九州大学学術情報リポジトリ
Kyushu University Institutional Repository

鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材および骨組構造の耐荷性能に関する研究

國領, ひろし

https://hdl.handle.net/2324/4784723

出版情報：Kyushu University, 2021, 博士（工学）, 論文博士
バージョン：
権利関係：

鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材および骨組構造の耐荷性能に関する研究

國 領 ひ ろ し

鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材および骨組構造の耐荷性能に関する研究

國領 ひろし

研究成果の概要

鋼製透過型砂防堰堤は，これまで荒廃した山間部の渓流や土石流発生の危険性の高い渓流に数多く建設され，土石流災害の防止に大きく貢献してきた．我が国では，土砂災害の発生件数が年々増加傾向にあり，2007 年の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」では土石流・流木捕捉のための砂防堰堤は，透過型の砂防堰堤が基本とされていることから，鋼製透過型砂防堰堤の需要は今後も益々増加するものと考えられる．一方，近年では気候変動に起因するとされる集中豪雨や台風勢力の増大により，土石流の規模も甚大化し，これまでに建設されてきた鋼製透過型砂防堰堤が損傷を受ける事例が散見されるようになってきた．

ところで，鋼製透過型砂防堰堤に対する設計基準は，100 年超過確率の降雨により発生する土石流規模を対象に，許容応力度法を基礎として体系化されている．また，鋼製透過型砂防堰堤は土石流中の巨礫等の衝突を受ける構造物であることから，鋼製透過型砂防堰堤を構成する各部材に対しては巨礫の衝突に対する安全性が求められている．このため，2007 年に改定された「土石流・流木対策設計技術指針」では，鋼製透過型砂防堰堤の構造面からリダンダンシー（冗長性）の必要性が示されている．しかしながら，鋼製透過型砂防堰堤が損傷を受けるような大規模な土石流や土石流のばらつきに対する安全性照査法およびリダンダンシーの定量的な評価法は未だ開発されておらず，これらの評価法は鋼製透過型砂防堰堤を計画，設計するうえでの安全性評価項目として重要視されつつある．

そこで本研究は，鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材および骨組構造の耐荷性能に関する基礎的検討を行うものである．すなわち，まず鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材として，鞘管支持構造の鋼管部材および礫衝突を受けるフランジ継手付き鋼管部材について，その耐荷性能を実験および解析的手法を用いて検討する．次に，鋼製透過型砂防堰堤の骨格となる骨組構造の保有耐力を明らかにし，そのうえで大規模外力に対する安全性照査法を提案する．さらに，鋼製透過型砂防堰堤としてのリダンダンシー（冗長性）およびロバストネス（頑健性）を定義し，それぞれの定量的評価法を提案するものである．

なお，本論文は 7 章で構成され，本研究における各章の内容と成果の概要は以下のようになる．

第 1 章「序論」では，本研究で対象とする鋼製透過型砂防堰堤の現状とこれに関係する既往研究および設計基準類を整理した．そのうえで，現行設計法とその問題点について述べ，鋼製透過型砂防堰堤の安全性の観点から，鋼製透過型砂防堰堤を構成する部材および骨組全体に対する耐荷性能，およびその安全性評価法に関する研究の必要性を示した．

第 2 章「鞘管に支持された鋼管部材の耐荷性能」では，鋼製透過型砂防堰堤の 1 つである平面格子構造で用いた鞘管支持による鋼管部材を対象に，実物大の静的載荷実験および FEM 解析によりその耐荷性能を検討した．さらに，鞘管支持による鋼管部材に対し，局部変形を考慮した現行設計式の適用が可能であることを示した．

第 3 章「フランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する実験的検討」では，フランジ継手を有する実物大の鋼管部材を対象に，載荷位置を変化させた静的および動的載荷性能実験を行い，その損傷状況と耐荷性能を検討した. さらに, FEM による再現解析を行い, 実験結果と比較することにより，

FEM 解析によるフランジ継手付き鋼管部材の耐荷性能評価への適用性を示した．

第 4 章「フランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する解析的検討」では，第 3 章で用いた解析手法を使用し，フランジ継手を有する鋼管部材を対象に，礫の衝突位置の違い，および静的および衝突載荷の違いによる耐荷性能を解析的に検討した．また，フランジ継手に対して 3 つの補強モデルを提案し，補強方法の違いによる耐荷性能およびその有効性について示した．

第 5 章「鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能と保有耐力照査法」では，構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデル（2 次元骨組モデル）を対象に，増分弾塑性解析を行い，構造形状の違いが耐荷性能に与える影響を明らかにした．さらに，大規模外力に対する鋼製透過型砂防堰堤の新たな安全性照査法として，構造全体の塑性域までを考慮した保有耐力照査法を提案した．

第 6 章「鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーおよびロバストネスの定量的評価」では，鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーを部材消失前の余剰耐力比と部材消失後の残存耐力比，ロバストネスを偏心載荷による耐力低下率と定義した．さらに，構造形状の異なる鋼製透過型砂防堰堤モデル（3 次元骨組モデル）を対象に，正面載荷および偏心載荷に対する耐荷性能を増分弾塑性解析により明らかにした．そのうえで，リダンダンシーおよびロバストネスによる定量的評価法の適用性を示した．

第 7 章「結論」では，本研究で得られた成果を総括し，今後の展望について述べた．

目　次

第 1 章　序　論
1.1　研究の背景・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.1.1　鋼製透過型砂防堰堤の現状・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.1.2　鋼製透過型砂防堰堤に関する研究の変遷・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3
1.2　鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法と問題点・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 5
1.2.1　鋼製透過型砂防堰堤に関する設計基準・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 5
1.2.2　鋼製透過型砂防堰堤の設計上の問題点・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 8
1.3　本研究の目的および本論文の構成・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9
1.3.1　研究の目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9
1.3.2　論文の構成・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9
第 1 章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 11

第 2 章　鞘管に支持された鋼管部材の耐荷性能
2.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 13
2.2　鞘管支持構造・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 14
2.2.1　鞘管構造の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 14
2.2.2　鋼管はり部材の鞘管への挿入長さに対する検討・・・・・・・・・・・・・・ 14
2.3　鞘管に支持された鋼管部材の静的載荷性能実験・・・・・・・・・・・・・・・ 16
2.3.1　実験概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16
2.3.2　供試体・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16
2.3.3　実験ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 18
2.3.4　載荷状況・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 19
2.3.5　薄肉鋼管による鞘管支持はり（Case1）の耐荷性能・・・・・・・・・・・・・ 20
2.3.6　厚肉鋼管による鞘管支持はり（Case2）の耐荷性能・・・・・・・・・・・・・ 24
2.4　静的弾塑性解析による耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 27
2.4.1　解析条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 27
2.4.2　材料特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 27
2.4.3　再現解析による鞘管支持はりの耐荷性能・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
2.5　現行設計式との比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 30
2.5.1　鋼管のへこみ変形による吸収エネルギー・・・・・・・・・・・・・・・・・ 30
2.5.2　部材のはり変形による吸収エネルギー・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 32
2.5.3　実験結果および解析結果の現行設計式との比較・・・・・・・・・・・・・・ 33
2.5.4　鋼管はり部材のスライド量・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 36
2.6　鞘管支持構造のメンテナンス性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37
2.7　結　論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 38
第 2 章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39

第 3 章　フランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する実験的検討

3.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 41
3.2　静的および動的耐荷性能実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 42
3.2.1　実験の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 42
3.2.2　供試体・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43
3.2.3　測定項目と計測位置・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
3.2.4　実験ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
3.2.5　載荷要領・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 46
3.2.6　静的および動的載荷による荷重－変位関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 47
3.2.7　静的および動的載荷による荷重－ひずみ関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
3.2.8　継手部の開き・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 52
3.2.9　鋼管のへこみ変形（継手近傍載荷のみ）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 54
3.2.10　接合ボルトの破損（伸びおよび破断）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 55
3.2.11　接合ボルトの破面・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 57
3.3　継手部の設計に対する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
3.3.1　継手部における作用力（断面力）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
3.3.2　接合ボルトの耐力比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
3.4　静的および動的弾塑性解析による載荷実験の再現解析・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
3.4.1　解析条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
3.4.2　材料特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
3.4.3　実験と解析による荷重－変位関係の比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 64
3.4.4　実験と解析による継手の損傷状況・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 66
3.5　結　論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 67
第 3 章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 68

第 4 章 フランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する解析的検討

4.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 69
4.2　フランジ継手を有する鋼管部材の静的および衝突解析・・・・・・・・・・・・・・・・ 70
4.2.1　解析の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 70
4.2.2　解析モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 70
4.2.3　材料特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 71
4.2.4　境界条件および解析条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 72
4.2.5　静的解析による継手を有する鋼管部材の耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・ 73
4.2.6　衝突解析による継手を有する鋼管部材の耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・ 77
4.2.7　礫衝突位置の違いによるフランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する考察・・・・ 80
4.3　継手を補強した鋼管部材の静的および衝突解析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 81
4.3.1　両端固定鋼管はりモデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 81
4.3.2　継手モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 81
4.3.3　材料特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83
4.3.4　境界条件と接触条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83

4.3.5 載荷条件および解析ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83
4.3.6 静的解析による継手を補強した鋼管部材の耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84
4.3.7 衝突解析による継手を補強した鋼管部材の耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 90
4.3.8 補強対策に関する考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 97
4.4 結 論・・ 98
第 4 章の参考文献・・ 99

第 5 章 鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能と保有耐力照査法
5.1 緒 言・・ 101
5.2 保有耐力照査法の鋼製透過型砂防堰堤への適用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 102
5.2.1 保有耐力照査法の設計における位置付け・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 102
5.2.2 弾性限界耐力，降伏耐力および最大保有耐力の定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 102
5.2.3 鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査式・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 103
5.2.4 必要保有耐力の定義と算定方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 104
5.2.5 レベルII荷重（大規模外力）の設定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 106
5.2.6 必要保有耐力と許容塑性率の関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 106
5.2.7 許容塑性率の設定法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 107
5.2.8 保有耐力照査の計算フロー・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 107
5.3 鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 109
5.3.1 解析概要・・・ 109
5.3.2 解析モデル・・ 109
5.3.3 材料特性・・・ 110
5.3.4 境界条件および載荷条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 111
5.3.5 Type 1（トラスタイプ）の耐荷性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 112
5.3.6 Type 2（ラーメンタイプ）の耐荷性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
5.3.7 Type 3（混合タイプ）の耐荷性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 114
5.3.8 各タイプにおける耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 115
5.4 鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 116
5.4.1 Type 1（トラスタイプ）の保有耐力照査結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 116
5.4.2 Type 2（ラーメンタイプ）の保有耐力照査結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 116
5.4.3 Type 3（混合タイプ）の保有耐力照査結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 116
5.5 エネルギー一定則の適用妥当性の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 118
5.5.1 数値計算例からの検証・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 118
5.5.2 レベルⅡ荷重の大きさの違いによる検証・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 120
5.6 結 論・・ 123
第 5 章の参考文献・・ 124

第 6 章 鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーおよびロバストネスの定量的評価
6.1 緒 言・・ 125
6.2 鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に関する定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 126

6.2.1　耐力および耐力係数の定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 126
6.2.2　リダンダンシーの定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 126
6.2.3　ロバストネスの定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 128
6.3　正面載荷と偏心載荷を受ける鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能・・・・・・・・・・・・・・ 129
6.3.1　解析モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 129
6.3.2　解析方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 130
6.3.3　材料特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 130
6.3.4　載荷条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 131
6.3.5　解析ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 132
6.3.6　正面載荷に対する耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 135
6.3.7　偏心載荷に対する耐荷性能評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 139
6.4　鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーの定量的評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 142
6.4.1　健全時の余剰耐力評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 142
6.4.2　部材消失後の残存耐力評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 142
6.4.3　部材指数と余剰耐力評価の関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 143
6.5　鋼製透過型砂防堰堤のロバストネスの定量的評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
6.5.1　偏心載荷における耐力係数－頂部変位関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
6.5.2　偏心載荷による耐力評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
6.6　結　論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 148
第 6 章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 149

第 7 章　結　論

7.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 151
7.2　本研究の成果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 151
7.3　本研究の課題と今後の展望・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 153
第 7 章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 155

謝　辞

第1章　序　論

1.1　研究の背景

1.1.1　鋼製透過型砂防堰堤の現状

鋼製透過型砂防堰堤を含む土石流対策の砂防堰堤は，荒廃した山間部の渓流や土石流が発生する危険性の高い渓流に建設され，土石流を捕捉し，下流域に対する土砂災害被害の軽減や下流へ流下する土砂を調節する機能を有する．土石流は，急勾配の渓流で多量の土砂や石礫，流木等が水と一体となって急激に流下する現象であり，その流れは土石流流下区間（渓床勾配 θ=10～20°）において，段波状を呈するといわれている．一般に，土石流の先頭部には巨礫や石礫あるいは流木が分級現象により集まって流下することから，その衝撃力は大きな破壊力を有し，家屋の破壊や人的被害を伴うことが多い．我が国は，急峻な地形を有し，梅雨前線や台風，地震や火山活動が頻発するため，毎年のように土砂災害が発生し，地域に甚大な被害を及ぼしている．図-1.1 は，2000 年から 2020 年の過去 21 年間における土砂災害（がけ崩れ，地すべりおよび土石流）の発生件数を示したものである [1)]．これより，2000 年から 2010 年までの 11 年間における土砂災害発生件数の平均は 1,041 件であるのに対し，直近の 10 年間（2011 年から 2020 年まで）では平均 1,495 件の土砂災害が発生しており，土砂災害は増加傾向にあることがわかる．

さて，鋼製透過型砂防堰堤が研究，開発され始めたのは，1960 年代後半からである．特に，渓流の環境面（河川の連続性）と土石流および流木捕捉の機能面の両面から，平時の小規模な出水による土砂や水は通過させ，土石流による巨礫や土砂だけを食い止める透過型の砂防堰堤がクローズアップされ，1976 年に写真-1.1 に示すような鋼管材料を用いた鋼製透過型砂防堰堤（鋼製スリットダム A 型）が初めて建設された．一方，この頃は土石流の実態がまだ十分に解明されておらず，鋼製透過型砂防堰堤に作用する適切な設計外力の設定が不明確な時代であったことから，当該堰堤は複数回の土石流を捕捉したものの，1981 年に姫川流域における大規模な土石流の発生により破壊された．1979 年には，写真-1.2(a)に示すような鋼管を格子状に組み合わせた立体フレーム構造の鋼製透過型砂防堰堤（格子形鋼製堰堤）が建設され，このタイプが現在の鋼製透過型砂防堰堤の原型となっている．

1980 年後半以降になると，新たなタイプの鋼製透過型砂防堰堤の開発が精力的に進められた．1988

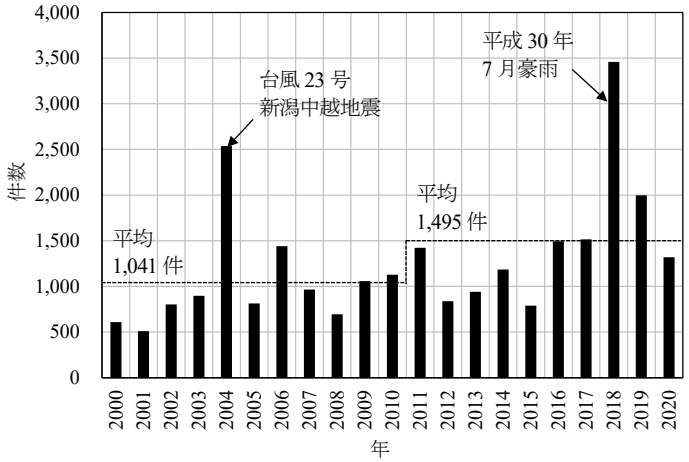


図-1.1　土砂災害の発生件数 [1)]

写真-1.1　我が国で最初に建設された
鋼製透過型砂防堰堤
（鋼製スリットダム A 型）
（1976 年設置）

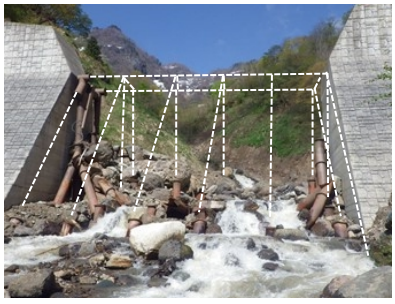
(a)　格子形鋼製堰堤
（1979 年設置）

(b)　鋼製スリットダム B 型
（1988-1989 年設置）

(c)　格子形-2000C
（2001 年設置）

写真-1.2　代表的な鋼製透過型砂防堰堤

(a)　大規模土石流による破損



(b)　土石流の偏心による倒壊

(c)　土石流の越流による破損

写真-1.3　鋼製透過型砂防堰堤の破損事例

年には写真-1.2(b)に示すような鋼製スリットダム B 型が，2001 年には写真-1.2(a)の格子形鋼製堰堤を改良した写真-1.2(c)に示すような格子形-2000C が新たに開発され，現在までに種々のタイプの鋼製透過型砂防堰堤が全国各地で施工されている [2)]．

一方，近年では気候変動に起因するとされる集中豪雨や台風勢力の増大により，土石流の規模も甚大化し，これまでに建設されてきた鋼製透過型砂防堰堤が損傷を受ける事例が散見されるようになってきた．特に，2014 年 7 月の長野県南木曽町梨子沢で発生した大規模な土石流では，写真-1.3(a)に示すように鋼製透過型砂防堰堤の上部 1/3 が損壊した [3),4)]．その原因の 1 つは，鋼管部材同士を連結している鋼管継手（ここではフランジ継手）の耐荷性能にあると指摘されている [5)]．また，2018 年には新潟県糸魚川市根知川で支川からの流入とみられる偏心した土石流の作用により，写真-1.3(b) に示すように鋼製透過型砂防堰堤が破壊される事例が発生した．さらに，2019 年の山梨県白州町大武川流域では，大量の土石流の流下により土石流を捕捉して満砂状態となった鋼製透過型砂防堰堤を後続の土石流が越流し，写真-1.3(c)に示すように鋼製透過型砂防堰堤の下流部材が破損した事例も発生している．

このように，最近では土石流も大規模化しており，現行の設計法だけでは鋼製透過型砂防堰堤の安全性を確保できない状態になりつつある．一方，土石流対策の鋼製透過型砂防堰堤では，下流域の人命・財産の被害の防止・最小化の観点から，安全性の向上が求められている．よって，あらかじめ想定された設計外力に対する安全性は勿論であるが，設計外力を超えるような大規模土石流を対象とした安全性に関する照査法（設計法）が必要となってきている．

1.1.2　鋼製透過型砂防堰堤に関する研究の変遷

（1）1980 年代の主な既往研究

1976 年に我が国で初めての鋼製透過型砂防堰堤が建設されて以降，1980 年代には鋼製透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重や衝撃力，土石流中に含まれる礫の衝突などに関する実験や研究が盛んに行われた．前述のように，土石流の先頭部には巨礫が集中することが知られており，鋼製透過型砂防堰堤の安全性を図るうえで礫の衝突は避けられない．そこで，鋼製透過型砂防堰堤に対する礫衝突や耐荷性能に関する研究例に着目すると，例えば水山ら [6]は，実物大の鋼管はり部材を用いて，落下高さの変化により衝突速度を制御した重錘落下衝突実験を行い，鋼管が破壊されない範囲での落錘による鋼管のへこみ変形と衝撃力の評価式を提案した．1981 年に大規模な土石流により鋼製透過型砂防堰堤（鋼製スリットダム A 型）が破壊されたことを受け，及川ら [7]は鋼製透過型砂防堰堤のフレーム構造全体としての極限耐力を確認するため，コンクリート充填鋼管を用いた構造（以下，CFT 構造と称す）と中空鋼管構造の鋼製透過型砂防堰堤（1/2 モデル）を対象に，動的および静的載荷実験を行い，フレーム構造の破壊を「最大変位が鋼製高の 2 %に達した状態」と定義した．この破壊の定義は，現在でも CFT 構造におけるフレーム構造全体の変位の目安となっている．鋼管はり部材を対象とした研究としては，齋藤ら [8]が衝撃力に対する限界性能を調べることを目的に，片持ち梁型の鋼管はり部材を対象として衝突模型実験を行っている．また，水山ら [9]は支持条件（単純支持と片持ち支持），鋼管径および衝撃速度の違いに着目し，鋼管はりの限界性能に及ぼす影響を重錘落下模型実験により調べ，衝撃効果における曲げ破壊のクライテリアを提案している．

（2）1990 年代以降の既往研究

1990 年代に入り，鋼製透過型砂防堰堤が本格的に実用化されるようになってからは，鋼管部材に対する礫衝突の実態に応じた設計法の必要性が高まった．そこで，星川ら [10]は両端固定鋼管はりを対象に衝突模型実験を行い，鋼管の局部変形の形状を考慮した最大応答変位解析手法を提案した．さらに，星川ら [11]は縮小モデルの両端固定鋼管はりを対象に，高速載荷および衝突実験を行い，礫の衝突による鋼管固定はりの局部変形とひずみ速度効果を同時に考慮した準静的解析法を提案した．この提案式は，従来の局部変形に対する設計式 [12]を礫衝突に適合するように修正したものであり，現在の礫衝突に対する局部変形設計法となっている．同時に，星川ら [13]は片持ちはり型の鋼管はりを対象に，高速載荷模型実験を行い，動的塑性回転容量の算定式を提案した．本提案式は，現在の鋼管はり部材に対する許容塑性回転角を照査する設計式として適用されている．

また，鋼製透過型砂防堰堤が土石流対策砂防堰堤の主流となった 2000 年代からは，土石流の捕捉事例も増加し，土石流捕捉時の礫衝突などによりへこみ変形等を受けた鋼製透過型砂防堰堤の共用の可否，すなわち鋼管部材の健全度評価が必要となった．そこで，白石ら [14]は礫衝突を受けた中空鋼管部材の残存耐力評価を行うことを目的に，縮小モデルの鋼管はり部材に対して衝突実験を行い，損傷後の鋼管はり部材に対して静的載荷を行うことにより，損傷を受けた鋼管部材の残存耐力評価の判定基準を提案した．この判定基準は，現在の部材損傷レベル評価の目安になっている．一方，片出ら [15]は損傷を受けた鋼製透過型砂防堰堤の安全性評価に着目し，立体骨組構造解析における剛性マトリクスの不静定次数を基礎とする部材指数からリダンダンシーを評価する手法を提案している．

（3）近年の既往研究と課題

近年では，大規模土石流の発生に伴う鋼製透過型砂防堰堤の破損，破壊に鑑み，損傷原因の究明や大規模土石流を想定した巨礫の衝突などに対する鋼管部材や堰堤全体の耐荷性能に関する研究が進められている．例えば，園田ら[16]は鋼製透過型砂防堰堤の破壊原因の 1 つが継手の耐荷性能にあることを指摘し，ボルト接合継手を有する鋼管部材の耐荷性能および破壊モードに関する基礎的研究を行っている．また，別府ら[17)~20)]は巨礫が鋼製透過型砂防堰堤に衝突する際の鋼管はり長さの違いに着目し，衝突する礫径が大きい場合はへこみ変形による吸収エネルギーが現行設計式[11)]より大きくなることを指摘した．また，スパンが短い部材ではへこみ変形が卓越し，はり変形はほとんど生じず，現行設計式[11)]のような塑性ヒンジが形成されないことを解析的に明らかにしている．さらに，嶋ら[21)]は鋼製透過型砂防堰堤に対して巨礫の衝突解析を行い，動的安全性照査の導入や新たな安全性照査法の開発の必要性など，現行設計法に対する問題点を指摘している．

以上のように，鋼製透過型砂防堰堤全体や鋼管部材に対する礫衝突や耐荷性能に関する研究は数多くなされており，研究成果が現行の設計法に取り入れられた事例も少なくない．しかし，鋼製透過型砂防堰堤の構造要素の 1 つであるフランジ継手を対象とした動的（衝突）作用に関する研究や，鋼製透過型砂防堰堤がどれだけの耐力を有しているか（保有耐力）などの研究はほとんど見当たらず，これまでの研究において鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能が十分に解明されているとはいえない. よって，鋼製透過型砂防堰堤の安全性向上の観点から，継手の動的（衝突）作用による鋼管部材の耐荷性能に関する研究や鋼製透過型砂防堰堤全体を対象とした耐荷性能に関する研究が必要と考えられる．

1.2　鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法と問題点

1.2.1　鋼製透過型砂防堰堤に関する設計基準

（1）設計基準の変遷

砂防堰堤を土石流対策として適用，設計するにあたり，砂防堰堤に作用する設計外力や衝撃力に対する研究[22)~24)]が進められ，1989 年に「土石流対策技術指針（案）」[25)]が策定された．同指針（案）では，砂防堰堤の設計では礫の衝撃力を設計外力の 1 つとして取り扱うことが導入された．その後，2000 年に同指針（案）が改定されるとともに，新たに「流木対策指針（案）」[26)]が策定され，さらに 2001 年には「透過型砂防堰堤技術指針（案）」[27)]が策定された．2007 年には，これまでの知見に基づいて，土石流対策と流木対策が一体化した「土石流・流木対策設計技術指針」[28)]が策定された．これにより「土石流対策設計技術指針（案）」，「流木対策指針（案）」および「透過型砂防堰堤技術指針（案）」は廃止となっている．また，同指針では土石流・流木捕捉のための砂防堰堤は，透過型の砂防堰堤が基本であることが示されるとともに，土石流・流木対策施設の機能の確保（維持管理）の面から除石の必要性や鋼製透過型砂防堰堤の構造面からリダンダンシー（冗長性）の必要性が明示された．さらに，この指針改定では鋼製透過型砂防堰堤の透過部断面（部材配置）が変更された．つまり，従来は写真-1.4(a)および(b)に示すように土石流を捕捉するための部材配置は縦材を対象として最大礫径 D_{95} の 1.5～2.0 倍以下とされていたが，より確実に土石流を捕捉すること（土石流捕捉機能の向上）を目的として，土石流の捕捉に寄与する部材として横材が追加され，写真-1.4(c)に示すように縦材および横材の純間隔が最大礫径 D_{95} の 1.0 倍以下に変更されることとなった．2016 年には，土砂災害における流木被害等を踏まえ，流木対策をより強力に推進するように同指針が改定されている[29)]．

一方，鋼製透過型砂防堰堤を含む鋼製砂防構造物に特化した設計の参考図書として「鋼製砂防構造物設計便覧」がある．この便覧は，学識経験者と専門技術者により構成される委員会が（財）砂防・地すべり技術センター（現在の（一財）砂防・地すべり技術センター）内に設けられ，1985 年に初版が発刊された．その後，礫衝突に対する CFT 構造の全体変位の目安[7)]，鋼管はり部材に対する局部変形[11)]とはり変位としての許容塑性回転角[13)]などの新しい知見が加えられるとともに，関連技術書との整合が図られ，1987 年，1993 年，2001 年，2009 年に改訂が行われている．2009 年に改訂された鋼製砂防構造物設計便覧[30)]では，2007 年の土石流・流木対策設計技術指針にリダンダンシーの必要性が記載されたことを受け，片出ら[15)]の部材指数による評価をリダンダンシーの目安とすることが記された．また，土石流捕捉後における施設の健全度評価（維持・補修）の観点から，白石ら[14)]の部材損傷レベ

(a)　開発当初の部材配置例
（縦材純間隔：D_{95} の 2.0 倍以下）

(b)　2000 年以降の部材配置例
（縦材純間隔：D_{95} の 1.5 倍以下）

(c)　2007 年以降部材配置例
（縦材・横材純間隔：D95 の 1.0 倍以下）

※D_{95}：現地の礫径調査結果から得られる礫径累加曲線の 95 %礫径

写真-1.4　鋼製透過型砂防堰堤の仕様変遷（部材配置の例）

(a)　捕捉機能の強化 [31)]　　(b)　土石流捕捉後の補修事例

写真-1.5　鋼製透過型砂防堰堤の維持管理の例

ル評価の目安とその対応策なども示され，維持管理の重要性が示されることとなった．

これらの基準類の変遷により，写真-1.5(a)に示すような既存の鋼製透過型砂防堰堤の捕捉機能を向上させるような施設改良 [31)]や，土石流捕捉後の施設の健全度評価により，写真-1.5(b)に示すような損傷部材の補修などが行われている．

ところで，鋼製透過型砂防堰堤に作用する設計外力は，計画規模の年超過確率（100 年超過確率）の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流を対象とするものとされているが，1989 年に土石流対策技術指針（案）が策定されて以来，数十年間変わっていない．また，静的な設計外力に対する構造安全性の照査についても，従来からの許容応力度法を用いることとされており，道路橋示方書 [32)]で示されているような性能照査設計には至っていないのが現状である．これは，土石流のように不確定要素が大きく，不確実な事象を対象としているため，許容応力度を構造物の安全性（余裕度）として捉えていることもその要因の 1 つとして考えられる．しかし，近年では大規模土石流などによる鋼製透過型砂防堰堤の損傷事例が散見されており，このような大規模土石流に対して従来の許容応力度法で設計すると，非常に大きな部材断面が必要になることが想定されることから，鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力を把握したうえで，塑性変形を許容し，弾塑性域までを考慮した安全性照査法の導入が必要であると考えられる．

（2）鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法（構造安全性照査）

鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査には，外的安定性（構造体としての安定性）と内的安定性（構造安全性）が挙げられるが，ここでは内的安定性（構造安全性）の照査について取り上げる．

現行設計において，鋼製透過型砂防堰堤における構造安全性照査は，図-1.1 に示すような手順で照査される．ここで，鋼製透過型砂防堰堤を構成する各部材の照査に用いる設計外力は，図-1.2 に示すような土石流流体力と堆砂圧とされ，土石流流体力は前述のとおり 100 年超過確率降雨により発生する土石流規模を対象とし，静的な荷重に換算した作用として次式によって算出される．

$$F = K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d U^2 \tag{1.1}$$

ただし，F：単位幅当りの土石流流体力，K_h：係数（通常 1.0），γ_d：土石流の単位体積重量，g：重力加速度，D_d：土石流の水深，U：土石流の流速．

静的な設計外力に対する構造安全性は，仮定した部材断面に対して許容応力度法を用いて各部材における発生応力が許容応力度内となるように照査する．

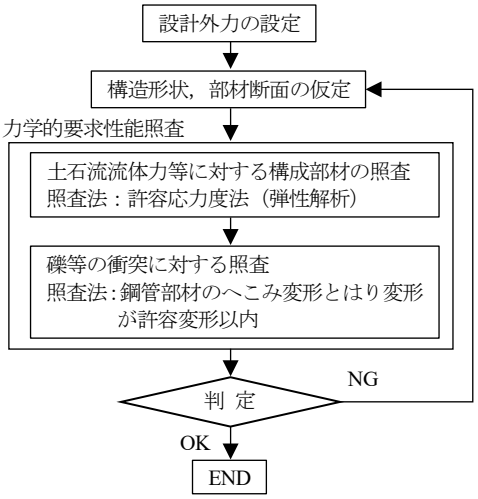


図-1.1　現行の鋼製透過型砂防堰堤における
構造安全性の照査手順

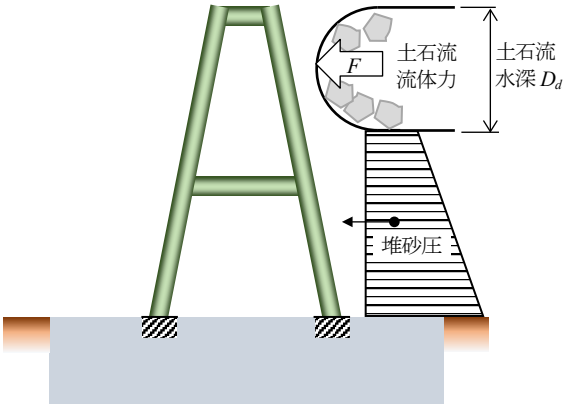


図-1.2　鋼製透過型砂防堰堤の設計外力モデル
（土石流作用時）

さらに，上記で決定した部材断面に対し，礫等の衝突に対する安全性を照査する．礫等の衝突に対しては，塑性力学に基づいた解析法によって安全性を照査している．つまり，礫等の衝突エネルギーに対する構造物側の吸収エネルギーの対比（エネルギー法）により安全性を照査している．ここで，構造物側の吸収エネルギーについては，構造系全体でエネルギーを吸収する方法と構成部材単体によるエネルギー吸収の 2 通りがあるが，主として次式に示すような構成部材の局部変形（鋼管部材のへこみ変形とはり変位）による吸収エネルギーを用いた照査が多く採用されている．

$$E_R \leq E_d(+E_M) \tag{1.2}$$

ただし，E_R：礫等の衝突エネルギー，E_d：鋼管部材のへこみ変形による吸収エネルギー，E_M：鋼管部材のはり変形による吸収エネルギー（へこみ変形のみで礫等の衝突エネルギーを吸収しきれない場合に生じるエネルギー）．

以上，これらの照査により，鋼製透過型砂防堰堤の最終的な部材断面が決定されることとなる．

ところで，鋼製透過型砂防堰堤の構造要素の 1 つである継手の設計においては，礫の衝突に対する検討は行っていない．つまり，鋼製砂防構造物設計便覧[30]では，上記の静的な設計外力に対し，継手位置に発生する断面力に対して安全性照査を行うことを原則とし，設計外力による安全性照査を行わない場合は，母材強度の 75 %以上の強度を有する継手を設計するものとされている．しかしながら，鋼製透過型砂防堰堤は土石流を受ける構造物であり，鋼管部材だけでなく継手にも礫衝突の可能性は否めない．また，前述のように鋼製透過型砂防堰堤の破壊原因の 1 つが鋼管部材同士を連結している継手の耐荷性能にあると指摘されていることから，継手の衝撃的な作用による耐荷性能の評価や継手が弱部とならないような継手補強に関する検討も必要であると考えられる．

一方，現行指針[29]においてはこれらを考慮したうえで，できるだけリダンダンシー（冗長性）の高い構造形状が求められている．しかし，リダンダンシーの具体的な評価法は示されていない．鋼製砂防構造物設計便覧[30]では，鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーの目安として，鋼製透過型砂防堰堤を構成する部材数 m と節点数 n から求められる不静定次数 I を拘束数 6 で割った値をロバストネス（頑健性）$R = I/6$ として示している．一般に，ロバストネスとは頑健性や強靭性等と呼称され，ある系が外乱の変化に対しても設計条件を満足する性質[33]とされるものであり，作用する外力，材料の不

確定性や変動（ばらつき）があっても，構造物としての機能および耐荷性能を保持し続けることができる能力ともいえる．よって，鋼製砂防構造物設計便覧 [30]で示されているロバストネスなる指標は，ロバストネス（頑健性）ではなく，ある意味リダンダンシー（冗長性）を評価する指標で部材指数と言い換えることが適切であると考えられる．しかしながら，鋼製砂防構造物設計便覧 [30]で示されているリダンダンシー（鋼製砂防構造物設計便覧ではロバストネスと呼称）の指標は，前述のように部材数と節点数のみで示される指標であり，部材断面の大きさや強度，構造安全性に寄与する部材の配置などは考慮されておらず，鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシー（冗長性）が必ずしも十分に評価されるとはいえないと考えられる．

1.2.2 鋼製透過型砂防堰堤の設計上の問題点

これまで述べたように，鋼製透過型砂防堰堤の設計は，これまでの実験や解析等から得られた知見を基に整備された技術指針や設計便覧などの各種指針・基準類に準拠して行うものとしており，一定の設計法は整っていると考えられる．しかしながら，今後甚大化すると想定される土石流による外力を考えた場合，より安全性を向上させた頑強な鋼製透過型砂防堰堤を構築するには，現行の基準類では十分に対応できない部分もある．さらに，設置後 30 年以上が経過する施設も多くなってきていることから，既存施設の長寿命化や耐荷力の向上に資する設計法も必要となってきている．

一般に，鋼製透過型砂防堰堤では部材の運搬性や組立性を考慮して，各部材の連結にフランジ継手を採用している．継手は，構造体としての一体性を保つうえで重要な構造要素となっているものの，設計では前述したように，礫衝突は考慮されていない．継手位置は，構成部材の発生応力が極力小さい位置となるように配慮して配置されるが，土石流の流下形態は様々であり，常に継手以外に礫が衝突するとは限らない．よって，鋼製透過型砂防堰堤の安全性の観点から，継手自体への礫衝突を含め，礫の衝突位置の違いによる継手を有する鋼管部材の動的(衝突)耐荷性能を把握しておく必要がある．

また，現行設計における構造安全性の照査では，100 超過確率雨量に基づく設計外力（静的作用）を対象としたものであり，あくまで許容応力度法で照査するものとされている．一方，損傷事例でみられるような鋼製透過型砂防堰堤が大変形を生じる事象に対し，構造全体が弾性域を超え，塑性域までを考慮した安全性照査法はこれまで未開発である．よって，鋼製透過型砂防堰堤全体が本来有する保有耐力の算定方法とともに，設計外力を超過するような大規模土石流に対する安全性を評価する手法の開発が必要である．

さらに，これまでの土石流流体力の作用方向は，設計時にあらかじめ考慮された場合を除き，主として鋼製透過型砂防堰堤に正面方向から作用するものとしてきた．これは，土石流などの自然現象に対する不確定さを考慮したロバストな構造設計とはなっていない．よって，土石流の不確実性を解消する 1 つの対策として，本川が蛇行している場合や支川が流入する箇所に設置される鋼製透過型砂防堰堤においては，正面方向に加え，偏心した土石流の作用も考慮すべきと考える．さらに，土石流の越流は想定される現象であるものの，土石流の越流に対する外力や設計法は不明瞭であり，土石流越流時に生じる越流落下礫による施設の損傷やその健全度評価法は見当たらない．一方，鋼製透過型砂防堰堤の設計 [29),30)]ではリダンダンシー（冗長性）が高い構造とするように示されているが，自然現象である土石流の不確定さや変動（ばらつき），礫衝突による部材の損傷位置をあらかじめ想定することは困難であり，現状ではその評価方法がない．したがって，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能を評価するうえでリダンダンシー（冗長性）やロバストネス（頑健性）の概念を取り入れることは重要であり，これらを定量的に評価する手法が必要であると考えられる．

1.3　本研究の目的および本論文の構成

1.3.1　研究の目的

本研究は，より頑健性の高い鋼製透過型砂防堰堤の開発，設計および実用化に向け，鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材および骨組構造の耐荷性能について基礎的検討を行うものである．具体的には，まず鋼製透過型砂防堰堤の 1 つである平面格子構造の鋼製透過型砂防堰堤で用いた鞘管支持による鋼管部材の耐荷性能を明らかにする．次に，礫衝突を受けるフランジ継手を有する鋼管部材を対象に，実験および解析的手法を用いてその耐荷性能を検討するとともに，フランジ継手の補強方法について提案する．さらに，鋼製透過型砂防堰堤の骨格となる骨組構造の保有耐力を明らかにし，そのうえで大規模土石流に対する安全性照査法を提案する．また，鋼製透過型砂防堰堤としてのリダンダンシー（冗長性）およびロバストネス（頑健性）を定義し，それぞれの定量的評価法を提案するものである．

1.3.2　論文の構成

本論文は, 図-1.5 に示すように 7 章で構成されており, 各章の概要は以下に記述するとおりである．

第 1 章では，本研究の対象である鋼製透過型砂防堰堤の現状とこれに関係する過去の研究および設計基準類を整理し，現行設計法とその問題点を述べるとともに，本研究の目的と本論文の構成について述べた．

第 2 章では，鞘管支持を有する実物大の鋼管部材を対象に，静的載荷実験および FEM による再現解析を行い，その変形特性および耐荷性能を検討する．さらに，鞘管支持の鋼管部材に対する局部変形を考慮した現行設計式の適用可能性について検証する．

第 3 章では，フランジ継手を有する実物大の鋼管部材を対象に，載荷位置を変化させた静的および動的載荷性能実験を行い，その損傷状況と耐荷性能を調べる．さらに，FEM による再現解析を行い，実験結果と比較することにより解析による耐荷性能評価への適用性を検証する．

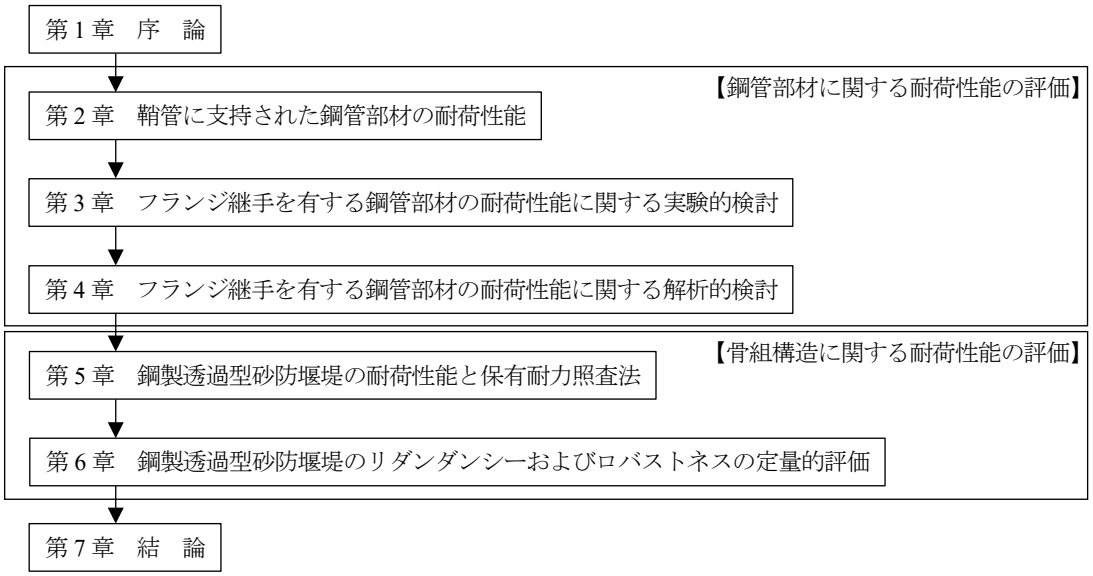


図-1.5　本論文の構成

第 4 章では，フランジ継手を有する鋼管部材を対象に，礫の衝突位置の違いによる耐荷性能を静的および動的（衝突）解析により検討する．さらに，フランジ継手の簡易的な補強モデルを提案し，その耐荷性能を同様な手法を用いて解析的に評価するとともに，補強対策の有効性について検証する．

第 5 章では，構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルを対象に増分弾塑性解析を行い，構造形状の違いが耐荷性能に与える影響を検討する．さらに，大規模土石流に対する新たな安全性照査法として，エネルギー一定則を用いて構造全体の塑性域までを考慮した保有耐力照査法を提案する．

第 6 章では，鋼製透過型砂防堰堤としてのリダンダンシーおよびロバストネスを定義し，正面載荷および偏心載荷を受ける鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能を検討するとともに，リダンダンシーおよびロバストネスの定量的評価法を提案する．

第 7 章では，本研究で得られた成果を総括し，今後の展望について述べる．

第 1 章の参考文献

1) 国土交通省砂防部：災害速報　https://www.mlit.go.jp/river/sabo/saigai_sokuhou.html
2) 砂防鋼構造物研究会：「鋼製砂防構造物」ガイドブック　鋼製砂防構造物の全国設置事例，2001.
3) 国土交通省 中部地方整備局：長野県南木曽町梨子沢　土石流　速報，2014.
4) 萬徳晶明：南木曽町梨子沢で発生した土石流災害，速報，Sabo，Vol.116，pp.2-7，2014.
5) 国土交通省 中部地方整備局：梨子沢流域砂防堰堤に関する検討会報告書，2014.
6) 水山高久，中西宏，松村和樹：大口径鋼管に対する衝撃載荷試験：新砂防，Vol.38，No.4，pp.10-15，1985.
7) 及川義郎，坂田豊，井上孝人：鋼製スリットダムの極限設計法に関する実験的研究，製鉄研究第 321 号，pp.52-58，1986.
8) 齋藤英明，石川信隆，大野友則，水山高久：鋼管片持ちばりの衝撃吸収エネルギーに関する基礎的研究，土木学会論文集，第 386 号/I-8，pp.321-328，1987.
9) 水山高久，鈴木浩之：鋼管の衝撃による変形と破壊：新砂防，Vol.41，No.4，pp.11-20，1988.
10) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：半球状の重錘落下による鋼管固定はりの衝撃応答変位，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1543-1554，1994.
11) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.101-115，1995.
12) Charles P. Ellinas and Alastair C. Walker: Damage on offshore tubular bracing members, IABSE, Colloquium Copenhagen, Vol.42, 1983.
13) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：鋼管はり部材の動的終局限界に関する一考察，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.139-152，1995.
14) 白石博文，梶田幸秀，香月智，石川信隆，松村和樹，嶋丈示：礫衝突による損傷を受けた中空鋼管の残存耐力評価実験，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1505-1512，2002.
15) 片出亮，香月智，嶋丈示：鋼製砂防堰堤のリダンダンシー向上手法に関する一提案，砂防学会誌，Vol.62，No.6，p.3-14，2010.
16) 園田佳巨，土屋羊平，玉井宏樹，嶋丈示：鋼製透過型砂防堰堤の耐荷製法に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1019-1030，2016.
17) 別府万寿博，松澤遼，嶋丈示，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の荷重評価と局部変形解析に関する一考察，第 66 回平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，R3-25，pp.182-183，2017.
18) 別府万寿博，國領ひろし，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の破壊メカニズムに関する解析的検討，第 67 回平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，V-003，pp.57-58，2018.
19) 別府万寿博，浅田泰男：礫衝突を受ける短スパン鋼管はり部材の変形応答に関する一考察，第 68 回 2019 年度砂防学会研究発表会概要集，R2-021，pp.119-120，2019.
20) 別府万寿博，濱田巨李，浅田泰男：礫衝突を受ける鋼管はり部材の変形特性に関する一考察，第 68 回 2020 年度砂防学会研究発表会概要集，R6-013，pp.309-310，2020.
21) 嶋丈示，松澤遼，山口聖勝，武田一平，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼製透過が砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝突解析，砂防学会誌，Vol.70，No.1，pp.54-59，2017.

22) 大同淳之：段波が構造物に作用する衝撃力－水面衝撃実験からの推定－，第 27 回昭和 53 年度砂防学会研究発表会概要集，(45)，1987.
23) 水山高久 : 砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点, 新砂防, No.112, pp.40-43, 1979.
24) 建設省土木研究所　砂防部砂防研究室：土石流衝撃力に対する緩衝材に関する実験および解析報告書，土木研究資料第 2169 号，1985.
25) 建設省砂防部砂防課：土石流対策技術指針（案），1989.
26) 建設省砂防部砂防課：流木対策指針（案），2000.
27) 建設省砂防部砂防課：透過型砂防堰堤技術指針（案），2001.
28) 国土交通省国土技術政策総合研究所 : 土石流・流木対策設計技術指針 解説, 国総研資料第 365 号，2007.
29) 国土交通省国土技術政策総合研究所 : 土石流・流木対策設計技術指針 解説, 国総研資料第 905 号，2016.
30) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年版，2009.
31) 國領ひろし，石川信隆，嶋丈示，水山高久：既設鋼製透過型砂防堰堤の機能性および安全性の向上事例について，第 64 回平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.B220-221，2015.
32) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.
33) 日本建築学会：建築構造設計における冗長性とロバスト性，応用力学シリーズ 12，2013.

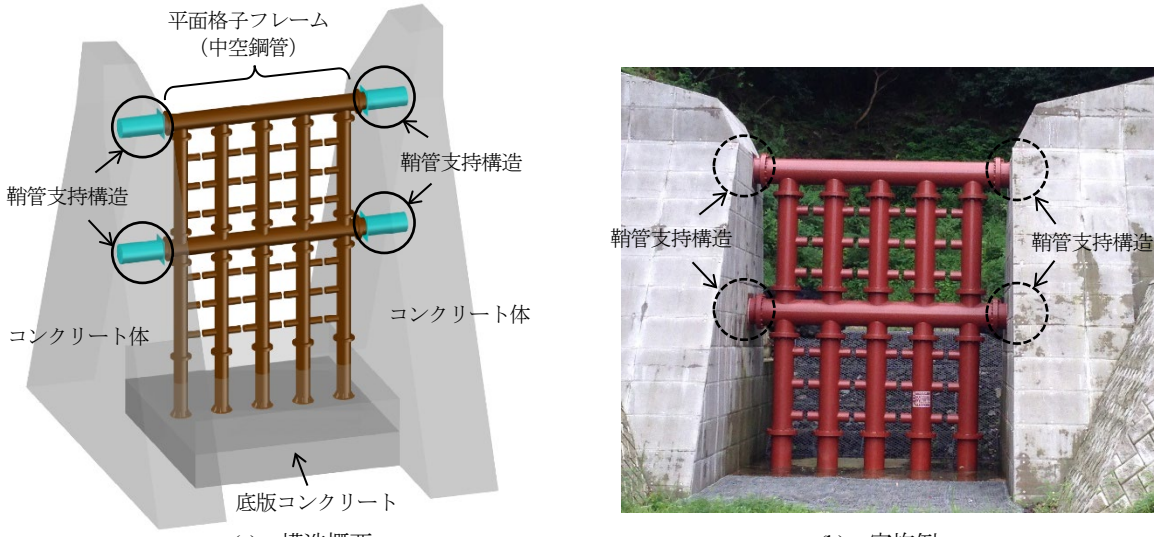
第 2 章　鞘管に支持された鋼管部材の耐荷性能

2.1　緒　言

最近では，砂防堰堤などの防災施設においても，維持管理の容易さや建設コスト削減等が求められている．そのため，図-2.1 に示すような中空鋼管を縦横に配置し，鞘管支持構造を有する平面格子構造の鋼製透過型砂防堰堤を開発した．この構造物の利点は，従来の立体格子構造 [1]に比べ，鋼材量を軽減しており，建設資材を大幅に削減できること，また，鋼材部分（平面格子フレーム）の両端を堰堤左右のコンクリート部分に鞘管構造により支持させることにより，左右のコンクリート部分にも外力を負担させる三面支持構造としたことである．つまり，この鋼製透過型砂防堰堤は平面格子フレームを底版コンクリートと非越流部と呼ばれる両端のコンクリート体に連結し，構造全体としての不静定次数を高めることで，リダンダンシー（冗長性）のある構造としている．さらに，下流柱部材が存在しないことから，第 1 章で述べた土石流の越流に対しても安全性を高めている．しかし，これまでの鋼製透過型砂防堰堤において，鞘管支持構造が採用された例がないことから，鞘管支持による鋼管部材の耐荷性能を把握する必要がある．

これまでの鋼管部材を対象とした耐荷性能に関する研究としては，例えば N.Jones ら [2),3)]は，パイプラインで用いる鋼管を対象に，先端部が尖った衝突体による鋼管部材の局部変形の研究を行っている．また，星川ら [4),5)]は半球状の衝突体（巨礫モデル）を用いた重錘落下実験を行い，鋼管部材の耐衝撃設計法を提案している．しかし，いずれも両端固定はり等の完全固定支持条件での研究であり，鞘管構造によって支持された鋼管部材の研究ではない．また，鋼管はりの局部変形に対する設計においては，Ellinas 式 [6)]や修正エリナス式 [1)]が用いられてきたが，鞘管構造によって支持された鋼管はり部材の設計式については，これまで検討された例がない．

そこで，本章では鞘管支持の実物大の鋼管はり部材を対象に静的載荷実験を行い，その変形特性および耐荷性能について検討する．次に，静的弾塑性解析により実験の再現解析を行い，耐荷性能を評価するとともに，その適用性について検証する．さらに，鞘管支持の鋼管はり部材に対し，現行の設計式である局部変形を考慮した修正エリナス式 [1)]の適用可能性について考察するものである．



(a)　構造概要　　(b)　実施例

図-2.1　鞘管支持構造を有する鋼製透過型砂防堰堤

2.2　鞘管支持構造

2.2.1　鞘管構造の概要

鞘管構造とは，鋼管はり部材とコンクリート体を連結する際，図-2.2(a)に示すように鞘管（円形鋼管）をあらかじめコンクリート体内に設置しておき，その後，図-2.2(b) のように鋼管はり部材を鞘管内に挿し込む構造である．すなわち，鋼製部とコンクリート体を連結する際に，鋼製部の鋼管はり部材の鋼管径 D（ここでは D＝406.4 mm）よりもやや大きな鋼管径 D'の鋼管（ここでは D'＝457.2 mm）をコンクリート体内にあらかじめ設置しておき，その鞘管の中に鋼製部の鋼管はり部材を挿し込む構造である．ここで，鞘管とコンクリート体は密着させており，鞘管と鋼管はり部材の間は，図-2.3 に示すようにクリアランス（ここでは片側 16.4 mm）を生じさせている．これは，鋼製部の架設時の組立誤差（許容差±10 mm）[1)]を解消することや鋼管はり部材の着脱を容易にするためである．なお，鋼管はり部材の鞘管への挿入長さ Le は，鋼管はり部材が鞘管（コンクリート体）に支持されるように，荷重作用時に鋼管はり部材が鞘管から抜け出さない長さ（ここでは Le＝1,000 mm）としている．

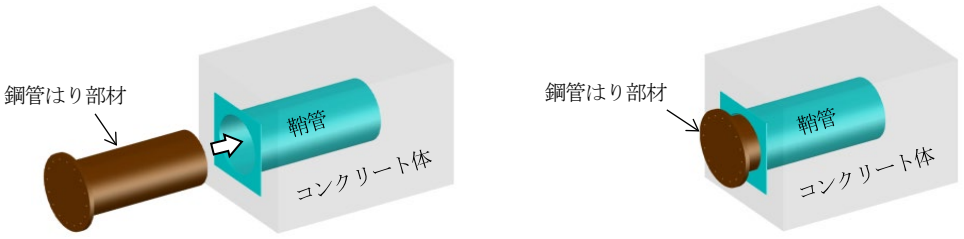
2.2.2　鋼管はり部材の鞘管への挿入長さに対する検討

ここで, 鋼管柱をコンクリート体へ埋め込む場合, その埋め込み長は鋼管外径以上とされている [1)]. しかし，本構造は完全固定条件とは異なる鞘管構造であるため，安全を考慮して鞘管への鋼管はり部材の挿入長さ Le を鋼管径 D の 2 倍以上確保するものとした（Le = D406.4 mm×2 = 812.8 mm ≈ 1,000 mm）．また，Le＝1,000 mm とした場合，鋼管はり部材が鞘管から抜け出すか否かを，図-2.4 を参照して鋼管はり部材のはり変形時の引抜き力 f と引抜き抵抗力 R_fの関係から次のように照査した．

（1）鋼管はり部材に作用する荷重 P_{Pmax}

鋼管はり部材を両端固定はりと仮定したときの全塑性荷重は，次式のように得られる．

$$P_{Pmax} = \frac{8M_P}{L_S} \tag{2.1}$$



(a)　鋼管はり部材挿入前　　(b)　鋼管はり部材挿入後

図-2.2　鞘管構造

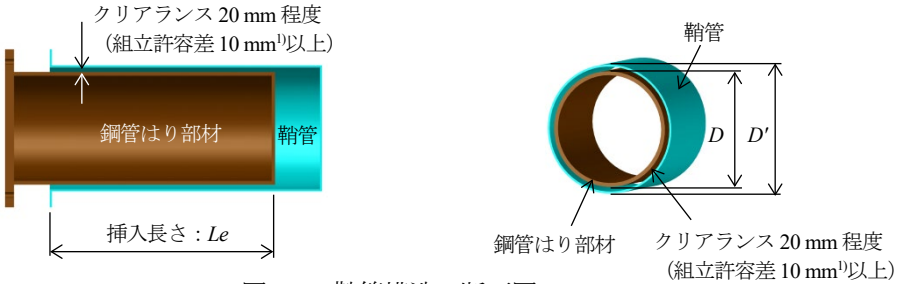
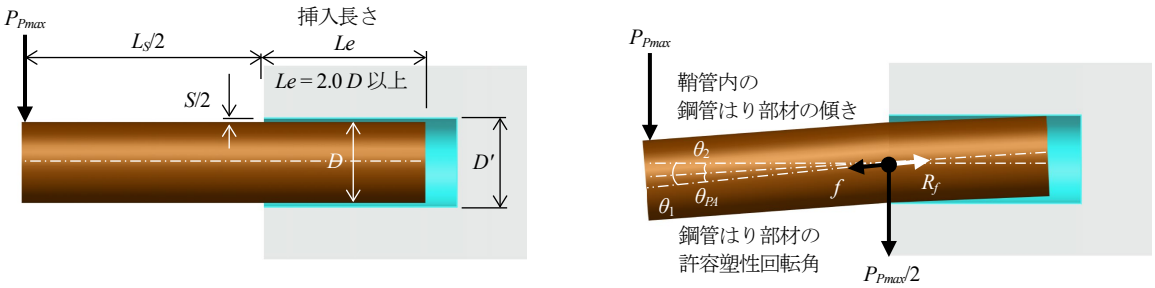


図-2.3　鞘管構造の断面図



(a)　変形前　　(b)　変形後

図-2.4　鋼管はり部材の鞘管挿入長さ

ただし，M_P：塑性モーメント（$M_P=\sigma_y Z_P$），σ_y：鋼管の降伏応力度，L_S：スパン長（ここでは L_S=3,500 mm），Z_P：塑性断面係数であり鋼管径を D，肉厚を t とすると Z_P は次式で表される．

$$Z_P = \frac{D^3}{6}\left[1-\left(1-\frac{2t}{D}\right)^3\right] \tag{2.2}$$

（2）鋼管はり部材の引抜き力 f

鋼管はり部材のはり変形時の引抜き力 f は，図-2.4 を参照して次式となる．

$$f = \frac{P_{Pmax}}{2}\sin\theta_1 \tag{2.3}$$

ただし，θ_1：はり変形後の角度（$\theta_1=\theta_2+\theta_{PA}$），$\theta_2$：鞘管内の鋼管はり部材の傾き（$\theta_2=\tan^{-1}(S/Le)$），$S$：鞘管と鋼管はり部材のクリアランス，$\theta_{PA}$：鋼管はり部材の許容塑性回転角（$\theta_{PA}=1.355/(D/t)$）[1),7)]．

（3）鞘管内の引抜き抵抗力 R_f

鋼管はり部材の引抜き抵抗力 R_f は，次式により求められる．

$$R_f = \mu\frac{P_{Pmax}}{2}\lambda \tag{2.4}$$

ただし，μ：鋼と鋼の摩擦係数（ここでは 0.30），λ：摩擦抵抗面（ここでは鋼管周長の 1/4 と仮定）．

以上の式を用いて，実験で用いた鋼管（鋼管径 D，肉厚 t）について照査すると次のようになる．

a)　D=406.4 mm，t=7.9 mm の場合　：f=29 kN，R_f=44 kN となり，$f \le R_f$ を満足する．

b)　D=406.4 mm，t=12.7 mm の場合　：f=70 kN，R_f=92 kN となり，$f \le R_f$ を満足する．

よって，ここでは鋼管はり部材の鞘管への挿入長さ Le を 1,000 mm として差し支えないことを確認した．

しかし，実際の鞘管構造による支持条件は不明確であるため，本実験により鞘管支持条件の挙動と耐荷性能を検討するものである．

2.3　鞘管に支持された鋼管部材の静的載荷性能実験

2.3.1　実験概要

実験は，写真-2.1 に示す 2,000 kN 構造物試験機を用いて行い，写真-2.2 のように載荷板にロードセルを取り付け，その下に半球状の載荷体（直径 300 mm）を取り付けて鋼管はり中央部に静的に載荷させた．なお，載荷体の直径を 300 mm とした理由は，実際の鋼製透過型砂防堰堤で捕捉できる最小の礫径を想定したためである．

供試体は，図-2.5 に示すようにまず鞘管をあらかじめ埋め込んだコンクリート体（長さ 2,000 mm，幅 1,000 mm，高さ 1,000 mm）を 1 体設置し，鋼管はり部材の片側を鞘管に挿入後，もう 1 体のコンクリート体を天井クレーンで移動させながら反対側の鋼管はり部材の端部を鞘管に挿入して設置した．測定項目は，載荷点荷重，変位およびひずみで，測定位置は図-2.6 および表-2.1 に示すとおり，変位は鋼管はり部材 4 箇所，コンクリート体 6 箇所の計 10 箇所，ひずみは鋼管はり中央近傍 4 箇所，鞘管近傍 4 箇所の計 8 箇所ついて測定した．また，鋼管はりの鞘管への挿入部両サイドに目印を付け，鋼管はり部材の水平移動を観察した．

2.3.2　供試体

本実験に用いた鋼管は，表-2.2 に示すような一般構造用炭素鋼鋼管（JIS G 3444）で，鋼管はり部材は鋼管径 D = 406.4 mm，肉厚 t = 7.9 および 12.7 mm の 2 種類，鞘管には鋼管径 D' = 457.2 mm，肉厚 t = 9.0 mm の鋼管を使用した．実際の鋼製透過型砂防堰堤では，径厚比 D/t = 30～60 程度の鋼管部材が

写真-2.1　2,000 kN 構造物試験機

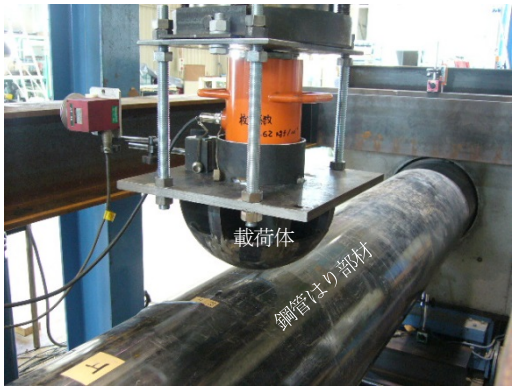
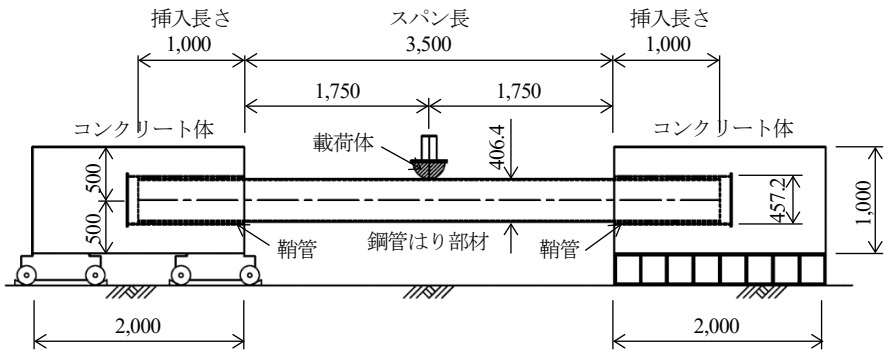
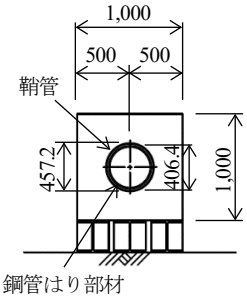


写真-2.2　載荷位置近傍



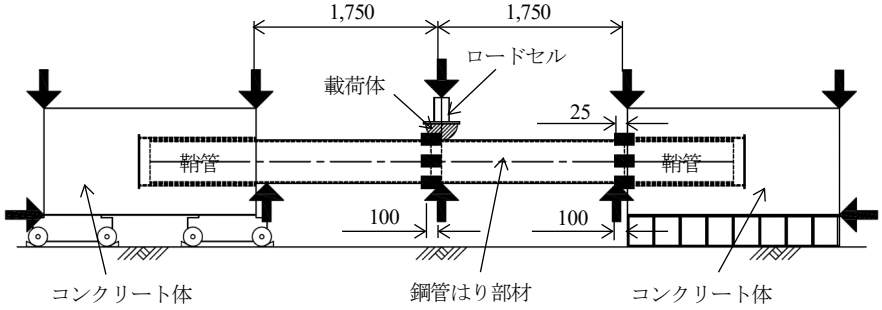
(a)　鋼管はり部材



(b)　鞘管支持部

図-2.5　供試体　（単位：mm）

使用されており，本実験においても鋼管はり部材には径厚比 $D/t=51$（肉厚 7.9 mm）と $D/t=32$（肉厚 12.7 mm）の鋼管を使用した．コンクリート体に用いたコンクリートの仕様は表-2.3 に示す普通コンクリートである．なお，鋼管はり部材のスパン長は 3,500 mm，鞘管への鋼管はり部材の挿入長さは，前



(a)　全体図

(b)　中央部　　(c)　端部

➡：変位計設置位置　■：ひずみゲージ設置位置

図-2.6　測定位置　（単位：mm）

表-2.1　計測機器と計測位置

計測機器	規格・型番	計測位置
ロードセル	CLP-200B	鋼管スパン中央 （載荷点）
変位計	DP-1000B	鋼管スパン中央 （鋼管上下各 1 箇所）
変位計	SDP-100,50	左右鞘管近傍※1 （鋼管下各 1 箇所） 左右コンクリート体 （天端各 2 箇所） （側面各 1 箇所）
ひずみゲージ	FLA-5-11-3LT	鋼管スパン中央※2 （上下左右 4 箇所） 鞘管近傍※3 （上下左右 4 箇所）

※1　鞘管端部より 100mm 内側の位置
※2　鋼管中央部より 100mm 移動させた位置
※3　鋼管端部より 25mm 内側の位置

表-2.2　鋼管の諸元

名　称	鋼管径 (mm)	材質規格	肉厚 (mm)	引張強さ (MPa)	降伏応力 (MPa)	伸び (%)	ヤング係数 (MPa)
鋼管はり	406.4	STK400	7.9	461	318	37	2.0×10^5
鋼管はり	406.4	STK490	12.7	533	425	37	2.0×10^5
鞘管	457.2	STK490	9.0	541	393	36	2.0×10^5

表-2.3　コンクリートの諸元

呼び強度 (MPa)	スランプ (mm)	粗骨材最大寸法 (mm)	種 類
18	80	20	BB 種

表-2.4　実験ケース

No.	鋼管径 D (mm)	肉厚 t (mm)	径厚比 D/t	スパン長 L_S (mm)	挿入長さ Le (mm)
Case 1	406.4	7.9	51	3,500	1,000
Case 2	406.4	12.7	32	3,500	1,000

述のとおり 1,000 mm とした.

