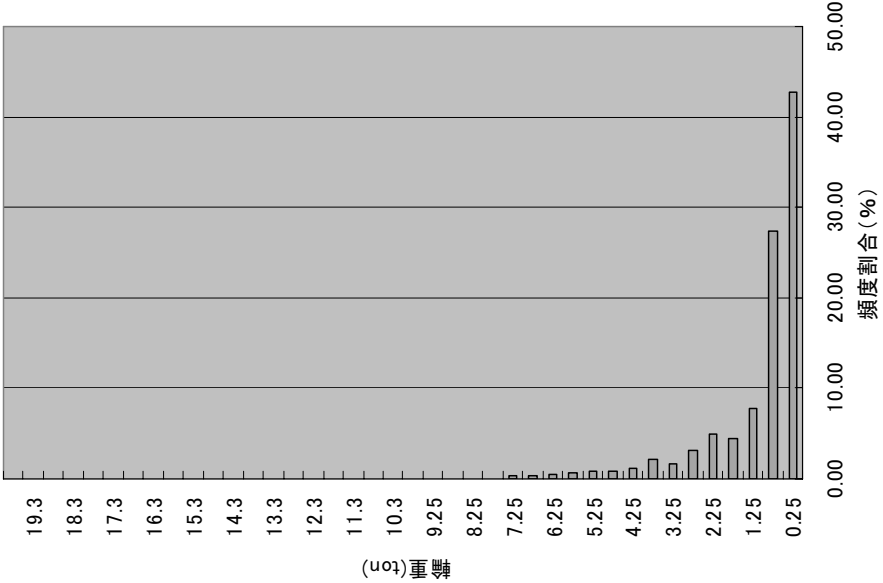


図 3.6.1 軸重頻度構成比

3.6.3 供用期間 100 年における換算台数の検討

本研究で提案する疲労解析手法の実交通によるキャリブレーションを行うにあたり、前節で作成した車両重量実態データから解析に用いるモデル荷重データを作成する。

まず床版の疲労耐久性に支配的な影響を及ぼすと考えられる軸重が大きな車両でかつ台数が多いもの（大型トラック（LT）、大型ダンプ（LD）、タンクローリー（TR））のみを抽出する。表-3.6.4 に抽出された車両の重量頻度分布と軸重頻度分布を示す。

次に、これらの頻度分布について、大型車両の台数が比較的多い路線を代表させるために総台数が 9000 台/日/車線（一般的な国道の日交通量の 30,000 台/日/車線、大型車混入率 30%相当）となるよう台数調整を行う。表-3.6.5 に台数調整された車両重量頻度分布を示す。

最後にこれらに代表車両タイプ毎の車両重量と軸重の関係から対応する軸重頻度分布（軸重の 1/2 が輪重）を求めた。表-3.6.6 に台数調整された軸重頻度分布を示す。

表-3.6.4 車両重量分布（車種別）

		LT				小計	LD				小計	TR		小計
車重 tf	車重 tf	大7,8	大9,10	大11,12	大13,14		大15	大16	大17	大18		大19	大20	
		大型トラ	大トラ後タン	大トラ前タン	大トラ両タン		大ダンプ	大ダン後タ	大ミキサー	大ミキ後タン		大タンク	大タン前タン	
0-2	1	3	0	0	0	3	0	0	0	0	0	6	0	6
2-4	3	61	1	0	0	62	27	0	0	0	27	22	3	25
4-6	5	405	32	14	5	456	179	3	27	21	211	111	15	126
6-8	7	572	114	41	21	748	231	26	8	2	267	141	48	189
8-10	9	512	387	124	31	1054	189	105	12	34	340	122	286	408
10-12	11	395	1276	303	97	2071	136	456	4	33	629	101	440	541
12-14	13	281	1485	227	177	2170	59	655	1	35	750	49	240	289
15-16	15	155	980	180	114	1429	25	376	0	17	418	55	88	143
16-18	17	60	685	135	79	959	14	155	0	9	178	37	54	91
18-20	19	25	591	108	55	779	12	104	0	25	141	37	78	115
20-22	21	13	665	101	74	853	2	118	1	62	183	21	113	134
22-24	23	5	649	50	28	732	3	183	1	57	244	35	112	147
24-26	25	6	581	32	14	633	0	207	1	94	302	40	72	112
26-28	27	0	382	15	12	409	1	263	2	115	381	29	43	72
28-30	29	0	176	4	14	194	0	245	1	70	316	24	27	51
30-32	31	1	115	3	12	131	3	187	0	10	200	14	9	23
32-34	33	1	69	1	17	88	0	174	0	0	174	9	3	12
34-36	35	0	45	0	9	54	0	137	0	1	138	5	0	5
36-38	37	0	42	0	2	44	2	131	0	0	133	3	0	3
38-40	39	0	32	0	5	37	0	119	0	0	119	0	2	2
40-42	41	0	25	0	3	28	0	118	1	0	119	0	3	3
42-44	43	0	14	0	1	15	0	107	0	0	107	0	0	0
44-46	45	0	25	0	2	27	0	84	0	1	85	0	0	0
46-48	47	0	7	2	0	9	0	99	0	0	99	0	0	0
48-50	49	0	17	0	1	18	0	79	0	0	79	0	0	0
50-52	51	0	15	0	0	15	0	57	0	0	57	0	0	0
52-54	53	0	18	0	0	18	0	51	0	0	51	0	0	0
54-56	55	0	3	0	1	4	0	60	0	0	60	0	0	0
56-58	57	0	8	2	0	10	0	43	0	0	43	0	0	0
58-60	59	0	10	2	0	12	0	25	0	0	25	0	0	0
60-62	61	0	3	0	0	3	0	15	0	0	15	0	0	0
62-64	63	0	0	0	0	0	0	6	0	0	6	0	0	0
64-66	65	0	0	0	0	0	0	11	0	0	11	0	0	0
66-68	67	0	0	0	1	1	0	4	0	0	4	0	0	0
68-70	69	0	0	0	1	1	0	2	0	0	2	0	0	0
70-72	71	0	0	0	0	0	0	2	0	0	2	0	0	0
72-74	73	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
74-76	75	0	0	0	0	0	0	2	0	0	2	0	0	0
76-78	77	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0
78-80	79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80-82	81	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
82-84	83	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
84-86	85	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
86-88	87	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
88-90	89	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90-92	91	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
92-94	93	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
94-96	95	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
96-98	97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
98-100	99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
最大車重		2495	8452	1344	777	13068	883	4410	59	567	5919	861	1636	2497
						70				62			42	

表-3.6.5 車両重量分布

		LT	LD	TR
車重 tf	車重 tf			
0-2	1	1	0	3
2-4	3	26	11	10
4-6	5	191	88	53
6-8	7	313	112	79
8-10	9	442	142	171
10-12	11	868	263	227
12-14	13	909	314	121
15-16	15	599	175	60
16-18	17	402	75	38
18-20	19	326	59	48
20-22	21	357	77	56
22-24	23	307	102	62
24-26	25	265	127	47
26-28	27	171	160	30
28-30	29	81	132	21
30-32	31	55	84	10
32-34	33	37	73	5
34-36	35	23	58	2
36-38	37	18	56	1
38-40	39	15	50	1
40-42	41	12	50	1
42-44	43	6	45	0
44-46	45	11	36	0
46-48	47	4	41	0
48-50	49	8	33	0
50-52	51	6	24	0
52-54	53	8	21	0
54-56	55	2	25	0
56-58	57	4	18	0
58-60	59	5	10	0
60-62	61	1	6	0
62-64	63	0	3	0
64-66	65	0	5	0
66-68	67	0	2	0
68-70	69	0	1	0
70-72	71	0	1	0
72-74	73	0	0	0
74-76	75	0	1	0
76-78	77	0	0	0
78-80	79	0	0	0
80-82	81	0	0	0
82-84	83	0	0	0
84-86	85	0	0	0
86-88	87	0	0	0
88-90	89	0	0	0
90-92	91	0	0	0
92-94	93	0	0	0
94-96	95	0	0	0
96-98	97	0	0	0
98-100	99	0	0	0
		5474	2480	1046

合計 9000

表-3.6.6 軸重分布

		中央 輪重		LT	LD	TR	合計	頻度割合
0	$\leq t < 1$	0.5	0.25	560	212	160	932	3.45
1	$\leq t < 2$	1.5	0.75	2435	992	582	4009	14.85
2	$\leq t < 3$	2.5	1.25	2630	541	505	3676	13.62
3	$\leq t < 4$	3.5	1.75	1924	957	466	3347	12.40
4	$\leq t < 5$	4.5	2.25	2145	740	369	3254	12.05
5	$\leq t < 6$	5.5	2.75	774	807	268	1849	6.85
6	$\leq t < 7$	6.5	3.25	1254	425	104	1783	6.61
7	$\leq t < 8$	7.5	3.75	1496	164	183	1843	6.83
8	$\leq t < 9$	8.5	4.25	780	121	137	1038	3.84
9	$\leq t < 10$	9.5	4.75	539	154	69	762	2.82
10	$\leq t < 11$	10.5	5.25	386	204	53	643	2.38
11	$\leq t < 12$	11.5	5.75	376	572	59	1007	3.73
12	$\leq t < 13$	12.5	6.25	334	265	62	661	2.45
13	$\leq t < 14$	13.5	6.75	283	168	48	499	1.85
14	$\leq t < 15$	14.5	7.25	175	146	30	351	1.30
15	$\leq t < 16$	15.5	7.75	95	116	21	232	0.86
16	$\leq t < 17$	16.5	8.25	62	111	10	183	0.68
17	$\leq t < 18$	17.5	8.75	6	100	5	111	0.41
18	$\leq t < 19$	18.5	9.25	43	145	2	190	0.70
19	$\leq t < 20$	19.5	9.75	23	116	0	139	0.51
20	$\leq t < 21$	20.5	10.3	19	83	1	103	0.38
21	$\leq t < 22$	21.5	10.8	16	66	1	83	0.31
22	$\leq t < 23$	22.5	11.3	12	48	1	61	0.22
23	$\leq t < 24$	23.5	11.8	6	43	0	49	0.18
24	$\leq t < 25$	24.5	12.3	11	50	0	62	0.23
25	$\leq t < 26$	25.5	12.8	4	46	0	50	0.19
26	$\leq t < 27$	26.5	13.3	8	17	0	24	0.09
27	$\leq t < 28$	27.5	13.8	6	11	0	18	0.07
28	$\leq t < 29$	28.5	14.3	0	9	0	10	0.04
29	$\leq t < 30$	29.5	14.8	8	3	0	11	0.04
30	$\leq t < 31$	30.5	15.3	2	2	0	3	0.01
31	$\leq t < 32$	31.5	15.8	4	2	0	6	0.02
32	$\leq t < 33$	32.5	16.3	5	0	0	5	0.02
33	$\leq t < 34$	33.5	16.8	1	2	0	3	0.01
34	$\leq t < 35$	34.5	17.3	0	0	0	0	0.00
35	$\leq t < 36$	35.5	17.8	0	0	0	0	0.00
36	$\leq t < 37$	36.5	18.3	0	0	0	0	0.00
37	$\leq t < 38$	37.5	18.8	0	0	0	0	0.00
38	$\leq t < 39$	38.5	19.3	0	0	0	0	0.00
39	$\leq t < 40$	39.5	19.8	0	0	0	0	0.00
				合計軸数		27000		

3.6.4 代表荷重と頻度を用いた H8 床版の疲労耐久性について

(1)検討概要

作成した輪荷重分布に対して、実橋を想定した床版モデルを対象に疲労解析を行い、耐久性を有するとされる現行道路橋示方書で設計した床版の耐久性確認を行う。ここで、計算は異なる疲労被害則の感度（べき乗）にて行い、疲労被害則の感度（べき乗）を変えることで疲労耐久性の時間的な絶対値評価を試みた。

解析ではモデルに代表荷重（100kN）を移動載荷した計算を行い、破壊に至るまでの損傷過程について実橋の床版で想定される疲労損傷過程および設計上期待している疲労耐久性との比較から、床版の疲労解析に用いる疲労被害則の感度（べき乗）（軸重の代表荷重とその頻度への換算率）について考察する。

本検討では、これまでの検討を参考に 8,10,12 の異なる 3 種のべき乗則を適用した試算を行ってそれぞれを比較検討した。

図-3.6.2 にそれぞれの疲労被害則の感度（べき乗）に則った換算率で算出した、軸重毎の損傷度に占める比率の分布を示す。荷重が繰り返し載荷される事によるエネルギー振幅の頻度と、損傷との関係に対数軸で整理したため、疲労被害則の感度（べき乗）の値が大きくなるにつれて、大きな軸重が損傷度に与える影響がより大きくなる。

(2)解析概要

解析では表-3.6.7 に示す構造緒元の床版モデルを対象とする。この床版では「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（平成 8 年度）」に従って、床版支間 3.0m の連続版の設計と同様となるよう、配筋を決定している。

表 3.6.7 構造概要一覧

床版	厚さ (mm)	弾性係数(N/mm ²)		支間方向鋼材		支間直角方向鋼材		中立軸高さ(mm)	
		コンクリート	鋼材	位置(mm)	鋼材	位置(mm)	鋼材	支間方向	直角方向
H8n	250	2.50×10^4	2.0×10^5	40	D19@300	58	D16@250	64	58
				210	D19@300	192	D16@250		

解析モデルは、これまで検討してきたように、床版をソリッドモデルとし、100mm×100mm 程度の大きさの要素に分割した。鉄筋は埋め込み要素とした。

疲労被害則には、主引張応力による弾性ひずみエネルギーの振幅量の蓄積が要素の破壊に寄与する（3.3.2 の検討におけるケース⑦）とした。

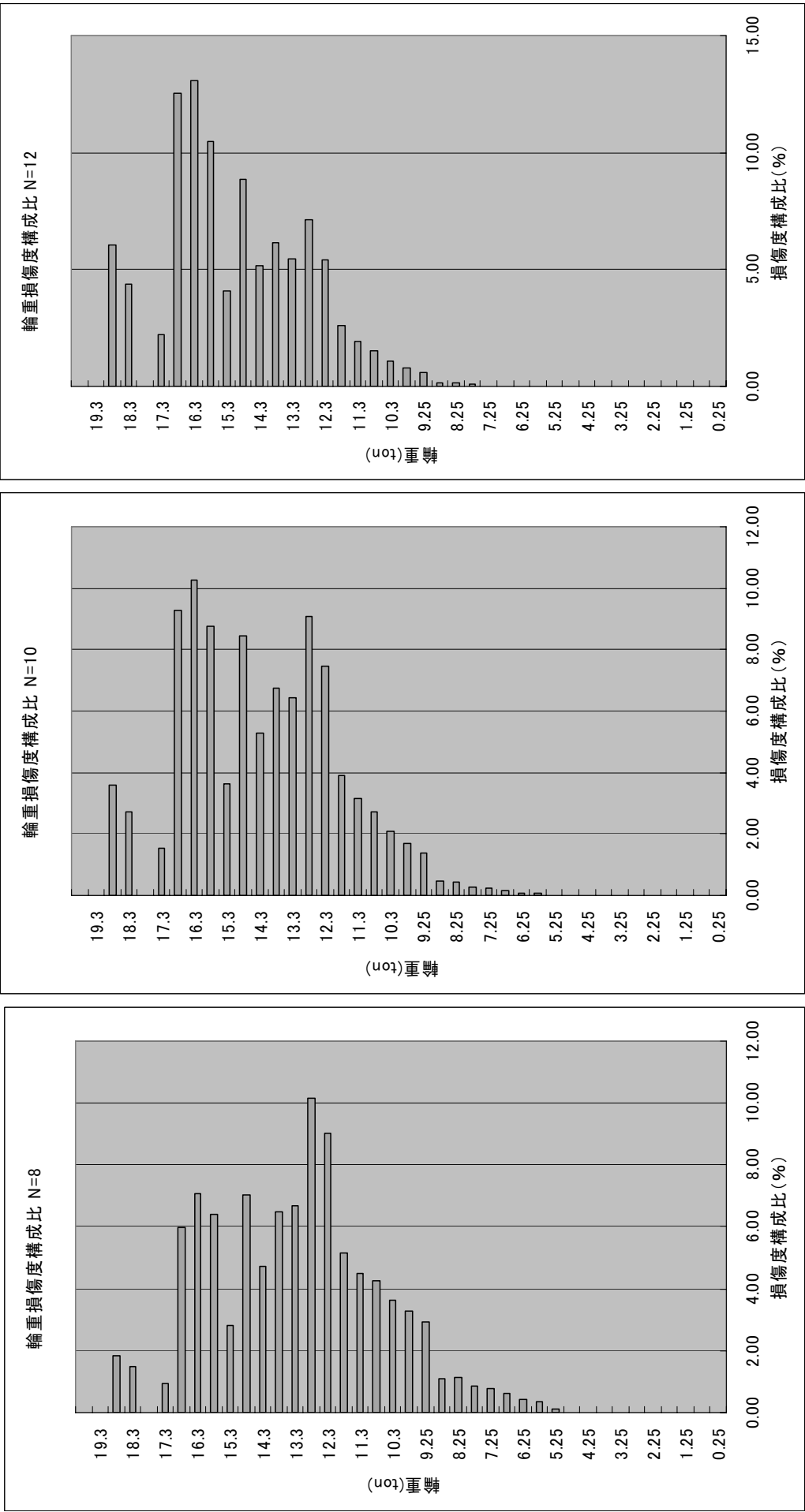


図 3.6.2 軸重損傷度構成比

表 3.3.5 損傷度割合

べき乗が8の場合

輪重	W ⁸	W ⁸ _n	損傷度割合
0.25	1.53E+05	1.42E+02	0.00
0.75	1.00E+01	4.01E+02	0.00
1.25	5.96E+00	2.19E+04	0.00
1.75	8.80E+01	2.94E+05	0.00
2.25	6.57E+02	2.14E+06	0.00
2.75	3.27E+03	6.05E+06	0.00
3.25	1.24E+04	2.22E+07	0.01
3.75	3.91E+04	7.21E+07	0.02
4.25	1.06E+05	1.10E+08	0.03
4.75	2.59E+05	1.97E+08	0.06
5.25	5.77E+05	3.71E+08	0.11
5.75	1.19E+06	1.20E+09	0.35
6.25	2.33E+06	1.54E+09	0.44
6.75	4.31E+06	2.15E+09	0.62
7.25	7.63E+06	2.68E+09	0.77
7.75	1.30E+07	3.02E+09	0.87
8.25	2.15E+07	3.94E+09	1.14
8.75	3.44E+07	3.80E+09	1.10
9.25	5.36E+07	1.02E+10	2.94
9.75	8.17E+07	1.13E+10	3.27
10.25	1.22E+08	1.26E+10	3.63
10.75	1.78E+08	1.48E+10	4.27
11.25	2.57E+08	1.56E+10	4.50
11.75	3.63E+08	1.78E+10	5.15
12.25	5.07E+08	3.12E+10	9.02
12.75	6.98E+08	3.51E+10	10.14
13.25	9.50E+08	2.31E+10	6.67
13.75	1.28E+09	2.25E+10	6.50
14.25	1.70E+09	1.64E+10	4.73
14.75	2.24E+09	2.44E+10	7.05
15.25	2.93E+09	9.80E+09	2.83
15.75	3.79E+09	2.22E+10	6.42
16.25	4.86E+09	2.44E+10	7.06
16.75	6.20E+09	2.08E+10	6.00
17.25	7.84E+09	3.28E+09	0.95
17.75	9.85E+09	0.00E+00	0.00
18.25	1.23E+10	5.16E+09	1.49
18.75	1.53E+10	6.40E+09	1.85
19.25	1.89E+10	0.00E+00	0.00
19.75	2.31E+10	0.00E+00	0.00
			3.46E+11

$$\Sigma (W_i^8 \times n_i) = W_{10}^8 \times N$$

100年では N= 3.46E+11
N= 3.46E+03
N₁₀₀= 1.26E+08

／ 10⁸

べき乗が10の場合

輪重	W ¹⁰	W ¹⁰ _n	損傷度割合
0.25	9.54E-07	8.89E-04	0.00
0.75	5.63E-02	2.26E+02	0.00
1.25	9.31E+00	3.42E+04	0.00
1.75	2.69E+02	9.02E+05	0.00
2.25	3.33E+03	1.08E+07	0.00
2.75	2.47E+04	4.57E+07	0.00
3.25	1.31E+05	2.34E+08	0.00
3.75	5.50E+05	1.01E+09	0.00
4.25	1.92E+06	2.00E+09	0.00
4.75	5.85E+06	4.45E+09	0.01
5.25	1.59E+07	1.02E+10	0.02
5.75	3.95E+07	3.98E+10	0.06
6.25	9.09E+07	6.01E+10	0.10
6.75	1.96E+08	9.80E+10	0.16
7.25	4.01E+08	1.41E+11	0.22
7.75	7.82E+08	1.81E+11	0.29
8.25	1.46E+09	2.68E+11	0.43
8.75	2.63E+09	2.91E+11	0.46
9.25	4.59E+09	8.70E+11	1.38
9.75	7.76E+09	1.08E+12	1.71
10.25	1.28E+10	1.32E+12	2.10
10.75	2.06E+10	1.71E+12	2.72
11.25	3.25E+10	1.97E+12	3.14
11.75	5.02E+10	2.46E+12	3.91
12.25	7.61E+10	4.69E+12	7.46
12.75	1.14E+11	5.71E+12	9.08
13.25	1.67E+11	4.05E+12	6.45
13.75	2.42E+11	4.25E+12	6.76
14.25	3.45E+11	3.33E+12	5.29
14.75	4.87E+11	5.31E+12	8.45
15.25	6.80E+11	2.28E+12	3.63
15.75	9.39E+11	5.51E+12	8.77
16.25	1.28E+12	6.45E+12	10.27
16.75	1.74E+12	5.83E+12	9.27
17.25	2.33E+12	9.77E+11	1.55
17.75	3.10E+12	0.00E+00	0.00
18.25	4.10E+12	1.72E+12	2.73
18.75	5.37E+12	2.25E+12	3.58
19.25	6.99E+12	0.00E+00	0.00
19.75	9.03E+12	0.00E+00	0.00
			6.28E+13

$$\Sigma (W_i^{10} \times n_i) = W_{10}^{10} \times N$$

100年では N= 6.28E+13
N= 6.28E+03
N₁₀₀= 2.29E+08

／ 10¹⁰

べき乗が12の場合

輪重	W ¹²	W ¹² _n	損傷度割合
0.25	5.96E-08	5.56E-05	0.00
0.75	3.17E-02	1.27E+02	0.00
1.25	1.46E+01	5.35E+04	0.00
1.75	8.25E+02	2.76E+06	0.00
2.25	1.68E+04	5.48E+07	0.00
2.75	1.87E+05	3.46E+08	0.00
3.25	1.39E+06	2.48E+09	0.00
3.75	7.73E+06	1.43E+10	0.00
4.25	3.47E+07	3.60E+10	0.00
4.75	1.32E+08	1.00E+11	0.00
5.25	4.38E+08	2.82E+11	0.00
5.75	1.31E+09	1.32E+12	0.01
6.25	3.55E+09	2.35E+12	0.02
6.75	8.95E+09	4.46E+12	0.03
7.25	2.11E+10	7.40E+12	0.06
7.75	4.69E+10	1.09E+13	0.08
8.25	9.94E+10	1.82E+13	0.14
8.75	2.01E+11	2.23E+13	0.17
9.25	3.92E+11	7.45E+13	0.57
9.75	7.38E+11	1.02E+14	0.79
10.25	1.34E+12	1.39E+14	1.06
10.75	2.38E+12	1.98E+14	1.52
11.25	4.11E+12	2.50E+14	1.92
11.75	6.93E+12	3.39E+14	2.60
12.25	1.14E+13	7.03E+14	5.39
12.75	1.85E+13	9.28E+14	7.12
13.25	2.93E+13	7.11E+14	5.46
13.75	4.57E+13	8.04E+14	6.16
14.25	7.01E+13	6.76E+14	5.18
14.75	1.06E+14	1.16E+15	8.86
15.25	1.58E+14	5.30E+14	4.07
15.75	2.33E+14	1.37E+15	10.48
16.25	3.39E+14	1.70E+15	13.07
16.75	4.88E+14	1.63E+15	12.54
17.25	6.94E+14	2.91E+14	2.23
17.75	9.78E+14	0.00E+00	0.00
18.25	1.37E+15	5.72E+14	4.39
18.75	1.89E+15	7.91E+14	6.07
19.25	2.59E+15	0.00E+00	0.00
19.75	3.52E+15	0.00E+00	0.00
			1.30E+16

$$\Sigma (W_i^{12} \times n_i) = W_{10}^{12} \times N$$

100年では N= 1.30E+16
N= 1.30E+04
N₁₀₀= 4.76E+08

／ 10¹²

(3) 解析結果

実床版との比較では、床版の破壊過程における特徴的な段階である以下の3つの状態の現れる時期や状況に着目して考察する。

- ・中立軸の上の要素の破壊
- ・最上縁コンクリート要素の破壊
- ・たわみ（主鉄筋ひずみ）の急増

作成した重交通を想定した実態軸重分布から代表荷重を 100kN として求めた 100 年間の換算回数は、疲労被害則のべき乗（傾き）を $N=8$ としたとき、 1.26×10^8 回、 $N=10$ において、 2.29×10^8 回、 $N=12$ において、 4.76×10^8 回である。

解析結果の一覧を表-3.6.8 に示す。H8 道路橋示方書で設計された床版が本検討で想定した重交通の条件において 100 年程度の疲労耐久性を有すると仮定すると、解析においても換算回数が 10^8 回程度で床版に破壊の徴候が顕著に現れる場合に疲労耐久性が一致することになる。そのため本検討からは疲労被害則のべき乗（傾き）を $N=10$ 程度とすることで実橋床版の疲労耐久性を現行道路橋示方書の要求性能に照らして概ね推定できるものと考えられる。

表 3.6.8 各段階の換算回数と解析ステップ

モデル	上2段目要素破壊		最上段要素破壊		鉄筋ひずみ急変(1)		鉄筋ひずみ急変(2)	
	換算回数	解析ステップ	換算回数	解析ステップ	換算回数	解析ステップ	換算回数	解析ステップ
100kN(N=8)	7.9E+06	205	1.5E+07	333	1.7E+07	410	5.0E+07	772
100kN(N=10)	3.5E+08	200	7.3E+08	298	8.7E+08	373	4.9E+09	856
100kN(N=12)	1.5E+10	197	3.4E+10	288	5.1E+10	367	2.9E+11	746

1) 床版たわみ

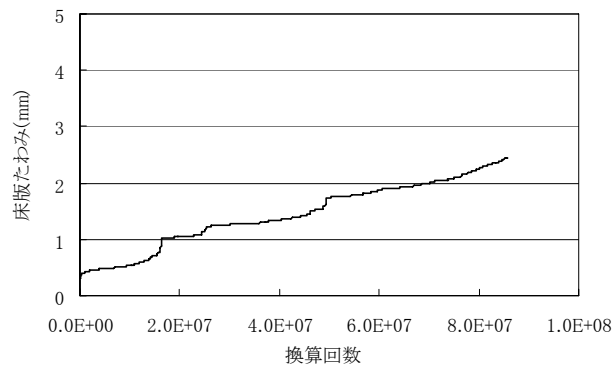


図 3.6-1 H8 床版 (荷重 100kN、N=8)

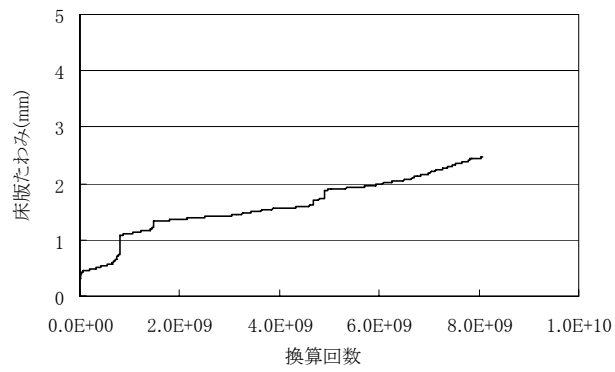


図 3.6-2 H8 床版 (荷重 100kN、N=10)

