

実規模衝撃荷重載荷実験に基づいた落石防護柵支柱
の根入れ深さ決定法に関する研究

2024年9月

林 茂樹

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
1.3 支柱の根入れ深さに関する現行設計法の考え方	4
1.3.1 支柱埋設部の擁壁に生じる曲げ圧縮応力度	4
1.3.2 擁壁の押抜きせん断破壊面に生じるせん断応力度	6
1.4 研究の目的及び研究の概要	8
第2章 防護柵支柱を貫通させた場合における静荷重載荷実験	11
2.1 概説	11
2.2 実験の概要	11
2.2.1 実験方法	11
2.2.2 実験ケース	13
2.2.3 計測項目	15
2.3 実験結果及び考察	17
2.3.1 荷重-変位曲線	17
2.3.2 実験終了後における支柱気中部の変形状況	18
2.3.3 支柱の軸方向ひずみ分布	19
2.4 まとめ	20
第3章 防護柵支柱を貫通させた場合における衝撃荷重載荷実験	21
3.1 概説	21
3.2 実験の概要	21
3.2.1 実験方法	21
3.2.2 実験ケース	24

3.2.3 計測項目	25
3.3 実験結果及び考察	28
3.3.1 曲げが卓越する場合における実験結果及び考察	28
3.3.2 曲げとせん断が連成する場合における実験結果及び考察	32
3.4 設計根入れ深さと実験結果との比較	39
3.5 まとめ	41
第4章 防護柵支柱の根入れ深さを变化させた場合における静荷重載荷実験	43
4.1 概説	43
4.2 試行実験の概要	45
4.2.1 実験方法	45
4.2.2 実験ケース	46
4.2.3 計測項目	47
4.2.4 試行実験結果及び考察	47
4.3 静荷重載荷に関する本実験	54
4.3.1 実験方法	54
4.3.2 実験ケース	55
4.3.3 実験結果及び考察	55
4.4 設計根入れ深さと実験結果との比較	57
4.5 まとめ	59
第5章 防護柵支柱を根入れ深さを变化させた場合の衝撃荷重載荷実験	61
5.1 概説	61
5.2 実験の概要	61
5.2.1 実験ケース	61
5.2.2 計測項目	62
5.3 実験結果	63
5.3.1 衝撃荷重載荷実験結果	63
5.4 設計照査式の提案	73
5.5 まとめ	76
第6章 防護柵支柱の耐衝撃挙動に関する数値解析手法の妥当性検討	77

6.1 概説	77
6.2 数値解析の概要	78
6.2.1 数値解析ケース	78
6.2.2 材料構成則	80
6.3 実験結果と数値解析結果の比較	82
6.3.1 各種応答波形	82
6.3.2 支柱の軸方向縁ひずみ分布に関する経時変化と支柱の変形状況 . . .	84
6.4 まとめ	86
第7章 総括	87
参考文献	91
謝辞	93

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

我が国の山岳部や海岸線などの急崖斜面に隣接する道路沿いには、落石などから人命や交通網を守るために数多くの落石対策工が設置されている。落石対策工において、落石径や落石エネルギーが大きく評価される場合には、ロックシェッドあるいはポケット式落石防護網などが適用される。一方、落石径や落石エネルギーが小さくかつ落石の跳ね上がりも小さく評価される場合には、通常落石防護擁壁と共に従来型落石防護柵（以下、落石防護柵）が多く設置されている。落石防護柵は、比較的安価で入手しやすい H 形鋼支柱、多段のワイヤロープ、ひし形金網及び間隔保持材等から構成されており、道路沿いに直接設置される場合のほか、**写真 1.1** に示すように無筋コンクリート製の落石防護擁壁の天端に設置される場合が多い。落石防護擁壁天端に設置される場合には、支柱は無筋コンクリート躯体内に埋設されるのが一般的である。**図 1.1** には、落石防護擁壁天端に設置された落石防護柵の一例を示している。