ここで，鞘管に鋼管はり部材を挿入する際，実際には図-2.1 および図-2.2 に示すとおり鋼管はり部材に鋼管継手（ここではフランジ継手）を用いているが，本研究では，鞘管を支持条件とした鋼管はり部材の変形特性の把握を目的としているため，継手の影響を受けないよう継手部は設けないこととした.

2.3.3　実験ケース

実験は，表-2.4 に示すとおり鋼管径 D = 406.4 mm およびスパン長 L_S = 3,500 mm を一定とし，鋼管の肉厚 t が異なる 2 ケースについて行った.

2.3.4　載荷状況

写真-2.3(a)～(d)に Case 1，写真-2.4(a)～(d)に Case 2 の載荷状況をそれぞれ示す．これより，各ケースともに荷重の増加に伴い，はり全体の変形が生じているが，載荷点（鋼管はり中央部）での鋼管のへこみ変形の状況がそれぞれ異なっていることがわかる．つまり，同等の荷重作用時（例えば，荷重約 200 kN 時）において，写真-2.3(b)の Case 1（$D/t=51$）では薄肉のためへこみ変形が著しく現れ，写真-2.4(a)の Case 2（$D/t=32$）では厚肉のためへこみ変形はあまり出ていない．ここで，写真-2.3(c)および写真-2.4(c)は鋼管のへこみ率が 40 %となるときの状況で，「へこみ率 40 %」は修復限界状態[1),8)]を意味し，へこみ率がこれ以上になると補強または交換しなければならない限界時のへこみ率である．なお，鋼管のへこみ率とは鋼管のへこみ変形 δ_d と鋼管径 D の比 δ_d/D のことをいう．

(a)　約 100 kN 作用時

(b)　約 200 kN 作用時

(c)　約 250 kN 作用時（へこみ率 40 %）

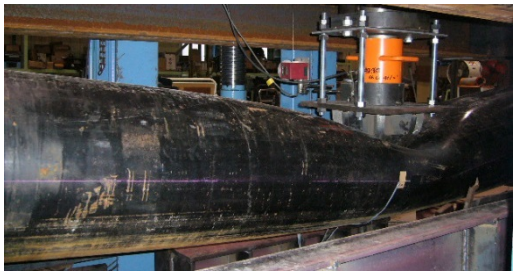
(d)　最大荷重（約 750 kN）作用時

写真-2.3　載荷状況（Case1）

(a)　約 200 kN 作用時

(b)　約 600 kN 作用時

(c)　約 900 kN 作用時（へこみ率 40 %）



(d)　1,200 kN 作用時（載荷装置の関係で中止）

写真-2.4　載荷状況（Case2）

2.3.5　薄肉鋼管による鞘管支持はり（Case1）の耐荷性能

（1）荷重－変位関係

図-2.7 に，Case 1（D = 406.4 mm，t = 7.9 mm，D/t = 51）における荷重と鋼管はり中央部の変位（鋼管はり中央部の鋼管上面と下面の変位，およびへこみ変形）の関係を示す．ここで，鋼管上面の変位 δ_U は「へこみ変形＋鋼管下面の変位」を示し，鋼管上面の変位 δ_U と鋼管下面の変位 δ_L の差（δ_U - δ_L）が「へこみ変形 δ_d」を表すことになる．ここで，載荷初期段階の鞘管支持条件（実験でのはり変位）と単純支持条件（単純支持はりの理論上のたわみ δ_{a1}）を比較すると表-2.5 のようになる．なお，微小変形理論による単純支持はりのたわみは次式により算出した．

$$\delta_a = \frac{PL_S{}^3}{48EI} \tag{2.5}$$

ただし，E：ヤング係数，I：鋼管の断面二次モーメント．

これより，実験でのはり変位（中央部下面の変位 δ_L）は，理論上のたわみに比べて極めて大きくなる．しかし，荷重と鋼管はり端部の変位（沈下量）の関係は，図-2.8 に併記した測定値が得られている．つまり，載荷初期段階から鋼管はり端部に変位が生じている．そこで，実験上の真の鋼管はり中央部のはり変位 δ_c を図-2.8 のように鋼管はり中央部下面の変位 δ_L からはり端部の沈下量 δ_t を差し引いた値（δ_L - δ_t）として求め，理論上のたわみと比較した．その結果，表-2.5 のように荷重 150 kN 程度までは，端部変位控除後の真のはり変位と単純支持はりの理論上のたわみは良く一致していることがわかる．つまり，載荷初期段階においては，鞘管支持はりと単純支持はりはほぼ同様な変形挙動を示

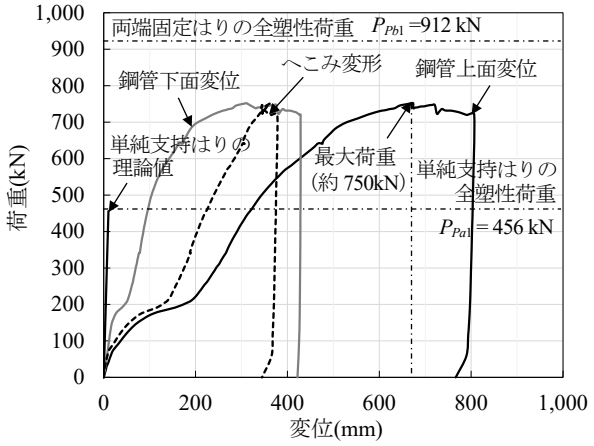


図-2.7　荷重－中央部変位関係（Case 1）

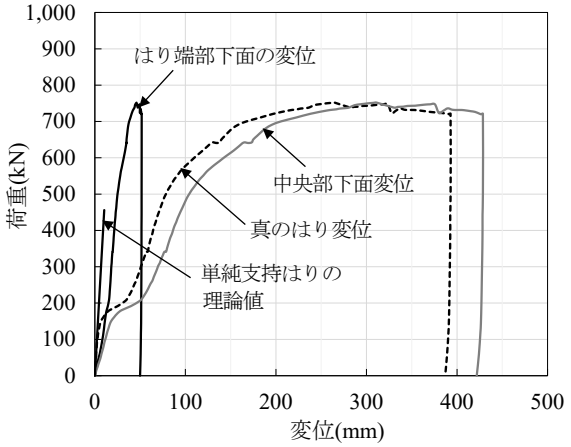
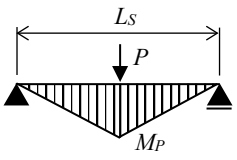
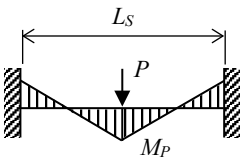
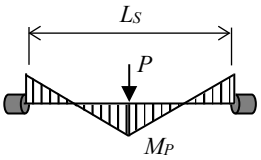


図-2.8　荷重－真のはり変位関係（Case 1）

表-2.5　載荷初期段階における変位の実験値と理論値の比較（Case 1）

荷重 (kN)	理論上の中央部たわみ δ_{a1} (mm)	実験での変位				
		中央部下面 δ_L (mm)	差異 δ_L - δ_{a1} (mm)	端部下面（沈下量）δ_t (mm)	端部控除後真のはり変位 δ_c δ_L-δ_t (mm)	差異 δ_c - δ_{a1} (mm)
50	1.1	6	4.9	5	1	-0.1
100	2.3	12	9.7	9	3	0.7
150	3.4	18	14.6	11	7	3.6
190	4.3	40	35.7	15	25	20.7
200	4.6	50	45.4	16	34	29.4

表-2.6　全塑性荷重および実験値の比較

	単純支持はり	両端固定はり	鞘管支持はり（実験値）
曲げ モーメント図			
全塑性荷重	$P_{Pa}=\dfrac{4M_P}{L_S}$	$P_{Pb}=\dfrac{8M_P}{L_S}$	$P_{Pc}=\alpha\dfrac{8M_P}{L_S}$
Case 1	P_{Pa1} = 456 kN	P_{Pb1} = 912 kN	P_{c1} = 約 750 kN (α = 0.82)
Case 2	P_{Pa2} = 956 kN	P_{Pb2} = 1,912 kN	P_{c2} = 1,200 kN (実験中止時)

すことが認められる．しかし，荷重が 190～200 kN になると実験値の変位が大きくなる．これは，鞘管支持構造による鋼管はり部材のすべりが顕著に発生したものと考えられ，微小変形理論に基づく式(2.5)との差が大きくなったものと推測される．

引き続き荷重を増加させると，図-2.7 に示すように変位も増加し，最終的に荷重が降下し始めるときの最大荷重 P_{c1} は約 750 kN であった．このときの鋼管上面の変位は約 670 mm，鋼管下面の変位は約 310 mm，へこみ変形は約 360 mm である．なお，最大荷重に達した後，721 kN 付近から荷重が急激に低下しているが，これは最大荷重以降に荷重の低下が認められたことから，載荷を中断（除荷）したためである．

ここで，鋼管はりの支持条件の違いによる耐荷性能をみると，鞘管支持はりの最大荷重 P_{c1}（約 750 kN）は，図-2.7 および表-2.6 に示すように単純支持はりの全塑性荷重 P_{Pa1}＝456 kN と両端固定はりの全塑性荷重 P_{Pb1}＝912 kN の中間にあり，両端固定はりに近い値となっている．なお，単純支持はりの全塑性荷重 P_{Pa} および両端固定はりの全塑性荷重 P_{Pb} はそれぞれ次式から算定した．

$$P_{Pa}=\frac{4M_P}{L_S} \tag{2.6}$$

$$P_{Pb}=\frac{8M_P}{L_S} \tag{2.7}$$

これより，鞘管支持はりの支持条件は，載荷初期段階では単純支持はりの挙動に近いが，荷重の増大に伴い，固定条件に近い耐荷性能が得られていると考えられる．つまり，最終的に鞘管支持はりの最大荷重 P_{c1}（約 750 kN）は，両端固定はりの全塑性荷重 P_{Pb1}（912 kN）の約 82 %に相当していることが認められた．

(2) 荷重－ひずみ関係

図-2.9 は，荷重－ひずみ関係を示したもので，図-2.9(a)は鋼管はり中央部，図-2.9(b)は鋼管はり端部の荷重と鋼管の上面，下面および側面（西側および東側）のひずみの関係をそれぞれ示したものである．なお，鋼管が降伏応力に達する降伏ひずみは $\varepsilon_{y1}=\sigma_y/E=1{,}590\,\mu$（ただし，$\sigma_y$：鋼管の降伏応力度，$E$：ヤング係数）で，そのときの鋼管はり中央部および端部の降伏ひずみに対応する各荷重は，表-2.7

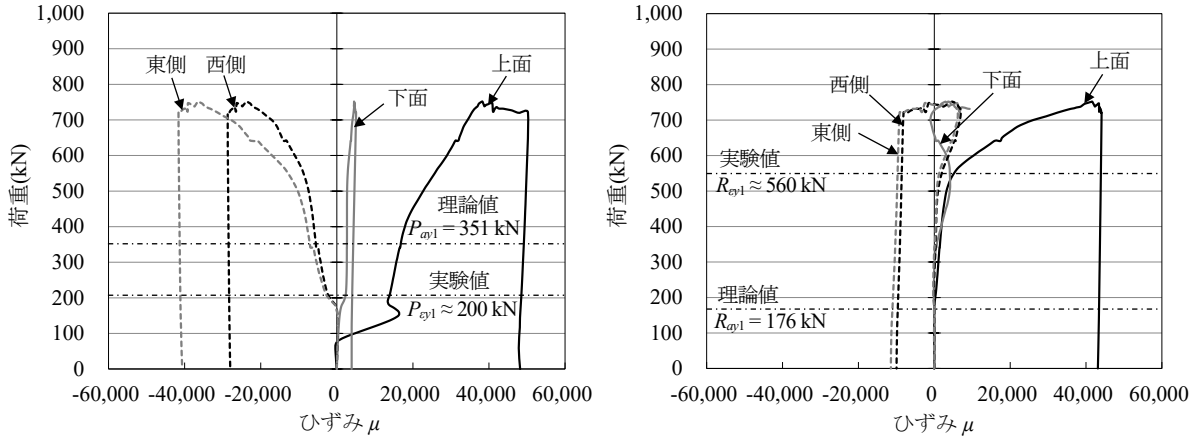


図-2.9 荷重－ひずみ関係（Case 1）

表-2.7 降伏ひずみに対応する荷重（実験値：Case 1）

	鋼管はり中央部 (kN)	鋼管はり端部 (kN)
鋼管上面	86	362
鋼管下面	186	390
鋼管西側	197	534
鋼管東側	192	562
最大値	P_{cy1} = 約 200	R_{cy1} = 約 560

のようになる．

まず，図-2.9(a)より鋼管はり中央部の鋼管上面では，載荷開始後，荷重が約 90 kN 付近から 190 kN 付近までは急激にひずみが発生し，荷重が 200 kN 付近を超えると荷重の増加とともにひずみも増加する傾向が認められる．一方，鋼管はり中央部の鋼管下面および側面では，荷重が約 190 kN 付近まではひずみはほとんど発生せず，190 kN 付近を越えると荷重とともにひずみも増加することが認められた．ここで，図-2.9(a)で荷重 200 kN 付近で鋼管上面のひずみがいったん小さくなっている．これは，この時点で鋼管側面（西側および東側）のひずみが増加し始めたためと考えられる．すなわち，表-2.7 に示すように鋼管上面では，荷重が約 86 kN で降伏に達し，それ以降はひずみの増加が顕著になる．一方，鋼管下面および側面では，荷重 200 kN 付近で降伏に達してひずみが増加していることから，鋼管上面の降伏後，鋼管下面および側面が降伏状態に達する過程で，鋼管断面内で応力の再分配が生じたためと考えられる．つまり，鋼管上面から鋼管下面および側面へ応力の負担が一時的に移行したため，鋼管上面ではひずみが一時減少したものと推測される．

一方，図-2.9(b)の鋼管はり端部では，荷重が 200 kN を超えたあたりから鋼管上面で引張ひずみが発生し始め，荷重が約 300 kN を超えたあたりから鋼管下面にも引張側のひずみが発生していることがわかる．完全固定支持条件であれば，鋼管はり中央部（載荷点）でのへこみ変形の進行と鋼管はり部材全体のはり変形により，鋼管はり端部（固定部）では鋼管上面で引張側，下面で圧縮側のひずみが発生すると考えられる．しかし，鞘管支持構造では，載荷の初期段階から鋼管はり端部の鋼管下面にも引張側のひずみが発生することが実験によって認められた．これは，載荷による鋼管はり中央部でのへこみ変形と鋼管はり部材全体のはり変形とともに，鞘管支持構造の影響（クリアランスの影響）により鋼管はりが中央部に引っ張られる現象が生じたためと考えられる．一方，荷重が 500 kN 付近を

超えたあたりから鋼管上面での引張ひずみが大きくなり，鋼管下面ではひずみが反転して圧縮側のひずみが発生し始める．特に，鋼管断面が降伏に達する荷重約 560 kN 以降では各位置でのひずみの発生が顕著となり，固定支持条件の挙動と同様な傾向を示すことが認められた．

ここで，鞘管支持の鋼管はり部材が降伏に達したときの荷重と単純支持はりの弾性限界荷重（理論値）を比較する．鋼管はり中央部および端部が降伏に達するときの荷重（実験値）は表-2.7 のとおりで，理論値は $P_{\alpha y1} = 4M_y/L_S = 351$ kN（ただし，M_y：降伏モーメント（$M_y = \sigma_y Z$），Z：弾性断面係数），鋼管はり端部での支点反力は $R_{\alpha y1} = P_{\alpha y1}/2 = 176$ kN となる．よって，鋼管はり中央部は単純支持はりに比べて早く降伏する（$P_{\alpha y1} = 351$ kN $> P_{\varepsilon y1} \approx 200$ kN）が，端部では降伏に至らない（$R_{\alpha y1} = 176$ kN $< R_{\varepsilon y1} \approx 560$ kN）ことがわかる．

（3）エネルギー吸収能

ここで，鋼管はり部材のエネルギー吸収能（吸収可能なエネルギー容量）は，鋼管のへこみ変形と鋼管はり部材のはり変形におけるそれぞれの荷重－変位関係で囲まれた面積から求められ，次式で表される．

$$U = \int_0^{\delta} P d\delta \tag{2.8}$$

ただし，U：吸収エネルギー，δ：変位，P：荷重．

まず，図-2.7 の荷重－へこみ変形関係より，鋼管のへこみ変形によるエネルギー吸収能 U_o は式(2.8)から $U_o = 134$ kJ となる．一方，鋼管はり部材のはり変形によるエネルギー吸収能 U_b は，図-2.8 の荷重－真のはり変位関係の面積より $U_b = 147$ kJ となる．

よって，Case 1 の全体のエネルギー吸収能 U は，$U = U_o + U_b = 281$ kJ となる．

（4）実験データからみる鞘管支持はり（Case 1）の特徴

本実験データ（Case 1）から鞘管支持はりの特徴をまとめると以下のようになる．

(a) 図-2.8 および表-2.5 より，鞘管支持はりでは載荷の初期段階から鋼管はり端部に変位が生じ，これを控除した中央部変位をみると，荷重約 150 kN 程度までは単純支持はりとほぼ同様な変形挙動を示す．

(b) 図-2.7 の荷重－中央部変位関係から，荷重が 190～200 kN 付近になると，すべりの影響で変位増加のみが顕著となる．さらに載荷を続けると，再び荷重とともに変位も増加し，鋼管はりと鞘管が接触して固定支持条件に近くなる．

(c) 図-2.7 および表-2.6 から，鞘管支持の鋼管はりの耐荷性能は，単純支持はりと両端固定はりの中間にあるが，むしろ両端固定はりに近い値（約 82 %）を示す．

(d) 図-2.9 の荷重－ひずみ関係から，荷重が約 200 kN 以上になると，鋼管はり中央部のみではなく，鋼管はり端部にもひずみが発生し，載荷初期には鋼管はり端部の鋼管下面でも引張ひずみが生じる．これは，図-2.3 に示す鞘管と鋼管はり部材のクリアランスに起因するものと考えられる．さらに載荷を続けると，鋼管はり端部の鋼管下面の引張ひずみが反転して圧縮ひずみとなり，固定支持条件に近い挙動を示す．

2.3.6　厚肉鋼管による鞘管支持はり（Case2）の耐荷性能

（1）荷重－変位関係

図-2.10 は，Case 2（D = 406.4 mm，t = 12.9 mm，D/t = 32）における荷重と鋼管はり中央部の変位，図-2.11 は荷重とはり変位の関係を示したもので，Case 2 については，鋼管の肉厚の影響により荷重が大きくなったため，載荷装置の制限もあり荷重約 1,200 kN で載荷を中止した．ここで，実験上の真の鋼管はり中央部のはり変位 δ_c（δ_L - δ_t）は図-2.11 および表-2.8 のとおりであり，載荷初期段階（荷重約 400 kN 程度まで）では，単純支持はりとほぼ同様な変形挙動を示すことが認められた．さらに，載荷可能であった範囲での荷重と変位の関係に着目すると，Case 1 と同様な傾向を示すことがわかる．つまり，荷重が約 500 kN 近辺までは荷重の増加に伴って変位も増加し，荷重が約 500～550 kN 近辺になると，すべりの影響で変位増加のみが大きくなるものの，その後，再び荷重とともに変位も増加することが認められた．よって，Case 2 の場合も鋼管はり端部の変位を控除した真のはり変位は載荷初期段階では単純支持はりとほぼ同様な挙動を示すが，荷重の増加に伴い，すべりの影響が顕著となり変位が大きくなることが確認された．

なお，参考までに Case 1 と同様に式(2.6)および式(2.7)を用いて算出した単純支持はりと両端固定はりの全塑性荷重の値を図-2.10 および表-2.6 に示す．これより，実験で確認された範囲においては，単純支持はりを上回る耐荷性能が得られていると考えられる．

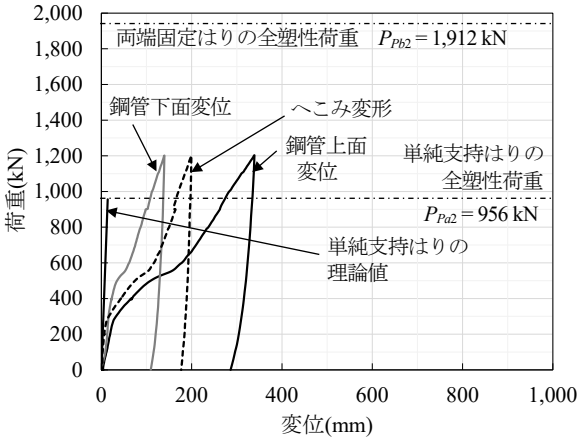


図-2.10　荷重－中央部変位関係（Case 2）

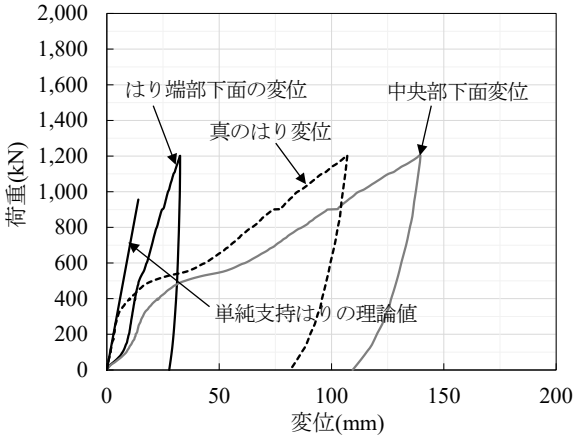


図-2.11　荷重－真のはり変位関係（Case 2）

表-2.8　載荷初期段階における変位の実験値と理論値の比較（Case 2）

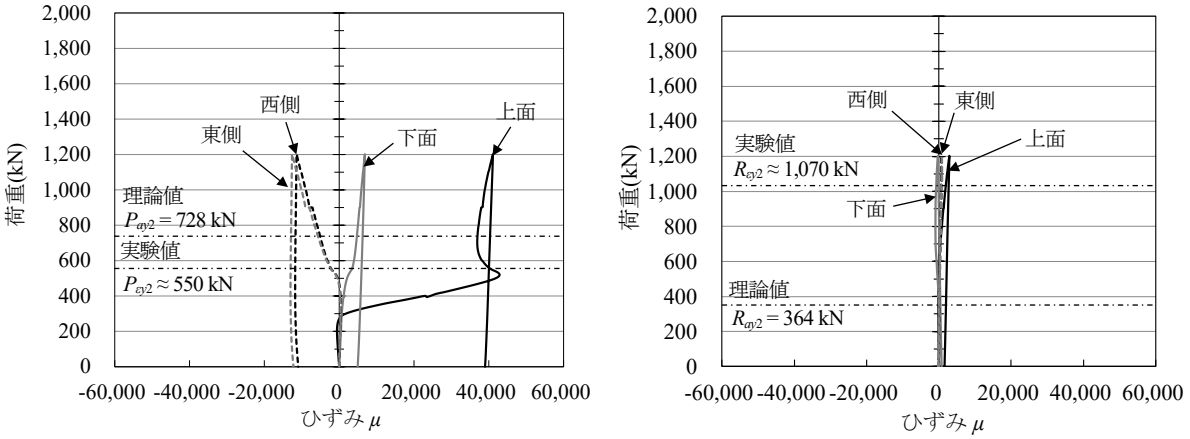
荷重 (kN)	理論上の中央部たわみ δ_{a2} (mm)	実験での変位				
		中央部下面 δ_L (mm)	差異 δ_L-δ_{a2} (mm)	端部下面（沈下量）δ_t (mm)	端部控除後真のはり変位 δ_c δ_L-δ_t (mm)	差異 δ_c-δ_{a2} (mm)
50	0.7	4	3.3	3	1	0.3
100	1.5	9	7.5	7	2	0.5
200	2.9	13	10.1	10	3	0.1
400	5.9	23	17.1	13	10	4.1
500	7.3	35	27.7	14	21	13.7
550	8.1	52	43.9	16	36	27.9

(2) 荷重－ひずみ関係

荷重とひずみの関係を図-2.12 に，鋼管が降伏応力に達するとき（降伏ひずみ $\varepsilon_{y2}=\sigma_y/E=2{,}125\,\mu$）の鋼管はり中央部および端部の各荷重を表-2.9 に示す．まず，図-2.12(a)より鋼管はり中央部では荷重約 300 kN まではひずみはほとんど発生しないが，荷重が 300 kN を超えると鋼管上面でのひずみが顕著となる．さらに，荷重が 500～550 kN 以降になると鋼管下面および側面でのひずみも大きくなる．

一方，図-2.12(b)の鋼管はり端部では，荷重 550 kN 付近を超えると鋼管上面でひずみが発生し始めるものの，鋼管下面および側面でのひずみはほとんど発生していない．これは，鋼管の剛性が大きく，表-2.9 に示すように鋼管はり端部では鋼管断面が降伏に達していないためと考えられる．すなわち，Case 1 では図-2.9 および表-2.7 に示すように，鋼管断面が降伏に達した以降，鋼管はり中央部および端部ともにひずみが増加しているが，Case 2 の場合，図-2.12 および表-2.9 に示すように，鋼管はり中央部はへこみ変形の影響により鋼管断面が降伏に達してひずみが増加するものの，鋼管はり端部では鋼管の曲げ剛性が大きく，鋼管断面が降伏に達する前に載荷を中断したため，ひずみはほとんど発生しなかったものと考えられる．

また，表-2.9 に示す鞘管支持の鋼管はり部材が降伏に達したときの荷重（実験値）と単純支持はりの弾性限界荷重（理論値）を比較すると，理論値は $P_{ay2}=4M_y/L_S=728$ kN，鋼管はり端部での支点反力は $R_{ay2}=P_{ay2}/2=364$ kN で，Case 1 と同様に鋼管はり中央部は単純支持はりより早く降伏する（$P_{ay2}=728$ kN > $P_{ey2}\approx 550$ kN）が，鋼管はり端部では降伏には至らないことがわかる．



(a) 鋼管はり中央部　　(b) 鋼管はり端部

図-2.12 荷重～ひずみ関係（Case2）

表-2.9 降伏ひずみに対応する荷重（実験値：Case 2）

	鋼管はり中央部 (kN)	鋼管はり端部 (kN)
鋼管上面	303	1,070
鋼管下面	501	－
鋼管西側	554	－
鋼管東側	549	－
最大値	$P_{ey2}=$ 約 550	$R_{ey2}=$ 約 1,070

注)「－」は降伏ひずみに達しないことを示す．

(3) エネルギー吸収能

Case 2 については，鋼管の耐力が大きすぎた（表-2.2 より STK490，$D = 409.4$ mm，$t = 12.7$ mm，降伏応力 $\sigma_y = 425$ MPa）ため，真の最大荷重に達する前に載荷を中止した．

よって，Case 2 のエネルギー吸収能の値は，後述する解析によって求めるものとする．

(4) 実験データからみる鞘管支持はり（Case 2）の特徴

Case 2 では最大荷重までの載荷はできなかったものの，本実験データ（Case 2）から鞘管支持はりの特徴をまとめると以下のようになる．

(a) 図-2.11 および表-2.8 より，鞘管支持はりでは載荷の初期段階から鋼管はり端部に変位が生じ，これを控除した中央部変位をみると，荷重約 400 kN 程度までは単純支持はりとほぼ同様な変形挙動を示す．

(b) 図-2.10 の荷重－中央部変位関係から，荷重が 500～550 kN 付近になると，変位増加のみが顕著となる．これは，Case 1 と同様にすべりの影響であると考えられる．さらに載荷を続けると，再び荷重とともに変位も増加する．

(c) 図-2.10 および表-2.6 から，鞘管支持の鋼管はりの耐荷性能は，単純支持はりと両端固定はりの中間にあることを示す．しかし，Case 2 の場合，載荷装置の制限により載荷を中断したため，実際の耐荷能力は実験値より大きいものと推測される．

(d) 図-2.12 の荷重－ひずみ関係から，鋼管はり中央部では，荷重が約 300 kN 付近から鋼管上面でのひずみが大きくなり，荷重約 550 kN 以上になると，鋼管断面全体でひずみが顕著となる．一方，鋼管はり端部では Case 1 とは異なり，ひすみがほとんど発生しない結果となった．これは，Case 2 の場合，鋼管の剛性が大きく，鋼管はり端部が降伏に至る前（ひずみの発生が顕著になる前）に載荷を中断したためと考えられる．

(e) 実験でのはり変位と単純支持はりの理論上の弾性剛性（荷重－変位関係）をみると，Case 1 および Case 2 ともに実験値の変位のほうが大きい．しかし，実験値と理論値の差は Case 2 のほうがやや小さい．これは，Case 2 の鋼管の剛性が大きいためで，鋼管はり部材のすべりが Case 1 に比べ小さいためと推測される．

2.4　静的弾塑性解析による耐荷性能評価

2.4.1　解析条件

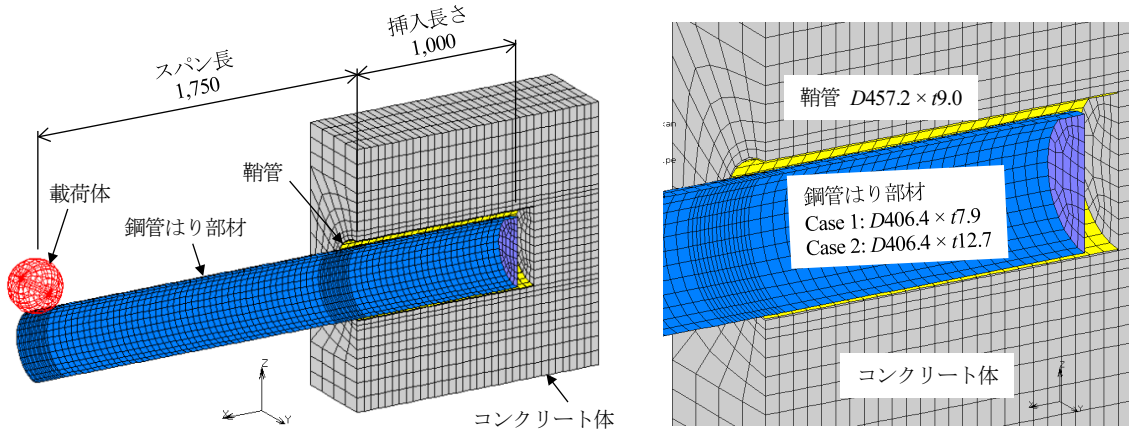
ここでは，載荷実験の再現解析（実験シミュレーション）を行うことにより，本解析手法の適用性を検証するとともに，最大荷重まで得られなかった Case 2 における挙動を把握するものである．

解析は，有限要素法による非線形解析汎用コード MSC. Marc[9]を用いて実施した．解析モデルは，図-2.13 に示すような実験供試体を再現したモデルで，本解析では構造の対称性および計算効率を考慮して 1/4 モデルとしている．使用要素は，鋼管部材（鋼管はりおよび鞘管）はシェル要素，コンクリート体はソリッド要素とし，載荷体は剛体とした．

解析では，コンクリート体の底面を完全固定，コンクリート体と鞘管は完全固着とする境界条件を設定し，鋼管はり部材と鞘管の接触面には摩擦係数 0.3 とする接触条件を設定した．載荷は，鋼管はり部材下側を鞘管に接触させた状態（鋼管はり上側のクリアランスが 32.8 mm（=457.0 mm - 9.0 mm×2 - 406.4 mm）となる状態）を初期状態として行った．

2.4.2　材料特性

解析に用いた材料物性値を，表-2.10 に示す．本解析では，材料のポアソン比を鋼管材料で 0.300，コンクリート材料で 0.194 とし，比重量はそれぞれ 77.0 kN/m^3，22.5 kN/m^3 とした．材料の構成則にはバイリニア型の応力－ひずみ関係を与え，降伏条件は von-Mises の条件を適用し等方硬化するものとした．



(a)　鋼管はりモデルと載荷位置　　(b)　鞘管と鋼管はりモデル

図-2.13　解析モデル

表-2.10　材料物性値

名　称	材質規格	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比	引張強さ (MPa)	降伏応力 (MPa)	伸び (%)	比重量 (kN/m^3)
鋼管はり	STK400	2.0×10^5	0.300	461	318	37	77.0
鋼管はり	STK490	2.0×10^5	0.300	533	425	37	77.0
鞘管	STK490	2.0×10^5	0.300	541	393	36	77.0
コンクリート	BB 種	2.0×10^4	0.194	—	—	—	22.5

2.4.3　再現解析による鞘管支持はりの耐荷性能

図-2.14 に，解析による荷重－変位関係を示す．ここで，図-2.14(a)は Case 1，図-2.14(b)は Case 2 の解析結果を示し，実験結果もそれぞれ併記した．また，実験と解析による最大荷重を比較すると表-2.11 に示すとおりであり，ここでは式(2.6)および式(2.7)を用いて算出した単純支持はりと両端固定はりの全塑性荷重の値も併記した．

（1）薄肉鋼管 Case 1（D = 406.4 mm，t = 7.9 mm）の場合

Case 1 の場合，図-2.14(a)に示すように解析での最大荷重は 795 kN であり，実験値（750 kN）に比べやや大きい結果となる．しかし，その差異は約 6 %程度であり，実験を概ね再現できているものと考えられる．また，解析結果は荷重 190～200 kN 付近における変位のみが増加する現象（すべりの影響）やその後の荷重の増加など，実験での挙動を大略再現できている．ここで，表-2.11 に示すように解析における最終的な鞘管支持はりの最大荷重 795 kN は，両端固定はりの全塑性荷重 P_{Pb1}（912 kN）の約 87 %に相当していることが認められた．

（2）厚肉鋼管 Case 2（D = 406.4 mm，t = 12.9 mm）の場合

Case 2 では，実験では載荷装置の制限により 1,200 kN までしか載荷できなかったが，図-2.14(b)に示すように解析では 1,826 kN の最大荷重が得られている．この値は，表-2.11 に示すように単純支持はりの全塑性荷重より大きく，両端固定はりの全塑性荷重に近い値となっている．また，解析においても荷重約 500～550 kN 付近でのすべりの影響や，その後再び荷重とともに変位も増加する傾向を再現できており，Case 2 でも Case 1 と同様に，載荷初期段階では単純支持はりの挙動に近いが，荷重の増大に伴い，固定条件に近い耐荷性能が得られていると考えられる．なお，解析における最終的な鞘管支持はりの最大荷重 1,826 kN は，両端固定はりの全塑性荷重 P_{Pb2}（1,912 kN）の約 96 %に相当することが確認された．

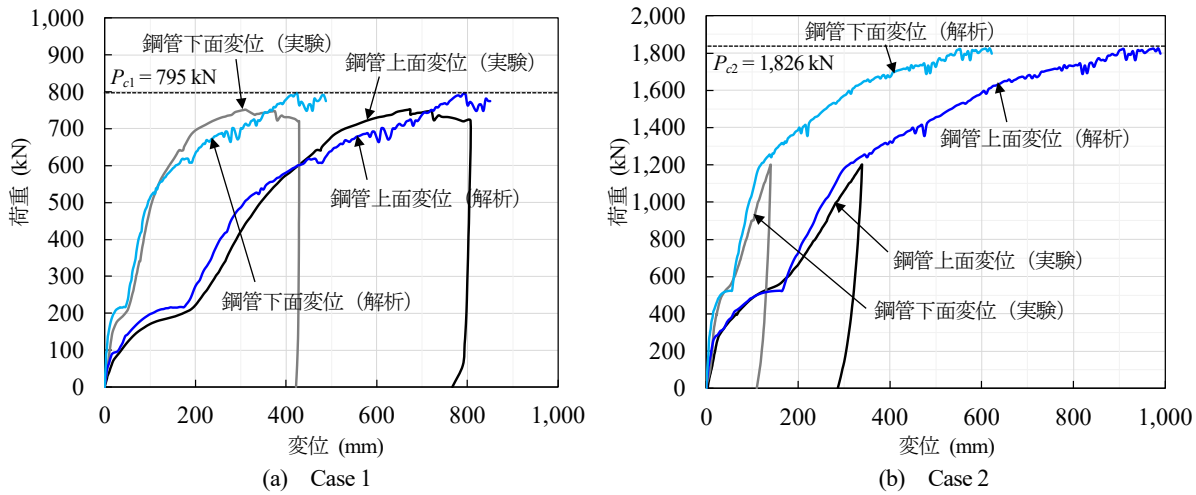
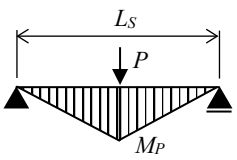
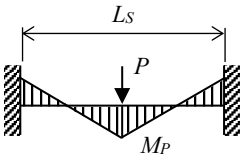
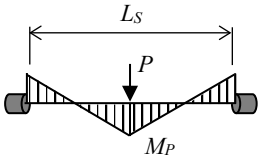


図-2.14　荷重－変位関係（実験結果と解析結果）

表-2.11　全塑性荷重および実験値の比較

	単純支持はり	両端固定はり	鞘管支持はり	
			実験値	解析値
曲げ モーメント図				
全塑性荷重	$P_{Pa} = \frac{4M_P}{L_S}$	$P_{Pb} = \frac{8M_P}{L_S}$	$P_{Pc} = \alpha \frac{8M_P}{L_S}$	
Case 1	P_{Pa1} = 456 kN	P_{Pb1} = 912 kN	P_{c1} = 約 750 kN (α = 0.82)	P_{c1} = 約 795 kN (α = 0.87)
Case 2	P_{Pa2} = 956 kN	P_{Pb2} = 1,912 kN	P_{c2} = 1,200 kN (実験中止時)	P_{c1} = 約 1,826 kN (α = 0.96)

以上より，本解析では，Case 1 および Case 2 の両ケースともに実験における全体的な傾向を概ね再現できており，本解析手法の適用性を確認することができた.

2.5 現行設計式[1]との比較

2.5.1 鋼管のへこみ変形による吸収エネルギー

中空鋼管構造の鋼製透過型砂防堰堤の場合，礫の衝突に対する検討は，図-2.15 に示すように鋼管部材の中央部に礫 1 個が土石流流速で衝突するものとして，礫の衝突エネルギーに対し，鋼管部材の局部変形（へこみ変形）と部材のはり変形（塑性変形）で吸収するものとされている[1].

ここで，鋼管のへこみ変形による吸収エネルギーは，次のような修正エリナス式[1]により設計が行われている. これは, 鋼管海洋構造物に船舶の尖った先端部が衝突した際の局部変形を考慮した Ellinas 式[6]を，鋼管部材に球状の礫が衝突する際の局部変形に対応するように修正したものである.

（1）へこみ変形に対する荷重

鋼管のへこみ変形に対応する荷重 P_l は，鋼管のへこみ変形に対する研究[5]により，次式により求められる.

$$P_l = \frac{1}{4} K \sigma_{y,d} t^2 \left(\frac{\delta_d}{D}\right)^{0.8} \tag{2.9a}$$

$$\begin{cases} K = 185 : D_0 > 3.5D \\ K = 161\left(\dfrac{D_0}{D}\right)^{0.11} : D_0 \leq 3.5D \end{cases} \tag{2.9b}$$

ただし，K : 式(2.9b)で表される係数，$\sigma_{y,d}$: 鋼管材料の動的降伏応力度（通常 $\sigma_{y,d}$=1.0～1.2σ_y,ただし σ_y : 静的降伏応力度），δ_d : 鋼管のへこみ変形，t : 鋼管肉厚，D : 鋼管外径，D_0 : 礫の直径.

（2）鋼管の崩壊荷重

へこみ変形が終了するとはりの塑性変形に移行するが，そのときの崩壊荷重 P_C は，鋼管の両端が固定され，礫がはり中央部に作用した際に図-2.16 に示すような崩壊メカニズムが形成されるものとして，次式より求められる[5].

$$P_C = \frac{4}{L}(M_{PA} + M_{PC}) \tag{2.10a}$$

$$M_{PA} = D^2 \sigma_{y,d} t \tag{2.10b}$$

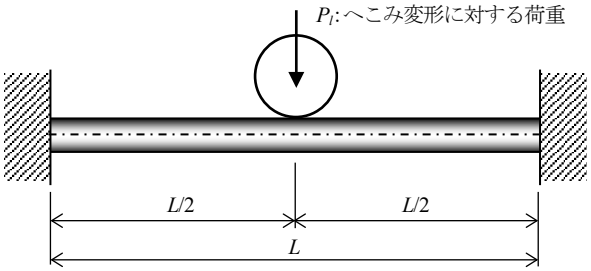
$$M_{PC} = \frac{4}{3}\sigma_{y,d}[ab^2 - (a-t)(b-t)^2] \tag{2.10c}$$

$$a = \frac{D}{2\left(1 - \frac{1}{4}\alpha^2 - \frac{3}{64}\alpha^4 - \frac{15}{768}\alpha^6\right)} \tag{2.10d}$$

$$\alpha^2 = 1 - \left(\frac{b}{a}\right)^2 \tag{2.10e}$$

$$b = \frac{(D - \delta_d)}{2} \tag{2.10f}$$

(a)　礫衝突による鋼管部材のへこみ変形状況（実物）



(b)　礫衝突の検討模式図（設計）

図-2.15　鋼管部材の礫衝突に対する検討（へこみ変形）

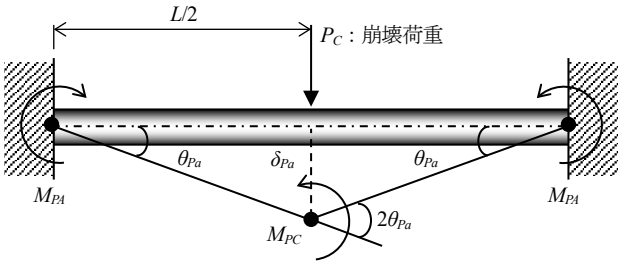


図-2.16　両端固定はりの崩壊メカニズム

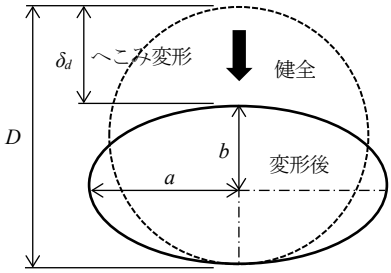


図-2.17　鋼管断面の変形形状（楕円形）

ただし，L：スパン長，M_{PA}：固定端の塑性モーメント，M_{PC}：中央部の塑性モーメント，a：楕円の長径半径，b：楕円の短径半径.

ここで，載荷過程における鋼管の変形状況は，写真-2.3 および 2.4 に示すように，まず載荷点（鋼管はり中央部）でのへこみ変形が顕著となり，その後，鋼管はり端部において局部座屈を伴う変形（扁平化）が徐々に進行する様子が確認されている．しかし，鋼管はり端部での鋼管の変形は，鋼管はり中央部でのへこみ変形に比べて小さいため，ここでは塑性モーメントを算出するときの断面を鋼管はり端部は円形，中央部では変形後の鋼管形状として図-2.17 のような楕円形（長径 $2a$ と短径 $2b$）と仮定した．なお，この変形後の断面形状については，実形状に近いひょうたん形と変形後の断面を楕円形とした場合を比べ，塑性モーメントー局部変位関係および崩壊荷重ー局部変位関係がほぼよく一致していることが確認されている [4]ことから，ここでも楕円形と仮定している．

（3）鋼管の最大へこみ変形の算定

ここで，式(2.9a)で示されるへこみ変形 δ_d は，式(2.10a)の崩壊荷重 P_C に達するまで進行するが，それ以降はへこみ変形が進行せず，固定はりとして塑性変形（メカニズムとしての変形）が進行する．つまり，鋼管のへこみ変形による荷重 P_l と崩壊荷重 P_C が等しくなるとき（へこみ変形が終了するとき）の最大へこみ変形 δ_{dc} は，式(2.9a)の P_l と式(2.10a)の P_C が等しいとして，次式のように求めることができる．

$$\delta_{dc} = D\left\langle \frac{16}{LKt^2}\left\{D^2t + \frac{4}{3}[ab^2 - (a-t)(b-t)^2]\right\}\right\rangle^{1.25} \tag{2.11}$$

以上より，長径半径 a を仮定し，値が収束するまで計算を繰り返すことにより，最大へこみ変形 δ_{dc} を求めることができる．

(4) 鋼管のへこみ変形による吸収エネルギー

最大へこみ変形 δ_{dc} が求まれば，鋼管のへこみ変形による吸収エネルギーE_d が次式により求めることができる．

$$E_d = \frac{1}{4} K \sigma_{y,d} t^2 \frac{{\delta_{dc}}^{1.8}}{1.8 D^{0.8}} \tag{2.12}$$

2.5.2 部材のはり変形による吸収エネルギー

部材のはり変形（塑性変形）による吸収エネルギーE_Mは，片持ちはりの高速載荷実験[7]より，鋼管に局部座屈が発生するときを部材の終局限界として，許容塑性回転角 θ_{Pa} より次式により求めることができる．

$$E_M = \delta_{Pa} P_c \tag{2.13a}$$

$$\delta_{Pa} = \frac{\theta_{Pa}}{(L/2)} \tag{2.13b}$$

$$\theta_{Pa} = \frac{1.355}{(D/t)} \tag{2.13c}$$

ただし，δ_{Pa}：許容塑性変形，θ_{Pa}：許容塑性回転角．

以上より，現行設計式による吸収エネルギーは，次式により表される．

$$E_{total} = E_d + E_M \tag{2.14}$$

ただし，E_d：鋼管のへこみ変形による吸収エネルギー，E_M：部材のはり変形による吸収エネルギー．

2.5.3　実験結果および解析結果の現行設計式[1)]との比較

図-2.18 および図-2.19 に，Case 1 および Case 2 のへこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係から得られる現行設計式，実験結果および解析結果における吸収エネルギーをそれぞれ示す．図-2.18(a)および図-2.19(a)は Case 1 および Case 2 の現行設計式，図-2.18(b)および図-2.19(b)は Case 1 および Case 2 の実験結果，図-2.18(c)および図-2.19(c)は Case 1 および Case 2 の解析結果によるへこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係をそれぞれ示している．ここで，実験および解析による鋼管はり部材の吸収エネルギー（吸収可能なエネルギー容量）は，鋼管のへこみ変形と鋼管はり部材のはり変位におけるそれぞれの荷重－変位関係から式(2.8)を用いて算出した．

なお，図-2.18(b), (c)および図-2.19(b), (c)に示すように，はり変位は載荷初期段階の弾性変形時から生じているが，ここでは安全側を考慮し，図-2.16 に示す鋼管はりの崩壊メカニズムを参照してへこみ変形後のはり変位による吸収エネルギーのみを対象とした．

（1）薄肉鋼管 Case 1（D = 406.4 mm，t = 7.9 mm）の場合

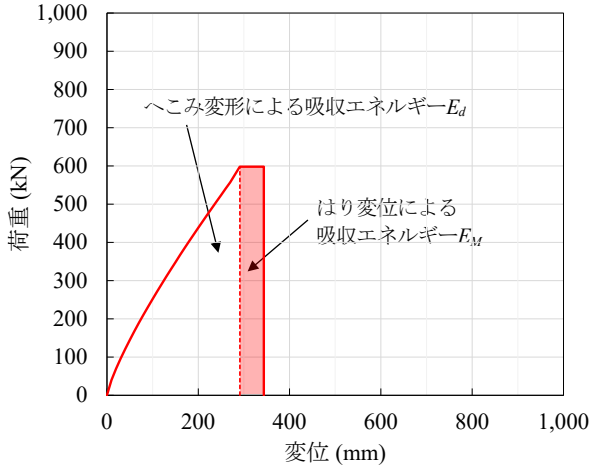
Case 1 の場合，図-2.18(a)に示す現行設計式の最大荷重（598 kN）は，図-2.18(b)に示す実験での最大荷重（750 kN）に対して 20 %程度，図-2.18(c)に示す解析での最大荷重（795 kN）に対して 25 %程度小さくなっている．これは，現行設計式では，便宜上，鋼管のへこみ変形とはりの塑性変形のみを考慮しており，はりの弾性変形を考慮していないためである．

表-2.12 に，Case 1 における現行設計式，実験結果および解析結果による吸収エネルギーの比較を示す．これより，実験結果による吸収エネルギー（157 kJ）は現行設計式による吸収エネルギー（129 kJ）に対して約 1.2 倍，解析結果による吸収エネルギー（244 kJ）は現行設計式による吸収エネルギーに対して約 1.9 倍となる．つまり，実験結果および解析結果による吸収エネルギーは，現行設計式による吸収エネルギーに比べて十分な安全率（約 1.2～1.9 倍）を見込んでいることから，鞘管支持はりの設計で現行設計式を用いても安全側となることがわかる．

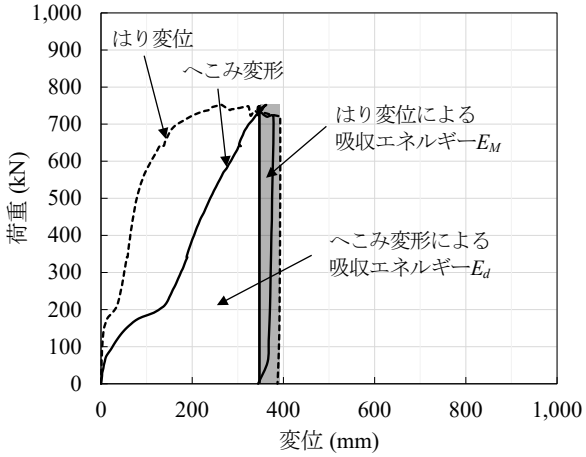
（2）厚肉鋼管 Case 2（D = 406.4 mm，t = 12.7 mm）の場合

Case 2 の場合，実験では載荷装置の制限により最大荷重を確認できなかったが，図-2.19(a)に示す現行設計式の最大荷重（1,521 kN）は，図-2.19(c)に示す解析での最大荷重（1,826 kN）に対して 17 %程度小さくなっている．これは，Case 1 の場合と同様に，現行設計式でははりの弾性変形を考慮していないためと考えられる．

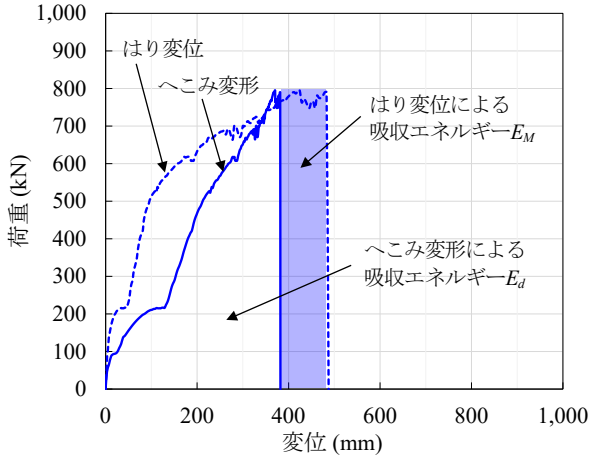
表-2.13 に，Case 2 における現行設計式，実験結果および解析結果による吸収エネルギーの比較を示す．これより，実験結果による最大吸収エネルギーは不明であるものの，解析結果による吸収エネルギー（850 kJ）は現行設計式による吸収エネルギー（277 kJ）に対して約 3.1 倍となる．つまり，Case 2 の場合も Case 1 と同様に，解析結果による吸収エネルギーは現行設計式による吸収エネルギーに比べて十分な安全率（約 3.1 倍）を見込んでいることから，鞘管支持はりの設計で現行設計式を用いても安全であることが確認された．



(a)　へこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係（現行設計式 [1]）

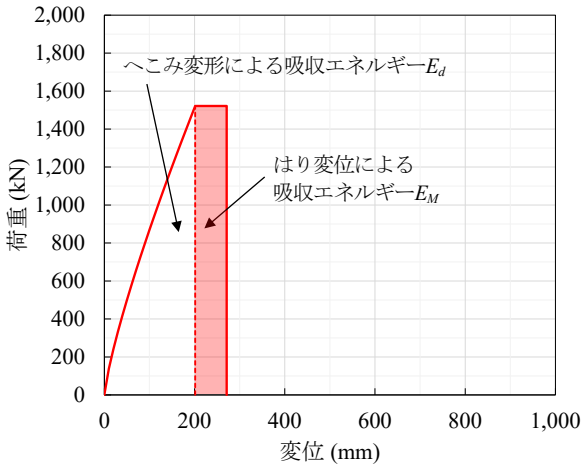


(b)　へこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係（実験結果）

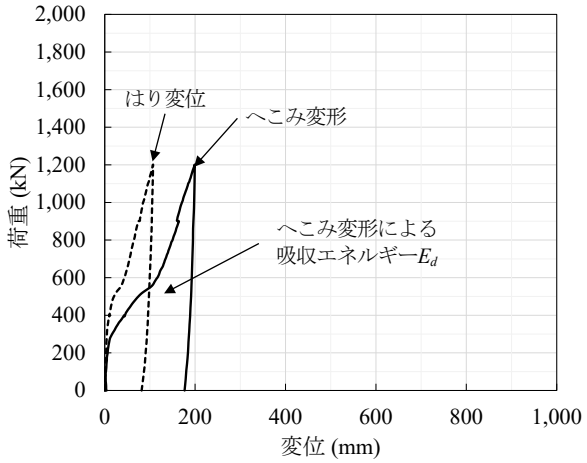


(c)　へこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係（解析結果）

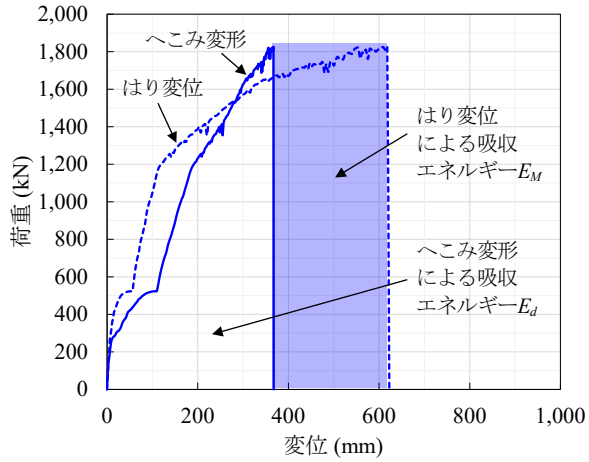
図-2.18　吸収エネルギーの比較（Case 1）



(a)　へこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係（現行設計式 [1]）



(b)　へこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係（実験結果）



(c)　へこみ変形およびはり変位の荷重－変位関係（解析結果）

図-2.19　吸収エネルギーの比較（Case 2）

表-2.12　現行設計式 [1]，実験結果および解析結果による吸収エネルギーの比較（Case 1）

	現行設計式 (kJ)	実験結果 (kJ)	解析結果 (kJ)
へこみ変形による吸収エネルギー E_d	98 (1.00)	134 (1.37)	160 (1.63)
はり変位による吸収エネルギー　E_M	31 (1.00)	23 (0.74)	84 (2.71)
計	129 (1.00)	157 (1.21)	244 (1.89)

注）括弧内の数値は，現行設計式に対する比率を示す.

表-2.13　現行設計式 [1]，実験結果および解析結果による吸収エネルギーの比較（Case 2）

	現行設計式 (kJ)	実験結果 (kJ)	解析結果 (kJ)
へこみ変形による吸収エネルギー E_d	170 (1.00)	123※	384 (2.26)
はり変位による吸収エネルギー　E_M	107 (1.00)	―	466 (4.36)
計	277 (1.00)	―	850 (3.07)

※）実験中断時までの吸収エネルギーを示す.
注）括弧内の数値は，現行設計に対する比率を示す.

2.5.4　鋼管はり部材のスライド量

ここで，注意すべき点は，鞘管と鋼管はり部材のクリアランスに起因してへこみ変形とともにはり変位が徐々にではあるが進行することから，鋼管はり部材がはり変位に移行したときの安全性（鋼管はり部材の鞘管からの離脱）である．写真-2.5 は Case 1 における鋼管はり部材の水平移動（写真中の○印）を観察したもので，荷重が大きくなるとスライド量も大きくなる．

まず，写真-2.5(a)の荷重約 200 kN 作用時は，鋼管はり中央部が降伏し，図-2.9(b)に示すように鋼管はり端部でもひずみが発生し始めるときで，このときの鋼管はり部材のスライド量（移動量）は約 20 mm 程度である．次に，荷重約 300～500 kN では鋼管はり端部の鋼管上下面で引張側のひずみが発生する（鋼管が中央部に引張られる現象が発生する）が，荷重が 500 kN を超えると鋼管下面でのひずみが反転し始め，局部座屈を伴うはり変形が生じ始めていることが推測される．さらに，最大荷重付近の約 750 kN では，鋼管はり端部の鋼管下面で固定支持条件特有の圧縮側のひずみが発生しており，写真-2.5(b)に示すような局部座屈による鋼管の膨らみと鋼管上面での扁平化が認められ，このときの移動量は約 50 mm であった．しかしながら，この値は鋼管はり部材の半スパン長 $Ls/2$ = 1,750 mm の 2.8 %，鋼管はり部材の鞘管への挿入長さ Le = 1,000 mm の 5.0 %と非常に小さく，十分安全であるといえる．

以上の結果より，礫の衝突に対する鞘管支持構造の設計法を考えた場合，厳密には鋼管はり部材と鞘管のクリアランスに起因する「はり変形」および「スライド量」を考慮する必要はあるものの，両端固定支持条件における現行設計式（修正エリナス式）[1]で対応可能であるものと考える．

(a)　荷重約 200 kN 作用時　　(b)　荷重約 750 kN 作用時

写真-2.5　鋼管はり部材の水平変位状況（Case 1）

2.6　鞘管支持構造のメンテナンス性

鞘管支持構造の特徴のひとつに，他の支持構造（例えば，コンクリートによる固定支持構造）にはない高いメンテナンス性が挙げられる．そこで，載荷実験終了後，変形した鋼管はり部材を鞘管から無理なく引き抜くことができるか否かについて確認作業を行った．写真-2.6 は，鞘管から変形した鋼管はり部材を引き抜く作業を示したもので，鋼管を切断することなく，また特殊治具を必要とすることなく鋼管を引き抜くことができた．これより，本実験の範囲内においては鞘管支持構造のメンテナンス性を確認することができ，実現場においてもクレーンやワイヤ等の一般的な建設機械および工具により容易かつ迅速に鋼管部材の脱着，交換が可能であることが推察される．一方，設定外力を超える荷重の作用や巨礫の衝突等を受けた場合，鋼管部材に大変形が生じることも想定されるため，このような場合には，鋼管の切断などの別途対策が必要であると考えられる．

(a)　鋼管はり部材の引き抜き作業状況　　(b)　引き抜き後の鋼管はり部材

写真-2.6　鋼管はり部材の引き抜き状況（Case 1）

2.7 結　論

本章は，静的載荷実験および FEM 解析による再現解析により，鞘管に支持された鋼管はりの荷重－変位関係を調べることで，変形特性と耐荷性能を検討したものである．さらに，鋼管はりの局部変形に対する安全性照査で用いられている現行の設計式（修正エリナス式）[1]について，鞘管支持構造の鋼管はりへの適用可能性について検証した．

本研究の成果をまとめると以下のようになる．

(1) 鞘管支持構造における鋼管はりの変形特性において，載荷の初期段階から鋼管はり端部で変位が生じ，鋼管はり端部の変位を控除した中央部変位をみると，載荷初期段階では単純支持はりとほぼ同様な変形挙動を示す．

(2) 載荷途中段階において，鋼管はり部材と鞘管のクリアランスに起因して変形のみが進行する挙動が生じるが，その後，載荷の進行とともに鋼管はりが鞘管に接触し，接触後は固定支持状態に近い支持条件になる．つまり，両端固定はりに近い耐荷性能を有する．

(3) 現行設計式（修正エリナス式），実験結果および解析結果による吸収エネルギーを比較した結果，実験結果および解析結果による吸収エネルギーは，現行設計式による吸収エネルギーに比べて十分な安全率（約 1.2～3.1 倍）を見込んでおり，鞘管支持構造の鋼管はりの設計で現行設計式を用いても安全側となる．つまり，今回の検討の範囲においては，現行の設計式である修正エリナス式の適用が可能であることを確認した．

(4) 薄肉鋼管（Case 1）では，厚肉鋼管（Case 2）に比べてへこみ変形が大きくなり，はり変形は小さい．一方，Case 2 のような厚肉鋼管では，はり変形による吸収エネルギーが大きいことを確認した．

(5) 鋼管はり部材のスライド量は，本実験条件においてスパン長に対し 2.8 %，挿入長さに対し 5.0 % 程度であり，鋼管はりの離脱に対して十分安全である．

(6) 載荷実験終了後，鋼管はり部材の引き抜き作業を行い，特殊冶具を必要とすることなく容易に引き抜くことができた．

第 2 章の参考文献

1) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター　平成 21 年版，2009.
2) Norman Jones and W.Q. Shen: A Theoretical Study of Lateral Impact of Fully Clamped Pipelines, Proc. of the Institution of Mechanical Engineers, Vol.206(E), pp.129-146, 1992.
3) Norman Jones: Structural Impact, Cambridge University Press, pp.1-575, 1997.
4) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平 : 半球状の重錘落下による鋼管固定はりの衝撃応答変位，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1543-1554，1994.
5) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位，土木学会論文集 No.513/I-31，pp.101-115，1995.
6) Charles P. Ellinas and Alastair C. Walker: Damage on Offshore Tubular Bracing Members, IABSE, Colloquim Copenhagen, Vol.42, 1983.
7) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：鋼管はり部材の動的終局限界に関する一考察，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.139-152，1995.
8) 白石博文，梶田幸秀，香月智，石川信隆，松村和樹，嶋丈示：礫衝突による損傷を受けた中空鋼管の残存耐力評価実験，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1505-1512，2002.
9) MCS Software: Marc 2018，https://www.mscsoftware.com/ja/product/marc
10) 嶋丈示，松澤遼，山口聖勝，武田一平，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析，砂防学会誌，第 70 巻，第 1 号，pp.54-59，2017.