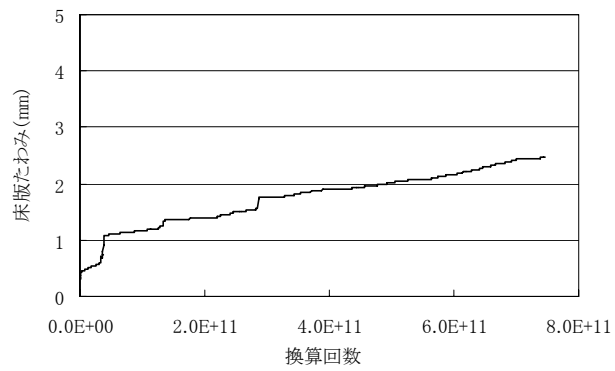


図 3.6-3 H8 床版 (荷重 100kN、N=12)

2) 鉄筋ひずみ

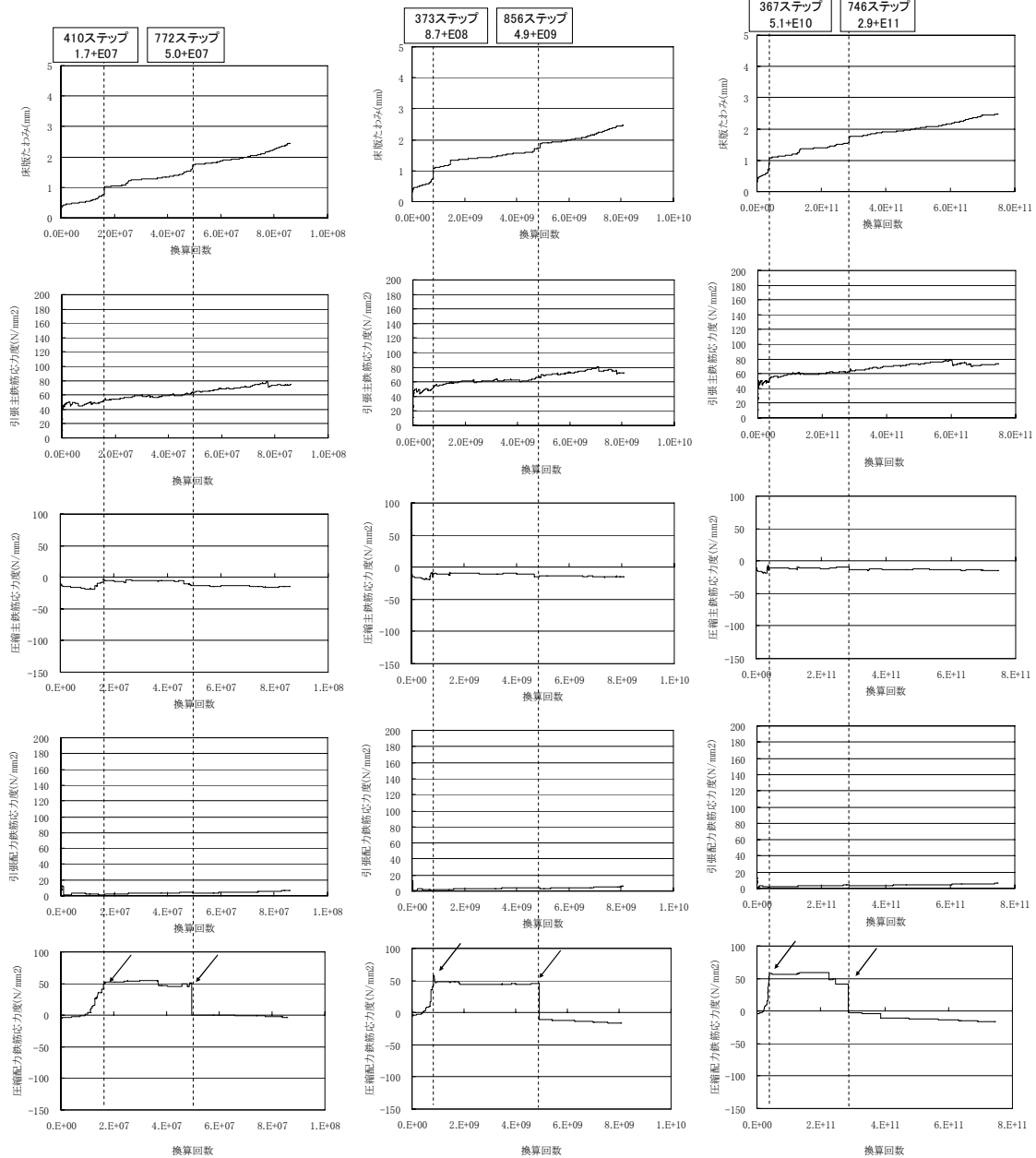


図 3.6-4 100kN N=8

図 3.6-5 100kN N=10

図 3.6-6 100kN N=12

3) 要素の損傷状況
荷重 100kN、N=8 計算結果
Step 205

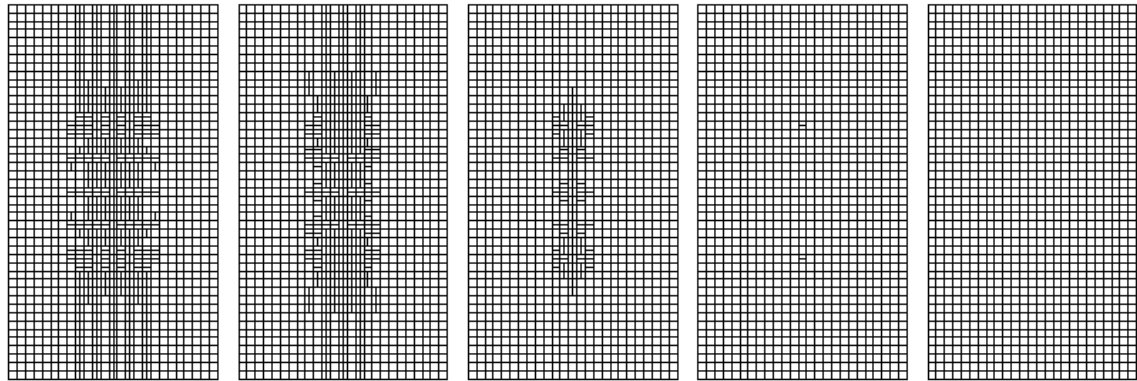


図 3.6-7 上から 2 段目の要素破壊時 (換算回数 : 7.89×10^6 回)

Step 333

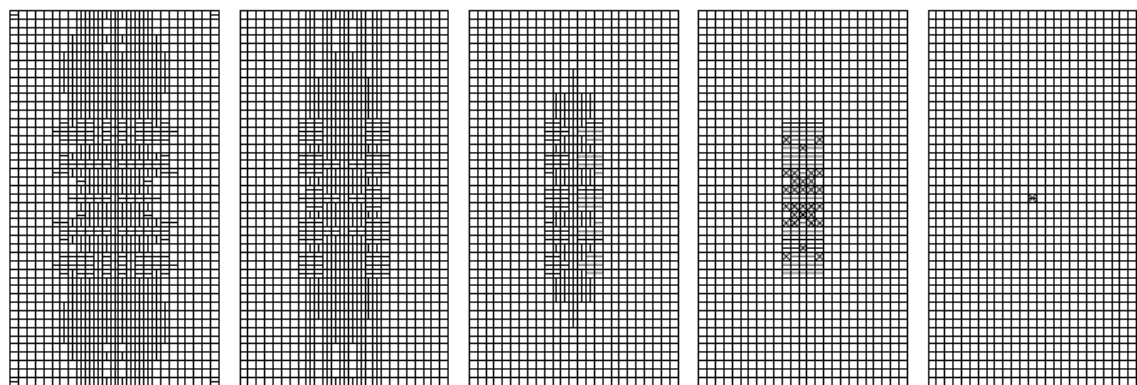


図 3.6-8 最上段の要素破壊時 (換算回数 : 1.46×10^7 回)

荷重 100kN、N=10 計算結果
Step 200

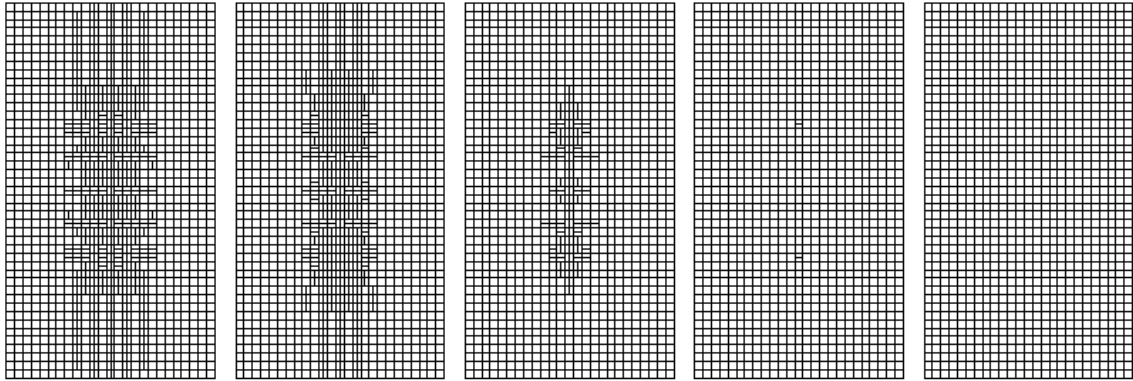


図 3.6-9 上から 2 段目の要素破壊時 (換算回数 : 3.48×10^8 回)

Step 298

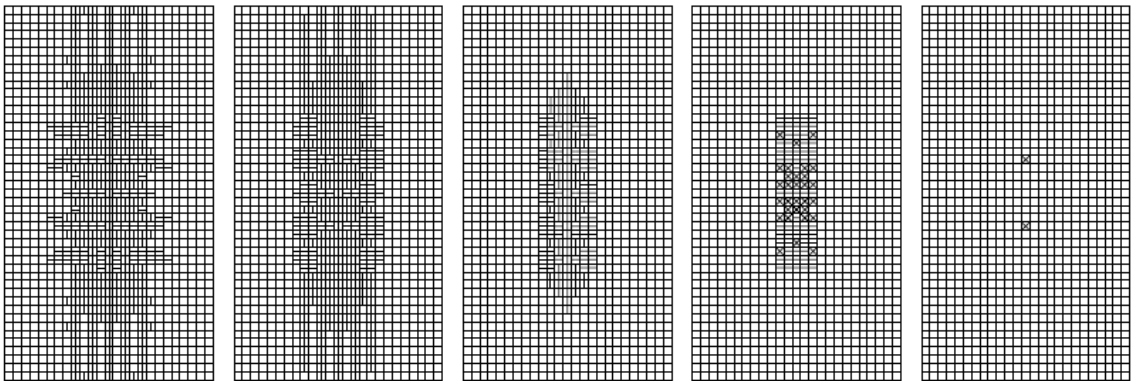


図 3.6-10 最上段の要素破壊時 (換算回数 : 7.32×10^8 回)

荷重 100kN、N=12 計算結果
Step 197

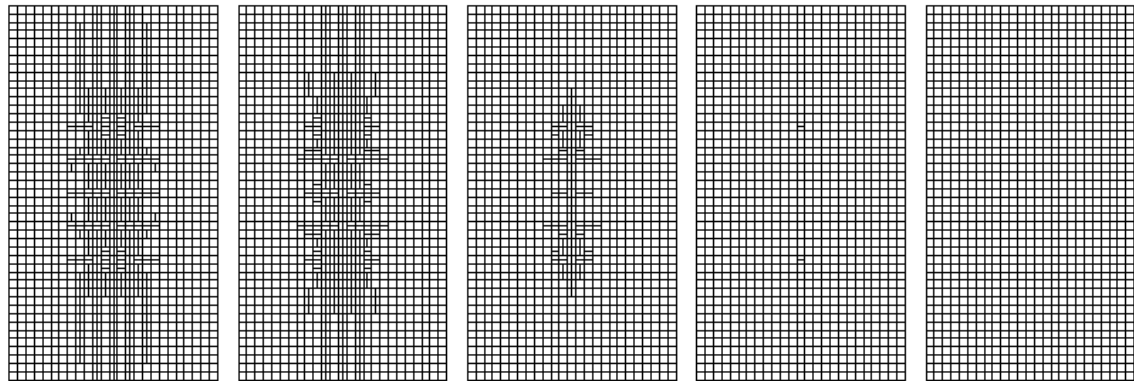


図 3.6-11 上から 2 段目の要素破壊時 (換算回数 : 1.51×10^{10} 回)

Step 288

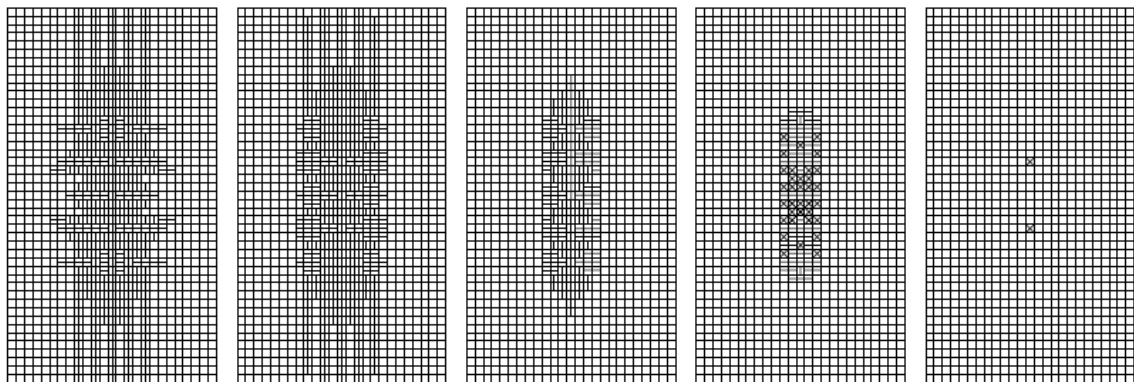


図 3.6-12 最上段の要素破壊時 (換算回数 : 3.41×10^{10} 回)

4) 計算ステップと換算回数

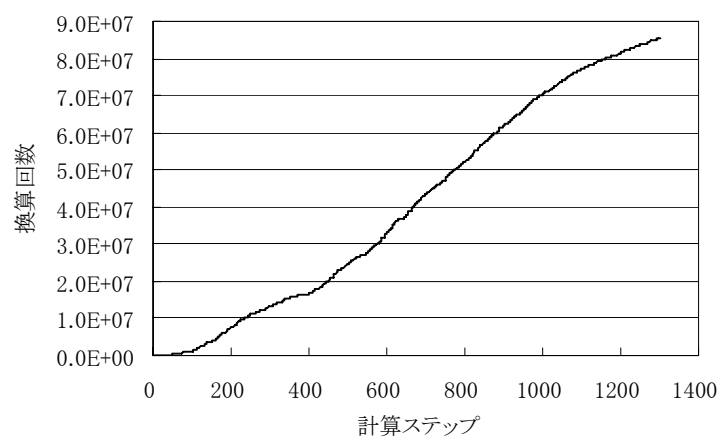


図 3.6-13 100kN N=8

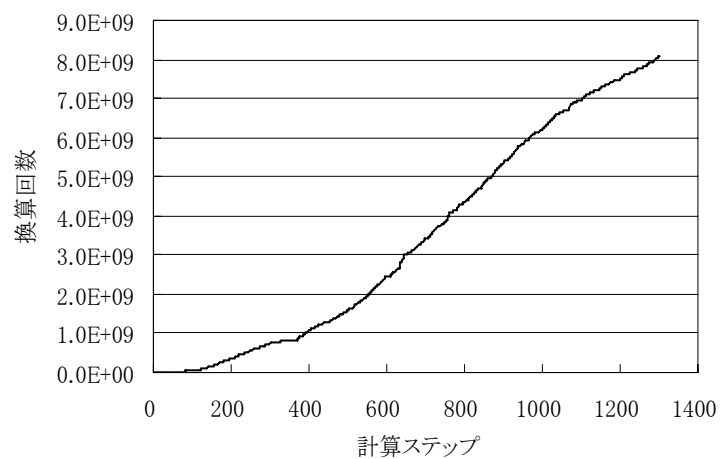


図 3.6-14 100kN N=10

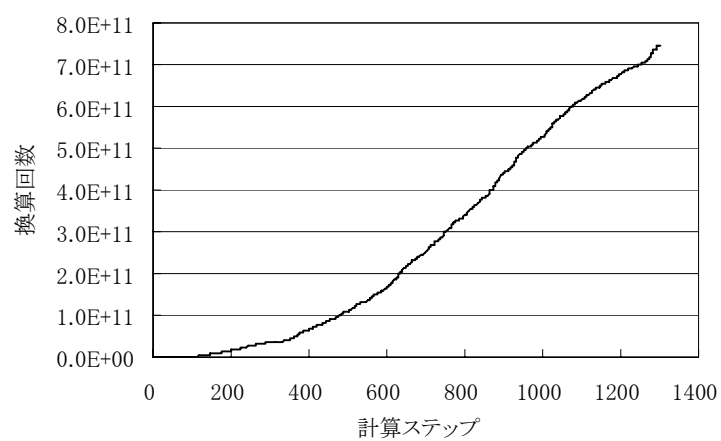


図 3.6-15 100kN N=12

(4) まとめ

これまでの検討により、様々な構造形式のコンクリート系の床版の疲労耐久性について、解析的に疲労損傷過程をある程度評価できる可能性のあることが示された。

コンクリート床版の自動車荷重による疲労耐久性は、外力条件やコンクリートの品質にも大きく左右され、そのばらつきが大きいことから解析によって実現象を精度よく推定することは現実的でない。したがって、実務の設計においても、例えば現行基準による場合との相対比較において少なくとも設計供用期間における耐荷力性能が大きく劣ることがないこと、あるいは十分な余裕をもって確保される可能性が高いかどうかを概略推定できればよいと考えられる。

これらを考慮すると、新しい構造形式の床版であっても、床版コンクリートの各部の応力状態がある程度精度よく算出できる解析モデルに対して本章で検討した床版コンクリートの疲労被害則を適用し、かつ適当な感度（べき乗則）による試算を行うことで、対照床版（例えばH8道示準拠床版）との疲労耐久性の相対比較において要求性能（設計供用期間における耐久性確保とその信頼性）の検証の一部とすることができる可能性がある。

【3 章 参考文献】

- 1) 菅田紀之,尾崎昶:各種コンクリートの疲労強度および疲労破壊性状に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.1-16.2001.2
- 2) コンクリート標準示方書構造性能照査編、(社)土木学会、2002
- 3) 松井繁之:道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究、大阪大学提出学位請求論文、1984.11
- 4) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、(社)日本鋼構造協会編,技報堂出版
- 5) 二羽淳一郎,前田詔一,岡村甫;異形鉄筋の疲労強度算定式,土木学会論文集,No354/V-2,pp73-pp79,1985.2
- 6) 中谷、内田、西川他;道路橋床版の疲労耐久性に関する試験、国土技術政策総合研究所資料第 28 号、2002.3
- 7) 建設省土木研究所・(社)日本橋梁建設協会:省力化に対応した鋼桁橋の設計施工に関する共同研究報告書(Ⅱ)、建設省土木研究所共同研究報告書第 241 号、1999.12
- 8) 春日井、永田、高田、井上:帯鋼ジベルを用いた新しい合成床版の疲労耐久性と破壊性状、土木学会第 60 回年次学術講演会、2007.9
- 9) 建設省土木研究所:限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第 2539 号,1988.1
- 10) 街道、渡辺、橘、松井、堀川:鋼・コンクリート 合成床版の輪荷重走行試験および 3 次元有限要素解析による疲労耐久性評価、構造工学論文集 Vol.50A、土木学会、2004.3
- 11) 阿部、井澤、中川:トラス鉄筋により補強された型枠鋼板付き合成床版の疲労特性、第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム、土木学会、1999 年

4 章 鋼コンクリート合成床版の各部応力の算出手法の検討

4.1 検討の概要

3 章までの検討から、床版コンクリートに累積被害則を設定し、適当な大きさに細分化したコンクリート要素単位で荷重の繰り返し載荷の影響による疲労損傷が生じるとしたモデル解析によって、コンクリート系床版の輪荷重による疲労破壊の進行が近似的に表現できることがわかった。

鋼コンクリート合成床版は、底鋼板が種々のずれ止めによって床版コンクリートと一体化されていることや鉄筋以外の種々の鋼材が配置されるものがあり、床版コンクリートの各部の応力状態は鉄筋のみが配置された床版に比べて非常に複雑なものとなる。ただし、3 章で示した鋼コンクリート合成床版に対する解析結果からは、床版内部の鋼材の影響を適切に考慮することで R C 床版同様に床版内部でのコンクリートのひび割れの発生とその進行による床版の破壊の過程も近似的に表現できることが示された。

このため多様な形式の鋼コンクリート合成床版であっても適切な解析方法を用いて鋼部材や床版コンクリートの応力変化を精度よく算出することで R C 床版との比較など同じ評価手法で定量的に疲労耐久性の評価が可能と考えられる。

本章では、R C 床版と同様の解析手法による疲労耐久性の評価を行うにあたって鋼コンクリート合成床版の各部の応力を適切に算出するための手法について検討する。すなわち鋼材の応力解析やずれ止めの力の伝達機構の把握や応力状態を解明するための FEM 解析のモデル化、設計における構造詳細の照査を目的に、3 章で示された疲労におけるコンクリートの弱点部となる鋼材まわりの応力状態を把握するための FEM 解析のモデル化について、既往の研究事例を示すとともに、着目点、要素分割、鋼材とコンクリートとの付着の扱いなどの解析方法とそれらの相違が解析結果に及ぼす影響について検討する。

4.2 モデル化に関する一般事項

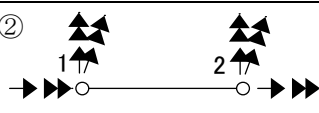
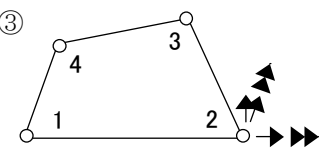
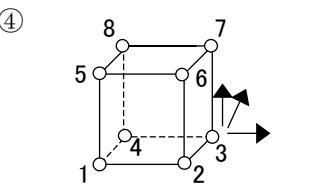
4.2.1 概要

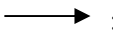
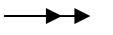
鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性を評価するにあたり、①鋼材継手部の応力振幅を算定し、②コンクリートの内部の応力振幅を推定することが重要である。応力振幅の推定は FEM 解析により行うことを前提とするが、FEM 解析においては、解析対象とする構造物の形状、着目すべき応力および変形の成分を考慮し、さらに解析結果をどのような目的に使用するかを念頭においてモデル化することが求められる。

ここでは、鋼コンクリート合成床版を対象に鋼部材と床版コンクリートの各部の応力状態を 3 章までに検討した疲労耐久性の評価に用いる観点で必要な精度で算出できるための解析手法を確立することを目的に、モデル化における一般的な留意事項を示す。

表 4.2-1 に 3 次元 FEM モデル解析で用いられる代表的な要素について概要を示す。

表 4.2-1 代表的要素の一覧

要素	名称	節点数	自由度	適用構造	入力条件
① 	トラス要素	2	2	骨組構造 (トラス)	構造形状 断面形状 (断面積、ねじり剛度)
② 	はり要素	2	6	骨組構造 (ラーメン)	構造形状 断面形状 (断面積、断面 2 次モーメント、ねじり剛度)
③ 	シェル要素	4	5	板構造 シェル構造	構造形状、板厚
④ 	ソリッド要素	8	3	ソリッド構造	構造形状

【記号の説明】  : 変位、力、  : 回転、モーメント

【共通入力条件】 ヤング率、ポアソン比、密度 材料構成則 (非線形解析の場合)

図 4.2-1 は I 型鋼を例として解析のモデル化（要素選定）の方法の相違を示したものであるが、 h に比べて L が大きい場合に、はりとしての評価を行う場合には、はり要素でモデル化を行えばよい場合もあるが、例えばフランジの平面的な応力集中を把握する場合にはフランジ部材とそれにつながる部材をシェル要素などでモデル化しなければその評価はできない。さらにフランジとウェブの交点の R 部に生じる応力集中を評価する場合であれば部材の立体的な形状までもソリッド要素でモデル化することも必要となってくる。このように、解析目的に応じて適切に要素を選定するなどモデル化での配慮が必要である。

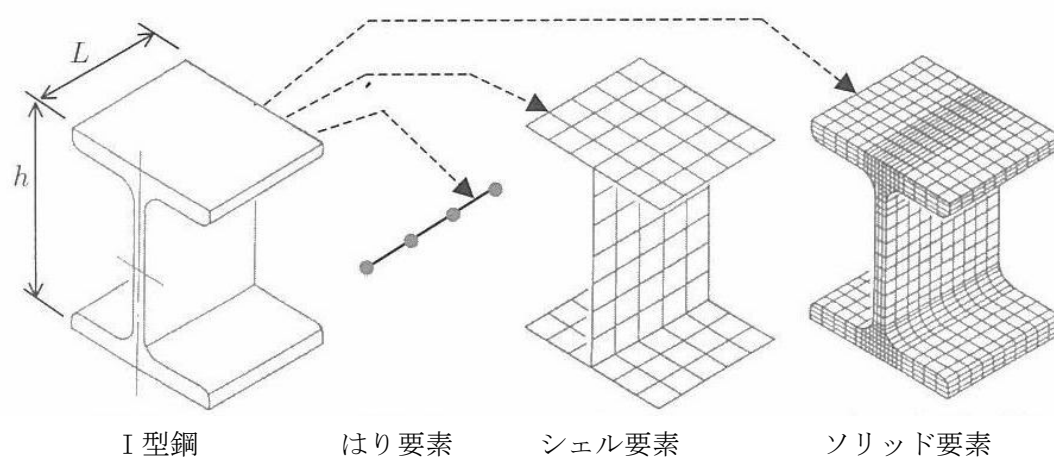


図 4.2-1 I 型鋼を例としたモデル化の相違の例

表 4.2-2 に、鋼コンクリート合成床版について、3次元有限要素法による解析が実施された例を示す。

表 4.2-2(1) 鋼コンクリート合成床版の3次元有限要素解析事例 (①輪荷重走行試験 (1))

No.	モデル概要図	解析条件	解析目的	備考
①		荷重：100kN コンクリート：ソリッド要素，$E_c = 2.0 \times 10^4$，$3.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$，$\nu = 0.167$ 鋼材：シェル要素，$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$，$\nu = 0.3$ 鉄筋，スタッド：はり要素，$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$，$\nu = 0.3$ ①全断面有効モデル（ヤング係数比 $n = 6$） ②全断面有効モデル（$n = 10$） ③引張領域剛性低下モデル（$n = 10$）	実測結果との比較	加々良，泰，櫻井，大西，松井：アーチ型合成床版の静的および動的荷重下の構造挙動に関する研究，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.91～96，2003年6月，土木学会 （鈴木，碓山，入部：ADS 床版の疲労耐久性能確認試験の報告，東骨技報 No.51，pp.41～55，2005年）
②		コンクリート：ソリッド要素，$E_c = 32.3 \text{ kN/mm}^2$ 底鋼板：シェル要素 上弦筋，配力筋：はり要素 斜材筋：換算シェル要素 スタッド：せん断バネ要素 コンクリートー底鋼板：鉛直成分のみ伝達 荷重：98kN 等分布荷重（載荷面積 $200\text{mm} \times 500\text{mm}$）	輪荷重走行試験供試体の挙動追跡	高林，小栗，阪野，石橋，平城，堀川，松井：鋼製グリップを用いたトラス鉄筋合成床版のずれ止め性能と疲労耐久性，構造工学論文集 Vol.50A，pp.1139～1150，2004年3月 MGT 床版
③		鋼板：シェル要素 コンクリート：ソリッド要素 解析コード：MSC. Nastran	輪荷重の決定	柳澤，橘，久保田，福井，松井：鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験（ロビンソン型合成床版），第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.185～190，2004年11月，土木学会