写真 1.1 従来型落石防護柵の一例

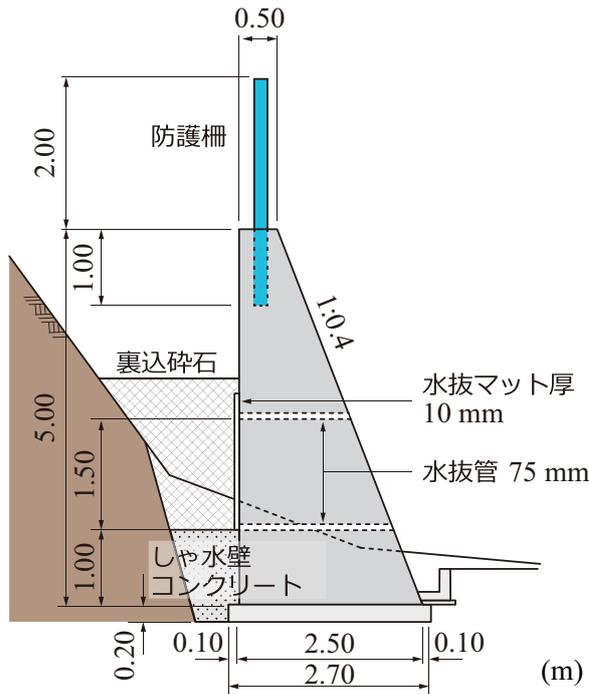


図 1.1 落石防護擁壁上に設置された防護柵の例



図 1.2 防護柵支柱の損傷事例²⁾

落石防護柵が落石防護擁壁の天端に設置される場合には、擁壁が無筋コンクリート構造であることにより、支柱の定着方法が課題となる。現状では、落石対策便覧¹⁾(日本道路協会, 2017b) (以下、便覧)に規定されている設計法に基づいて根入れ深さを決め、箱抜きして埋設設置されている。その設計法の考え方は、落石衝突による動的挙動特性は考慮せずに、静力学に基づいている。しかしながら、図 1.2²⁾に示されるように落石によって落石防護擁壁の支柱埋設部がブロック化して剥落する事案も報告されていることから、支柱の根入れ深さに関する現行設計法の妥当性を検証するとともに、衝撃荷重載荷時の動的挙動特性を考慮した合理的な設計法を確立することは、重要であるものと判断される。そして、この種の検討は、経済性の観点から実験的手法とともに数値解析的手法を援用して効率的に実施することが肝要であるものと判断される。特に、数値解析的手法を確立することは、防護柵の基礎となる落石防護擁壁の形状が異なる場合や柵高が高い場合、あるいは異なった断面剛性を有する支柱を用いる場合等における設計の妥当性検討の観点からも極めて重要であるものと判断される。

1.2 既往の研究

落石衝撃荷重が載荷した場合に対する落石防護柵支柱の合理的な根入れ深さの決定法に関する研究は、国内外を通じて著者らの研究グループ以外見当たらない。

近藤ら^{3)~5)}は、実支柱で用いられている H 形鋼 (H200×100×5.5×8) に対して、フランジ幅は等しいものの桁高が 100 mm 小さい H 形鋼 (H100×100×6×8) を用いた試験体を製作し、室内での静荷重載荷及び重錘落下衝撃荷重載荷実験を実施している。写真 1.2 には、衝撃荷重載荷実験の状況を示している。その結果、1) 静荷重及び衝撃荷重載荷共に根入れ深さが確保されている場合は、支柱のコンクリート躯体前面近傍部に塑性ヒンジが形成されること、2) 実験終了後の躯体には、便覧¹⁾で仮定している支柱非載荷側フランジ端からの斜めひび割れの他、載荷側フランジ端からも類似のひび割れが発生すること、3) 支柱を貫通させた場合において、重錘落下衝撃荷重載荷時の支柱の最大変位あるいは残留変位による回転角は、入力エネルギーに対してほぼ線形な増加傾向を示すこと、4) 根入れ深さを有限長にした場合において静荷重載荷時の必要根入れ深さは衝撃荷重載荷時よりも大きくなること、5) 現状の設計法に基づき算出した必要根入れ深さは、実験結果とほぼ対応すること、等が明らかになっている。

さらに、沼田ら^{6)~7)}は、これらの実験結果に基づいて、この種の構造物に着目した数値解析手法の確立に関する検討を行っている。その結果、1) 重錘衝撃力、載荷点変位は実験結果を概ね再現が可能であること、2) H 形鋼支柱の軸方向ひずみ分布に関しても実験結果をほぼ適切に再現が可能であること、3) H 形鋼基部近傍に塑性ヒンジが形成されることを確認し、その現象は実験結果と類似していること、等が明らかになっている。

しかしながら、その他の研究事例は、著者らの知る限りでは見当たらない。



写真 1.2 室内での衝撃荷重載荷実験

1.3 支柱の根入れ深さに関する現行設計法の考え方

1.3.1 支柱埋設部の擁壁に生じる曲げ圧縮応力度

図1.3に示す支柱根入れに関する設計モデルにおいて、落石による水平荷重が支柱に作用することによって擁壁基部に作用する曲げ圧縮応力度 σ は、落石荷重の作用高さを h_2 、根入れ深さを d とし、支柱下端に塑性ヒンジが形成されるとき荷重を P_p と仮定すると、以下のように求められる。すなわち、

P_p によって、支柱根入れ深さの $d/2$ であるA点に作用する曲げモーメント M は、以下のように示される。

$$M = P_p \left(h_2 + \frac{d}{2} \right) \quad (1.1)$$

これより、静力学的には支柱根入れ深さの $d/2$ 点における擁壁には、軸圧縮力 P_p と曲げモーメント M が作用することになる。従って、擁壁に作用する最も大きい曲げ圧縮応力度 σ は擁壁天端基部B点に生じ、その値は次式より求まる。すなわち、

$$\sigma = \frac{P_p}{A} + \frac{M}{Z} \quad (1.2)$$

ここで、 A ：支柱根入れ部における支柱フランジが接する擁壁の面積（ $= b \cdot d$ 、 b ：H形鋼のフランジ幅）である。

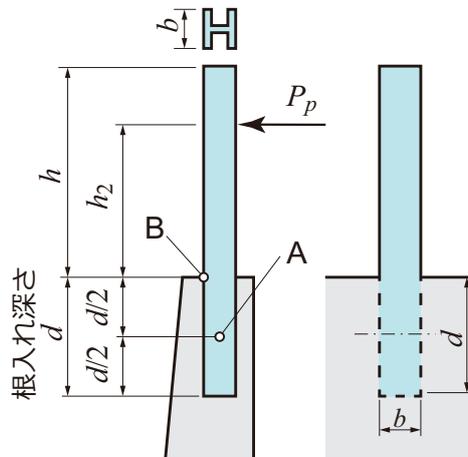


図1.3 防護柵支柱の曲げ圧縮応力度に関する設計計算モデル¹⁾

また、 Z は支柱フランジが接する擁壁部断面係数であり、以下のように示される。

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6} \quad (1.3)$$

従って、上述の σ はコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a より小さくならなければならない。

$$\sigma \leq \sigma_a \quad (1.4)$$

なお、許容曲げ圧縮応力度 σ_a は、日本道路土工・擁壁工指針⁸⁾(日本道路協会, 2012 b)に即して決定するものとし、擁壁が無筋コンクリート部材であることから、以下のように規定されている。