第 3 章　フランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する実験的検討

3.1　緒　言

鋼製透過型砂防堰堤は，これまで土砂災害の防災，減災に大きく貢献してきたが，一方で土石流捕捉後の現地調査では，巨礫等の衝突に起因するとされる損傷事例も報告されている [1]．これまでの損傷事例では，鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材の摩耗やへこみ変形が主であったが，近年では，設計時の規模をはるかに上回る土石流の流下や巨礫の衝突などによって，鋼管部材の連結部（フランジ継手）の破損やそれに伴う部材の欠落など，鋼製透過型砂防堰堤に多大な被害を及ぼす事例も見受けられるようになってきた．

鋼管継手に関する研究は，古くから橋梁や建築の分野で数多くの研究がなされてきた [2)~4)]．しかし，これらはいずれも静的な荷重を対象として検討されている．砂防分野において，鋼製透過型砂防堰堤に用いるフランジ継手を対象とした研究としては，例えば渡邊ら [5)]が鋼管フランジ継手に対して二点載荷による純曲げ載荷試験を行い，リブプレートの有無によるフランジ継手の簡易的な設計法を提案している．一方，継手の動的実験や解析に関する研究としては，肥後野ら [6)]が鋼管にダイアプレートを溶接した継手への重錘落下衝突実験を行い，継手の有無による中空鋼管の残存耐力を評価しているが，継手自体の耐荷性能については言及していない．また，園田ら [7)]はボルト接合継手（フランジ継手）を有する鋼管部材の動的解析により部材の破壊メカニズムに関する研究を行っている．しかし，継手部におけるボルトの影響や載荷条件について具体的なメカニズムや詳細なデータを示しているわけではない．そのため，実際の部材における載荷条件の影響による耐荷性能を評価することが求められている．しかしながら，実際の鋼製透過型砂防堰堤に用いる継手の動的実験や解析に関する研究は，これらの研究以外にあまり行われていない．

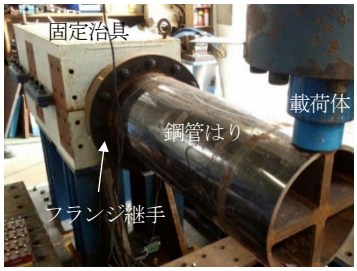
そこで，本章では実物大のフランジ継手を有する鋼管はりを対象に，鋼管のへこみ変形の影響を受けない鋼管はり（継手遠方への礫衝突を想定）と鋼管のへこみ変形の影響を受ける鋼管はり（継手近傍への礫衝突を想定）の挙動を調べることを目的に，載荷位置（鋼管はり先端部および鋼管はり中央部）を変えた静的および動的（急速）載荷実験を行い，継手の損傷状況と耐荷性能を検討する．次に，静的および動的弾塑性解析（FEM 解析）により載荷実験の再現解析を行い，解析によるフランジ継手付き鋼管はり部材の耐荷性能評価への適用性について検証するものである．

3.2　静的および動的耐荷性能実験

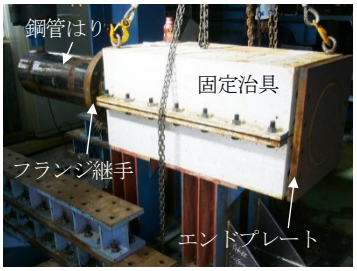
3.2.1　実験の概要

実験は，写真-3.1 に示す中高速載荷装置（最大載荷能力 : 静的載荷時 500 kN，動的載荷時 1,000 kN，最大載荷速度 4.0 m/s）を用いて行った．供試体は，写真-3.2 に示すような継手を有する鋼管部材の片側を治具により固定した片持ちはりである．写真-3.2(a)に載荷側，写真-3.2(b)に固定側の供試体の状況を示す．鋼管はりの固定に際しては，まず鋼製の固定治具（長さ 1,000 mm，幅 500 mm，高さ 500 mm）の支持架台をアンカーおよびボルトにより試験床に固定し，次に鋼管はりを固定治具に 1,000 mm 挿入して左右に取り付けたボルトにより挟み込むように締め付け，さらに鋼管はり端部に溶接したエンドプレートと固定治具端部をボルトにより締め付けることにより固定した．載荷は，直径 100 mm で円柱状の載荷体を用いて行い，載荷位置は，写真-3.3(a)に示すような鋼管はりの先端部に作用させる場合（以下，継手遠方載荷と称す）と，写真-3.3(b)に示すような鋼管はり中央部に作用させる場合（以下，継手近傍載荷と称す）の 2 ケースとした．

写真-3.1　中高速載荷装置



(a)　載荷側



(b)　固定側

写真-3.2　供試体

(a)　鋼管はり先端部（継手遠方載荷）

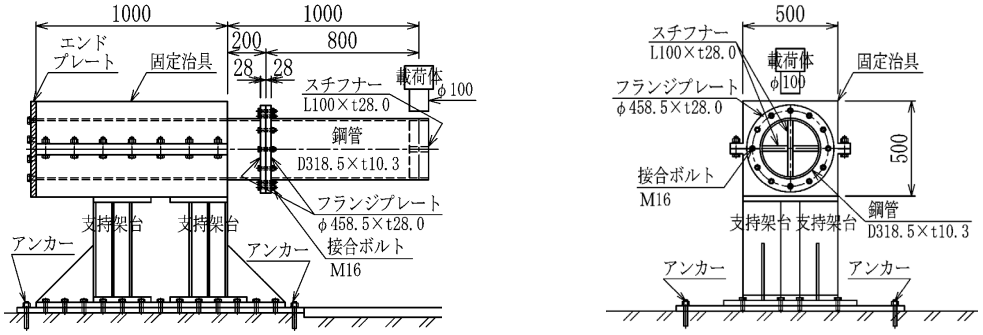
(b)　鋼管はり中央部（継手近傍載荷）

写真-3.3　載荷位置

3.2.2 供試体

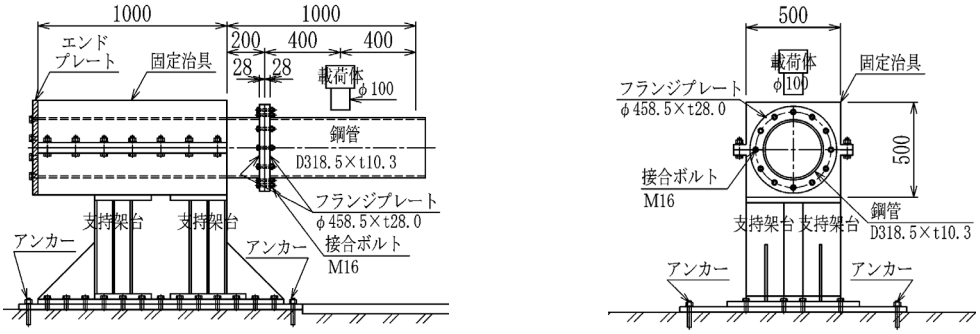
図-3.1 に継手遠方載荷における供試体，図-3.2 に継手近傍載荷における供試体の寸法図をそれぞれ示す．図-3.1(a)および図-3.2(a)は各供試体の側面，図-3.1(b)および図-3.2(b)は各供試体の正面をそれぞれ示している．鋼管はりには，実際の鋼製透過型砂防堰堤で用いられている直径 D = 318.5 mm，板厚 t = 10.3 mm の鋼管を使用し，スパン長は 1,000 mm，継手位置は固定端より 200 mm である．継手は，実際の鋼製透過型砂防堰堤で採用されているリブ無しフランジ継手とし，フランジプレートをあらかじめ鋼管に溶接した鋼管部材同士を接合ボルトにより連結する構造とした．ここで，図-3.1 に示す継手遠方載荷の供試体は，鋼管のへこみ変形の影響を受けない鋼管はりの挙動を調べるため，載荷点となる鋼管はり先端部をスチフナー（鋼板 t=28 mm）で補強し，一方の図-3.2 に示す継手近傍載荷の供試体は，鋼管のへこみ変形の影響を受ける鋼管はりの挙動を調べるため，載荷点における鋼管はりの補強は行っていない．ここで，継手遠方載荷とは，継手より 800 mm の位置で実スパン長が 1,000 mm となる載荷位置，継手近傍載荷とは継手より 400 mm の位置で実スパン長が 600 mm となる載荷位置のことをいう．

表-3.1 に，供試体の諸元を示す．実験で使用した鋼管は，一般構造用炭素鋼鋼管（STK490）で，実際の鋼製透過型砂防堰堤では礫衝突を受ける最上流面に配置される鋼管部材の径厚比 D/t は 40 以下の鋼管が多く使用されている [8]ことから，ここでも径厚比 D/t = 31 の鋼管を使用した．フランジプレートは溶接構造用圧延鋼材（SM490）で，直径 ϕ=458.5 mm，厚さ t=28.0 mm の鋼板，接合ボルトには M16 mm の高力ボルト（F10T）を 12 本使用した．なお，接合ボルトの直径および本数は，道路橋



(a) 側面図　　(b) 正面図

図-3.1 供試体寸法図（継手遠方載荷）（単位：mm）



(a) 側面図　　(b) 正面図

図-3.2 供試体寸法図（継手近傍載荷）（単位：mm）

表-3.1　供試体の諸元

項目	規格	形状・寸法 (mm)	引張強さ (MPa)	降伏応力 または耐力 (MPa)
鋼管※1	STK490	D 318.5 × t10.3	541	477
フランジプレート※2	SM490	φ 458.5 × t28.0	527	382
接合ボルト※2	F10T	M16 ×L85	1,062	1,012

※1　引張試験（材料試験実施）の結果値
※2　検査証明書（ミルシート）の値

示方書 [9]を参考に，継手の曲げモーメント M_j が母材全強（ここでは公称降伏応力）の 75 %以上となるように，次式により求めている．

$$\rho_M = \frac{M_j}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} \rho_{Ty} \tag{3.1}$$

ただし，ρ_M：ボルト 1 本に作用する曲げ引張力，M_j：接合部に作用する曲げモーメント（$M_j \geq 0.75\sigma_y Z$），σ_y：母材の公称降伏応力，Z：母材の断面係数，y_i：ボルトから中立軸までの距離（ここでは中立軸を最縁ボルト間距離の引張側から 0.8 倍の位置に仮定 [10]），Σ：接合線の片側にあるボルトの和，y_n：最縁ボルトの中立軸からの距離，ρ_{Ty}：ボルト 1 本あたりの曲げ引張力（$\rho_{Ty}=\sigma_{yb}A_{be}$），$\sigma_{yb}$：ボルトの公称降伏耐力（降伏応力），$A_{be}$：ボルトの有効断面積．

また，継手部に作用するせん断力に対しては，ボルトのせん断耐力が鋼管のせん断力（$S_j=\sigma_y/\sqrt{3}A_w$，ただし，σ_y：鋼管の公称降伏応力，A_w：鋼管のせん断断面積（$A_w=A/2$）[10]，A：鋼管の断面積）以上となるように，次式により設計した．

$$\rho_S = \frac{S_j}{n} \leq \rho_{\tau y} \tag{3.2}$$

ただし，ρ_S：ボルト 1 本に作用するせん断力，S_j：接合部に作用するせん断力，n：接合部のボルト本数，$\rho_{\tau a}$：ボルト 1 本あたりのせん断耐力（$\rho_{\tau a} = \sigma_{yb}/\sqrt{3}A_b$），$\sigma_{yb}$：ボルトの公称降伏耐力（降伏応力），$A_b$：ボルトの断面積．

供試体の製作では，フランジプレートの平坦度（反り）を±0.5 mm で管理し，ボルト孔の加工後には孔周辺をグラインダー等で平滑に仕上げて供試体組立時にはフランジプレート間に隙間が生じないよう接合ボルトにより締め付けた．また，フランジプレート同士の接合面は，無塗装（ブラスト処理のみ）としている．ここで，フランジプレート同士の連結（接合ボルトの締付け）に際しては，所定の軸力が得られるように次式から求められる締付けトルク値を，トルクレンチを用いて管理しながら締め付けた．

$$T = kdN \tag{3.3}$$

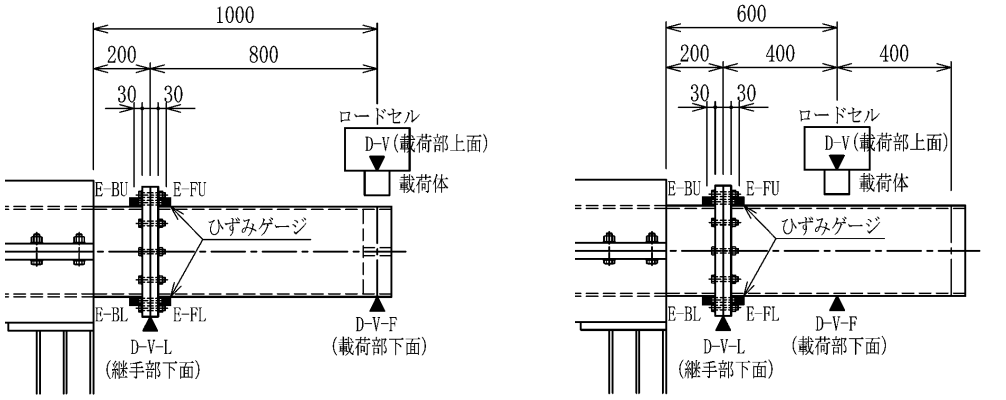
ただし，T: 締付けトルク値，k: トルク係数値（ここではミルシートより 0.166），d: ボルトの呼び径，N: ボルト軸力（ここでは高力ボルト M16 で 117 kN）．

3.2.3　測定項目と計測位置

測定項目は，載荷点荷重，変位およびひずみで，荷重はロードセルにより計測した．図-3.3 に，各計測位置を示す．変位は，載荷部の鋼管はり上面（D-V），載荷部の鋼管はり下面（D-V-F）および継手部下面（D-V-L）の 3 箇所についてレーザー変位計により測定した．ひずみは，継手から 30 mm 離れた継手前後（載荷側および固定端側）の鋼管上面（E-FU，E-BU）および下面（E-FL，E-BL）の 4 箇所にひずみゲージを貼付して測定した．なお，各測定項目の計測時間間隔は，静的載荷は 1,000 ms，動的載荷では 0.01 ms である．

3.2.4　実験ケース

実験は，供試体の鋼管径，板厚，部材長および継手強度（フランジプレートの板厚および接合ボルトの直径および本数）を一定とし，表-3.2 に示すとおり載荷方法を静的載荷と動的載荷の 2 ケース，載荷位置を継手遠方と継手近傍の 2 ケースの計 4 ケースについて実施した．



(a)　鋼管はり先端部（継手遠方）載荷の場合　　(b)　鋼管はり中央部（継手近傍）載荷の場合

図-3.3　計測位置（単位：mm）

表-3.2　実験ケース

CASE	載荷方法	載荷位置	実スパン長 (mm)	鋼管補強の有無
CASE1-1	静的	継手遠方	1,000	有
CASE1-2	動的	継手遠方	1,000	有
CASE2-1	静的	継手近傍	600	無
CASE2-2	動的	継手近傍	600	無

3.2.5 載荷要領

(1) 継手遠方載荷の場合

静的載荷は，載荷装置の油圧を調整し，載荷体の速度 5.0×10^{-5} m/s で静的に載荷し，接合ボルトが破断に至るか，試験機の最大載荷力 500 kN に達するまで実施した．動的載荷は，載荷体の載荷速度および押し込み量を設定して載荷体を供試体に接触させたまま一挙に載荷し，接合ボルトが破断に至るまで実施した．動的載荷の載荷速度は，これまでの鋼製透過型砂防堰堤の設置事例における設計条件（土石流流速）として 4.0～4.5 m/s の流速が多いこと，また載荷装置の最大載荷速度が 4.0 m/s であることから 4.0 m/s に設定した（しかし，後述するように実験における載荷体の変位速度は，試験装置の関係上，約 1.0 m/s であった）．載荷体の押し込み量は，静的載荷で得られた接合ボルト破断時の変位量（約 35 mm）を基に，35 mm に設定した．

(2) 継手近傍載荷の場合

静的載荷は，継手遠方載荷と同様に，載荷装置の油圧を調整して静的に載荷した．なお，静的載荷では載荷容量の限界（試験機の最大静的載荷能力 500 kN）に達したため，最大荷重約 500 kN で載荷を中断した．一方，動的載荷は載荷速度を 4.0 m/s（ただし，載荷体の変位速度の実測値は 1.0～2.0 m/s であった）に設定し，載荷体の押し込み量を継手遠方載荷の動的載荷時の押し込み量と同値（35 mm）に設定して実施した．これは，継手近傍載荷の静的載荷では，試験装置の制約により載荷を中断したことから，ボルトが破断に至る変位量が不明であったためである．継手近傍載荷の場合，載荷による鋼管のへこみ変形が先行し，1 回の載荷ではボルト破断には至らなかった．そこで 1 回目の載荷後，再び載荷体位置を鋼管のへこみに接触するように調整し，2 回目の載荷を行った．この際，2 回目以降の押し込み量を 30 mm/1 回に設定し，ボルトが破断するまで載荷を繰り返した．その結果，ボルトが破断に至るまで 4 回の繰り返し載荷となった．

3.2.6　静的および動的載荷による荷重－変位関係

（1）継手遠方載荷の場合

図-3.4 に，継手遠方載荷における荷重－変位関係を示す．図-3.4(a)は静的載荷，図-3.4(b)は動的載荷の場合で，図中の○印は最大荷重時，×印はボルトが破断した時点をそれぞれ示している．ここでは，継手部に作用する設計荷重 $P = 0.75\,\sigma_y Z/l = 220$ kN（ただし，σ_y：鋼管の公称降伏応力 315 MPa，Z：鋼管の断面係数 7.44×10^5 mm^3，l：スパン長 800 mm）も併記した．まず，静的載荷の場合，図-3.4(a)より最大荷重は 381 kN で，このときの変位は表-3.3 に示すとおりである．また，接合ボルトが破断に至ったと想定される時点の変位も表-3.3 に示したが，接合ボルト破断時の変位のほうがやや大きい．これは，接合ボルトの局所変形（伸び）の影響によるものと考えられる．

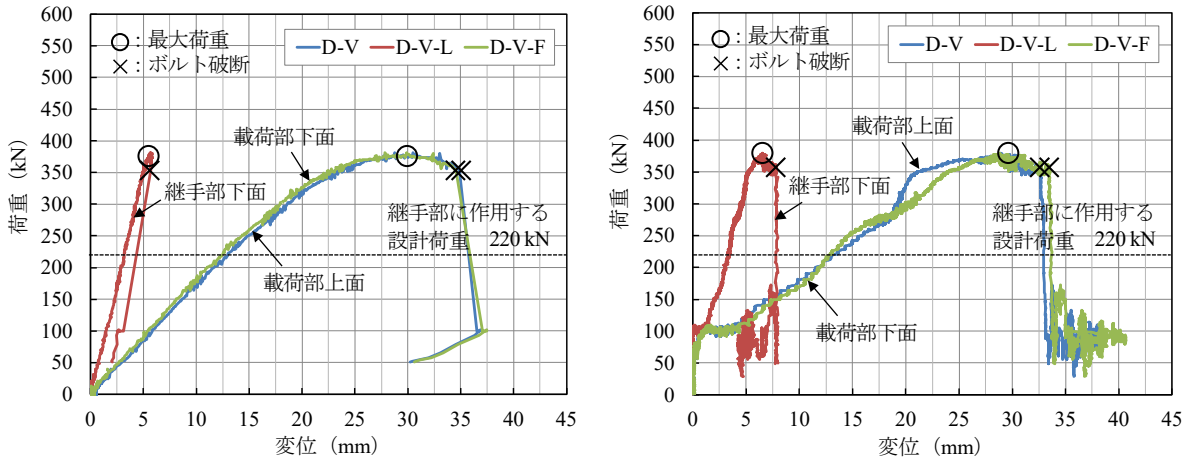
次に，動的載荷の場合では図-3.4(b)より最大荷重は 380 kN となり，変位は表-3.3 に示すように静的載荷とほぼ同等の値であった．また，接合ボルトが破断に至ったと想定される時点での変位も表-3.3 のとおりで，静的載荷とほぼ同等であった．つまり，動的載荷において，載荷速度が荷重－変位関係に与える影響はあまり見受けられなかった．動的載荷では，荷重が載荷初期から約 100 kN まで急激に上昇し，その後，変位がある程度一定となっている．これは，載荷体が鋼管になじむまでの間，冶具のずれが生じたためと考えられる．

図-3.5 に，動的載荷の荷重－時間関係，載荷部上面の変位－時間関係および載荷側鋼管上面のひずみ－時間関係を示す．これより，図-3.5(b)の変位－時間関係から変位速度は約 1.0 m/s となっており，当初設定した載荷速度 4.0 m/s より遅い．また，図-3.5(c)のひずみ－時間関係の勾配からひずみ速度（＝最大ひずみ/経過時間）を求めると，$\dot{\varepsilon} = 1.2\times10^{-1}$ s^{-1} 程度であった．ここで，過去のひずみ速度に関する研究[11)~16)]をみると，載荷速度 0.5～1.0 m/s（中高速）における鋼材のひずみ速度は，一般に 10^{-2}～10^{0} s^{-1} 程度であるが[11)]，本実験でのひずみ速度 10^{-1} s^{-1} はその範囲内となっており，過去の研究と照らしても大きな相違はない．また，一般にひずみ速度が 10^{-1} s^{-1} のオーダーでは，鋼材の降伏応力や変位に与える影響は小さいとされ，厳密な局部応答を調べる目的でなければ，必ずしもひずみ速度の影響を考慮しなくてもよいとされている．よって，今回の実験では載荷速度が遅くなったため，静的載荷と動的載荷で大きな差異が認められなかったものと推測される．

（2）継手近傍載荷の場合

図-3.6 は，継手近傍載荷の場合の荷重－変位関係を示したもので，図-3.6(a)は静的載荷，図-3.6(b)は動的載荷の場合である．ここでも，継手遠方載荷と同様に図中の○印は最大荷重時，×印はボルトが破断した時点をそれぞれ示し，継手部に作用する設計荷重 $P = 0.75\,\sigma_y Z/l = 440$ kN（ただし，l：スパン長 400 mm）を併記した．まず，図-3.6(a)の静的載荷の場合，最大荷重が 502 kN となっている．これは，荷重が試験機の最大載荷能力 500 kN（静的載荷の場合）を超過したことにより載荷を中断したためで，このときの変位は表-3.4 に示すとおりである．ここで，載荷部上面の変位は載荷部下面に比べて大きい値となっているが，これは鋼管のへこみ変形が生じたためである．

次に，図-3.6(b)に示す動的載荷の場合では，3.2.5 項(2)で述べたように繰り返し載荷となり，最終的に 4 回目の載荷で継手の接合ボルトが破断した．ここで，動的載荷の荷重－時間関係，載荷部上面の変位－時間関係および載荷側鋼管上面のひずみ－時間関係を示すと図-3.7 のようになる．すなわち，図-3.6(b)および図-3.7(a)に示すように最大荷重は 542 kN（動的載荷の最大載荷能力は 1,000 kN）で，変位は表-3.4 に示すように最大荷重時よりも接合ボルトが破断に至った時点のほうがやや大きい．これは，継手遠方載荷の場合と同様に接合ボルトの局所変形（伸び）の影響によるものと考えられる．静

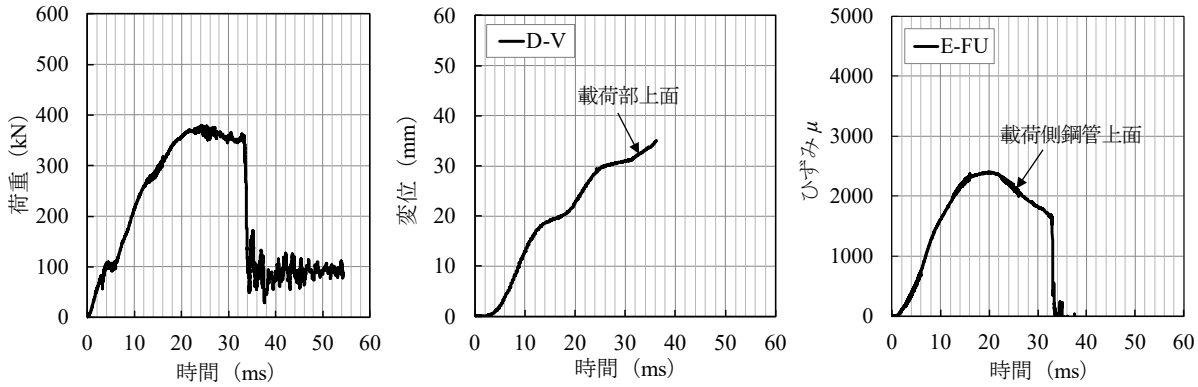


(a)　静的載荷（CASE1-1）　　(b)　動的載荷（CASE1-2）

図-3.4　継手遠方載荷の荷重－変位関係

表-3.3　継手遠方載荷の場合の変位

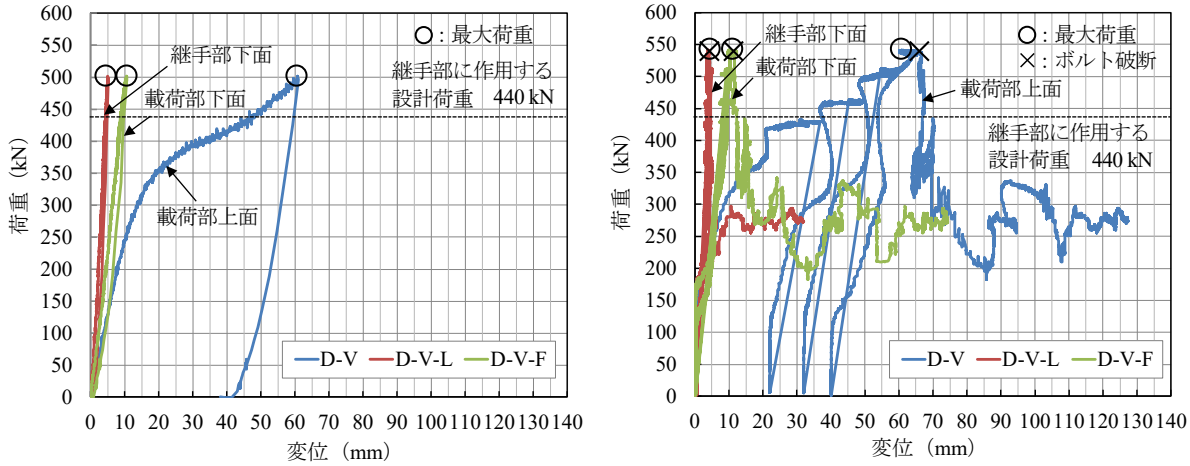
載荷条件	荷　重	載荷部		継手部下面 (D-V-L) (mm)
		上面 (D-V) (mm)	下面 (D-V-F) (mm)	
静的載荷	最大荷重時　（381 kN）	30.5	29.9	5.7
	ボルト破断時（355 kN）	34.9	34.5	5.7
動的載荷	最大荷重時　（380 kN）	29.4	29.3	6.5
	ボルト破断時（354 kN）	32.7	33.5	7.8



(a)　荷重－時間関係　　(b)　載荷部上部の変位－時間関係　　(c)　継手部のひずみ－時間関係

図-3.5　継手遠方動的載荷の荷重，変位およびひずみの時刻歴応答

的載荷と同程度の変位（押し込み量約 60 mm）となる動的載荷 3 回目までの結果をみると，図-3.6(b)および表-3.4 に示すように最大荷重は 512 kN で，この時点では載荷速度による荷重－変位に与える影響はあまり見受けられない．これは，継手遠方の動的載荷の場合と同程度に，図-3.7(b)に示す変位速度が約 1.0～2.0 m/s と遅く，図-3.7(c)に示すひずみ速度も$\dot{\varepsilon}$ ＝2.2～1.2×10^{-1} s^{-1} 程度であったためと考えられる．一方，4 回目の載荷では最大荷重が 542 kN と大きくなった．しかし，変位は静的載荷および載荷 3 回目までの値とあまり変わらない．これは，繰り返し載荷によるひずみ硬化の影響 [16]により荷重が上昇し，最大へこみ変形に達した以降は，継手の損傷（ボルトの伸びと破断）へ移行したためと考えられる．なお，静的載荷と同程度の変位となる 3 回目の動的載荷での荷重上昇率は約 2 %（512

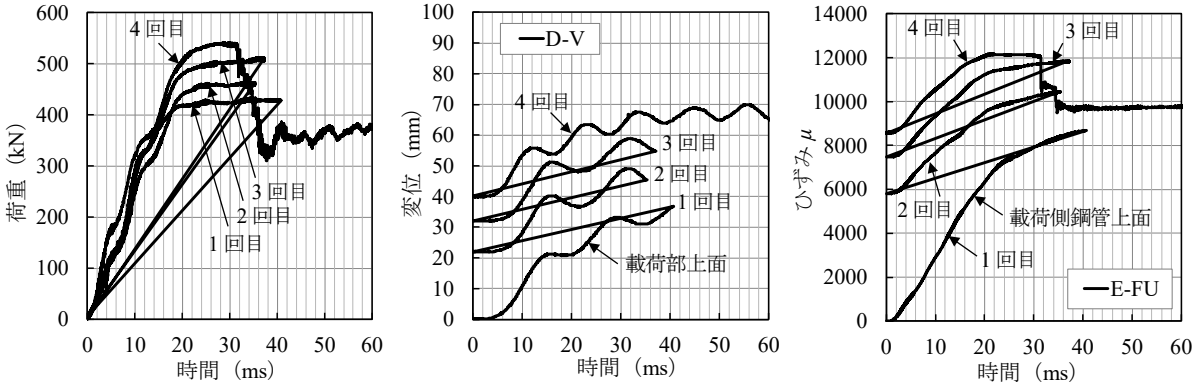


(a)　静的載荷（CASE2-1）　　(b)　動的載荷（CASE2-2）

図-3.6　継手近傍載荷の荷重－変位関係

表-3.4　継手近傍載荷の場合の変位

載荷条件	荷　重	載荷部		継手部下面 (D-V-L) (mm)
		上面 (D-V) (mm)	下面 (D-V-F) (mm)	
静的載荷	最大荷重時※（502 kN）	60.8	10.5	5.1
	ボルト破断時（－ kN）	－	－	－
動的載荷（3 回目）	最大荷重時　（512 kN）	59.8	9.6	3.6
動的載荷（4 回目）	最大荷重時　（542 kN）	60.9	10.0	3.9
	ボルト破断時（531 kN）	66.7	11.2	4.0



(a)　荷重－時間関係　　(b)　載荷部上部の変位－時間関係　　(c)　継手部のひずみ－時間関係

図-3.7　継手近傍動的載荷の荷重，変位およびひずみの時刻歴応答

kN/502 kN）で，変位が同等となる動的載荷 3 回目と 4 回目での荷重上昇率は約 6％（542 kN/512 kN）あった．また，継手近傍の動的載荷の最大荷重（542 kN）は，継手遠方載荷の場合の最大荷重（380 kN）より大きな値を示したが，これは鋼管はりの載荷位置と固定端までの距離の影響により，固定端で一定の応力を発生させるのに必要な作用荷重が大きくなったためと考えられる．

ここで，図-3.6(b)の動的載荷では，荷重が載荷初期から約 100 kN まで急激に上昇し，載荷終了付近の挙動が静的載荷と異なっているが，これは，載荷初期では載荷体が鋼管になじむまで荷重が上昇することや，載荷終了時での鋼管のへこみ変形およびボルトの伸び等の影響によるものと考えられる．

3.2.7　静的および動的載荷による荷重－ひずみ関係

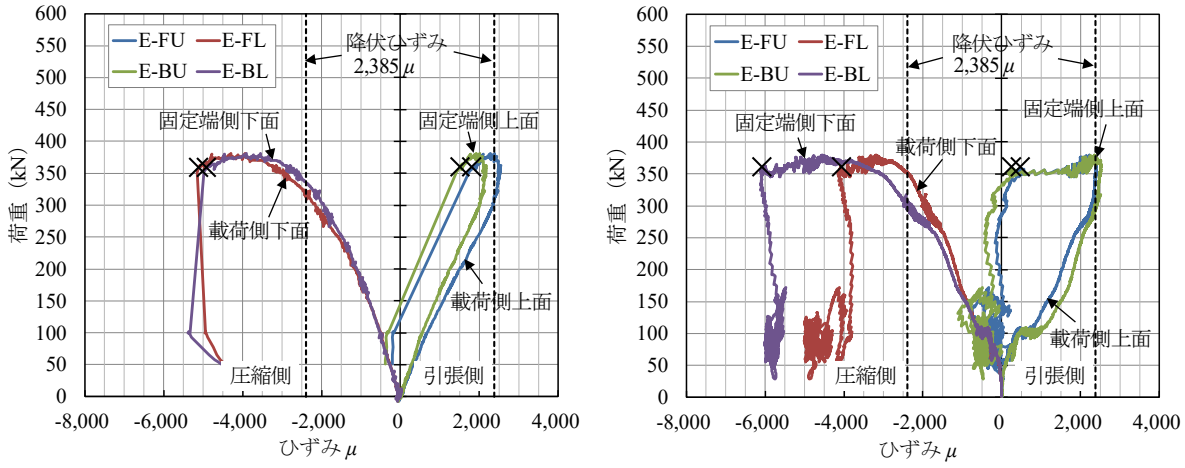
（1）継手遠方載荷の場合

図-3.8 に，継手遠方載荷の場合の荷重－ひずみ関係を示す．図-3.8(a)は静的載荷，図-3.8(b)は動的載荷の場合で，図中の×印はボルトが破断した時点を示している．ここで，鋼管が降伏に達しているか否かを調べるため，降伏ひずみの値 $\varepsilon_y = \sigma_y/E = 2{,}385\,\mu$（ただし，$\sigma_y = 477$ MPa，$E = 2.0\times10^5$ MPa）を図-3.8 に併記した．まず，静的載荷の場合，図-3.8(a)に示すように荷重の増加に伴い，鋼管上面（E-BU, E-FU）では引張側，鋼管下面（E-BL，E-FL）では圧縮側のひずみが生じている．また，引張側および圧縮側ともひずみは比例的に増加し，鋼管が降伏に達するまでの荷重約 300 kN 程度まではほぼ同等の値を示した．しかし，鋼管が降伏に達した以降，荷重が約 350 kN 付近になると鋼管上面の引張側のひずみが反転して減少し始め，鋼管下面の圧縮側では荷重の増加は少ないものの，ひずみのみが増加する．この原因は，荷重の増加につれ，引張側となる最上部付近の接合ボルトが伸び始めることに起因し，鋼管上面の引張側ではひずみが減少し，鋼管下面の圧縮側ではひずみが増加したものと推測される．

次に，図-3.8(b)に示す動的載荷の場合でも静的載荷とほぼ同様な傾向が認められ，荷重の増加に伴い鋼管上面では引張側，鋼管下面では圧縮側のひずみが生じている．なお，動的載荷では鋼管下面の固定端側（E-BL）のひずみが載荷側（E-FL）のひずみより大きくなることが確認された．これは，鋼管はり固定端における局部座屈[17]の影響により圧縮側のひずみが増大したためと推察される．

（2）継手近傍載荷の場合

図-3.9 は継手近傍載荷の場合の荷重－ひずみ関係を示したもので，図 3.9(a)は静的載荷，図-3.9(b)は動的載荷の場合をそれぞれ示す．継手遠方載荷と同様に，図中の×印はボルトが破断した時点を示し，ここでも降伏ひずみの値（$\varepsilon_y = 2{,}385\,\mu$）を図-3.9 に併記した．まず，静的載荷の場合，図-3.9(a)に示すように荷重の増加に伴い鋼管上面では引張側，鋼管下面では圧縮側のひずみが生じる．また，鋼管上面の載荷側（E-FU）のひずみが顕著に大きくなることが認められた．これは，鋼管のへこみ変形の影響によるものと考えられる．つまり，載荷によって鋼管のへこみ変形が進行することにより鋼管上面の載荷側が降伏に達し，塑性ひずみがより増大したものと考えられる．なお，静的載荷では試験装置

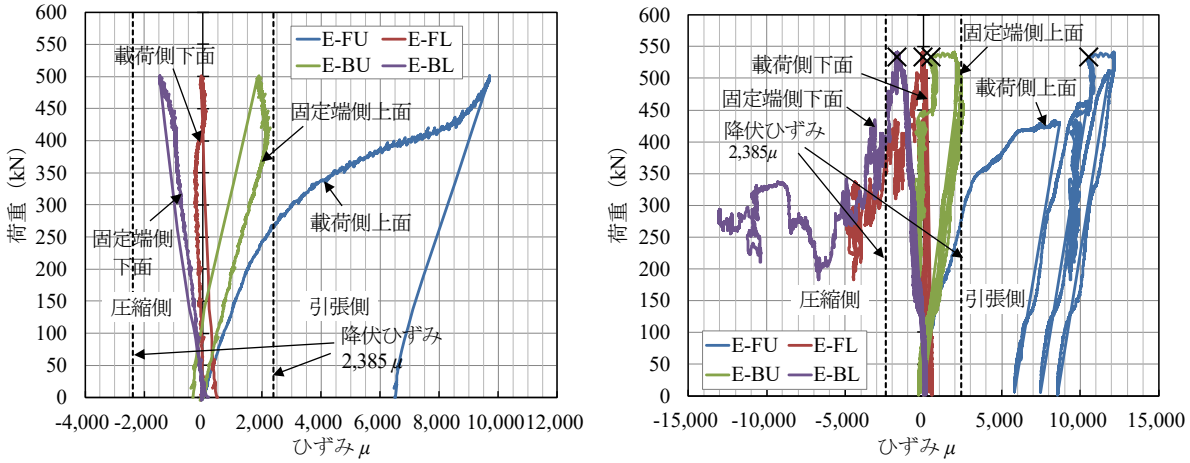


(a)　静的載荷（CASE1-1）　　(b)　動的載荷（CASE1-2）

図-3.8　継手遠方載荷の荷重－ひずみ関係

の制約により載荷を中断した影響もあり，図-3.9(a)に示すように鋼管下面では鋼管は降伏に至らず，発生ひずみも小さい．

次に，動的載荷の場合，図-3.9(b)に示すように静的載荷と同様に鋼管上面では引張側，鋼管下面では圧縮側のひずみが生じ，鋼管上面の載荷側（E-FU）のひずみが顕著に大きくなることが認められた．また，鋼管下面では鋼管は降伏に達しておらず，発生ひずみも小さいことがわかる．これは，圧縮側のひずみが降伏ひずみに達する前にボルトが破断したためと考えられる．



(a)　静的載荷（CASE2-1）　　(b)　動的載荷（CASE2-2）

図-3.9　継手近傍載荷の荷重－ひずみ関係

3.2.8 継手部の開き

（1）継手遠方載荷の場合

写真-3.4 に，継手遠方載荷における継手部の開き状況を示す．ここで，写真-3.4(a)は静的載荷，写真-3.4(b)は動的載荷後の状況である．継手遠方載荷の場合，静的載荷および動的載荷ともに継手部の開きは 2 mm であった．これは，3.2.6 項(1)で述べたように動的載荷の変位速度が小さく，ひずみ速度効果の影響をあまり受けていないためと考えられる．

（2）継手近傍載荷の場合

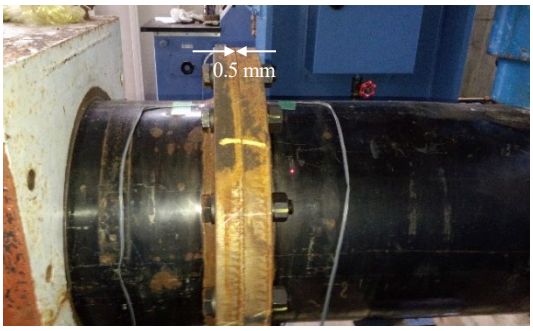
写真-3.5 に，継手遠方載荷における継手部の開き状況を示す．ここで，写真-3.5(a)は静的載荷，写真-3.5(b)～(e)は動的載荷後の状況である．まず，静的載荷の場合，載荷中断（最大荷重約 502 kN）時で継手部の開きは 0.5 mm であった．

一方，動的載荷では 1 回目 1 mm/回，2 回目 1 mm/回，3 回目 0.5 mm/回，4 回目 39.5 mm/回の累計 42 mm/4 回となった．ここで，動的載荷 3 回目までの結果をみると，荷重は約 512 kN で静的載荷の荷重（502 kN）よりやや大きいものの，継手部の開きは 2.5 mm（静的載荷時の 5 倍）となっている．すわなち，継手近傍載荷では動的載荷のほうが継手部の開きが大きくなることが確認された．これは，3.2.6 項(2)で述べたように繰り返し載荷の影響によるものと考えられる．さらに，4 回目の載荷ではボルトの破断に伴い，継手部に大きな開き（42 mm）が確認された．これは，鋼管のへこみ変形が最大に達したため，接合ボルトへの荷重負担が一挙に増加したためと考えられる．なお，継手遠方載荷および継手近傍載荷ともにフランジプレートには曲がりなどの変形や損傷は認められなかった. よって，継手部の開きは接合ボルトの損傷（伸びや破断）によるものと判断される．

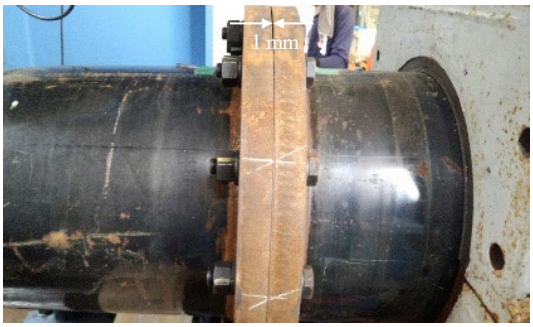
(a)　静的載荷（CASE1-1）

(b)　動的載荷（CASE1-2）

写真-3.4　継手遠方載荷の継手部の開き状況

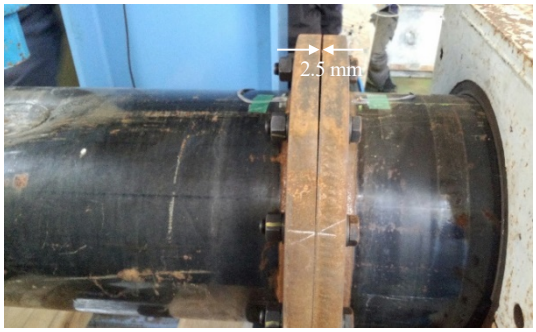


(a)　静的載荷（CASE2-1）

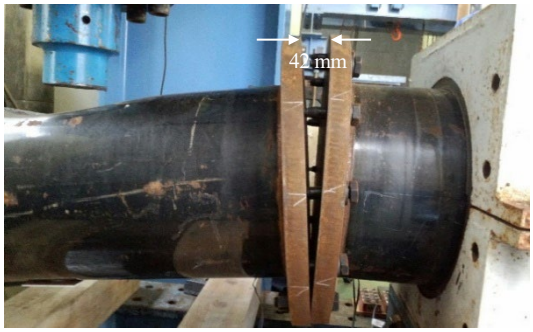


(b)　動的載荷（CASE2-2）：1 回目

(c)　動的載荷（CASE2-2）：2 回目



(d)　動的載荷（CASE2-2）：3 回目

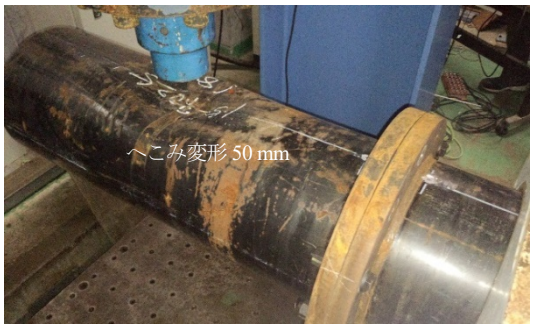


(e)　動的載荷（CASE2-2）：4 回目

写真-3.5　継手近傍載荷の継手部の開き状況

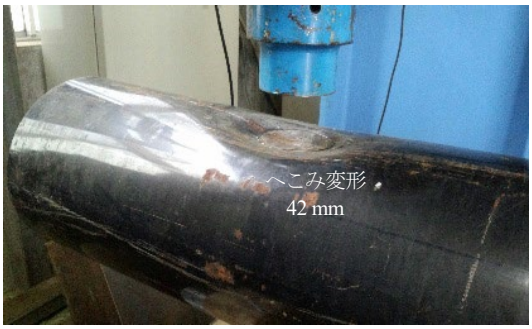
3.2.9　鋼管のへこみ変形（継手近傍載荷のみ）

写真-3.6 に，継手近傍載荷の場合の鋼管のへこみ変形状況を示す．ここで，写真-3.6(a)は静的載荷，写真-3.6(b)～(e)は動的載荷の状況である．まず，静的載荷の鋼管のへこみ変形は δ= 約 50 mm でへこみ率（へこみ変形 δ/鋼管径 D）は 16 %であった．静的載荷と同程度の変位となる動的載荷 3 回目までのへこみ変形の進行は，1 回目約 27 mm/回，2 回目約 15 mm/回，3 回目約 8 mm/回と徐々に小さくなり，3 回の累計 δ= 約 50 mm（荷重約 512 kN）で静的載荷とほぼ同等となった．つまり，3 回目までは動的載荷によるへこみ変形への影響はあまりない．これは，3.2.6 項(2)で述べたように変位速度が遅く，ひずみ速度の影響をあまり受けなかったためと考えられる．なお，ボルトが破断した 4 回目の載荷では，荷重は約 542 kN で 3 回目より大きな荷重が作用したが，へこみ変形の進行はさらに小さくなり（約 6 mm），累計 δ= 約 56 mm（へこみ率=δ/D=18 %）であった．つまり，これが最大へこみ変形となり，以降，継手部へ荷重負担が移行したものと考えられる．

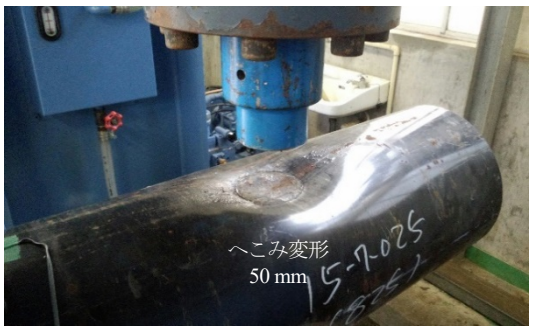


(a)　静的載荷（CASE2-1）

(b)　動的載荷（CASE2-2）: 1 回目



(c)　動的載荷（CASE2-2）: 2 回目



(d)　動的載荷（CASE2-2）: 3 回目

(e)　動的載荷（CASE2-2）: 4 回目

写真-3.6　継手近傍載荷の鋼管のへこみ変形状況

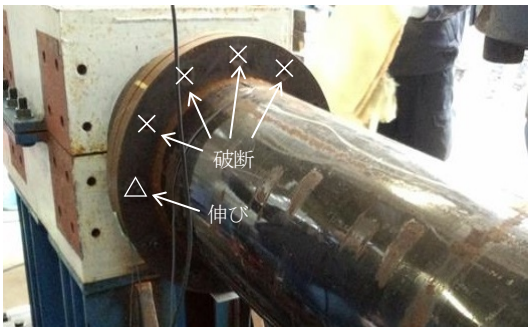
3.2.10　接合ボルトの破損（伸びおよび破断）

（1）継手遠方載荷の場合

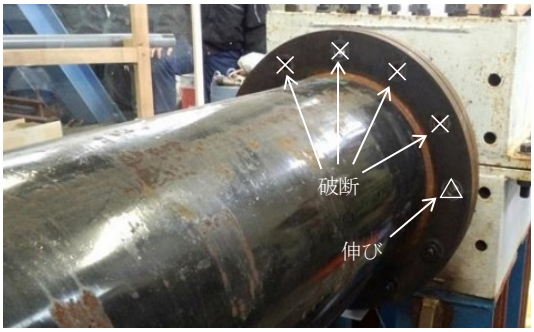
写真-3.7 に，継手遠方載荷における接合ボルトの損傷（伸びおよび破断）状況を示す．写真-3.7(a)は静的載荷，写真-3.7(b)は動的載荷後の状況をそれぞれ示している．接合ボルトの損傷位置および損傷形態をまとめると，図-3.10 のとおりとなる．まず，静的載荷の場合，図-3.10(a)より最上端部から 5 本の接合ボルトが破断し，局所変形（伸び）が生じた本数は 2 本で，損傷位置は環状に左右対称であった．これは，曲げ引張りによる影響と考えられる．一方，図-3.10(b)に示す動的載荷の場合も静的載荷と同様な損傷位置と損傷形態であった．つまり，載荷速度の影響をあまり受けていない．これは，前述のとおり，変形速度が約 1.0 m/s（ひずみ速度では 1.2×10^{-1} s^{-1}）で遅かったためと考えられる．

（2）継手近傍載荷の場合

写真-3.8 に，継手近傍載荷における接合ボルトの損傷状況を示す．写真-3.8(a)は静的載荷，写真-3.8(b), (c)は動的載荷後の状況をそれぞれ示している．接合ボルトの損傷位置および損傷形態をまとめると，図-3.11 のとおりとなる．まず，静的載荷の場合，図-3.11(a)に示すように局所変形（伸び）を生じた接合ボルトが 3 本であった．一方，動的載荷の場合では，静的載荷と同程度の変位となる 3 回目（荷重約 512 kN）までの状況をみると，写真-3.8(b)に示すように接合ボルトの破断は認められなかった．しかし，継手部には開き（2.5 mm）が確認されていることから，静的載荷と同様に図-3.11(b)に示すような位置では接合ボルトの局部変位（伸び）が生じているものと推測される．次に，動的載荷 4 回目（最大荷重約 542 kN）では，写真-3.8(c)および図-3.11(c)に示すように，接合ボルトの破断が 8 本，局所変形（伸び）が 3 本と大きな損傷を受けた．また，継手断面の引張側のみではなく，圧縮側の接合ボル

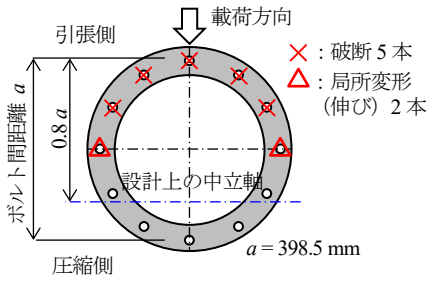


(a)　静的載荷（CASE1-1）

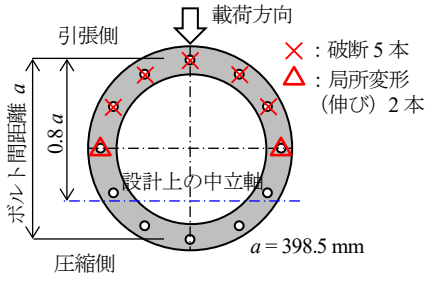


(b)　動的載荷（CASE1-2）

写真-3.7　継手遠方載荷の接合ボルトの損傷状況



(a)　静的載荷（CASE1-1）

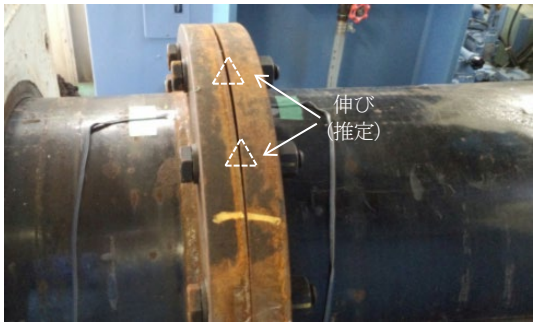


(b)　動的載荷（CASE1-2）

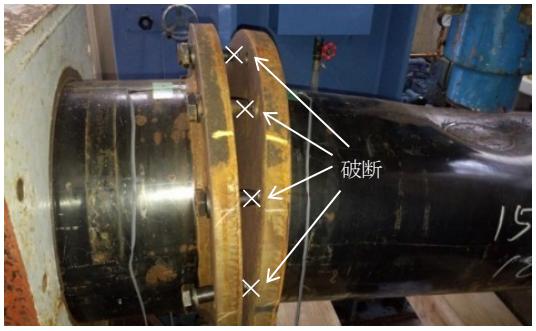
図-3.10　継手遠方載荷の接合ボルトの損傷位置

トも損傷を受けたため，継手全体が破断に至ったものと推測される．これは，繰り返し載荷によるひずみ硬化の影響[13]により作用する荷重が大きくなり，これが多数のボルトの破壊に繋がったものと考えられる．

(a)　静的載荷（CASE2-1）

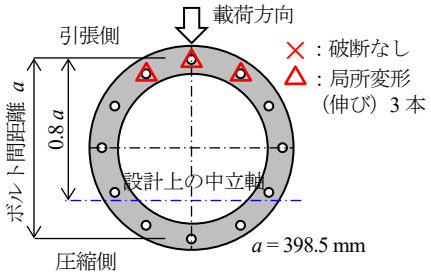


(b)　動的載荷（CASE2-2）：3 回目

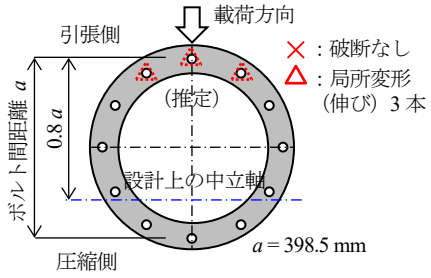


(c)　動的載荷（CASE2-2）：4 回目

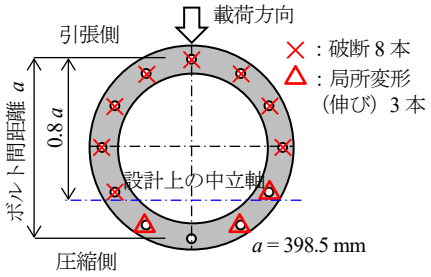
写真-3.8　継手近傍載荷の接合ボルトの損傷状況



(a)　静的載荷（CASE2-1）



(b)　動的載荷（CASE2-2）：3 回目



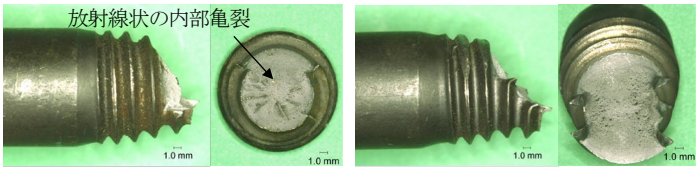
(c)　動的載荷（CASE2-2）：4 回目

図-3.11　継手遠方載荷の接合ボルトの損傷位置

3.2.11　接合ボルトの破面

写真-3.9 に接合ボルトの損傷状況の一例，写真-3.10 に破断した接合ボルトの破面の一例を示す．損傷（伸びあるいは破断）を受けた接合ボルトは，すべてが写真-3.9 に示すようにねじ部が伸びてくびれが生じていることが確認された．つまり，すべての損傷を受けた接合ボルトには，曲げ引張力が作用していたことがわかる．また，破断した接合ボルトは，すべてねじ部で破断しており，破断部がくびれて延性的に破断していた．破面の形態を走査顕微鏡により調べた結果，写真-3.10(a)に示すような「曲げ引張り」による破面と写真-3.10(b)に示すような「曲げ引張りとせん断」による破面の 2 タイプが認められた．つまり，写真-3.10(a)の曲げ引張りにより破断した破面には，破面中央から放射状に内部亀裂が確認されたが，写真-3.10(b)の曲げ引張りとせん断により破断した破面からは内部亀裂は認められなかった．載荷方法と載荷位置の違いによる破断ボルトの破面形態を示すと表-3.5 のようになる．すなわち，継手遠方載荷の場合に比べ，継手近傍載荷の場合のほうは「曲げ引張りとせん断」により破断した接合ボルトの本数が多く確認された．これは継手近傍載荷の場合，曲げ引張りによる接合ボルトの局部変形（伸び）が発生するものの，鋼管はりのスパン長が短いことから，せん断力の影響が大きくなったためと推測される．

写真-3.9　接合ボルトの損傷状況の一例



(a)　曲げ引張　　(b)　曲げ引張りとせん断

写真-3.10　破断した接合ボルトの破面の一例

表-3.5　破断ボルトの破面形態

CASE	載荷方法	載荷位置	破面形態	
			曲げ引張り	曲げ引張りとせん断
CASE1-1	静的	継手遠方	4 本	1 本
CASE1-2	動的	継手遠方	4 本	1 本
CASE2-1	静的	継手近傍	―	―
CASE2-2	動的	継手近傍	3 本	5 本

3.3　継手部の設計に対する検討

3.3.1　継手部における作用力（断面力）

今回の継手遠方載荷および継手近傍載荷において，静的載荷と動的載荷の最大荷重時における継手部に作用した断面力（曲げモーメント M_j およびせん断力 S_j）と発生応力，および設計時の継手強度を比較すると表-3.6 のようになる．ここで，各断面力は図-3.12 を参照して式(3.3), (3.6)により算出した．また，実験での曲げ応力は最大荷重から式(3.3), (3.5)を用いて算出し，設計での荷重は継手強度（公称降伏応力 315 MPa×0.75 = 236 MPa）から式(3.6)により算出した．

$$M_j = P_{max} x_m \tag{3.3}$$

$$S_j = P_{max} \tag{3.4}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{Z} \tag{3.5}$$

$$P_j = \frac{\sigma_j Z}{x_m} \tag{3.6}$$

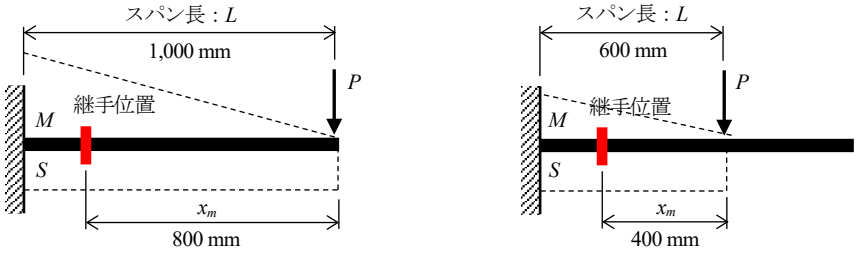
ただし，P_{max} : 最大荷重，x_m : 荷重作用点から継手までの距離，σ_j : 継手部の発生応力，Z : 鋼管の弾性断面係数．

これより，設計時の継手強度に対応する荷重 $P = 0.75\,\sigma_y Z/x_m$（ただし，σ_y : 鋼管の公称降伏応力 315

表-3.6　実験時と設計時の継手部に作用した断面力

	実験（最大荷重時）				設計での設定値（公称降伏応力）	
	継手遠方載荷		継手近傍載荷		継手遠方載荷	継手近傍載荷
	静的	動的	静的※	動的		
荷重 P_{max} または P_j (kN)	381	380	502	542	220	440
曲げモーメント M_j (N・m)	305	304	201	217	176	176
曲げ応力 σ_j (MPa)	410 (1.7)	409 (1.7)	270 (1.1)	291 (1.2)	公称降伏応力 315×0.75 = 236	
せん断力 S_j (kN)	381 (1.7)	380 (1.7)	502 (1.1)	542 (1.2)	220	440

※試験装置の制約による．
注）括弧内の数字は設計値との比率を示す．



(a)　継手遠方載荷　　(b)　継手近傍載荷

図-3.12　継手部での断面力算定図

MPa，Z：鋼管の断面係数 7.44×10^5 mm^3，x_m：スパン長）は，表-3.6 に示すように継手遠方載荷（スパン長 800 mm）で約 220 kN，継手近傍載荷（スパン長 400 mm）では約 440 kN となる．つまり，設計では継手遠方載荷で 220 kN，継手遠方載荷で 440 kN の耐荷力を有する継手（接合ボルトの直径および本数）を保持していることになる．

（1）継手遠方載荷の場合

表-3.6 より，静的載荷と動的載荷のいずれも同等の曲げモーメントとせん断力が作用していることがわかる．また，静的載荷では曲げ応力 410 MPa，動的載荷では曲げ応力 409 MPa が継手部に作用したことになる．つまり，静的載荷および動的載荷ともに設計時の継手強度（236 MPa）の約 1.7 倍（静的載荷 410 MPa/236 MPa，動的載荷 409 MPa/236 MPa）の応力が作用して継手の損傷（接合ボルトの伸びおよび破断）が生じたことがわかる．

（2）継手近傍載荷の場合

表-3.6 に示すように，継手近傍載荷の場合は継手遠方載荷と比べ，静的および動的載荷ともに作用する曲げモーメントは小さいものの，せん断力が大きいことがわかる．特に，動的載荷の場合，せん断力が大きく作用している．つまり，継手近傍の動的載荷の場合には，曲げモーメントとせん断力は同時に作用するが，曲げモーメントに比べせん断力のほうが卓越している．また，継手部での曲げ応力は静的載荷で 270 MPa，動的載荷では 291 MPa であり，静的載荷では設計時（236 MPa）の約 1.1 倍（＝270MPa/236 MPa），動的載荷では約 1.2 倍（＝291 MPa/236 MPa）の応力が作用して継手が損傷（接合ボルトの伸びおよび破断）したことになる．

3.3.2 接合ボルトの耐力比較

ここで，設計時と実験において接合ボルト 1 本あたりに生じた作用力を，表-3.6 の値を基に式(3.1)および式(3.2)により求め，接合ボルト 1 本あたりの耐力と比較，照査するとそれぞれ表-3.7 および表-3.8 のようになる．

（1）継手遠方載荷の場合

表-3.8 の照査 1 の左欄は，実験で作用した曲げ引張力 ρ_M と接合ボルトの曲げ引張耐力 ρ_{Ty} を比べたもので，静的載荷および動的載荷ともに実験で作用した曲げ引張力は，接合ボルトの曲げ引張力の約 1.5 倍となる．これは，最大荷重時にはボルト 1 本あたりの曲げ耐力の約 1.5 倍の曲げ応力が作用していることを示している．一方，実験で作用したせん断力 ρ_S は，接合ボルトのせん断耐力 $\rho_{\tau y}$ に比べ，静的載荷および動的載荷とも約 0.3 倍となり，接合ボルトのせん断耐力を超えていない．

（2）継手近傍載荷の場合

継手近傍載荷では，表-3.8 の照査 1 より実験で作用した曲げ引張力 ρ_M は，接合ボルトの曲げ引張耐力 ρ_{Ty} に比べ，静的載荷で約 1.0 倍，動的載荷では約 1.1 倍となる．一方，実験で作用したせん断力 ρ_S は接合ボルトのせん断耐力 $\rho_{\tau y}$ に比べ，静的載荷および動的載荷ともに約 0.4 倍であった．つまり，継手近傍載荷では，継手遠方載荷に比べて曲げ引張力の比率は小さくなるが，せん断力の比率がやや上昇していることが認められた．

以上の結果から，継手遠方載荷ではボルト 1 本に対し曲げ引張力が支配的となり，接合ボルトが破断あるいは伸びが生じたものと考えられる．一方，継手近傍載荷では，繰り返し載荷の影響もあるが，

表-3.7　接合ボルト 1 本あたりの作用力と耐力

			作用力		耐力※	
			曲げ引張力 ρ_M (kN)	せん断力 ρ_S (kN)	曲げ引張力 ρ_{Ty} (kN)	せん断力 $\rho_{\tau y}$ (kN)
設計時			141	76	159 (141)	118 (104)
実験時	継手遠方	静的載荷	245	32		
		動的載荷	244	32		
	継手近傍	静的載荷	161	42		
		動的載荷	174	45		

※上段はミルシート（1,012 MPa），下段の括弧書きは公称降伏応力（900 MPa）より算出.

表-3.8　接合ボルトの照査

			照査 1		照査 2
			曲げ引張力 ρ_M/ρ_{Ty}	せん断力 $\rho_S/\rho_{\tau y}$	$\sqrt{(\rho_M/\rho_{Ty})^2+(\rho_S/\rho_{\tau y})^2}$
設計時			0.89	0.64	1.10
実験時	継手遠方	静的載荷	1.54	0.27	1.56
		動的載荷	1.53	0.27	1.55
	継手近傍	静的載荷	1.01	0.36	1.07
		動的載荷	1.09	0.38	1.15

載荷位置の影響によりせん断力の影響が高まり，破断した接合ボルトにも「曲げ引張りとせん断」の破面形態が確認されている．本実験では，せん断力の影響が大きくなる継手の応力遷移までは評価できていないことから，より安全な継手の照査を行うためには，曲げ引張力とせん断力が同時に作用する場合のボルト 1 本あたりの照査式として次のような照査式[9]の検討も必要である．

$$\sqrt{\left(\frac{\rho_M}{\rho_{Ty}}\right)^2+\left(\frac{\rho_S}{\rho_{\tau y}}\right)^2} \leq 1.0 \tag{3.7}$$

式(3.7)を用いて計算すると，表-3.8 の照査 2 のようになる．今回の実験では，継手近傍載荷でせん断力が大きく作用したが，主として曲げ引張力が支配的となっている．しかし，土石流中の礫衝突を対象とする場合，礫の衝突位置を推定することは困難であることから，鋼製透過型砂防堰堤の継手の設計においては，式(3.1)，(3.2)の検討に加え，接合ボルトの耐力に大きな偏りが生じないように式(3.7)の検討も必要であると考える．

3.4　静的および動的弾塑性解析による載荷実験の再現解析

3.4.1　解析条件

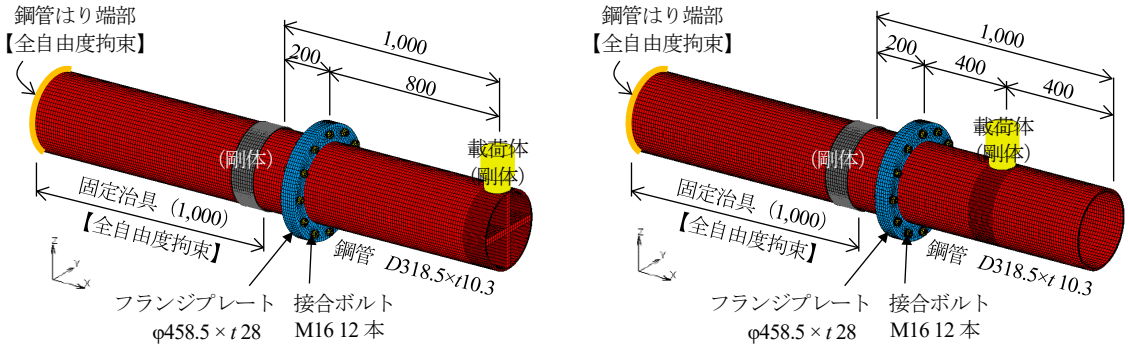
ここでは，載荷実験の再現解析を行うことにより，解析手法の適用性を検証する．

解析は，有限要素法による非線形解析汎用コード MSC. Marc[18]を用いて実施した．図-3.13(a)および(b)に，継手遠方載荷および継手近傍載荷の解析モデルおよび寸法をそれぞれ示す．解析モデルは，実験供試体を再現したモデルで，使用要素は 3 次元ソリッド要素とした．載荷体および固定治具先端部については，載荷体は鋼管材料に比べて十分剛体に近い鉄塊であり，実験において載荷体自体の変形は認められなかったこと，鋼管はりの固定治具挿入部付近（固定治具先端部）は，載荷による固定治具先端部の変形を抑制することを目的に，それぞれ剛体とした．解析では，図-3.13 に示すように固定治具および固定治具に挿入されている鋼管はり端部（支点）は全自由度を拘束し，鋼材と鋼材および鋼材と接合ボルトの接触面には摩擦係数 0.4，鋼材と載荷体の接触面には摩擦係数 0.3 とする接触条件を設定した．なお，これらの摩擦係数の値は道路橋示方書 [9]および機械工学便覧 [19]を参考に決定した．

載荷方法は，静的載荷の場合は載荷体を z 軸方向に静的に強制移動させるものとし，動的載荷の場合は実験から得られた載荷体の変位－時間関係に基づいて載荷体を作用させた．なお，接合ボルトには初期張力として設計ボルト軸力 117 kN をあらかじめ導入した．すなわち，まず接合ボルトに作用する締結力として，接合ボルトに軸力導入のための制御節点を設定し，ボルト軸力方向成分に 117 kN の荷重を入力して直接的にボルト軸力を与えた．次に，その状態（ボルトに締結力を作用させた状態）を初期状態として，静的載荷および動的載荷の計算を実施した．

3.4.2　材料特性

解析に用いた材料物性値は，表-3.1 に示す実験供試体について表-3.9 のとおり設定した．図-3.14 に



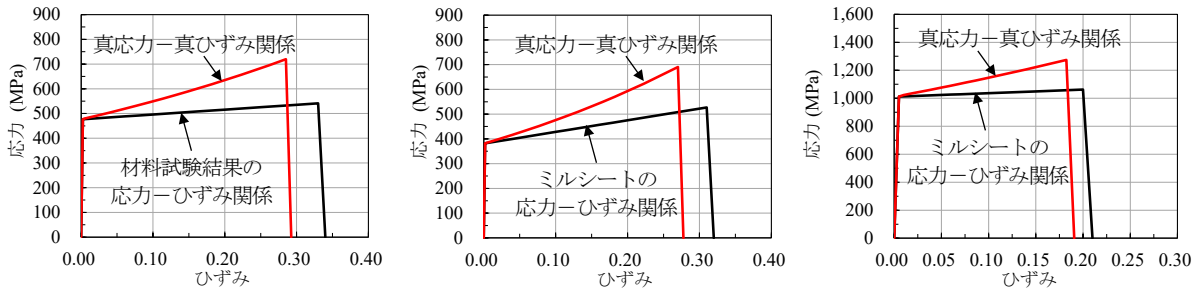
(a)　継手遠方載荷　　(b)　継手近傍載荷

図-3.13　解析モデル（単位：mm）

表-3.9　材料物性値

名　称	降伏応力 (MPa)	引張強さ (MPa)	伸び (%)	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比
鋼　管※1	477	541	33	2.0×10^5	0.30
フランジプレート※2	382	527	31	2.0×10^5	0.30
接合ボルト※2	1,012	1,062	20	2.0×10^5	0.30

※1 引張試験（材料試験）の値.
※2 検査証明書（ミルシート）の値.