表 4.2-2(2) 鋼コンクリート合成床版の3次元有限要素解析事例 (①輪荷重走行試験 (2))

No.	モデル概要図	解析条件	解析目的	備考
④		解析コード：MSC. Marc 2001 コンクリート：ソリッド要素 底鋼板、リブ：シェル要素 鉄筋：トラス要素 鋼桁：シェル要素 ひび割れモデル：⑩を参考とした	載荷試験結果の検証	林、佐藤、内田、吉川、福井、松井：T形リブを用いた鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.191～196，2004年11月，土木学会
⑤		解析コード：MSC. Marc 2001 コンクリート：ソリッド要素，$E_c = 2.88 \times 10^4$ N/mm²，$\nu = 0.199$ 下鋼板、リブ：シェル要素，$E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm²，$\nu = 0.3$ スタッド、鉄筋：はり要素，$E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm²，$\nu = 0.3$ 下鋼板、リブ・コンクリート：付着無視，接合面垂直方向は接触・非接触考慮 スタッド、鉄筋・コンクリート：剛結合 荷重：98kN 等分布荷重（載荷面積 200mm×500mm） 節点数：18,100，要素数：16,000（基本モデル） ひびわれモデル：隣接する要素に節点力を伝達しない	走行試験の測定結果との比較	街道、渡辺、橋、松井、堀川：鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析による疲労耐久性評価，構造工學論文集 Vol.50A，pp.1119～1129，2004年3月，土木学会 街道、渡辺、橋、田坂、松井、堀川：鋼・コンクリート合成床版のスタッドに作用するせん断力の性状と横リブおよびコンクリート版厚の影響，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.223～228，2004年11月，土木学会 ロビンソン型合成床版

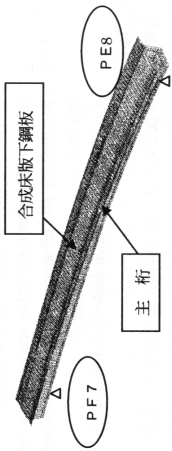
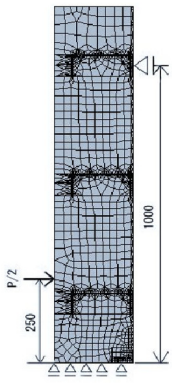
表 4.2-2(3) 鋼コンクリート合成床版の 3 次元有限要素解析事例 (②静的載荷試験 (1))

No.	モデル概要図	解析条件	解析目的	備考
⑥		床版, 主桁: 等方性薄板要素 床版-主桁間: 骨組要素 荷重: 98kN 等分布荷重 (接地面積 20cm×50cm→床版厚の 1/2 ま で 45° 分布) ヤング係数比: $n=10$, ポアソン比: $\nu=0.2$ 要素寸法: 50mm 節点数: 5, 796, 要素数: 5, 710	走行試験の測定結果との比較	街道, 渡辺, 橘, 松井, 堀川: 床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について, 構造工学論文集 Vol. 48A, pp. 1429~1439, 2002 年 3 月 ロビンソン型合成床版
⑦		床版, 主桁: 等方性薄板要素 床版-主桁間: 骨組要素 荷重: 100kN 等分布荷重 (接地面積 20cm×50cm→床版厚の 1/2 ま で 45° 分布) ヤング係数比: $n=8$, ポアソン比: $\nu=0.2$ 要素寸法: 50mm	載荷試験の測定結果との比較	街道, 渡辺, 橘, 松井, 栗田: 鋼・コンクリート合成床版を適用したプレストレスしない連続成げたの中間支点部の静的載荷試験, 構造工学論文集 Vol. 49A, pp. 1115~1126, 2003 年 3 月 ロビンソン型合成床版
⑧		解析コード: MSC. Marc コンクリート: ソリッド要素, $E_c = 2.66 \times 10^4$ N/mm ² , $\nu = 0.170$ 下鋼板, リブ: シェル要素, $E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm ² , $\nu = 0.3$ スタッド, 鉄筋: はり要素, $E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm ² , $\nu = 0.3$ 鋼桁: シェル要素, $E_s = 2.0 \times 10^5$ N/mm ² , $\nu = 0.3$ 鋼桁-コンクリート: 剛結 下鋼板, リブ-コンクリート: 付着無視, 接合面垂直方向は接触・非接触考慮 スタッド, 鉄筋-コンクリート: 剛結合 荷重: 98kN 等分布荷重 節点数: 11, 200, 要素数: 9, 700 (基本モデル) ひびわれモデル: 隣接する要素に節点を伝達しない	静的載荷試験の測定結果との比較	保坂, 街道, 橘, 田坂, 松井, 栗田: 鋼・コンクリート合成床版を適用した連続成げたの静的載荷試験および 3 次元有限要素解析, 構造工学論文集 Vol. 50A, pp. 1111~1118, 2004 年 3 月 ロビンソン型合成床版

表 4.2-2(4) 鋼コングリート合成床版の 3 次元有限要素解析事例 (②静的載荷試験 (2))

No.	モデル概要図	解析条件	解析目的	備考
⑨	使用要素: シェル要素 節点数: 6800 要素数: 5400 拘束 水平荷重 定着金具 FEM解析モデル(構築構造モデル) 底盤杭部 定着金具 ハンチング 主桁部 定着金具近傍の要素分割	解析コード: COSMOS/M 2.7	試験結果の検証	井口, 小山, 春日井, 高田: 開断面箱桁用パワースラブ鋼パネルの水平せん断試験, 横河ブリッジルール技報 No. 34, pp. 52~57, 2005 年 1 月

表 4.2-2(6) 鋼コンクリート合成床版の3次元有限要素解析事例 (④実橋解析、その他)

No.	モデル概要図	解析条件	解析目的	備考
⑭		主桁, 合成床版: シェル要素	下鋼板の全体座屈耐力への寄与度の把握	水野, 木本, 香川, 池田, 斉木: 鋼・コンクリート合成床版 (SCデッキ) の曲線開断面箱桁への適用, 第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.263~268, 2004 年 11 月, 土木学会
⑮		(梁モデルの2次元解析) コンクリート, 底鋼板, リブ: 平面ひずみ要素 スタッド, 鉄筋: 棒要素 解析コード: ATENA	試験結果との比較	河野, 塩永, 鈴木: 合成床版橋軸方向縦ぎ手の強度特性に関する解析的検討, 土木学会第56回年次学術講演会, CS7-006, pp.392~393, 平成13年10月, 土木学会 チャンネルビーム合成床版

4.2.2 コンクリートのモデル化

(1) 一般事項

3章で示したように、リブタイプの鋼コンクリート合成床版では、内部の鋼材まわりから疲労によるコンクリートの損傷が生じており、コンクリートのモデル化を行うにあたり、移動荷重によって複雑に変化する鋼材まわりの床版コンクリートの応力状態を反映できるモデル化が必要である。

あまり要素分割が粗いと一部の弱点となる要素の状態によって全体の構造状態が急激に変化するなど、耐久性の見積もりにも大きく影響する。一方、あまり細かい要素分割を行っても実構造の不均質性などを考慮すると必ずしも精度的な改善効果には限界があるばかりか実現象とも乖離すると考えられる。従って鋼コンクリート合成床版の床版コンクリート部分のモデル化にあたって、その要素サイズについては内部の鋼材の寸法や形状も考慮してコンクリートの局所的な応力のある程度精度よく算出できる範囲であり小くなりすぎない適当な大きさとなるように配慮する必要がある。

床版コンクリートのモデル化は、移動荷重の影響で3次元的に複雑に変化する応力の大きさや向きの影響を考慮できるようにソリッド要素とすることが一般的である。床版コンクリート中にある鋼材をソリッド要素でモデル化する場合には鋼部材の板厚を含めてモデル化されることになるため、その部分の床版コンクリートの要素サイズをそれにあわせることで特段の配慮は必要ないが、鋼部材をシェル要素でモデル化する場合は、鋼部材の板厚に相当する部分をコンクリート要素で調整するなど、解析目的に応じた境界部の扱いの配慮が必要である。

一般的な鋼コンクリート合成床版では載荷荷重が大きくなると、中立軸より下側のコンクリート部が引張軟化域にはいり、リブタイプの床版ではリブ上縁のコンクリート部が引張軟化域にはいる構造もある。載荷荷重が小さい場合にはこのような非線形性の影響は小さいと考えられるが、後述する4.5の解析では輪荷重280kN程度以上になると非線形性が影響することが予想されたため材料非線形性を考慮した検討も行っている。このように、解析の目的により材料非線形の影響を考慮する必要がある場合には、コンクリート要素の計算応力の算出時に材料非線形が考慮できる要素を用いることが必要となる。

なお、コンクリート要素の応力振幅の算出などに線形要素を用いた解析の計算応力を用いた疲労照査を行うことでより安全側の評価となることが明らかな場合には、線形要素でモデル化した解析モデルで合理的に安全側の検討を行うなど、解析対象の条件と照査内容に応じて適切な解析手法を用いることが検討の合理化には必要と考えられる。

(2) 材料構成則の例

汎用プログラムにおける弾塑性解析では、材料に適した降伏関数あるいは破壊規準を選定して、一軸における応力－ひずみ関係を与えて、流動則の理論などを用いて3次元における構成則が展開される。図 4.2-2 に一軸状態における非線形の応力－ひずみ関係、すなわち、材料構成則の例を示す。

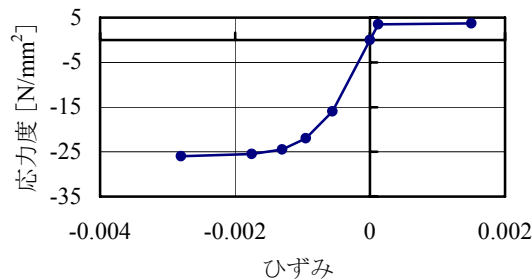


図 4.2-2 非線形構成則の例

3次元のソリッド要素における構成則では、降伏関数と破壊規準の選定が重要である。

鋼材の弾塑性変形を記述するには、いわゆるミーゼスの降伏関数が用いられ、実験結果ともよく合致することが知られている。この関数は、主応力空間では主軸を静水圧とする円筒形となる。すなわち、降伏強度は静水圧の大きさに依存しない。一方、コンクリートに関しては、非線形挙動の始まる応力状態は静水圧に依存する。これは地盤材料でも見られる変形挙動である。その点で、鋼材とコンクリートでは異なった構成則モデルを用いることが必要となる。これまでにコンクリートの構成則モデルは数多く提案されている。弾塑性理論に基づいた構成則モデルは、参考文献 1)、2) に詳述されている。

それらのモデルは非常に精巧なものもあるが、比較的簡便な静水圧に依存する降伏関数としてはドラッカー・プラガーモデルがよく知られており、コンクリートの弾塑性解析にも用いられる。これは主応力空間で主軸を静水圧とする円錐形となるモデルである。

鋼材の材料挙動は圧縮応力下と引張応力下で一般に差がないとされるが、コンクリートは圧縮応力下と引張応力下で変形挙動は大きく異なる。弾塑性理論が適用できるのは基本的には圧縮応力下と考えられる。引張応力作用下では、亀裂が生じてその変形挙動を支配する。そのため、破壊力学の適用が試みられてきた。しかしながら、線形破壊力学をコンクリートに適用するのは困難であることが明らかとなり、非線形破壊力学が用いられている。具体的には、応力－ひずみ関係に軟化領域（ひずみが増加するにつれて応力が低下）が導入されている。このような軟化型構成則モデルを有限要素法に適用すると解析結果が要素分割に依存するという問題が生じる。そのため、要素の大きさに応じて軟化領域の応力－ひずみ曲線の勾配を変化させる手法が用いられている³⁾。

4.2.3 鋼部材のモデル化

(1) 一般事項

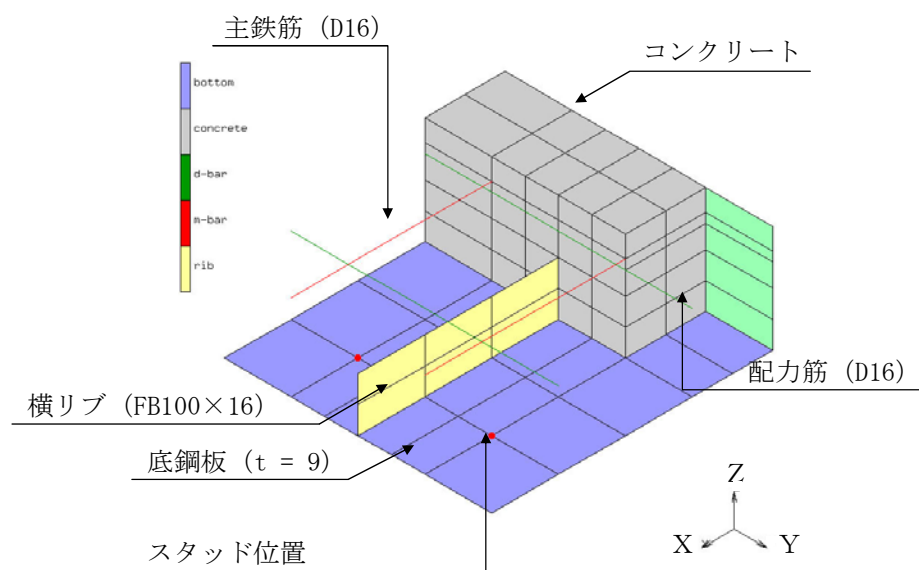
ここでは鋼コンクリート合成床版のずれ止めを除く鋼部材（底鋼板、補強リブ）のモデル化について、モデル化方法と解析結果の関係について考察する。

鋼部材（底鋼板）の疲労耐久性は、通常溶接部など鋼部材同士の接合部に着目してその部位の応力振幅量を計算して、現在のところ確立されている継ぎ手強度等級との比較による照査を行うことが一般的である。鋼コンクリート合成床版の場合底鋼板に様々な鋼部材が溶接などで接合されており、接合部とその近傍における応力振幅を把握するためには鋼材の形状なども反映できるシェル要素やソリッド要素によるモデル化が一般には必要である。なお、板厚方向の応力分布を考慮する必要がある場合は、ソリッド要素としなければ厚さが表現されないシェル要素ではこれを求めることができない。

(2) モデル化例

図 4.2-3 は底鋼板および横リブをシェル要素とした 3 次元解析モデルの例である。このように通常の RC 床版と同様に単独で配置されている鉄筋はそれを含むコンクリート要素に含めてモデル化することも可能である。底鋼板や横リブについては鋼部材としての疲労耐久性を適切に評価するためにその形状や接合条件が計算応力などに反映されるようなモデル化による必要がある。

なお、鋼部材の疲労耐久性については通常、パターン化された継ぎ手形式に対してそれを有する部材の公称応力によって疲労強度等級が定義されている。そのため床版に用いられる鋼部材の疲労耐久性をこれらの疲労強度等級を参照することで評価する場合には、計算応力や継手形式について参照しようとする継手等級の適用条件との関係を考慮して適切に評価する必要がある。さらに既存の継手強度等級は鋼部材がコンクリート等で拘束されていない条件下の試験結果に基づいている。このため頭付きスタッドなどコンクリートによる拘束の影響が疲労耐久性を大きく左右する可能性のある継手構造に対してはその影響を考慮して適切に継ぎ手強度等級を設定するなど、鋼材に生じる力の流れをコンクリートの影響も含めて把握したうえで適切に評価する必要がある。



- ①コンクリート：8 節点ソリッド要素
- ②底鋼板、横リブ：4 節点シェル要素
- ③鉄筋：トラス要素
- ④スタッド：バネ要素

図 4.2-3 ロビンソンタイプの 3 次元モデル化例

4.2.4 ずれ止めのモデル化

(1) 一般事項

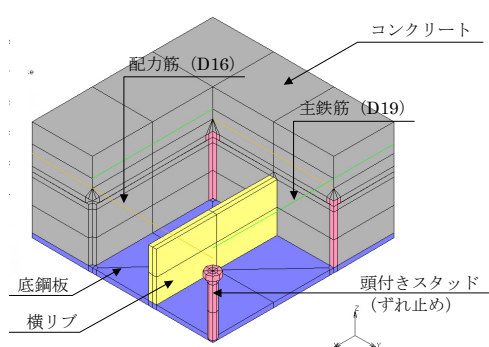
鋼コンクリート合成床版では、床版コンクリートと鋼部材が様々なずれ止めによって一体化されることを前提として設計される。鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性の評価にあたって3章における検討では、ずれ止めによる一体化が失われていく過程を考慮することは信頼性の面からも困難であることから、所要の耐荷力が損なわれるまでは耐荷力上考慮する部分の床版コンクリートと鋼材のずれ止めによる一体化は損なわれないことを前提としている。この鋼材とコンクリートとの一体化としてずれ止めが機能することを検証するには、ずれ止めへの力の伝達機構を検証しておくことが必要であり、解析によって検証を行う場合はずれ止めに対して適切なモデル化が必要である。ここで、底鋼板と床版コンクリート下面は施工直後は全面が付着しており付着による相互の応力伝達があるが、活荷重の繰り返し等の影響によって徐々に付着による結合は失われていくため、機械的なずれ止め機構による鋼板と床版コンクリートのせん断等による応力伝達のみを設計において考慮して、ずれ止め機能を検証することが必要である。

ずれ止めのモデル化にあたっては、ずれ止め本体に生じる応力状態とずれ止め近傍の床版コンクリートの局所的な応力状態に対して適切に疲労耐久性を評価できるよう、ずれ止めとコンクリートの両方を要素サイズや結合条件などを適切にモデル化する必要がある。

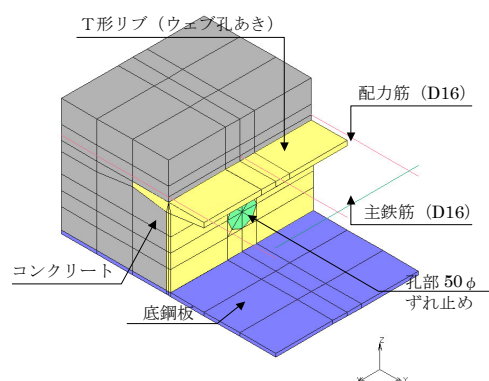
ずれ止め以外に着目する場合、ずれ止めや底鋼板と床版コンクリートを剛結の条件とする方が安全側の評価となる場合があるなど、着目する事象と解析目的に応じて適切な評価ができるようモデル化の条件を変えて検討する必要がある場合もある。例えば、鋼部材（底鋼板）の応力振幅の算出にあたって、床版剛性を高めに設定した方が安全側に評価できる場合には、ずれ止めをモデル化せずに鋼部材と床版コンクリートの付着も剛結でモデル化することもある。逆に、コンクリート上縁の応力振幅を算出する目的である場合、床版剛性を低く評価した方が安全側に評価できるとの理由から、ずれ止めを忠実にモデル化して考慮することもある。

(2) モデル化例

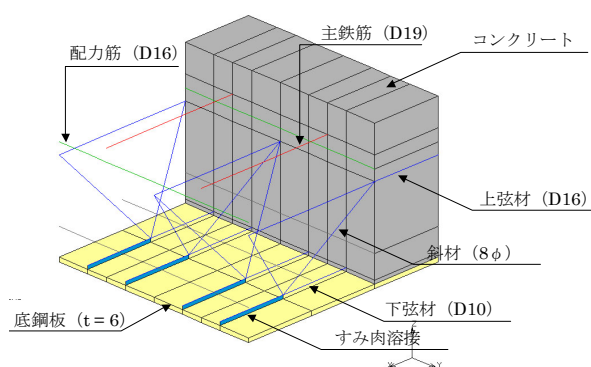
図 4.2-3 は、ずれ止めのスタッドをバネ要素でモデル化した例である。ロビンソンタイプのずれ止めは孔あき鋼板ジベルのような剛なジベルと比較して柔なジベルの頭付きスタッドであるため、解析における応力度の算出にあたって、バネ剛性の設定は押しぬきせん断試験結果をもとに適切に設定する必要がある。図 4.2-4 は、頭付きスタッドもソリッド要素としてモデル化した例、ずれ止めの機能をTリブとした例、トラスジベルのモデル化例である。



a) ロビンソンタイプ



b) Tリブタイプ



c) トラスジベルタイプ

図 4.2-4 ずれ止めのモデル化例

4.2.5 鉄筋のモデル化

鉄筋コンクリート床版のように床版コンクリート内部に相互に特別な拘束のない条件で配置されている鉄筋では、鉄筋はコンクリートに拘束された軸力部材と評価し、トラス要素やはり要素としてモデル化するのが一般的であり、本研究においても3.5.3において内部鋼材のモデル化の相違によるRC床版の疲労損傷過程の解析の比較を行ったが、結果に大きな差異は現れなかった。構造をより忠実に再現できるよう対象に応じて適切に使い分ける必要がある。

なお、トラス要素でモデル化する場合には鉄筋位置に接点を設ける必要があるため要素分割に制約を生じる場合がある。

図4.2-4に示すように、鋼コンクリート合成床版の場合にも鉄筋自体は補強リブや底鋼板とは特別な接合を介さず配置されている場合が多く、これらについても鉄筋と同様の扱いが行える。また解析目的によっては、鉄筋を含むコンクリート要素に鉄筋の存在の影響を見込むなどにより鉄筋そのもののモデル化が不要とできる場合もあるなど、着目している項目など解析目的に照らして適切なモデルを選択することが合理的である。

4.2.6 底鋼板部材とコンクリートの結合のモデル化

(1) 一般事項

鋼コンクリート合成床版では、コンクリート打設直後は鋼板とコンクリートとが付着しているが、荷重の履歴やコンクリートの乾燥収縮の影響などにより、比較的早期に少なくとも部分的には底鋼板とコンクリートとの付着は失われる。その後も繰り返し作用する荷重の影響により付着が失われる範囲が徐々に拡大するものと考えられる。耐荷力照査では安全側の評価となるように底鋼板と床版コンクリートの結合には底鋼板との付着を考慮しない条件で設計することが一般的である。

ただし、底鋼板と床版コンクリートの付着の有無は床版としてのモーメント分配には大きく影響しないものの、局部的な応力状態にはその影響があるため疲労耐久性の評価にあたっては、着目位置などに応じて安全側の評価となるようにその影響を適切に評価することが必要である。

結合のモデル化は、一般に FEM 解析における結合の扱いとして、底鋼板とコンクリートを剛結としたモデル、底鋼板とコンクリートをバネで結合したモデル、底鋼板とコンクリートを接触要素で結合した要素モデル、底鋼板とコンクリートを非接触としたモデルが用いられる。以下にそれぞれのモデル化の概要を示す。

1) 剛結としたモデル

隣接する鋼板要素とコンクリート要素を同一節点で結合する。

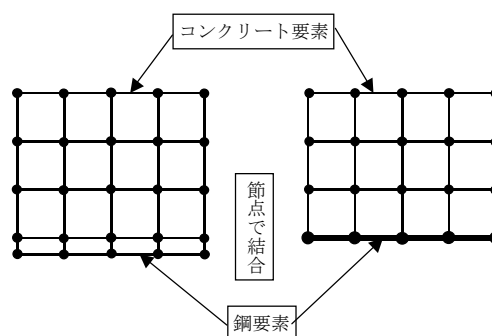


図 4.2-5 剛結モデル

2) 接触要素で結合したモデル

付着切れを考慮したモデルである。隣接する底鋼板要素とコンクリート要素の間を接触要素で結合する。接触要素は、コンクリート界面において両者のせん断力を無視し、境界面が接触して面圧が発生する場合には面圧力を伝達し、境界面での力が離れる方向の場合には、両面が自由に変位する特性をもつ要素である

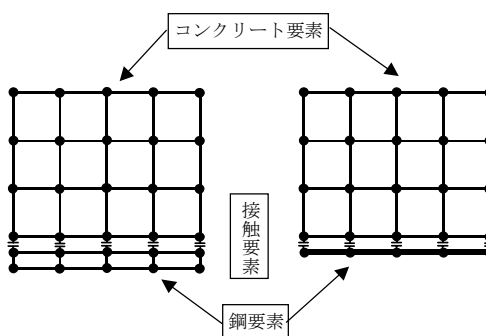


図 4.2-6 接触要素モデル

鋼コンクリート合成床版において付着が切れた状態を最も表現でき得るモデルであるが、材料非線形要素であり、接触の判定と適合条件とつり合い条件の収束をはかりながら解析が進められるので、解析時間は長くなりがちである。

3) バネで結合したモデル

付着切れを考慮したモデルである。隣接する底鋼板要素とコンクリート要素の間をバネ要素で結合する。付着の強弱を、バネ剛性の大小で表現したモデルである。予め付着が切れる領域がわかっているならば、適用することができると考えられる。バネ剛性は一般に、バネ要素および付着要素で表現することができる。

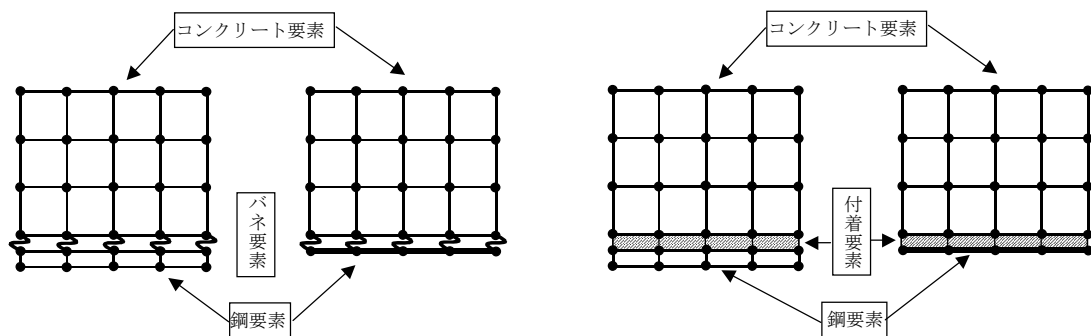


図 4.2-7 バネ結合および付着要素結合モデル

4) 非接触としたモデル

付着切れを考慮したモデルである。隣接する底鋼板要素とコンクリート要素は非接触として、2重節点で扱う。付着を切ったモデルであり、予め付着が切れる領域がわかっているならば適用することができると考えられる。

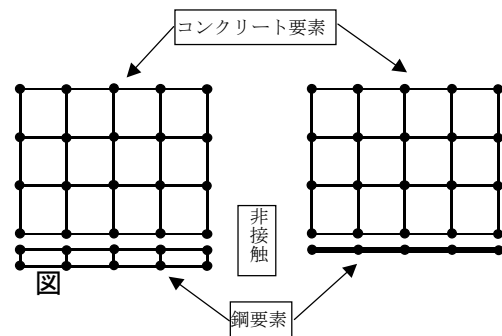


図 4.2-8 非接触としたモデル

(2) 結合モデルの選定

結合のモデル化手法の選定によって評価に比較的大きな差異が生じると考えられる着目項目には以下のようなものがある。これらの検討にあたっては特に解析目的に応じた適切なモデル化が必要である。

- ・ 橋の立体的な挙動や床版の断面力の評価。
- ・ 曲げにより発生する床版上下縁の応力度の評価。
- ・ 鋼コンクリート合成床版の内部の局所的な応力の評価。

例えば、橋の立体的な挙動や床版の断面力を評価するための3次元解析では、一般に、鋼部材とコンクリート部材は剛結として、リブやずれ止めをモデル化せずに解析を行う場合が多い。これは、異方性の程度が小さい鋼コンクリート合成床版の場合には、剛結モデルと付着を考慮したモデルで断面力の分配の評価に解析上大きな差異が生じないことや、付着が切れる領域が全床版域ではなく床版の一部にとどまることなどを理由としたものである。図4.2-9に要素分割例を示す。