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5 \quad (1.5)$$

ここに、 σ_{ck} は、コンクリートの設計基準強度である。

1.3.2 擁壁の押抜きせん断破壊面に生じるせん断応力度

擁壁には、支柱フランジ部から塑性ヒンジ荷重 P_p が作用することによって、支柱埋設部全体に渡って 図 1.4 に示されるような角度 45° を有する押抜きせん断破壊面が形成されるものと仮定する。これより、せん断破壊面に作用するせん断応力度を τ とすれば、次式のように示される。

$$2\tau \sin 45^\circ \cdot c \cdot d = P_p \quad (1.6)$$

$$c = \sqrt{2} l \quad (1.7)$$

従って、

$$\tau = \frac{P_p}{2ld} \quad (1.8)$$

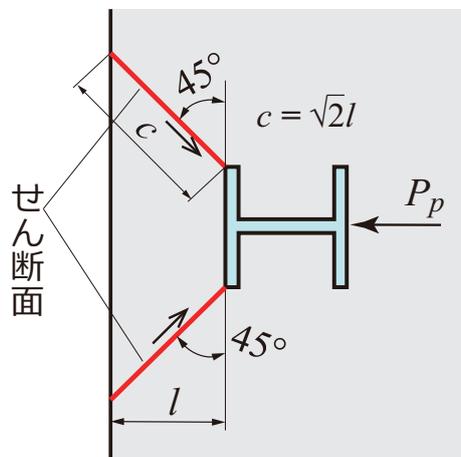


図 1.4 防護柵支柱のせん断応力度に関する設計計算モデル¹⁾

上式のせん断応力度 τ は、コンクリートの許容押抜きせん断応力 τ_a よりも小さくなくてはならない。すなわち、

$$\tau \leq \tau_a \quad (1.9)$$

なお、許容押抜きせん断応力度 τ_a は、上述の許容曲げ圧縮応力度 σ_a と同様に、日本道路土工・擁壁工指針⁸⁾ に即して、以下のようにして決定される。

$$\tau_a = \left(\frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15 \right) \quad (1.10)$$

である。

1.4 研究の目的及び研究の概要

我が国では、近年の異常気象によって各地で集中豪雨による土砂災害が発生し、甚大な被害を及ぼしている。特に都市部周辺では急傾斜地近くまで宅地開発が行われたことから、土石流の発生などによって尊い命が失われた事案も少なくない。我が国では、このような災害を未然に防止するために、急峻な沢地形に数多くの砂防堰堤が設けられている。しかしながら、砂防堰堤には経年によって砂礫が堆積することから、その機能を十分に果たすことが不可能となっている箇所も報告されている。

このような状況において、土石流が発生した場合の対策として、流木や巨石の流下を防止するために、堰堤上に鋼製支柱を埋設した防護柵が設置される事例も多い。また、道路が急崖斜面に沿って建設されている場合には、小規模落石から人命や車両の安全性を確保するために落石防護擁壁のほか、その天端には堰堤と同様に落石防護柵を設置する場合も多い。これらの防護柵が設置される堰堤や落石防護擁壁は、通常重力式の無筋コンクリート構造物である。現在、この種の防護柵用の鋼製支柱は、前節で述べたように便覧¹⁾に基づいて設計が行われている。

具体的には、支柱への作用荷重に対して支柱基部に塑性ヒンジが形成されるものとして吸収エネルギーを評価している。さらに、支柱埋設部擁壁に対しては、静的な軸圧縮力と曲げモーメントによって生じる曲げ圧縮応力度と、支柱フランジ端から発生する押抜きせん断応力度が許容応力を超えないことを条件に設計が行われている。この考え方は、昭和58年度版の便覧¹⁾以来変更されていない。

構造物の設計法が許容応力度設計法から限界状態を基本にした性能照査型設計法に移行している現状を考えると、静荷重のみならず落石衝撃荷重載荷時の挙動性状を考慮した合理的な支柱の根入れ深さに関する設計法を確立することが肝要であるものと判断される。

このような観点から、本研究では無筋コンクリート擁壁中に部分的に埋設された落石防護柵支柱を対象に、静荷重のみならず衝撃荷重作用下における、地上部は勿論のこと擁壁埋設部の挙動性状を明らかにして、支柱の合理的な根入れ深さ決定法を確立することを目的とした。研究の推進に当たっては、実物大の擁壁にH形鋼支柱を貫通させた場合や、根入れを有限長にした場合の実規模実験を行い、合理的な設計法確立に向けた検討を行うこととした。

本論文は全7章から構成されている。以下に各章の概要を記述する。

第1章の序論では、本研究の背景及び既往の研究、研究の目的と本論文の概要を述べている。

第2章では、防護柵支柱を貫通させた場合における静荷重載荷実験について述べている。

実験は、擁壁基部から載荷点位置までの高さ（以下、載荷点高さ）を、曲げが卓越する場合には 1,400 mm、曲げとせん断が連成する場合は 600 mm として実験を実施している。

実験結果は、曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合を比較して整理し、荷重－変位関係、各載荷点変位時における支柱上縁の軸方向ひずみ分布について述べており、擁壁に埋設している支柱の軸方向ひずみ分布から支柱の定着状況について論じている。