(a) 鋼 管　(b) 鋼 板　(c) 高力ボルト

図-3.14 材料の応力－ひずみ関係

再現解析で用いた応力－ひずみ関係を示す．材料の構成則は，それぞれの部材について表-3.9 に示すような降伏応力，引張強さおよび伸びとなるようなトリリニア型の応力－ひずみ関係を与え，降伏条件は von-Mises の条件を適用し，等方硬化するものとした．なお，実験でのひずみ速度$\dot{\varepsilon}$は，継手付近の鋼管上面で$\dot{\varepsilon} = 10^{-1}\ s^{-1}$ 程度の値を示したが，実験結果では荷重－変位関係にひずみ速度効果と考えられる現象（動的最大荷重が静的最大荷重より大きくなるなどの現象）が現れなかったため，本解析ではひずみ速度の影響は考慮しないこととした．また，本解析では載荷により載荷体に発生した反力（接触力）を荷重として評価した．

3.4.3　実験と解析による荷重－変位関係の比較

（1）継手遠方載荷の場合

図-3.15 に，実験と解析における継手遠方載荷の荷重－変位関係を示す．まず，図-3.15(a)に示す静的載荷の場合，解析での最大荷重は 377 kN で，実験での最大荷重（381 kN）に比べてやや小さい結果（約-1.0 %）となった．このときの変位は，表-3.10 に示すとおりで，解析値と実験値の差は載荷部上面および下面ともに 2.0 mm 以下である．一方，図-3.15(b)の動的載荷では，解析での最大荷重は 392 kN で，実験での最大荷重（380 kN）に比べてやや大きい結果（約 3.1 %）となるが，変位は表-3.10 に示すように，解析値と実験値の差は載荷点上面で 1.3 mm，載荷点下部で 0.8 mm であり，両ケースの解析値は，実験値をよく再現できている．なお，動的載荷において，実験および解析結果ともに変位 30 mm 以上で荷重が振動しているが，これはこの時点で接合ボルトが一挙に破断したため，振動が生じたものと考えられる．

（2）継手近傍載荷の場合

図-3.16 に，実験と解析における継手近傍載荷の荷重－変位関係を示す．まず，図-3.16(a)に示す静的載荷の場合，解析での最大荷重は 478 kN で，実験での最大荷重（502 kN）に比べてやや小さく，実験

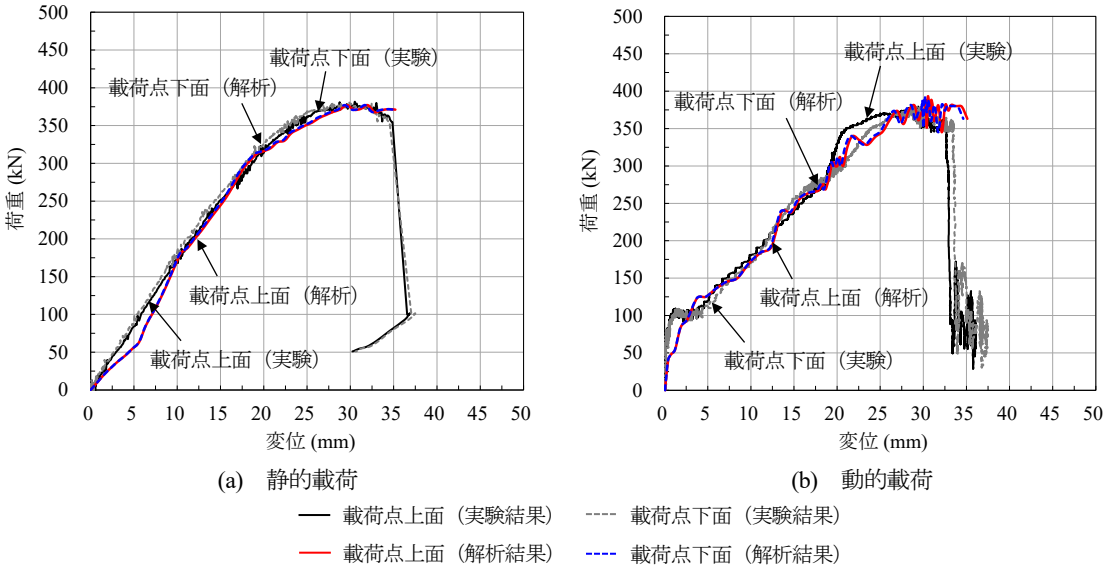
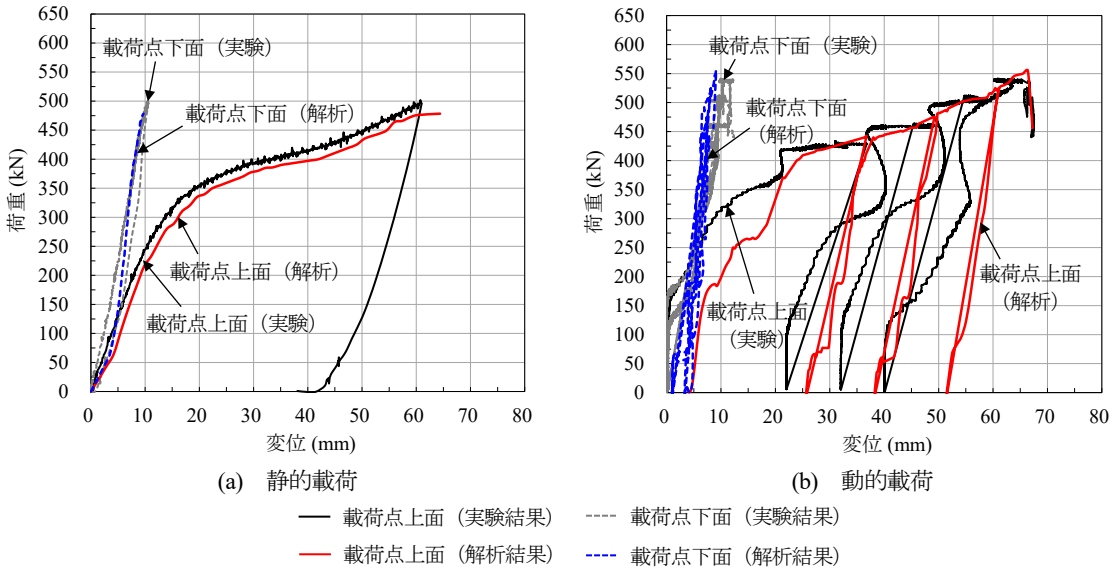


図-3.15　荷重－変位関係（継手遠方載荷）

表-3.10　実験値と解析値の比較（継手遠方載荷）

	項　目	最大荷重 (kN)	載荷部上面 (mm)	載荷部下面 (mm)
静的載荷	実験値 T_{st}	381	30.5	29.9
	解析値 A_{st}	377	32.0	31.8
	差異　T_{st} - A_{st} (T_{st}/A_{st})	-4 (-1.0 %)	1.5 (4.7 %)	1.9 (6.0 %)
動的載荷	実験値 T_{dy}	380	29.4	29.3
	解析値 A_{dy}	392	30.7	30.1
	差異　T_{dy} - A_{dy} (T_{dy}/A_{dy})	12 (3.1%)	1.3 (4.2 %)	0.8 (2.7 %)

値との比で約-5.0 %となる．このときの変位は表-3.11 に示すとおりで，解析値と実験値の差は載荷点上面で 3.6 mm，載荷点下部で-0.8 mm であった．図-3.16(b)の動的載荷の解析では，接合ボルトが破断に至るまで 4 回の繰り返し載荷となったが，解析での最終的な最大荷重は 555 kN で，実験での最大荷重（542 kN）より約 2.3 %大きくなった．一方，変位は表-3.11 に示すように，解析値と実験値の差は 5.5 mm 以下であり，継手近傍載荷の場合も両ケースの解析結果は実験結果と大略一致していることが確認された．



(a)　静的載荷　　(b)　動的載荷

図-3.16　荷重－変位関係（継手近傍載荷）

表-3.11　実験値と解析値の比較（継手近傍載荷）

	項　目	最大荷重 (kN)	載荷部上面 (mm)	載荷部下面 (mm)
静的載荷	実験値 T_{st}	502	60.8	10.5
	解析値 A_{st}	478	64.4	9.7
	差異　T_{st} - A_{st} (T_{st}/A_{st})	-24 (-5.0 %)	3.6 (5.6 %)	-0.8 (-8.2 %)
動的載荷	実験値 T_{dy}	542	60.9	10.0
	解析値 A_{dy}	555	66.4	9.1
	差異　T_{dy} - A_{dy} (T_{dy}/A_{dy})	13 (2.3%)	5.5 (8.3 %)	-0.9 (-9.9 %)

3.4.4　実験と解析による継手の損傷状況

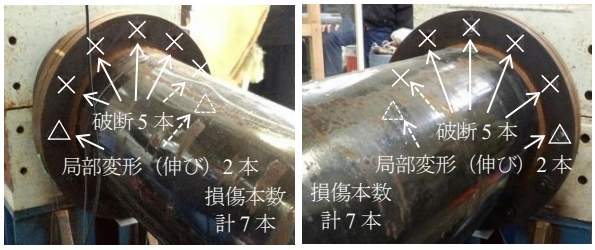
（1）継手遠方載荷の場合

図-3.17 に，実験時の継手遠方載荷における接合ボルトの損傷状況，図-3.18 に，解析での継手遠方載荷における最大荷重時の接合ボルトの応力コンター図をそれぞれ示す．ここでは，ミルシートの引張強さ（1,062 MPa）を接合ボルトの破断強度として判定した．まず，図-3.17(a)に示す静的載荷の実験では，最上部から 5 本の接合ボルトが左右対称（環状）に破断している．また，図-3.17(b)に示す動的載荷の場合も静的載荷と同様な損傷状況であった．一方，図-3.18(a)に示す静的載荷の解析では，破断強度を超過した要素が認められたボルトの本数は 7 本となり，実験での破断ボルトの本数（5 本）に比べて 2 本多い結果となった．また，図-3.18(b)の動的載荷の解析では，破断ボルトが 6 本となり実験結果に比べて 1 本多い結果であった．しかし，解析での破断ボルトの位置は最上部から環状であり，図-3.17 に示す実験での破断ボルトの位置とほぼ同位置となっている．

（2）継手近傍載荷の場合

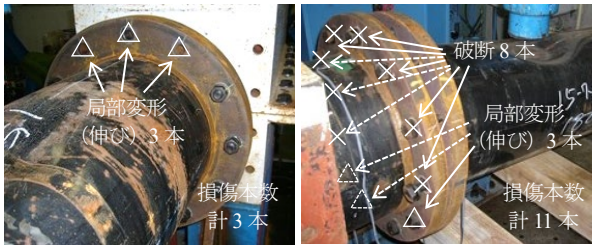
図-3.19 に，実験時の継手近傍載荷における接合ボルトの損傷状況，図-3.20 に，解析での継手近傍載荷における最大荷重時の接合ボルトの応力コンター図をそれぞれ示す．継手近傍載荷の場合，図-3.19(a)に示す静的載荷の実験では，ボルトの破断は認められず，図-3.19(b)の動的載荷では，最上部から 8 本の接合ボルトが破断している．一方，図-3.20(a)に示す静的載荷の解析では，破断強度を超過した要素があるボルトは認められず，図-3.20(b)の動的載荷では，破断強度を超過したボルトの本数は 8 本であった．これらの解析結果は，図-3.19 に示す実験結果と同じである．

以上より，本解析では継手遠方載荷および継手近傍載荷ともに，実験での全体的な傾向を概ね再現できており，静的載荷および動的載荷に対する本解析手法の適用性を確認することができた．



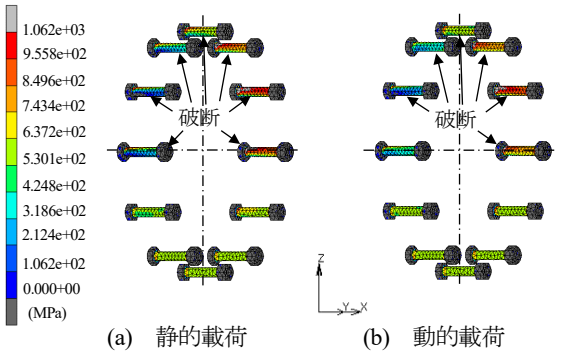
(a)　静的載荷　　(b)　動的載荷

図-3.17　接合ボルトの損傷状況
（実験結果：継手遠方載荷）



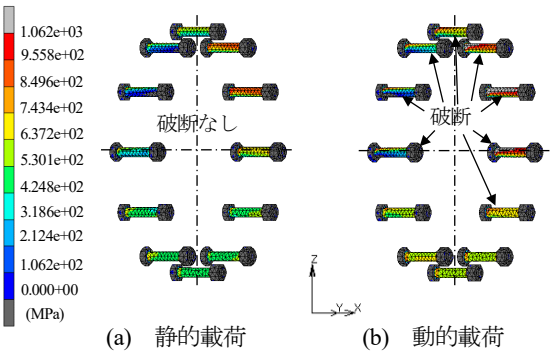
(a)　静的載荷　　(b)　動的載荷

図-3.19　接合ボルトの損傷状況
（実験結果：継手遠方載荷）



(a)　静的載荷　　(b)　動的載荷

図-3.18　接合ボルトの応力コンター図
（解析結果：継手遠方載荷）



(a)　静的載荷　　(b)　動的載荷

図-3.20　接合ボルトの応力コンター図
（解析結果：継手近傍載荷）

3.5 結　論

本章は，フランジ継手を有する片持ち鋼管はりを対象に，載荷位置（継手遠方，継手近傍）および載荷方法（静的載荷，動的載荷）の違いによる継手の耐荷性能について検討したものある．さらに，FEM 解析により載荷実験の再現解析を行い，Marc[18]による FEM 解析の適用性について検証した．

本研究の成果をまとめると以下のようになる．

(1) 継手遠方の静的載荷および動的載荷ともに，荷重－変位関係（最大荷重 380 kN，破壊変位 30 mm）および継手の損傷度合い（ボルト破断 5 本）が同等となり，動的載荷の影響は認められない．これは載荷速度が約 1.0 m/s と遅く，ひずみ速度も 10^{-1} s^{-1} 程度であり，ひずみ速度の影響を受けなかったためと考えられる．

(2) 継手近傍の静的載荷では，試験装置の制約による載荷中断時で荷重 502 kN，へこみ変形 50 mm（鋼管の約 16 % = 50 mm/318.5 mm）が生じた．また，接合ボルトの伸びは 3 本生じたが，破断は認められなかった．

(3) 継手近傍の動的載荷では，静的載荷と同様に先行して鋼管のへこみ変形が発生し，ボルトの破断に至るまで 4 回の繰り返し載荷を行った．その結果，最大荷重 542 kN で破壊変位は 61 mm（最大へこみ変形 56 mm），接合ボルトは 8 本の破断が生じた．なお，継手近傍載荷でも載荷速度が遅く（変位速度約 1.0～2.0 m/s），ひずみ速度は約 10^{-1} s^{-1} であり，ひずみ速度の影響は受けていないものと考えられる．

(4) 継手近傍の静的載荷と，静的載荷と同変位となる動的載荷 3 回目までを比較すると，変位およびへこみ変形は変わらないが，動的載荷のほうが継手部の開きおよび荷重がやや大きい．また，動的載荷 4 回目でも変位はほぼ同等であるが，荷重がさらに大きくなる．これは，繰り返し載荷によるひずみ硬化の影響によるものと考えられる．

(5) 接合ボルトの破断形態には，「曲げ引張り」による破壊と「曲げ引張りとせん断」による破壊が認められ，継手近傍の動的載荷では後者が多い傾向にある．これは継手近傍載荷の場合，継手部に作用するせん断力が大きくなるためである．

(6) 今回の実験では，継手部の損傷は主として曲げ引張力が支配的であったが，継手近傍載荷の場合のように，接合ボルトに作用するせん断力の影響が大きくなる場合もある．今後の設計では，曲げ引張力とせん断力を同時に考慮した照査式（式(3.8)）の検討も必要になると考えられる．

(7) 有限要素法による非線形解析汎用コード MSC. Marc[18]を用いて実験の再現解析を行った結果，当解析手法は，フランジ継手付き片持ち鋼管はりの継手遠方載荷および継手近傍載荷における静的および動的載荷実験結果を大略再現できることを確認した．つまり，本解析手法を用いることにより，フランジ継手付き鋼管はりの解析的検討が可能であることを示した．

第 3 章の参考文献

1) 平松晋也ほか 12 名:平成 26 年 7 月 9 日長野県南木曽町で発生した土砂災害, 砂防学会誌, Vol.67, No.4，pp.38-48，2014.
2) 青木徹彦，国分尚司：架設用鋼管継手の曲げ耐荷力実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.191-197，1995.
3) 加藤勉，廣瀬隆太：円形鋼管の高力ボルトフランジ継手の耐力，日本建築学会論文報告書，第 339 号，1984.
4) 五十嵐定義，脇山広三，井上一郎，松本竹二，村瀬吉秀：高力ボルト鋼管フランジ継手の極限設計法に関する研究　その 1　リブ・リング無し継手，日本建築学会構造系論文報告書，第 354 号，pp.52-66，1985.
5) 渡邊英一，杉浦邦征，山口隆司，葛西俊一郎：高力ボルト鋼管フランジ継手の設計法に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 38A，pp.1-12，1992.3.
6) 肥後野孝倫，中野博志，嶋丈示，白石博文，香月智：継手部に礫衝突を受けた中空鋼管の残存耐力評価実験，平成 17 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.218-219，2005.
7) 園田佳巨，土屋羊平，玉井宏樹，嶋丈示：鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に関する基礎的研究，土木学会構造工学論文集 Vol. 62A，pp.1019-1030，2016.
8) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年版，2009.
9) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I共通編，II鋼橋編，2012.
10) 日本建築学会：鋼構造設計基準，2002.
11) 土木学会：衝撃実験・解析の基礎と応用，構造工学シリーズ 15，第II編，第 4 章，p.185，2004.
12) 濱田匠李，別府万寿博，市野宏嘉：半球状飛来物の衝撃を受ける鋼板の貫通破壊に関する研究，構造工学論文集，Vol.65A，pp.925-936，2019.
13) Johnson, G.R. and Cook, W. H.: A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures, Engineering Fracture Mechanics, 21(1), pp.31-48, 1985.
14) 岩井哲，吉田望，中村武，若林實：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究ーその 1 コンクリートと鋼材の応力ー歪関係に及ぼす歪速度の影響ー, 日本建築学会論文報告集, 第 314 号，pp.102-111，1982.
15) 島田侑子，山田哲：高速繰返し載荷実験に基づく歪速度による鋼材の応力上昇モデル，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 695 号，pp.153-161，2014.
16) 西村宣男, 小野潔, 池内智行 : 単調載荷曲線に基づいた繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27-38，1995.
17) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位，土木学会論文集，No.513/I-13，pp.101-115，1995.
18) MSC Software: Marc 2019，https://www.mscsoftware.com/ja/product/marc
19) 日本機械学会編：機械工学便覧　改訂第 4 版，1960.

第 4 章　フランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する解析的検討

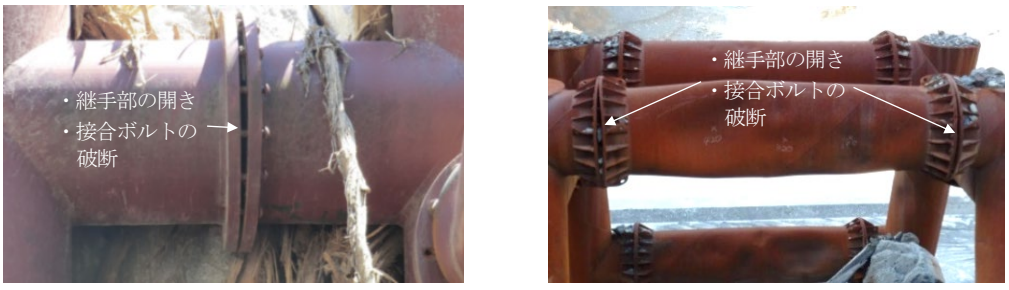
4.1　緒　言

第 3 章で述べたように，近年，鋼製透過型砂防堰堤の損傷事例が報告されており [1),2)]，その原因の 1 つは，鋼管部材同士を連結しているフランジ継手の耐荷性能（耐力と変形性能）にあると指摘されている [3)]．ここで，鋼製透過型砂防堰堤のフランジ継手の損傷形態には，写真-4.1(a)に示すような継手部に礫が直接衝突する形態と写真-4.1(b)に示すような継手間の鋼管部に礫が衝突する形態の 2 つに大別される [4)]．これは，土石流の流下形態が多様であり，礫の衝突位置が一定でないためである．

一方，鋼製透過型砂防堰堤で用いる継手は，鋼製砂防構造物設計便覧 [5)]により，母材強度の 75 %以上の強度を確保することが要求されている．しかしながら，鋼製透過型砂防堰堤は土石流中に含まれる礫の衝突を受ける構造物であるため，衝撃的な荷重に対する耐荷性能の検討が必要である．すなわち，鋼製透過型砂防堰堤で使用するフランジ継手では，鋼製透過型砂防堰堤の安全性の観点から，これらの礫衝突位置の違いに対しても健全であることが必要とされ，これらの耐荷性能を把握することが求められている．さらに，近年では施設の長寿命化や維持管理の観点から，新規に建設する鋼製透過型砂防堰堤だけでなく，現地に建設された既設の鋼製透過型砂防堰堤に対する継手補強の必要性も高まってきている．

第 3 章では，実物大のフランジ継手を有する片持ち鋼管はりを対象に，載荷位置（継手遠方，継手近傍）および載荷方法（静的，動的）を変化させた載荷実験を行い，それぞれの耐荷性能について検討した．しかし，実際の土石流中の巨礫を対象としたフランジ継手の耐荷性能や，実際の鋼管はり構造におけるフランジ継手の破壊モードの把握までには至っていない．

そこで，本章では第 3 章で用いた解析手法を使用し，鋼製透過型砂防堰堤で採用されているフランジ継手付き両端固定鋼管はりを対象として，礫の衝突位置（写真-4.1 に示す継手直上および継手間）の違いによる継手の静的挙動および衝突応答を FEM 弾塑性解析により調べ，それぞれの耐荷性能について解析的に検討するものである．さらに，フランジ継手の簡易的な補強モデルを提案し，フランジ継手を補強した両端固定鋼管はりを対象に静的および動的（衝突）弾塑性解析を行い，その耐荷性能について評価する．これにより，今後の鋼製透過型砂防堰堤に用いるフランジ継手の安全性を向上させるための基礎資料を提供するものである．



(a)　継手直上衝突型（下流視）　　(b)　継手間衝突型（上流視）

写真-4.1　継手の損傷形態

4.2　フランジ継手を有する鋼管部材の静的および衝突解析

4.2.1　解析の概要

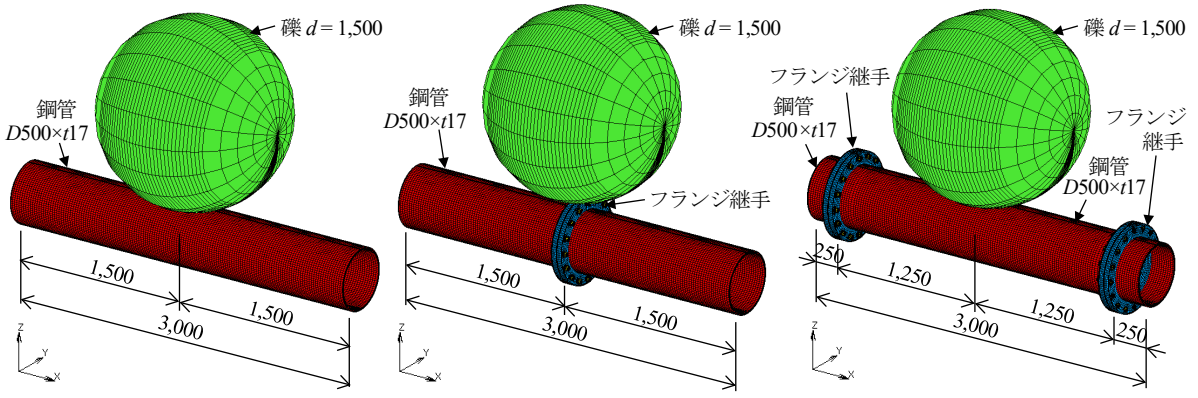
ここでは，写真-4.1 に示すような鋼製透過型砂防堰堤の継手損傷実態に鑑み，フランジ継手を有する両端固定鋼管はりを対象として，礫衝突位置の違いによる継手の耐荷性能を把握することを目的に 3 次元弾塑性解析を実施した．すなわち，フランジ継手付き両端固定鋼管はりの継手直上に礫が衝突する場合（継手直上載荷）および継手間の鋼管部に礫が衝突する場合（継手間載荷）の 2 つのタイプについて，静的および動的（衝突）弾塑性解析を実施し，継手の耐荷性能について検討を行うものである．なお，解析は第 3 章と同様に，有限要素法による非線形解析汎用コード MSC. Marc[6]を用いて実施した．

4.2.2　解析モデル

解析モデルおよび寸法は, 図-4.1 に示すようなスパン長 l = 3,000 mm の両端固定鋼管はりモデルで，使用要素はすべて 3 次元ソリッド要素とした．なお，鋼製透過型砂防堰堤に使用されている鋼管部材（1 スパン）の長さは，一般に 2,000 mm～4,000 mm 程度であるため，本解析ではその中間値であるスパン長 3,000 mm を採用した．また，写真-4.1 に示すように鋼製透過型砂防堰堤の鋼管はり部材の端部は，溶接により剛結されているため，支持条件を両端固定条件とした．ここでは，図-4.1(a)に示す鋼管はりモデル（継手なしモデル：Type 0）も比較のため解析の対象とし，図-4.1(b)は鋼管はり中央部に継手を有するモデル（継手直上載荷モデル：Type 1），図-4.1(c)は鋼管はりの端部付近に継手を有するモデル（継手間載荷モデル：Type 2）である．

礫モデルは，設計における最大クラスの巨礫を想定し，直径 1,500 mm の球体とした．なお，実際の礫には凹凸があり，先端の尖ったような形状を考慮すべきであるが，モデル化が複雑となるため，ここではフランジ継手付き鋼管はりの基礎的な挙動を調べる目的で球体としてモデル化した．

表-4.1 に，解析で使用した各部材の断面寸法を示す．鋼管の断面寸法およびフランジ継手（フランジプレートおよび接合ボルト）の仕様は，実際の鋼製透過型砂防堰堤で用いられている寸法と同じ値を採用した．すなわち，本解析では直径 500.0 mm，板厚 17.0 mm の鋼管，フランジプレートは外径 700.0 mm，板厚 45.0 mm の鋼板，接合ボルトには呼び径 M22 のボルトを用いた．継手強度は，母材強



(a)　Type 0：鋼管はり（中央載荷継手なしモデル）　(b)　Type 1：フランジ継手付き鋼管はり（継手直上載荷モデル）　(c)　Type 2：フランジ継手付き鋼管はり（継手間載荷モデル）

図-4.1　両端固定はりの解析モデル（単位：mm）

表-4.1　部材の断面寸法

項　目	規　格	形状・寸法 (mm)	摘　要
鋼　管	STK490	D500.0 × t17.0	径厚比 D/t = 29
フランジプレート	SM490	ϕ 700.0 × t45.0	
接合ボルト	S10T	M22 ×L125	n = 16 本

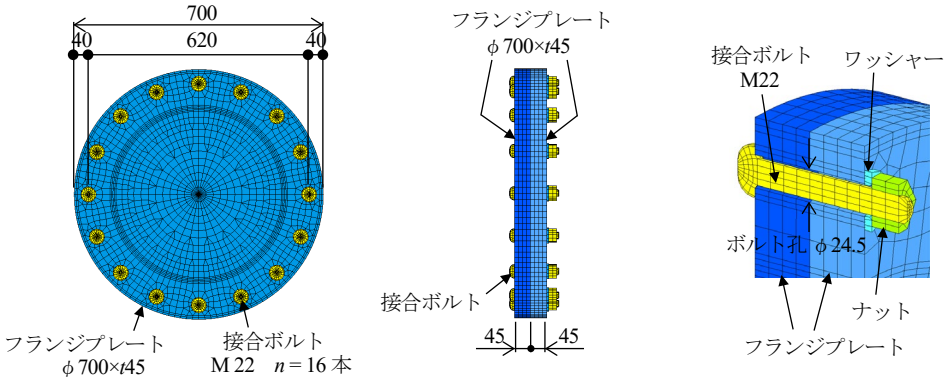


図-4.2　フランジ継手のモデル化（単位：mm）

度（ここでは許容応力度 185 MPa）の 75 %の強度（ここでは曲げモーメント）となるように第 3 章の式(3.1)により接合ボルトの本数を設定した．すなわち，フランジ継手のモデルは図-4.2(a)に示すように接合ボルトを最上端から均等に円周方向に 16 本配置し，ボルト中心からフランジプレート外縁までの距離を 40.0 mm 確保するものとした．継手は，図-4.2(b)に示すように板厚 t = 45.0 mm のフランジプレートを 2 枚組み合わせて接合ボルトにより締め付ける仕様であり，ボルト孔は，図-4.2(c)に示すように直径 ϕ = 24.5 mm（ボルトとの隙間は片側 1.25 mm）である．なお，解析では接合ボルトに初期張力（締結力）として，設計ボルト軸力 205 kN をあらかじめ導入するものとし，第 3 章の再現解析と同様な手順で解析を行った．すなわち，接合ボルトに作用する締結力として，ボルト軸力方向成分に 205 kN の荷重を入力して直接的にボルト軸力を与え，ボルトに締結力を作用させた状態を初期状態として，本解析を実施した．

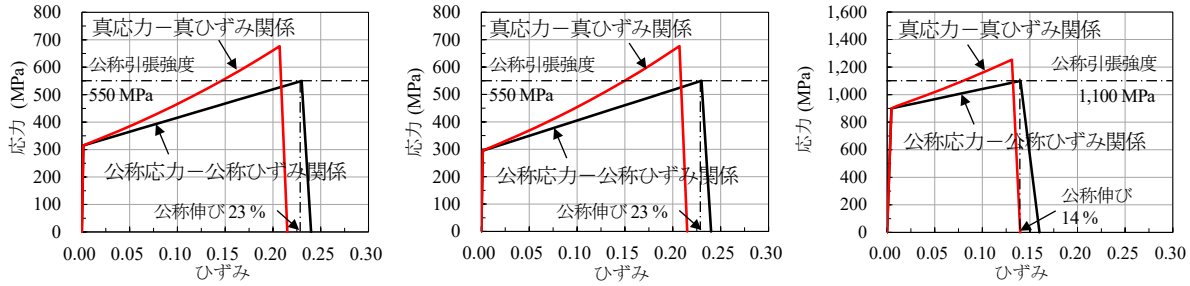
4. 2. 3　材料特性

表-4.2 に，解析に使用した材料物性値を示す．鋼管は一般構造用炭素鋼鋼管（STK490），フランジプレートは溶接構造用圧延鋼材（SM490）で，ボルトは高力ボルト（S10T）とした．本解析で使用した礫は，土石流中に含まれる巨礫を想定して球状弾性体（密度 2.6 g/cm^3，ヤング率 5.0 × 10^4 MPa）とし，物性値は土石流・流木対策設計技術指針 [7]および鋼製砂防構造物設計便覧 [5]を参考に決定した．鋼製材料の構成則は，図-4.3 に示すように公称伸びと公称引張強度が互いに対応し，公称伸び以降は応力が低下して耐力がゼロとなるようなトリリニア型の応力ーひずみ関係を与えた．また，降伏条件には von-Mises の条件を適用し，等方硬化するものとした．

なお，鋼製透過型砂防堰堤で対象とする土石流の速度は最大で 10.0 m/s 程度であり，本来，ひずみ速度の影響を考慮する必要があると考えられる [8), 9)]．しかし，現行の鋼管部材の設計では礫衝突による動的降伏応力の割増を考慮していないこと [5)]，また，この影響を考慮するにはボルト単体の破断形

表-4.2　材料物性値

項　目	材質	密度 (g/cm^3)	ヤング率 (MPa)	ポアソン比	降伏応力 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
鋼　管	STK490	7.85	2.0×10^5	0.3	315	550	23
フランジプレート	SM490	7.85	2.0×10^5	0.3	295	550	23
接合ボルト	S10T	7.85	2.0×10^5	0.3	900	1,100	14
礫	―	2.60	5.0×10^4	0.23	―	―	―



(a)　鋼　管　　(b)　鋼　板　　(c)　高力ボルト

図-4.3　材料の応力－ひずみ関係

態等の詳細な検討を必要とすることから，ここではフランジ継手付き鋼管はりの基礎的な挙動の把握を目的とし，ひずみ速度の影響は考慮しないこととした [10].

4.2.4　境界条件および解析条件

解析では，支点となるはり両端部に全自由度を拘束（X，YおよびZ方向の変位固定，X，YおよびZ軸の回転拘束）する境界条件（完全固定条件）を設定した．また，鋼材同士や鋼管と礫の接触時に接触面の摩擦の影響を考慮するため，鋼材と鋼材および鋼材と接合ボルトの接触面には摩擦係数 0.4，鋼材と礫の接触面には摩擦係数 0.3 とする接触条件を設定した [11), 12)]．なお，解析をより厳密に行うためには，減衰や初期不整の影響を考慮すべきであるが，ここでは前述のとおり，フランジ継手付き鋼管はりの基礎的な挙動を評価するため，これらの影響は考慮しないものとした．

載荷方法は，接合ボルト 1 本が破断に至る（破断ひずみ）までスパン中央部に荷重を漸次増加させる静的載荷（載荷版は直径 1.5 m の円弧状）と，設計で想定される最大クラスの土石流条件として，スパン中央部に直径 1.5 m の礫（質量 m＝4.6 t）が速度 v＝10.0 m/s（衝突エネルギーE＝1/2 mv^2＝230.0 kJ）で衝突する衝突載荷（礫速度がゼロになるまで計算）の 2 ケースとした．なお，本解析では構造の対称性および計算効率を考慮して 1/2 モデルで計算を実施した．

4.2.5　静的解析による継手を有する鋼管部材の耐荷性能評価

（1）荷重－載荷点変位関係

図-4.4 に，静的載荷における荷重－載荷点変位関係を示す．図中の×印は，Type 0 は鋼管が破断ひずみに達した時点，Type 1 および Type 2 は接合ボルト 1 本が破断に至った時点を示している．ボルトの破断判定は，図-4.5 に示すようにボルトに発生するひずみがボルトの公称伸び 14 %に対応する相当塑性ひずみ（破断ひずみ 0.12）を超えた時点とした．ここで，本モデルの鋼管はりとしての設計耐力（理論値）は $P = 8\sigma_a Z/l$ =1,485 kN（ただし，σ_a：鋼管の許容応力度 185 MPa，Z：鋼管の断面係数 3.01 × 10^6 mm^3，l：スパン長 3,000 mm）であり，各タイプの最大荷重と比較すると，Type 0（最大荷重 2,334 kN）は設計耐力の約 1.6 倍（= 2,334 kN/1,485 kN），Type 1（最大荷重 3,560 kN）は約 2.4 倍（= 3,560 kN/1,485 kN），Type 2（最大荷重 1,882 kN）では約 1.3 倍（= 1,882 kN/1,485 kN）となり，各タイプとも設計耐力を上回っていることがわかる．

表-4.3 に，最大荷重時における載荷点変位を示す．Type 1 の場合，変位は載荷点上面で 28.7 mm，載荷点下面では 28.0 mm となり，へこみ変形は 0.7 mm とほとんど発生せず，はり変形が僅かに（28.0 mm）生じる程度である．Type 2 の場合では，載荷点上面で 207.2 mm と大きくなるが，載荷点下面ではほとんど発生していない．すなわち，Type 2 の場合はへこみ変形が卓越し，はり変形は生じていないことがわかる．ここで，Type 2 の場合，荷重約 900 kN 付近で変位のみが増大しているが，これは，図-4.6 に示すように鋼管のへこみ変形が顕著に発生している状態で，同時に継手の開きが進行しているためである．また，表-4.3 において Type 0 と Type 2 の載荷点下面変位が反転して僅かにマイナスになっている．これは，図-4.7 に示すように鋼管のへこみ変形に伴って鋼管下面が上側に反る挙動を示すためである [13), 14)]．

以上より，耐荷力の観点から接合ボルト 1 本が破断に至る荷重は，Type 1（継手直上載荷）のほうが Type 2（継手間載荷）に比べて約 1.9 倍（= 3,560 kN/1,882 kN）大きいことが認められた．これは，載荷点となる継手の周方向剛性が鋼管の周方向剛性より大きいためと考えられる．一方，変形性能は Type 2 のほうが Type 1 に比べて約 7.2 倍（= 207.2 mm/28.7 mm）大きくなるが，これは，鋼管のへこ

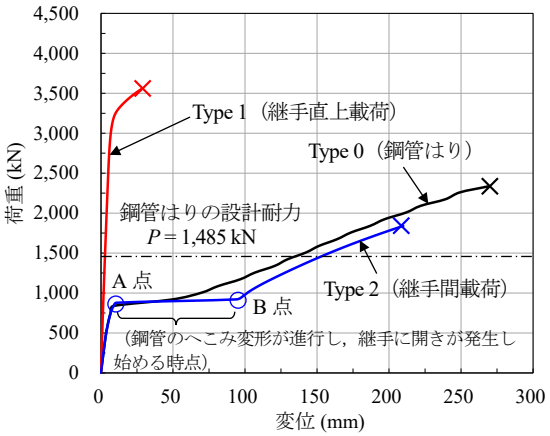
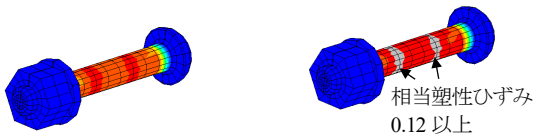


図-4.4　荷重－載荷点変位関係（静的載荷）



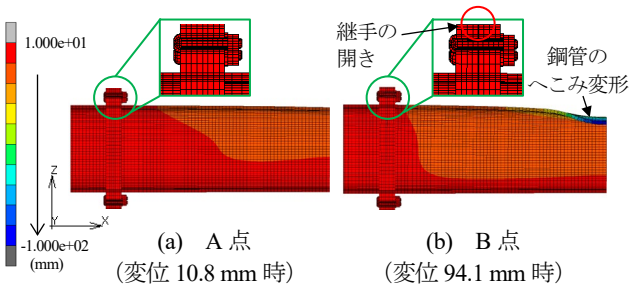
(a)　破断なし　　(b)　破断あり

図-4.5　ボルトの破断判定

表-4.3　最大荷重と載荷点変位（静的載荷）

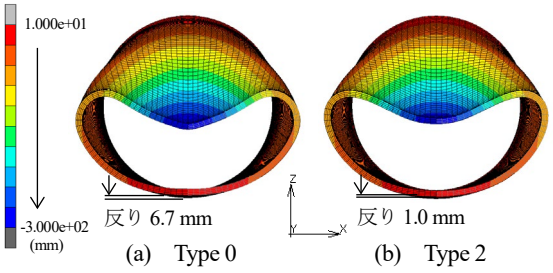
	最大荷重 (kN)	載荷点 最大変位 (mm)	載荷点 下面変位※2 (mm)	へこみ 変形 (mm)
Type 0※1	2,334	268.8	- 6.7	268.8
Type 1	3,560	28.7	28.0	0.7
Type 2	1,882	207.2	- 1.0	207.2

※1 鋼管が破断ひずみに達した時点の値．
※2 Type 0，Type 2 は載荷点の鋼管下面，Type 1 は継手下面の値．



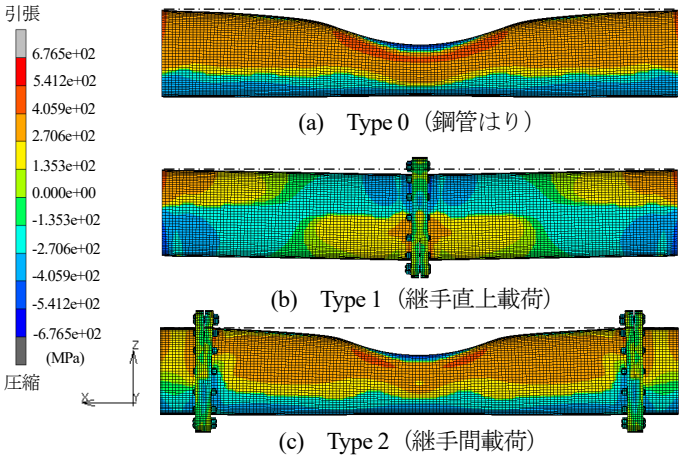
(a) A 点 (変位 10.8 mm 時)　(b) B 点 (変位 94.1 mm 時)

図-4.6 鋼管はりの鉛直方向変位（Type 2）



(a) Type 0　(b) Type 2

図-4.7 鋼管断面の鉛直方向変位状況（最大荷重時）



(a) Type 0（鋼管はり）

(b) Type 1（継手直上載荷）

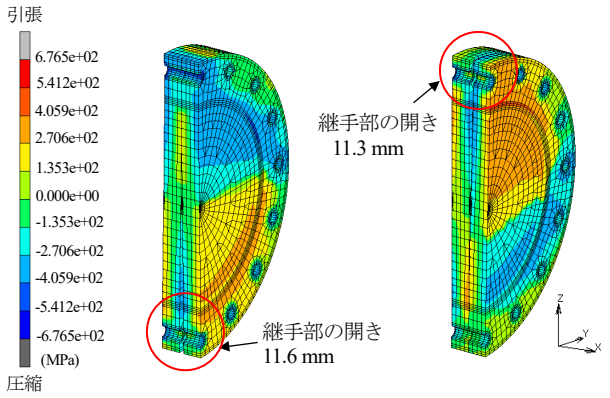
(c) Type 2（継手間載荷）

図-4.8 最大荷重時におけるはり全体の変形および主応力図（静的載荷）

み変形によるものである．ここで，Type 0 の鋼管はりと比較すると，耐荷力は Type 1 では Type 0 の約 1.5 倍（= 3,560 kN/2,334 kN）と大きいが，Type 2 では約 0.8 倍（= 1,882 kN/2,334 kN）とやや小さくなる．一方，変形性能は Type 1 は Type 0 の約 0.1 倍（= 28.7 mm/268.8 mm），Type 2 でも約 0.8 倍（= 207.2 mm/268.8 mm）といずれも小さくなる．つまり，フランジ継手を有する鋼管はりでは，通常の鋼管はりに比べて断面の変形性能が小さくなることが認められた．これは，Type 1 では載荷点の周方向剛性が大きく，Type 2 ではフランジ設置部で断面変形が阻止されているためと考えられる．

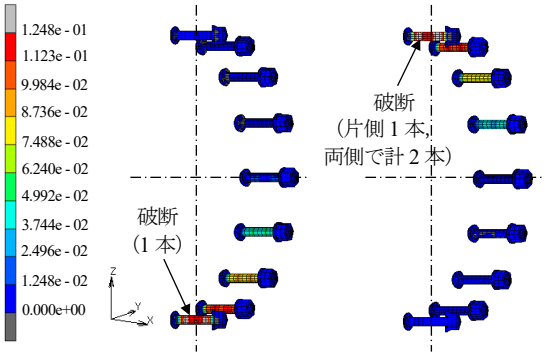
（2）変形および応力発生状態

図-4.8 は，最大荷重時のはり全体の変形および主応力の状態を示したもので，ここでは鋼管および鋼板（フランジプレート）の引張強度（550 MPa）に対応する真応力（676.5 MPa）を最大（最小）としたコンター図を示し，コンター図の赤い部分は引張側，青い部分は圧縮側の値を示している．なお，図-4.8(a)は Type 0 の鋼管が破断ひずみに達した時点，図-4.8(b), (c)は Type 1（継手直上載荷）および Type 2（継手間載荷）の接合ボルト 1 本が破断に至った時点である．まず，図-4.8(b)の Type 1 では，変位はほとんど生じておらず，はり両端の鋼管上部および継手下部付近で引張応力が発生し，載荷点となる継手上部付近は圧縮側となっていることがわかる．なお，このときの発生引張応力は，鋼管およびフランジプレートの引張強度以下である．一方，図-4.8(c)の Type 2 では，載荷点での鋼管のへこみ変形が顕著に認められ，鋼管のへこみ影響範囲を除く鋼管上部全体に引張応力が発生し，鋼管下部は圧縮側となっている．これは，図-4.8(a)に示す Type 0 と同様な挙動であるが，発生応力は鋼管およ



(a) Type 1 (継手直上載荷)　(b) Type 2 (継手間載荷)

図-4.9　最大荷重時における継手部の主応力図
(静的載荷)



(a) Type 1 (継手直上載荷)　(b) Type 2 (継手間載荷)

図-4.10　接合ボルトの相当塑性ひずみ分布
(静的載荷)

びフランジプレートの引張強度以下であった.

以上より，Type 1 および Type 2 では，載荷による変形および応力発生状況は異なるが，どちらのタイプも鋼管およびフランジプレートが引張強度に達する前に接合ボルトが先行して破断することが確認された.

(3) 継手の損傷状態

図-4.9 に，静的載荷における最大荷重時の継手部の主応力図を示す．図-4.9 より，Type 1 の場合は継手下部，Type 2 では継手上部が引張側となっていることがわかる．また，継手部の開きは Type 1 では継手部下端で 11.6 mm，Type 2 では継手部上端で 11.3 mm となり，両タイプとも曲げ引張力が作用する側で発生した.

図-4.10 に，最大荷重時における接合ボルトの相当塑性ひずみ分布を示す．ここで，接合ボルトの破断の判定は，前述のとおり接合ボルトの公称伸び 14 %に対応する相当塑性ひずみ（0.12）を破断ひずみとした．図-4.10 より，Type 1 では継手部の最下端，Type 2 では最上端の接合ボルトが破断していることがわかる．すなわち，載荷位置の違いにより継手部の損傷部位に明確な違いが認められた．つまり，Type 1 では継手部下端，Type 2 では継手部上端で継手の損傷が顕著となり，これらはいずれも継手の引張側で発生することが確認された.

(4) 限界吸収エネルギー

静的載荷における各タイプの限界吸収エネルギーは，図-4.4 の荷重－載荷点変位関係で囲まれた面積から求められ，次式で表される.

$$U = \int_0^{\delta} P d\delta \tag{4.1}$$

ただし，U : 吸収エネルギー，δ : 載荷点変位，P : 荷重.

ここでは，各タイプの限界吸収エネルギーを，Type 0 の場合は鋼管が破断ひずみに達するまで，Type 1 および Type 2 では接合ボルト 1 本が破断に達するまでの吸収エネルギーとした．表-4.4 に，各タイプの限界吸収エネルギーを式(4.1)により算出し，比較した結果を示す．これより，Type 2 の限界吸収

エネルギーは Type 1 に比べ約 2.7 倍（= 228.7 kJ/85.5 kJ）大きいことがわかる．一方，Type 0 と比べると Type 1 は Type 0 の約 0.2 倍（= 85.5 kJ/398.2 kJ），Type 2 は Type 0 に比べて約 0.6 倍（= 228.7 kJ/398.2 kJ）と小さい. つまり，Type 1 および Type 2 では継手の影響により限界吸収エネルギーが小さくなり，特に Type 1 は，耐荷力は大きいが限界吸収エネルギーは最も小さいことが確認された.

表-4.4　静的載荷における限界吸収エネルギー

	限界吸収エネルギー (kJ)	エネルギー算出条件（限界条件）
Type 0	398.2	鋼管の破断ひずみに達するまで
Type 1	85.5	接合ボルト 1 本が破断に達するまで
Type 2	228.7	

4.2.6　衝突解析による継手を有する鋼管部材の耐荷性能評価

（1）衝突荷重－時間および衝突点変位－時間関係

図-4.11 および図-4.12 に，衝突載荷での衝突荷重－時間関係および衝突点変位－時間関係をそれぞれ示す．図-4.11 より，Type 1 では礫衝突による振動現象が認められるが，Type 2 に比べて荷重は大きく，作用時間は短いことがわかる．一方，Type 2 では作用時間は Type 1 より長く，Type 0 とほぼ同様な挙動を示すことが認められた．図-4.12 に示す衝突点変位－時間関係では，Type 1 は Type 2 に比べ変位が小さく，作用時間も短い．これは，礫が衝突する継手部の周方向剛性が鋼管の周方向剛性に比べて大きいためである．一方，Type 2 はへこみ変形が増大する Type 0 と同様な挙動を示すことが認められた．

（2）衝突荷重－衝突点変位関係

図-4.13 に，図-4.11 および図-4.12 の時間軸を消去して得られる衝突荷重－衝突点変位関係を示す．なお，図中の×印は 1 本目の接合ボルトが破断に至った時点を示す．まず，Type 1 の衝突最大荷重は 5,844 kN，衝突点の最大変位は表-4.5 に示すとおりで，へこみ変形（6.6 mm）はほとんど発生せず，はり変形（60.2 mm）が生じている．次に，Type 2 の衝突最大荷重は 2,128 kN で，衝突点上面変位は 184.5 mm と大きくなるが，衝突点下面変位はほとんど発生していない．すわなち，Type 2 では衝突載荷の場合も静的載荷と同様に，へこみ変形が卓越し，はり変形は生じていない．ここで，表-4.5 において

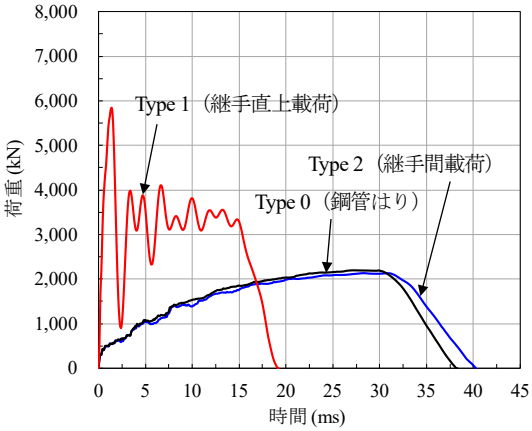


図-4.11　衝突荷重－時間関係（衝突載荷）

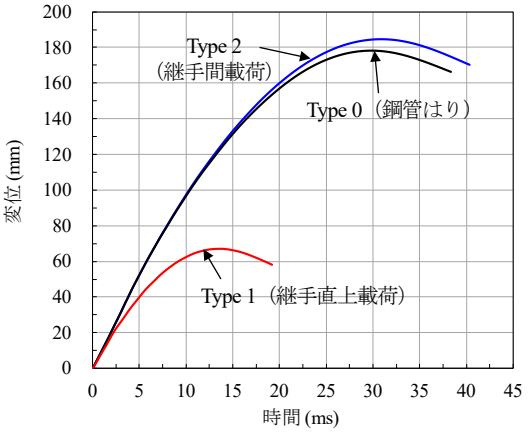


図-4.12　衝突点変位－時間関係（衝突載荷）

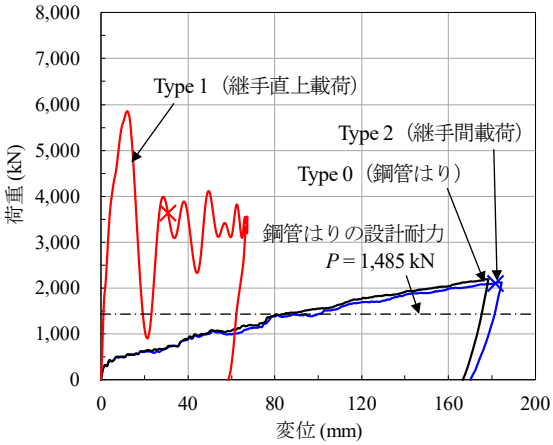


図-4.13　衝突荷重－衝突点変位関係（衝突載荷）

表-4.5　最大荷重と衝突点変位（衝突載荷）

	衝突 最大荷重 (kN)	衝突点 最大変位 (mm)	衝突点 下面変位※ (mm)	へこみ 変形 (mm)
Type 0	2,188	178.4	- 11.5	178.4
Type 1	5,844	67.2	60.2	6.6
Type 2	2,128	184.5	- 5.2	184.5

※ Type 0，Type 2 は載荷点の鋼管下面，Type 1 は継手下面の値．

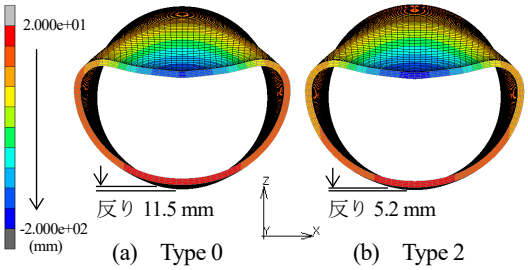


図-4.14　鋼管断面の鉛直方向変位状況
（最大変位時）

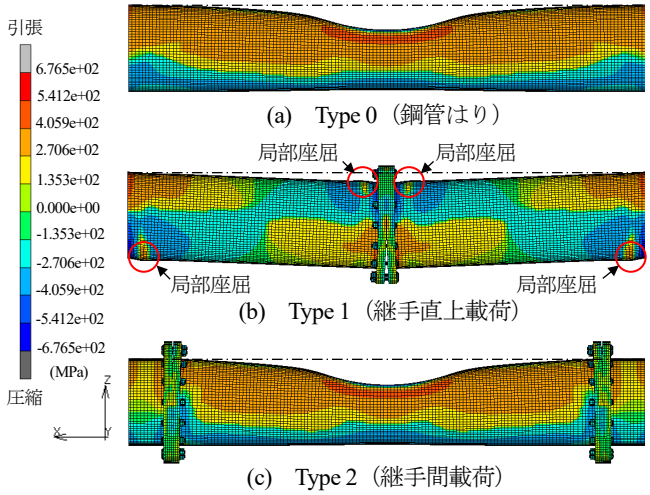


図-4.15　最大変位時におけるはり全体の変形
および主応力図（衝突載荷）

Type 0 と Type 2 の衝突点下面変位が僅かにマイナスになっているが，これは静的載荷と同様に，図-4.14 に示すように鋼管のへこみ変形に伴って鋼管下面が上側に反る挙動を示すためである [13), 14)].

なお，Type1 の衝突最大荷重は静的最大荷重の約 1.6 倍（＝5,844 kN/3,560 kN），Type 2 の衝突最大荷重は静的最大荷重の約 1.1 倍（＝2,128 kN/1,882 kN）といずれも大きい．これは，物体が落下する場合の衝突荷重の定義 [15)]より，$F=m\alpha=m\Delta v/\Delta t$（ただし，$m$：載荷体（礫）の質量，$\alpha$：加速度，$\Delta v$：速度増分，$\Delta t$：時間増分）において，作用時間 Δt が短くなると荷重 F が大きくなるためと考えられる．

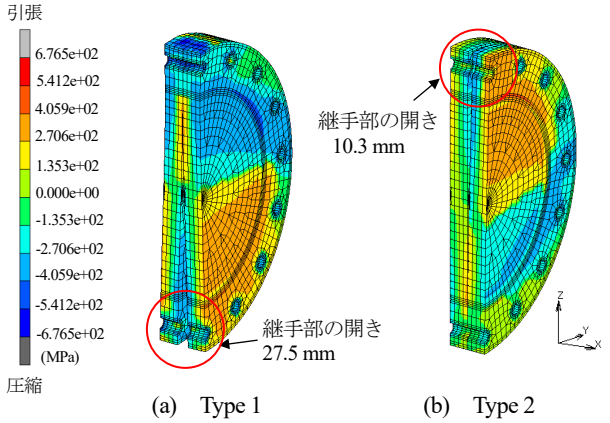
（3）変形および応力発生状態

図-4.15 は，衝突載荷における最大変位時のはり全体の変形および主応力図を示したもので，ここでも鋼管および鋼板（フランジプレート）の引張強度（550 MPa）に対応する真応力（676.5 MPa）を閾値とした．まず，図-4.15(a)の Type 0 および図-4.15(c)の Type 2 では，静的載荷の場合と同様に鋼管のへこみ変形が顕著に認められ，鋼管へこみ部のごく一部で閾値を超える要素が確認されたが，各タイプの応力発生状態は静的載荷とほぼ同様である．一方，図-4.15(b)の Type 1 では衝突点での変位はほとんど認められず，はり変形が生じており，はり両端の鋼管下部および継手上部付近で局部座屈が生じていることが確認された．これは，衝突載荷の場合，当該箇所に圧縮力が集中したためと考えられる．

（4）継手の損傷状況

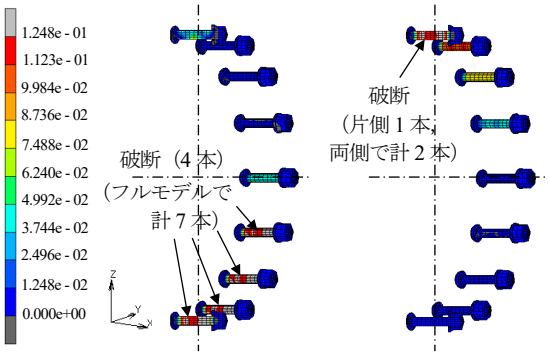
図-4.16 に，衝突載荷における継手部の主応力図を示す．これより，静的載荷と同様に，図-4.16(a)の Type 1 の場合は継手下部，図-4.16(b)の Type 2 では継手上部が引張側となっていることがわかる．また，Type 1 では衝突部となる継手上面にも大きな圧縮応力が発生することが認められた．なお，継手部の開きは Type 1 では継手部下端で 27.5 mm と大きく，Type 2 では継手部上端で 10.3 mm 発生した．

図-4.17 に，接合ボルトの相当塑性ひずみ分布を示す．ここでも，接合ボルトの破断を公称伸び 14 % に対応する相当塑性ひずみ (0.12) を破断ひずみとした．破断した接合ボルトは，図-4.17(b)に示す Type 2 では最上端の 1 本（左右の継手で各 1 本）であったのに対し，図-4.17(a)に示す Type 1 では最下段から 4 本（全体では 7 本）と多くのボルトが破断した．さらに，Type 1 では衝突部となる最上端のボルトにも塑性ひずみが発生している．つまり，Type 1 では衝突作用によって多数の接合ボルトが破断し，



(a) Type 1 (継手直上載荷)　(b) Type 2 (継手間載荷)

図-4.16 最大変位時の継手部の主応力図
(衝突載荷)



(a) Type 1 (継手直上載荷)　(b) Type 2 (継手間載荷)

図-4.17 接合ボルトの相当塑性ひずみ分布
(衝突載荷)

表-4.6 衝突載荷における応答吸収エネルギーと接合ボルトの破断エネルギー

	限界吸収エネルギー (kJ)	応答吸収エネルギー (kJ)	ボルトの破断エネルギー※ (kJ)
Type 0	398.2	216.3	―
Type 1	85.5	79.7※	36.4 (7 本)
Type 2	228.7	217.4※	10.4 (左右各 1 本)

※ 接合ボルト 1 本が破断するまでを算出.

継手部が開いたものと考えられる.

以上より，フランジ継手を有する両端固定鋼管はりに礫が衝突する場合，礫が継手に直撃するケースでは，多数のボルトが破断することが確認され，継手間に礫が衝突する場合よりも危険側となることが認められた.

(5) 応答吸収エネルギー

表-4.6 に，衝突載荷における応答吸収エネルギー（図-4.13 の衝突荷重－衝突点変位関係で囲まれた面積）を，式(4.1)を用いて算定した結果を示す．ここでは，Type 0 の場合は最大変位まで，Type 1 および Type 2 では接合ボルト 1 本が破断に達するまでの吸収エネルギーとした．まず，Type 0 の場合，礫の衝突エネルギー（230.0 kJ）のほとんどが鋼管のへこみ変形（応答吸収エネルギー216.3 kJ）によって吸収されており，限界吸収エネルギー（398.2 kJ）に対して，まだ十分に余裕があることがわかる.

次に，Type 1 の応答吸収エネルギーは 79.7 kJ となり，限界吸収エネルギー（85.5 kJ）とほぼ同等である．これらは，礫の衝突エネルギー（230.0 kJ）よりはるかに小さく，Type 1 では衝突エネルギーをへこみ変形で吸収できず，接合ボルト 7 本の破断エネルギー（5.2 kJ×7 本= 36.4 kJ）によって衝突エネルギーを消散したものと考えられる．さらに，残りのエネルギーは，図-4.15(b)の鋼管はり全体の主応力図や図-4.16(a)の継手部の主応力図にみられるように，鋼管はり全体やフランジプレートで吸収された可能性があり，また衝突時の振動等によっても消散したものと考えられる．ここで，ボルトの破断エネルギーは，過大ではあるが簡易的な算出方法として，図-4.3(c)に示す高力ボルトの応力－ひずみ関係（公称伸び 14 %に対応する真応力－真ひずみ関係）の面積にボルトの体積（有効面積 303 mm^2×125 mm）を乗じた値（5.2 kJ）とした.