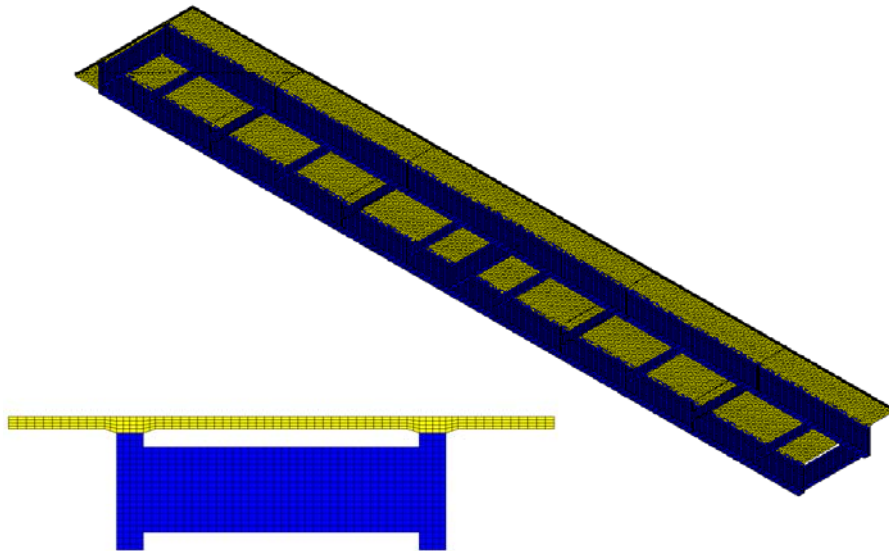


図 4.2-9 床版の断面力を調べるための床版の3次元要素分割例

このようなモデルにより、実橋において曲げにより発生する床版上下縁の応力度の算出を行うには、解析結果に対して、輪荷重走行試験の結果を用いて、解析による応力値を補正して実構造における応力度を評価することが必要である。

なお、曲げにより発生する床版上下縁の応力度の算出、および、鋼コンクリート合成床版の内部の局所的な応力の算出とモデル化の関係については4.3および4.4で考察する。

4.2.7 要素分割

(1) 一般事項

鋼コンクリート合成床版の床版各部の応力を3次元有限要素法解析によって求める場合、要素分割の粗さは解析精度に大きく影響する。したがって着目する部位と解析の目的に応じて適切な要素分割を行う必要がある。

一般に要素分割が粗すぎると解析精度は下がる傾向にあるが、曲げによって発生する床版上下縁の応力度を算出する場合には、ソリッド要素を用いて床版厚さ方向に3層以上の分割を行えば一般的な道路橋の床版の場合には比較的高い精度で応力を算出できることが既往の研究からわかっている（図4.2-10参照）。

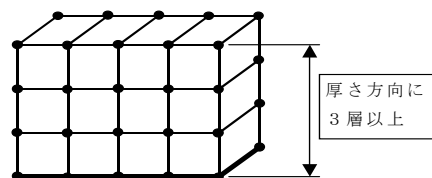


図 4.2-10 床版の厚さ方向のメッシュ分割

一方、鋼コンクリート合成床版の内部の局所的な応力状態を把握するためには、少なくとも着目点近傍ではある程度以上細かな要素分割を行わなければならない。ただし、あまりに要素分割を細かくしてもコンクリートの骨材寸法である **20mm** 程度以下の要素で算出される計算応力は骨材の存在など床版コンクリート材料の不均質性を考慮すると一概に精度が高くなるとも限らず解析精度としての信頼性も向上しない。したがって、補強リブなど内部鋼材のモデル化の影響により鋼材近傍の要素分割が結果的に **20mm** 以下になる場合もあるが、このように小さく分割された要素で算出される計算応力の評価にあたっては要素分割の影響について念頭に置く必要がある。

以上のように要素分割の大きさについては解析目的と構造の特性に応じて適切な水準となるように設定しなければならない。

本研究では、RC床版を対象に3.5.2で要素サイズを変えた場合の解析による疲労耐久性の試算の比較を行っているが、鉄筋以外に補強鋼材などが無いRC床版では床版厚さ方向の要素サイズ（分割数＝5）を変えない条件では平面寸法を2倍にしても結果に大きな差異がなかった。

(2) モデル化例

一例として、リブ上の局部応力を着目点とした3次元のメッシュ分割例を図4.2-11に示す。リブ厚が16mmであり、16mm角を基準にした要素分割である。これ以上要素分割を細かくするとメッシュ分割に起因する応力集中の影響を考慮して、解析値を評価する必要があると考えられる。

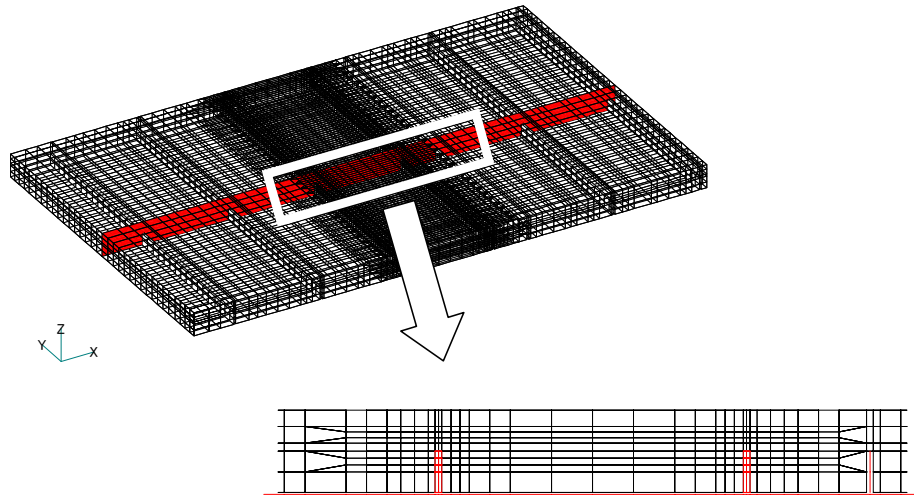


図 4.2-11 局部応力に着目した場合のメッシュ分割例
(土木研究所における輪荷重走行試験の試験体の要素分割例)

4.2.8 荷重条件

荷重については、解析目的に応じて、載荷方法を適切に選定することが必要である。

荷重強度そのものは解析目的に応じて与えられるが、解析モデルへの荷重の与え方については一般に舗装による荷重分散は安全側と考慮して無視し、輪荷重の設置面積に対応する解析モデルの接点位置に等分布荷重として与える。通常、T 荷重の載荷面である $20 \times 50 \text{ cm}$ が標準である。

鋼コンクリート合成床版の場合、床版内部に様々な鋼材が配置されており疲労耐久性の照査にあたって 3 章に示したような各部の応力状態とその変化に着目する場合には浅い位置にある補強リブ等の鋼材近傍で局部的に大きな応力が生じたり応力状態が荷重の移動につれて複雑に変化することがある。このため荷重載荷面の要素分割が粗すぎると浅い位置では解析上荷重分散が十分でなく、床版コンクリート内部の応力状態の再現性が十分得られなくなる。このような場合には移動荷重の載荷位置にあたる部分だけ要素分割を細かくするなどの配慮が必要となる。

また、3 章で提案した解析的に疲労被害則に則って床版要素の疲労ダメージの蓄積とその破壊を計算する場合には、要素毎の応力やひずみの変化量の算出精度が結果に直接影響を及ぼす。内部に鉄筋のみが配置された RC 床版では荷重の移動載荷に伴って各部で応力等の急変はないが、補強鋼材などが配置された鋼コンクリート合成床版では載荷位置によっては応力の向きや大きさが急変し、疲労耐久性の推定に用いるそれらの変動の最大値や交番が載荷位置の設定によっては適切に抽出されない恐れもある。載荷位置や載荷部のモデル化の設定にあたってはこの点にも注意が必要である。

4.2.9 2次元モデルによる解析

床版の応力をFEMで解析する場合は、3次元の立体解析を利用する場合が一般的であるが、解析目的により着目部位が限られている場合に、経済性や設計の合理化の観点から2次元モデルの適用が検討されることがある。

たとえば、リブ周りのコンクリートの局部応力に着目しようとする場合に3次元モデルで非線形要素を用いようとするれば、計算容量や計算時間が膨大になり現実的ではない。局部応力を算出する着目位置が明らかな場合には、4.6に示すように2次元モデルが適用できると考えられる。この場合、3次元モデルとの境界条件の整合性がとれるように図4.2-12に例を示すように、2次元平面ひずみモデルを適用し、3次元モデルのせん断力や曲げモーメントが再現できるように載荷荷重や解析モデルの床版支間を調整することで3次元モデルによる場合との比較が可能なモデル化を行って解析することも考えられる。

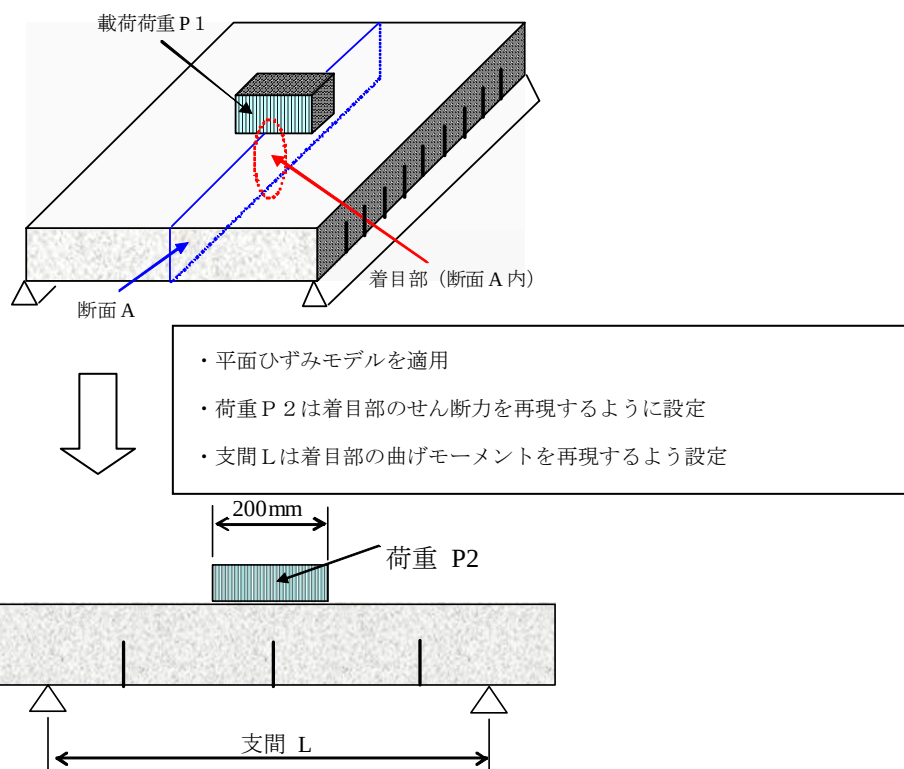


図 4.2-12 3次元モデルと2次元モデルの整合

計算容量や計算時間を少なくするために複数のモデル化手法を境界条件設定して組み合わせさせて解析する方法もある。4.6に示す方法は、図4.2-13に示すように、変形の境界条件として骨組み要素で要素分割した板に2次元のシェル要素を組み込むものである。着目断面に対してシェル要素で要素分割を行い、骨組み要素で解析した版の変形を境界条件としてシェル要素に与えるものである。このような解析は、着目する部位が限られる場合に適用できると考えられる。

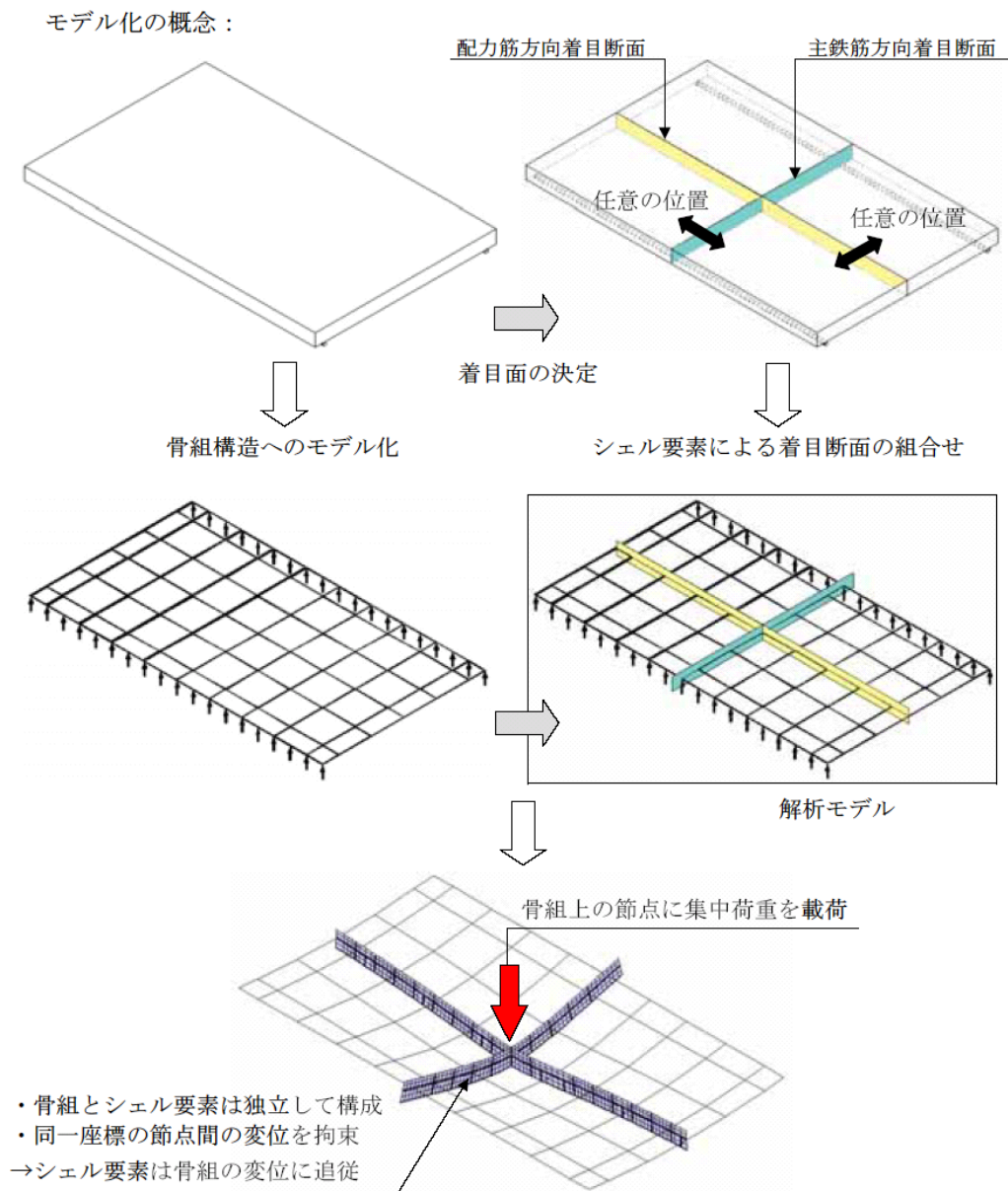


図 4.2-13 骨組要素と 2 次元シェル要素による解析

4.3 モデル化条件の相違の影響についての検討

4.3.1 検証モデルと解析ケース

(1) 概要

実橋床版の疲労耐久性を評価するための床版各部の応力の算出に用いる解析モデルのモデル化条件の相違が解析結果に及ぼす影響を検討する。

ここでは主として旧土木研究所で輪荷重走行試験が行われたロビンソンタイプの鋼コンクリート合成床版の供試体を対象に検討を行った。

構造のモデル化にあたって考慮すべき項目は前項に述べたとおりコンクリートと鋼部材からなる構成材料のモデル化と、鋼コンクリート合成床版に固有となるずれ止めのモデル化、鋼部材とコンクリートの結合のモデル化等がある。このうち、構成材料については材料非線形性の有無を、結合のモデル化については接触要素と剛結合とした場合の差異を中心として検討することとし、荷重条件については載荷荷重の大小の差による応答値の非線形性の影響に着目する。

なお、ずれ止めのモデル化にあたっては実験値と解析値の整合を図りながら個別のタイプ毎に妥当性を検証する必要があるが、本項で対象とする鋼コンクリート合成床版はロビンソンタイプであるため、スタッドジベルの押抜きせん断試験結果をもとにバネ剛性を設定したケースについても検討を行った。

(2) 解析モデル

解析モデルの対象とする試験供試体の構造諸元は図 4.3-1、表 4.3-1 に示すとおりである。試験供試体のモデル化では、構成する部材に対して表 4.3-2 に示す要素をそれぞれ選定することとした。解析モデルは図 4.3-2 に示すとおりである。

このうち、横リブについてはソリッド要素とシェル要素を混合して使用しているが、着目する部位の近傍においてはより忠実なモデル化となるようにソリッド要素を、また着目する部位から離れた位置となる横リブは部材剛性を適切に評価したうえでモデルの簡素化のためにシェル要素を選定した。スタッドジベルはばね要素として非線形バネを考慮するケースも設定した。

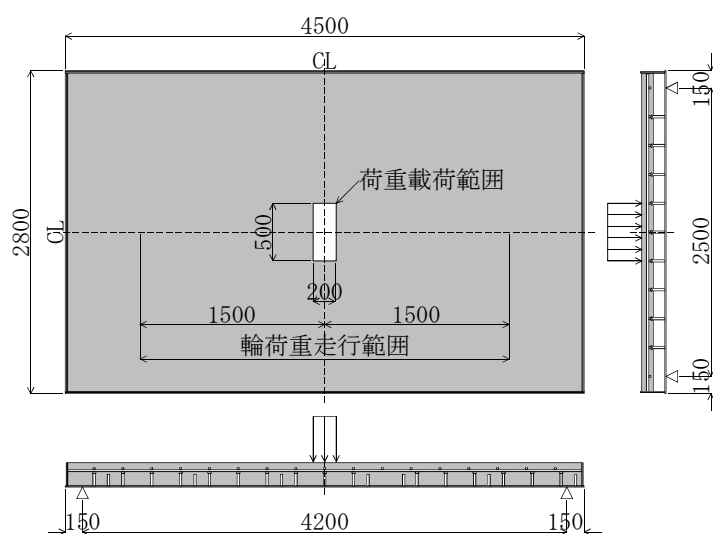


図 4.3-1 試験供試体

表 4.3-1 試験供試体の構造諸元

部材	項目	単位	構造諸元
コンクリート	版 厚	mm	200
	設 計 基 準 強 度	N/mm ²	30
底 鋼 板	板 厚	mm	9
補 強 リ ブ	断 面	mm	100×16
	橋 軸 方 向 間 隔	mm	750
ス タ ッ ド	寸 法	mm	φ 16×120
	橋 軸 方 向 間 隔	mm	250
	橋軸直角方向間隔	mm	250
主 鉄 筋 (橋軸直角方向)	呼 び 径	—	D19
	間 隔	mm	250
配 力 筋 (橋 軸 方 向)	呼 び 径	—	D16
	間 隔	mm	250

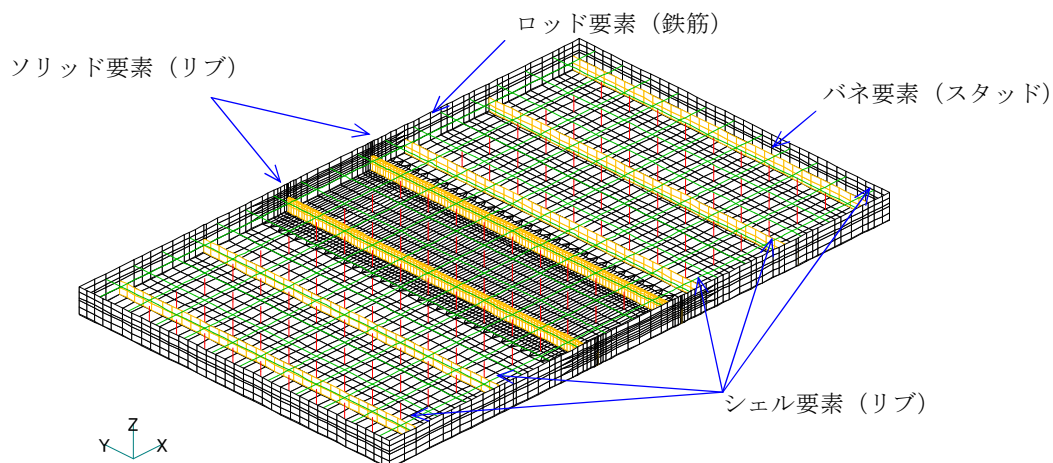


図 4.3-2(a) 解析モデル（鋼部材の配置）

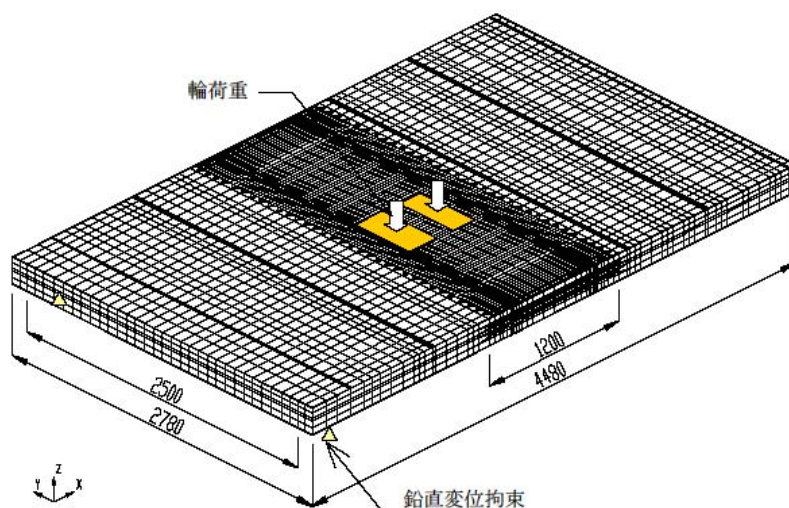


図 4.3-2(b) 解析モデル（外観）

表 4.3-2 各構造部位と適用要素

部位	要素	諸元
コンクリート	ソリッド	厚さ：200 mm
底鋼板	シェル	板厚：9 mm
リブ	シェル、ソリッド	板厚：16 mm
スタッド	ばね	K _x =185,000 N/mm※ K _y =185,000 N/mm※ K _z =323,000 N/mm
鉄筋	ロッド	主鉄筋：D19 配力筋：D16
※非線形バネとして相対変位 δ について $0.5\text{mm} \leq \delta < 1.0\text{mm}$: 剛性を 1/2 $1.0\text{mm} \leq \delta < 2.5\text{mm}$: 剛性を 1/3 $2.5\text{mm} \leq \delta$: 剛性を 1/4 にそれぞれ低下		

(3) 解析ケース

1) コンクリートのモデル化（材料特性）

コンクリートの材料特性は、材料非線形性を考慮しない場合とする場合の2ケースとし、試験結果より表 4.3-3 に示す特性値を設定した。材料非線形性を考慮する場合、コンクリートの破壊基準は Drucker-Prager 則によるものとし、応力とひずみの関係は図 4.3-3 に示すとおりとした。なお、鋼材の材料特性値は設計値としている。

表 4.3-3 材料特性

材料	ヤング率 (N/mm^2)	ポアソン比	降伏応力 σ_y または 引張強度 σ_t (N/mm^2)
鋼材	$E_s=2.0 \times 10^5$	0.300	$\sigma_y=245$
コンクリート	$E_c=2.88 \times 10^4$	0.167	$\sigma_t=3.68$

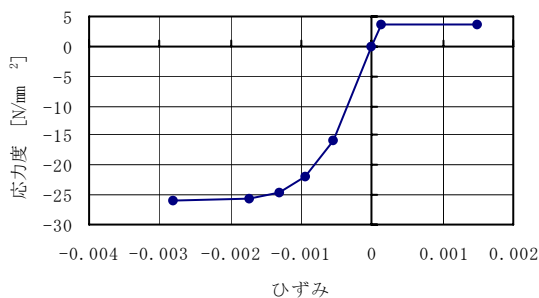


図 4.3-3 コンクリートの応力とひずみの関係

2) ずれ止め（スタッド）の特性

スタッドは、剛性の評価と大きな応力が作用した場合の非線形性の考慮の影響を検討するため、荷重－変位関係を表すバネ定数として、実験値から設定した線形ばねによるケースと、非線形ばねとしたケースを比較する。非線形ばねの設定にあたっては、既存の実験結果などを参考に、水平方向ばね定数 (K_x 、 K_y) を相対変位 0.2mm までの値から相対変位が大きくなるほど低下するように設定した。

3) 底鋼板部材とコンクリートの結合条件

コンクリートと底鋼板との境界面の条件は、表 4.3-4 に示すように、付着を無視して接触を考慮する場合と剛結合とする場合の2ケースを設定した。接触を考慮する場合の要素は、境界面が接触して面圧が発生する場合には面圧力を伝達し、境界面での力が離れる方向の場合には、両面が自由に変位する特性を持つ要素間の結合条件である。

表 4.3-4 要素の結合条件

境界面による解析ケース		接触考慮	剛結合
コンクリート	底鋼板	接触	剛結
	リブ (ソリッドおよびシェル)	接触	剛結
	鉄筋	剛結	剛結

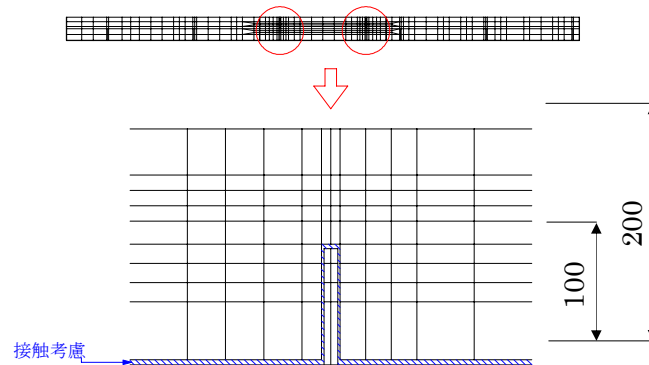


図 4.3-4 接触を考慮した要素のモデル化

4) 要素分割

解析モデルの要素分割にあたっては、リブや鉄筋、さらに荷重載荷の位置を考慮のうえ着目する部位の近傍とそれ以外の一般部で分割方法を変える。前者についてはより詳細な応力分布状況を確認することを目的として 20～30mm 程度の要素となるように、また後者については床版厚さ方向は 5 分割、供試体の軸方向および軸直角方向は 80～100mm 程度の要素となるように分割した。

5) 載荷荷重の条件

鋼コンクリート合成床版では比較的剛性の大きな鋼材が床版内部に配置される場合があり、載荷荷重の大きさによっては鋼材に接したコンクリート部分などでは局部的に応力の性状が変化したり、あるいは非線形性の影響が現れる可能性もある。そのため本検討では 98kN および 280kN の 2 ケースの荷重強度の解析を行って比較した。

6) 解析ケース総括

以上を考慮して設定した解析ケースの一覧を表 4.3-5 に示す。

なお、解析条件の相違が結果に及ぼす影響の考察にあたっては、主として底鋼板応力度とコンクリート上縁応力度に着目し、それぞれ底鋼板の補剛リブ位置とリブ間位置での値を比較する。

それぞれの値の算出にあたっては着目位置の直上に載荷位置がある条件とした。

図 4.3-5 に底鋼板応力度算出の着目位置を示す。また、図 4.3-6 にコンクリート上縁応力度の算出における着目位置を示す。

表 4.3-5 解析ケース（解析モデル 図 4.3-3 に対応するケース）

解析ケース	鋼-コンクリート間の結合条件	コンクリートの材料特性	スタッドばね定数	載荷荷重
①	剛結	弾性	—	98 kN 280 kN
②	接触考慮		$K_x=K_y=1.875 \times 10^5$ N/mm $K_z=3.23 \times 10^5$ N/mm	
③	剛結	弾塑性 $\sigma_t=3.68$ N/mm ²	—	98 kN 280 kN
④	接触考慮		$K_x=K_y=1.875 \times 10^5$ N/mm [※] $K_z=3.23 \times 10^5$ N/mm	