第 3 章では、防護柵支柱を貫通させた場合における衝撃荷重載荷実験について述べている。実験は、載荷点高さを第 2 章に述べた静荷重載荷実験と同様に 1,400 mm 及び 600 mm とし、1,000 kg 鋼製重錘を用いて実施した。なお、重錘落下高さは、曲げが卓越する場合と、曲げとせん断が連成する場合に対して、それぞれ $H = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ m, $H = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0$ m に変化させ単一載荷により実験を行っている。

実験結果は、曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合に分けて整理し、衝撃力、載荷点変位、及び支柱の軸方向ひずみ分布について、その概要を述べ考察を行っている。また、実験終了後の支柱基部の変形及び擁壁天端部の損傷状況についても論じている。さらに、曲げとせん断が連成する場合においては、入力エネルギーと最大変位量、その時の支柱の回転角、支柱の回転によるエネルギー吸収量及び衝撃力による仕事量を落下高さ毎に比較して、その損傷や局部座屈の発生状況と入力エネルギー関係について論じている。最後に、便覧¹⁾に即して評価した設計根入れ深さと実験結果との比較を行い、設計根入れ深さの妥当性について評価している。

第 4 章では、防護柵支柱の根入れ深さを変化させた場合における静荷重載荷実験について述べている。実験では、支柱の根入れ深さを 3 種類に変化させ、曲げとせん断が連成する場合に限定して静荷重載荷実験を行っている。ここでは、まず試行実験を実施し、その結果について述べている。また、試行実験結果に基づき、根入れ深さを限定した本実験も実施した。実験結果は、第 2 章及び第 3 章と同様に各項目別に整理し考察を行っている。最後に、便覧¹⁾に即して評価した設計根入れ深さと実験結果との比較を行い、設計根入れ深さの妥当性について評価している。

第 5 章では、防護柵支柱の根入れ深さを変化させた場合における衝撃荷重載荷実験について述べている。実験では、曲げとせん断が連成する場合に限定して 1000 kg の鋼製重錘の落下高さを $H = 1.0$ m と 2.0 m、支柱の根入れ深さを 3 種類に変化させて検討を行っている。実験結果は、第 4 章と同様に各項目別に整理し考察を行っている。最後に、便覧¹⁾に即して評価した設計根入れ深さと実験結果との比較を行い、設計根入れ深さの妥当性について評価している。

第 6 章では、防護柵支柱の耐衝撃挙動に関する数値解析手法の妥当性について述べている。

提案の数値解析に関する妥当性検討は、第 5 章の防護柵支柱の根入れ深さを変化させた場合における衝撃荷重載荷実験を対象として実施した。実験結果と数値解析結果の比較を行い、本数値解析の妥当性について述べている。

第 7 章では総括として、特に第 2 章から第 6 章において得られた結果を整理している。

第 2 章

防護柵支柱を貫通させた場合における静荷重載荷 実験

2.1 概説

落石防護柵支柱は落石防護擁壁天端部に有限長の根入れ状態で設置されている。落石が衝突することによる静的荷重と共に衝撃的荷重載荷時における支柱の適切な根入れ深さを効率的に特定するためには、弾塑性応答解析による数値シミュレーションを行う方法や、支柱を擁壁内に貫通させて軸方向ひずみが零ひずみに漸近する点を実験的に明らかにする方法等が考えられる。本研究では、数値解析手法が確立されていない状況であることから後者の手法を採用し、実験的に検討を行うこととした。

本章では、柵高 2 m の従来型落石防護柵支柱を対象に、高さが 2 m、幅 3 m の実規模擁壁の中央部に H 形鋼支柱を貫通埋設させた場合の試験体に対して、曲げが卓越する場合と、曲げとせん断が連成する場合を想定し、載荷位置を変化させた静荷重載荷実験を実施した。なお、曲げが卓越する場合の載荷点高さは、基部から 1,400 mm としている。これは、実防護柵において落石が下から 5 番目と 6 番目のロープの中間部に衝突する場合を想定している。また、曲げとともにせん断が連成する場合の載荷点高さは、実防護柵において 2 本目と 3 本目のワイヤロープの中間に衝突する場合を想定して 600 mm とした。

2.2 実験の概要

2.2.1 実験方法

図 2.1 には、支柱への静的水平荷重載荷装置の概略図を示している。図に示されているように、荷重は支柱の載荷点部を外側から H100 × 100 × 6 × 8 の H 形鋼を用いて囲み込むようにし、シャックルを介して鋼棒-ロードセル-ロープを連結している。荷重は、シーブを介してロープを鉛直方向に向け、75 ton 級のクレーンで引き上げる形で載荷した。なお、荷重が載荷される支柱の外側フランジ部には、100 mm 四方で厚さが 20 mm の鋼板を配置し、

かつ荷点部がヒンジ状態になるように径 30 mm の鋼棒を設置している。

図 2.2 には、支柱を貫通させた場合の実験における静荷重載荷装置の設置状況を示している。(a) 図は装置の全景を、(b) 図には 荷点部に設置した鋼棒からシャックルを介してロードセル及びロープへの連結状況、(c) 図にはロープの方向を鉛直方向に変換させるシーブの設置状況を示している。なお、本実験では、約 1 kN/3 s 程度の荷重速度で荷重させている。