一方，Type 2 の場合，礫の衝突エネルギー（230.0 kJ）が限界吸収エネルギー（228.7 kJ）より大きくなったため，ボルトが破断したものと考えられる．なお，Type 0 と同様に，礫の衝突エネルギー（230.0 kJ）のほとんどが鋼管のへこみ変形（応答吸収エネルギー217.4 kJ）によって吸収され，一部が両側の継手のボルト破断エネルギー（計 2 本で 10.4 kJ）で吸収されたものと推測される．

4.2.7　礫衝突位置の違いによるフランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能に関する考察

本節では，フランジ継手付き鋼管はりを対象に，礫の衝突位置および載荷方法（静的および衝突載荷）の違いによる耐荷性能を解析的に検討した．本解析は，限定的な条件下で実施したものであるが，本解析の範囲で得られた成果をまとめると，以下のようになる．

(1) フランジ継手付き両端固定鋼管はりの静的解析では，Type 1（継手直上載荷）は Type 2（継手間載荷）に比べ，耐力は大きいが変形性能は小さいことが認められた．

(2) Type 2 の静的解析では，変位は鋼管のへこみ変形が支配的となるが，Type 0（継手なし鋼管はり）に比べ，耐力および変形性能ともに小さくなる．

(3) 静的解析による限界吸収エネルギーは，Type 1 は変位が小さいため，吸収エネルギーも小さくなる．一方，Type 2 は鋼管のへこみ変形によりエネルギーを吸収するため，Type 1 よりも約 2.7 倍大きくなった．

(4) 静的解析および衝突解析のいずれにおいても，Type 1 では継手下部，Type 2 では継手上部で接合ボルトの破断が生じ，これらは継手の引張側で発生する．つまり，載荷位置の違いによる継手の損傷部位に明確な違いがあることが明らかになった．

(5) Type 1 の衝突解析（礫径 1.5 m ，質量 4.6 ton，衝突速度 10.0 m/s）では，衝突エネルギーを変形で吸収できないため，継手下部で全 7 本の接合ボルトの破断が生じた．また，衝突部となる継手最上端の接合ボルトにも塑性ひずみが認められた．

(6) Type 2 の衝突解析では，破断した接合ボルトは左右の継手で最上端の各 1 本であり，Type 1 に比べて接合ボルトの破断本数は少ない．つまり，礫が鋼管部に衝突する場合（Type 2）は，鋼管のへこみ変形により礫の衝突エネルギーを吸収することから，継手部に礫が直撃する場合（Type 1）に比べ，継手部の損傷は小さいことがわかった．

4.3　継手を補強した鋼管部材の静的および衝突解析

4.2 節では，通常の設計で用いている（継手を補強しない）フランジ継手付き両端固定鋼管はりを対象に，礫の衝突位置の違いが耐荷性能に及ぼす影響について検討を行った．ここでは，鋼製透過型砂防堰堤の安全性向上（強靭化）や施設の長寿命化などの観点から，鋼製透過型砂防堰堤が構造体として一体性を保つうえで重要な構造要素となっているフランジ継手について，その補強方法を検討する．すなわち，フランジ継手の簡易的な補強モデルを提案し，フランジ継手を補強した両端固定鋼管はりを対象に静的および動的（衝突）弾塑性解析を行い，その耐荷性能について評価する．

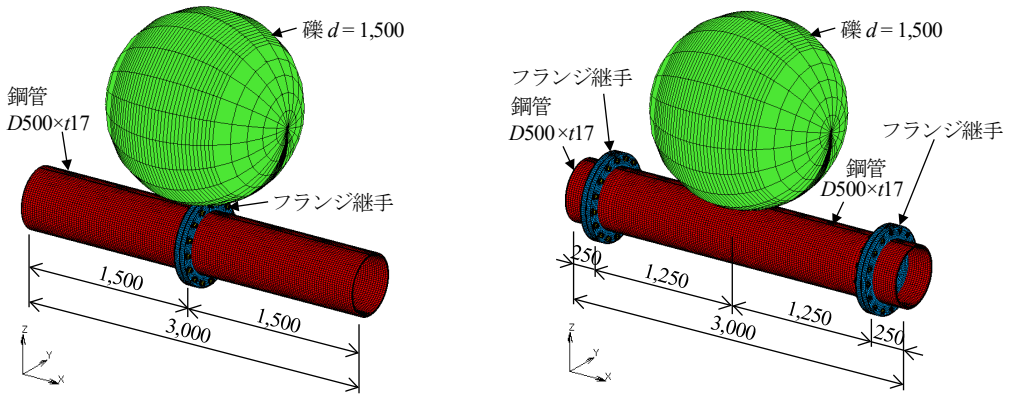
4.3.1　両端固定鋼管はりモデル

図-4.18 に，両端固定鋼管はりの解析モデルを示す．使用要素は 3 次元ソリッド要素で，解析モデルおよび寸法は 4.2 節の継手を補強しない鋼管はりモデルとすべて同じとした．すなわち，解析モデルはスパン長 3,000 mm の両端固定はりモデルで，鋼管はりには直径 500.0 mm，板厚 17.0 mm の鋼管，フランジプレートは外径 700.0 mm，板厚 45.0 mm の鋼板，接合ボルトには呼び径 M22 のボルトを使用し，礫モデルは直径 1,500 mm の球状体とした．はりタイプは，図-4.18(a)に示す鋼管はり中央部に継手を有するタイプ（Type 1），図-4.18(b)に示す鋼管はりの左右に継手を有するタイプ（Type 2）の 2 タイプで，載荷位置は各タイプともスパン中央とした．すなわち，Type 1 は継手に直接載荷するタイプ（継手直上載荷モデル），Type 2 は継手間の鋼管に載荷するタイプ（継手間載荷モデル）である．

4.3.2　継手モデル

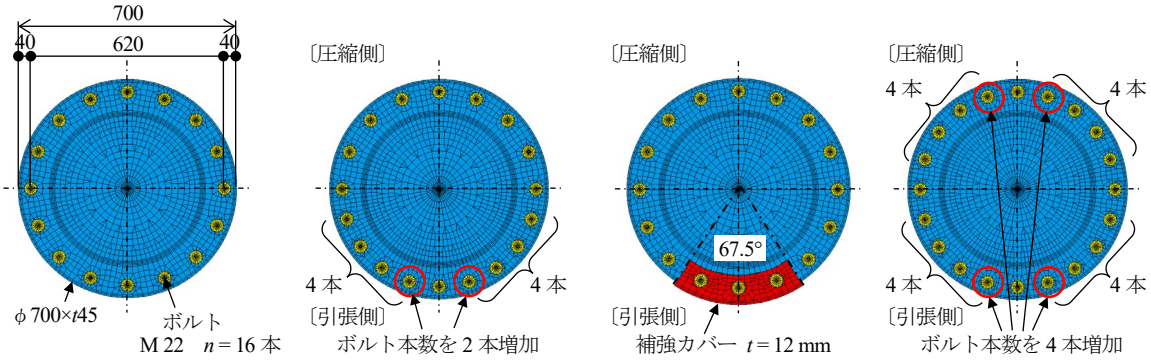
（1）補強なしの継手モデル

図-4.19(a)に，補強なしの継手モデル（R0 タイプ）を示す．ここでは，継手の補強効果を比較するため，補強をしない継手モデルも検討の対象とした．補強なしの継手モデルは，4.2 節の継手モデルと同様に，継手強度が母材強度（許容応力度 185 MPa）の 75 %の強度（ここでは曲げモーメント）となるように第 3 章の式(3.1)を用いてボルト本数を算定し，接合ボルトをフランジプレートの最上端から環状に 16 本均等に配置した．



(a)　Type 1：継手直上載荷モデル　　(b)　Type 2：継手間載荷モデル

図-4.18　両端固定はりの解析モデル（単位：mm）



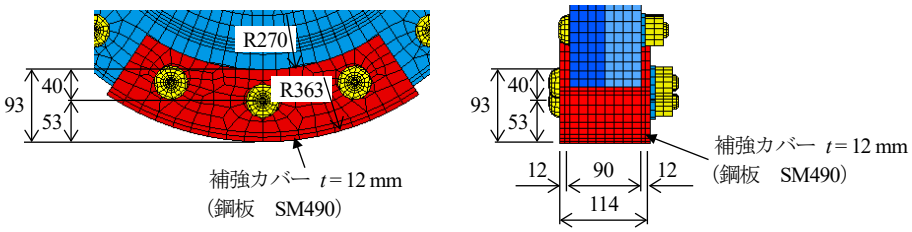
(a)　R0 タイプ
（補強なし）

(b)　R1 タイプ
（引張側ボルト本数増加）

(c)　R2 タイプ
（補強カバー）

(d)　R3 タイプ
（全体ボルト本数増加）

図-4.19　継手モデル（単位：mm）



(a)　正面図

(b)　側面図

図-4.20　補強カバーモデル（単位：mm）

（2）補強した継手モデル

図-4.19(b)～(d)に，継手補強モデルを示す．第 3 章および 4.2 節において，引張側となる接合ボルトの破断が顕著であることが認められたことから，ここでは継手の引張側を補強する対策を講じるものとする，すなわち，継手補強モデルは，図-4.19(b)に示すような継手の引張側のボルト本数を 2 本増加するタイプ（R1 タイプ），図-4.19(c)に示すような引張側の継手の開きを防止する補強カバー（板厚 12 mm）を取り付けるタイプ（R2 タイプ），さらに図-4.19(d)に示すようなボルト本数を均等に増加（16 本から 20 本に増加）するタイプ（R3 タイプ）の 3 タイプとした．なお，鋼板による補強カバーの寸法は，図-4.20 に示すとおりである．

ここで，R1 タイプは引張側のボルトを 2 本増加することにより，第 3 章の式(3.1)より継手の曲げ（抵抗）モーメントが増加し，継手強度が母材強度の約 93 %となるモデルである．R2 タイプは，ボルトのみの継手強度は R0 タイプ（母材強度の 75 %の強度）と同じであるが，補強カバーを付加することにより，継手強度を R1 タイプと同等（母材強度の約 93 %）としたモデルである．つまり，補強カバーの抵抗力を $P_r = \sigma_{ap} Z_{ap} / (t/2)$（ただし，$\sigma_{ap}$：鋼板の許容応力度，$Z_{ap}$：鋼板の断面係数，$t$：鋼板の板厚）として求め，この抵抗力 P_r によって抵抗モーメント $M_r = P_r y_r$（ただし，y_r：補強カバーから中立軸までの距離）が増加するものとし，補強カバー付加による継手強度がボルトを 2 本増加する R1 タイプと同等の強度となるように補強カバーの板厚を設定している．一方，R3 タイプはボルトを均等に 4 本増加させており，せん断強度は R1 タイプに比べてボルトの増加本数分（20 本/18 本 = 1.1 倍）大きくなるが，引張側のボルト増加本数（2 本）は R1 タイプと同等であるため，曲げに対する継手強度は R1 タイプとほぼ同等（母材強度の約 93 %の強度）である．すなわち，各補強タイプの継手強度は，補強なしの R0 タイプに比べて約 1.24 倍（= 93 %/75 %）となっている．

4.3.3 材料特性

表-4.7 に，解析で使用した材料物性値を示す．材料物性は，4.2 節の継手補強なしの鋼管はりモデルと同様に，鋼管は一般構造用炭素鋼鋼管（STK490），フランジプレートは溶接構造用圧延鋼材（SM490），ボルトは高力ボルト（S10T）で，礫は弾性体とした．鋼製材料の構成則は，図-4.3 に示すトリリニア型の応力－ひずみ関係を与え，降伏条件は von-Mises の条件を適用し，等方硬化するものとした．

4.3.4 境界条件と接触条件

解析では，各タイプのはり両端部に全自由度を拘束（X，Y および Z 方向の変位固定，X，Y および Z 軸の回転拘束）する境界条件を設定した．フランジプレート同士およびフランジプレートとボルトの間は，すべて接触するものとし，各接触面はクーロン摩擦に従うものとした．すなわち，4.2 節で述べたようにフランジプレート間，ボルト孔とボルト，およびプランジプレートとボルト（あるいは座金）には摩擦係数 0.4，礫と鋼管には摩擦係数 0.3 を設定した [11), 12)]．なお，解析をより厳密に行うためには，ひずみ速度効果，減衰や初期不整の影響を考慮すべきであるが，ここでは継手補強効果を概略的に評価するため，これらの影響を考慮しないものとした．

4.3.5 載荷条件および解析ケース

表-4.8 に，載荷条件および解析ケースを示す．静的載荷は，礫モデル（直径 1.5 m の球体）を鋼管はりに徐々に載荷させ，ボルト 1 本が破断に至るまで計算を実施した．衝突載荷は，設計で想定される最大クラスの土石流条件として，直径 1.5 m の礫（質量 4.6 ton）を鋼管はりに接触させたまま速度 10.0 m/s で載荷させ，礫速度がゼロになるまで計算を実施した．荷重の評価については，静的載荷では載荷により発生する鋼管はり両端部の支点反力の合計を荷重として評価し，衝突載荷では礫衝突時に発生する礫の反力（接触力）を荷重として評価した．

解析ケースは，表-4.8 に示すように継手補強なしタイプ（R0）の 4 ケースおよび継手補強タイプ（R1～R3）12 ケースの計 16 ケースである．なお，本解析でも構造の対称性および計算効率を考慮して 1/2 モデルを採用した．

表-4.7　材料物性値

項　目	材質	密度 (g/cm^3)	ヤング率 (MPa)	ポアソン比	降伏応力 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
鋼　管	STK490	7.85	2.0×10^5	0.3	315	550	23
フランジプレート	SM490	7.85	2.0×10^5	0.3	295	550	23
接合ボルト	S10T	7.85	2.0×10^5	0.3	900	1,100	14
礫	－	2.60	5.0×10^4	0.23	－	－	－

表-4.8　載荷条件および解析ケース

鋼管はりタイプ（載荷位置）	継手タイプ	載荷条件	ケース数
Type 1（継手直上載荷） Type 2（継手間載荷）	R0 タイプ（継手補強なし）	静的載荷 衝突載荷	16
	R1 タイプ（引張側ボルト増加）		
	R2 タイプ（引張側補強カバー）		
	R3 タイプ（全体ボルト増加）		

4.3.6　静的解析による継手を補強した鋼管部材の耐荷性能評価

（1）Type 1（継手直上載荷）の場合

a）荷重－載荷点変位関係

図-4.21 に，Type 1（継手直上載荷）の場合の荷重－載荷点変位関係を示す．ここでの変位は，載荷点となるフランジプレート上面（フランジプレートと礫の接触点）の変位を示し，図中の×印はボルト 1 本が破断に至った時点を示している．また，ここでも本モデルの鋼管はりとしての設計耐力（理論値）は $P=8\sigma_a Z/l$=1,485 kN（ただし，σ_a：鋼管の許容応力度 185 MPa，Z：鋼管の断面係数 3.01×10^6 mm^3，l：スパン長 3,000 mm）を併記し，ボルトの破断判定は 4.2 節の継手補強なしの鋼管はりモデルと同様に，ボルトに発生するひずみがボルトの公称伸び 14 %に対応する相当塑性ひずみ（破断ひずみ 0.12）を超えた時点とした．図-4.21 より，最大荷重は R1 タイプ（3,757 kN）と R3 タイプ（3,777 kN）はほぼ同じ値であるが，R2 タイプ（3,994 kN）が最も大きいことがわかる．補強なしの R0 タイプ（3,560 kN）と比べると，最大荷重は R1 タイプで約 1.06 倍，R2 タイプは約 1.12 倍，R3 タイプでは約 1.06 倍となり，各補強タイプとも補強なしタイプに比べて耐力がやや増加している．一方，載荷点変位は表-4.9 に示すように，載荷点上面変位は R1 タイプ（34.8 mm）と R3 タイプ（34.8 mm）は同じ値であるが，R2 タイプ（61.1 mm）が最も大きい．なお，各タイプとも載荷によるへこみ変形（載荷点上面変位－下面変位）は僅かで，変位のほとんどははり変位となっている．ここで，R0 タイプに対するはり変位（載荷点下面変位 28.0 mm）と比較すると，R1 タイプは約 1.19 倍，R2 タイプは約 2.04 倍，R3 タイプでは約 1.12 倍であり，各補強タイプとも変形性能が向上している．すなわち，Type 1 の継手直上への静的載荷の場合では，各補強タイプとも補強なしタイプに比べて耐力および変形性能は向上するが，引張側のみのボルト本数を増加した R1 タイプと全ボルト本数を増加した R3 タイプではあまり差はなく，引張側に補強カバーを取り付けた R2 タイプが耐力および変形性能が最も大きくなることが確認された．

b）変形および応力発生状態

図-4.22 に，最大荷重時（ボルト破断時）における鋼管はりの主応力図を示す．ここでは，鋼管およびフランジプレートの引張強度（550 MPa）に対応する真応力（676.5 MPa）を最大（最小）としたコ

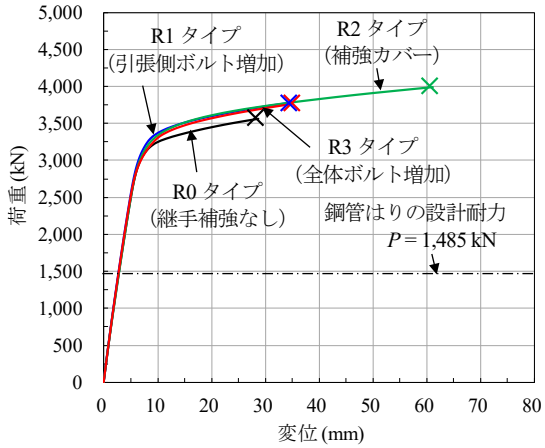


図-4.21　荷重－載荷点変位関係
（Type1：静的載荷）

表-4.9　最大荷重と載荷点変位（Type1：静的載荷）

継手タイプ	最大荷重 (kN)	載荷点最大変位 (mm)	載荷点下面変位※ (mm)	へこみ変形 (mm)
R0	3,560 (1.00)	28.7	28.0 (1.00)	0.7
R1	3,757 (1.06)	34.8	33.4 (1.19)	1.4
R2	3,994 (1.12)	61.1	57.0 (2.04)	4.1
R3	3,777 (1.06)	34.8	31.4 (1.12)	3.4

※ 括弧内の数字は R0 タイプに対する増加率を示す．

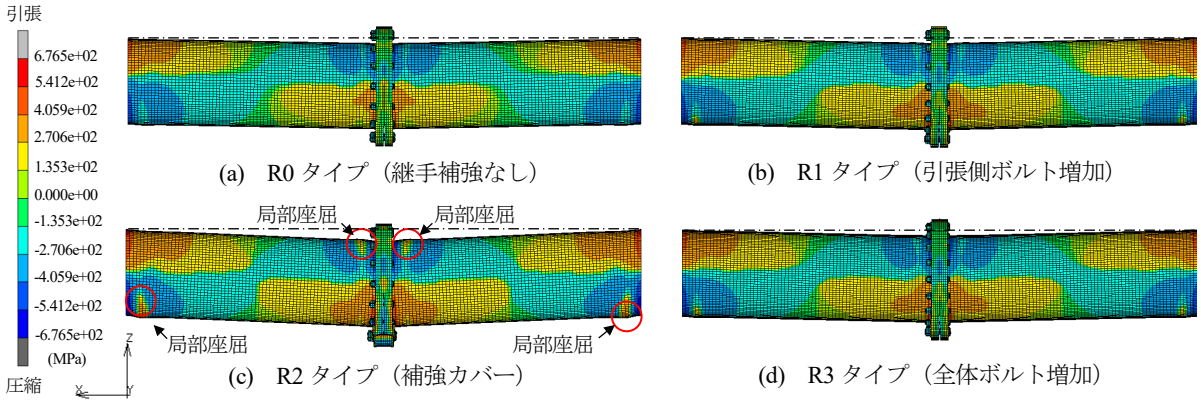


図-4.22 最大荷重時（ボルト破断時）における鋼管はりの主応力図（Type 1：静的載荷）

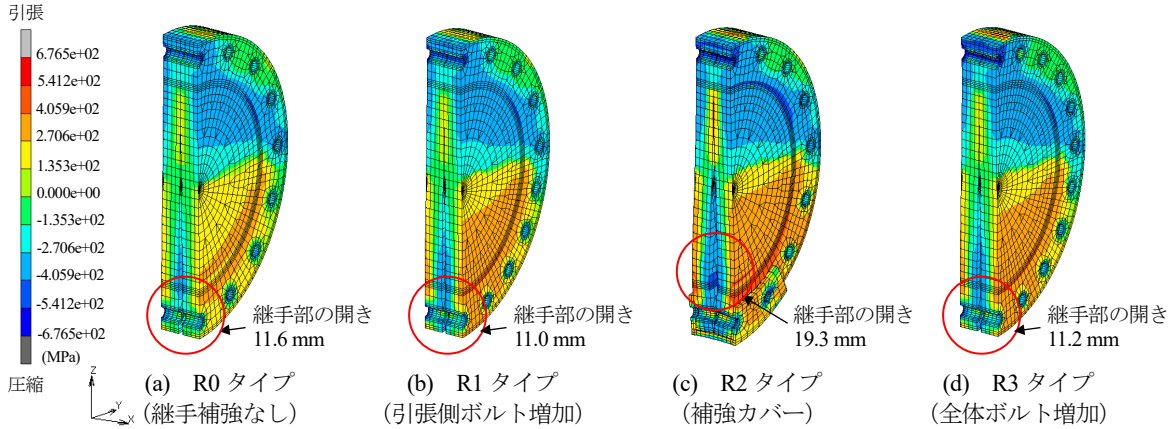
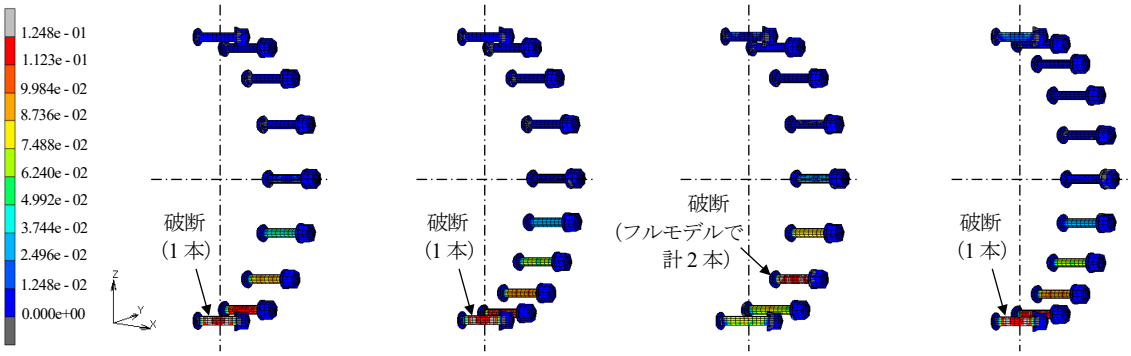


図-4.23 最大荷重時（ボルト破断時）における継手部の主応力図（Type 1：静的載荷）

ンター図を示し，コンター図の赤い部分は引張側，青い部分は圧縮側の値を示している．図-4.22 より，各タイプともにはり両端部の鋼管上部および継手付近の鋼管下部で引張応力が生じ，載荷点となる継手上部付近の鋼管では圧縮応力が発生していることがわかる．なお，図-4.22(c)に示すように R2 タイプでは，はり両端部の鋼管下面および継手付近の鋼管上面で局部座屈の発生が認められる．しかし，各タイプともボルト破断時（最大荷重時）では，鋼管は破断強度（676.5 MPa）に達しておらず，鋼管に先行してボルトが破断することが確認された．これは，ボルトの破断ひずみ（0.12）が鋼管の破断ひずみ（公称伸び 23 %に対応する相当塑性ひずみ 0.21）より小さく，また継手補強なしの R0 タイプでは継手強度が母材強度の 75 %，継手を補強した R1～R3 タイプでも継手強度が母材強度の約 93 %であったためと考えられる．

c）継手の損傷状況

図-4.23 に，最大荷重時（ボルト破断時）における継手部の主応力図を示す．これより，図-4.23(a)に示す R0 タイプでは継手中心から上側で圧縮応力，下側で引張応力が発生していることがわかる．一方，図-4.23(b)～(d)に示す R1～R3 タイプでは，継手中心よりやや上側から継手下部にかけて引張応力が発生しており，R0 タイプに比べて引張側となる範囲がやや大きくなることが認められた．これは，各補強タイプが R0 タイプに比べ継手強度が約 1.24 倍と大きいことから，ボルト破断に至るまでにより大きな引張応力が作用したためと考えられる．また，継手部に発生する引張応力は，図-4.23(c)に示す R2 タイプが最も大きいが，これは前述のとおり R2 タイプに作用する最大荷重が他のタイプに比べて大きいためである．なお，継手部の開きには明確な違いが認められる．つまり，図-4.23(a)に示す R0



(a)　R0 タイプ
（継手補強なし）

(b)　R1 タイプ
（引張側ボルト増加）

(c)　R2 タイプ
（補強カバー）

(d)　R3 タイプ
（全体ボルト増加）

図-4.24　ボルトの相当塑性ひずみ分布（Type 1：静的載荷）

タイプ, 図-4.23(b)の R1 タイプおよび図-4.23(d)の R3 タイプでは継手下部に開き（それぞれ, 11.6 mm, 11.0 mm および 11.2 mm）が生じるが，図-4.23(c)に示す R2 タイプでは，補強カバーより上側で大きな継手の開き（19.3 mm）が確認された．これは，R2 タイプでは補強カバーにより継手下端部の開きが抑制されたため，載荷により継手下端部ではなく，補強カバーより上側のフランジプレートに変形が生じ，継手に開きが生じたためである．

図-4.24 に，ボルトの相当塑性ひずみ分布を示す．これより，ボルトの破断は図-4.23 に示す継手部の開き箇所と同様な位置で生じていることが認められる．すなわち，図-4.24(a)に示す R0 タイプ，図-4.24(b)の R1 タイプおよび図-4.24(d)の R3 タイプは引張側の最縁端となる最下端のボルトが破断し，図-4.24(c)に示す R2 タイプでは最下端から 3 本目のボルト（フルモデルにすると対称で 2 本）が破断に至っている．なお，R2 タイプでのボルト破断位置は補強カバーより上部（補強カバーの直上部）であり，最下端部のボルトの破断は認められなかった．

（2）Type 2（継手間載荷）の場合

a）荷重－載荷点変位関係

図-4.25 に，Type 2（継手間載荷）の場合の荷重－載荷点変位関係を示す．ここでの変位は，載荷点となる鋼管上面（鋼管と礫の接触点）の変位を示し，図中の×印はボルト 1 本が破断に至った時点を示している．ここでも，鋼管はりとしての設計耐力（理論値）$P = 8\sigma_a Z/l$ =1,485 kN を併記し，ボルトの破断判定はボルトに発生するひずみがボルトの公称伸び 14 %に対応する相当塑性ひずみ（破断ひずみ 0.12）を超えた時点とした．図-4.25 より，最大荷重は R1 タイプ（2,242 kN）と R3 タイプ（2,276 kN）はほぼ同じ値であるが，R2 タイプ（2,677 kN）が最も大きいことがわかる．補強なしの R0 タイプ（1,882 kN）と比べると，R1 タイプは約 1.19 倍，R2 タイプでは約 1.42 倍，R3 タイプで約 1.21 倍と大きくなり，各補強タイプともに耐力の増加が認められた．載荷点変位は，表-4.10 に示すとおり，載荷点上面変位は R1 タイプで 270.4 mm，R2 タイプで 355.4 mm，R3 タイプで 276.4 mm となり，R1 タイプと R3 タイプはほぼ同じ値であるが，R2 タイプが最も大きくなる．この傾向は，Type 1 の継手直上載荷の場合と同様である．なお，Type 2 の場合，各タイプとも約 700～800 kN 付近で変位のみ約 100 mm まで増加しているが，これは鋼管のへこみ変形が生じたためであり，変位のほとんどはへこみ変形となっている．ここで，R0 タイプのへこみ変形（207.2 mm）と比較すると，R1 タイプは約 1.31 倍，R2 タイプは約 1.65 倍，R3 タイプでは約 1.33 倍であり，各補強タイプとも変形性能は向上しており，特に R2 タイプが最も優れていることが認められた．すなわち，Type 2 の継手間への静的載荷の場合も Type 1 と同様に，補強なしタイプに比べて各補強タイプとも耐力および変形性能は向上するが，引張側のみのボルト本数を増加した R1 タイプと全ボルト本数を増加した R3 タイプではあまり差はなく，引張側に補強カバーを取り付けた R2 タイプが最も効果があることが認められた．

b）変形および応力発生状態

図-4.26 に，最大荷重時（ボルト破断時）の鋼管はりの主応力図を示す．ここでも，鋼管およびフランジプレートの真応力（676.5 MPa）を最大（最小）としたコンター図を示している．図-4.26 より，各タイプとも鋼管のへこみ影響範囲を除く鋼管中央から上部全体に引張応力が生じ，鋼管下部は圧縮応力が発生していることがわかる．なお，最大荷重時（ボルト破断時）においては，各タイプとも鋼管の発生応力は破断強度に達しておらず，鋼管に先行してボルトが破断することが確認された．これは，

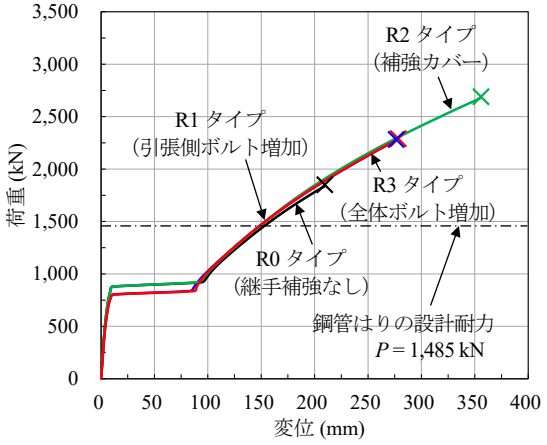


図-4.25　荷重－載荷点変位関係
（Type2：静的載荷）

表-4.10　最大荷重と載荷点変位（Type2：静的載荷）

継手タイプ	最大荷重 (kN)	載荷点最大変位 (mm)	載荷点下面変位※ (mm)	へこみ変形 (mm)
R0	1,882 (1.00)	207.2	- 1.0	207.2 (1.00)
R1	2,242 (1.19)	270.4	- 0.8	270.4 (1.31)
R2	2,677 (1.42)	355.4	14.0	341.4 (1.65)
R3	2,276 (1.21)	276.4	- 0.5	276.4 (1.33)

※ 括弧内の数字は R0 タイプに対する増加率を示す．

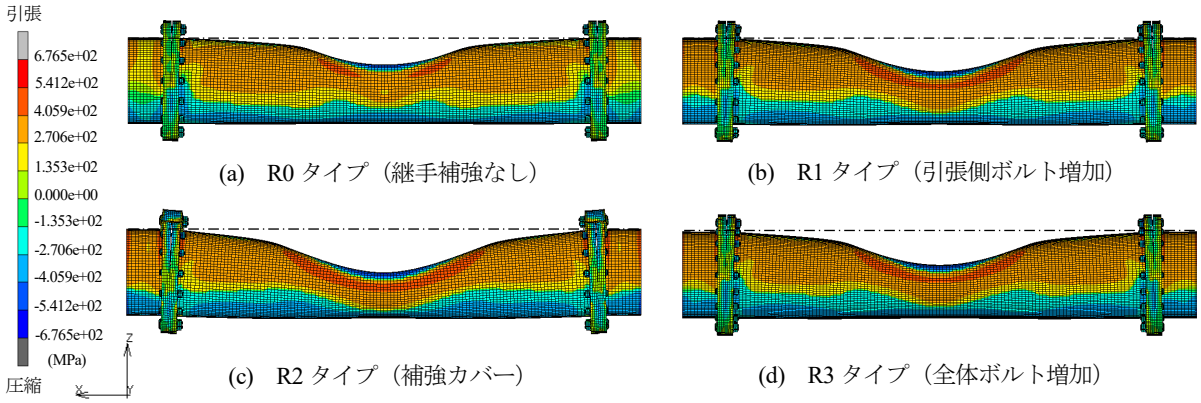


図-4.26 最大荷重時（ボルト破断時）における鋼管はりの主応力図（Type 2：静的載荷）

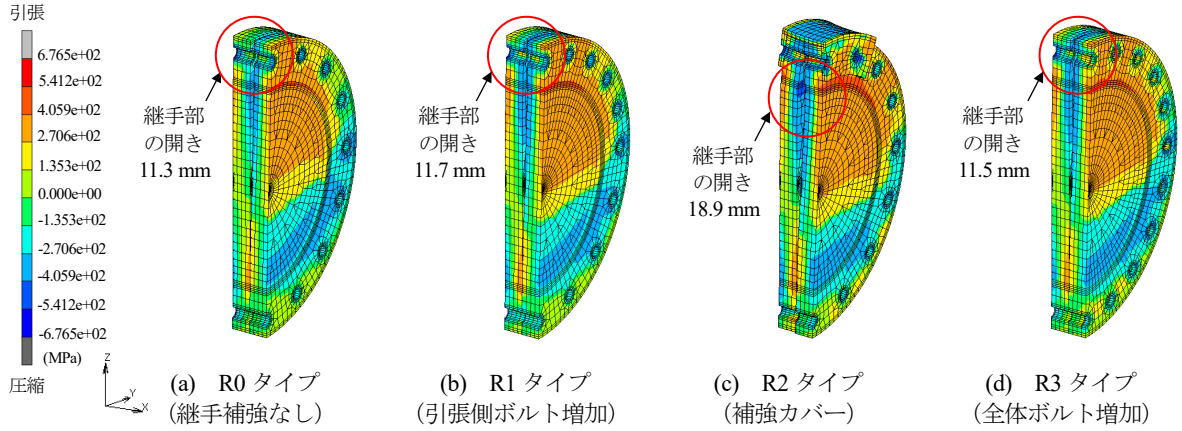


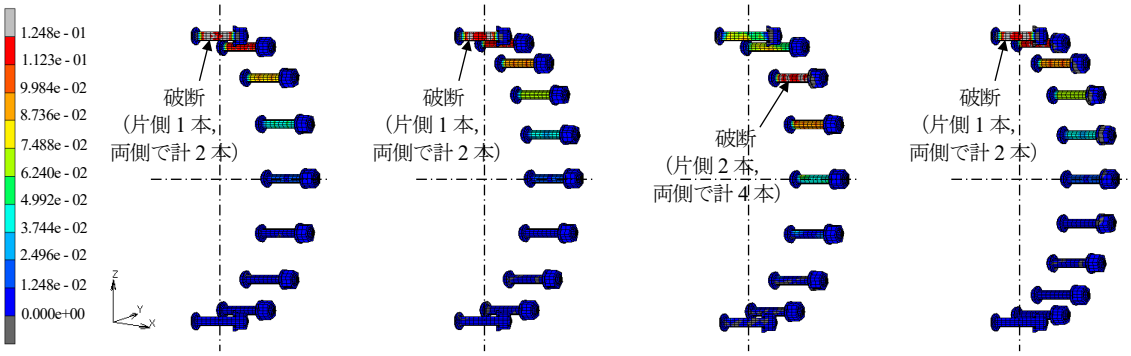
図-4.27 最大荷重時（ボルト破断時）における継手部の主応力図（Type 2：静的載荷）

Type 1 と同様に，ボルトの破断ひずみが鋼管の破断ひずみより小さく，また各継手タイプの継手強度が母材強度より小さいためと考えられる．

c）継手の損傷状況

図-4.27 に，最大荷重時における継手部の主応力図を示す．図-4.27 より，各タイプでの継手部の発生応力は Type 1 と反対の応力状態となることが確認された．すなわち，各タイプとも継手上部では引張応力，継手下部では圧縮応力が発生していることがわかる．一方，図-4.27(a)に示す R0 タイプ，図-4.27(b)の R1 タイプおよび図-4.27(d)の R3 タイプでは継手上部でそれぞれ 11.3 mm，11.7 mm および 11.5 mm の開きが生じ，図-4.27(c)に示す R2 タイプでは，補強カバー先端部からやや下部で 18.9 mm の大きな開きが確認された．これは，Type 1 の場合と同様に，補強カバーにより継手上端部の開きが抑制されたため，補強カバーよりやや下側のフランジプレートに変形が生じ，継手に開きが生じたものと考えられる．

図-4.28 に示すボルトの相当塑性ひずみ分布をみると，図-4.28(a)に示す R0 タイプ，図-4.28(b)の R1 タイプおよび図-4.28(d)の R3 タイプは引張側の最縁端となる最上端のボルト（片側の継手で 1 本，両側で計 2 本）が破断し，図-4.28(c)に示す R2 タイプでは最上端から 3 本目となる補強カバーより下部のボルト（片側の継手（フルモデル）で 2 本，両側で計 4 本）が破断することが確認された．



(a) R0 タイプ（継手補強なし）　(b) R1 タイプ（引張側ボルト増加）　(c) R2 タイプ（補強カバー）　(d) R3 タイプ（全体ボルト増加）

図-4.28　ボルトの相当塑性ひずみ分布（Type 2：静的載荷）

表-4.11　ボルト破断までの静的（限界）吸収エネルギー（静的載荷）

継手タイプ	Type 1（継手直上載荷）(kJ)	Type 2（継手間載荷）(kJ)
R0（継手補強なし）	85.5 (1.00)	228.7 (1.00)
R1（引張側ボルト増加）	110.7 (1.29)	368.0 (1.61)
R2（引張側補強カバー）	214.2 (2.51)	564.2 (2.47)
R3（全体ボルト増加）	111.5 (1.30)	383.1 (1.68)

※ 括弧内の数字は，R0 タイプに対する静的（限界）吸収エネルギーの増加率を示す．

（3）静的（限界）吸収エネルギーの算定

図-4.21 および図-4.25 の荷重－載荷点変位関係において，ボルト 1 本が破断に至るまでの面積を，式(4.1)を用いて算出すると表-4.11 のような静的（限界）吸収エネルギー容量が得られる．これより，Type 1（継手直上載荷）および Type 2（継手間載荷）ともに，吸収エネルギーは R0 タイプに比べて R1～R3 タイプのほうが約 1.3～2.5 倍と大きく，それぞれ補強効果が得られていることがわかる．なお，この値は継手補強の設定値（R0 タイプの約 1.24 倍）より大きく，特に R2 タイプの吸収エネルギーは，Type 1 では R1 および R3 タイプの約 1.92～1.93 倍（=214.2 kJ/110.7 kJ（R1）および 214.2 kJ/111.5 kJ（R3）），Type 2 では約 1.47～1.53 倍（=564.2 kJ/368.0 kJ（R1）および 564.2 kJ/383.1 kJ（R3））となり，吸収エネルギーが最も大きいことが認められる．すなわち，静的載荷では引張側に補強カバーを取り付ける R2 タイプが最も補強効果に優れていることが確認された．

4.3.7　衝突解析による継手を補強した鋼管部材の耐荷性能評価

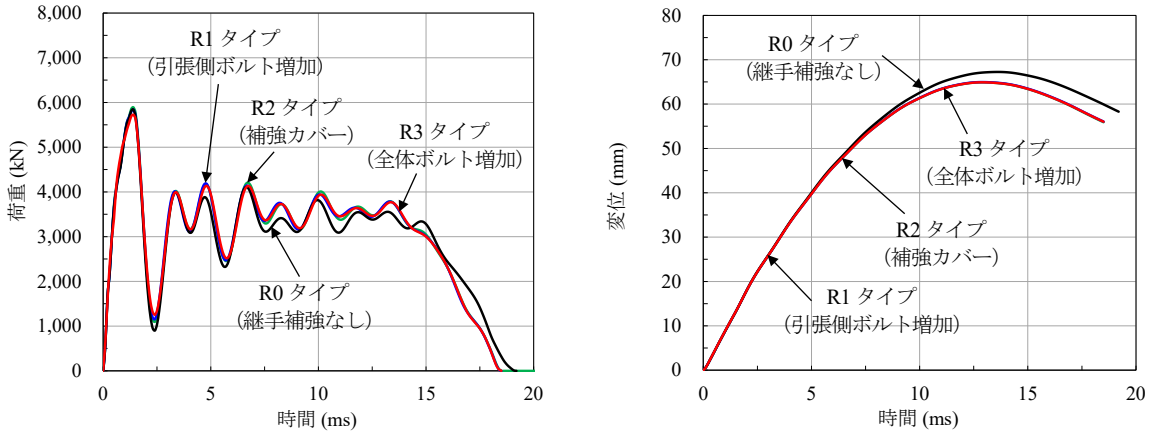
（1）Type 1（継手直上載荷）の場合

a）衝突荷重－時間および衝突点変位－時間関係

図-4.29 は，Type 1（継手直上載荷）の場合の衝突荷重および衝突点変位の時刻歴応答を示したもので，図-4.29(a)は衝突荷重－時間関係，図-4.29(b)は衝突点変位－時間関係を示す．ここでの変位は，静的載荷と同様に衝突点となるフランジプレート上面（フランジプレートと礫の接触点）の変位を示している．これより，最大荷重は各タイプともほとんど変わらないが，変位応答は R0 タイプに比べ，R1～R3 タイプのほうがやや小さくなっていることがわかる．

b）衝突荷重－衝突点変位関係

図-4.29(a)の衝突荷重－時間関係，図-4.29(b)の衝突点変位－時間関係から時間軸を消去すると，図-4.30 のような衝突荷重－衝突点変位関係が得られる．なお，図中の×印は 1 本目のボルトが破断した時点を示し，ボルトの破断は前述のとおり，破断ひずみ 0.12 で評価している．これより，R1～R3 タイプの最大荷重は R0 タイプとほぼ同じ値であることがわかる．これは，衝突点となるフランジプレートの剛性がほぼ同じであるためと考えられる．また，衝突載荷（礫速度がゼロになるまでの載荷）ではボルト破断後も荷重の著しい低下は認められない．これは，最大荷重時ではボルトの破断は生じ



(a)　衝突荷重－時間関係　　(b)　衝突点変位－時間関係

図-4.29　衝突荷重および衝突点変位の時刻歴応答（Type 1：衝突載荷）

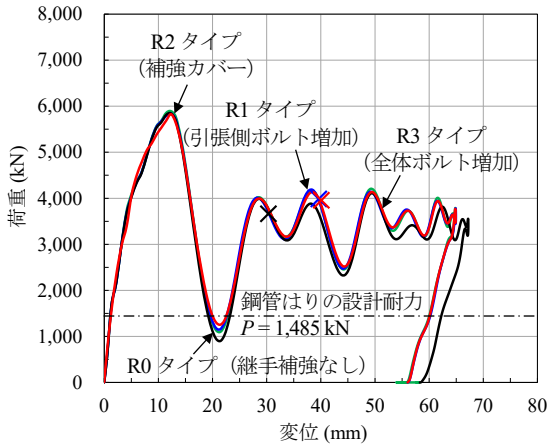


図-4.30　衝突荷重－衝突点変位関係
（Type1：衝突載荷）

表-4.12　最大荷重と衝突点変位（Type1：衝突載荷）

継手タイプ	衝突最大荷重 (kN)	衝突点最大変位 (mm)	衝突点下面変位※ (mm)	へこみ変形 (mm)
R0	5,844 (1.00)	67.2	60.2 (1.00)	6.6
R1	5,826 (1.00)	65.0	57.9 (0.96)	7.1
R2	5,892 (1.01)	64.9	55.8 (0.93)	9.1
R3	5,842 (1.00)	64.9	57.3 (0.95)	7.6

※ 括弧内の数字は R0 タイプに対する増加率を示す．

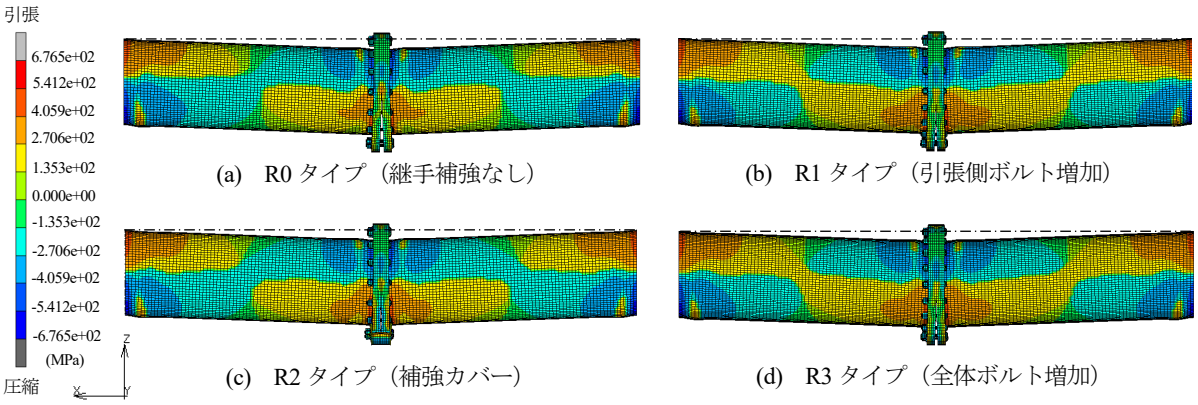


図-4.31 最大変位時における鋼管はりの主応力図（Type 1：衝突載荷）

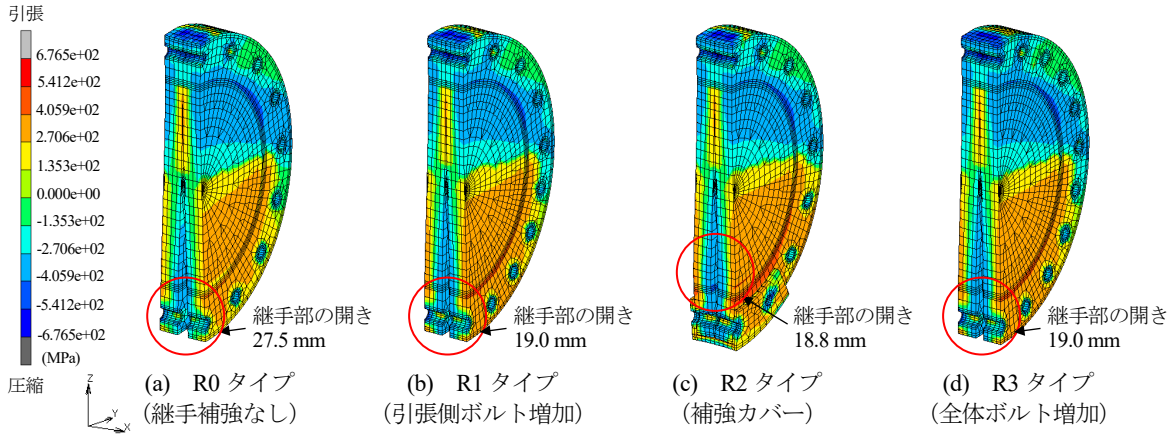


図-4.32 最大変位時における継手部の主応力図（Type 1：衝突載荷）

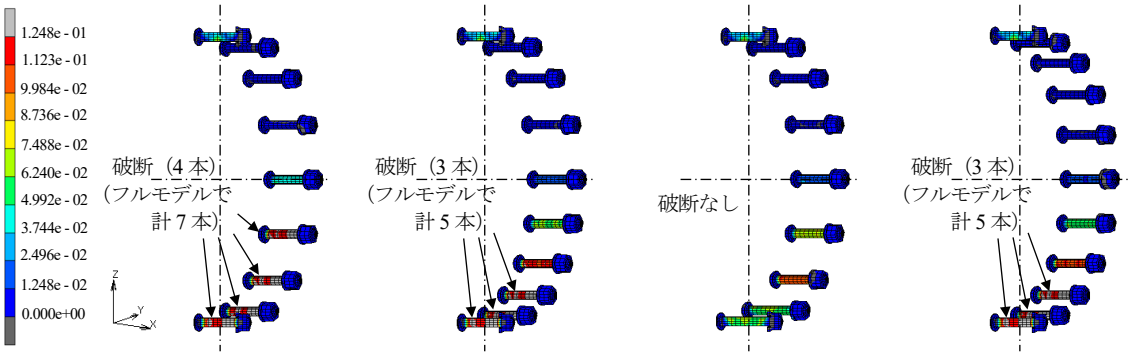
ておらず，1 本目のボルト破断後も継手全体にはまだ破断していないボルトが残存していることから，慣性力により荷重が低下しなかったものと推察される．一方，衝突点変位は表-4.12 に示すように，各補強タイプのはり変位（衝突面下面変位）は R0 タイプに比べて約 0.93～0.96 倍とやや小さくなる．これは，継手補強により衝突点の剛性が大きくなったためと考えられる．なお，各タイプとも載荷によるへこみ変形（衝突点上面変位－下面変位）はほとんど発生せず，はり変形が顕著となっている．なお，図-4.30 に示す衝突載荷の最大荷重（約 5,800 kN）は，図-4.21 に示す静的載荷の最大荷重（約 3,500～4,000 kN）の約 1.5～1.7 倍となっている．これは，4.2.6 項(2)でも示したように，衝突載荷のように作用時間 Δt が短くなると衝突荷重 $F = ma = m\Delta v/\Delta t$（ただし，m：載荷体（礫）の質量，$a$：加速度，$\Delta v$：速度増分，$\Delta t$：時間増分）が大きくなるためと考えられる．

c）変形および応力発生状態

図-4.31 に，最大変位時における鋼管はりの主応力図を示す．これより，各タイプとも静的載荷と同様に，はり両端部の鋼管上部および継手付近の鋼管下部で引張応力が生じ，継手上部付近の鋼管では圧縮応力が発生していることがわかる．

d）継手の損傷状況

図-4.32 に，最大変位時における継手部の主応力図を示す．図-4.32 より，各タイプともに継手中央より上側では圧縮応力，中央より下側では引張応力が発生していることがわかる．さらに，載荷点（衝突部）付近でも大きな圧縮応力が生じることが認められた．継手部の開きは，引張側となるフランジプレートで発生し，図-4.32(a)に示す R0 タイプ（27.5 mm）が最も大きく，R1～R3 タイプは 18.8～19.0



(a) R0 タイプ
（継手補強なし）

(b) R1 タイプ
（引張側ボルト増加）

(c) R2 タイプ
（補強カバー）

(d) R3 タイプ
（全体ボルト増加）

図-4.33 ボルトの相当塑性ひずみ分布（Type 1：衝突載荷）

mm で同等であった．なお，R2 タイプは静的載荷の場合と同様に，補強カバー取り付け箇所よりやや上部で継手部の開きが確認された．

図-4.33 に，ボルトの相当塑性ひずみ分布を示す．これより，図-4.33(a)に示す R0 タイプでは最下段から 4 本（フルモデルで計 7 本）のボルトが破断し，図-4.33(b)に示す R1 タイプおよび図-4.33(d)に示す R3 タイプでは最下端から 3 本（フルモデルで計 5 本）のボルトが破断に至る．一方，図-4.33(c)に示す R2 タイプではボルトの破断は認められなかった．これは，補強カバーにより継手端部の開きが抑制されたためと考えられる．また，各タイプとも衝突部となる最上端のボルトでは，破断には至らないものの大きな塑性ひずみが認められた．すなわち，Type 1 の継手に礫が直撃するタイプでは，R1 タイプおよび R3 タイプではボルト本数の増加により継手の開きを抑制し，ボルト破断本数を減少させる効果が認められたが，R2 タイプの補強カバーによる対策のほうがより有効であることが確認された．

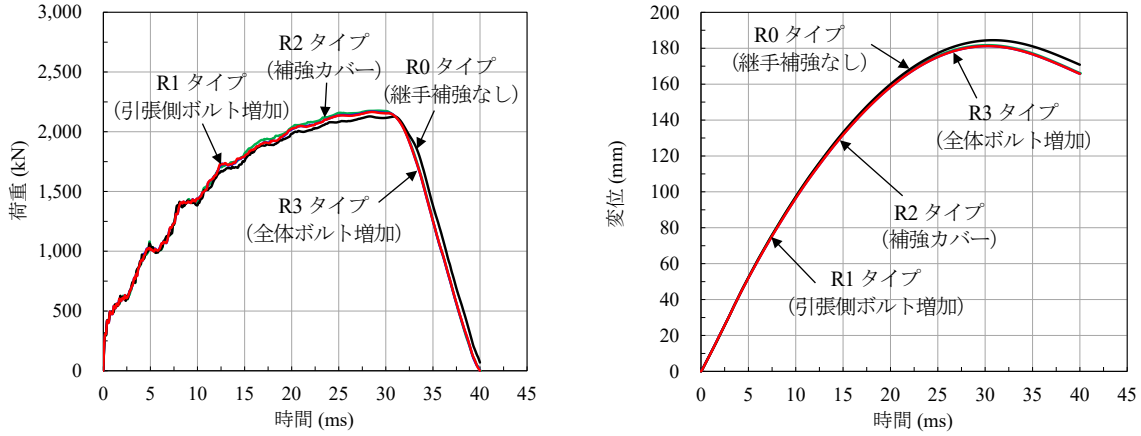
（2）Type 2（継手間載荷）の場合

a）衝突荷重－時間および衝突点変位－時間関係

図-4.34 に，Type 2（継手間載荷）の場合の衝突荷重および衝突点変位の時刻歴応答を示す．すなわち，図-4.34(a)は衝突荷重－時間関係，図-4.34(b)は衝突点変位－時間関係を示している．ここでの変位は，静的載荷と同様に衝突点となる鋼管上面（鋼管と礫の接触点）の変位を示す．これより，Type 2 の時刻歴応答は Type 1 と同様に，最大荷重は各タイプともほとんど変わらないが，変位応答は R0 タイプに比べて継手を補強した R1～R3 タイプのほうがやや小さくなっていることがわかる．

b）衝突荷重－衝突点変位関係

図-4.34(a), (b)の時間軸を消去すると，図-4.35 のような衝突荷重－衝突点変位関係が得られる．なお，Type 1 と同様に図中の×印は 1 本目のボルトが破断した時点を示し，ボルトの破断は破断ひずみ 0.12 で評価している．これより，継手を補強した R1～R3 タイプの最大荷重は，それぞれほぼ同じ値であることがわかる．これは，礫衝突点となる鋼管の剛性がほぼ一定であるためと考えられる．一方，表-4.13 に示すように R1～R3 タイプの衝突点変位（へこみ変形）は，R0 タイプに比べて約 0.98 倍とやや小さくなることが確認された．これは，継手補強により継手部の剛性が大きくなり，R0 タイプに比べて継手部による断面変形がより阻止されたためと推察される．



(a)　衝突荷重－時間関係　　(b)　衝突点変位－時間関係

図-4.34　衝突荷重および衝突点変位の時刻歴応答（Type 2：衝突載荷）

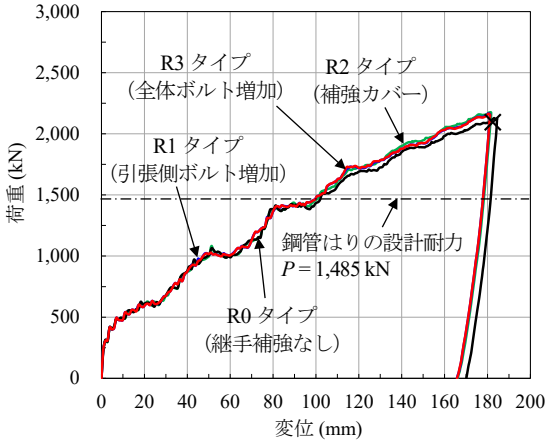


図-4.35　衝突荷重－衝突点変位関係
（Type2：衝突載荷）

表-4.13　最大荷重と衝突点変位（Type2：衝突載荷）

継手タイプ	衝突最大荷重 (kN)	衝突点最大変位 (mm)	衝突点下面変位※ (mm)	へこみ変形 (mm)
R0	2,128 (1.00)	184.5	- 5.2	184.5 (1.00)
R1	2,165 (1.02)	181.2	- 6.5	181.2 (0.98)
R2	2,176 (1.02)	181.7	-6.3	181.7 (0.98)
R3	2,168 (1.00)	181.2	- 6.6	181.2 (0.98)

※ 括弧内の数字は R0 タイプに対する増加率を示す．

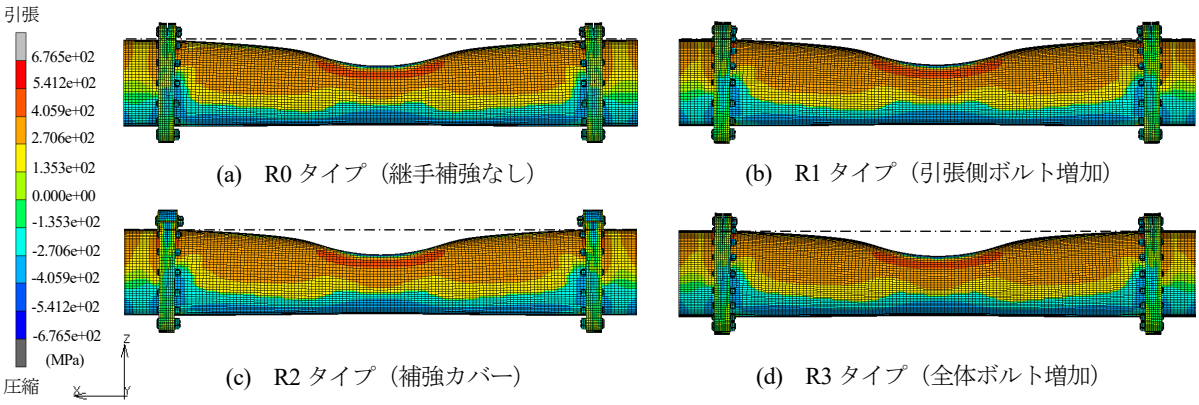


図-4.36 最大荷重時における鋼管はりの主応力図（Type 2：衝突載荷）

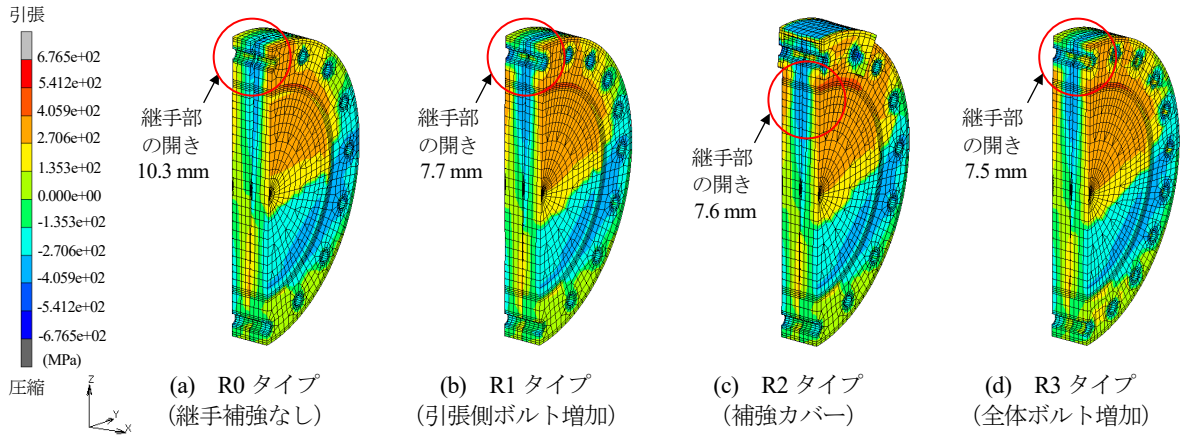


図-4.37 最大荷重時における継手部の主応力図（Type 2：衝突載荷）

c）変形および応力発生状態

図-4.36 に，最大荷重時における鋼管はりの主応力図を示す．これより，各タイプとも鋼管のへこみ影響範囲を除く鋼管中央から上部全体に引張応力が生じ，鋼管下部には圧縮応力が発生していることがわかる．これは，静的載荷と同様な傾向である．

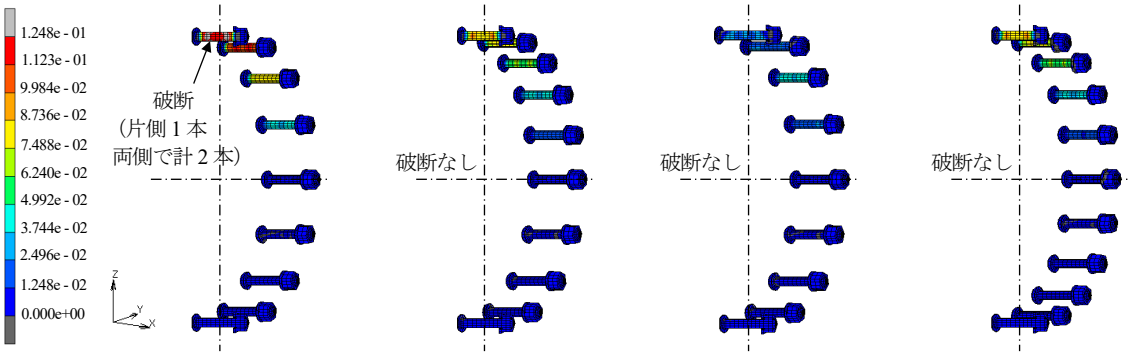
d）継手の損傷状況

図-4.37 に，最大荷重時における継手部の主応力図を示す．図-4.37 より，各タイプともに継手中央より上部では引張応力，継手下部では圧縮応力が発生していることが認められる．また，継手部の開きはこれまでと同様にフランジプレートの引張側で発生し，図-4.37(a)に示す R0 タイプ（10.3 mm）以外は R1～R3 タイプでの継手部の開きはほぼ同じ（7.5～7.7 mm）であった．

図-4.38 に示すボルトの相当塑性ひずみ分布をみると，図-4.38(a)に示す R0 タイプで最上端のボルト 1 本の破断（片側の継手で 1 本，両側で計 2 本）が認められるが，図-4.38(b)～(d)に示す R1～R3 タイプではボルトの破断に至っていない．すなわち，Type 2 のような礫が継手間の鋼管に衝突するタイプでは，各補強タイプとも本検討の範囲内では補強効果があることが認められた．

（3）衝突吸収エネルギーの算定

衝突解析での礫の衝突エネルギーは $E = 1/2mv^2 = 230.0$ kJ（ただし，m：礫の質量 4.6 ton，v：衝突速度 10.0 m/s）であり，表-4.11 で算出した各タイプの静的（限界）吸収エネルギー容量と比較すると，



(a) R0 タイプ（継手補強なし）　(b) R1 タイプ（引張側ボルト増加）　(c) R2 タイプ（補強カバー）　(d) R3 タイプ（全体ボルト増加）

図-4.38　ボルトの相当塑性ひずみ分布（Type 2：衝突載荷）

表-4.14　衝突吸収エネルギー（衝突載荷）

継手タイプ	Type 1（継手直上載荷）			Type 2（継手間載荷）		
	変形	ボルト破断	補強カバー	変形	ボルト破断	補強カバー
R0 タイプ（継手補強なし）	79.7 kJ※	36.4 kJ （破断 7 本）	―	217.4 kJ※	10.4 kJ （破断 2 本）	―
R1 タイプ（引張側ボルト増加）	103.8 kJ※	26.0 kJ （破断 5 本）	―	225.9 kJ	0.0 kJ （破断 0 本）	―
R2 タイプ（引張側補強カバー）	205.6 kJ	0.0 kJ （破断 0 本）	99.2 kJ	227.0 kJ	0.0 kJ （破断 0 本）	99.2 × 2 kJ
R3 タイプ（全体ボルト増加）	103.9 kJ※	26.0 kJ （破断 5 本）	―	226.0 kJ	0.0 kJ （破断 0 本）	―

注）※印の変形によるエネルギーは，ボルト 1 本が破断に至るまでの吸収エネルギーを示す．

礫の衝突エネルギー（230.0 kJ）は Type 1 では静的（限界）吸収エネルギー容量（約 86～214 kJ）を超えており，Type 2 の場合は静的（限界）吸収エネルギー容量（約 274～564 kJ）内にあることがわかる．

表-4.14 に，衝突吸収エネルギー容量を算出した結果を示す．ここでは，衝突吸収エネルギーを変形による吸収エネルギー，ボルト破断によるエネルギーおよび補強カバーによるエネルギーの 3 つのエネルギーで評価した．つまり，変形によるエネルギーは図-4.30 および図-4.35 の衝突荷重－衝突点変位関係において，ボルト破断が認められたタイプはボルト 1 本が破断に至る（図中の×印）まで，ボルト破断が認められなかったタイプは最大変位までの囲まれた面積とし，ボルト破断および補強カバーによるエネルギーは，4.2 節と同様に過大ではあるが簡易的な算出方法としてそれぞれの応力－ひずみ関係における限界ひずみまでの面積に体積を乗じることで求めるものとした．すわなち，ボルト破断によるエネルギーは，図-4.3(c)のボルトの応力－ひずみ関係における破断ひずみまでの面積に接合ボルト 1 本の体積（有効面積 303 mm^2 × 125 mm）を乗じた値（5.2 kJ）とした．また，R2 タイプの補強カバーによるエネルギーも同様に，図-4.3(b)の鋼板の限界ひずみ 0.20（相当塑性ひずみ）までの面積に図-4.20 の補強カバーの体積を乗じた値（99.2 kJ）とした．なお，礫自体の変形量（礫上端変位－礫下端変位）は，Type 1 および Type 2 ともに最大で 1.1 mm 程度であったため，礫自体の吸収エネルギーは考慮しないものとした．

まず，Type 1（継手直上載荷）の場合，R0 タイプは 4.2.6 項(5)で述べたように，変形エネルギー（79.7 kJ）のみでは礫の衝突エネルギー（230.0 kJ）を吸収しきれないため，ボルトの破断エネルギー（5.2 kJ × 7 本 = 36.2 kJ）により逸散したものと考えられる．また，R1 タイプおよび R3 タイプも同様に変形

エネルギー（それぞれ 103.8 kJ および 103.9 kJ）だけでは礫の衝突エネルギーを吸収しきれないため，ボルトの破断エネルギーにより逸散（5.2 kJ × 5 本 = 26.0 kJ）したものと考えられる．一方，R2 タイプでは変形エネルギー（205.6 kJ）のみでは礫の衝突エネルギーを吸収しきれないが，補強カバーによる可能吸収エネルギー量（99.2 kJ）が十分にあるため，ボルトの破断には至らかなかったものと判断される．

次に，Type 2（継手間載荷）の場合，R0 タイプでは変形エネルギー（217.4 kJ）では礫の衝突エネルギーを吸収できないため，両側の継手のボルト各 1 本が破断（5.2 kJ × 2 本 = 10.4 kJ）したものと考えられる．一方，各補強タイプでは変形エネルギーのみで礫の衝突エネルギーをほぼ吸収可能であったため，ボルトの破断には至らなかったものと判断される．

以上より，衝突載荷では Type 1 の礫が継手に直撃する場合は，ボルト本数の増加による補強対策（R1 および R3 タイプ）はあまり効果が認められず，補強カバー（R2 タイプ）が効果的であることが確認された．一方，Type 2 の継手間の鋼管に礫が衝突する場合では，ボルト本数の増加（R1 および R3 タイプ）および補強カバー（R2 タイプ）ともに補強効果があることが認められた．なお，ここでのエネルギー評価法は，ボルトの破断をエネルギー的観点から試算的（概略的）に把握したものであり，実現象と対比する場合には，ボルト自体の動的破壊実験による耐荷性能の検証など，さらに精査する必要がある．

4.3.8 補強対策に関する考察

以上の結果から，本検討の範囲では静的載荷および衝突載荷ともに，R1～R3 タイプのいずれの補強タイプも R0 タイプに比べて耐力が向上し，一定の効果があるものと考えられる．

しかし，R1 タイプと R3 タイプの場合，ボルトの損傷度はあまり変わらず，特に衝突載荷では，Type 1（継手直上載荷）では Type 2（継手間載荷）に比べてボルトの破断本数が多くなり，継手の損傷が大きくなる（危険側となる）ことが確認された．

一方，同じ継手強度（母材強度の 93%の強度）でも R2 タイプは，静的（限界）吸収エネルギーが Type 1 で R1 および R3 タイプの約 1.9 倍，Type 2 では約 1.5 倍と大きくなる．さらに，衝突載荷においても Type 1 および Type 2 ともにボルトの破断は認められなかったことから，R2 タイプは今回提案した 3 つの補強タイプのなかでは最も優れた補強方法であるといえる．つまり，継手補強は引張側となる継手端部の開きを抑制する対策が効果的であると考えられる．ただし，R2 タイプの場合，補強カバーの境界部のボルトが先行して破断する現象が確認されたため，補強カバーの長さについては今後検討する必要がある．

4.4 結　論

本章では，フランジ継手を有する両端固定鋼管はりを対象に，礫の衝突位置および載荷方法（静的および衝突載荷）の違いによる耐荷性能を解析的に検討した．さらに，3 つの継手補強タイプを提案するとともに，補強方法の違いが耐荷性能に及ぼす効果を礫の衝突位置および載荷方法の違いの観点から解析的に検討したものである．

本解析の範囲で得られた成果をまとめると，以下のようになる．

(1) 継手を補強しないフランジ継手付き両端固定鋼管はりの静的解析では，Type 1（継手直上載荷）は Type 2（継手間載荷）に比べ，耐力は大きいが変形性能は小さいことが認められた．また，静的（限界）吸収エネルギーは，Type 1 は変位が小さいため，吸収エネルギーも小さい．一方，Type 2 は鋼管のへこみ変形によりエネルギーを吸収するため, Type 1 よりエネルギー吸収能に優れる．

(2) 継手を補強しない Type 2（継手間載荷）の衝突解析では，Type 1（継手直上載荷）に比べて接合ボルトの破断本数は少ないことが認められた．つまり，礫が鋼管部に衝突する場合（Type 2）は，鋼管のへこみ変形により礫の衝突エネルギーを吸収することから，継手部に礫が直撃する場合（Type 1）に比べ，継手部の損傷は小さいことがわかった．

(3) 継手を補強したフランジ継手付き両端固定鋼管はりの静的載荷では，Type 1（継手直上載荷）および Type 2（継手間載荷）ともに，引張側に補強カバーを設置した R2 タイプが耐力および変形性能ともに優れた効果があることが確認された．

(4) 継手を補強した Type 1（継手直上載荷）の衝突載荷では，ボルトの本数を増加したタイプ（R1 タイプおよび R3 タイプ）ではボルト破断が 5 本生じ，補強効果はあまり認められなかった．しかし，補強カバーを設置した R2 タイプではボルトの破断は認められず，優れた補強効果がある．

(5) 継手を補強した Type 2（継手間載荷）の衝突載荷では，各補強タイプ（R1～R3 タイプ）ともにボルトの破断は認められず，継手補強の有効性が確認された．

(6) 本検討の範囲内では，R1 タイプと R3 タイプによる補強効果に明確な違いは認められず，ボルト本数を増加する補強方法の場合は，継手の引張側となる範囲のみのボルト増加（R1 タイプ）でよいと考えられる．

(7) 今回提案した補強対策を実際の鋼製透過型砂防堰堤の継手に採用する場合，新設堰堤の場合には製作の容易さからボルト本数を増加する対策がよく，既設堰堤の継手補強には，補強カバータイプが有効であると考えられる．

第 4 章の参考文献

1) 国土交通省 中部地方整備局：長野県南木曽町梨子沢　土石流 速報，2014.
2) 萬徳晶明：南木曽町梨子沢で発生した土石流災害，速報，Sabo，Vol.116，pp.2-7，2014.
3) 国土交通省 中部地方整備局：梨子沢流域砂防堰堤に関する検討会報告書，2014.
4) 國領ひろし，石川信隆，別府万寿博，嶋丈示，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の鋼管継手の要求性能に関する一考察，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.A214-215，2016.
5) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年版，2009.
6) MSC Software: Marc 2019，https://www.mscsoftware.com/ja/product/marc
7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計技術指針 解説，国総研資料第 905 号，2016.
8) 島田侑子，山田哲：高速繰返し載荷実験に基づく歪速度による鋼材の応力上昇モデル，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 695 号，pp.153-161，2014.
9) 高橋芳彦：高速載荷試験における鉄筋コンクリートはりおよび鋼板・コンクリート合成はりの耐衝撃性評価に関する基礎的研究，九州大学博士論文，pp.32-38，1990.
10) 園田佳巨，土屋羊平，玉井宏樹，嶋丈示：鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1019-1030，2016.
11) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　I 共通編，II 鋼橋編，2012.
12) 日本機械学会編：機械工学便覧　改訂第 4 版，1960.
13) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：半球状の重錘落下による鋼管固定はりの衝撃応答変位，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1543-1554，1994.
14) 別府万寿博，松澤遼，嶋丈示，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の荷重評価と局部変形解析に関する一考察，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，R3-25，pp.182-183，2017.
15) 原田恒司：衝撃力の計算，https://pdf4pro.com/view/higgs-phys-kyushu-u-ac-jp-8b7e1.html，2009.