※相対変位 0.2mm までの値。0.5mm で 1/2、1.0mm で 1/3、2.5mm で 1/4 に低下する。

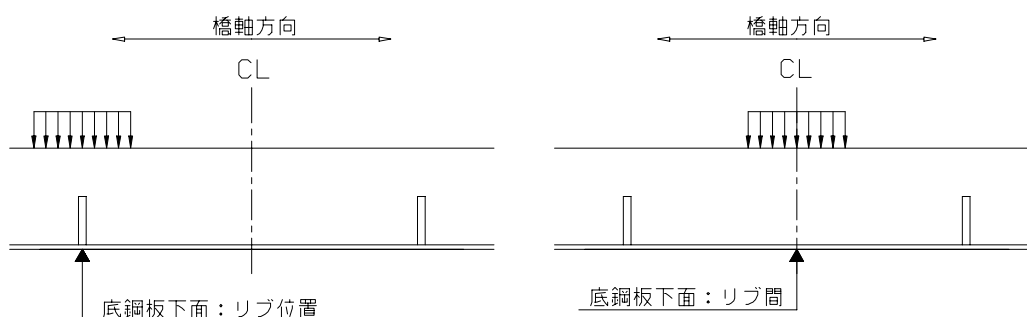


図 4.3-5 底鋼板応力度算出の着目位置

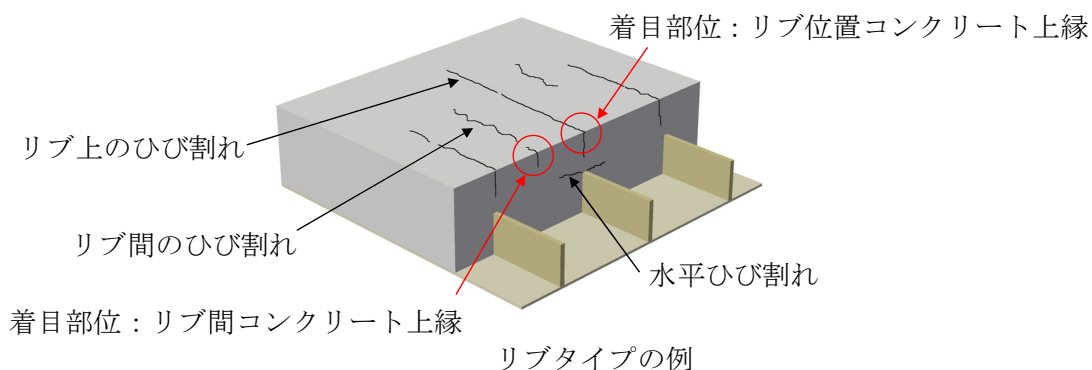


図 4.3-6 コンクリートの着目部位

4.3.2 解析結果（モデル条件の相違が解析結果に及ぼす影響について）

(1) コンクリートのモデル化（材料特性）

底鋼板パネルの構造を考慮して、底鋼板部材とコンクリートの結合条件の相違による影響を着目位置における底鋼板の橋軸方向応力度に着目して算出した。結果を表 4.3-6 に示す。

表 4.3-6 底鋼板応力度算出結果

コンクリート	着目位置	載荷荷重	剛結 N/mm ²	接触 N/mm ²
弾性①	リブ位置	98kN	11.37	8.64
		280kN	32.48	24.68
	リブ間	98kN	10.70	5.97
		280kN	30.57	17.06
弾塑性②	リブ位置	98kN	11.68	8.65
		280kN	32.55	25.08
	リブ間	98kN	11.20	6.02
		280kN	31.09	17.13
比率 ②/ ①	リブ位置	98kN	1.03	1.00
		280kN	1.00	1.02
	リブ間	98kN	1.05	1.01
		280kN	1.02	1.00

着目した全てのケースで、コンクリートのモデル条件の差異は 5%以内である。載荷荷重が 280kN のケースではコンクリートに発生する応力も実橋の供用条件の床版と比較してもかなり大きなレベルとなっているが、本検討で設定した程度のコンクリート特性の差異は底鋼板の応力算出にはほとんど影響が生じないと言える。

同様に、底鋼板応力度算出と同じ状態で、同じ位置のコンクリート上縁応力度について比較した。その結果を表 4.3-7 に示す。

表 4.3-7 コンクリート上縁応力度算出結果

コンクリート	着目位置	載荷荷重	剛結 N/mm ²	接触 N/mm ²
弾性①	リブ位置	98kN	-1.96	-3.39
		280kN	-5.60	-9.69
	リブ間	98kN	-1.93	-2.18
		280kN	-5.51	-6.23
弾塑性②	リブ位置	98kN	-1.98	-3.25
		280kN	-5.47	-9.24
	リブ間	98kN	-1.94	-2.09
		280kN	-5.38	-6.23
比率 ②/ ①	リブ位置	98kN	1.01	0.96
		280kN	0.98	0.95
	リブ間	98kN	1.01	0.96
		280kN	0.98	1.00

底鋼板応力度と同様に、コンクリートのモデル条件の差異は 5%以内である。載荷荷重が 280kN のケースではコンクリートに発生する応力も実橋の供用条件の床版と比較してもかなり大きなレベルとなっているが、本検討で設定した程度のコンクリート特性の差異はコンクリート上縁応力度の応力算出に対してもほとんど影響が生じないと言える。

2) ずれ止め（スタッド）の特性

表 4.3-5 に示すようにケース②とケース④では、コンクリート特性と連動してスタッドのバネ定数も変えている。鋼とコンクリート間の結合条件として接触を考慮する場合は、供用後にある程度時間が経過した実橋と変形挙動がより近いと想定されたため実験に基づく非線形バネを考慮している。解析においては、コンクリート特性とスタッドのバネ定数の二つのパラメーターを同時に変えているためそれぞれの影響についての考察を正確に行なうことはできないが、解析結果から発生応力度の差異は 5%以内であることからすればスタッドのバネ定数の相対変位に基づく剛性低下の影響は採用した荷重条件下においてはあまり大きくないものと推察される。

なお、解析ケース①と②では鋼とコンクリートの結合条件を剛結としているため、スタッドのばね定数は考慮していない。

3) 底鋼板部材とコンクリートの結合条件

底鋼板パネルの構造を考慮して、底鋼板部材とコンクリートの結合条件の相違による影響を着目位置における底鋼板の橋軸方向応力度に着目して算出した。その結果を表 4.3-8 および図 4.3-7 に示す。

表 4.3-8 底鋼板応力度算出結果

載荷荷重	着目位置	コンクリート	A剛結 N/mm ²	B接触 N/mm ²	比率 B/A
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	11.37	8.64	0.76
		弾塑性	11.68	8.65	0.74
	リブ間	弾性	10.70	5.97	0.56
		弾塑性	11.20	6.02	0.54
荷重② P=280kN N	リブ位置	弾性	32.48	24.68	0.76
		弾塑性	32.55	25.08	0.77
	リブ間	弾性	30.57	17.06	0.56
		弾塑性	31.09	17.13	0.55

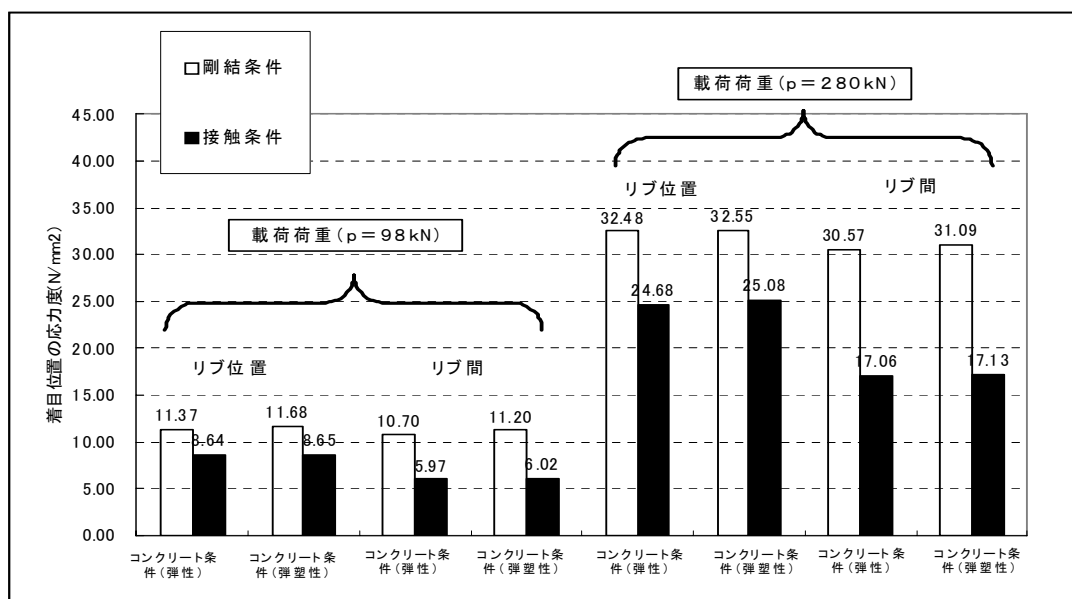


図 4.3-7 底鋼板応力度算出結果の比較

解析結果より、底鋼板の発生応力は、底鋼板とコンクリートの結合条件は接触のみを考慮するよりも剛結とした方が、底鋼板の補剛リブとの位置関係や載荷荷重の大小にかかわらず大きく算出される。また、補剛リブ間の方が補剛リブ位置での計算結果より剛結と接触の条件による底鋼板応力の乖離が大きい。これは、補剛リブ位置ではコンクリートと底鋼板の相対移動が補剛リブによって拘束されるため底鋼板とコンクリートを接触条件としても相対移動が小さくなっていることが関係していると考えられる。

このように、底鋼板の応力に着目する場合には底鋼板とコンクリートを剛結した方が安全側の評価となるが、補剛構造など床版構造によって条件の差が計算応力に及ぼす影響が

変化するため、着目位置や載荷条件との関係、底鋼板と一体となった補剛構造と床版コンクリートの拘束条件を考慮して設計に用いる計算応力を適切に見込む必要があると考えられる。

同様に、底鋼板応力度算出と同じ状態で、同じ位置のコンクリート上縁応力度について比較した。その結果を表 4.3-9 および図 4.3-8 に示す。

表 4.3-9 コンクリート上縁応力度算出結果

載荷荷重	着目位置	コンクリート	剛結 N/mm ²	接触 N/mm ²
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	-1.96	-3.39
		弾塑性	-1.98	-3.25
	リブ間	弾性	-1.93	-2.18
		弾塑性	-1.94	-2.09
荷重② P=280kN	リブ位置	弾性	-5.60	-9.69
		弾塑性	-5.47	-9.24
	リブ間	弾性	-5.51	-6.23
		弾塑性	-5.38	-6.23
②/①	リブ位置	弾性	2.86	2.86
		弾塑性	2.76	2.84
	リブ間	弾性	2.85	2.86
		弾塑性	2.77	2.98

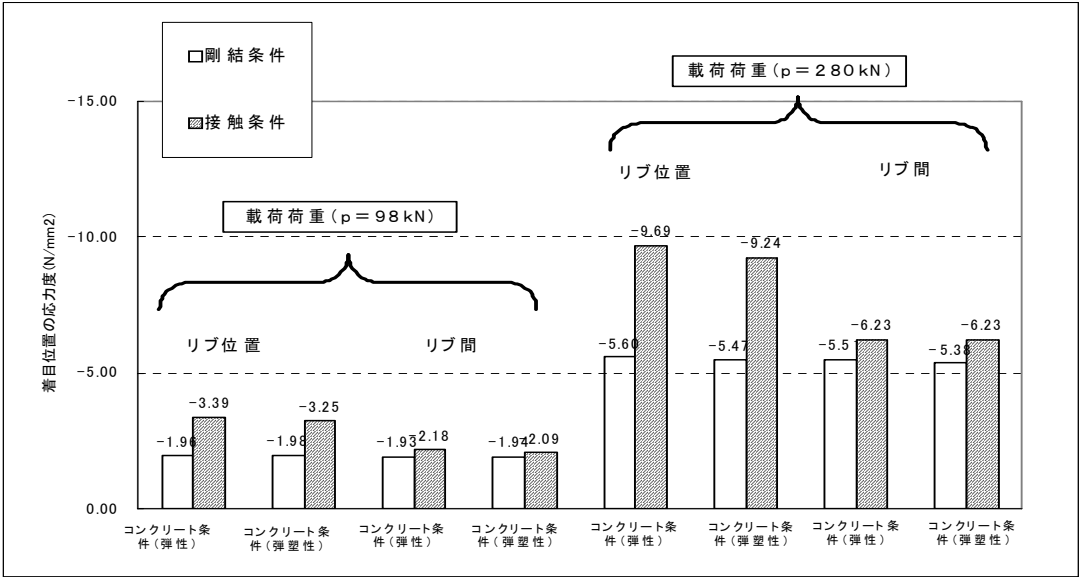


図 4.3-8 コンクリート上縁応力度算出結果の比較

この解析では、底鋼板応力度とは逆に、底鋼板とコンクリートの結合条件を剛結とするよりも接触のみを考慮した方が、底鋼板の補剛リブとの位置関係や載荷荷重の大小にかかわらず、コンクリート上縁に発生する応力は大きく算出される。また、補剛リブ間よりも補剛リブ位置での計算結果の方が剛結と接触の条件による底鋼板応力の乖離が大きい。この傾向も底鋼板の応力度とは逆の傾向である。

これらは、底鋼板と補剛リブがコンクリートとより一体となって挙動する部位では底鋼板側の剛性が相対的に高くなり中立軸が下方に下がる関係で、底鋼板に大きな応力が負担される一方でコンクリート上縁の発生応力が小さくなり、逆に底鋼板側のコンクリートとの拘束が弱い場合には底鋼板側の負担が下がる一方でコンクリート上縁側の応力が大きくなるものと考えられる。

このように、本検討の条件では影響は小さいものの、底鋼板の応力に着目する場合には底鋼板とコンクリートを剛結した方が安全側の評価となるが、コンクリート上縁の応力に着目する場合には、底鋼板とコンクリートを接触条件とした方が安全側の評価となる。また、これらの程度や傾向は、底鋼板と一体となった補剛構造による床版コンクリートの拘束条件など床版構造によっても計算応力に及ぼす影響が変化する結果となっている。

以上のことから、鋼コンクリート合成床版の応力の算出にあたっては、着目部位の計算応力に対する載荷荷重位置、底鋼板と一体となった補剛構造と床版コンクリートの拘束条件の相違やその影響の程度を考慮して、それらの条件を適切に見込む必要がある。

5) 載荷荷重の条件

底鋼板パネルの構造を考慮して、各種条件を変えて底鋼板の橋軸方向応力度に着目して載荷荷重の大きさに対する感度を比較した結果および参考としてそれらに該当する実験値を表 4.3-10 に示す。実験値の応力度は、荷重①に対しては移動輪荷重走行試験の初期の段階における 98kN 換算値を、また荷重②に対しては 24 万回走行終了時点において 280kN を静的に載荷した時の測定値をそれぞれ示す。

表 4.3-10 底鋼板応力度と載荷荷重の関係

載荷荷重	着目位置	コンクリート	剛結 N/mm ²	接触 N/mm ²
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	-1.96	-3.39
		弾塑性	-1.98	-3.25
	リブ間	弾性	-1.93	-2.18
		弾塑性	-1.94	-2.09
荷重② P=280kN	リブ位置	弾性	-5.60	-9.69
		弾塑性	-5.47	-9.24
	リブ間	弾性	-5.51	-6.23
		弾塑性	-5.38	-6.23
②/①	リブ位置	弾性	2.86	2.86
		弾塑性	2.76	2.84
	リブ間	弾性	2.85	2.86
		弾塑性	2.77	2.98

解析結果によれば、本検討で考慮した底鋼板とコンクリートの結合条件やコンクリート特性、着目位置などの条件によらず、底鋼板の計算応力の載荷荷重の相違に対する変化率（感度）はほぼ同じであった。また、リブ間における実験値との比較においては、接触を考慮した解析結果と比較的良く一致している。

同様に、底鋼板応力度算出と同じ状態で、同じ位置のコンクリート上縁応力度について比較した。表 4.3-11 に結果の一覧を示す。

表 4.3-11 コンクリート上縁応力度と載荷荷重の関係

載荷荷重	着目位置	コンクリート	剛結 N/mm ²	接触 N/mm ²
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	11.37	8.64
		弾塑性	11.68	8.65
	リブ間	弾性	10.70	5.97
		弾塑性	11.20	6.02
荷重② P=280kN	リブ位置	弾性	32.48	24.68
		弾塑性	32.55	25.08
	リブ間	弾性	30.57	17.06
		弾塑性	31.09	17.13
②/①	リブ位置	弾性	2.86	2.86
		弾塑性	2.79	2.90
	リブ間	弾性	2.86	2.86
		弾塑性	2.78	2.85

底鋼板応力度同様に、底鋼板とコンクリートの結合条件やコンクリート特性、着目位置などの条件によらず、コンクリート上縁応力度の計算応力の載荷荷重の相違に対する変化率（感度）はほぼ同じであった。

このように、ある程度以上板厚が確保されており、現行設計基準を満足する設計が行なわれる鋼コンクリート合成床版であれば底鋼板やコンクリート上縁の応力を算出する場合には、実橋で載荷が想定される最大級の荷重条件までは、着目する部位に応じて設定されるその他のモデル化の条件に対して解析上載荷する荷重の大きさによって結果の傾向が大きく影響を受けることはあまりないと考えられる。

なお一般には、弾性解析では載荷荷重の増加に比例して算出する応力度も増加するが、弾塑性解析では荷重増分以上に応力度が増加することが予測されるが、本検討ではその影響は明確でない。

4.4 モデル化レベルの相違の影響についての検討

4.4.1 検討概要

詳細に3次元でモデル化を行ったFEM解析に対して、比較的簡易なモデル化による解析を行った場合に、鋼コンクリート合成床版の計算応力等の解析結果にどのような影響が生じるのかについて検討を実施した。ここでは、3種類のモデル化レベルに対して検討を行っている。対象とする床版は4.3項の検討対象と同じである。

4.4.2 平面要素および立体要素を用いた弾性解析

鋼コンクリート合成床版を、合成構造や複合構造で実績のある鋼板を平面要素（シェル要素）、コンクリートを立体要素（ソリッド要素）としてモデル化する場合（以下、平面・立体組合せモデル）について検討を行う。この解析では底鋼板とコンクリートを剛結した場合と、底鋼板のスタッド位置とコンクリートの変位を拘束することで、擬似的にスタッドによるずれ止めを考慮した結合条件の2ケースを比較した。解析モデルを図4.4-1に示す。

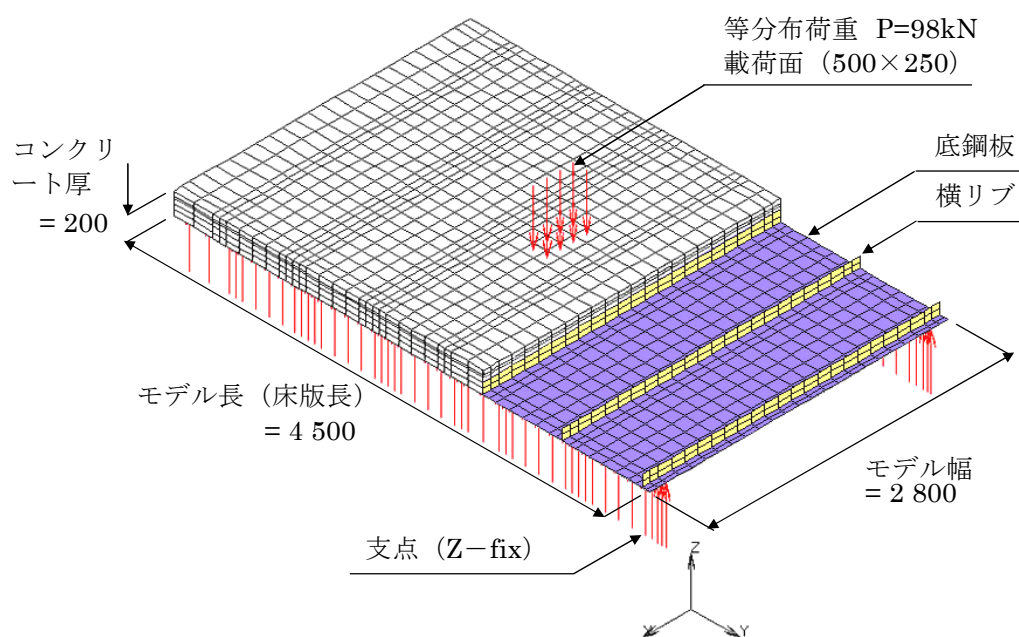


図 4.4-1 解析モデル（平面・立体組合せモデル）

解析結果を、4.3の検討に用いた詳細モデルによる結果と比較する。表4.4-1、図4.4-2に底鋼板応力度の算出結果を示す。

表 4.4-1 底鋼板応力度の比較

載荷荷重	着目位置	コンクリート	平面・立体組合せ		詳細解析	
			拘束 A	剛結 B	剛結 A	接触 B
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	7.31	12.39	11.37	8.64
		弾塑性			11.68	8.65
	リブ間	弾性	7.53	11.57	10.70	5.97
		弾塑性			11.20	6.02

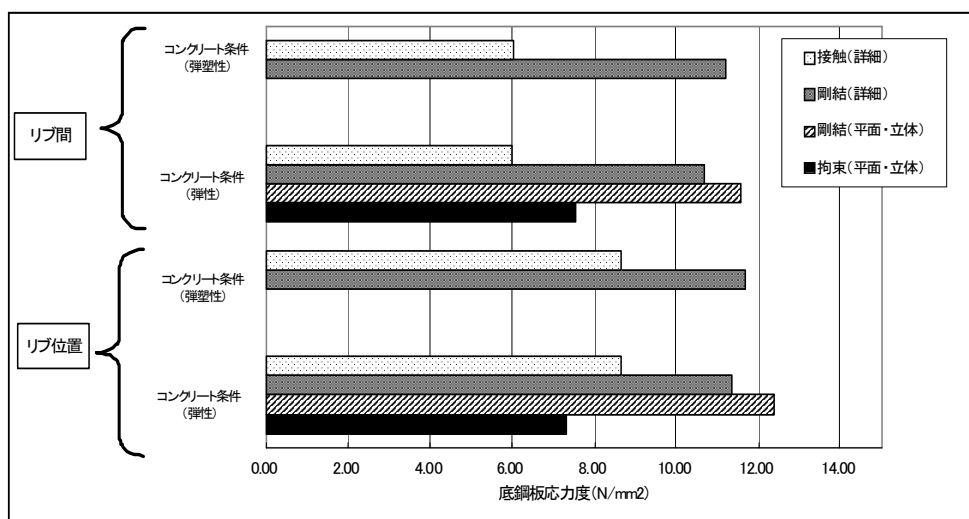


図 4.4-2 底鋼板応力度の比較

本検討で用いた平面・立体組合せモデルでは、底鋼板応力度については、底鋼板とコンクリートを剛結した条件では図 4.3-2 に示す解析モデル（以下、詳細モデルという）による場合と概ね一致した結果が得られる。一方、底鋼板をスタッド位置でのみ拘束したモデルによる場合は、詳細モデルの接触モデルに近い底鋼板応力が算出され、着目位置によって詳細モデルによる場合との応力の大小関係の傾向が異なる結果となった。同様に、コンクリート上縁応力度を算出比較した結果を表 4.4-2、図 4.4-3 に示す。

表 4.4-2 コンクリート上縁応力度の比較

載荷荷重	着目位置	コンクリート	平面・立体組合せ		詳細解析	
			拘束 A	剛結 B	剛結 C	接触 D
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	-2.43	-2.16	-1.96	-3.39
		弾塑性			-1.98	-3.25
	リブ間	弾性	-2.18	-1.96	-1.93	-2.18
		弾塑性			-1.94	-2.09

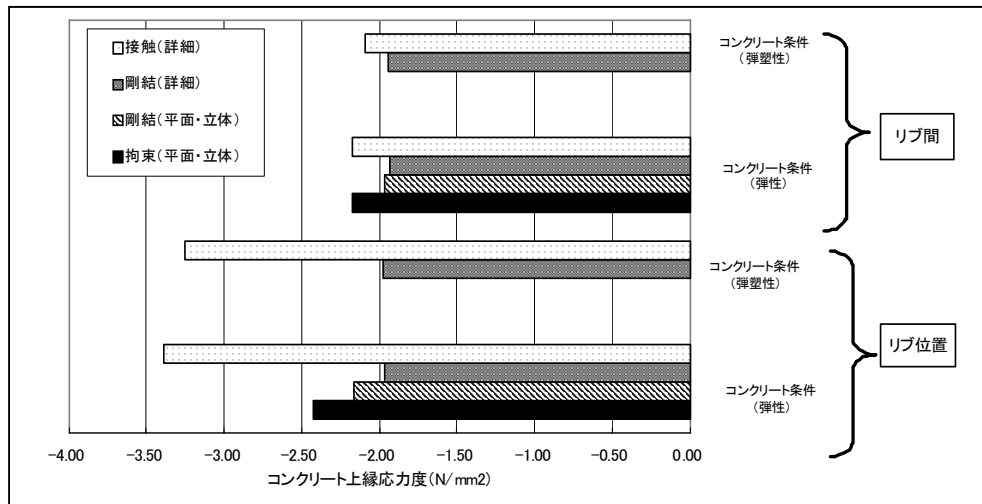


図 4.4-3 コンクリート上縁応力度の比較

コンクリート上縁応力度は、底鋼板応力度と同様に、底鋼板とコンクリートを剛結した条件では詳細モデルによる場合と概ね一致した。また底鋼板をスタッド位置でのみ拘束したモデルの場合、底鋼板応力度と異なり、リブ位置では詳細モデルによる接触条件よりは剛結条件に近い応力が算出された。

以上より、平面立体組合せモデルでも、本検討の条件ではスタッドを擬似的に表現した部分拘束を行うことで床版コンクリートと底鋼板は強く拘束され床版全体としては底鋼板が剛結された場合に近い挙動が得られ、コンクリート上縁部の応力算出にずれ止めの部分的な拘束状態を詳細にモデルに反映することで有意な差は生じていない。

なお、ずれ止めの影響を部分的な拘束条件で表現する場合には、底鋼板の計算応力が一様にならないことに注意が必要である。

4.4.3 立体要素を用いた弾性解析

鋼板、スタッド、コンクリートなど部材を構成する要素に全て立体要素（ソリッド要素）を用いた場合について検討を行った。鋼とコンクリートの結合条件は、剛結またはスタッド頭部のみ剛結した2ケースとした。解析モデルを図4.4-4に示す。