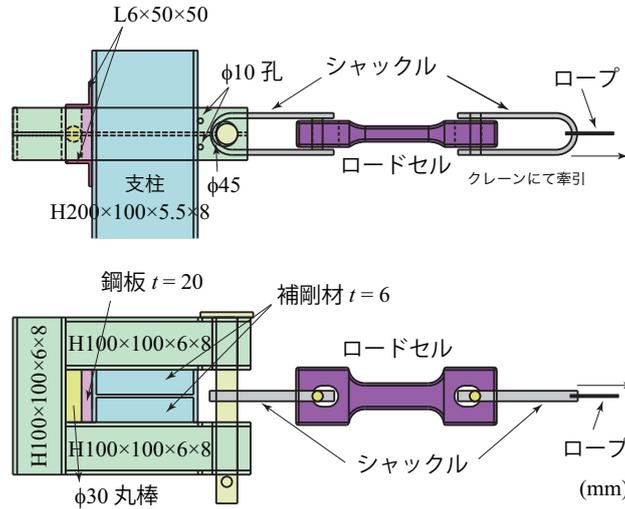


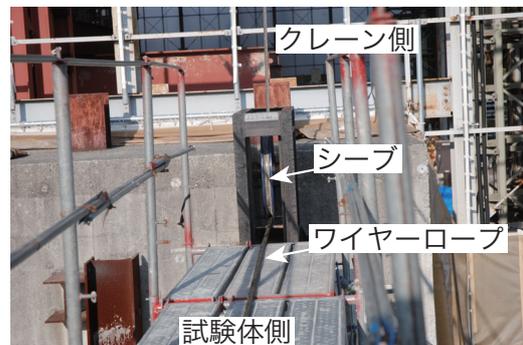
図 2.1 静荷重載荷治具の概略図



(a) 全景



(b) ロードセル部



(c) シーブ部

図 2.2 静荷重載荷装置の設置状況

2.2.2 実験ケース

表 2.1 には、本章における実験に用いた試験体の一覧を示している。表中の試験体名のうち、第 1 項目の "P" は実規模落石防護擁壁及び防護柵支柱を用いていることを示し、続く "B" 及び "S" は、曲げが卓越する場合及び曲げと共にせん断が連成する場合を示す。また、第 2 項目の "S" は静荷重載荷を意味している。表には、別途実施した材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度 f'_c 及びミルシートより得た H 形鋼の降伏強度 f_y も示している。

支柱に用いた H 形鋼には SS400 材を用い、ヤング係数は $E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ である。なお、座屈荷重に大きく影響を与える H 形鋼の断面二次モーメントは、強軸、弱軸に関してそれぞれ $1.81 \times 10^7 \text{ mm}^4$ 、 $0.134 \times 10^7 \text{ mm}^4$ である。このことは、支柱の弱軸に関するオイラーの座屈荷重が強軸に比して 1/10 以下であることを意味している。強軸に関する公称断面係数 Z_x 及び全塑性断面係数 Z_{px} は、それぞれ $Z_x = 181 \times 10^3 \text{ mm}^3$ 、 $Z_{px} = 205 \times 10^3 \text{ mm}^3$ である。

図 2.3 には、本章の実験における試験体の形状寸法及び設置状況を示している。図に示すように、試験体の形状寸法は、実擁壁と同様に高さ 2 m、天端幅が 0.5 m、道路側の勾配が 1 : 0.4 となっている。その道路軸方向の延長は、落石防護柵の中間支柱の設置間隔が実構造では 3 m を基準としていることにより、支柱 1 本分が分担する 3 m とした。支柱には実防護柵の中間支柱として通常使用されている H 形鋼 (H200 × 100 × 5.5 × 8) を用い、擁壁天端中央に貫通させて設置している。また、載荷位置には、フランジの局部座屈を防ぐために厚さ 6 mm の補剛材を溶接している。なお、試験体は厚さが 500 mm 程度のコンクリート基礎上に設置している。

本実験は、図に示すように、単に支柱の擁壁内における定着性状に限定していることから、擁壁底部をコンクリート基盤上に定着固定している。写真 2.1 には、コンクリート基盤上に設置した擁壁固定のためのアンカー筋の設置状況を示している。

表 2.1 試験体一覧

試験体名	載荷点 高さ L (mm)	根入れ 深さ d (mm)	コンクリート の圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	H 形鋼 の降伏強度 f_y (N/mm ²)
PB-S	1,400	貫通	34	350
PS-S	600			