第 5 章　鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能と保有耐力照査法

5.1　緒　言

第 4 章では，鋼製透過型砂防堰堤を構成する 1 つの構造要素（フランジ継手）を取り上げ，鋼製透過型砂防堰堤の安全性向上の観点から，フランジ継手の補強の有無による鋼管はりの耐荷性能について検討した．本章では，鋼製透過型砂防堰堤の構造全体（骨組構造）としての耐荷性能について検討する．

現行の鋼製透過型砂防堰堤の設計では，100 年降雨確率規模の土石流（以下，レベルI荷重という）に対して許容応力度法を用いて構成部材の安全性を照査している [1), 2)]．すなわち，設計では設計外力（レベルI荷重）に対して鋼製透過型砂防堰堤を構成する各部材を許容応力度内に収めることを前提としている．しかし，これまで述べたように，近年では想定した設計外力をはるかに上回る大規模な土石流（レベルI荷重を超える土石流で，以下，レベルII荷重という）が発生し，これにより鋼製透過型砂防堰堤が損傷を受ける事例が生じている [3), 4)]．一方，レベルII荷重に対して従来の許容応力度法で設計すると，非常に大きな部材断面が必要となることが想定され，レベルII荷重に対しては，鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力を把握したうえで，塑性域までの変形を考慮した設計法が望まれる．

これまで，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に関する研究としては，例えば嶋ら [5)]は性能設計の観点から鋼製透過型砂防堰堤の 2 段階設計法を提案し，安全性照査の一例を示している．しかし，鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力については検討していない．一方，レベルII荷重に対する鋼製透過型砂防堰堤の安全性を検討した研究は，堀口ら [6)]が個別要素法（DEM）を用いて現地の礫径分布をモデル化し，鋼製透過型砂防堰堤の損傷メカニズムを評価した計算例がある．しかし，現時点ではレベルII荷重を設計で設定することは極めて困難であり，レベルII荷重に対する鋼製透過型砂防堰堤の設計法や評価方法は未だ十分に確立されているとはいえない．

一方，橋梁や高層建築物では大地震時の巨大な水平力に対する安全性照査法として，エネルギー一定則 [7)]を用いた保有水平耐力照査法が採用されている [8)~10)]．保有水平耐力照査法は，2 段階設計の 2 次設計に用いる設計法で，「構造物の保有耐力（構造物が保有する最大耐力）」と「必要保有耐力 [9)]（大規模外力に対して構造物に要求される必要な保有耐力）」を比較することにより，構造物の安全性を評価する方法である．この照査手法を鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査に取り入れることにより，鋼製透過型砂防堰堤においても 2 次設計が可能になると考える．すなわち，一般の土木構造物等に作用する大地震時による巨大な水平力を，鋼製透過型砂防堰堤では「大規模土石流（レベルII荷重）」とみなすことにより，レベルII荷重に対する設計（2 次設計）が可能になるものと考えられる．

そこで本章では，まず鋼製透過型砂防堰堤の新たな安全性照査法（2 次設計法）として，構造全体（骨組構造）の塑性域までを考慮した保有耐力照査法を提案する．次に，数値計算例として構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルを対象に増分弾塑性解析を行い，それぞれの耐荷性能を評価するとともに保有耐力照査法の適用可能性について検証するものである．

5.2　保有耐力照査法の鋼製透過型砂防堰堤への適用

5.2.1　保有耐力照査法の設計における位置付け

ここでは，レベルII荷重のような大規模外力の作用に対する鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査法として，鋼製透過型砂防堰堤のある一部の損傷（塑性変形）は許容するが，堰堤全体としては崩壊しないことを前提とした新たな安全性照査法（2 次設計法）を提案する．すなわち，本提案の保有耐力照査法は図-5.1 に示すように，レベルI荷重に対する設計（1 次設計）が終了した時点で，さらにレベルII荷重に対する設計（2 次設計）が必要とされる場合に，鋼製透過型砂防堰堤の内的構造安全性照査のうち，土石流流体力等に対する安全性照査（保有耐力照査）として位置付けるものとする．

5.2.2　弾性限界耐力，降伏耐力および最大保有耐力の定義

本検討における保有耐力照査では，各耐力を下記のように定義するものとした．

a）弾性限界耐力 F_0

弾性限界耐力 F_0 とは，鋼製透過型砂防堰堤が弾性域内で最大限抵抗できる耐力のことで，増分弾塑性解析において，堰堤モデルを構成するある 1 つの部材要素のひずみが最初に鋼管の降伏ひずみ（ここでは $\varepsilon_y = 0.16\%$）に達したときの耐力とする．また，このときの耐力係数を弾性限界耐力係数 $\alpha_0 = 1.0$ とする．

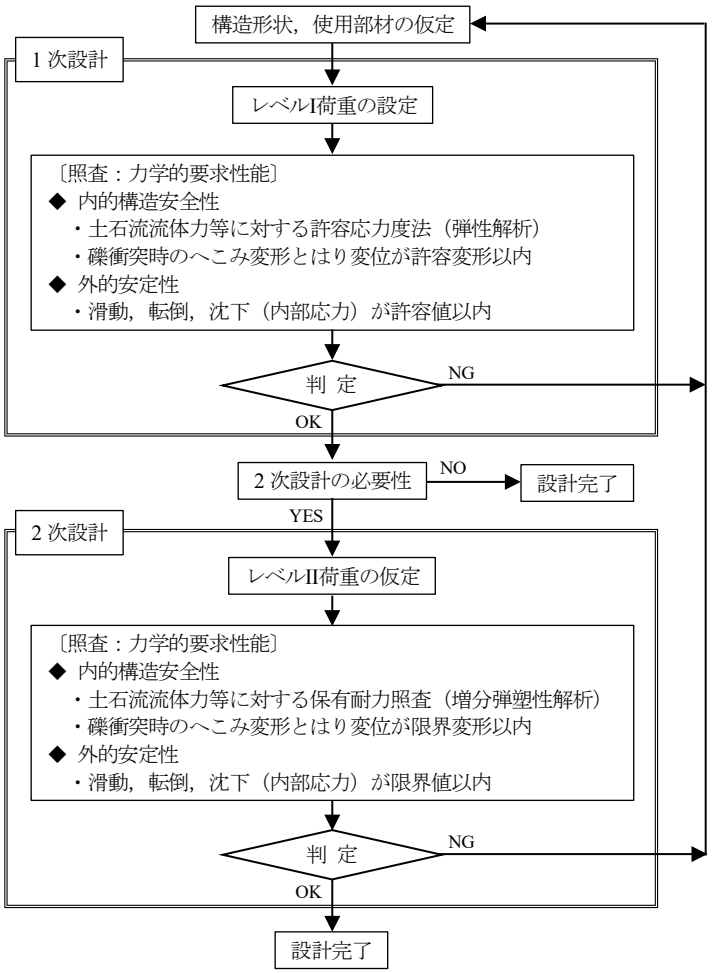


図-5.1　設計における保有耐力照査法の位置付け

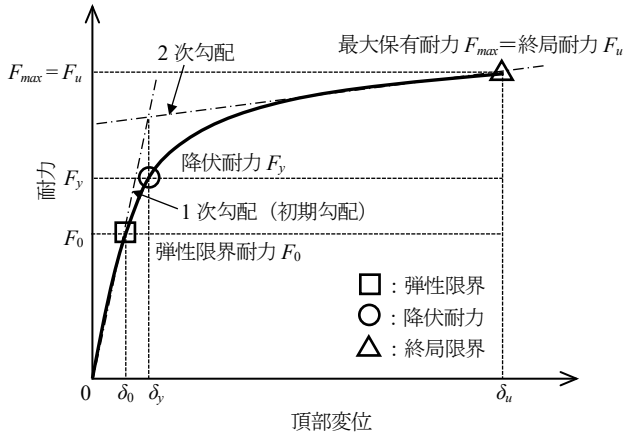


図-5.2　各耐力の定義（耐力－頂部変位関係）

b）降伏耐力 F_y

降伏耐力 F_y とは，鋼製透過型砂防堰堤天端の水平変位が急増する時点の耐力で，堰堤モデルを構成するある 1 つの部材要素が降伏ひずみに達する耐力（弾性限界耐力）ではなく，堰堤モデル全体が降伏に達したと想定される時点の耐力とする．すなわち，ここでは図-5.2 に示すような耐力－頂部変位関係において 1 次勾配（初期勾配）と 2 次勾配（水平変位急増時の勾配）の交点の変位を降伏変位 δ_y とし，このときの耐力を降伏耐力 F_y とみなすものとする [11]．また，そのときの耐力係数を降伏耐力係数 α_y（$=F_y/F_0$）とする．この降伏耐力の求め方については，ヨーロッパ鋼構造委員会（ESSC）において検討された方法 [11]を参考にした．すなわち，ESSC では図-5.2 において，1 次勾配と 2 次勾配の交点を降伏耐力としているが，ここではその交点における垂線と耐力－頂部変位関係の交点（図-5.2 の○印）を降伏耐力と定義した．

c）最大保有耐力

最大保有耐力 F_{max} とは，堰堤モデルを構成するある 1 つの部材要素が終局限界ひずみ（ここでは ε_u ＝23.0％）に達した時点の耐力（＝終局耐力 F_u）をいい，このときの変位を終局変位 δ_u とする．また，そのときの耐力係数を最大保有耐力係数 α_{max}（＝終局耐力係数 α_u）（$=F_{max}/F_0=F_u/F_0$）とする．

5.2.3　鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査式

図-5.1 に示すように，1 次設計では従来の弾性域での許容応力度法により安全性を照査するものとし，2 次設計では塑性域までの変形を考慮した保有耐力照査法 [8)~10)]を取り入れることとする．すなわち，図-5.3 に示すように増分弾塑性解析により求められる鋼製透過型砂防堰堤の終局限界時の耐力（終局耐力 F_u）を「最大保有耐力 F_{max}」とし，これに対し，エネルギー一定則 [7)]から求められる鋼製透過型砂防堰堤がレベルII荷重に対して保有すべき必要な耐力を「必要保有耐力 F_n」と定義して，これらの 2 つの耐力を比較することにより安全性を照査するものである．

つまり，鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査は，次式のように鋼製透過型砂防堰堤の最大保有耐力が必要保有耐力を上回らなければならないものとする．

$$F_{max} \geq F_n \tag{5.1a}$$

または，

$$\alpha_{max} \geq \alpha_n \tag{5.1b}$$

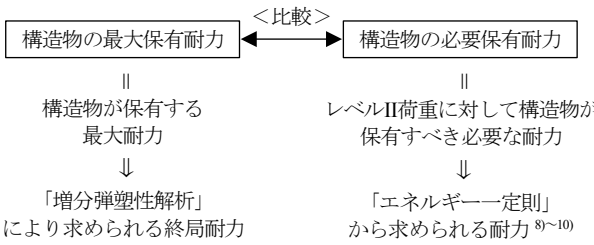


図-5.3　保有耐力照査法

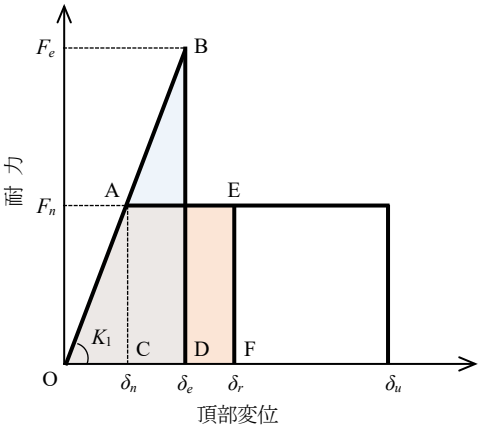


図-5.4　エネルギー一定則を考慮した
耐力－変位関係モデル 8)-10)

ただし，F_{max}：最大保有耐力（増分弾塑性解析から求められる終局耐力 F_u，$F_{max}=F_u=\alpha_{max}F_0=\alpha_uF_0$），$F_n$：レベルII荷重に対して鋼製透過型砂防堰堤が保有すべき必要保有耐力（図-5.3 に示すエネルギー一定則から決定される値 8)~10)，$F_n=\alpha_nF_0$），α_{max}：最大保有耐力係数（＝終局耐力係数 α_u），α_n：必要保有耐力係数，F_0：弾性限界耐力．

ここで，図-5.4 はレベルII荷重（大規模外力）に抵抗するために必要な構造物の耐力を，エネルギー一定則の概念に基づいて，構造物の塑性域を考慮して求める方法である．つまり，レベルII荷重（大規模外力）を構造物の必要保有耐力に置換する方法である．

このエネルギー一定則を用いる手法は，これまで耐震分野において構造形式が比較的単純な 1 質点系モデルとして扱える構造に適用されてきたが，近年では増分弾塑性解析（pushover 解析）を介して多層ラーメン構造物に対しても適用可能とされている 12)．よって，ここでもエネルギー一定則の鋼製透過型砂防堰堤への適用を試み，レベルII荷重のような大規模外力の作用に対して鋼製透過型砂防堰堤の特性である鋼材の延性（塑性変形）を十分に活用した靭性設計を提案するものである．

5.2.4　必要保有耐力の定義と算定方法

必要保有耐力 F_n とは，前述したとおり，レベルII荷重が作用したときの鋼製透過型砂防堰堤が保有すべき必要な耐力である．鋼製透過型砂防堰堤の耐力－頂部変位関係を図-5.4 に示すような完全弾塑性モデル 8)~10)と仮定すると，必要保有耐力 F_n は堰堤モデル全体が降伏に達したときの耐力とみなすことができ，以下の方法で求められる．

まず，鋼製透過型砂防堰堤にレベルII荷重が作用し，弾性応答したと仮定して弾性応答エネルギー E_e（図-5.4 の三角形 OBD）を次式により求める．

$$E_e = \frac{1}{2}F_e\delta_e \tag{5.2a}$$

ただし，F_e：レベルII荷重が作用した際に鋼製透過型砂防堰堤が弾性応答すると仮定した場合の弾性耐力（$=\alpha_eF_0$，以下，レベルII弾性耐力という），α_e：レベルII弾性耐力係数，δ_e：鋼製透過型砂防堰堤が弾性応答すると仮定した場合のレベルII弾性耐力 F_e 時の変位（図-5.4 の D 点）．

次に，レベルII荷重が作用した際に，鋼製透過型砂防堰堤が塑性域まで応答すると仮定すると，弾塑性応答エネルギー E_p は四角形 OAEF のようになり，次式により求められる．

$$E_p = \frac{1}{2}F_n\delta_n + F_n(\delta_r - \delta_n) \tag{5.2b}$$

ただし，δ_n：必要保有耐力時の降伏変位（図-5.4 の C 点），δ_r：応答変位（図-5.4 の F 点）．

ここで，レベルII荷重が作用したときの必要保有耐力を求めるため，エネルギー一定則を用いて，次式のように弾性変形のみによって得られる弾性応答エネルギーE_eと弾塑性変形によって得られる弾塑性応答エネルギーE_pが等しいとする[8)~10)]．

$$E_e = E_P \tag{5.3}$$

式(5.2a)～(5.3)において，$F_n=\beta F_e$，$F_e/F_n=\delta_e/\delta_n$，$\delta_r/\delta_n=\mu_r$とすると，次式のような耐力低減係数$\beta$が得られる．

$$\beta = \frac{F_n}{F_e} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_r - 1}} \tag{5.4}$$

ただし，β：塑性変形を考慮することによる耐力低減係数，μ_r：応答塑性率（$=\delta_r/\delta_n$，鋼製透過型砂防堰堤が降伏してから塑性域まで応答したときの変位率）．

よって，耐力低減係数βが求められると鋼製透過型砂防堰堤の必要保有耐力F_n（$=\beta F_e$）が次式によって求められる．

$$F_n(=\alpha_n F_0) = \beta F_e(=\beta\alpha_e F_0) = \frac{\alpha_e F_0}{\sqrt{2\mu_r - 1}} \tag{5.5a}$$

また，必要保有耐力係数α_nは次式によって求められる．

$$\alpha_n = \beta\alpha_e = \frac{\alpha_e}{\sqrt{2\mu_r - 1}} \tag{5.5b}$$

ここで，応答塑性率μ_rとはレベルII荷重が作用した際に，構造物が塑性変形でどれだけ応答するかを示す指標であり，保有耐力照査の際には，式(5.5b)中の応答塑性率μ_rを次のような許容塑性率μ_aに置き換えることとする．

$$\alpha_n = \beta\alpha_e = \frac{\alpha_e}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \tag{5.6a}$$

なお，許容塑性率μ_aは保有耐力照査の際，構造物にどれだけの塑性変形を許容させるかを示す指標であり，次式で表される．

$$\mu_a = \frac{\delta_a}{\delta_y} \tag{5.6b}$$

ただし，δ_a：許容変位，δ_y：弾塑性解析から求められる構造物の実際の降伏変位．

5.2.5　レベルⅡ荷重（大規模外力）の設定

ここで，レベルII荷重（大規模外力）を表すレベルII弾性耐力 F_e（$=\alpha_e F_0$），つまりレベルII弾性耐力係数 α_e は 2 次設計における鋼製透過型砂防堰堤の必要保有耐力 F_n の指標となる係数であり，弾性限界耐力 F_0 に対するレベルII荷重の弾性耐力の大きさを表すものである．本検討では，レベルII弾性耐力係数 α_e を道路橋示方書[8]における大規模地震の考え方を参考に $\alpha_e = 4.0$ と仮定した．すなわち，道路橋示方書では，例えばレベルI地震動の設計水平震度を 0.2 とし，レベルII地震動に対しては設計水平震度を 0.8 としている．つまり，レベルII荷重相当に対する耐力は，レベルI荷重相当に対する耐力に比べ，4 倍の弾性耐力が必要であることを示している．よって，本検討においてもレベルII弾性耐力係数 α_e を 4.0 に設定することにより，レベルII荷重に対する鋼製透過型砂防堰堤の耐力を弾性限界耐力 F_0 の 4 倍まで保持することとした．すなわち，レベルII荷重に対して鋼製透過型砂防堰堤に要求される必要保有耐力 F_n は，次式のように表される．

$$F_n = \alpha_n F_0 = \beta \alpha_e F_0 = 4.0 \beta F_0 \tag{5.7}$$

5.2.6　必要保有耐力と許容塑性率の関係

エネルギー一定則による必要保有耐力 F_n（または必要保有耐力係数 α_n）は，式(5.5)および式(5.6)に示すように許容塑性率 μ_a の関数となっている．つまり，耐力低減係数 β を考慮した必要保有耐力 F_n（$=\beta F_e$）は，塑性変形をどれだけ許容するかに依存している．ここで，許容塑性率 μ_a をパラメータとして必要保有耐力係数 α_n（$=\beta\alpha_e$）を算出すると表-5.1 のようになる．つまり，図-5.5 に示すように許容塑性率 μ_a が大きくなると，必要保有耐力係数 α_n は小さくなることがわかる．すなわち，大規模外力に対し，構造物が弾性応答だけで抵抗すると，大きな弾性耐力を必要とするが，塑性変形（許容塑性率 μ_a）を考慮することにより，レベルII荷重に対する必要保有耐力係数 α_n，つまり必要保有耐力 F_n（$=\alpha_n F_0$）が低減されることがわかる．

表-5.1　許容塑性率の変化による
必要保有耐力係数 α_n の値

許容塑性率 μ_a	耐力低減係数 β	必要保有耐力係数※ $\alpha_n = 4.0\,\beta$
1.00	1.00	4.00
1.50	0.71	2.84
2.00	0.58	2.32
3.00	0.45	1.80
4.00	0.38	1.52
5.00	0.33	1.32

※　弾性耐力係数 $\alpha_e = 4.0$ と仮定.

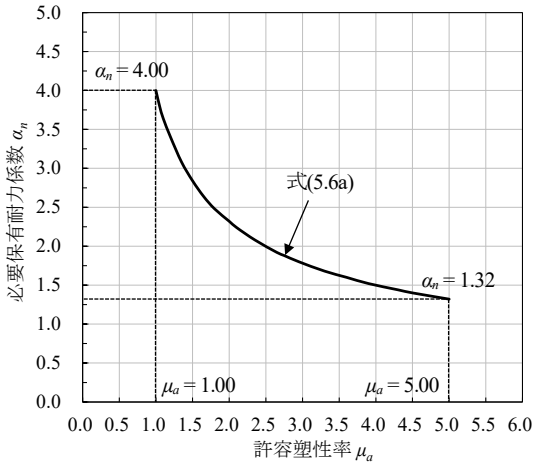


図-5.5　必要保有耐力係数ー許容塑性率関係

5.2.7　許容塑性率の設定法

表-5.1 に示すように，許容塑性率 μ_a を大きくとると必要保有耐力係数 α_n が小さくなり，必要保有耐力 F_n（または α_n）が弾塑性解析から求められる構造物の実際の降伏耐力 F_y（または α_y）よりも小さくなる場合がある．これは，塑性変形が生じない（塑性変形を考慮していない）ことを意味し，必要保有耐力の算定において塑性変形を発生させる（塑性変形を考慮する）ためには，$\alpha_n \geq \alpha_y$ とする必要がある．すなわち，以下の式を満足させる必要がある．

$$\alpha_n = \frac{\alpha_e}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \geq \alpha_y \tag{5.8}$$

よって，上式より許容塑性率 μ_a は，次式により求めることができる．

$$\mu_a \leq \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\alpha_e}{\alpha_y}\right)^2 + 1\right] \tag{5.9}$$

すなわち，保有耐力照査の際に採用する許容塑性率 μ_a の値は，式(5.9)を用いてなるべく右辺の値に近い値を設定することにより，構造物に対して塑性変形を考慮し，かつ大きな変形（損傷）を与えないようにすることができる．

5.2.8　保有耐力照査の計算フロー

保有耐力照査に必要な項目は，レベルII荷重（＝レベルII弾性耐力 F_e，またはレベルII弾性耐力係数 α_e），弾性限界耐力 F_0（$\alpha_0 = 1.0$），最大保有耐力 F_{max}（または α_{max}），降伏耐力 F_y（または α_y），必要保有耐力 F_n（または α_n）および許容塑性率 μ_a の 6 項目である．ここで，保有耐力照査法を計算フローチャートで示すと，図-5.6 のようになる．

（1）まず，鋼製透過型砂防堰堤の構造形状および部材断面寸法を仮定する（1 次設計で求まる構造形状，部材寸法を用いてもよい）．

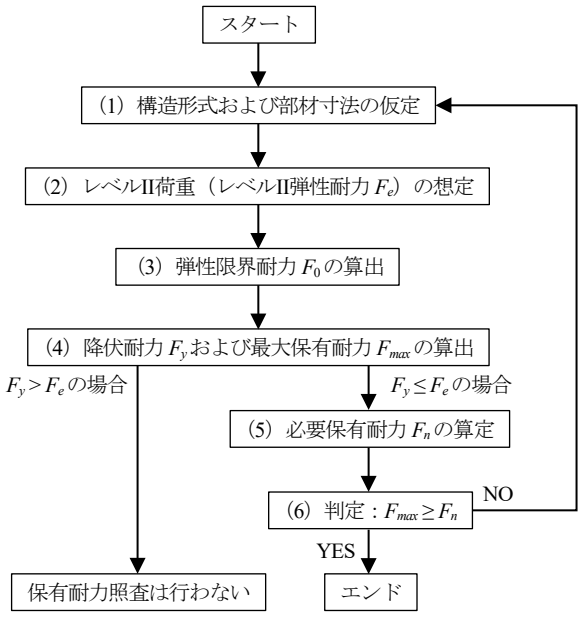


図-5.6　保有耐力照査法の計算フローチャート

(2) レベルII荷重（＝レベルII弾性耐力 F_e）を想定する．ここでは，レベルII弾性耐力係数 α_e，つまり弾性限界耐力の α_e 倍（ここでは $\alpha_e = 4.0$ と仮定）の土石流流体力を想定する．

(3) 次に，漸増載荷による増分弾塑性解析を行う．このとき，鋼製透過型砂防堰堤に作用させる荷重は土石流流体力とし，レベルII荷重を想定した土石流水深（作用高さ）とする．なお，レベルII荷重の水深の想定が困難な場合は，1 次設計で使用したレベルI荷重の土石流水深を使用してもよい．増分弾塑性解析により，鋼製透過型砂防堰堤を構成する各部材が弾性域内に収まる弾性限界耐力 F_0 を求める．

(4) 引き続き，降伏耐力 F_y（または α_y）および最大保有耐力 F_{max}（または α_{max}）を算出する．
ここで，降伏耐力 F_y（または α_y）がレベルII荷重を想定したレベルII弾性耐力 F_e（または α_e）より大きいか否かを判定し，$F_y > F_e$（または $\alpha_y > \alpha_e$）の場合には，弾性域の耐力のみでレベルII荷重に抵抗することができるとみなし，以降の保有耐力照査は行わない．すなわち，$F_y \leq F_e$（または $\alpha_y \leq \alpha_e$）となる場合に，以下の塑性域を考慮した保有耐力照査を行うものとする．

(5) さらに，式(5.9)から求まる許容塑性率 μ_a を参照して μ_a を設定し，式(5.4)の耐力低減係数 β を求め，式(5.5)の必要保有耐力 F_n（または α_n）を算定する．

(6) 必要保有耐力 F_n（または α_n）が求まれば，最大保有耐力 F_{max}（または α_{max}）と比較し，$F_{max} \geq F_n$（または $\alpha_{max} \geq \alpha_n$）であれば計算終了，$F_{max} < F_n$（または $\alpha_{max} < \alpha_n$）となれば構造形式あるいは部材断面寸法を見直して $F_{max} \geq F_n$（または $\alpha_{max} \geq \alpha_n$）となるまで繰り返し計算を行う．

以上より，レベルII荷重に対し，塑性域までの変形を考慮した鋼製透過型砂防堰堤の安全性を照査することができる．

5.3　鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能評価

5.3.1　解析概要

ここでは，図-5.7 に示す構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルを対象に増分弾塑性解析（pushover 解析）を行い，それぞれの弾塑性挙動および損傷メカニズム等を検討する．解析は，非線形有限要素解析汎用コード（FORUM8. Engineer's Studio）[13]を用いて実施した．解析モデルは，実際の鋼製透過型砂防堰堤で使用実績の多い鋼製高さ H＝8.0 m の堰堤モデルとし，図-5.7 に示すようなフレーム形状の異なる 3 つのタイプを選定した．すなわち，

Type 1：トラスタイプで主構フレームを三角フレーム形状としたタイプ，

Type 2：ラーメンタイプで主構フレームを四角フレーム形状としたタイプ，

Type 3：主構フレームを Type 1 と Type 2 の混合形状としたタイプ，

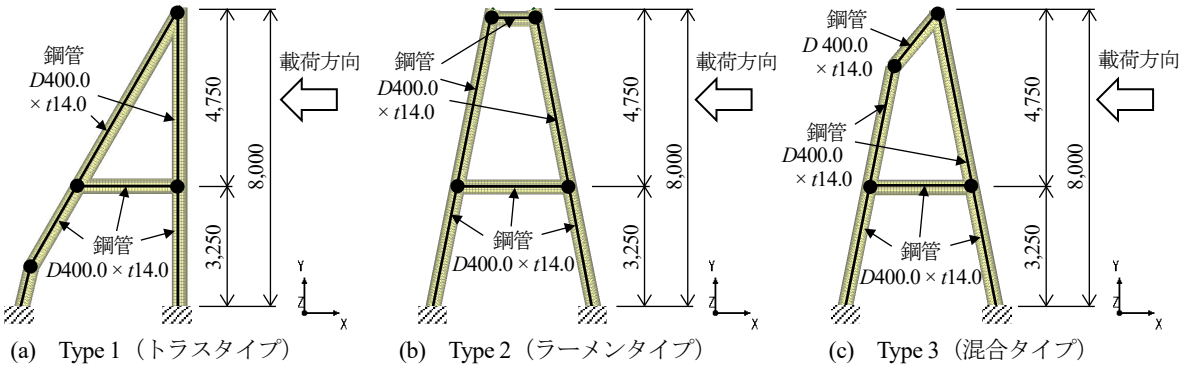
の 3 タイプである．

ここで，鋼製透過型砂防堰堤は図-5.8 に示すように，面内のフレームを奥行方向（ここでは Z 軸方向）にはり材を用いて連結した立体フレーム構造となっている．一方，設計においては，鋼製透過型砂防堰堤に作用する外力は面内の各フレームでそれぞれ受け持つもの（外力分担幅 λ）としている．そこで，ここでは立体フレームを構成する各面内フレームに作用する外力の分担幅 λ は同じ（λ = 1.0 m）とし，計算効率を考慮して 2 次元の面内骨組モデルで検討を行うものとした．

5.3.2　解析モデル

本解析では，骨組を構成する部材に，実際に使用されている鋼管（直径 D＝400.0 mm，板厚 t＝14.0 mm，径厚比 D/t = 29）を用いた．実際には，1 次設計で決定された部材断面を用いて増分弾塑性解析を行うことが想定されるが，本計算例では 2 次設計の内的構造安全性の照査および各タイプの構造形状の特徴を比較検討するため，各タイプともすべて同一の部材断面を設定した．なお，本モデルでは継手の影響は考慮せず，継手もすべて鋼管部材としてモデル化している．

鋼管部材のはり要素には，ファイバーモデルを使用した．ファイバーモデルは，分割された各要素（微小断面）にそれぞれ応力－ひずみ関係を与え，各要素に発生するひずみからファイバーモデル全体の剛性を逐次求め，断面全体のひずみを評価するものである．ここで，断面の分割数の違いが最大耐力と終局変位に与える影響を検討した結果（Type 1 の場合）を表-5.2 に示す．ここでは，断面の全



(a)　Type 1（トラスタイプ）　(b)　Type 2（ラーメンタイプ）　(c)　Type 3（混合タイプ）

● ：各鋼管部材の接合点（節点）で剛結　▨ ：支点

図-5.7　鋼製透過型砂防堰堤モデル（2 次元骨組モデル）（単位：mm）

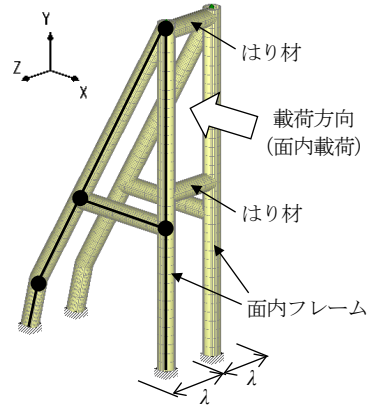
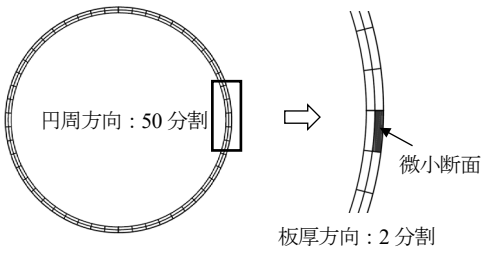


図-5.8　鋼製透過型砂防堰堤モデル
（立体フレーム）

表-5.2　断面の分割数の違いによる最大耐力と終局変位への影響
（Type 1 の場合）

分割数	円周方向	15	10	25	50	100	50	50
	板厚方向	2	5	2	2	2	4	6
	断面全体	30	50	50	100	200	200	300
最大耐力 (kN/m)		495.1	496.3	498.6	500.2	500.0	500.1	500.4
終局変位 (mm)		181.5	188.5	180.2	184.4	184.1	184.3	184.6



(a)　円周方向　　(b)　板厚方向

図-5.9　鋼管断面の分割数

分割数の最小値を 30 とし [14]，円周方向および板厚方向の分割数の違いによる影響を検討した．これより，断面の全分割数を 100 以上とすると，分割数の違いによる最大耐力と終局変位の差異は小さくなることがわかる．また，円周方向の分割数が 50 以上では，板厚方向の分割数の違いによる差異は最大耐力で約 0.04 %（= 500.4 kN（板厚分割数 6）/500.2 kN（板厚分割数 2）），終局変位で約 0.1 %（= 184.6 mm（板厚分割数 6）/184.4 mm（板厚分割数 2））となり，板厚方向の分割数による影響は小さくなる．そこで，本解析では各タイプとも鋼管断面の分割数を 100 とし，図-5.9 に示すように円周方向に 50 分割，板厚方向に 2 分割したモデルを採用するものとした．

また，要素長については，道路橋示方書 [8]では一般に部材幅（円形断面の場合は直径）を 5 分割した程度の長さを要素長とするのがよいとされていることから，本解析においても要素長を鋼管直径（400.0 mm）の 1/5（80.0 mm）程度に設定するものとした．

5.3.3　材料特性

表-5.3 に，鋼管材料の物性値を示す．解析で用いた鋼管部材は一般構造用炭素鋼鋼管（STK490）で，弾性係数 E，降伏強度 σ_y および引張強さ σ_{TS} はそれぞれ公称値を用いた．鋼管材料の応力－ひずみ関係は，図-5.10 に示すように道路橋示方書 [8]を参考にひずみ硬化率を E/100（=2,000 MPa），引張側の限界ひずみは安全側を考慮して JIS ハンドブック [15]を参考に鋼管材料の伸びの最小値である公称伸び 23.0 %とし，それ以降は応力がゼロとなるものとした．本来，圧縮側の限界ひずみは部材の局部座屈を考慮すべきであるが，本検討では鋼製砂防構造物設計便覧 [2]に示されている局部座屈に対して安全とされる径厚比以下（$D/t \leq 60$）となる径厚比（$D/t = 400.0/14.0 = 29$）の鋼管部材を用いることから，解析の便宜上，引張側と同じとした．

表-5.3　鋼管材料の物性値

材　質	密度 γ (g/cm^3)	弾性係数 E (MPa)	降伏強度 σ_y (MPa)	引張強さ σ_{TS} (MPa)	伸び ε (%)	ひずみ 硬化率 (MPa)
STK490	7.85	2.0×10^5	315	490	23	2.0×10^3

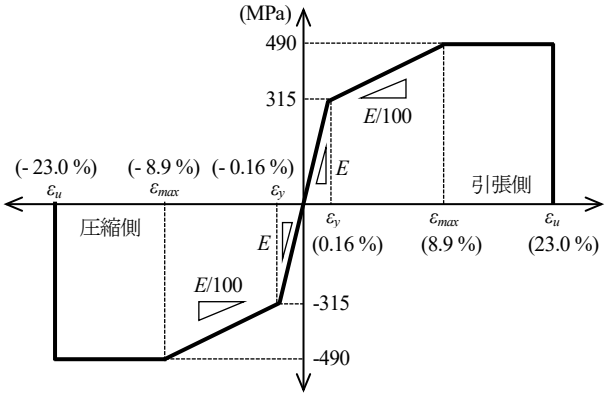


図-5.10　鋼管の応力－ひずみ関係

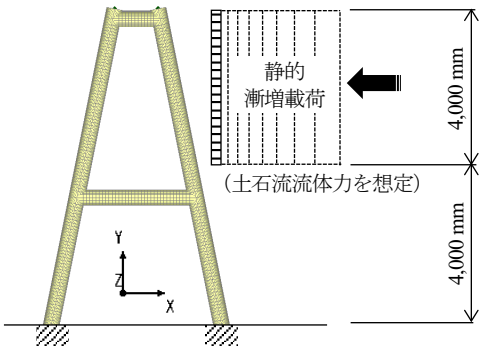


図-5.11　増分弾塑性解析の載荷モデル

5.3.4　境界条件および載荷条件

解析では，鋼管部材同士の接合部（節点）は剛結，支点は全自由度を拘束（XおよびY方向の変位固定，XおよびY軸の回転拘束）する境界条件を設定した．

載荷モデルには，図-5.11 に示すようなレベルII荷重（土石流流体力のみ）を設定した．すなわち，ここでは嶋ら [5]の載荷条件を参考に土石流流体力のみを作用させるものとし，土石流水深を堰堤高さの 1/2 と仮定して鋼製堰堤モデルの天端から 4.0 m の範囲に静的に土石流流体力を漸次増加する漸増載荷とした．

5.3.5　Type 1（トラスタイプ）の耐荷性能

（1）Type 1 の耐力－頂部変位関係

図-5.12 に，Type 1 の耐力－頂部変位関係を示す．図中の○印は降伏耐力時，△印は終局限界（最大保有耐力）時をそれぞれ示している．ここで，各耐力と頂部変位をまとめると表-5.4 のようになる．これより，弾性限界耐力は F_0 = 170.9 kN/m（弾性限界耐力係数 α_0 =1.00），降伏耐力は F_y = 340.6 kN/m（降伏耐力係数 $\alpha_y = F_y/F_0$ = 1.99），最大保有耐力（終局耐力）は $F_{max} = F_u$ = 500.2 kN/m（最大保有耐力係数 $\alpha_{max} = F_{max}/F_0$ = 2.93）となる．一方，堰堤頂部の水平変位は降伏変位で δ_y = 22.3 mm，終局変位は δ_u = 184.4 mm であり，終局塑性率は $\mu_u = \delta_u/\delta_y$ = 8.27 であった．つまり，Type 1（トラスタイプ）は最大保有耐力が弾性限界耐力の約 2.9 倍あり，終局変位は降伏変位の約 8.3 倍であることがわかる．

（2）Type 1 の損傷メカニズム

図-5.13 は，Type 1 のひずみ分布による損傷メカニズムを示したもので，図-5.13(a)は弾性限界時，図-5.13(b)は降伏耐力時，図-5.13(c)は終局限界（最大保有耐力）時をそれぞれ示す．まず，図-5.13(a)に示す弾性限界時は，下流側柱部材の根元付近の鋼管が弾性限界（降伏ひずみ）に達し，図-5.13(b)の降伏耐力時では，上流側柱部材で弾性域を超える引張ひずみが生じ，下流側柱部材では根元付近の鋼管で弾性域を超える圧縮ひずみの発生が顕著になることがわかる．次に，図-5.13(c)に示す終局限界時では，下流側柱部材の根元の鋼管が圧縮限界ひずみに達し，終局限界状態となった．

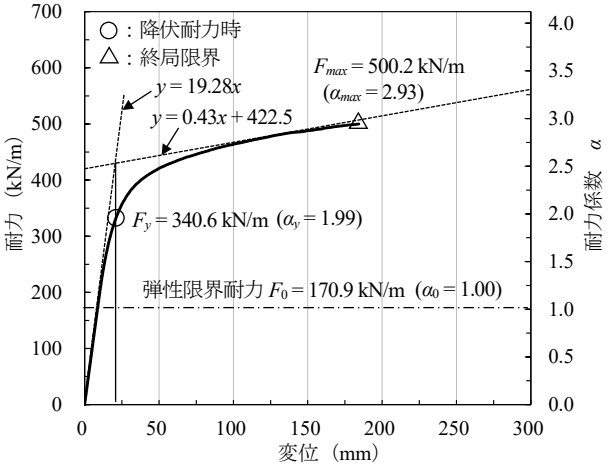


図-5.12　耐力－頂部変位関係（Type 1）

表-5.4　各耐力と頂部変位関係（Type 1）

項　目	Type 1
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	170.9 (1.00)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	340.6 (1.99)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	500.2 (2.93)
弾性限界変位 δ_0 (mm)	8.6
降伏変位 δ_y (mm)	22.3
終局変位 δ_u (mm)	184.4
終局塑性率 $\mu_u = \delta_u/\delta_y$	8.27

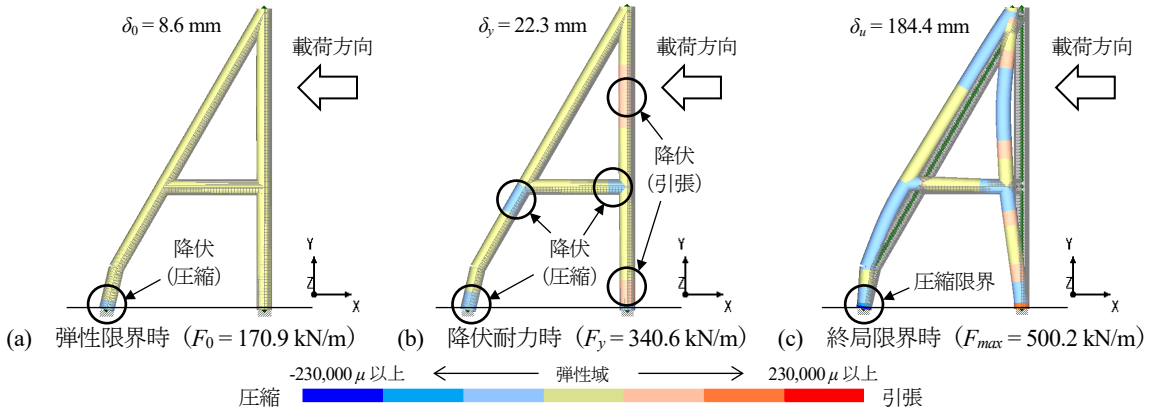


図-5.13　損傷メカニズム（Type 1）

5.3.6　Type 2（ラーメンタイプ）の耐荷性能

（1）Type 2 の耐力－頂部変位関係

図-5.14 に，Type2 の耐力－頂部変位関係を示す．Type 1 と同様に，図中の○印は降伏耐力時，△印は終局限界（最大保有耐力）時をそれぞれ示している．各耐力と頂部変位は，表-5.5 に示すとおりである．これより，Type 2 では弾性限界耐力は $F_0 = 146.7$ kN/m（$\alpha_0 = 1.00$），降伏耐力は $F_y = 253.8$ kN/m（$\alpha_y = 1.73$），最大保有耐力（終局耐力）は $F_{max} = 402.9$ kN/m（$\alpha_{max} = 2.75$）となり，Type 1 と比べて最大保有耐力は小さくなる．一方，堰堤頂部の水平変位は降伏変位で $\delta_y = 43.9$ mm，終局変位は $\delta_u = 663.1$ mm となる．これより，Type 2 の終局塑性率は $\mu_u = 15.10$ となり，Type 1 に比べて大きい終局塑性率となった．これは，Type 1 のトラスタイプ（軸力支配型）と Type 2 のラーメンタイプ（曲げ支配型）の違いが明瞭に示された結果であり，構造上の特徴をよく表しているといえる．

（2）Type 2 の損傷メカニズム

図-5.15 に，Type 2 のひずみ分布による損傷メカニズムを示す．まず，図-5.15(a)に示す弾性限界時では，上流側柱部材と下段はり部材の接合部付近の鋼管が弾性限界（降伏ひずみ）に達することがわかる．図-5.15(b)に示す降伏耐力時では，上流側柱部材で弾性域を超える引張ひずみが発生し，下流側柱部材および上下流の柱部材と下段はり部材の接合部付近の鋼管で圧縮ひずみが顕著となる．次に，図-5.15(c)に示す終局限界時では，上流側柱部材と下段はり部材の接合部付近の鋼管が圧縮限界に達して終局限界状態となった．

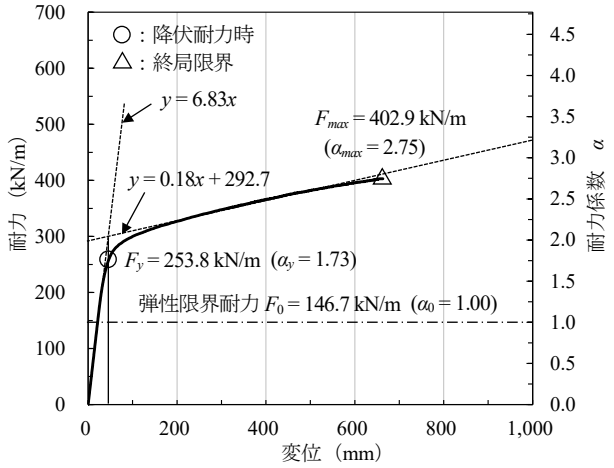


図-5.14　耐力－頂部変位関係（Type 2）

表-5.5　各耐力と頂部変位関係（Type 2）

項　目	Type 2
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	146.7 (1.00)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	253.8 (1.73)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	402.9 (2.75)
弾性限界変位 δ_0 (mm)	21.2
降伏変位 δ_y (mm)	43.9
終局変位 δ_u (mm)	663.1
終局塑性率 $\mu_u = \delta_u/\delta_y$	15.10

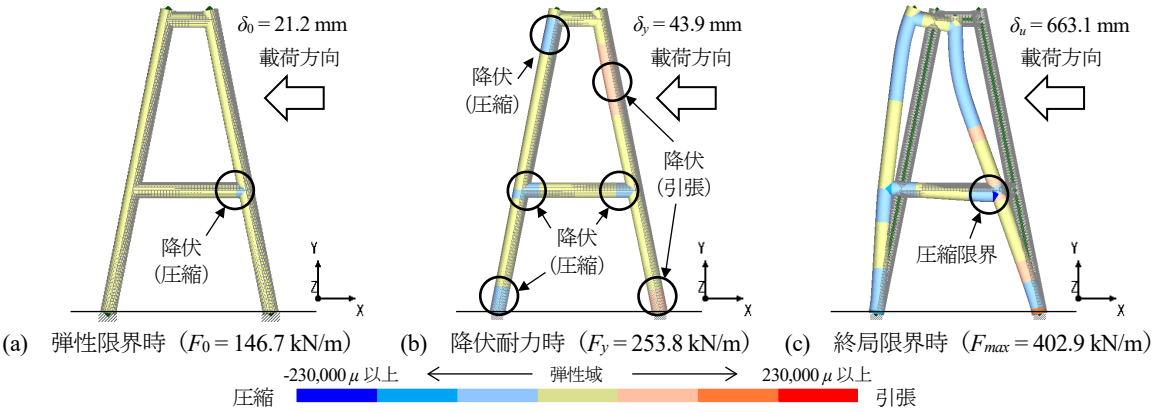


図-5.15　損傷メカニズム（Type 2）

5.3.7　Type 3（混合タイプ）の耐荷性能

（1）Type 3 の耐力－頂部変位関係

図-5.16 に，Type3 の耐力－頂部変位関係を示す．ここでも，図中の○印は降伏耐力時，△印は終局限界時をそれぞれ示している．図-5.16 より，Type 3 では弾性限界耐力は F_0＝169.0 kN/m となり，Type 1 とほぼ同等の値であった．また，降伏耐力は F_y＝278.9 kN/m（α_y＝1.65），最大保有耐力は F_{max}＝431.6 kN/m（α_{max} = 2.55）となり，最大保有耐力は Type1 と Type2 の中間的な値となっている．一方，各耐力と頂部変位は表-5.6 に示すとおりで，堰堤頂部の水平変位は降伏変位で δ_y＝30.9 mm，終局変位では δ_u＝503.0 mm となり，終局変位は Type 1 より大きく，Type 2 より小さい．これらより，Type 3 の混合タイプは Type 1（トラスタイプ）と Type 2（ラーメンタイプ）の中間的な挙動を示すことが認められる．なお，Type 3 の終局塑性率は μ_u＝16.28 であり，Type 2 よりやや大きな終局塑性率となった．

（2）Type 3 の損傷メカニズム

図-5.17 に，Type 3 のひずみ分布による損傷メカニズムを示す．まず，図-5.17(a)に示す弾性限界時では，上流側柱部材と下段はり部材の接合部付近の鋼管が降伏ひずみに達する．図-5.17(b)の降伏耐力時では，上流側柱部材で弾性域を超える引張ひずみが発生し，下流側柱部材および上下流の柱部材と下段はり部材の接合部付近の鋼管で圧縮ひずみが顕著となる．次に，図-5.16(c)に示す終局限界時では，上下流の柱部材を連結する天端斜材と下流柱部材の接合部付近の鋼管で圧縮ひずみが顕著となるが，上流側柱部材と下段はり部材の接合部付近の鋼管が圧縮限界に達して終局限界状態となった．

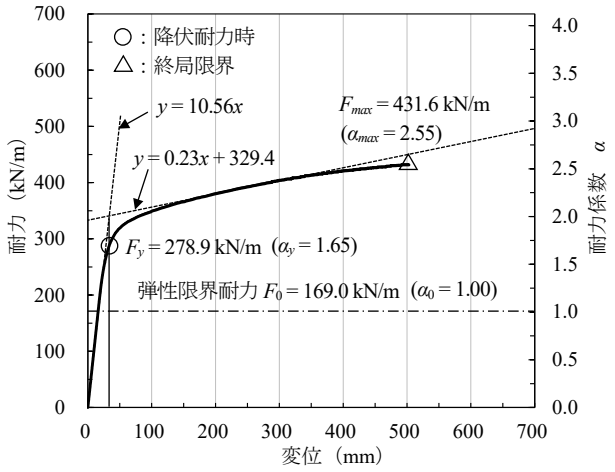
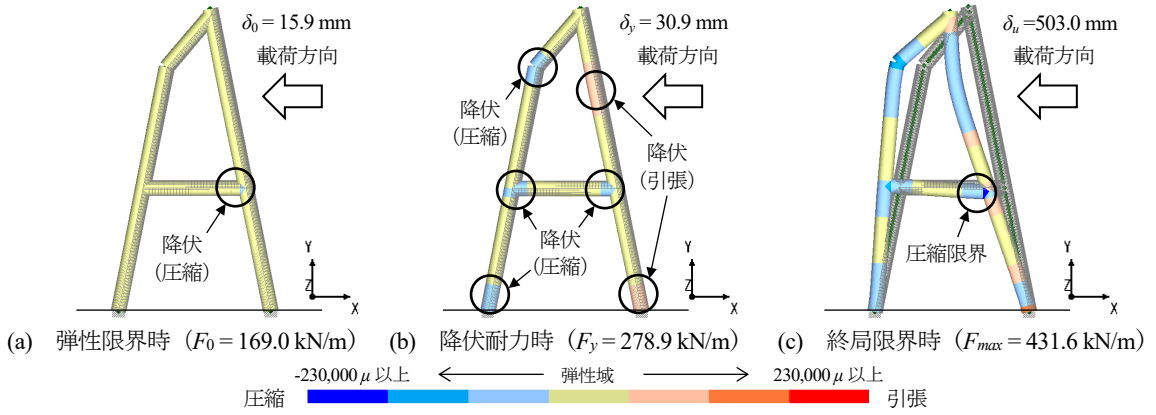


図-5.16　耐力－頂部変位関係（Type 3）

表-5.6　各耐力と頂部変位関係（Type 3）

項　目	Type 3
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	169.0 (1.00)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	278.9 (1.65)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	431.6 (2.55)
弾性限界変位 δ_0 (mm)	15.9
降伏変位 δ_y (mm)	30.9
終局変位 δ_u (mm)	503.0
終局塑性率 $\mu_u = \delta_u/\delta_y$	16.28



(a)　弾性限界時（F_0＝169.0 kN/m）　(b)　降伏耐力時（F_y＝278.9 kN/m）　(c)　終局限界時（F_{max}＝431.6 kN/m）

図-5.17　損傷メカニズム（Type 3）

5.3.8　各タイプにおける耐荷性能評価

（1）耐力－頂部変位関係

図-5.12, 5.14 および図-5.16 に示す Type 1, 2 および Type 3 の耐力－頂部変位関係をまとめると，図-5.18 のようになる．また，各タイプにおけるそれぞれの耐力および頂部変位は，表-5.7 に示すとおりである．これより，最大保有耐力 F_{max} は，Type 1（500.2 kN/m）が最も大きく，次いで Type 3（431.6 kN/m），Type 2（402.9 kN/m）の順となる．一方，終局変位 δ_u は，Type 2（663.1 mm）が最も大きく，次いで Type 3（503.0 mm），Type 1（184.4 mm）の順となる．なお，終局限界時における終局変位率（＝終局変位 δ_u/鋼製高さ H）を算定すると，Type 1 で δ_u/H＝2.31 %，Type 2 で 8.29 %，Type 3 で 6.29 %となった．すなわち，Type 2 は Type 1 の約 3.6 倍，Type 3 の約 1.3 倍の変形性能を有することが認められた．つまり，Type 1 は，耐力は大きいが，変形性能は小さい構造形状であり，Type 2 は，耐力は他のタイプに比べて小さいが，変形性能に優れた構造形状であるといえる．一方，Type 3 は Type 1 と Type 2 の中間的な挙動（耐力，変形性能）を示す構造形状であるということができる．

（2）損傷メカニズム

本検討では，構造形状の違いにより外力（ここでは，土石流流体力）に対する抵抗メカニズムが異なることが確認された．すなわち，Type 1 は図-5.13 に示すように，外力の作用を主として下流側柱部材で抵抗し，軸力が下流側柱部材に大きく作用する．Type 2 では図-5.15 に示すように，外力に対して構造全体の変位で抵抗し，上下流の柱部材に主として曲げが作用する．一方，Type 3 は Type 2 と同様に外力を構造全体の変位で抵抗するが，図-5.17 に示すように上下流の柱部材を連結する斜材により軸力が作用し，主として曲げと軸力によって外力に抵抗していることが認められた．

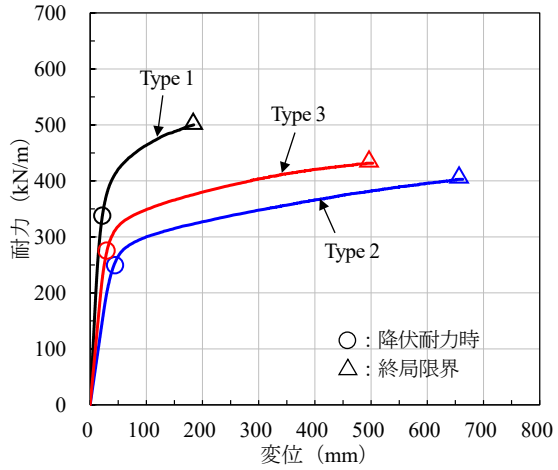


図-5.18　耐力－頂部変位関係（各タイプ）

表-5.7　各耐力と頂部変位関係（各タイプ）

項　目	Type 1	Type 2	Type 3
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)	170.9	146.7	169.0
降伏耐力 F_y (kN/m)	340.6	253.8	278.9
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)	500.2	402.9	431.6
弾性限界変位 δ_0 (mm)	8.6	21.2	15.9
降伏変位 δ_y (mm)	22.3	43.9	30.9
終局変位 δ_u (mm)	184.4	663.1	503.0
終局変位率（$=\delta_u/H$）(%)	2.31	8.29	6.29

※ 終局変位率＝終局変位 δ_u/鋼製高さ H（8,000 mm）×100

5.4　鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査

上記の増分弾塑性解析の結果より，各タイプの最大保有耐力 F_{max}（または α_{max}）が得られた．一方，保有耐力照査で必要な必要保有耐力 F_n（または α_n）は，5.2.6 項で述べたように許容塑性率 μ_a の関数となっており，照査にはこの許容塑性率 μ_a を設定する必要がある．ここでは，式(5.9)から算出される許容塑性率 μ_a の値を参考として許容塑性率 μ_a を設定し，各タイプの保有耐力照査を行うものとする．なお，ここでは 5.2.5 項で述べたように，レベルII荷重の大きさを表すレベルII弾性耐力係数を α_e＝4.0 としている．

5.4.1　Type 1（トラスタイプ）の保有耐力照査結果

表-5.8 に，Type 1 における保有耐力照査結果を示す．Type 1 の場合，式(5.9)を用いて許容塑性率 μ_a の値を算出すると $\mu_a \leq 2.52$ となる．よって，許容塑性率 μ_a＝2.50 を採用すると図-5.19 に示すように，必要保有耐力は F_n＝341.8 kN/m（α_n＝2.00）となり，最大保有耐力 F_{max}＝500.2 kN/m（α_{max}＝2.93）より小さく，式(5.1)の保有耐力照査式を満足することがわかる．

5.4.2　Type 2（ラーメンタイプ）の保有耐力照査結果

表-5.9 に，Type 2 における保有耐力照査結果を示す．ここでも，許容塑性率 μ_a の値を式(5.9)より求めると，$\mu_a \leq 3.17$ となる．よって，許容塑性率 μ_a＝3.00 を採用すると図-5.20 に示すように，必要保有耐力は F_n＝262.6 kN/m（α_n＝1.79）となり，最大保有耐力 F_{max}＝402.9 kN/m（α_{max}＝2.75）より小さく，式(5.1)の保有耐力照査式を満足する．

5.4.3　Type 3（混合タイプ）の保有耐力照査結果

表-5.10 に，Type 3 における保有耐力照査結果を示す．同様に，許容塑性率 μ_a の値を式(5.9)より求めると，$\mu_a \leq 3.17$ となる．よって，許容塑性率 μ_a＝3.00 を採用すると図-5.21 に示すように，必要保有耐力は F_n＝302.5 kN/m（α_n＝1.79）となり，最大保有耐力 F_{max}＝431.6 kN/m（α_{max}＝2.55）より小さく，式(5.1)の保有耐力照査式を満足することがわかる．

表-5.8　保有耐力照査の結果（Type 1）

弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	170.9 (1.00)
レベルII弾性耐力 F_e (kN/m)　(α_e)	683.6 (4.00)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	500.2 (2.93)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	340.6 (1.99)
式(5.9)による許容塑性率 μ_a	2.52
採用した許容塑性率 μ_a	2.50
耐力低減係数 β	0.50
必要保有耐力 F_n (kN/m)　(α_n)	341.8 (2.00)
判　定 $F_{max} \geq F_n$　($\alpha_{max} \geq \alpha_n$)	OK

※　レベルII弾性耐力係数 α_e＝4.0 の場合

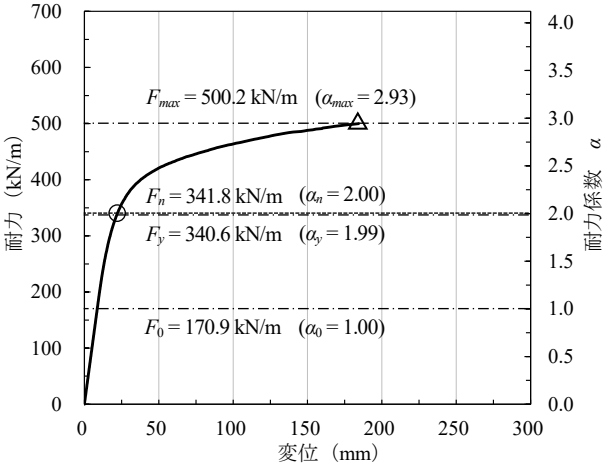


図-5.19　保有耐力照査（Type 1）

表-5.9　保有耐力照査の結果（Type 2）

弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	146.7 (1.00)
レベルII弾性耐力 F_e (kN/m)　(α_e)	586.8 (4.00)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	402.9 (2.75)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	253.8 (1.73)
式(5.9)による許容塑性率 μ_a	3.17
採用した許容塑性率 μ_a	3.00
耐力低減係数 β	0.45
必要保有耐力 F_n (kN/m)　(α_n)	262.6 (1.79)
判　定 $F_{max} \geq F_n$　($\alpha_{max} \geq \alpha_n$)	OK

※　レベルII弾性耐力係数 $\alpha_e = 4.0$ の場合

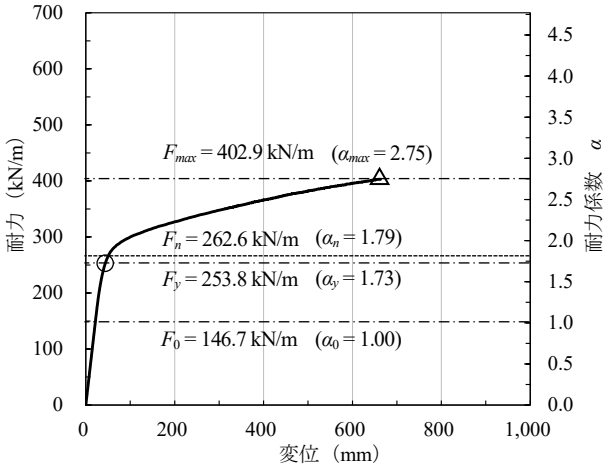


図-5.20　保有耐力照査（Type 2）

表-5.10　保有耐力照査の結果（Type 3）

弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	169.0 (1.00)
レベルII弾性耐力 F_e (kN/m)　(α_e)	676.0 (4.00)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	431.6 (2.55)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	278.9 (1.65)
式(5.9)による許容塑性率 μ_a	3.44
採用した許容塑性率 μ_a	3.00
耐力低減係数 β	0.45
必要保有耐力 F_n (kN/m)　(α_n)	302.5 (1.79)
判　定 $F_{max} \geq F_n$　($\alpha_{max} \geq \alpha_n$)	OK