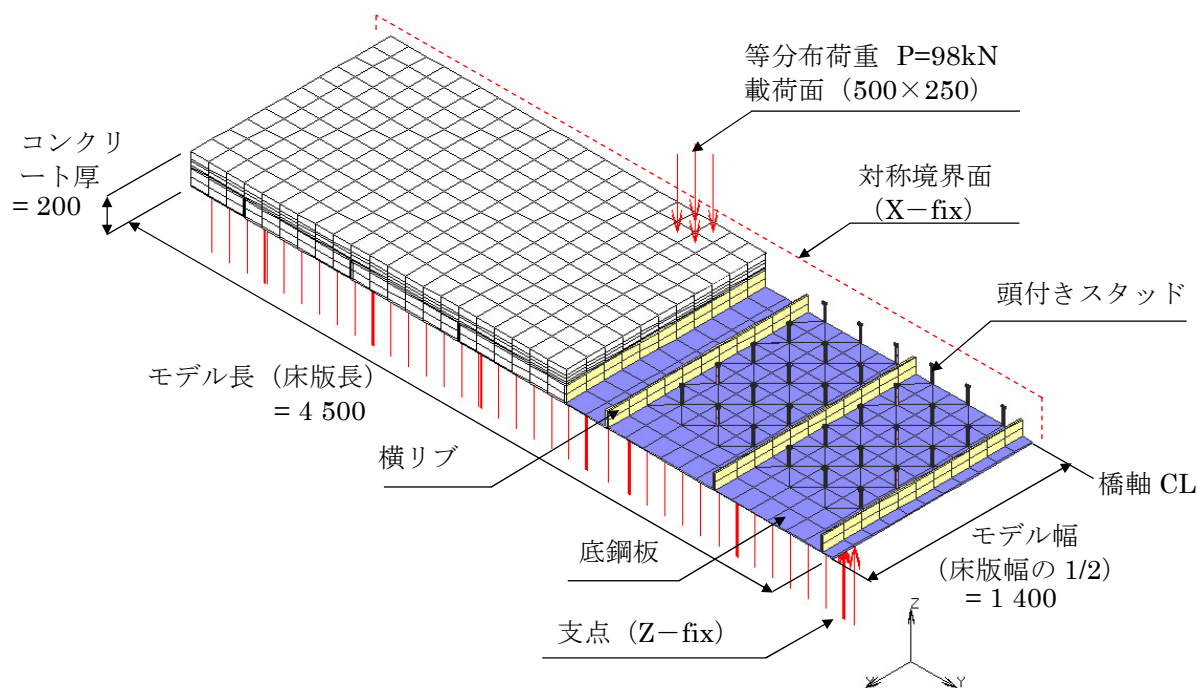


図 4.4-4 解析モデル（1/2 モデル）

解析結果を、4.3 項の検討に用いた詳細モデルによる結果と比較する。表 4.4-3、図 4.4-5 に底鋼板応力度の算出結果を示す。

表 4.4-3 底鋼板応力度の比較

載荷荷重	着目位置	コンクリート	立体要素		詳細解析	
			ずれ止め A	剛結 B	剛結 A	接触 B
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	6.37	12.07	11.37	8.64
		弾塑性			11.68	8.65
	リブ間	弾性	16.66	15.45	10.70	5.97
		弾塑性			11.20	6.02

注) 立体要素のケースの、リブ間の底鋼板応力はスタッド中心を除く軸径範囲の平均値

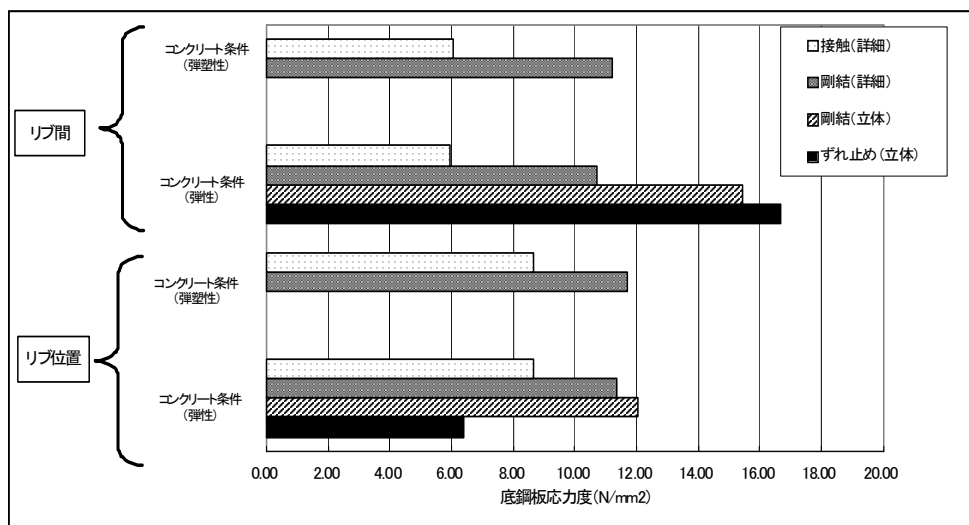


図 4.4-5 底鋼板応力度の比較

本検討で用いた立体要素モデルでは、底鋼板応力度についてリブ位置における剛結条件では詳細モデルに近い応力が算出されるのに対して、スタッド頭部のみ剛結したモデルにおける底鋼板の応力は詳細モデルより小さめの値となった。この傾向は、平面要素および立体要素を用いた弾性解析と同様であり、解析上立体モデルとの有意な差はないものと考えられる。

一方、リブ間では底鋼板とコンクリートを剛結した条件とスタッド頭部のみを剛結した条件でいずれも詳細モデルより大きな応力が算出され、また、平面要素と立体要素を用いた弾性解析との比較においても応力値はかなり大きく、上述とは異なる傾向が見られる。同様に、コンクリート上縁応力度を算出比較した結果を表 4.4-4、図 4.4-6 に示す。

表 4.4-4 コンクリート上縁応力度の比較

載荷荷重	着目位置	コンクリート	立体要素		詳細解析	
			ずれ止め A	剛結 B	剛結 C	接触 D
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	-3.08	-2.10	-1.96	-3.39
		弾塑性			-1.98	-3.25
	リブ間	弾性	-2.45	-2.12	-1.93	-2.18
		弾塑性			-1.94	-2.09

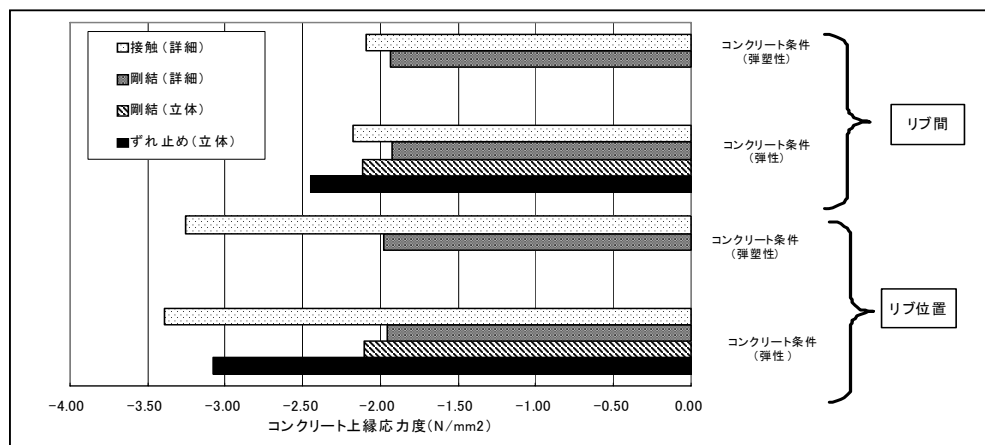


図 4.4-6 コンクリート上縁応力度の比較

コンクリート上縁応力度については、底鋼板応力度と同様に、底鋼板とコンクリートを剛結した条件では詳細モデルによる場合と大きな乖離はない。また、スタッド頭部のみが剛結されたモデルによる場合は、リブ位置およびリブ間において詳細モデルによる接触条件と多少の差はあるものの比較的近い応力が算出された。

以上より、すべて立体要素でモデル化した本検討の条件では、スタッド頭部のみで床版コンクリートとの剛結を行うと、コンクリート上縁応力については詳細モデルと比較的近い解析結果が得られるが、底鋼板応力については詳細モデルとの比較において危険側となることもあり得る。ただし、底鋼板に発生する応力レベルは比較的小さいので定性的な傾向を把握したうえで検討に使用するにあたっては大きな問題はないものと思われる。

4.4.4 骨組と平面要素を組み合わせた弾性解析

ここでは、床版を骨組部材（はり要素）で構成し平面要素（シェル要素）を用いた着目断面を組み合わせたモデルによる解析を行う。これは任意の位置の応力度を比較的簡易なモデル化によって算出することを意図したものである。解析モデルを図 4.4-7 に示す。

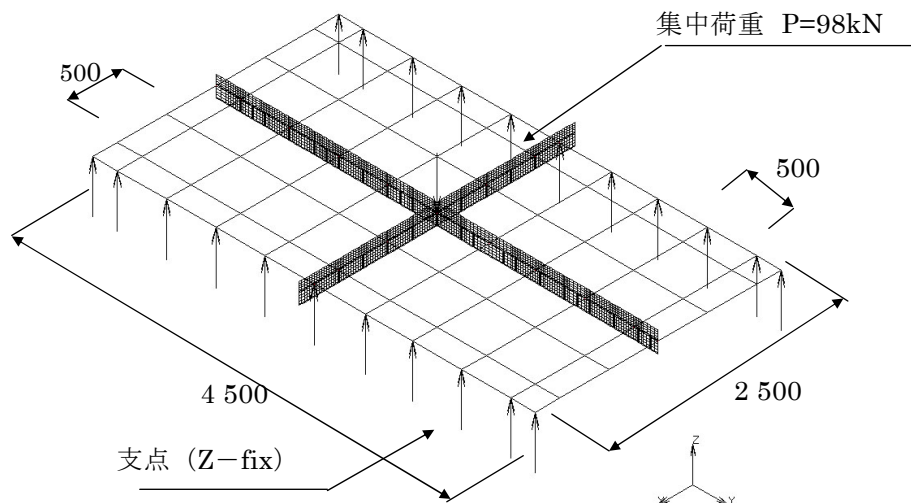


図 4.4-7 解析モデル（1/2 モデル）

解析結果を、4.3 項の検討に用いた詳細モデルによる結果と比較する。表 4.4-5、図 4.4-8 に底鋼板応力度の算出結果を示す。

表 4.4-5 底鋼板応力度算出結果（ $P=98\text{kN}$ ）

載荷荷重	着目位置	コンクリート	骨組・平面モデル (剛結)	詳細解析	
				剛結 A	接触 B
荷重① $P=98\text{kN}$	リブ位置	弾性	6.92	11.37	8.64
		弾塑性		11.68	8.65
	リブ間	弾性	10.32	10.70	5.97
		弾塑性		11.20	6.02

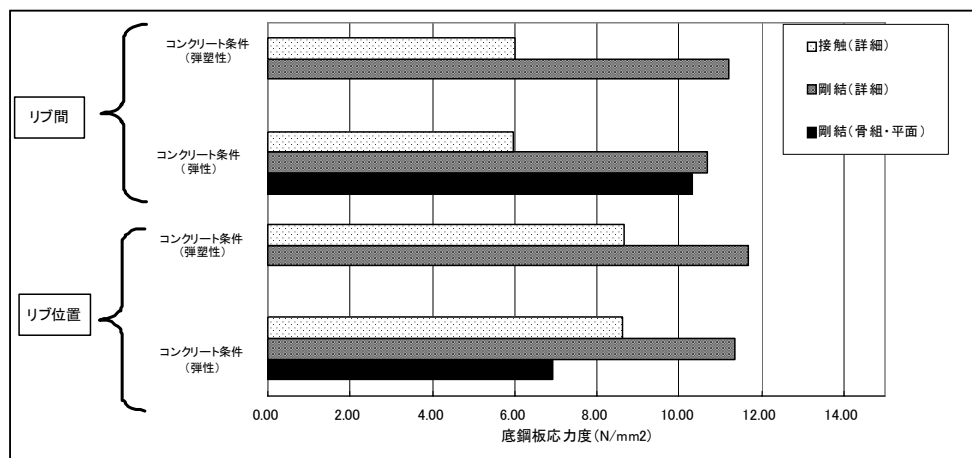


図 4.4-8 底鋼板応力度の比較

本検討で用いた骨組と平面要素モデルの組み合わせによる解析では、底鋼板応力がリブ間では詳細モデルと近いものとなったが、リブ位置では接触モデルのそれを下回る値が算出され、詳細モデルの剛結条件とは乖離が大きい結果となった。理論的には、剛結の結合条件とすることによって底鋼板への応力分担が詳細モデルにおける接触要素を考慮した場合と比較して大きくなるため、本解析条件は底鋼板については応力伝達の機構が十分に評価できていない可能性がある。

同様に、コンクリート上縁応力度を算出比較した結果を表 4.4-6、図 4.4-9 に示す。

表 4.4-6 コンクリート上縁応力度の比較

載荷荷重	着目位置	コンクリート	骨組・平面モデル (剛結)	詳細解析	
				剛結 C	接触 D
荷重① P=98kN	リブ位置	弾性	-1.48	-1.96	-3.39
		弾塑性		-1.98	-3.25
	リブ間	弾性	-2.64	-1.93	-2.18
		弾塑性		-1.94	-2.09

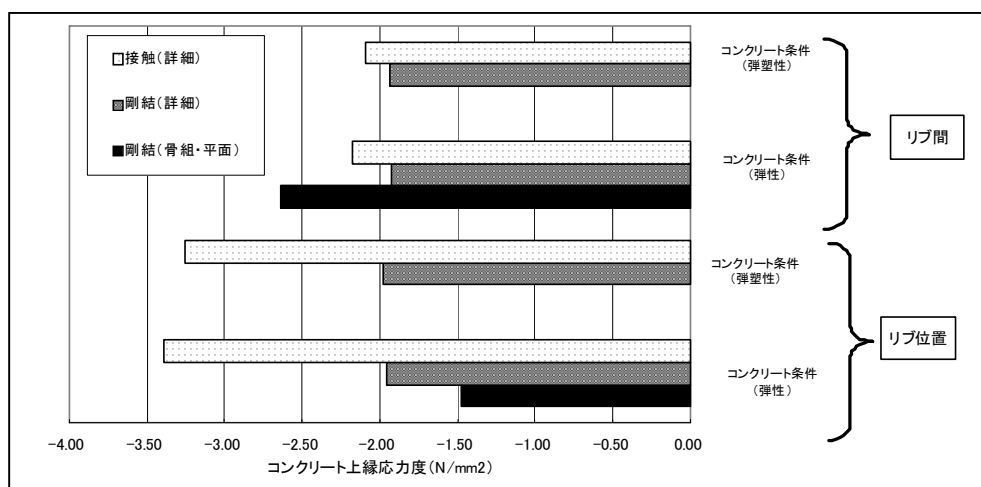


図 4.4-9 コンクリート上縁応力度の比較

コンクリート上縁応力度については、リブ間では詳細モデルに比べて大きな値となり、リブ位置では逆に詳細モデルより小さな応力となった。条件によっては、危険側の評価となるので適用にあたっては注意を要する。

以上より、本検討のように骨組モデルと平面モデルを組み合わせでモデル化した解析は、モデル化の作業が容易であり計算の負荷が小さいことは大きなメリットとなるが、解析結果については危険側の応答値を与えることもあり得るので、特性をよく検討したうえで適用する、あるいは評価の対象を限定することが必要である。

4.4.5 解析検討のまとめ

輪荷重走行試験の試験体を対象として、解析モデル化の水準を変えた場合にそれが計算応力などの結果に及ぼす影響について各種の検討を行なった。本検討で得られた結果をまとめると次のとおりである。

(a)平面要素および立体要素を用いた弾性解析

- ・底鋼板応力について、底鋼板とコンクリートを剛結とした場合は詳細モデルの剛結モデルに、また、底鋼板をスタッド位置でのみ拘束したモデルとした場合も詳細モデルの接触モデルに概ね近い結果となった。
- ・コンクリート上縁応力について、底鋼板とコンクリートを剛結とした場合は詳細モデルの剛結モデルとほぼ同等の、また、底鋼板をスタッド位置でのみ拘束したモデルとした場合、詳細モデルの接触モデルに対してリブ間ではほぼ同等の、またリブ位置では小さな値を示した。

- ・これらの結果より、平面要素および立体要素を用いた弾性解析は、詳細モデルと比べてモデル化が容易であり比較的精度の良い結果が得られるため、部分的に評価には注意を要するものの検討にあたっては有効な手段となり得る。

(b) 立体要素を用いた弾性解析

- ・底鋼板応力について、底鋼板とコンクリートを剛結とした場合は、詳細モデルの剛結モデルと比較してリブ間では大きく、リブ位置ではほぼ同等の値となった。また、ずれ止めの評価としてスタッドの頭部のみ拘束したモデルでは詳細モデルの接触モデルと比較してリブ間では大きく、リブ位置では小さな値となった。
- ・コンクリートの上縁応力について、底鋼板とコンクリートを剛結とした場合は詳細モデルの剛結モデルにほぼ同等の、またずれ止めの評価としてスタッドの頭部のみ拘束したモデルでは詳細モデルの接触モデルと概ね近い結果となった。
- ・これらの結果より、立体要素を用いた弾性解析は、詳細モデルと比較してコンクリート上縁応力に着目する場合は概ね同等の結果が算出されるが、底鋼板応力については境界条件によってはばらつきが大きくなるので、評価にあたっては注意が必要である。

(c) 骨組と平面要素を組み合わせた弾性解析

- ・底鋼板応力について、リブ間では詳細モデルの剛結モデルとほぼ同等の、またリブ位置では小さな値となった。
- ・コンクリート上縁応力について、リブ間では詳細モデルの剛結モデルより大きく、またリブ位置では逆に小さな値となった。
- ・これらの結果より、骨組と平面要素を組み合わせた弾性解析は、詳細モデルの剛結モデルと比較してリブ間の底鋼板応力を除いてばらつきが大きい結果となったので、評価にあたっては注意が必要である。

以上のように底鋼板に発生する応力度を安全側に評価するという視点からは、鋼とコンクリートの結合条件は結果の評価に大きな影響を及ぼすことがわかった。その他、コンクリートの材料特性については弾性と弾塑性とする場合では有意な差が生じないこと、また、照査荷重として与えた 1 組の輪荷重として 98kN と 280kN ではその変形挙動において底鋼板やコンクリート上縁応力に着目した場合、接触要素を考慮することの影響はあまり生じていないことなどが確認できた。

4.5 鋼コンクリート合成床版の応力状態の算出

4.5.1 概要

鋼コンクリート合成床版は、鉄筋やP C鋼材のみが配置されたコンクリート系の床版と異なって、底面に鋼板が種々の形式のずれ止めで床版コンクリートと一体化されていること、鉄筋以外のさまざまな形式の鋼材が床版コンクリート内部に配置される場合が多いことが特徴である。そのため自動車荷重の载荷によって生じる床版各部の応力などの応答を求める場合、着目している応答に対して、適切に解析モデルの条件やモデル化の水準を選択する必要がある、前節までで条件等の差異が解析結果に及ぼす影響について試算を行って考察した。

ここでは、輪荷重走行試験によって床版コンクリートの内部でひびわれが生じるなど破壊により近い状態までの挙動が得られている鋼コンクリート合成床版の実験供試体を対象に、前節の検討を踏まえた比較的詳細なモデル化を行い解析を行った。

本検討で比較対象とした床版供試体の構造の概要と輪荷重走行試験後に切断した供試体の断面を図 4.5-1 に示す。

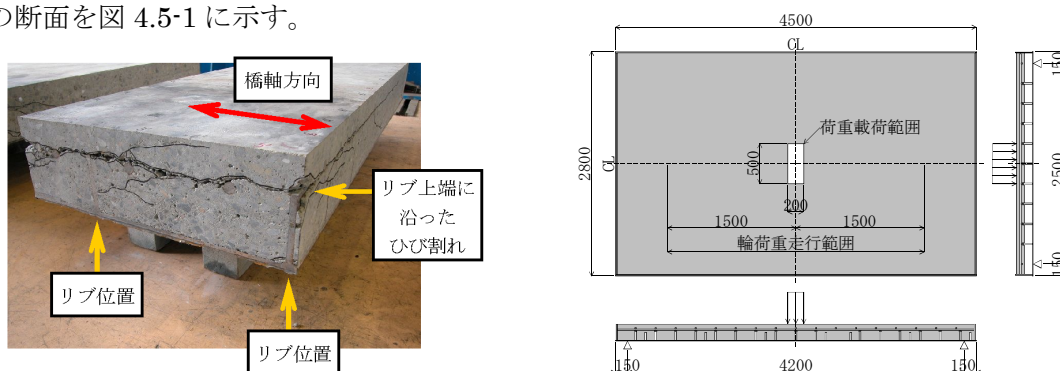


図 4.5-1 水平ひび割れとせん断により生じる局所的な応力

図 4.5-2 に解析モデルの概要を示す。

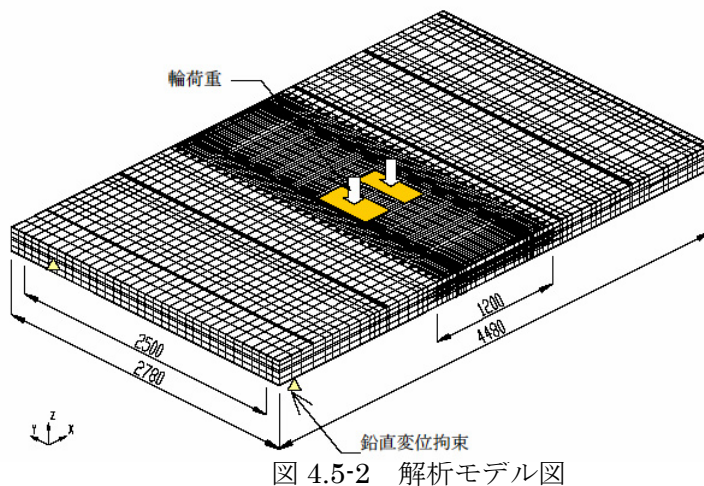


図 4.5-2 解析モデル図

鋼-コンクリート間の結合は、剛結と接触の両方の条件で試算を行った。図 4.5-3 に剛結と接触の各条件でリブのほぼ直上に輪荷重（98kN）が載荷された同状態の試算結果を示す。

剛結モデルでは圧縮応力ベクトルが載荷点を中心に放射状に広がっているのに対して、接触モデルでは引張応力が支配的であり、リブ天端位置において橋軸方向にベクトルの方向が傾いている。これは剛結モデルではリブとコンクリートが一体に挙動したのに比べ、接触モデルではリブとコンクリートが離れる方向に抵抗しないため載荷位置でリブがコンクリートの支点となったような挙動になったものと考えられる。

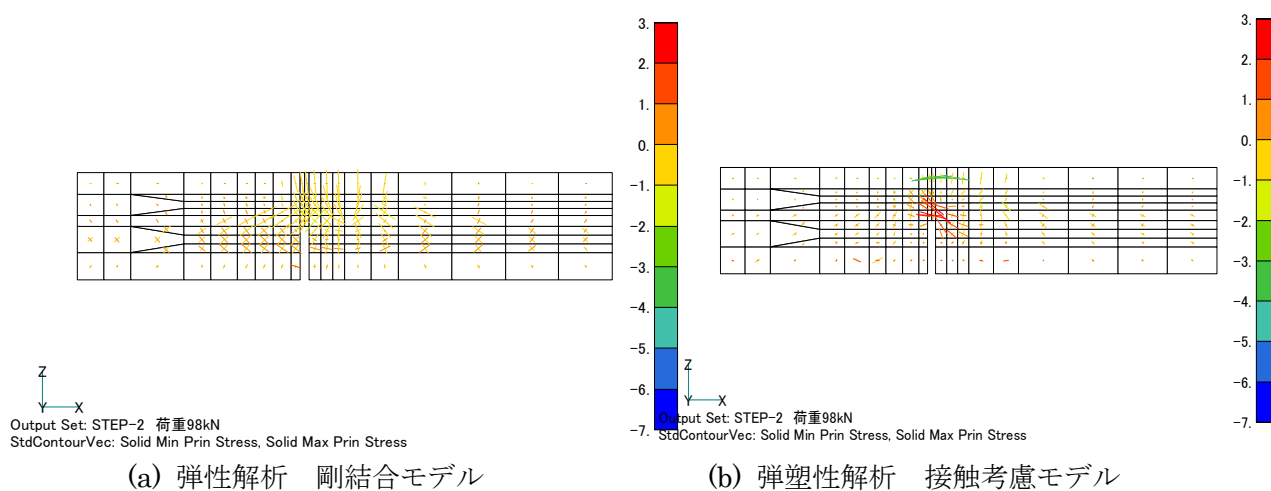


図 4.5-3 主応力ベクトル図

鋼コンクリート合成床版ではずれ止めによって機械的に結合されている部位以外では鋼部材とコンクリートの付着が積極的にとられてはいない。したがって長期的には応力履歴や変形によって一般部における両者の付着は失われる可能性が高く、剛結モデルによるリブ周辺の内部応力の算出結果はこの点からは過少評価となる危険性があることがわかる。

よって本節の検討では全て接触を考慮したモデルによる解析を基本とする。

4.5.2 解析方法

ここでは載荷位置を変えた場合に床版コンクリート内部の補剛リブ周りの局部応力が解析的にどのように評価されるかについて検討した。

解析モデルは、4.3 の検討と同様である。解析ケースを表 4.5-1 に示す。

表 4.5-1 解析ケース

比較対象モデル	弾塑性／200mm	弾性／200mm	弾塑性／160mm	弾性／160mm
床版厚	200mm	200mm	160mm	160mm
解析方法	弾塑性解析	弾性解析	弾塑性解析	弾性解析
載荷荷重	280KN	280KN	280KN	280KN
鋼-コンクリート結合条件	接触考慮	接触考慮	接触考慮	接触考慮

コンクリートの材料特性については、弾性、弾塑性、床版厚については 200mm、160mm のそれぞれについて実施した。なお本解析については材料非線形／線形が内部の応力振幅に与える影響を比較するため、載荷荷重については 280KN とした。

荷重載荷位置は、図 4.5-5 に示した○印のリブに着目して STEP-A～H の 8 カ所について 280kN を載荷した。

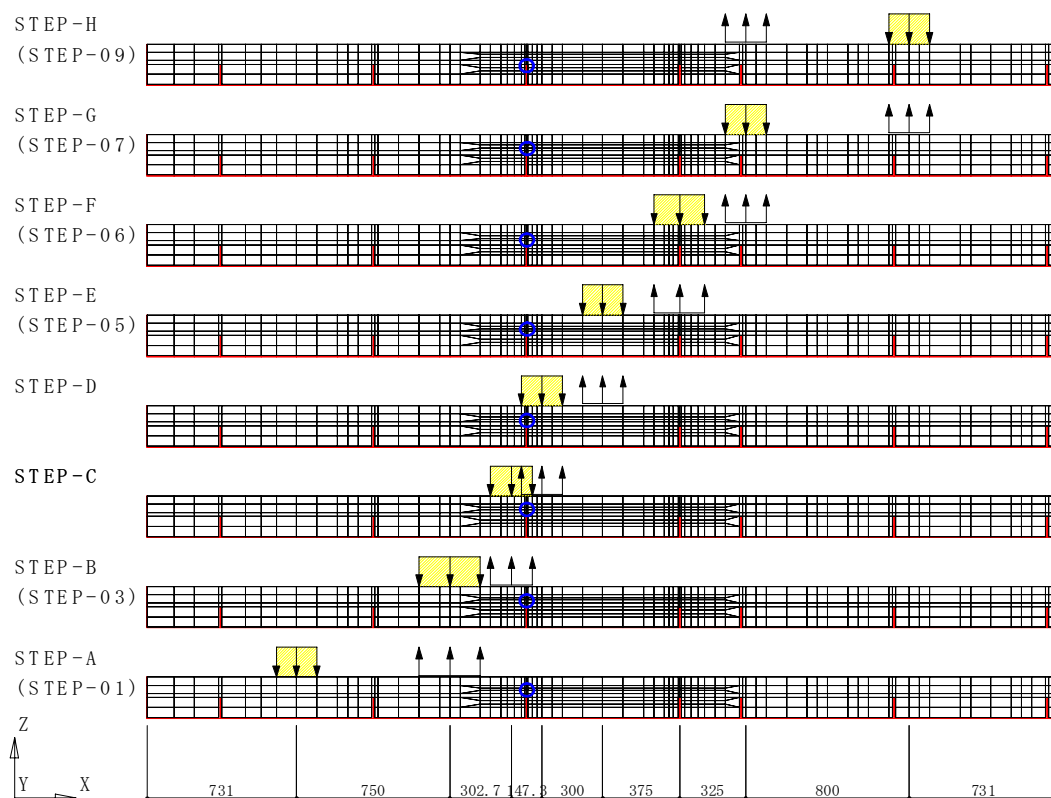


図 4.5-4 載荷ステップ図

4.5.3 解析結果

着目したリブ直上位置での応力状態が、载荷位置の変化に対してどのような傾向で変化するかについて比較した。以下に結果を示す。

a) リブ直上位置応力振幅 —せん断応力—

载荷位置毎の計算応力の比較から移動による応力変化は精度よく把握出来ているものと考えられる。ただしリブ位置近傍では载荷位置がずれると着目位置によっては（本ケースではリブ直上）発生応力が大きく異なることから、疲労耐久性の評価に用いる応力等の算出にあたっては床版内部のリブ配置など構造の特性に応じて適切に载荷位置を設定する必要がある。（図 4.5-5）