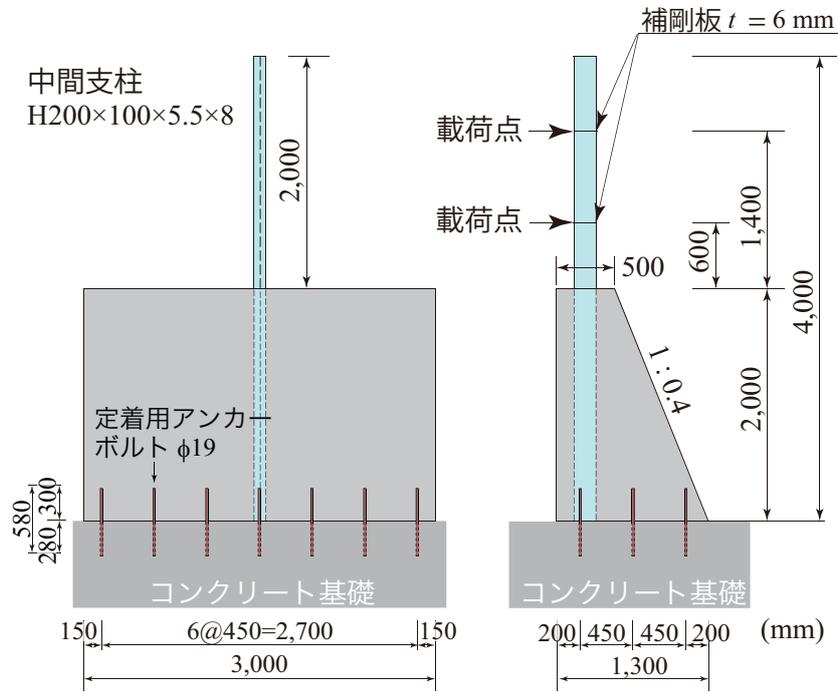


図 2.3 試験体の形状寸法



写真 2.1 擁壁底部アンカー筋設置状況

2.2.3 計測項目

本実験における計測項目は、

- (1) 載荷荷重 P_s ,
- (2) 支柱に貼り付けたひずみゲージによる軸方向ひずみ ε_i ,
- (3) 支柱及び擁壁背面各点に設置したワイヤー式変位計からの水平方向変位 δ_s ,
- (4) 支柱等の変位計測のバックアップとしての 10 fps でのカメラ撮影,

である。

写真2.2 に示すように、支柱の変位は擁壁背面計 6 点に設置したワイヤー式変位計を用いて測定した。また、写真2.3 には、ワイヤー式変位計の設置状況を示している。



写真 2.2 ワイヤー式変位計の設置位置



写真 2.3 ワイヤー式変位計

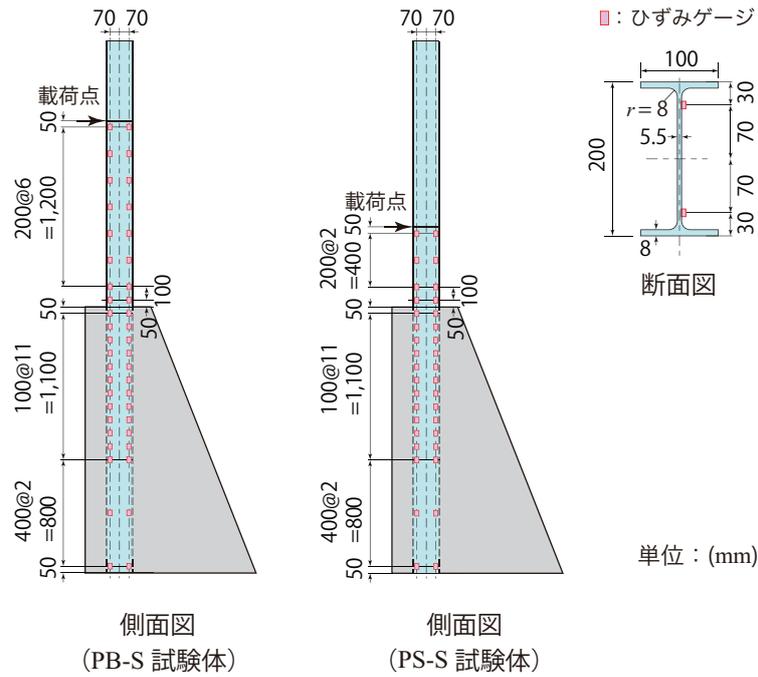


図 2.4 ひずみゲージの貼り付け位置

図 2.4 には、各試験体毎の支柱へのひずみゲージ貼り付け位置を示している。ひずみゲージは、支柱とコンクリート間の付着挙動への影響を極力小さくするために、H 形鋼のウェブ中心位置から各フランジ方向に 70 mm の位置に貼り付けている。その支柱軸方向への貼り付け位置は、擁壁内部に関しては天端から 50 mm を基点に 100 mm 間隔の 12 断面、それ以降は 400 mm 間隔で 2 断面とする合計 14 断面とした。気中部に関しては、PB 試験体の場合には載荷点位置から下方 50 mm の位置より 100 ないし 200 mm 間隔で 8 断面とし、PS 試験体の場合には同様に 4 断面とした。

2.3 実験結果及び考察

2.3.1 荷重－変位曲線

図 2.5 には、PB 試験体と PS 試験体に関する荷重 P_s －載荷点変位 δ_s 曲線を示している。図中には、各試験体に関する実験結果の降伏時及び最大荷重到達時における荷重 P_y, P_{max} 及び載荷点変位 δ_y, δ_{max} 、支柱基部を固定端と仮定した場合における梁理論に基づいた降伏荷重 P_p 、全塑性荷重 P_p を明記して示している。

PB 試験体の結果に着目すると、実験結果は梁理論に基づく降伏荷重 P_y に達する前に塑性化に至り、 P_y に達した段階で荷重がほぼ一定の状態に変位が増加傾向を示している。一方、PS 試験体に関する実験結果を見ると、塑性状態に至る荷重レベルは梁理論に基づく降伏荷重 P_y よりも小さいが、その後変位の増加と共に荷重も増加傾向を示し、最大荷重は全塑性荷重 P_p よりも 5 kN 程度小さいレベルまで達していることが分かる。これらの実験結果は曲げモーメントのアーム長が伸びたことによるものと推察され、実質的な固定端が擁壁内部に移行していることを暗示している。

なお、図には載荷点変位が 100 mm までの荷重－載荷点変位を示している。しかしながら、実験結果は、変位が 150～200 mm に達した後、基部に弱軸周りの局部座屈が発生し、荷重が急激に低下した。

また、降伏後、変位は梁理論に基づく降伏荷重レベルで増加傾向にあることが分かる。しかしながら、この時点では全塑性荷重レベルには達していない。これは、前述の通り、支柱の固定端が擁壁内に移行したことによるものと推察される。