※　レベルII弾性耐力係数 $\alpha_e = 4.0$ の場合

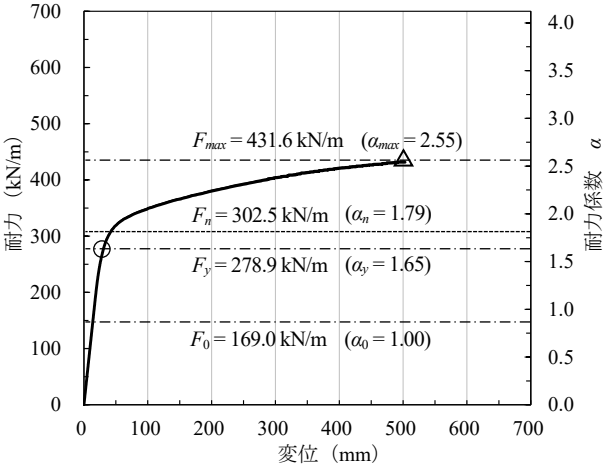


図-5.21　保有耐力照査（Type 3）

5.5　エネルギー一定則の適用妥当性の検討

5.5.1　数値計算例からの検証

ここでは，図-5.4 に示すエネルギー一定則の仮定に対し，レベルII荷重を受ける鋼製透過型砂防堰堤への適用の妥当性について，これまでの数値計算結果から検証する．すなわち，エネルギー一定則で使用した許容塑性率 μ_a，つまり許容変位 δ_a と，増分弾塑性解析により得られる耐力－変位曲線の面積が弾性応答エネルギーE_e と等価となるときの変位 δ_p を比較し，「増分弾塑性解析による変位 δ_p」が「エネルギー一定則による許容変位 δ_a」と等しいか小さければ安全側であり，適用可能とするものである．

まず，エネルギー一定則による許容塑性率 μ_a，すなわち許容変位 δ_a は式(5.6b)により求められる．また，レベルII荷重による弾性応答エネルギーE_e は式(5.2a)により算定され，レベルII弾性耐力 F_e 時の変位 δ_e は次式により算出される．

$$\delta_e = \frac{F_e}{F_n}\delta_y \tag{5.10}$$

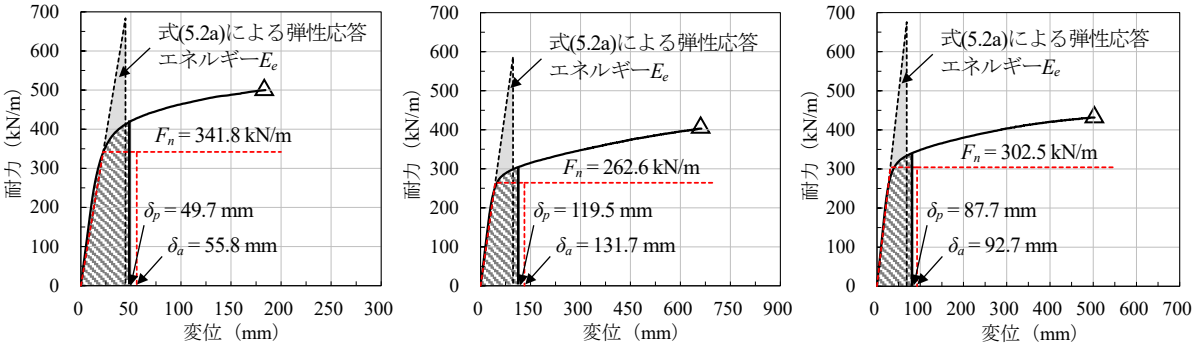
一方，増分弾塑性解析による弾塑性吸収エネルギー（耐力－変位曲線で囲まれた面積 U）は，次式で表される．

$$U = \int_0^{\delta_p} F d\delta \tag{5.11}$$

ただし，F：増分弾塑性解析から得られる耐力．

すなわち，式(5.11)の U は，図-5.12, 5.14 および図-5.16 の各堰堤モデルの耐力－頂部変位曲線における変位 δ_p までの面積を表し，$U = E_e$ となるときの δ_p を求めることになる．

図-5.22 に各タイプにおける δ_p の算定例を示し，表-5.11 に各タイプにおいてエネルギー一定則の適用の妥当性を検証した結果を示す．ここでは，許容変位率 μ_a の値を Type 1 では μ_a=2.50，Type 2 および Type 3 では μ_a=3.00 を用いた．これより，各タイプとも増分弾塑性解析による変位 δ_p は，エネルギー一定則による許容変位 δ_a より小さいことがわかる．つまり，本研究で採用したエネルギー一定則を用いた保有耐力照査は，安全側に評価されていることとなり，本検討の範囲では鋼製透過型砂防堰堤モデルに対してエネルギー一定則を適用しても差し支えないものと考えられる．



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

図-5.22　δ_p の算定例

表-5.11　エネルギー一定則の適用妥当性の検証

項　目	Type 1	Type 2	Type 3
採用した許容塑性率 μ_r	2.50	3.00	3.00
弾塑性解析による降伏変位 δ_y (mm)	22.3	43.9	30.9
エネルギー一定則による許容変位 δ_a (mm)	55.8	131.7	92.7
レベルII弾性耐力時の変位 δ_e (mm)	44.6	98.1	69.1
レベルII荷重による弾性エネルギーE_e (kJ/m)	15.2	28.8	23.3
$U=E_e$ のときの δ_p (mm)	49.7	119.5	87.7
判　定　$\delta_p \leq \delta_a$	OK	OK	OK

5.5.2　レベルⅡ荷重の大きさの違いによる検証

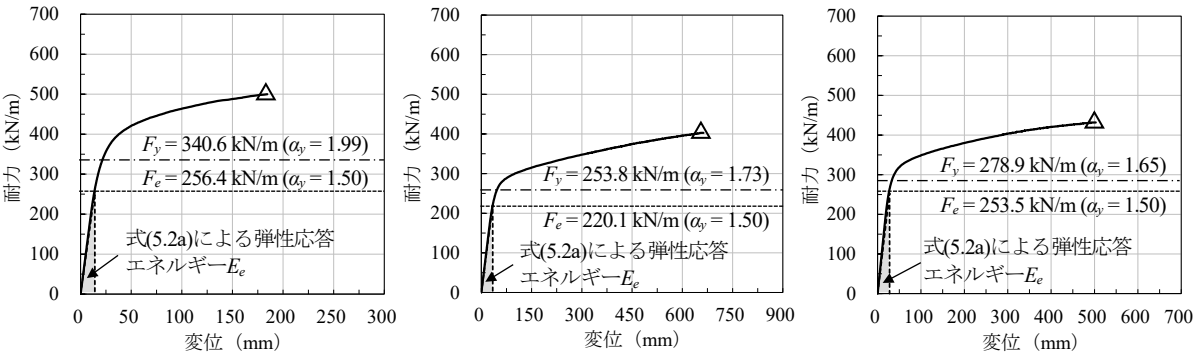
これまで，レベルII荷重の大きさを表す指標として，レベルII弾性耐力係数 $\alpha_e = 4.0$ を用いて保有耐力照査を行ってきた．しかし，実際の現地においては，レベルII荷重の大きさは様々である．よって，ここではレベルII荷重の大きさを変化させた場合，すなわち，レベルII弾性耐力係数を $\alpha_e = 1.5$，2.0 および 5.0 とした場合について，保有耐力照査の適用妥当性を検証する．

（1）レベルII荷重（レベルII弾性耐力 F_e）が小さい場合（$\alpha_e = 1.5$ の場合）

レベルII弾性耐力係数 $\alpha_e = 1.5$ の場合，表-5.12 および図-5.23 に示すように各タイプともレベルII弾性耐力 F_e が降伏耐力 F_y を下回る（$F_e < F_y$ または $\alpha_e < \alpha_y$）結果となる．すなわち，塑性域を考慮しない弾性域の耐力だけでレベルII荷重に抵抗できることがわかる．また，式(5.9)による許容塑性率 μ_a も 1.0 以下となり，塑性変形を必要としない．よって，5.2.8 項(4)に示したように，レベルII荷重が構造物の降伏耐力 F_y より小さい場合は，保有耐力照査の対象とはならない．

表-5.12　保有耐力照査の結果（$\alpha_e = 1.5$ の場合）

タイプ	Type 1	Type 2	Type 3
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	170.9 (1.00)	146.7 (1.00)	169.0 (1.00)
レベルII弾性耐力 F_e (kN/m)　(α_e)	256.4 (1.50)	220.1 (1.50)	253.5 (1.50)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	500.2 (2.93)	402.9 (2.75)	431.6 (2.55)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	340.6 (1.99)	253.8 (1.73)	278.9 (1.65)
式(5.9)による許容塑性率 μ_a	0.78	0.88	0.91
採用した許容塑性率 μ_a	―	―	―
耐力低減係数 β	―	―	―
必要保有耐力 F_n (kN/m)　(α_n)	―	―	―
判　定 $F_{max} \geq F_n$　($\alpha_{max} \geq \alpha_n$)	―	―	―



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

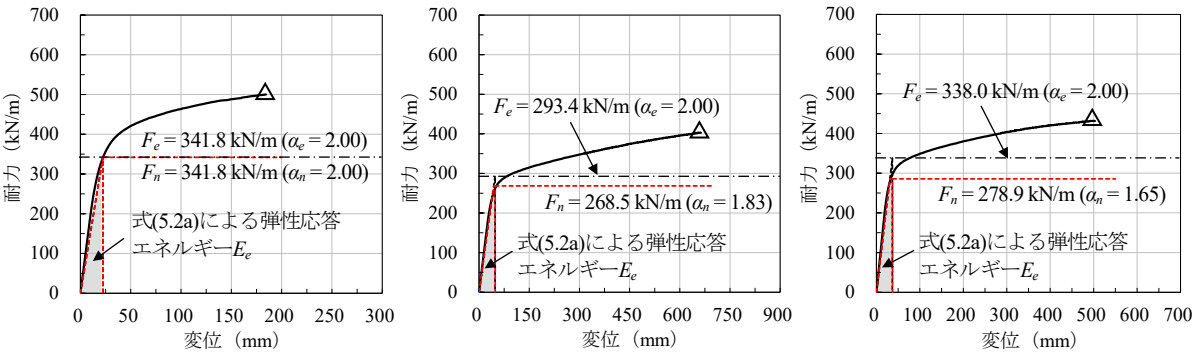
図-5.23　保有耐力照査（$\alpha_e = 1.5$ の場合）

(2) レベルII荷重（レベルII弾性耐力 F_e）が比較的小さい場合（$\alpha_e = 2.0$ の場合）

レベルII弾性耐力係数 $\alpha_e = 2.0$ の場合は，表-5.13 および図-5.24 に示すようにいずれのタイプも式(5.1)の保有耐力照査の式を満足する．しかし，各タイプとも採用する許容塑性率 μ_a の値が 1.0 付近で小さく，塑性変形を考慮することによる必要保有耐力 F_n（または α_n）の低減率は小さい．特に，Type 1 は，ほぼ弾性域のみの耐力でレベルII荷重に抵抗できることがわかる．また，Type 2 および Type 3 についても，わずかな塑性変形を考慮するだけでレベルII荷重に抵抗できることが認められた．

表-5.13　保有耐力照査の結果（$\alpha_e = 2.0$ の場合）

タイプ	Type 1	Type 2	Type 3
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	170.9 (1.00)	146.7 (1.00)	169.0 (1.00)
レベルII弾性耐力 F_e (kN/m)　(α_e)	341.8 (2.00)	293.4 (2.00)	338.0 (2.00)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	500.2 (2.93)	402.9 (2.75)	431.6 (2.55)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	340.6 (1.99)	253.8 (1.73)	278.9 (1.65)
式(5.9)による許容塑性率 μ_a	1.01	1.17	1.23
採用した許容塑性率 μ_a	1.00	1.10	1.20
耐力低減係数 β	1.00	0.91	0.85
必要保有耐力 F_n (kN/m)　(α_n)	341.8 (2.00)	268.5 (1.83)	285.6 (1.69)
判　定 $F_{max} \geq F_n$　($\alpha_{max} \geq \alpha_n$)	OK	OK	OK



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

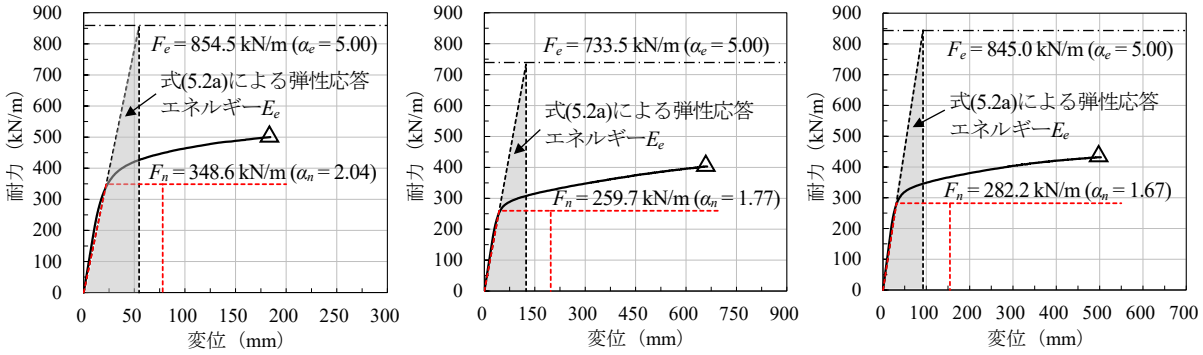
図-5.24　保有耐力照査（$\alpha_e = 2.0$ の場合）

（3） レベルII荷重（レベルII弾性耐力 F_e）が大きい場合（$\alpha_e = 5.0$ の場合）

レベルII荷重（レベルII荷重弾性耐力係数）が大きい場合（$\alpha_e = 5.0$）は，表-5.14 および図-5.25 に示すように設定する許容塑性率 μ_a も大きくなる．つまり，塑性変形の負担が大きくなるが，必要保有耐力は F_n（または α_n）が小さくなり，式(5.1)の保有耐力照査式を満足する．特に，Type 2 および Type 3 は，大きな塑性変形を許容することにより，大規模外力に対応できることが判明した．

表-5.14　保有耐力照査の結果（$\alpha_e = 5.0$ の場合）

タイプ	Type 1	Type 2	Type 3
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)　(α_0)	170.9 (1.00)	146.7 (1.00)	169.0 (1.00)
レベルII弾性耐力 F_e (kN/m)　(α_e)	854.5 (5.00)	733.5 (5.00)	845.0 (5.00)
最大保有耐力 F_{max} (kN/m)　(α_{max})	500.2 (2.93)	402.9 (2.75)	431.6 (2.55)
降伏耐力 F_y (kN/m)　(α_y)	340.6 (1.99)	253.8 (1.73)	278.9 (1.65)
式(5.9)による許容塑性率 μ_a	3.66	4.68	5.09
採用した許容塑性率 μ_a	3.50	4.50	5.00
耐力低減係数 β	0.41	0.35	0.33
必要保有耐力 F_n (kN/m)　(α_n)	348.6 (2.04)	259.7 (1.77)	282.2 (1.67)
判　定 $F_{max} \geq F_n$　($\alpha_{max} \geq \alpha_n$)	OK	OK	OK



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

図-5.25　保有耐力照査（$\alpha_e = 5.0$ の場合）

5.6 結　論

本章では，鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査法として保有耐力照査法を提案し，構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルを対象に増分弾塑性解析を行い，各タイプの耐荷性能および保有耐力照査を数値計算により検証したものである．

本研究の成果をまとめると，以下のようになる．

(1) 鋼製透過型砂防堰堤に対する保有耐力照査法を設計における 2 次設計（大規模土石流流体力等に対する安全性照査）として位置付け，レベルII荷重に対する鋼製透過型砂防堰堤の必要保有耐力をエネルギー一定則から算出することができることを示した．

(2) 構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルに対して増分弾塑性解析を行った結果，最大保有耐力（終局耐力）の観点からは Type 1（トラスタイプ）が優れており，変形性能の観点からは Type 2（ラーメンタイプ）および Type 3（混合タイプ）が優れる．特に，Type 3 は耐力および変形性能とも Type 1 と Type 2 の中間的な挙動を示す．

(3) 各タイプの保有耐力照査を行った結果，いずれのタイプも保有耐力照査の式を満足する結果が得られた．ただし，この結果は必要保有耐力が構造物の降伏耐力より大きい（または $\alpha_n \geq \alpha_y$）とした許容塑性率の設定条件のもと，レベルII弾性耐力係数 $\alpha_e = 4.0$ とした場合の結果である．

(4) 鋼製透過型砂防堰堤モデルに対するエネルギー一定則の適用の妥当性を検証した結果，同一エネルギーの条件下で増分弾塑性解析から得られる変位は，エネルギー一定則で想定した許容変位を下回り，各タイプとも安全側に評価されていることを確認した．

(5) レベルII荷重に相当するレベルII弾性耐力係数 α_e をパラメータとして保有耐力照査法の適用性を検討した結果，α_e が大きくなると許容塑性率も大きくなることを確認した．ただし，本検討の条件の範囲では，レベルII荷重を表すレベルII弾性耐力が構造物の降伏耐力以下の場合は，弾性耐力のみで抵抗可能なため，塑性変形の負担を必要とせず，保有耐力照査の適用外となる．

以上の検討結果より，提案した保有耐力照査法は，図-5.1 に示すような 2 次設計の内的構造安全性照査（土石流流体力等に対する保有耐力照査）として用いて差し支えないものと考える．

第 5 章の参考文献

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料第 904 号，土石流・流木対策設計技術指針 解説，国総研資料第 905 号，2016.
2) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年版，2009.
3) 国土交通省中部地方整備局：長野県南木曽町梨子沢　土石流　速報，2014.
4) 萬徳昌明：南木曽町梨子沢で発生した土石流災害，速報，Sabo，Vol.116，pp.2-7，2014.
5) 嶋丈示，松澤遼，石川信隆，水山高久：大規模土石流に対する鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査法，砂防学会誌，Vol.71，No.6，pp.15-22，2018.
6) Horiguchi, T. and Richefeu, V.: Post - analysis simulation of the collapse of an open sabo dam of steel pipe subjected to boulder laden debris flow, International Journal of Sediment Research, Volume 35, Issue 6, pp.621-635, 2020.
7) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M.: Effect of inelastic behavior on the response of simple system to earthquake motion, II WCEE, pp.895-912, 1960.
8) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
9) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1178 巻，pp.77-78，1981.
10) 大成建設株式会社土木本部土木設計部：耐震設計の基本，インデックス社，2009.
11) ESSC (European Steel Structure Committee): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic Loads, Technical Committee, First Edition, 1986.
12) 宇佐美勉，鄭折，葛漢彬：Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法，土木学会論文集，No.626/1-48，pp.231-240，1999.
13) FORUM8. Engineer's Studio: 3 次元有限要素法（FEM）プログラム，Version 9 (Advanced)
14) 吉川弘道：数値シミュレーションで考える構造解析　増補改訂版　ソフトで学ぶ非線形解析と応答解析，フォーラムエイトパブリッシング，2020.
15) 日本規格協会：JIS ハンドブック 2 鉄鋼II，2021.
16) 奥井義明：鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会活動概要と海外の動向，第 17 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.15-20，2014.
17) 日本建築学会：建築構造設計における冗長性とロバスト性，応用力学シリーズ 12，2013.
18) 片出亮，香月智，嶋丈示：鋼製砂防堰堤のリダンダンシー向上手法に関する一提案：砂防学会誌，Vol.62，No.6，pp.3-14，2010.

第 6 章　鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーおよびロバストネスの定量的評価

6.1　緒　言

第 5 章では，鋼製透過型砂防堰堤の新たな安全性照査法として保有耐力照査法を提案し，数値計算例によりその適用性を示した．本章では，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能をリダンダンシーおよびロバストネスの観点から検討する．

さて，現行の土石流・流木対策設計技術指針 [1]（以下，指針と称す）や鋼製砂防構造物設計便覧 [2]（以下，鋼製便覧と称す）では，砂防堰堤はリダンダンシー（冗長性）の大きい構造形式を採用することが推奨されている．しかし，リンダンダンシーの定量的評価法については，未だ明確に示されていない．また，本川における土石流の偏心に対しては，図-6.1 に示すように偏心角度を考慮した荷重に対して安全性を照査するように示されているが，図-6.2 のように設計時には考慮していなかった支川からの流入による偏心した土石流（以下，偏心載荷と称す）は，想定外の外力として扱われ，安全性は検討されていない．一方，第 1 章で述べたような近年の鋼製透過型砂防堰堤の損傷事例に鑑み，鋼製透過型砂防堰堤の安全性の観点からは，鋼製透過型砂防堰堤が保有する耐力（安全性）の余裕度や部材破損（消失）時における残存耐力を把握しておく必要がある．

これまでの鋼製透過型砂防堰堤の部材損傷やリダンダンシーに着目した研究としては，例えば白石ら [3]は部材の損傷が鋼製透過型砂防堰堤の安全性に及ぼす影響を評価する手法を提案し，部材損傷度に対する残存信頼性を検討している．また，片出ら [4]は 6 種類の堰堤モデルを対象に弾塑性解析を行い，鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーを評価する指標として部材指数を提案している．しかし，いずれの研究も本川を対象とした正面載荷による検討であり，偏心載荷に対する耐荷性能については検討されていない．

そこで本章では，まず鋼製透過型砂防堰堤としてのリダンダンシーおよびロバストネスを定義する．次に，数値計算例として，3 つの構造形状の異なる鋼製透過型砂防堰堤モデルを対象に，正面載荷および偏心載荷に対する増分弾塑性解析を行い，それぞれの耐力－頂部変位関係を求め，構造形状の違いが耐荷性能に与える影響を調べるとともに，リダンダンシーおよびロバストネスの定量的評価を行うものである．

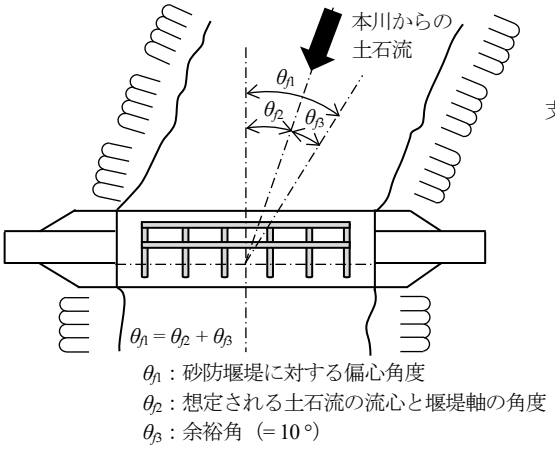


図-6.1　透過部材に対する偏心荷重 [3]
（渓流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

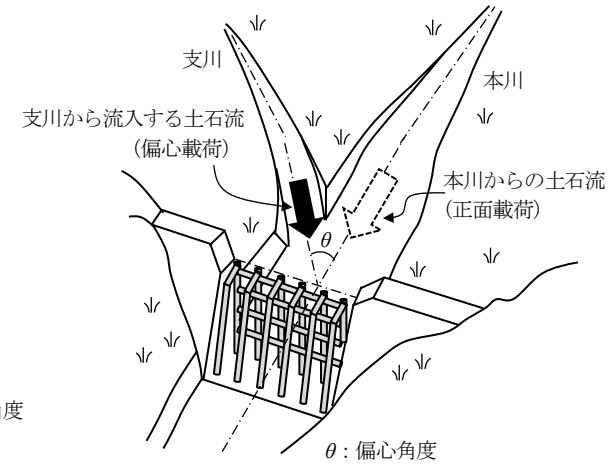


図-6.2　土石流の偏心載荷（支川からの流入）

6.2　鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に関する定義

6.2.1　耐力および耐力係数の定義

本章で扱う耐力および耐力係数は，第 5 章と同様に下記のように定義するものとした．

a）弾性限界耐力 F_0

弾性限界耐力 F_0 とは，鋼製透過型砂防堰堤が弾性域内で最大限抵抗できる耐力のことで，増分弾塑性解析において，堰堤モデルを構成するある 1 つの部材要素のひずみが最初に鋼管の降伏ひずみ（ここでは $\varepsilon_y = 0.16\,\%$）に達するときの耐力を弾性限界耐力 F_0 と呼び，このときの耐力係数を弾性限界耐力係数 $\alpha_0 = 1.0$ と定義する．

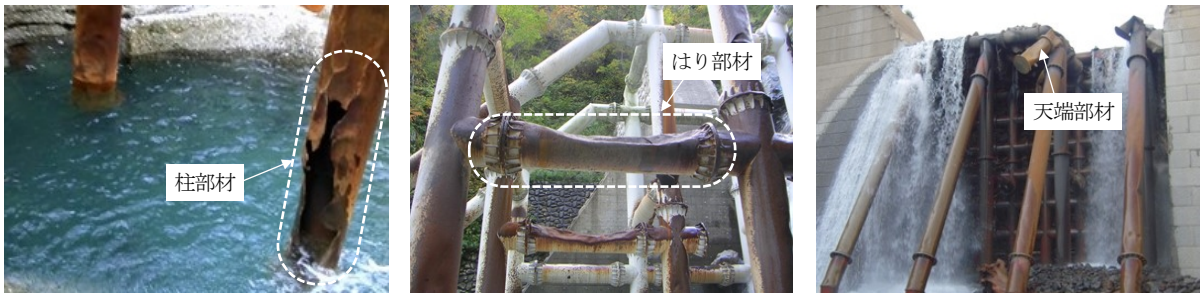
b）終局耐力 F_u

終局耐力 F_u とは，鋼製透過型砂防堰堤が保有する最大耐力のことで，増分弾塑性解析において，増分耐力係数 $\Delta\alpha$ を逐次増加させ，堰堤モデルを構成するある 1 つの部材要素のひずみが終局限界ひずみ（ここでは $\varepsilon_u = 23.0\,\%$）に達した時点を終局耐力 F_u とし，このときの耐力係数を終局耐力係数 α_u（$= F_u/F_0$）と定義する．

6.2.2　リダンダンシーの定義

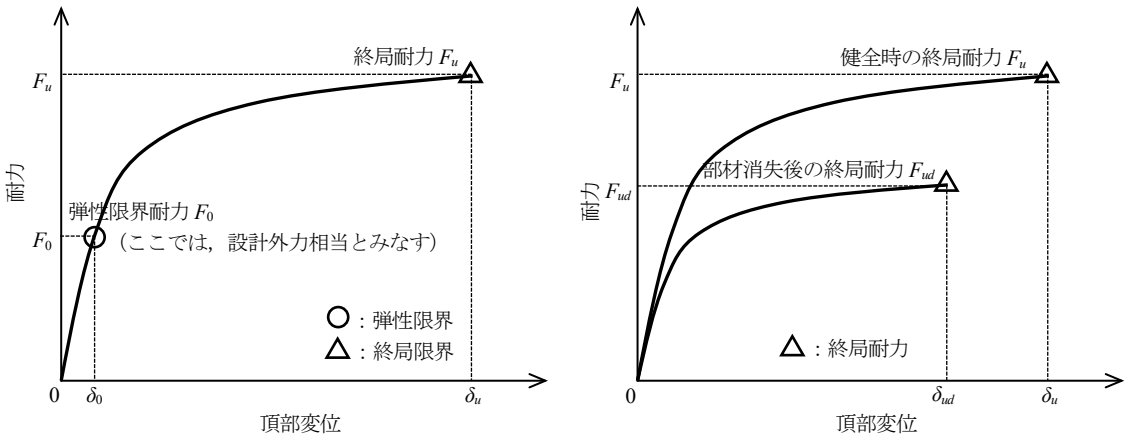
リダンダンシーは，「冗長性」，「余剰」を意味し，国土計画上では「自然災害等による障害発生時に一部の区間の途絶や一部の施設の破壊が全体の機能不全につながらないように，あらかじめ交通ネットワークやライフライン施設を多重化したり，予備の手段が用意されているような性質を示す」とされている [5]．構造力学の観点からは，リダンダンシー評価ガイドライン（案）[6]において，「リダンダンシーとはいわゆる after fracture redundancy を意味し，ある部材もしくは部材の一部が破断等した後の耐荷性能を意味する」と定義され，また，解説では「一般的な文脈では，リダンダンシーは余耐力を意味し，例えば設計荷重以上の耐荷性能にどれだけ余裕があるかと言った意味でも用いられている」とされている．

ここで，土石流のように不確定要素が大きく，不確実な事象を対象とした鋼製透過型砂防堰堤では，計画規模を上回るような想定外の土石流により第 1 章に示すような構造全体が破損した事例だけでなく，写真-6.1 に示すように部材単体に破損が生じた事例もあることから，設計時に破損部材を想定することは困難であり，その破損形態も様々である．そこで，ここでは上記のリダンダンシーの考え方を参考とし，部材の破損を部材消失とみなして，鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーを部材消失前（健全時）の余剰耐力と部材消失後の残存耐力の 2 つに分類して以下のように定義する．



(a)　柱部材の破損　　(b)　はり部材の破損　　(c)　天端部材の破損

写真-6.1　鋼製透過型砂防堰堤の部材単体の破損事例



(a) 部材消失前の余剰耐力評価　　(b) 部材消失後の残存耐力評価

図-6.3 鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーの定義

（1）部材消失前（健全時）の余剰耐力評価

鋼製透過型砂防堰堤でいう部材消失前の余剰耐力とは，鋼製透過型砂防堰堤が健全時にどれだけ耐荷性能に余裕があるかを示す指標であり，計画規模を上回る土石流に対する安全度ともいうことができる．鋼製透過型砂防堰堤は，設計外力に対して許容応力度法で設計を行うことから，ここでは弾性限界耐力を設計外力相当とみなし，増分弾塑性解析から得られる図-6.3(a)に示すような耐力－頂部変位関係において，「弾性限界耐力 F_0 から終局耐力 F_u までの耐力の余裕度」，つまり余剰耐力比を部材消失前のリダンダンシーと定義し，次式により算出されるものとする．

$$RS = \frac{F_u}{F_0} = \frac{\alpha_u}{\alpha_0} \tag{6.1}$$

ただし，RS：部材消失前（健全時）のリダンダンシーを評価する指標で，余剰耐力比を示し，RS 値が大きければ耐力の余裕度も大きいと評価する，F_u：終局耐力，F_0：弾性限界耐力，α_u：終局耐力係数（$= F_u/F_0$），α_0：弾性限界耐力係数（$= 1.0$）．

すなわち，$RS = 1.0$ のときは余剰耐力がない（耐力の余裕度がない）状態を意味しており，RS 値は $RS > 1.0$ となる必要がある．

（2）部材消失後の残存耐力評価

鋼製透過型砂防堰堤でいう部材消失後の残存耐力とは，鋼製透過型砂防堰堤のある 1 つの部材が消失した際，部材消失後の鋼製透過型砂防堰堤がどれだけの耐力が残存しているかを示す指標であり，部材消失後も設計外力に抵抗できるかを示す安全度ということができる．ここでは，図-6.3(b)に示すような耐力－頂部変位関係において，「健全時の終局耐力 F_u に対する部材消失後の終局耐力 F_{ud} の比」，つまり残存耐力比を部材消失後のリダンダンシーと定義し[6),7)]，次式により算出されるものとする．

$$RS_d = \frac{F_{ud}}{F_u} = \frac{\alpha_{ud}}{\alpha_u} \tag{6.2}$$

ただし，RS_d：部材消失後のリダンダンシーを評価する指標で，部材消失後の残存耐力比を示し，RS_d 値が大きければ部材消失後のリダンダンシーも大きいと評価する，F_{ud}：1 部材消失後の終局耐力，α_{ud}：1 部材消失後の終局耐力係数（$= F_{ud}/F_0$）．

6.2.3　ロバストネスの定義

ロバストネスは，「頑強性」，「強靭性」，「堅牢性」等と呼称され，ある系が外乱の変化に対しても設計条件を満足する性質とされている[8]. すなわち，「作用する外力や材料の不確定性や変動（ばらつき）があっても，構造物としての機能および耐荷性能を保持し続けることができる能力」をいう. つまり，最悪シナリオ（*Worst Scenario*）を想定して，なお耐荷性能を保持し続けることができる能力ということができる.

ここで，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に影響を与えるような外力の変動（ばらつき）としては，土石流の規模（土石流流の水深および流速）や正面載荷であっても偏って作用する偏在載荷，土石流の流心が偏心する偏心載荷などが考えられる．ここでは，第 1 章の写真-1.3(b)のような破損事例に鑑み，外力の変動（ばらつき）のパラメータとして図-6.2 のような土石流の載荷方向の偏心角度 θ に着目し，図-6.4 に示すように「正面載荷による終局耐力 F_{u0} から偏心載荷による終局耐力 $F_{u\theta}$ までの距離」，つまり偏心載荷による耐力低下率をロバストネスと定義し，次式により算定されるものとする.

$$RB_\theta = \frac{F_{u0} - F_{u\theta}}{F_{u0}} = \frac{\alpha_{u0} - \alpha_{u\theta}}{\alpha_{u0}} \tag{6.3}$$

ただし，RB_θ：偏心載荷によるロバストネスを評価する指標で，偏心載荷による耐力低下率を示し，RB_θ 値が小さければロバストネスが大きく，RB_θ 値が大きければロバストネスは小さいと評価する，F_{u0}：正面載荷による終局耐力，$F_{u\theta}$：偏心載荷による終局耐力，α_{u0}：正面載荷による終局耐力係数，$\alpha_{u\theta}$：偏心載荷による終局耐力係数（$=F_{u\theta}/F_{u0}$）.

ここでは，鋼製透過型砂防堰堤におけるロバストネス評価の前提条件を，偏心載荷による終局耐力 $F_{u\theta}$ が正面載荷による弾性限界耐力 F_0 以上であること，つまり，偏心載荷に対しても最低限の保有耐力を保持させることを目的に，偏心載荷による終局耐力 $F_{u\theta}$ が $F_{u\theta} \geq F_0$（または，$\alpha_{u\theta} \geq 1.0$）であることとした.

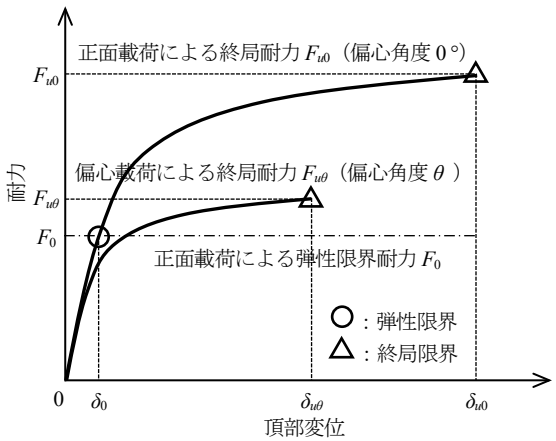


図-6.4　鋼製透過型砂防堰堤のロバストネスの定義

6.3　正面載荷と偏心載荷を受ける鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能

鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能をリダンダンシーおよびロバストネスの観点から定量的に評価するためには，鋼製透過型砂防堰堤の弾性限界耐力や終局耐力等を調べる必要がある．ここでは，構造形状の異なる鋼製透過型砂防堰堤を対象に正面載荷および偏心載荷における増分弾塑性解析を行い，それぞれの耐荷性能（耐力および変形挙動）を調べるものとする．

6.3.1　解析モデル

図-6.5 に，鋼製透過型砂防堰堤の解析モデルを示す．ここでは，フレーム形状が異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデル（立体骨組モデル）を選定した．すなわち，

Type 1：トラスタイプ（節点は剛結）で，主として軸力が卓越して作用すると想定されるタイプ

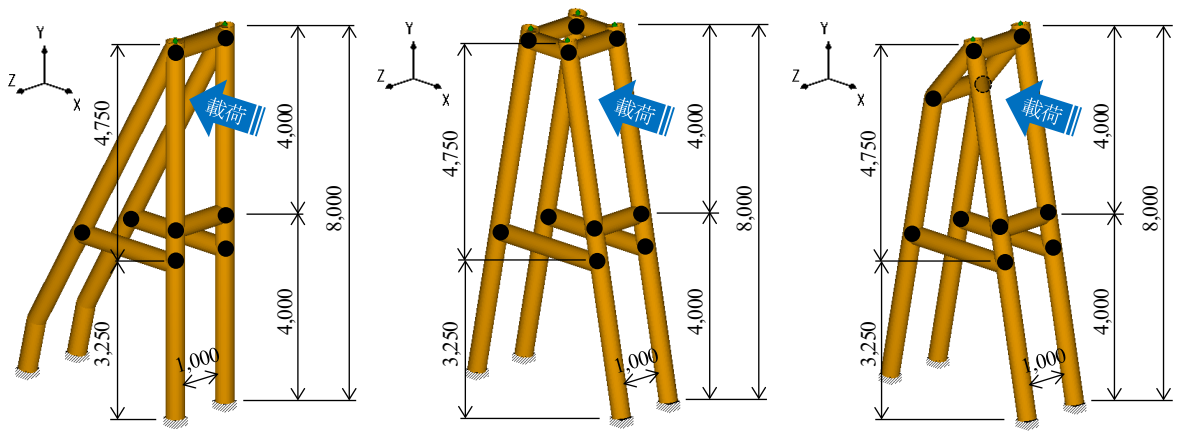
Type 2：ラーメンタイプで，主として曲げが作用すると想定されるタイプ

Type 3：軸力と曲げの両方が作用すると想定される混合タイプ

の 3 タイプである．

つまり，本章では部材消失後の耐荷性能および偏心載荷の耐荷性能を検討すること目的に，3 次元骨組モデルを用いた．なお，ここでは構造形状による耐荷性能の違いを調べるため，各堰堤モデルの堰堤高さ，正面幅および部材断面をすべて同一としている．

解析モデルの寸法は，実際の鋼製透過型砂防堰堤で使用実績の多い鋼製高さ H = 8.0 m とし，正面幅 W（柱部材純間隔）は土石流中に含まれる巨礫の礫径 d を捕捉実績の多い礫径 d=1.0 m と仮定して指針[1)]を参考に W=1.0d（=1.0 m）とした．また，解析モデルは基本構造の骨格部材のみをモデル化した 3 次元骨組モデルとし，継手の影響は考慮せず，すべて鋼管部材としてモデル化した．本解析では，鋼管部材の断面変形を考慮しないはり要素を用いた簡易的な骨組解析を行うものとし，鋼管部材同士の接合部（節点）は剛結，支点は全自由度を拘束（X，Y および Z 方向の変位固定，X，Y および Z 軸の回転拘束）する境界条件を設定した．鋼管の断面寸法は，鋼製高さ H=8.0 m の鋼製透過型砂防堰堤で実際に使用されている直径 D = 400.0 mm，板厚 t = 14.0 mm（径厚比 D/t = 29）としている．



(a)　Type 1（トラスタイプ）　(b)　Type 2（ラーメンタイプ）　(c)　Type 3（混合タイプ）

：支点　●：鋼管部材の接合部（節点）で剛結

図-6.5　鋼製透過型砂防堰堤の解析モデル（単位：mm）

表-6.1　断面の分割数による影響（Type 1 の場合）

分割数	円周方向	10	25	25	50	50	100
	板厚方向	5	2	4	2	4	2
	断面全体	50	50	100	100	200	200
最大耐力 (kN/m)		1,356.5	1,371.8	1,371.4	1,371.6	1,371.8	1,371.5
終局変位 (mm)		167.8	167.7	167.3	167.3	167.4	167.2

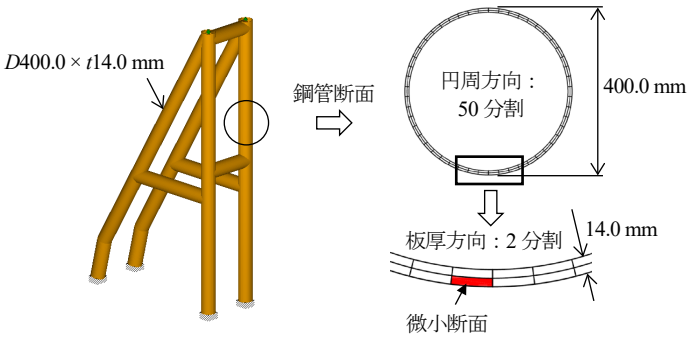


図-6.6　鋼管断面のモデル化

6.3.2　解析方法

解析は，非線形有限要素解析汎用ソフト（FORUM8. Engineer's Studio）[9]を用いて実施した．また，鋼管部材のはり要素には，第 5 章と同様にファイバーモデルを使用した．ここで，鋼管断面の分割数を設定するにあたり，分割数の違いが終局耐力および終局変位に与える影響を検討した結果（Type 1 の場合）を表-6.1 に示す．これより，断面の分割数を 100 以上，かつ円周方向の分割数を 50 以上とすると，分割数の違いによる終局耐力および終局変位の差が小さくなることがわかる．そこで，本解析では鋼管断面の分割数を 100 とし，図-6.6 に示すように鋼管断面を円周方向に 50 分割，板厚方向に 2 分割したモデルを採用した．また，要素長について，道路橋示方書[10]では，一般に部材幅（円形断面の場合は直径）を 5 分割した程度の長さを要素長とするのがよいとされていることから，本解析においても要素長を鋼管直径（400.0 mm）の 1/5（80.0 mm）程度に設定するものとした．

6.3.3　材料特性

表-6.2 に，鋼管材料の物性値を示す．解析で用いた鋼管材料は，一般構造用炭素鋼鋼管（STK490）で，弾性係数 E ，降伏強度 σ_y および引張強さ σ_{TS} はそれぞれ公称値を用いた．鋼管材料の応力－ひずみ関係は，図-6.7 に示すように道路橋示方書[10]を参考にひずみ硬化率を $E/100$（=2,000 MPa），引張側および圧縮側の降伏限界ひずみは 0.16 %，終局限界ひずみを 23.0 %とし，解析の便宜上，圧縮側および引張側とも限界ひずみは同一とした．なお，終局限界ひずみ以降は引張側および圧縮側の応力はゼロになるものとした．

ここで，鋼管材料の終局限界ひずみについて，厳密には鋼管部材の接合部となる溶接継手の破断延性も考慮した終局限界ひずみを設定する必要があると考えられるが，一般に溶接継手の溶接線に直交する荷重が作用する場合，破断は通常母材部で生じ，溶接継手の延性強度は母材と同等かそれ以上と考えられ，継手効率（＝溶接継手強度/母材強度）は 100 %とみなすことができるとされる[11]．さらに，実大の鋼管同士の溶接継手から切り出した試験片による延性強度試験においても，溶接継手は母材の引張強度以上となることが報告されている[12]．本解析では，鋼製透過型砂防堰堤の構造形状の違いによる耐荷性能の比較を主目的としていることから，ここではすべての要素を鋼管材料とみなし，溶接

表-6.2　鋼管材料の物性値

材　質	密度 γ (g/cm^3)	弾性係数 E (MPa)	降伏強度 σ_y (MPa)	引張強さ σ_{TS} (MPa)	伸び ε (%)	ひずみ硬化率 (MPa)
STK490	7.85	2.0×10^5	315	490	23.0	2.0×10^3

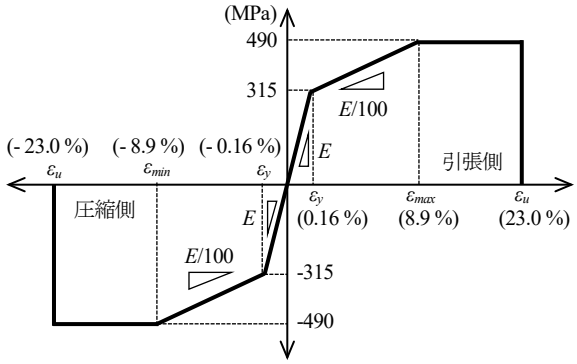
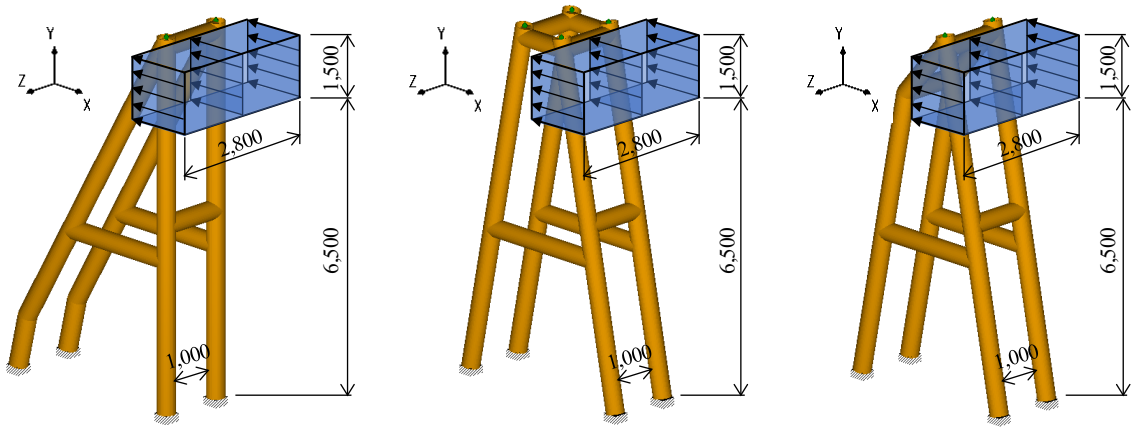


図-6.7　鋼管材料の応力－ひずみ関係



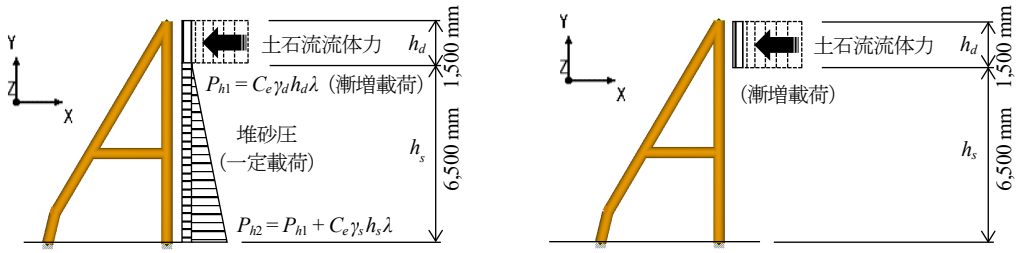
(a)　Type 1 の場合　　(b)　Type 2 の場合　　(c)　Type 3 の場合

図-6.8　増分弾塑性解析に用いる載荷モデル（土石流流体力のみ）（単位：mm）

継手を含む鋼管部材の終局限界ひずみも簡易的に鋼管材料の伸び 23.0 %に設定した.

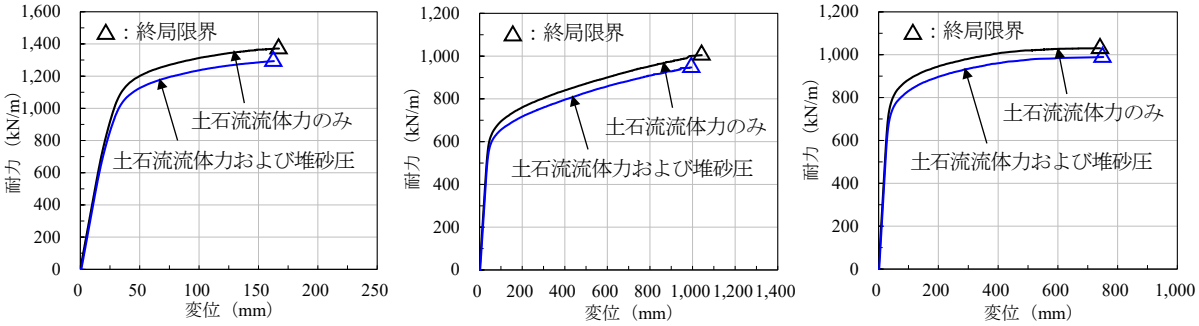
6.3.4　載荷条件

現行設計法 [1), 2)]では，現地から得られた諸条件を基に土石流流体力を算定し，土石流流体力および堆砂圧を鋼製透過型砂防堰堤に作用させるものとしている．しかし，現地条件は様々であり，統一的な設計外力は設定できない．そこで，本解析では図-6.8 に示すように土石流流体力の作用高さ h_d を実際の土石流水深（1.0 m～2.0 m 程度）を参考に h_d = 1.5 m とし，堰堤天端から部分等分布荷重として作用させ，終局耐力に至るまで土石流流体力のみを漸次増加させるものとした．ここでは，図-6.9(a)に示すような土石流流体力および堆砂圧を作用させる場合と，図-6.9(b)に示すような土石流流体力のみを作用させる場合の載荷条件についてそれぞれ計算を行い，土石流流体力を漸増載荷することによる堆砂圧の影響を事前に検証した．なお，堆砂圧は鋼製便覧 [2)]を参考に，一般的な値を用いて図-6.9(a)に示すように $P_{h1} = C_e \gamma_d h_d \lambda$ および $P_{h2} = P_{h1} + C_e \gamma_s h_s \lambda$（ただし，$P_{h1}$：土石流の上載による土圧，$P_{h2}$：堆砂圧の合計，$C_e$：土圧係数 0.30，$\gamma_d$：土石流の単位体積重量 15.90 kN/m^3，h_d：土石流水深 1.50 m，γ_s：堆



(a)　土石流流体力および堆砂圧の場合　　(b)　土石流流体力のみの場合

図-6.9　増分弾塑性解析における載荷条件の検討



(a)　Type 1 の場合　　(b)　Type 2 の場合　　(c)　Type 3 の場合

図-6.10　堆砂圧の影響（耐力－頂部変位関係）

表-6.3　終局耐力および終局変位に与える堆砂圧の影響

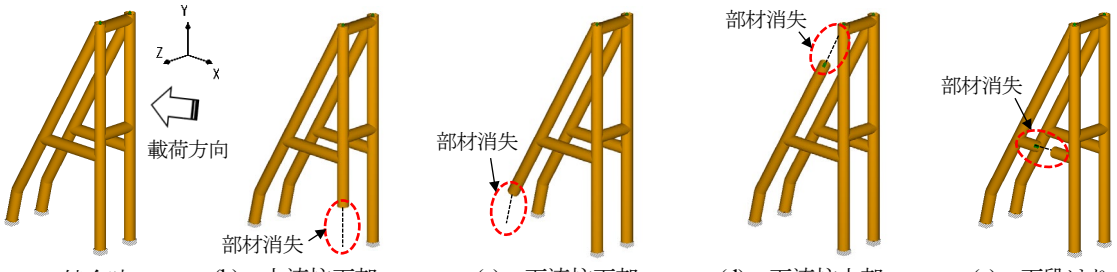
作　用	Type 1		Type 2		Type 3	
	終局耐力 (kN/m)	終局変位 (mm)	終局耐力 (kN/m)	終局変位 (mm)	終局耐力 (kN/m)	終局変位 (mm)
土石流流体力および堆砂圧 (*A*)	1,293.0	163.0	947.4	999.1	989.1	752.0
土石流流体力のみ (*B*)	1,371.6	167.3	1,004.8	1,043.6	1,029.8	741.4
比率　*A*/*B* (%)	94.3	97.4	94.3	95.7	96.0	101.4

砂土の単位体積重量 15.30 kN/m^3，h_s：堆砂高 6.50 m，λ：荷重分担幅 1.40 m（図-6.5 に示す柱部材間隔で，柱部材純間隔と鋼管径の合計)）として求め，一定載荷とした．

図-6.10(a), (b)および(c)に，それぞれ Type 1, 2 および Type 3 の堆砂圧の影響（耐力－頂部変位関係）を示す．各タイプの終局耐力および終局変位は表-6.3 に示すとおりで，堆砂圧が終局耐力および終局変位に与える影響は，各タイプとも終局耐力で約 4.0～6.0 %，終局変位で約 1.0～4.0 %程度であった．よって，本研究の目的から判断して堆砂圧の影響は小さいものと考え，以降の解析では，計算モデルの簡素化および計算効率を考慮して，図-6.9(b)のような土石流流体力のみを作用させる載荷条件を採用するものとした．

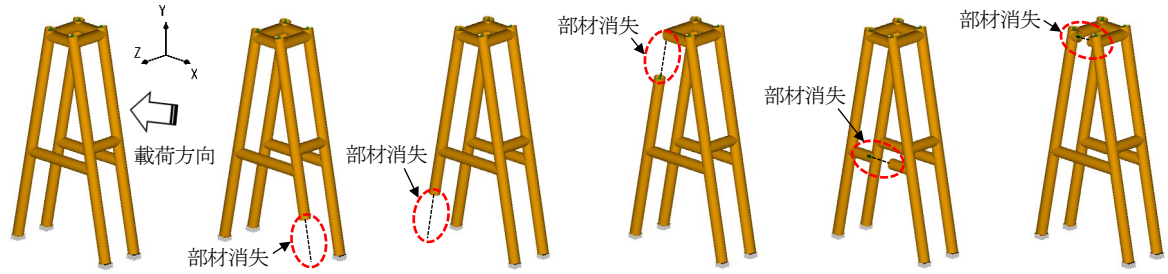
6.3.5　解析ケース

図-6.11, 6.12 および図-6.13 に，正面載荷におけるそれぞれ Type 1, 2 および Type 3 の健全時および部材消失を想定した解析モデルを示す．正面載荷では，図-6.5 に示した健全時の鋼製透過型砂防堰堤モデル（Type 1, 2 および Type 3）の 3 ケースに加え，部材消失を想定した堰堤モデル 14 ケース（Type 1 で 4 ケース，Type 2 および Type 3 でそれぞれ 5 ケース）を設定した．すなわち，部材消失後の解析モ



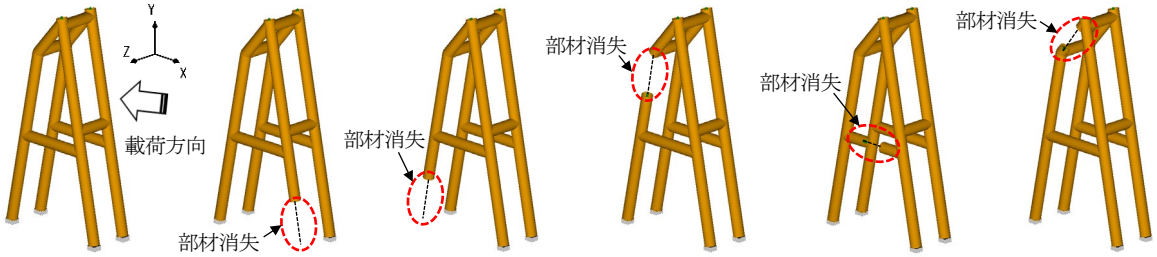
(a) 健全時　(b) 上流柱下部消失　(c) 下流柱下部消失　(d) 下流柱上部消失　(e) 下段はり消失

図-6.11　正面載荷における健全時および部材消失を想定した解析モデル（Type 1）



(a) 健全時　(b) 上流柱下部消失　(c) 下流柱下部消失　(d) 下流柱上部消失　(e) 下段はり消失　(f) 上段はり消失

図-6.12　正面載荷における健全時および部材消失を想定した解析モデル（Type 2）



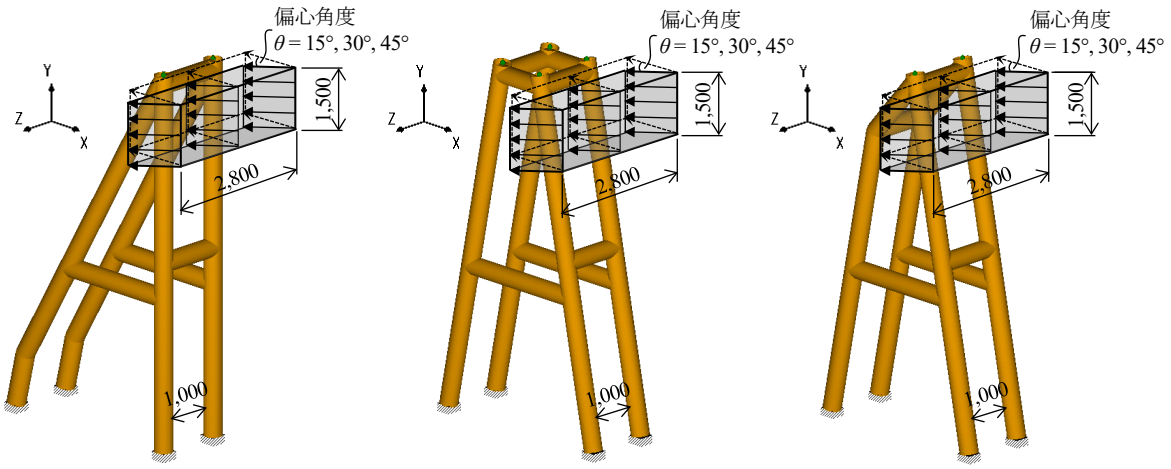
(a) 健全時　(b) 上流柱下部消失　(c) 下流柱下部消失　(d) 下流柱上部消失　(e) 下段はり消失　(f) 上段はり消失

図-6.13　正面載荷における健全時および部材消失を想定した解析モデル（Type 3）

デルは，写真-6.1 に示すような部材単体が破損する事例を参考に，部材破損（ここでは部材消失）位置が構造全体の耐荷性能に与える影響を検討するため，鋼製透過型砂防堰堤モデルのある 1 部材（柱部材あるいははり部材）が消失する場合を設定した．

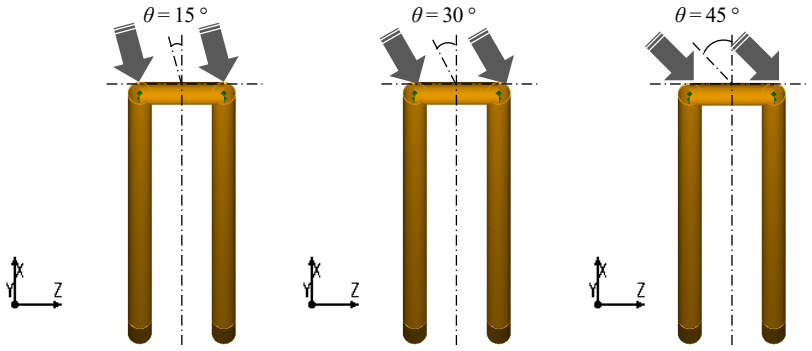
図-6.14 および図-6.15 に，偏心載荷における載荷条件および解析モデル（土石流流体力の載荷方向）をそれぞれ示す．偏心載荷では，偏心角度の違いによる耐荷性能を評価するため，鋼製透過型砂防堰堤モデル 3 ケース（Type 1, 2 および Type 3）について，偏心角度をそれぞれ $\theta = 15°$，$30°$および $45°$ の 3 ケースを設定した．

よって，解析ケースは表-6.4 に示すように，正面載荷の部材消失前（健全時）の解析モデル 3 ケース，部材消失後の 14 ケース，および偏心載荷 9 ケースの計 26 ケースである．



(a)　Type 1 の場合　　(b)　Type 2 の場合　　(c)　Type 3 の場合

図-6.14　偏心載荷に用いる載荷条件（土石流流体力のみ）（単位：mm）



(a)　偏心角度 15 °　　(b)　偏心角度 30 °　　(c)　偏心角度 45 °

図-6.15　土石流流体力の偏心載荷方向（平面図）

表-6.4　解析ケース

	正面載荷	偏心載荷
Type 1	健全時	偏心角度：θ = 15 °, 30 °, 45°
	部材消失後 上流側柱部材：下部 下流側柱部材：下部，上部 はり部材：下段	—
Type 2	健全時	偏心角度：θ = 15 °, 30 °, 45°
	部材消失後 上流側柱部材：下部 下流側柱部材：下部，上部 はり部材：下段，上段	—
Type 3	健全時	偏心角度：θ = 15 °, 30 °, 45°
	部材消失後 上流側柱部材：下部 下流側柱部材：下部，上部 はり部材：下段，上段	—

6.3.6　正面載荷に対する耐荷性能評価

（1）健全時における耐力－頂部変位関係

図-6.16 に，正面載荷を受ける鋼製透過型砂防堰堤の健全時における Type 1, 2 および Type 3 の耐力－頂部変位関係を示す．ここでの変位は，各タイプとも構造物頂部の水平変位（X 軸方向の変位）を示し，図中の○印は 1 つの部材要素が降伏限界ひずみに達した時点（弾性限界耐力 F_0 および弾性限界変位 δ_0），△印は 1 つの部材要素が終局限界ひずみに達した時点（終局耐力 F_u および終局変位 δ_u）をそれぞれ示している．各タイプのそれぞれの耐力および頂部変位は，表-6.5 に示すとおりである．これより，終局耐力 F_u は，Type 1 が最も大きく，次いで Type 3，Type 2 の順となる．一方，終局変位 δ_u は，Type 2 が最も大きく，次いで Type 3，Type 1 の順となる．なお，終局限界時における終局変位率（＝終局変位 δ_u/鋼製高さ H）を算定すると，Type 1 で δ_u/H = 2.09 %，Type 2 で 13.05 %，Type 3 で 9.27 %となった．これより，Type 2 は Type 1 の約 6.2 倍，Type 3 の約 1.4 倍の変形性能を有することが認められた．つまり，Type 1 は，耐力は大きいが，変形性能は小さい構造形状であり，Type 2 は，耐力は他のタイプに比べて小さいが，変形性能に優れた構造形状であるといえる．一方，Type 3 は Type 1 と Type 2 の中間的な挙動を示す構造形状であるということができる．なお，この傾向は第 5 章で示した 2 次元の骨組モデルと同様である．

（2）健全時における終局限界時の損傷メカニズム

図-6.17 に，Type 1, 2 および Type 3 の正面載荷の健全時における終局限界時の損傷メカニズムをそれぞれ示す．Type 1 の場合，図-6.17(a)に示すように下流側柱部材の根元付近の鋼管が圧縮限界ひずみに達し，終局限界状態になる．一方，Type 2 の場合は，図-6.17(b)に示すように上下流の柱部材と下段はり部材の接合部付近のはり部材の鋼管が圧縮限界ひずみに達して終局限界状態になり，Type 3 の場合では，図-6.17(c)に示すように下流側柱部材と上段斜材の接合部付近の柱部材鋼管が圧縮限界ひずみに達して終局限界状態となった．

これらより，フレーム形状の違いによりそれぞれの外力（ここでは，土石流流体力）に対する抵抗メカニズムが異なることが確認された．すなわち，健全時における終局時の損傷メカニズムは，第 5 章の 2 次元の骨組モデルと同様に，Type 1 は外力の作用を主として下流側柱部材で抵抗し，軸力が下流側柱部材に大きく作用する．Type 2 では，外力に対して構造全体の変位で抵抗し，上下流の柱部材

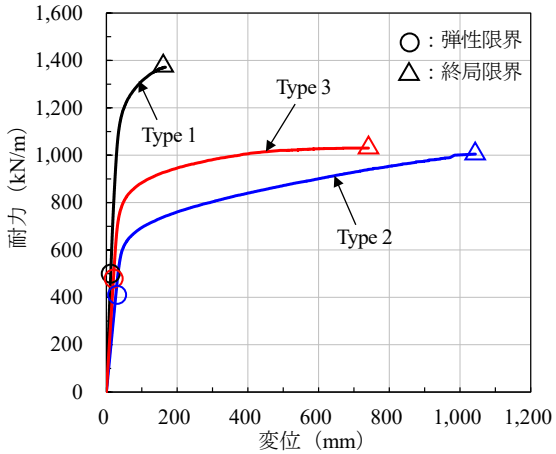
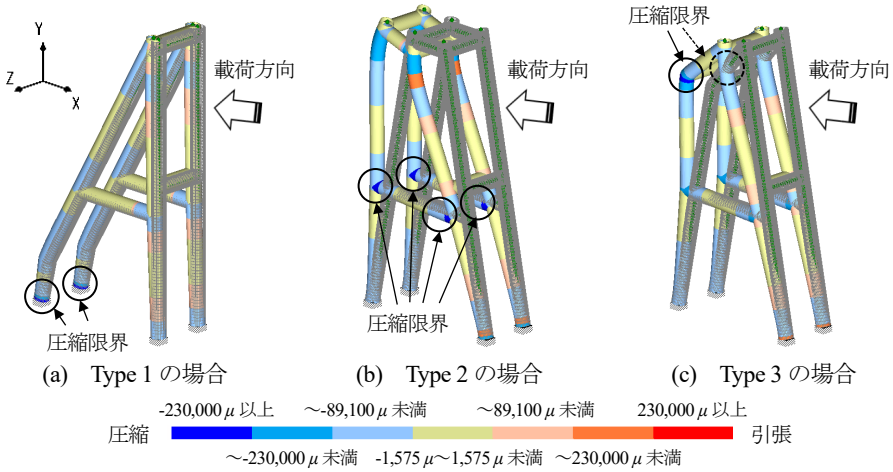


図-6.16　正面載荷の健全時における耐力－頂部変位関係

表-6.5　正面載荷の健全時における耐力と頂部変位

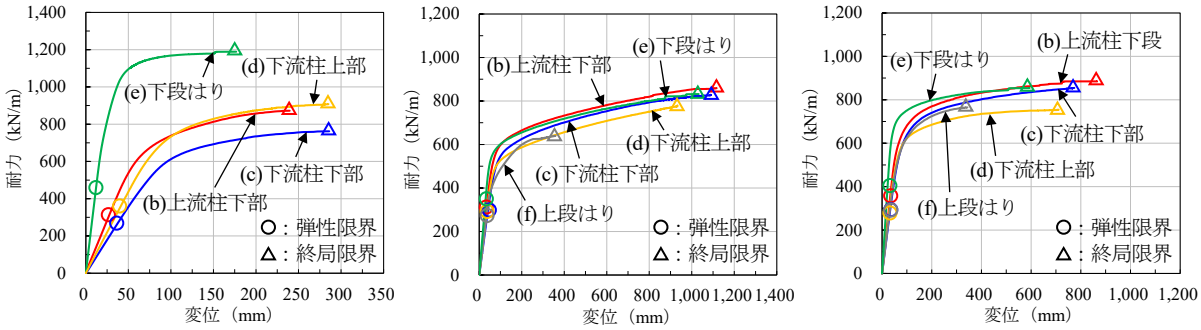
項　目	Type 1	Type 2	Type 3
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)	507.4	412.1	488.0
弾性限界変位 δ_0 (mm)	12.6	26.8	21.1
終局耐力 F_u (kN/m)	1,371.6	1,004.8	1,029.8
終局変位 δ_u (mm)	167.3	1,043.6	741.4
終局変位率※ (%)	2.09	13.05	9.27

※ 終局変位率＝終局変位 δ_u/鋼製高さ H（8,000 mm）×100



(a) Type 1 の場合　(b) Type 2 の場合　(c) Type 3 の場合

図-6.17　正面載荷の健全時における終局限界時の損傷メカニズム



(a) Type 1 の場合　(b) Type 2 の場合　(c) Type 3 の場合

（図中の括弧内の記号は，図-6.11, 6.12 および図-6.13 における解析モデルをそれぞれ示す．）

図-6.18　正面載荷の部材消失後における耐力－頂部変位関係

に主として曲げが作用する．一方，Type 3 は Type 2 と同様に外力を構造全体の変位で抵抗するが，上下流の柱部材を連結する斜材により軸力が作用し，主として曲げと軸力によって外力に抵抗していることが認められた．

なお，本解析では各構造タイプの大略的な耐荷性能を把握することを主目的として，前述したようにはり要素のみによる骨組解析において鋼管部材の接合部（溶接継手）も鋼管材料と同じ終局限界ひずみに設定したが，接合部付近や支点となる根元付近の鋼管で終局限界ひずみに達していることから，今後，さらに詳細な終局限界ひずみの設定や，局部座屈（断面変形）等を考慮した接合部のモデル化などの検討が必要であると考える．

（3）部材消失後における耐力－頂部変位関係

図-6.18 に，正面載荷の部材消失後における Type 1, 2 および Type 3 の耐力－頂部変位関係をそれぞれ示す．ここで，図中の○印は 1 つの部材要素が降伏限界ひずみに達した時点（弾性限界），△印は終局限界ひずみに達した時点（終局限界）をそれぞれ示している．各ケースにおけるそれぞれの弾性限界耐力および弾性限界変位と終局耐力および終局変位は，表-6.6 に示すとおりである．まず，図-6.18(a) の Type 1 の場合，図-6.11(e)に示す下段のはり部材が消失したケースの終局耐力（1,188.9 kN/m）が最も大きく，消失位置が図-6.11(c)の下流側柱部材下部のケース（762.3 kN/m）が最も小さい．すなわち，Type 1 では下流側柱部材の下部が消失危険部材（当該部材の消失によって耐力低下が著しくなる部材

表-6.6　正面載荷の部材消失後における耐力と頂部変位

	項　目	柱部材消失			はり部材消失	
		(b) 上流側下部	(c) 下流側下部	(d) 下流側上部	(e) 下段	(f) 上段
Type 1	弾性限界耐力 F_0 (kN/m)	311.2	276.1	364.8	456.1	－
	弾性限界変位 δ_0 (mm)	27.5	38.6	41.7	12.0	－
	終局耐力 F_u (kN/m)	872.0	762.3	907.7	1,188.9	－
	終局変位 δ_u (mm)	239.6	286.0	285.2	176.8	－
Type 2	弾性限界耐力 F_0 (kN/m)	317.3	280.4	277.6	343.2	247.8
	弾性限界変位 δ_0 (mm)	35.5	38.7	34.4	29.8	30.7
	終局耐力 F_u (kN/m)	859.0	828.5	785.6	832.1	638.7
	終局変位 δ_u (mm)	1,116.8	1,090.8	933.0	1,032.5	353.2
Type 3	弾性限界耐力 F_0 (kN/m)	350.7	299.4	281.9	407.0	285.1
	弾性限界変位 δ_0 (mm)	32.6	33.6	28.4	22.7	30.6
	終局耐力 F_u (kN/m)	895.3	854.7	754.5	854.8	764.9
	終局変位 δ_u (mm)	887.6	774.1	717.3	592.3	343.6

注）括弧内の記号は，図-6.11, 6.12 および図-6.13 における解析モデルをそれぞれ示す.