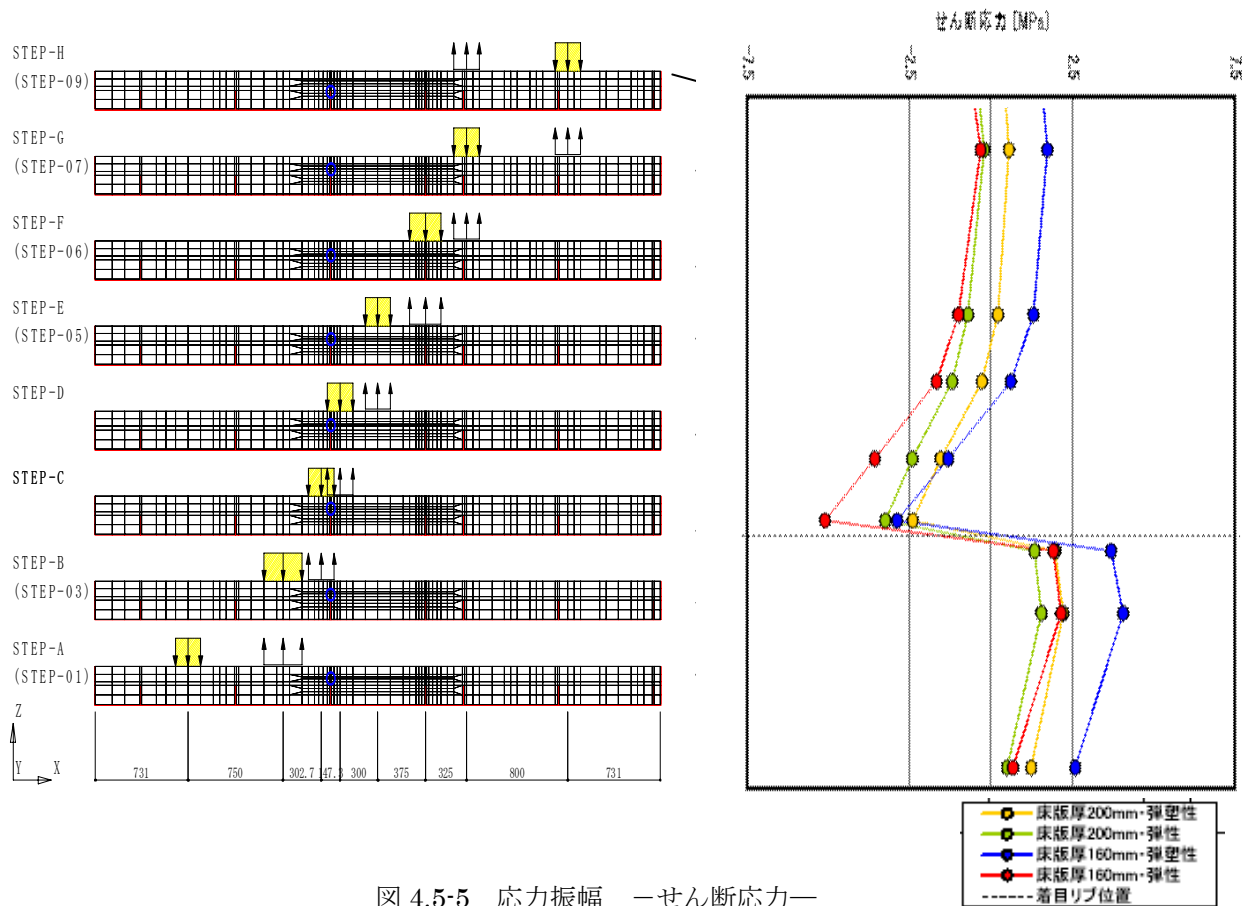


図 4.5-5 応力振幅 —せん断応力—

b) リブ直上位置応力振幅 —橋軸方向応力—

載荷位置毎の計算応力の比較から移動による応力変化は精度よく把握出来ているものと考えられる。ただしせん断応力同様に、リブ位置近傍では載荷位置がずれると着目位置によっては（本ケースではリブ直上）発生応力が大きく異なることから、疲労耐久性の評価に用いる応力等の算出にあたっては床版内部のリブ配置など構造の特性に応じて適切に載荷位置を設定する必要がある。（図 4.5-6）

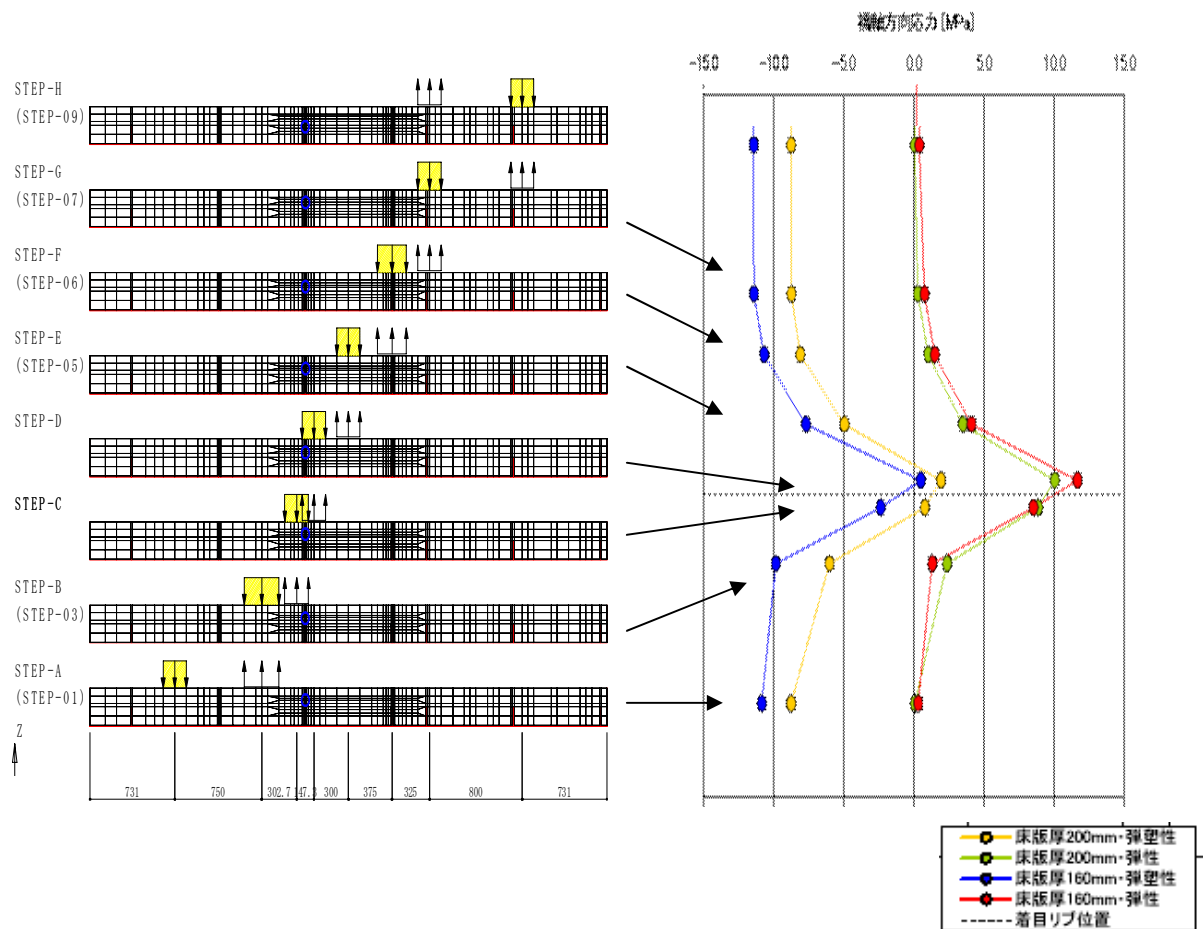


図 4.5-6 応力振幅 —橋軸方向応力—

c) リブ直上位置応力振幅 —鉛直方向応力—

載荷位置毎の計算応力の比較から移動による応力変化は精度よく把握出来ているものと考えられる。ただしせん断応力、橋軸方向応力同様に、リブ位置近傍では載荷位置がずれると着目位置によっては（本ケースではリブ直上）発生応力が大きく異なることから、疲労耐久性の評価に用いる応力等の算出にあたっては床版内部のリブ配置など構造の特性に応じて適切に載荷位置を設定する必要がある。（図 4.5-7）

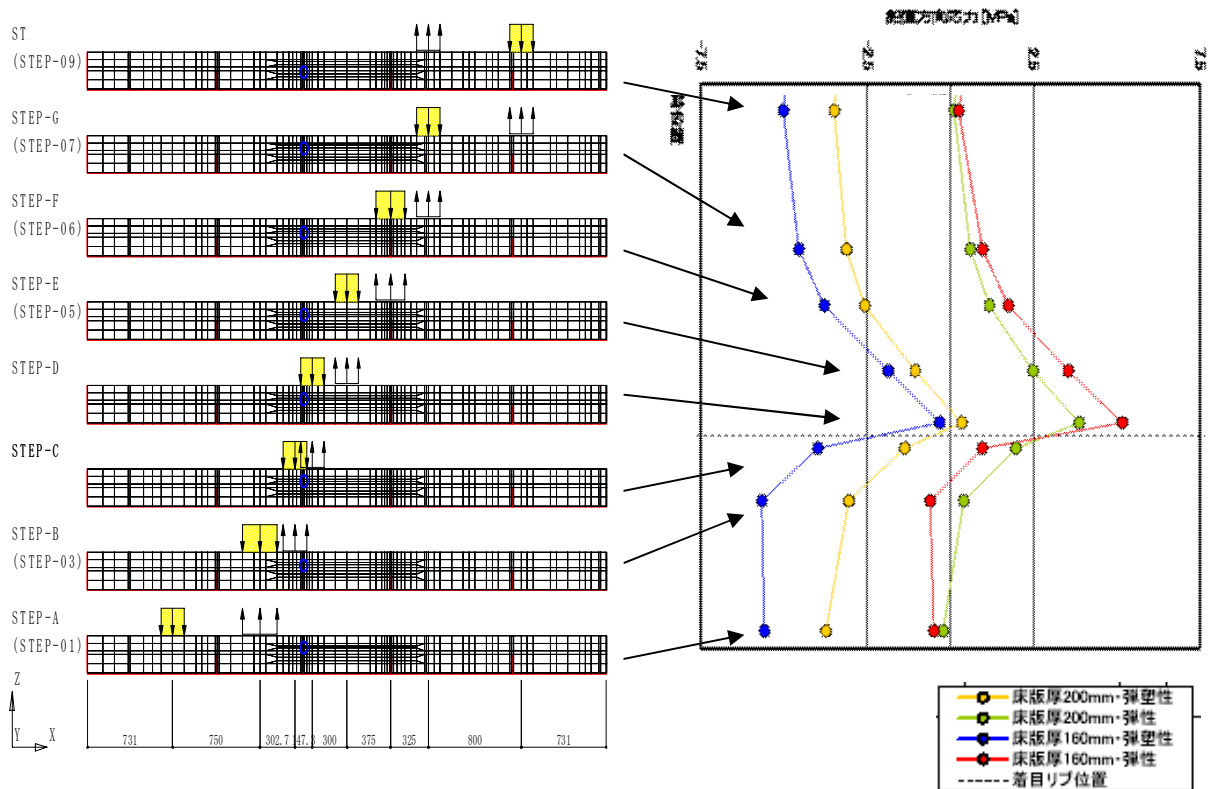


図 4.5-7 応力振幅 —鉛直方向応力—

以上のように、適切な解析モデルを構築することで、載荷位置の変化に伴って大きく変化する鋼コンクリート合成床版の床版内部の各部の応力状態とその変化をある程度詳細に評価することができるものと考えられる。特に解析的に床版内部の応力状態から疲労耐久性を評価する場合には、応力等の状態の変化の最大値を確実に把握する必要があるため解析モデルの構築と載荷位置の設定にあたっては構造の特性に応じて適切なモデルとなるように慎重な配慮が必要である。

本検討において評価された各解析ケースの応力変化の最大・最小の値を表 4.5-2 に示す。

せん断応力、鉛直方向応力については弾塑性解析よりも弾性解析の方が応力振幅が大きく算出され、橋軸方向応力ではその逆の傾向となっている。これは、弾塑性解析についてはコンクリートの塑性化に伴い引張応力の絶対値が弾性解析ほど大きく算出されないことによるものと考えられる。また引張応力による材料の塑性化の影響で、中立軸位置が下がるなど構造系の変化の相違が影響しているものと考えられる。

表 4.5-2 解析ケース別 応力振幅比較 : Mpa

	弾塑性／200mm			弾性／200mm			弾塑性／160mm			弾性／160mm		
	MAX	MIN	振幅	MAX	MIN	振幅	MAX	MIN	振幅	MAX	MIN	振幅
せん断応力	1.4	-2.4	3.9	1.3	-3.2	4.5	3.4	-3.0	6.4	2.4	-4.7	7.1
橋軸方向応力	3.7	-7.9	11.6	10.0	0.1	9.9	2.9	-12.2	15.1	13.2	0.5	12.7
鉛直方向応力	0.4	-3.0	3.4	3.7	-0.6	4.3	-0.4	-5.8	5.4	5.1	-1.2	6.7

表 4.5-3～表 4.5-5 に載荷位置毎のせん断応力分布図、橋軸方向応力分布図、鉛直方向応力分布図の詳細を示す。

せん断応力については、弾性解析と弾塑性解析では載荷位置の相違による応力分布の傾向に大きな差異はない。ただしリブ直上載荷時の最大応力の大きさとその範囲は弾性解析でやや大きくなっている。

橋軸方向応力と鉛直方向応力についても、弾性解析と弾塑性解析の応力分布の傾向は概ね近似しているが、リブ直上直近の極狭い領域で弾性解析と弾塑性解析で応力の正負が逆転する場合があります材料特性のモデル化の相違の影響が現れたものと考えられる。

以上より、コンクリートの内部応力の状態や変化にはモデル化手法による相違が現れるためその影響を考慮して適切なモデル化を行う必要があるが、本検討においてはその差は小さくなく、評価の着目によっては弾性解析によっても十分である場合も多いと考えられる。ただし、浅い位置にある補強リブの天端など応力集中が著しい部位では弾塑性解析と弾性解析で正負が逆転するなど局所的な応力状態の評価を行う目的で解析する場合には、弾塑性解析によるなど、実現象がより忠実に表現できる手法によることが必要である場合もある。

表 4.5-3 ②-②断面 せん断応力 τ_{zx} [MPa] : +圧縮 -引張

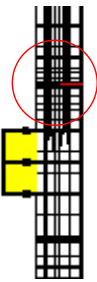
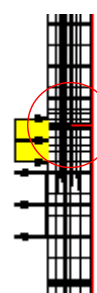
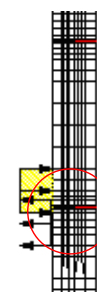
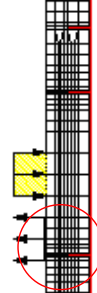
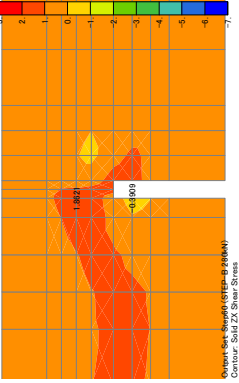
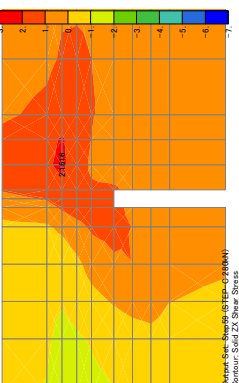
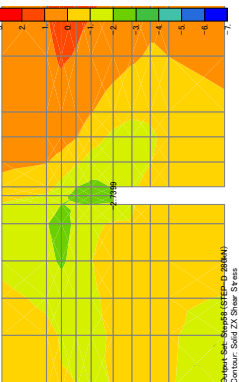
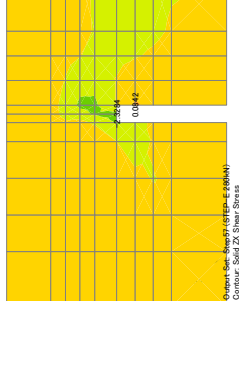
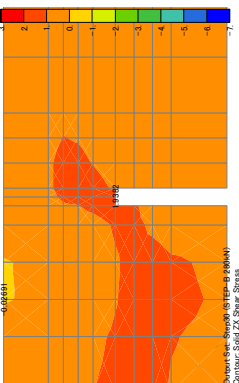
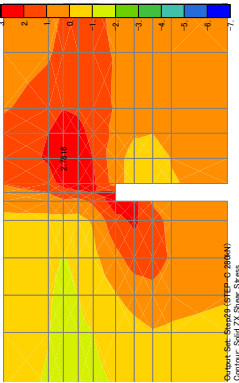
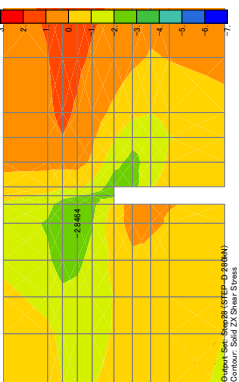
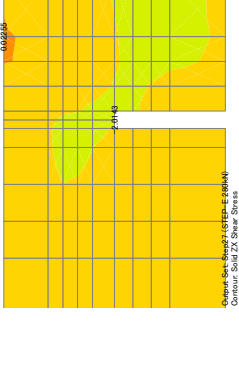
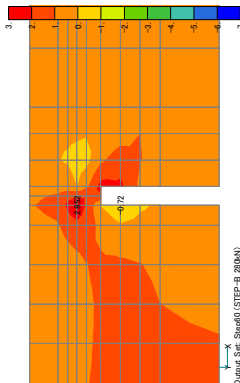
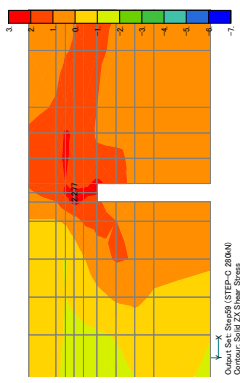
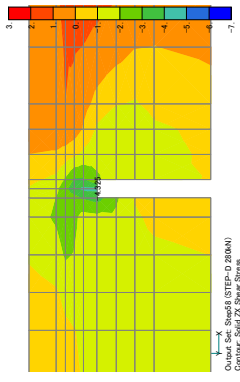
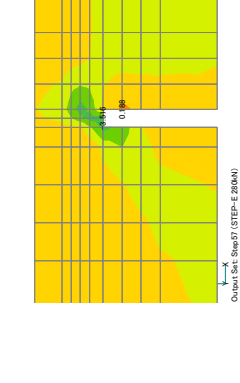
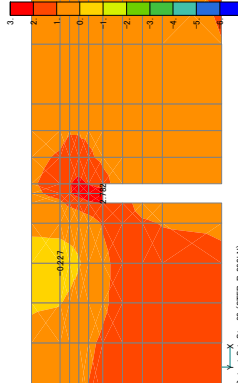
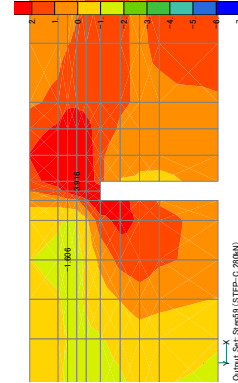
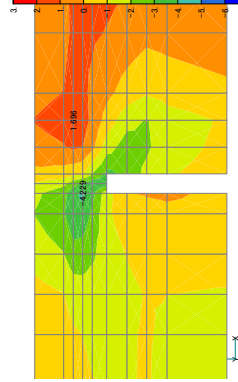
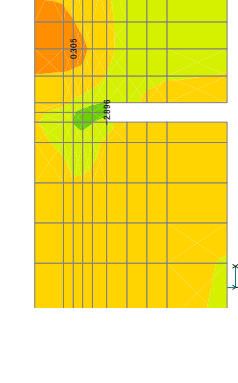
	STEP-B	STEP-C	STEP-D	STEP-E
荷重				
弾塑性床版厚 20 cm	 Output Set: Step05 (STEP-B 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-C 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-D 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step07 (STEP-E 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress
弾性床版厚 20 cm	 Output Set: Step05 (STEP-B 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-C 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-D 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step07 (STEP-E 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress
弾塑性床版厚 16 cm	 Output Set: Step05 (STEP-B 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-C 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-D 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step07 (STEP-E 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress
弾性床版厚 16 cm	 Output Set: Step05 (STEP-B 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-C 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step05 (STEP-D 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress	 Output Set: Step07 (STEP-E 20kN) Contour: Solid Zx Shear Stress

表 4.5-4 ②-②断面 橋軸方向応力 σ_x [MPa] : +圧縮 -引張

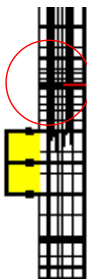
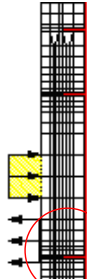
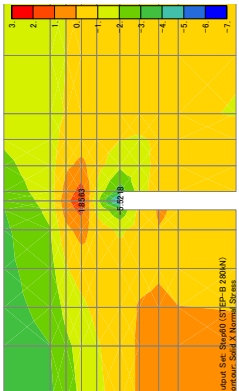
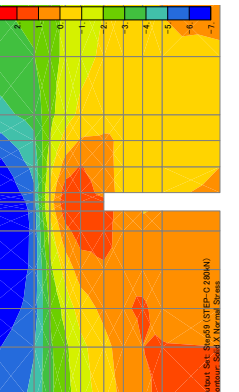
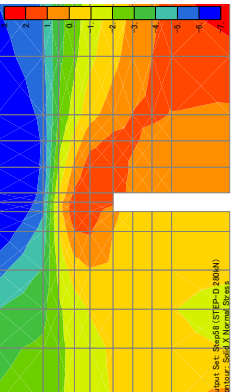
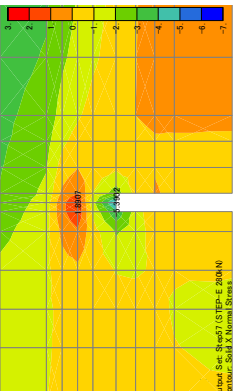
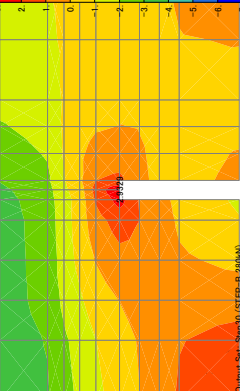
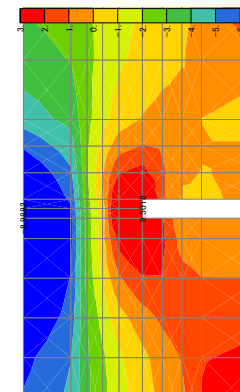
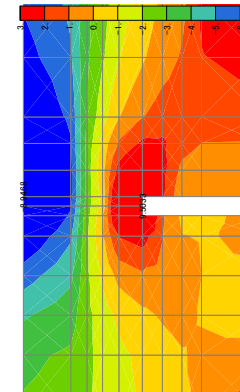
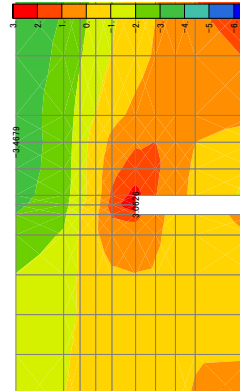
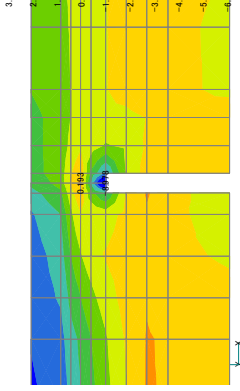
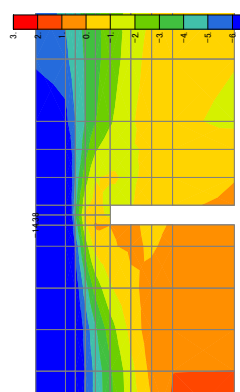
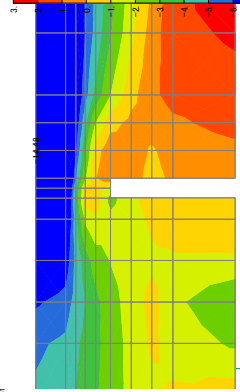
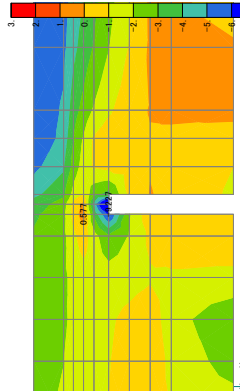
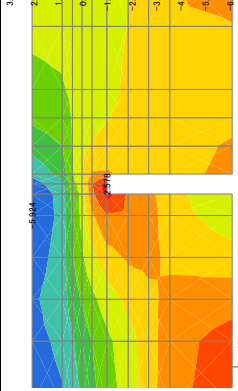
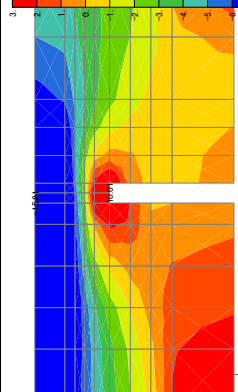
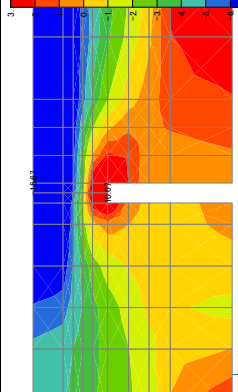
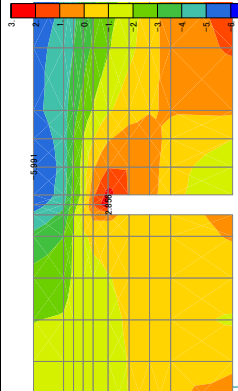
	STEP-B	STEP-C	STEP-D	STEP-E
荷重				
弾塑性床版厚 20 cm				
弾性床版厚 20 cm				
弾塑性床版厚 16 cm				
弾性床版厚 16 cm				

表 4.5-5 ②-②断面 鉛直方向応力 σ_z [MPa] : +圧縮 -引張

	STEP-B	STEP-C	STEP-D	STEP-E
荷重				
弾塑性床版厚 20 cm				
弾性床版厚 20 cm				
弾塑性床版厚 16 cm				
弾性床版厚 16 cm				

4.6 2次元 FEM 解析による解析事例

4.6.1 概要

数値解析モデルによる構造物の応力状態などの評価を行う場合、ある程度までは実構造物をできるだけ忠実にモデル化に反映させることが精度の向上には寄与する。一方、3次元モデルによって詳細な FEM 解析を実施することは構造物の規模や複雑さなどの形式によってはモデル化作業などの解析労力や計算機的能力による制約が生じることも多い。ここでは内部鋼材が複雑に配置されている鋼コンクリート合成床版について汎用性が高く3次元モデルに比べて制約が少ない2次元のモデルの FEM 解析による応力評価方法について検討する。

ここではコンクリート要素と鋼材要素の境界の取り扱い方について着目し、鋼材とコンクリートの境界節点を剛結したモデルと両者の境界節点で接触機能を定義したモデルとの比較を行った。解析対象は、土木研究所にて輪荷重走行試験を行った孔あきジベルタイプの鋼コンクリート合成床版とした。