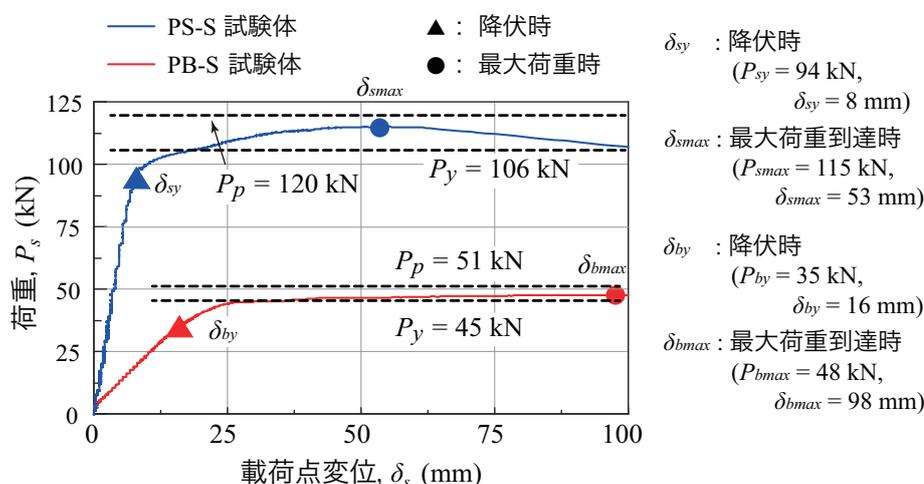


図 2.5 静荷重載荷時の荷重 P_s －載荷点変位 δ_s 関係

2.3.2 実験終了後における支柱気中部の変形状況

写真2.4には、実験終了後の支柱の気中部における変形状況を示している。(a)写真には、両試験体の気中部における支柱の変形状況を示している。写真中、手前の支柱はPS試験体であり、奥はPB試験体である。写真より、PB試験体の変形状態はPS試験体に比べてそれほど著しくはないが、弱軸方向にも変形している状況が確認できる。一方、PS試験体の場合には、基部で弱軸周りの局所座屈が発生し、荷重方向と共に弱軸方向にも大きく変形していることが分かる。

(b)写真には、PB試験体の基部の変形状況を拡大して示している。写真より、非荷重側フランジは座屈して大きく変形し、それに伴いウェブも大きく面外変形に至っていることが分かる。一方、荷重側のフランジ部の損傷は大きくはない。また、支柱基部近傍擁壁天端部を見ると、ひび割れはほとんど発生していないことが確認できる。

(c)、(d)写真には、PS試験体の基部の変形状況を示している。本試験体の場合には、弱軸方向への座屈が卓越し、非荷重側は勿論のこと荷重側のフランジも大きく変形していることが分かる。ウェブ部は原形を留めないほどに変形している。支柱基部近傍擁壁天端部を見ると、荷重側フランジ近傍のコンクリートは剥離しており、荷重側フランジ下面とウェブ近傍部ではコンクリートの圧壊が確認できる。しかしながら、非荷重側フランジ近傍コンクリートの損傷はフランジに接触している狭い領域での圧壊程度であることが分かる。



(a) 気中部における支柱の変形状況



(b) PB試験体の基部の変形状況



(c) PS試験体の基部の変形状況-1



(d) PS試験体の基部の変形状況-2

写真 2.4 支柱の気中部における変形状況

2.3.3 支柱の軸方向ひずみ分布

図 2.6 には、荷重－載荷点変位曲線から評価した降伏時と最大荷重到達時における支柱縁ひずみ分布を各試験体で比較して示している。なお、各断面における縁ひずみは、支柱ウェブ中心から両フランジに向かって 70 mm の点に貼り付けたひずみゲージからの出力と断面の平面保持仮定の下に換算評価している。

(a) 図の PB 試験体に関するひずみ分布を見ると、降伏時には気中部は荷側と非荷側共に荷点からほぼ線形に増加傾向を示していることが分かる。また、擁壁内では荷側フランジ部では天端から深さ 750 mm 近傍で零ひずみまで減少していることが分かる。一方、非荷側フランジ部では荷側フランジよりも若干浅い深さ 650 mm 程度から零ひずみの分布性状を示している。

最大荷重到達時のひずみ分布を見ると、気中部は擁壁天端より上方 350 mm、擁壁内部では天端より深さ 150 mm 程度の狭い範囲で降伏に達していることが分かる。その他の領域では、降伏荷重時におけるひずみ分布と類似し若干大きなひずみ分布を示している。これより、塑性ヒンジは、主として支柱基部近傍に発生していることがうかがわれる。擁壁内部のひずみ分布に基づいて支柱の定着状況を調べると、擁壁天端から約 750 mm 以降で零ひずみを示し、固定状態に至っていることが分かる。