のことで，以下，危険部材と称す）であることがわかる．一方，Type 2 の場合，図-6.18(b)に示すように図-6.12(b)に示す上流側柱部材の下部が消失したケースの終局耐力（859.0 kN/m）が最も大きく，図-6.12(f)の上段のはり部材が消失したケース（638.7 kN/m）が最も小さい．すなわち，Type 2 では上下流の柱部材を連結する上段のはり部材が危険部材であることがわかる．Type 3 の場合では，図-6.18(c)に示すようにどのケースも耐力低下が小さく，そのなかで図-6.13(d)の下流側柱部材の上部が消失したケース（754.5 kN/m）および図-6.13(f)の上段のはり部材が消失したケース（764.9 kN/m）の終局耐力が小さくなる．つまり，Type 3 では，構造物の上部に配置された下流側柱部材上部および上段はり部材が危険部材であることが認められた.

（4）部材消失後における終局限界時の損傷メカニズム

図-6.19, 6.20 および図-6.21 に，Type 1, 2 および Type 3 の部材消失後における終局限界時の損傷メカニズムをそれぞれ示す．まず，図-6.19 に示す Type 1 の場合，部材消失後の終局耐力が最大となるのは，図-6.19(e)の下段はり部材が消失したケースで，終局耐力が最小となるのは図-6.19(c)の下流側柱部材の下部（危険部材）が消失したケースとなるが，いずれも下流側柱部材の根元付近の鋼管が圧縮限界ひずみに達し，終局限界状態になることがわかる.

一方，図-6.20 に示す Type 2 の場合は，終局耐力の最大時は，図-6.20(b)に示す上流側柱部材の下部が消失したケースで，残存している他方の上流側柱部材の根元付近の鋼管が引張限界ひずみに達し，終局限界状態になる．また，終局耐力の最小時は図-6.20(f)の上段はり部材（危険部材）が消失したケースで，残存している他方の上段はり部材の鋼管が圧縮限界ひずみに達し，終局限界状態となった.

図-6.21 に示す Type 3 の場合では，終局耐力が最大となるのは，図-6.21(b)の上流側柱部材の下部が消失したケースで，Type 2 と同様に残存している他方の上流側柱部材の根元付近の鋼管が引張限界ひずみに達し，終局限界状態となっている．また，終局耐力が最小となるのは，図-6.21(d)の下流側柱部材の上部（危険部材）が消失したケースで，残存している他方の下流側柱部材の上部の鋼管が圧縮限界ひずみに達し，終局限界状態となることが認められた.

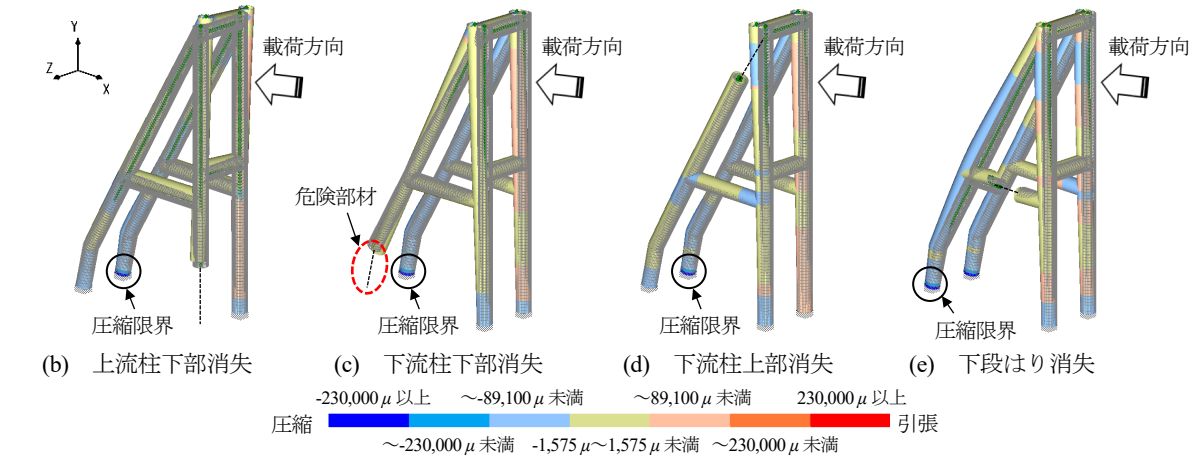


図-6.19　正面載荷の部材消失後における終局限界時の損傷メカニズム（Type 1）

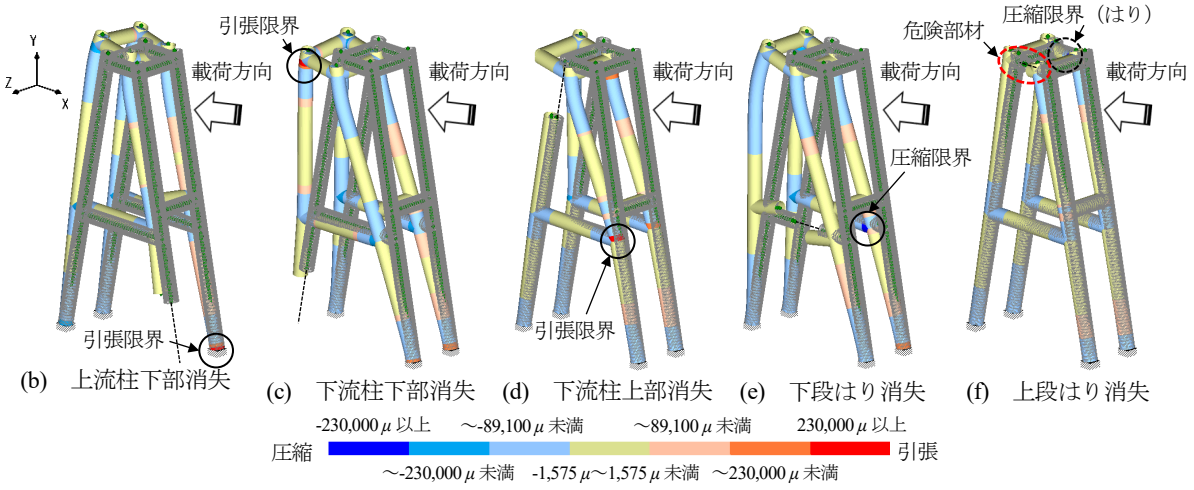


図-6.20　正面載荷の部材消失後における終局限界時の損傷メカニズム（Type 2）

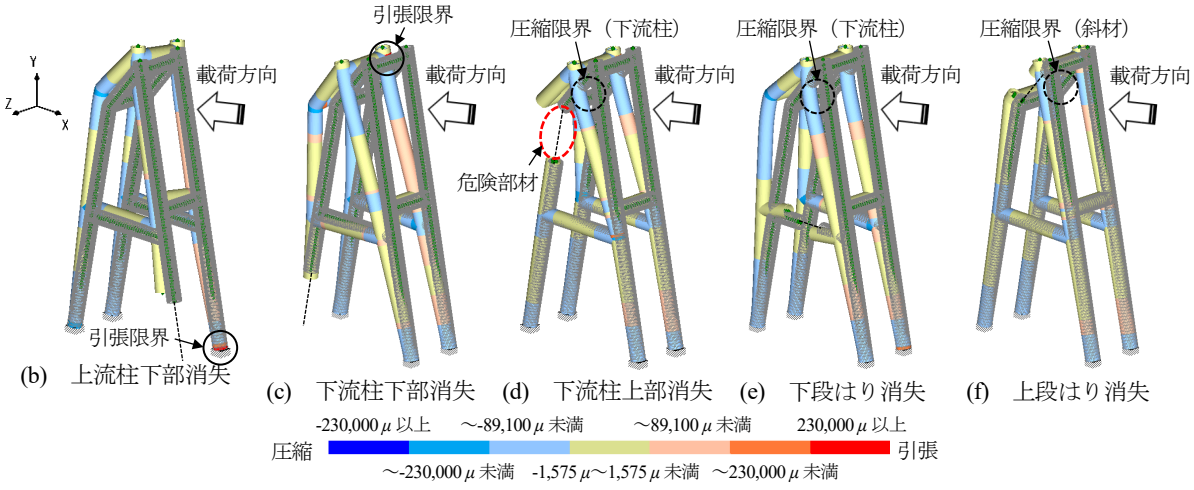


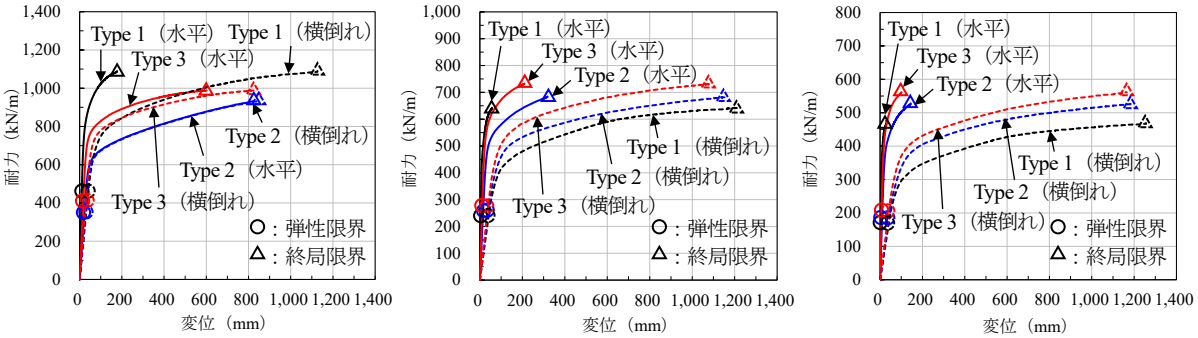
図-6.21　正面載荷の部材消失後における終局限界時の損傷メカニズム（Type 3）

6.3.7　偏心載荷に対する耐荷性能評価

（1）耐力－頂部変位関係

図-6.22 に，偏心載荷における耐力－頂部変位関係を示す．図-6.22(a), (b)および(c)は，偏心角度がそれぞれ $\theta=15°$，$\theta=30°$および $\theta=45°$の場合の耐力－頂部変位関係で，図中の○印は弾性限界，△印は終局限界に達した時点をそれぞれ示している．各タイプにおける弾性限界耐力 F_0，弾性限界水平変位 δ_{01} および横倒れ変位 δ_{02}，終局耐力 F_u，終局水平変位 δ_{u1} および横倒れ変位 δ_{u2} の値は，表-6.7 に示すとおりである．ここで，水平変位とは X 軸方向の変位をいい，横倒れ変位とは Z 軸方向の変位をいう．これより，各タイプとも偏心角度が大きくなると，耐力は低下することがわかる．また，変位はすべての偏心角度において，各タイプとも水平変位 δ_{u1} より横倒れ変位 δ_{u2} のほうが大きくなる．これは，図-6.5 に示す堰堤モデルが，正面載荷を対象とした構造形状であり，偏心載荷を対象とした構造形状となっていないためと考えられる．

各タイプの終局耐力 F_u は，図-6.22(a)の偏心角度 $\theta=15°$では，Type 1 が最も大きく，次いで Type 3, Type 2 の順となる．一方，図-6.22(b), (c)に示すように偏心角度がそれぞれ $\theta=30°$，$45°$と大きくなると，Type 3（$\theta=30°$で $F_u=732.5$ kN/m，$\theta=45°$で $F_u=561.5$ kN/m）が最も大きく，次いで Type 2（$\theta=30°$で $F_u=684.3$ kN/m，$\theta=45°$で $F_u=530.8$ kN/m）となり，Type 1（$\theta=30°$で $F_u=641.8$ kN/m，$\theta=45°$で $F_u=477.8$ kN/m）が最も小さくなる．つまり，Type 1 は正面載荷や偏心角度が小さい場合（偏心角度 $\theta=15°$ ）における耐力は大きいが，偏心角度が大きくなる（偏心角度 $\theta=30°$，$45°$）と終局耐力は小さくなる構造形状であることがわかる．一方，Type 3 は正面載荷では Type 1 と Type 2 の中間的な挙動を示したが，偏心角度が大きい場合（偏心角度 $\theta=30°$，$45°$）に対しては，最も耐力を有する構造形状であることが認められた．



(a)　偏心角度 $\theta=15°$　　(b)　偏心角度 $\theta=30°$　　(c)　偏心角度 $\theta=45°$

図-6.22　偏心載荷の耐力－頂部変位関係

表-6.7　偏心載荷における耐力と頂部変位

タイプ	Type 1			Type 2			Type 3		
偏心角度 θ（°）	15	30	45	15	30	45	15	30	45
弾性限界耐力 F_0 (kN/m)	424.3	243.2	172.0	375.4	263.9	186.9	421.5	285.8	208.7
弾性限界水平変位 δ_{01} (mm)	9.4	4.3	2.1	24.2	15.7	9.4	17.7	11.1	7.0
弾性限界横倒れ変位 δ_{02} (mm)	37.9	41.0	42.0	30.3	40.4	41.4	30.7	40.2	41.7
終局耐力 F_u (kN/m)	1,089.9	641.8	477.8	930.7	684.3	530.8	987.9	732.5	561.5
終局水平変位 δ_{u1} (mm)	177.3	57.9	29.2	820.8	318.5	144.7	601.5	210.0	101.3
終局横倒れ変位 δ_{u2} (mm)	1,126.5	1,219.2	1,256.6	838.7	1,160.7	1,190.4	823.8	1,094.4	1,165.7

（2）終局限界時の損傷メカニズム

図-6.23, 6.24 および図-6.25 に，Type 1, 2 および Type 3 の偏心載荷（θ = 15 °, 30 °および 45 °の場合）における終局限界時の損傷メカニズムをそれぞれ示す.

Type 1 の場合，図-6.23(a)および(b)に示すように偏心角度 15 °および 30 °では，上流側柱部材の根元付近（横倒れ方向と逆側）の鋼管が引張限界ひずみに達して終局限界状態となる．一方，図-6.23(c)に示す偏心角度 45 °では，上流側柱部材同士を連結するはり部材が引張限界ひずみに達し，終局限界状態になることが認められた.

Type 2 の場合も Type 1 と同様に，図-6.24(a)および(b)に示す偏心角度 15 °および 30 °では，上流側柱部材の根元付近（横倒れ方向と逆側）の鋼管が引張限界ひずみに達し，図-6.24(c)の偏心角度 45 °では上流側柱部材同士を連結するはり部材が引張限界ひずみに達して終局限界状態になる.

一方，Type 3 の場合，図-6.25(a)に示す偏心角度 15 °では，図-6.17(c)に示す正面載荷の健全時と同様な損傷メカニズムとなり，下流側柱部材と上段斜材の接合部付近の柱部材鋼管が圧縮限界ひずみに達して終局限界状態となった．しかし，図-6.25(b)および(c)に示す偏心角度 30 °および 45 °の場合では，Type 1 および 2 の偏心角度 15 °および 30 °の場合と同様に，上流側柱部材の根元付近（横倒れ方向と逆側）の鋼管が引張限界ひずみに達して終局限界状態となることがわかる．つまり，偏心載荷では偏心角度が大きくなるにつれ, 各タイプとも横倒れによる引張作用が大きく影響することが確認された.

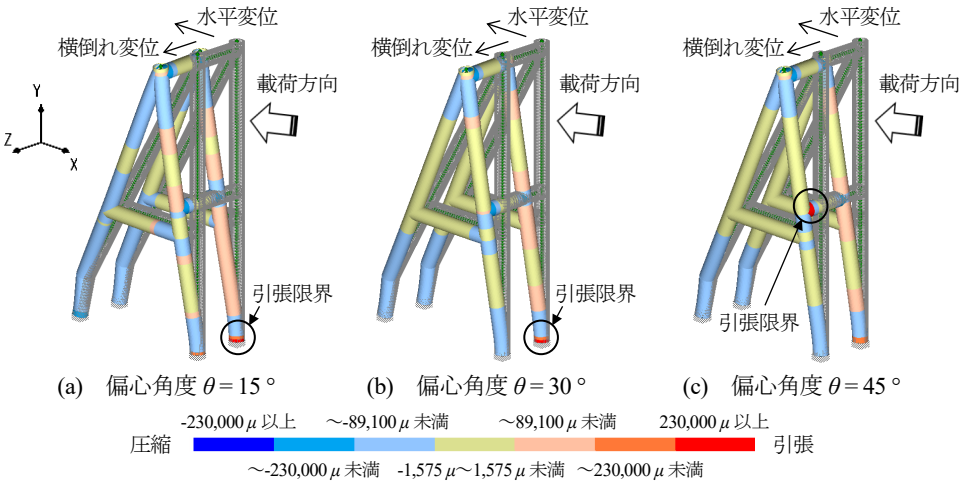


図-6.23　偏心載荷における終局限界時の損傷メカニズム（Type 1）

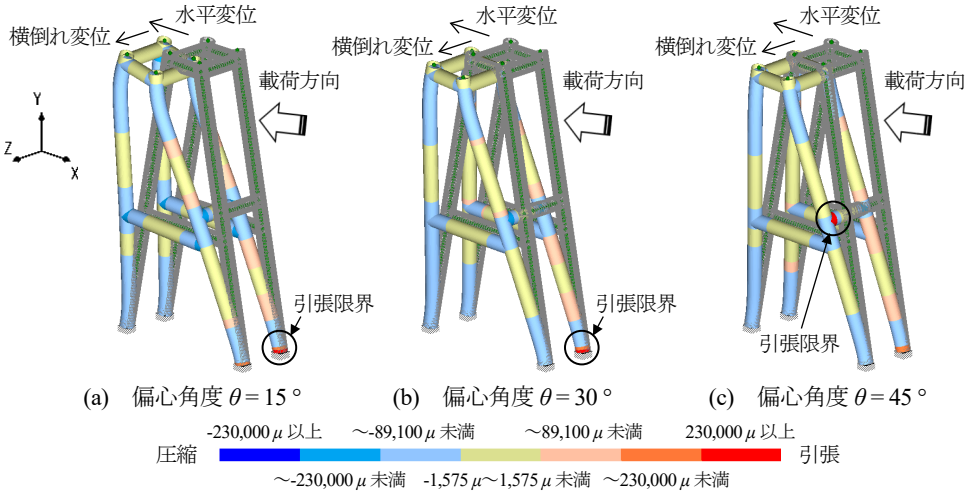


図-6.24　偏心載荷における終局限界時の損傷メカニズム（Type 2）

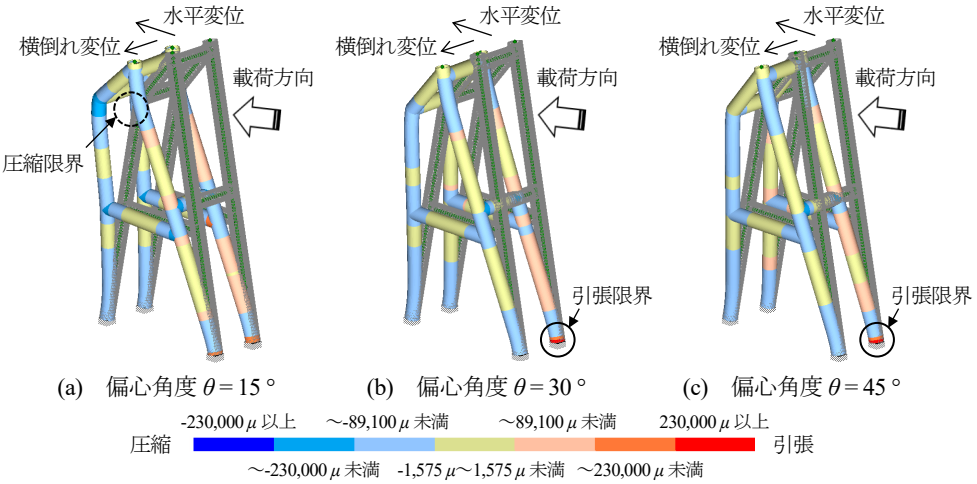


図-6.25　偏心載荷における終局限界時の損傷メカニズム（Type 3）

6.4　鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーの定量的評価

6.4.1　健全時の余剰耐力評価

図-6.16 の縦軸の耐力を各タイプの弾性限界耐力 F_0 で除した耐力係数－頂部変位関係を図-6.26 に示す．ここでは，前述のとおり弾性限界耐力を設計外力相当とみなし，式(6.1)により健全時の余剰耐力を評価する RS 値を算出すると，表-6.8 のようになる．これより，RS 値は Type 1（RS = 2.70）が最も大きく，次いで Type 2（RS=2.44）となり，Type 3（RS=2.11）が最も小さくなる．つまり，Type 1 は終局耐力および健全時の余剰耐力ともに最も大きいことがわかる．一方，Type 2 の場合，図-6.16 に示す終局耐力は Type 3 に比べて小さいが，余剰耐力は Type3 より大きいことが定量的に明らかになった．また，Type 3 の場合，図-6.16 に示すように終局耐力および終局変位は Type 1 と Type 2 の中間的な挙動を示しているが，弾性限界耐力 F_0（488.0 kN/m）が大きいため，終局耐力係数（α_u = 2.11）が Type 2（α_u = 2.44）に比べて小さくなり，健全時の余剰耐力も小さい値となることが認められた．

6.4.2　部材消失後の残存耐力評価

図-6.27(a), (b)および(c)に，図-6.18 に示す Type 1, 2 および Type 3 の部材消失後の耐力－頂部変位関係において，縦軸の耐力を健全時の弾性限界耐力 F_0 で除した耐力係数－頂部変位関係をそれぞれ示す．すなわち，ここでの各タイプの耐力係数 α は，健全時の弾性限界耐力係数を α_0=1.0 として示して

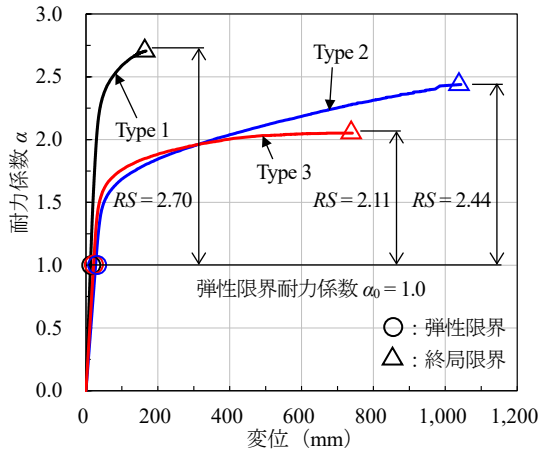
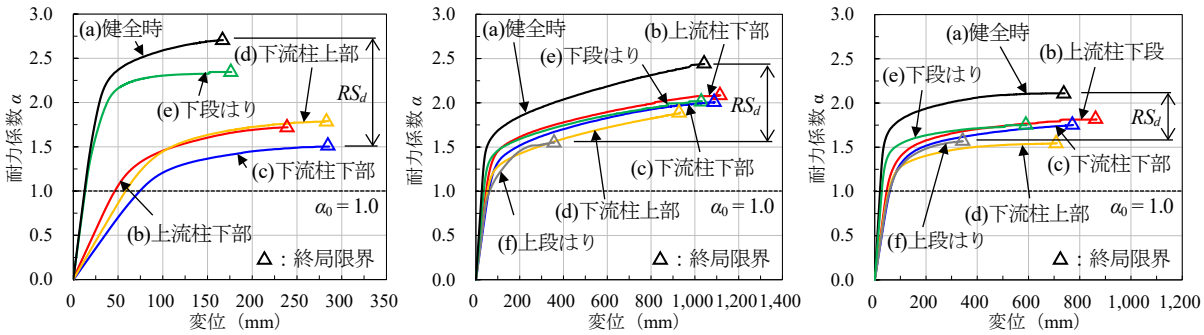


図-6.26　正面載荷の健全時における
耐力係数－頂部変位関係

表-6.8　健全時の余剰耐力評価

項　目	Type 1	Type 2	Type 3
弾性限界耐力係数 α_0	1.00	1.00	1.00
終局耐力係数 α_u	2.70	2.44	2.11
余剰耐力比 $RS=\alpha_u/\alpha_0$	2.70	2.44	2.11



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

（図中の括弧内の記号は，図-6.11, 6.12 および図-6.13 における解析モデルをそれぞれ示す．）

図-6.27　正面載荷の部材消失後における耐力係数－頂部変位関係

表-6.9　部材消失後の残存耐力評価

	項　目	(a) 健全時	柱部材消失			はり部材消失	
			(b) 上流側下部	(c) 下流側下部	(d) 下流側上部	(e) 下段	(f) 上段
Type 1	終局耐力係数 α_u および α_{ud}	2.70	1.72	1.50	1.79	2.34	－
	残存耐力比 $RS_d=\alpha_{ud}/\alpha_u$	1.00	0.64	0.56	0.66	0.87	－
Type 2	終局耐力係数 α_u および α_{ud}	2.44	2.08	2.01	1.91	2.02	1.55
	残存耐力比 $RS_d=\alpha_{ud}/\alpha_u$	1.00	0.85	0.82	0.78	0.83	0.64
Type 3	終局耐力係数 α_u および α_{ud}	2.11	1.83	1.75	1.55	1.75	1.57
	残存耐力比 $RS_d=\alpha_{ud}/\alpha_u$	1.00	0.87	0.83	0.73	0.83	0.74

いる．つまり，ここでは各タイプにおいて，健全時に対する部材損傷後の影響を示している．ここで，式(6.2)により部材消失後の残存耐力を評価する RS_d 値を算出すると，表-6.9 のようになる．これより，各タイプの RS_d の最小値を比較すると Type 1（$RS_d=0.56$）が最も小さく，次いで Type 2（$RS_d=0.64$），Type 3（$RS_d=0.73$）の順となる．つまり，耐力低下に起因する部材消失位置は各タイプでそれぞれ異なるものの，部材消失後の残存耐力比は全般的に Type 3 が大きく，Type 1 が小さくなる．すなわち，Type 1 は健全時の余剰耐力は大きいが，部材消失後の耐力低下が大きい構造形状であることがわかる．一方，Type 2 および Type 3 は，健全時の余剰耐力は Type 1 に比べて小さいが，部材消失後の耐力低下が小さく，特に Type 3 は部材消失後のリダンダンシーに優れた構造形状であるということができる．

6.4.3　部材指数と余剰耐力評価の関係

ここでは，片出ら [4]が提案した鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシー評価と本章で定義したリダンダンシー（余剰耐力評価）の関係について検討する．鋼製便覧 [2]では，片出ら [4]の研究を参考にリダンダンシーの目安として立体骨組構造における不静定次数 I および部材指数 MI を次式により算定し，部材指数 MI が大きいほどリダンダンシーが大きいと評価している．

$$I = 6m - (6n - k) \tag{6.4a}$$

$$MI = \frac{I}{6} \tag{6.4b}$$

ただし，m : 部材数，n : 総節点数，k : 総節点のうち固定された自由度の和（完全固定の場合 6），MI : 部材指数（鋼製便覧 [2]では $R=I/6$ と記載しているが，ここでは R を MI（*Member Index*）と表記した）．

ここで，図-6.5 に示す 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルを図-6.28 に示すような部材と節点で簡易的に模擬し，それぞれの部材指数 MI を式(6.4a)および式(6.4b)を用いて算出すると表-6.10 のようになる．これより，リダンダンシーの目安とされている部材指数 MI は，Type 2 および Type 3 が $MI=7$ で同等となり，Type 1 は $MI=6$ で最も小さいと評価される．そこで，図-6.29(a)に示す通常の Type 1（通常タイプ）に対し，図-6.29(b)に示すように下流柱部材を連結するはり部材を 1 本増加した Type 1（部材増

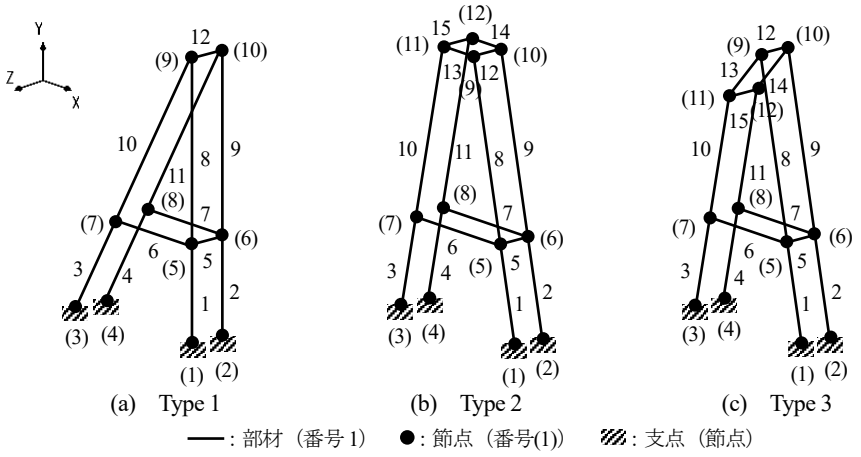


図-6.28　部材指数算定モデル

表-6.10　鋼製便覧 [2]による部材指数の評価

	部材数 m	総節点数 n	自由度の和 k	不静定次数 I	部材指数 MI
Type 1	12	10	24	36	6
Type 2	15	12	24	42	7
Type 3	15	12	24	42	7

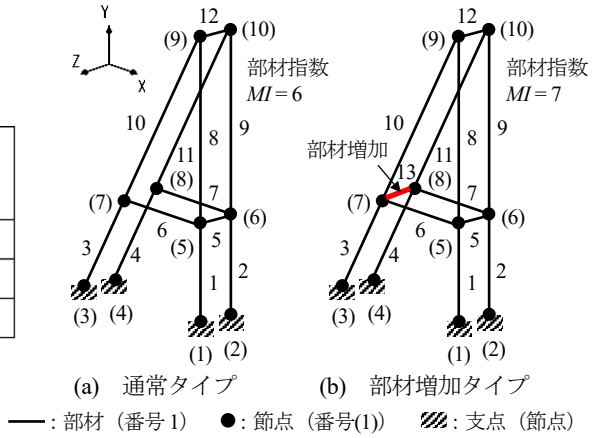


図-6.29　検討モデル（Type 1）

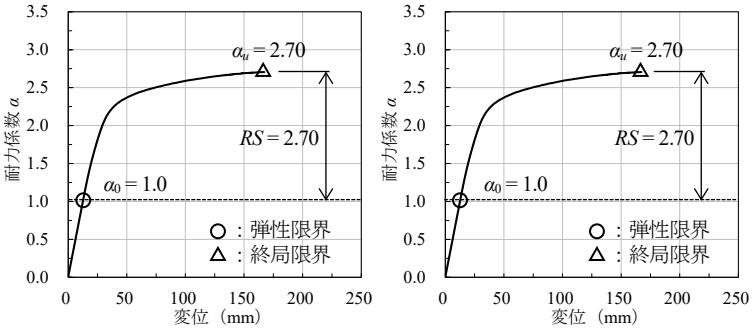


図-6.30　部材増加による耐力係数－頂部変位関係の比較

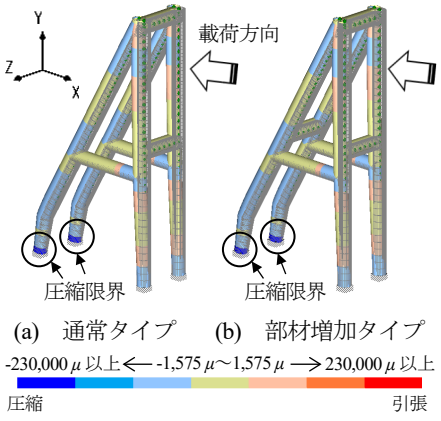


図-6.31　損傷メカニズムの比較

加タイプ）について，増分弾塑性解析をそれぞれ行い，耐力係数－頂部変位関係を求めると図-6.30 のようになる．これより，図-6.30(b)の部材増加タイプは図-6.30(a)の通常タイプと同様な挙動を示し，両者とも余剰耐力比は $RS=\alpha_u/\alpha_0=2.70$ で，部材を増加しても変化しない．つまり，増加したはり部材は構造物の耐力に寄与していない部材であることがわかる．また，図-6.31 にそれぞれの終局限界時における損傷メカニズムを示すが，図-6.31(a)の通常タイプ，図-6.31(b)の部材増加タイプともに下流側柱部材の根元が圧縮限界ひずみに達しており，損傷形態も同様である．しかし，部材指数 MI をみると，

図-6.29(a)に示す通常タイプは $MI = 6$，図-6.29(b)に示す部材増加タイプは $MI = 7$ となり，部材を増加することにより大きくなる．この値は，Type 2 および Type 3 と同値であり，部材指数 MI でリダンダンシーを評価すると，すべてのタイプが同等であると評価されることとなる．

一方，健全時の余剰耐力評価（リダンダンシー評価）は先に述べたとおり，Type 1 が最も大きく，次いで Type 2，Type 3 の順に小さくなり，鋼製便覧 2)の部材指数によるリダンダンシーの評価（Type 1：$MI = 6$，Type 2：$MI = 7$，Type 3：$MI = 7$）と異なる結果となる．これは，鋼製便覧 2)では部材指数 MI を部材数と節点数のみで評価しており，使用している鋼管部材の仕様（例えば，鋼管径や板厚の影響）や構造安全性（耐力）に寄与する部材の配置などを考慮していないためである．ここで，不静定次数に基づくリダンダンシーの評価は，必ずしも十分ではないことが文献 8)にも示されており，本検討の結果からも不静定次数に依存する部材指数 MI だけでは鋼製透過型砂防堰堤が有する余剰耐力を評価できないといえる．よって，鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシーの評価にあたっては，部材指数 MI（不静定次数）による評価ではなく，余剰耐力比 RS（$=\alpha_u/\alpha_0$）や残存耐力比 RS_d で評価することが望ましいと考える．

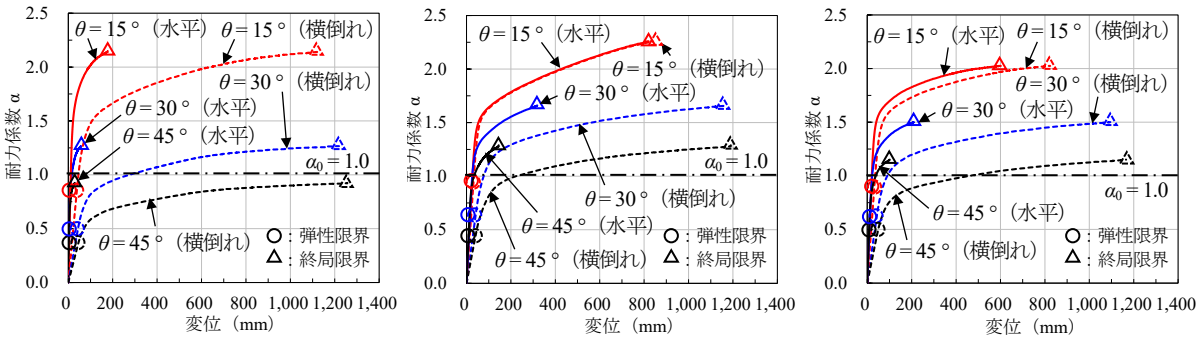
6.5　鋼製透過型砂防堰堤のロバストネスの定量的評価

6.5.1　偏心載荷における耐力係数－頂部変位関係

図-6.32(a), (b)および(c)に，それぞれ Type 1, 2 および Type 3 の偏心載荷における耐力係数－頂部変位関係を示す．なお，ここでの各タイプの耐力係数 α は，各タイプの耐力 F_θ を正面載荷におけるそれぞれの弾性限界耐力 F_0 で除した値（$\alpha = F_\theta / F_0$）を示す．つまり，各タイプにおいて，正面載荷に対する偏心角度の影響を示している．これより，図-6.32(a)に示す Type 1 の場合，終局耐力係数 α_u は偏心角度 $\theta = 15°$および $\theta = 30°$では，正面載荷における弾性限界耐力係数 $\alpha_0 = 1.0$ を上回るが，偏心角度 $\theta = 45°$では終局耐力係数 $\alpha_{u\theta} = 0.94$ となり，$\alpha_0 = 1.0$ より小さくなる．つまり，Type 1 の偏心載荷 $\theta = 45°$では正面載荷の弾性限界耐力に比べて耐力が低下し，正面載荷に対して設定した部材断面では偏心載荷に耐えきれないことを意味している．一方，図-6.32(b)および(c)に示す Type 2 および Type 3 では，偏心載荷により正面載荷に対して耐力の低下は生じるものの，すべての偏心角度で終局耐力係数 α_u が $\alpha_0 = 1.0$ 以上を確保できていることが確認された．

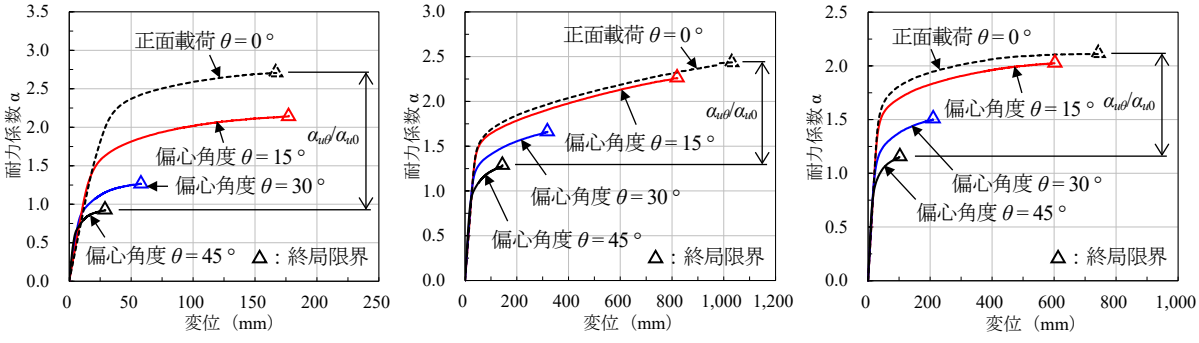
6.5.2　偏心載荷による耐力評価

図-6.26 および図-6.32 から，Type 1, 2 および Type 3 の正面載荷および偏心載荷の耐力係数－頂部変位関係をまとめると，それぞれ図-6.33(a), (b)および(c)のようになる．ここでの変位は，正面載荷の場合と比較するため水平方向変位（X 軸方向）とし，弾性限界耐力係数 $\alpha_0 = 1.0$ は，正面載荷におけるそれぞれの弾性限界耐力 F_0 を用いている．図-6.33 の終局耐力係数を基に，式(6.3)により偏心載荷によ



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

図-6.32　偏心載荷の耐力係数－頂部変位関係



(a)　Type 1　　(b)　Type 2　　(c)　Type 3

図-6.33　正面載荷と偏心載荷の耐力係数－頂部変位関係

表-6.11　偏心載荷による耐力評価

タイプ	Type 1				Type 2				Type 3			
偏心角度 θ（°）	0	15	30	45	0	15	30	45	0	15	30	45
終局耐力係数 α_{u0} および $\alpha_{u\theta}$	2.70	2.15	1.26	0.94	2.44	2.26	1.66	1.29	2.11	2.02	1.50	1.15
耐力低下率 $RB_\theta = (\alpha_{u0} - \alpha_{u\theta})/\alpha_{u0}$	0.00	0.20	0.53	0.65	0.00	0.07	0.32	0.47	0.00	0.04	0.29	0.45

る耐力低下を評価する RB_θ 値を算定すると，表-6.11 のようになる．これより，Type 1 では偏心角度 θ が大きくなると RB_θ 値の増加が顕著となり，特に θ = 30 °および 45 °では耐力低下率が大きくなる．Type 2 では，偏心角度 θ が大きくなると RB_θ 値も増加するが，Type 1 に比べて値は小さくなる．一方，Type 3 は Type 2 と同様な傾向を示し，RB_θ 値は 3 つのタイプのなかで最も小さい．

以上より，RB_θ 値に基づくロバストネスは Type 3 が最も優れており，次いで Type 2 となり，Type 1 が最も劣ることが確認された．

6.6 結　論

本章は，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能評価として，リダンダンシーおよびロバストネスついて定義し，正面載荷および偏心載荷を受ける構造形状の異なる 3 つの鋼製透過型砂防堰堤モデルを対象にそれぞれ増分弾塑性解析を行い，定量的評価を行ったものである．

本研究の成果をまとめると，以下のようになる．

(1) 鋼製透過型砂防堰堤としてのリダンダンシーを部材消失前（健全時）の余剰耐力比（弾性限界耐力から終局耐力までの耐力の余裕度）と部材消失後の残存耐力比（健全時の終局耐力に対する部材消失後の終局耐力の比）と定義した．

(2) 部材消失前（健全時）の余剰耐力比は，Type 1（トラスタイプ）が最も大きく，次いで Type 2（ラーメンタイプ），Type 3（混合タイプ）の順になる．

(3) 部材消失（ある 1 部材の消失）後の残存耐力比は，Type 3 が最も大きく，次いで Type 2，Type 1 の順となる．つまり，本検討の範囲では，Type 1 は部材消失前の余剰耐力は最も大きいが，部材消失後の残存耐力は他のタイプに比べて劣っており，一方，Type 2 および Type 3 は，Type 1 に比べて部材消失前の余剰耐力はやや小さいが，部材消失後も一定の耐力（残存耐力）を有し，特に Type 3 は部材消失後のリダンダンシーに優れた構造形状であることがわかった．

(4) 土石流のばらつきのパラメータとして載荷方向（偏心角度 θ = 15 °，30 °および 45 °）に着目し，鋼製透過型砂防堰堤としてのロバストネスを正面載荷による終局耐力から偏心載荷による終局耐力までの距離（偏心載荷による耐力低下率）と定義した．

(5) ロバストネス（偏心載荷による耐力低下率）の定量的評価を行った結果，本検討の範囲では Type 3 が最もロバストネスが大きく，次いで Type 2，Type 1 の順となることを確認した．

第 6 章の参考文献

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料第 904 号，土石流・流木対策設計技術指針 解説，国総研資料第 905 号，2016.
2) （財）砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧，平成 21 年版，鋼製砂防構造物委員会編集，2009.
3) 白石博文，香月智：損傷荷重逆推定法に基づく格子型鋼製砂防えん堤の信頼性評価，土木学会論文集 F，Vol.62，No.4，pp.649-661，2006.
4) 片出亮，香月智，嶋丈示：鋼製砂防堰堤のリダンダンシー向上手法に関する一考察，砂防学会誌，Vol.62，No.6，pp.3-14，2010.
5) Ishikawa, N. Katade, R. Katsuki, S. and Mizuyama, T.: Structural Integrity of Steel Dams against Unforeseen Debris flow, *Proc. of the 10th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures*, 2013.
6) 国土交通省：用語解説ページ
https://www.mlit.go.jp/yougo/j-r.html
7) 土木学会鋼構造委員会：リダンダンシー評価ガイドライン（案），鋼構造物のリダンダンシーに関する検討委員会，2014.
8) Feng, Y. S. and Moses, F.: Optimum design, redundancy and reliability of structural systems, *Computers and Structures*, Vol.24, No.2, pp.239-251, 1986.
9) 日本建築学会：建築構造設計における冗長性とロバスト性，応用力学シリーズ 12，2013.
10) FORUM8. Engineer’s Studio：3 次元有限要素法（FEM）プログラム，Version 9 (Advanced)
11) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，p.120，p.225，2012.
12) 一般社団法人日本溶接協会：接合・溶接技術 Q&A，溶接情報センター，http://www-it.jwes.or.jp/
13) 國領ひろし：鋼管溶接部の強度試験，シリーズ「はかる」実験・室内試験（4）材料強度試験（その 4），砂防学会誌，Vol.72，No.1，pp.60-63，2019.

第7章　結　論

7.1　緒　言

本研究は，鋼製透過型砂防堰堤が甚大な損傷を受けた事例に鑑み，鋼製透過型砂防堰堤の安全性を向上させることを目的として，鋼製透過型砂防堰堤を構成する鋼管部材および骨組構造の耐荷性能を検討したもので，特に，これまで検討されていなかったフランジ継手を有する鋼管はり部材に対する礫衝突問題について解明するとともに，鋼製透過型砂防堰堤の骨組全体としての安全性評価法について提案したものである．以下に，本研究で得られた各章の成果を総括し，今後の課題と展望について述べる．

7.2　本研究の成果

（1）第1章

鋼製透過型砂防堰堤の現状とこれに関係する既往研究および設計基準類を整理し，現行設計法とその問題点について述べるとともに，鋼製透過型砂防堰堤の安全性の観点から，鋼製透過型砂防堰堤を構成する部材に対する耐荷性能の解明と継手の補強方法，および骨組全体に対する安全性評価法に関する研究の必要性を示した．また，本研究の目的と構成について述べた．

（2）第2章

鞘管支持構造を有する鋼管部材の耐荷性能を把握することを目的に，鞘管に支持された実物大の鋼管部材を対象に，静的載荷実験および FEM 解析による再現解析を行い，荷重－変位関係を調べることにより，その耐荷性能を検討した．さらに，鞘管支持構造の鋼管部材に対し，鋼管の局部変形に対する安全性照査式の適用可能性を検証した．本章の成果を以下に要約する．

a）鞘管支持構造の鋼管はりの耐荷性能において，載荷初期段階では単純支持はりと同様な耐荷性能を示すが，載荷の進行とともに鋼管はりが鞘管に接触し，接触後は固定支持状態に近い耐荷性能となることを明らかにした．

b）実験結果および解析結果による吸収エネルギーは，現行設計式による吸収エネルギーに比べて十分な安全率を見込んでおり，鞘管支持構造の鋼管はりの設計で現行設計式を用いても安全側となることを確認した．つまり，現行設計式の適用が可能であることを示した．

（3）第3章

フランジ継手を有する鋼管はりの静的および動的挙動を調べることを目的に，実物大のフランジ継手付き片持ち鋼管はりを対象に，載荷位置（継手遠方，継手近傍）および載荷方法（静的載荷，動的載荷）を変化させた載荷実験を行い，継手の損傷状況と耐荷性能を検討した．さらに，FEM による再現解析を行い，FEM 解析によるフランジ継手を有する鋼管部材の耐荷性能評価への適用性を検証した．本章の成果を以下に要約する．

a）鋼管のへこみ変形の影響を受けない継手遠方載荷の場合，静的載荷および動的載荷ともに，耐荷性能および継手の損傷度合いは同等となることが認められた．ただし，これは動的載荷の載荷速度が遅く，その影響をあまり受けなかったことに起因すると考えられる．

b）鋼管のへこみ変形の影響を受ける継手近傍載荷の場合，静的載荷および動的載荷ともに，鋼管のへこみ変形が先行して発生し，その後，継手が損傷することを明らかにした．

c）接合ボルトの破断形態には，「曲げ引張り」と「曲げ引張りとせん断」による破断があり，載荷位置が継手に近いほうが「曲げ引張とせん断」による破断が多く，せん断力の影響が大きくなることを確認した．よって，今後の継手の設計においては，曲げ引張り力とせん断力を同時に考慮した照査も必要である．

d）FEM 解析による再現解析の結果，解析結果は実験結果を大略再現でき，FEM 解析によるフランジ継手付き鋼管はりの解析的検討が可能であることを示した．

（4）第 4 章

ここでは，第 3 章で用いた解析手法を使用し，フランジ継手を有する両端固定鋼管はりを対象に，礫の衝突位置（継手直上，継手間）および載荷方法（静的載荷，衝突載荷）の違いによる耐荷性能を解析的に検討した．さらに，3 つの継手補強タイプ（引張側ボルト増加，引張側補強カバー，全体ボルト増加）を提案し，補強方法の違いが耐荷性能に及ぼす影響を検証した．本章の成果を以下に要約する．

a）静的載荷（接合ボルト 1 本が破断に至るまで載荷）では，継手直上載荷は継手間載荷に比べて耐力は大きくなるが，変形性能は小さくなる．また，継手間載荷ではへこみ変形によりエネルギーを吸収するため，継手直上載荷よりエネルギー吸収能に優れていることを明らかにした．

b）衝突載荷では，継手間載荷では継手直上載荷に比べて接合ボルトの破断本数が少なくなる．つまり，礫が鋼管部に衝突する場合，鋼管のへこみ変形により礫の衝突エネルギーを吸収することから，継手部に礫が直撃する場合に比べ，継手の損傷が小さいことを明らかにした．

c）提案した 3 つの継手補強タイプは，静的載荷および衝突載荷ともに補強の有効性が認められた．特に，引張側に補強カバーを設置するタイプが耐力および変形性能ともに優れた効果がある．

d）引張側のボルト増加と全体のボルト増加では，補強効果に明確な違いは認められず，ボルト本数を増加する場合は，継手の引張側となる範囲のみのボルト増加でよいことがわかった．

（5）第 5 章

鋼製透過型砂防堰堤の新たな安全性照査法を提案することを目的に，まず構造形状の異なる 3 つの堰堤モデル（2 次元骨組モデルでトラスタイプ，ラーメンタイプ，混合タイプ）を対象に増分弾塑性解析を行い，構造形状の違いが耐荷性能に与える影響を検討した．次に，大規模土石流に対する新たな安全性照査法として，エネルギー一定則を用いた構造全体の塑性域までを考慮した保有耐力照査法を提案した．本章の成果を以下に要約する．

a）鋼製透過型砂防堰堤の最大保有耐力（終局耐力）の観点からは，トラスタイプが優れており，変形性能の観点からは，ラーメンタイプおよび混合タイプが優れている．特に，混合タイプは耐力および変形特性ともに，トラスタイプとラーメンタイプの中間的な挙動を示すことを明らかにした．

b）大規模土石流に対する鋼製透過型砂防堰堤の必要保有耐力を，エネルギー一定則から算出できることを示し，提案した保有耐力照査法は，大規模土石流（レベルII荷重）に対する鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査法として適用可能であることを示した．

c）必要保有耐力の算定に必要な許容塑性率の設定法を提案するとともに，レベルII荷重（レベルII弾性耐力係数）の大きさを変化させて，各タイプの保有耐力照査の特徴を明らかにした．

（6）第 6 章

鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能を評価するうえで，リダンダンシーおよびロバストネスによる定量的評価法を提案することを目的に，まず構造形状の異なる 3 つの堰堤モデル（3 次元骨組モデルでトラスタイプ，ラーメンタイプ，混合タイプ）を対象に，正面載荷および偏心載荷に対する増分弾塑性解析を行い，構造形状の違いが耐荷性能に与える影響を検討した．そのうえで，リダンダンシーおよびロバストネスによる定量的評価法の適用性を検証した．本章の成果を以下に要約する．

a）鋼製透過型砂防堰堤としてのリダンダンシーを部材消失前の余剰耐力比と部材消失後の残存耐力比と定義し，その定量的評価を行った．その結果，余剰耐力比はトラスタイプが最も優れ，次いでラーメンタイプ，混合タイプの順となる．一方，残存耐力比は混合タイプが最も優れ，次いでラーメンタイプ，トラスタイプの順となることがわかった．

b）鋼製透過型砂防堰堤としてのロバストネスを偏心載荷による耐力低下率と定義して検討した結果，ロバストネスは混合タイプが最も優れ，次いでラーメンタイプ，トラスタイプの順になることを明らかにした．

c）本提案におけるリダンダンシーの評価法は，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能から定量的に評価できるものであり，部材指数から求められるリダンダンシー[1)]に比べて，より正確に評価できることを示した．

7.3　本研究の課題と今後の展望

（1）鞘管支持構造による鋼管部材の動的耐荷性能に関する検討

本研究で明らかにした鞘管支持による鋼管部材の耐荷性能は，静的載荷実験による結果を基に検討し，現行設計式 [1)]の適用性を示したものである．しかし，本来は土石流中の礫衝突を想定した動的な作用があるため，鞘管支持端部付近（鋼管はり端部）への礫衝突など，動的耐荷性能に対する検討も必要であると考える．

（2）フランジ継手の耐荷性能に影響を及ぼす諸条件に関する検討

第 3 章および第 4 章では，鋼製透過型砂防堰堤の構造要素の 1 つであるフランジ継手に着目し，鋼製透過型砂防堰堤を構成するフランジ継手付き鋼管部材を対象に，実際の礫衝突位置を想定した耐荷性能を明らかにした．一方，より厳密にフランジ継手の耐荷性能を評価するには，ボルト自体の破断挙動および耐荷性能について載荷速度の影響を調べる必要がある．また，本研究では設計で想定される最大クラスの土石流条件に対し，スパン長 3.0 m の鋼管はりを対象に検討したが，スパン長が短い場合や大規模土石流にみられるような礫径がさらに大きい場合，また礫の偏心衝突などに対しても耐荷性能を検討する必要がある．なお，現行設計における礫の衝突に対する検討は，土石流中の礫が 1 個，鋼管部材に衝突するものとしているが，実際の土石流の流下形態をみると複数個の礫衝突も想定される．よって，今後，これらに対する鋼管部材や継手の耐荷性能の評価も必要であると考える．しかし，本研究の成果は，今後の新設鋼製透過型砂防堰堤に用いるフランジ継手構造や既設鋼製透過型砂防堰堤の安全性を向上させるための基礎資料として，十分に活用することが可能であると考える．

（3）鋼製透過型砂防堰堤のより厳密な全体構造の耐荷性能評価に関する検討

第 5 章および第 6 章では，鋼製透過型砂防堰堤の骨格となる骨組構造に対する耐荷性能を評価する

手法を提案した．第 5 章では，大規模外力に対する安全性照査法，第 6 章では，部材消失や土石流の偏心などの不確実性を考慮したリダンダンシーとロバストネスの定量的評価法を提案し，それぞれ数値計算例によりその適用性を示した．これらは，今後，鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能評価法として十分に役立つものと考える．しかし，本研究では局部座屈に対して安全とされる径厚比 [1]の鋼管を使用し，便宜上，圧縮側の限界ひずみを引張側と同じとして検討を行ったが，有効座屈長や細長比等のパラメータを用いて圧縮側の限界ひずみを設定し，全体座屈の影響を考慮した検討を行う必要がある．また，構造形状の違いによる耐荷性能を把握するため，堰堤の構成要素をすべて鋼管部材でモデル化したが，今後，継手を考慮した骨組弾塑性解析法 [2]や礫衝突が全体変位に与える影響 [3]などの検討も必要であると考える．さらに，本研究では堰堤に作用する外力の作用位置を現行設計の外力モデル [1]を参照して堰堤天端としたが，外力の作用位置の違い（例えば，堰堤下部や中央部）によっては，堰堤の耐荷性能が異なることも想定されるため，今後，外力の作用位置の違いによる評価も必要である．

（4）今後の展望

近年，土石流災害が頻発し，その規模も甚大化している．しかし，基準類では大規模土石流に関する外力の条件や安全性を照査する手法は未だ定められていない．これは，鋼製透過型砂防堰堤に限らず，コンクリート製の砂防堰堤を含め，砂防堰堤全般として捉えるべき課題である．現時点では，大規模土石流を設計で設定することはデータ不足のため困難であると考えられるが，最近では土石流の計画ピーク流量と流域面積の関係式 [4]や災害地における礫径分布を用いた個別要素法による大規模外力の推定法 [5]なども提案されており，今後，レベルII荷重を想定した大規模土石流の外力条件の確立が必要である．一方，大規模外力に対する鋼製透過型砂防堰堤の安全性照査に関しては，第 5 章で示した安全性照査法（靭性設計による保有耐力照査）が有用であると考える．本研究で提案した安全性照査法を基に，最小重量設計法 [6]を参考とすることにより，安全性と経済性を同時に考慮した鋼製透過型砂防堰堤の最適設計が将来可能になるものと考える．

現行の鋼製透過型砂防堰堤の設計では，便宜上，土石流流体力と礫等の衝突を分けて安全性を照査している．しかし，実際の土石流の流下形態を考慮すると，これらは同時に作用するものと考えられ，土石流の動的作用（土石流衝撃力）と礫衝突を同時に考慮した性能設計には至っていない．国内外の構造物が ISO2394 をはじめとする信頼性設計に基づく性能照査設計の方向に向かっていることから，鋼製透過型砂防堰堤においても「砂防堰堤の包括設計コード」[7]による性能設計体系を参考とした性能照査設計の導入が望まれる．一方，これらの課題について，合理的な設計手法を提案し，基準類へ反映されるためには相当な期間を要することが想定される．また，フェールセーフの観点からできるだけ冗長性の高い構造が求められている現状を踏まえると，建設する現地条件等に照らし，第 6 章で示したリダンダンシーおよびロバストネスの定量的評価法は，より頑健性を有する鋼製透過型砂防堰堤の設計に役立つものである．さらに，本評価法は性能照査設計に移行した場合においても，リダンダンシーおよびロバストネスの定義が不変と捉えれば，同様に活用できるものと考える．

一方，これらの安全性照査法および定量的評価の活用には，前段として骨組構造モデルによる弾塑性解析が必要となる．最近は，弾塑性解析の汎用コードも多く普及しており，容易に取り扱うことが可能な環境下にあることから，本研究で提案した安全性照査法，リダンダンシー等の定量的評価の活用により，鋼製透過型砂防堰堤による土石流災害の軽減・最小化に役立つもの考える．

第 7 章の参考文献

1) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，（財）砂防・地すべり技術センター，平成 21 年版，2009.
2) 石川信隆，香月智，浅田泰男：弾塑性解析を用いた鋼製透過型砂防堰堤の挙動に関する一考察，令和元年度砂防学会研究発表会概要集，R6-016，pp.341-342，2019.
3) 國領ひろし，石川信隆，嶋丈示：礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の全体変位に関する検討，令和元年度砂防学会研究発表会概要集，R2-022，pp.121-122，2019.
4) 石川芳治：流域面積，降雨量，地質が土石流の流出土砂量・ピーク流量に与える影響と確率的手法を用いた流出土砂量・ピーク流量の推定法，砂防学会誌，Vol.73，No.5，pp.15-26，2021.
5) Horiguchi, T. Kokuryo, H. and Ishikawa, N.: Failure analysis of steel dam against an extreme boulder debris flow, International Journal of Protective Structures, Vol.12(2), pp.263-283, 2021.
6) Ishikawa, N. Mihara, T. Katsuki, S. and Furukawa, K.: Optimal design of skeletal structures under elastic and plastic design criteria, Proc. of JSCE, Structural Eng./ Earthquake Eng. Vol.1, No.2, pp.97-102, 1984.
7) 土木学会構造工学委員会　構造物の耐衝撃性能評価小委員会：防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計－基本体系の指針－，構造工学シリーズ 22，土木学会，2013.

謝　辞

九州大学大学院工学研究院 園田佳巨教授には，学位論文をまとめる機会を与えていただき，研究の具体的な内容にとどまらず，研究者としての姿勢，考え方など貴重なご指導と多大なるご配慮を賜りました．深甚なる謝意を表します．

九州大学大学院工学研究院 貝沼重信准教授，同大学院農学研究院 水野秀明准教授には，本論文をまとめるにあたり，貴重なご意見，ご助言を賜りました．また，ご多忙にもかかわらず，副査を引き受けていただきましたことを，心から御礼申し上げます．

防衛大学校 石川信隆名誉教授には，本論文をまとめるうえで多大なるご指導，ご助言をいただくとともに，論文の細部にわたって日々懇切丁寧なご指導をいただきました．また，研究の目的や課題の設定，課題解決に至る工学的思考だけでなく，研究者としての心構えなど，熱心かつ丁寧なご指導を賜りました．深く感謝いたします．

防衛大学校システム工学群建設環境工学科 香月智教授には，本論文をまとめるうえでの心構えやご助言をいただくとともに，励ましのお言葉もいただきました．同 別府万寿博教授には，実験の方向性や実験方法などについてご指導，ご助言をいただくとともに，多くの貴重な資料やデータを快くご提供していただきました．同 堀口俊行准教授には，本論文をまとめるうえでの方向性や論文の構成，まとめ方など，終始にわたりご指導，ご尽力を賜り，いつも激励のお言葉をかけていただきました．心より感謝申し上げます．

（一財）砂防・地すべり技術センター 嶋丈示博士には，砂防堰堤に関する豊富な知見を基に，貴重なご助言やご意見をいただきました．また，ご自身の学位取得のご経験を基に，ご助言をいただきました．厚く御礼申し上げます．

日鉄建材株式会社の堀謙吾氏には，実験において多大なご協力いただくとともに，実験結果の整理など多くのご助力をいただきました．同 大隅久氏には，設計に関わるデータをご提供いただくとともに，設計の考え方などのご助言をいただきました．ここに感謝の意を表します．

最後に，これまでの研究遂行において，多大なるお力添えをいただきました砂防鋼構造物研究会の皆様，日鉄建材株式会社の関係各位に心より感謝の意を表します．

國領ひろし