4.6.2 解析の対象

輪荷重走行試験に用いた供試体の構造諸元を以下に示す。

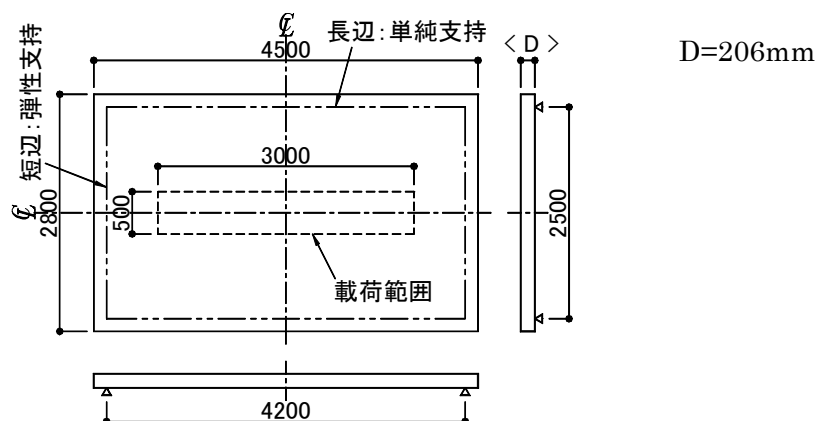


図 4.6-1 試験供試体

この床版は、階段載荷による輪荷重走行試験では最大荷重 392kN まで破壊に至っていない。しかし、試験終了後に供試体を切断したところ、リブの頂部を起点とする水平ひび割れが発生していることがわかっている（写真 4.6-1）。



写真 4.6-1 床版断面のひび割れ

4.6.3 解析モデル

本解析では、床版（3次元）を梁（2次元）に置き換えて解析する手法を適用する。この手法の概要を手順①～手順③に示す。

<手順①> 版モデル（3次元）での線形FEM解析の実施

解析対象の床版の3次元線形FEMモデルを作成する。

床版支間中央に移動輪荷重の最大載荷荷重に相当する荷重 $P_1 (=392\text{kN})$ を $200\text{mm} \times 500\text{mm}$ の領域に載荷して線形解析を実施する。

なお、輪荷重の移動は橋軸方向に荷重載荷位置を変化させることで表現する。検討対象の床版寸法は図 4.6-1 に示す。

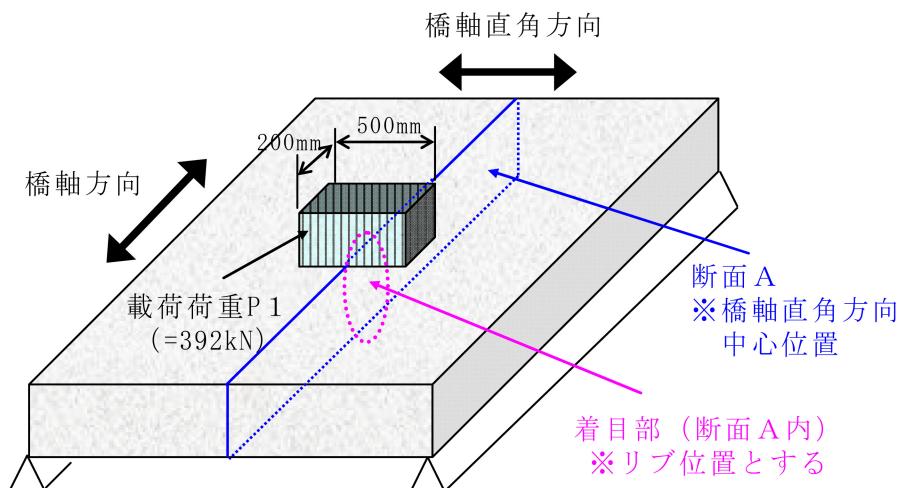


図4.6-2 3次元モデル(線形FEM解析モデル)

<手順②> 着目部の断面力の算出

手順①の FEM 解析結果から、橋軸方向に関する着目部の曲げモーメントおよびせん断力を算出する。なお、曲げモーメントは版の断面 A 内において平面保持が成り立つも

のと仮定し、床版上下面の橋軸方向の軸応力から、次式により算出する。

$$M = \sigma \cdot I / y \quad \cdots (\text{式 4.5-1})$$

ここに、 M ：橋軸方向曲げモーメント

σ ：橋軸方向の軸応力（床版上下面の平均値）

I ：版の断面剛性

y ：床版厚/2

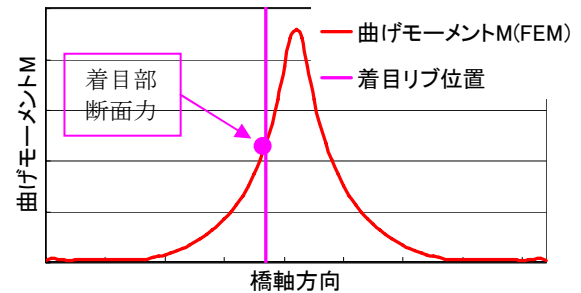
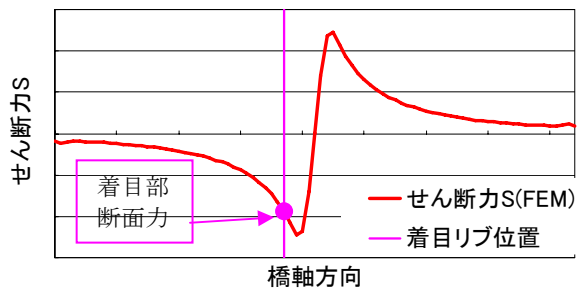


図4.6-3 断面A内の橋軸方向せん断力分布

図4.6-4 断面A内の橋軸方向曲げモーメント分布

<手順③> 梁モデル（2次元）のモデル化と非線形 FEM 解析の実施

断面 A を 2 次元梁モデル（平面ひずみモデル）でモデル化し、着目部の断面力が手順②で算出した断面力と一致するように、図 4.6-5 に示す分布荷重 $P2$ と支間 L を決定する。

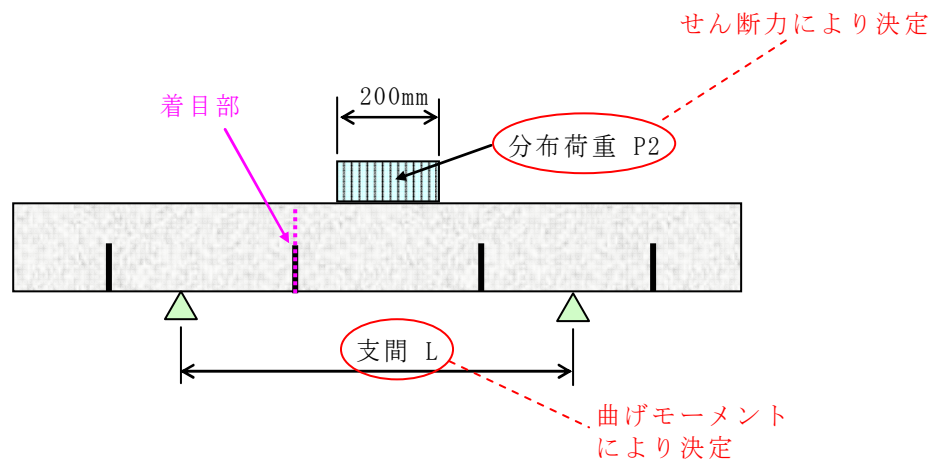


図4.6-5 2次元梁モデル（非線形FEMモデル）

4.6.4 解析パラメータおよび解析ケース

本解析では、載荷荷重ケースとして図 4.5-11 に示す、リブ近傍に最大の応力が発生すると考えられるリブ上に載荷分布端が載るようにした。

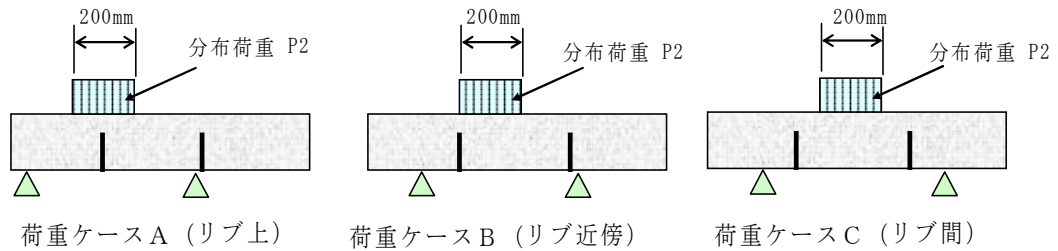


図4.6-6 載荷荷重ケース

前節で述べた手法によりモデル化した、梁モデルの構造寸法 L 、分布荷重 $P2$ はそれぞれ以下になる。

$$L=855\text{mm}, \quad P2=2.35\text{N/mm}$$

解析モデルは、コンクリート、鉄筋および鋼板部材で構成される。次の条件で非線形 FEM 解析のモデル化を行った。

- ・ 解析ソフト：Marc2005r3
- ・ 要素種類：鋼板およびコンクリート
 - ⇒ 4 節点平面一次要素（平面ひずみを適用）
- 鉄筋
 - ⇒ 2 次元梁要素
- ・ 材料構成則：鋼板および鉄筋
 - ⇒ Von-Mises 弾塑性材料（図 4.6-7）
- コンクリート
 - ⇒ Von-Mises 弾塑性材料（引張軟化考慮）（図 4.6-8）

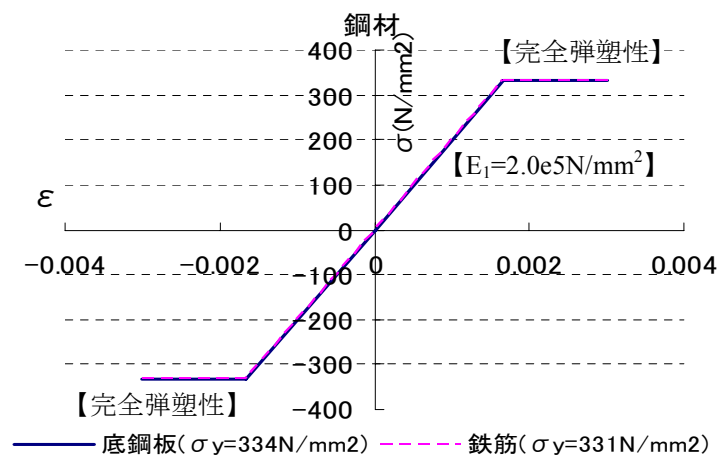


図4.6-7 鋼材に適用した構成則

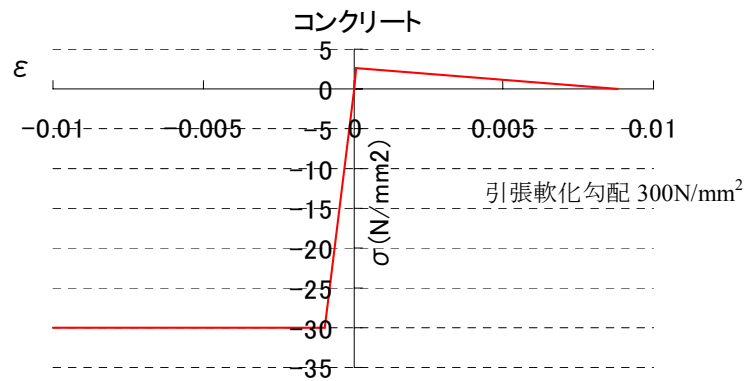


図4.6-8 コンクリートに適用した構成則

コンクリート要素と鋼材要素の境界の取り扱い方については、以下の2タイプを設定した。(図 4.6-9)

タイプ X：鉄筋とコンクリートの境界節点は剛結、底鋼板とコンクリートの境界は接触機能を定義（接触機能：定義された二つの要素を互いに貫通することではなく、要素境界面において両者を引き離す方向には無抵抗であるが、押し付ける方向に対しては抵抗する。）

タイプ Y：鉄筋、コンクリート、底鋼板すべての境界節点を剛結（コンクリートと鋼材のずれは生じない。）

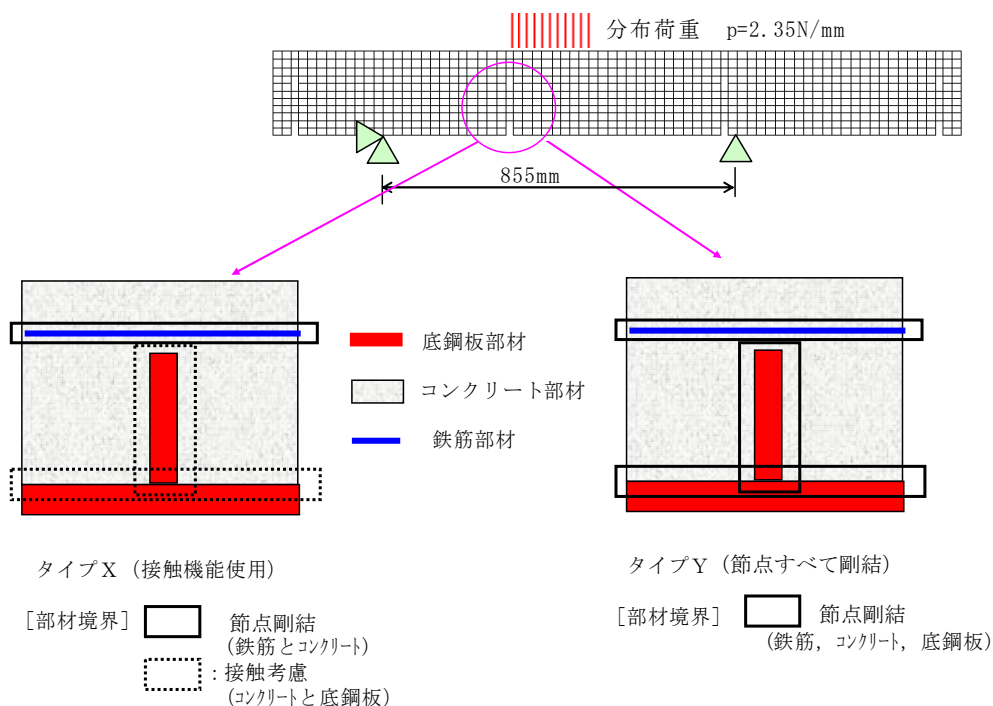


図4.6-9 接触機能検証モデル

4.6.5 解析結果

解析結果を図4.6-10に示す。

節点をすべて剛結したタイプY（剛結モデル）では、底鋼板側が引張応力、コンクリート上面側が圧縮となり、リブ頂部付近においても応力は一様に圧縮を示している。

リブなしの単純梁が支間中央に荷重を受ける場合に予想される応力分布と同様の応力状態を示しており、リブ頂部でひび割れを生じさせる応力状態となっていない。

これに対し、接触機能を使用したタイプXではタイプYにおいて圧縮領域となっていたリブ頂部付近で引張領域が発生していることが分かる。

このようにリブとコンクリートのモデルの節点の結合条件によって解析結果が異なるためモデル化にあたっては着目する内容に応じて適切なモデルによる必要がある。

なお、2次元モデルでは着目断面については3次元モデルとも整合させてある程度の精度で応力等を算出できるといえるが、それ以外の各部の応力等は評価できないため3章で提案したような床版全体の疲労耐久性を解析によって定量的に評価する手法にはそのままでは用いることができないことに注意が必要である。

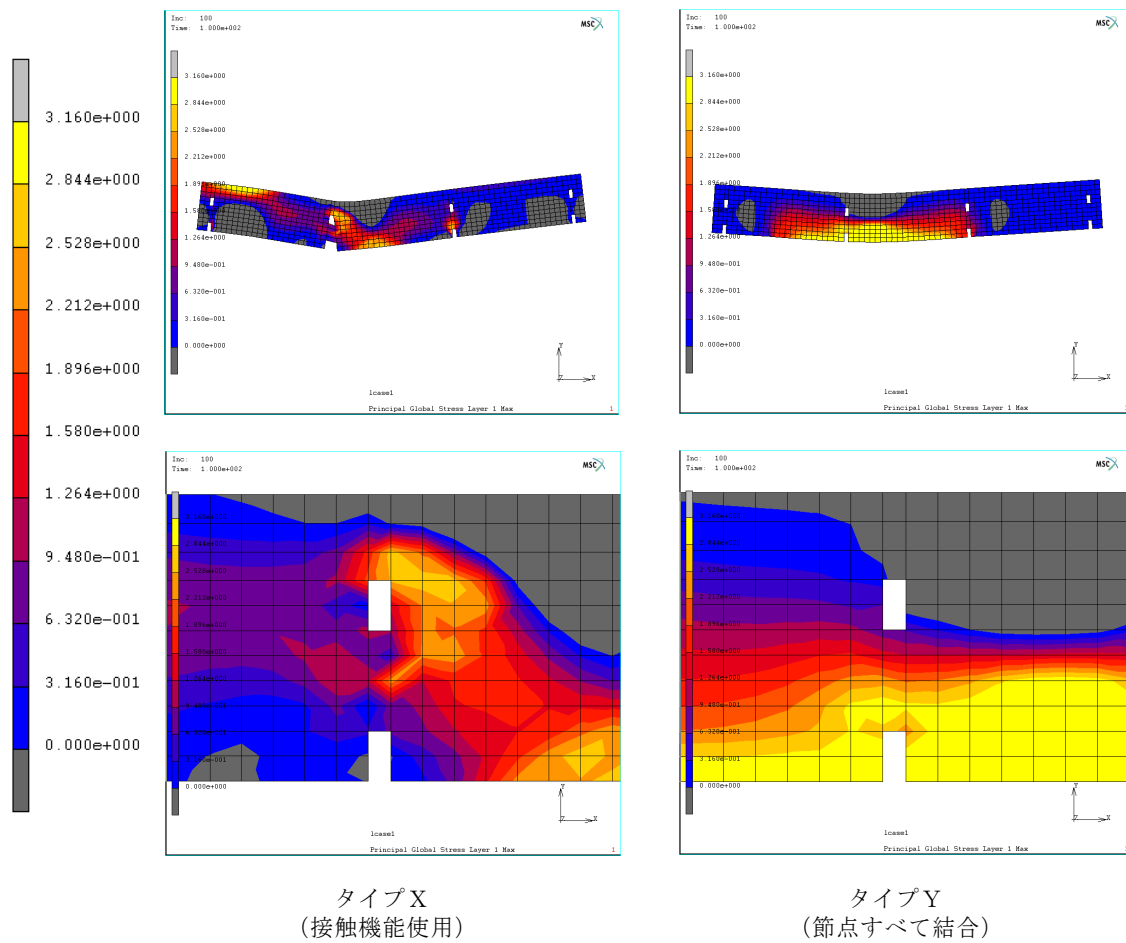


図4.6-10 最大主応力のコンター図

4.7 総括

4.7.1 モデル化に関するまとめ

4章では、移動荷重を受ける鋼コンクリート合成床版の各部応力を算出する解析手法について検討した。

はじめに、鋼コンクリート合成床版のモデル化については、コンクリートのモデル化、鉄筋のモデル化、鋼板のモデル化、ずれ止めのモデル化、鋼部材とコンクリートの結合のモデル化、それぞれについて既往の研究で用いられている事例をレビューした。また、着目部位を限定した2次元モデルによる解析手法の事例を示した。つぎに、モデル化の違いや載荷位置が床版の各部応力度に与える影響を検討した。最後に、実験で破壊した鋼コンクリート合成床版の解析事例を示した。

4章で得られた知見から、鋼コンクリート合成床版のコンクリートの疲労評価においては、鋼材によるコンクリートの不連続性や鉄筋とは異なる付着性状となる鋼材とコンクリートとの境界部の影響を適切に考慮できる解析モデルによって床版を構成する鋼部材や床版コンクリート、ずれ止め等の各部の応力状態をある程度精度よくかつ効率的に求めることが重要であり、経済性や精度も考慮した場合、現状において有力な手法は次のようなものと考えられる。

- ①コンクリートはソリッド要素とし、材料の非線形性は考慮せず、ひび割れの発生、進展の影響は3章で示した疲労被害則を用いて評価する。また鉄筋についてはトラス要素または梁要素とし、コンクリートと鉄筋との結合は埋め込み要素または節点剛結とする。
- ②鋼板はシェル要素またはソリッド要素とし、シェル要素を用いる場合は鋼板の板厚分の断面欠損をコンクリート要素に考慮する。鋼板とコンクリートとの結合は、両者の境界部付近の応力集中を評価できること、ならびにずれ止めによる合成作用を適切に評価するためにも接触を考慮することが良いと考えられる。
- ③頭つきスタッドについてはコンクリートの応力度を算出する場合はバネ要素または梁要素を用いれば良く、スタッド基部の鋼材について疲労照査する場合には別途ソリッド要素を用いたモデルで検討を行うことが望ましい。
- ④荷重の載荷位置と移動間隔については、補強リブ等の床版内部に配置される鋼材と荷重との位置関係を考慮して応力振幅が過小に評価されないように事前に検討する必要がある。

なお、本報告書の範囲では以上の手法を用いた場合の、疲労損傷過程を解析的に求めてその影響をモデル化の違いとの関係で検証するまでには至っていないが、3，4章の検討からは載荷荷重が極端に大きくならない範囲においてはこの手法で概ね適切な評価が可能であると考えられる。

4.7.2 鋼コンクリート合成床版の応力算出における課題

3章で示した解析手法によりコンクリート系床版の統一的な概念での疲労耐久性の評価の可能性が示された中、4章では鋼コンクリート合成床版の構造上の特殊性を考慮した場合の解析におけるモデル化の留意点や解析結果に与える影響を中心に検討した。

これは、コンクリート要素の疲労と鋼部材の疲労を個別に照査し、どちらも耐久性基準を満足すれば床版としても疲労耐久性があるという仮定に基づいた設計概念による設計法の確立の一環として、採用例が増えつつある鋼コンクリート合成床版などの多様なコンクリート系の床版に対して疲労耐久性を実験のみによらず解析的にも定量的に検証できる手法を確立する意図で実施したものである。

その結果、鋼コンクリート合成床版の場合、例えばコンクリート内部に配置された鋼部材のエッジ近傍における応力の集中や鋼部材とコンクリートの付着切れに伴う影響等、鉄筋コンクリート床版にはないような応答値の敏感さがあるため解析結果の評価にあたっては注意を要することが明らかとなった。

一方で、本章に示すように解析の対象とする形式を適切にモデル化するとともに、解析値と実験結果の整合を図る等検証の精度を向上させる措置を講ずることによって弾性挙動範囲内の応力状態はある程度の信頼性をもって解析的に評価できることが示された。

しかし鋼コンクリート合成床版の場合、輪荷重走行試験でも破壊までに至った例が少なく、現在のところ実橋の条件における疲労耐久性を解析や実験結果との対比から検証した事例もない。したがって、鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性について解析的に評価を行う場合には、少なくとも一定水準以上の精度で各部位の応力状態を評価できる解析手法によって行うとともに耐久性の基準となる対照床版との相対比較による確認も行うなど慎重に行う必要がある。

本研究ではできるだけ適切かつ合理的に多様な鋼コンクリート合成床版の応力状態を算出できるよう解析手法の相違による結果への影響について試算により考察を試みたが検証ケースは限られている。

解析的に鋼コンクリート合成床版の各部位の応力状態を算出して設計に反映させる場合にはさらに解決すべき検討課題には次のようなものがある。

- ①本研究で対象としなかったずれ止め形式では、その力学的特性、設計思想、力の伝達機構などを明確にするとともに、モデル化にあたっては実験による補足を行なう等別途その妥当性を検証する必要がある。
- ②本研究では比較的簡易な構造の補強鋼材とずれ止めからなる床版で検討を行ったが、複雑な形状や機構の鋼材が配置される場合では、その影響によりコンクリート要素の応力状態や種々の解析条件の相違による影響の程度が大きく異なることも考えられるので細部構造をモデル化に反映するとともにその妥当性を検証する必要がある。

③鋼部材とコンクリートとの接触面における境界条件のモデル化の違いで、コンクリート内部応力が比較的大きく影響を受けることが判明した。また、作用荷重の大きさによってもこの境界条件のモデル化の影響が変化する。このため検討しようとする床版の条件に応じて、疲労耐久性の評価に用いる荷重の大きさやモデル化の方法を適切に設定する必要がある。

【4 章 参考文献】

- 1) 街道浩，渡辺滉，橘吉宏，松井繁之，堀川都志雄：鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析による疲労耐久性評価，構造工学論文集 Vol. 50A, pp1119-1130, 2004 年 3 月，土木学会
- 2) 平城弘一：「頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究」，大阪大学博士論文，平成 2 年 2 月
- 3) 建設省土木研究所，他：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その 2）－標準試験方法および第 2 回試験報告－，平成 11 年 10 月
- 4) 倉田幸宏・鈴木統・橘吉宏・小林潔・上村明弘：鋼・コンクリート合成床版の解析のモデル化に関する検討、第 5 回床版シンポジウム、平成 18 年 8 月、土木学会

- 1) Chen, W.F.: Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill International Book Company, 1982.
- 2) Chen, W.F. 著，色部誠他監訳：コンクリート構造物の塑性解析，丸善，1985
- 3) Chen, W.F.: Constitutive Equations for Engineering Materials Vol.2, Elsevier, 1994.
- 4) Yamaguchi, E. and Chen, W.F.: Cracking model for finite element analysis of concrete materials, J. Engrg. Mech., ASCE, Vol. 116, No. 6, pp. 1242-1260, 1990.
- 5) 町田（編）町田、丸山、関、檜貝（共著）：鉄筋コンクリート工学、第 4 章 構造解析、オーム社、平成 9 年 8 月
- 6) 平城弘一：「頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究」、大阪大学博士論文、平成 2 年 2 月

5章 まとめ

道路橋のコンクリート系の床版では、交通荷重に対する疲労耐久性を定量的に評価する手法が確立しておらず、現在まで大スケールの移動輪荷重載荷試験による相対的評価や破壊形態を特定した耐荷力からの推定によって疲労耐久性評価が行われてきている。

一方、PC 床版や鋼コンクリート合成床版など多様な床版形式の開発・実用化が進み、実橋の様々な条件下における定量的な疲労耐久性評価法の確立による合理的な設計の実現が強く望まれるようになってきた。

本研究では、コンクリート系の床版の疲労耐久性を荷重作用下における床版各部（床版コンクリート、床版を構成する鋼部材、鋼部材と床版コンクリートの一体化機構）の疲労耐久性から評価することとし、床版コンクリートの損傷過程を数値的に模擬して疲労耐久性を定量的に評価できる手法の開発を行った。加えて各部の疲労耐久性の評価の信頼性向上を意図して、鋼コンクリート合成床版の各部の応力を算出するための解析的手法についてモデル化などの各種要因の影響について評価を行った。

本研究で得られた主な知見は以下の通りである。

①様々な構造形式のコンクリート系の床版の疲労耐久性について、床版コンクリートと鋼部材の結合による両者の一体性の条件が変化しない前提のもとで、床版コンクリートに応力変化と関連づけた疲労損傷則を当てはめることで、床版コンクリートの疲労損傷進展の過程を解析的に模擬して、定量的な評価が行える手法を提案した。

本手法により、一般的な RC 床版、PC 床版、鋼コンクリート合成床版については、対照床版（例えばH 8 道示準抛床版）との疲労耐久性の相対関係を解析的に評価することが可能である。

ただし、絶対的な疲労耐久性の評価については、モデル化の条件によっても異なり今後さらに明らかにしていく必要がある。

②コンクリート系の床版の疲労耐久性と密接に関連する、荷重載荷時の床版内部の各部の応力などの応答算出に用いる FEM 解析では、ずれ止めの合成効果、鋼部材とコンクリートの付着条件などによっても結果が大きく異なるため、着目する応答毎に安全側となるようにモデル化条件を変更するなど適切な手法による必要がある。

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of N I L I M
N o. 472 August 2008

編集・発行 国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地
企画部研究評価・推進課 PHONE 029-864-2675