(b) 図の PS 試験体に関するひずみ分布を見ると、荷点から擁壁天端までの距離が 600

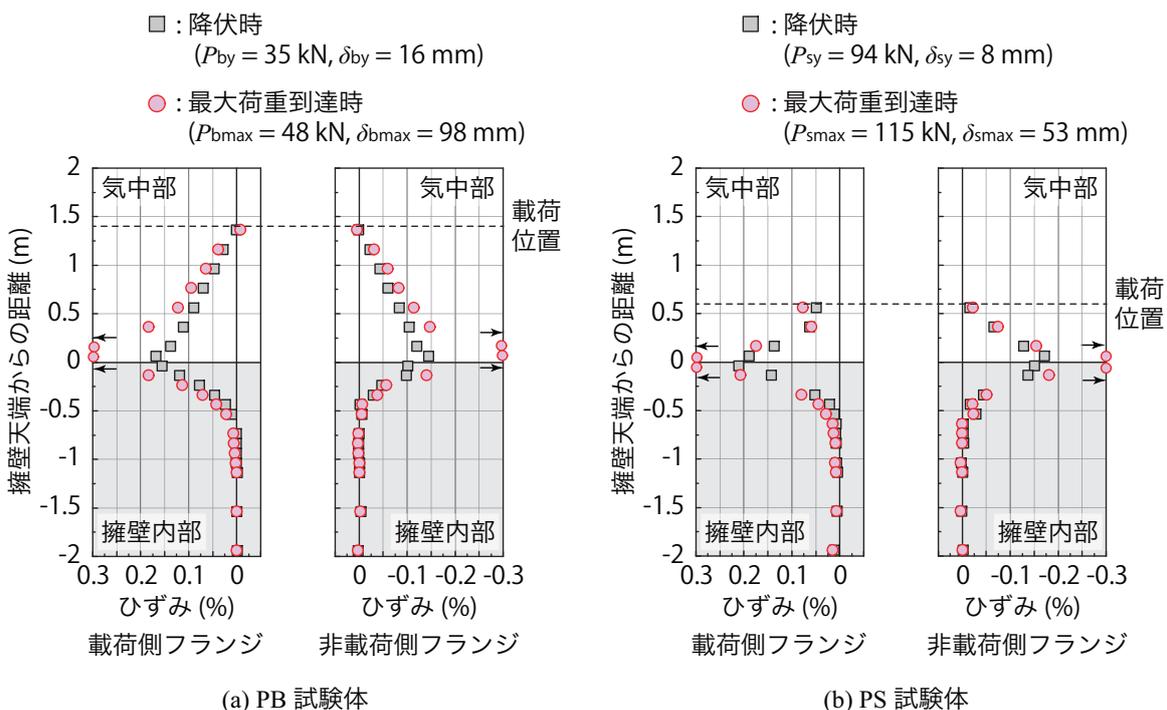


図 2.6 各試験体の軸方向ひずみ分布

mm と小さいことにより、気中でのひずみ分布勾配が PB 試験体に比較して大きいことが確認できる。

擁壁内におけるひずみ分布に着目すると、載荷側では降伏時と最大荷重時共に天端から深さ 650 mm 程度から零ひずみに漸近し、900 mm 程度で零ひずみに至っていることが分かる。一方、非載荷側の場合には共に擁壁天端から 650 mm 程度で零ひずみに至っている。これより、静荷重載荷時において、曲げと共にせん断が連成するような載荷点が低い場合の必要根入れ深さは、 $d_{es,s} = 900$ mm 程度であることが明らかになった。これに対して、曲げが卓越する場合における必要根入れ深さは、 $d_{eb,s} = 750$ mm 程度として評価されていることより、曲げと共にせん断が連成する場合には曲げが卓越する場合よりも必要根入れが深くなる傾向にあることが明らかになった。

2.4 まとめ

擁壁内を貫通して支柱を設置した場合における支柱の必要根入れ深さに着目し、高さ 2 m、幅 3 m の実規模落石防護擁壁の中心部に H 200 × 100 × 5.5 × 8 形鋼支柱を貫通させて配置し、載荷点高さを 1,400 mm と 600 mm にする場合における静荷重載荷実験を実施した。本実験で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 最大荷重は、曲げが卓越する場合には支柱基部を固定端とする梁理論に基づく降伏荷重程度、曲げと共にせん断が連成する場合には全塑性荷重より若干小さい程度である。
- 2) いずれの場合も、基部近傍に塑性ヒンジが形成されると共に、最終的には弱軸周りの局部座屈によって終局に至る。
- 3) 支柱が完全定着に至る根入れ深さは、曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合でそれぞれ $d_{eb,s} = 750$ mm, $d_{es,s} = 900$ mm となり、全体としては $d_{et,s} = 900$ mm として評価される。

第 3 章

防護柵支柱を貫通させた場合における衝撃荷重載荷実験

3.1 概説

本章では、落石が衝突することによる防護柵支柱の適切な根入れ深さを効率的に特定することを目的に、前章と同様に柵高 2 m の従来型落石防護柵支柱に関する実規模試験体に対して衝撃荷重載荷実験を実施し、衝撃力波形や支柱及び擁壁の動特性と共に支柱の軸方向ひずみが零ひずみに漸近する点を実験的に明らかにする。

3.2 実験の概要

3.2.1 実験方法

図 3.1 は、衝撃荷重載荷実験に用いた試験体の形状寸法及び設置状況を示している。衝撃荷重載荷実験は、擁壁の水平方向変位を抑制し回転のみを許容して実施することとし、写真 3.1 に示すように回転中心となる擁壁の道路側底面端部に沿って L 形鋼材 (L90×90×13) を設置し、 $\phi 19$ mm のアンカーボルトで固定している。なお、擁壁コンクリートは、擁壁底面に接するコンクリート基礎面と擁壁との縁を切るために薄いビニールシートを敷いた状態で打設した。

図 3.2 には衝撃荷重載荷装置の概要図を、写真 3.2 には実験状況を示している。衝撃荷重は、図に示されているようにロードセル一体型の 1,000 kg 重錘を 4 本の PC 鋼棒 (径 17 mm) を用いて高さが約 10 m の自走式門型クレーンの上部吊桁より吊り下げ、振り子式によって支柱に衝突させることによって載荷した。本実験は、各試験体に対して重錘を設定落下高さから一度だけ衝突させる単一載荷によって実施している。

図 3.3 には、衝撃荷重測定用ロードセル一体型重錘の形状寸法を示している。本実験で用いたロードセルは定格容量が 650 kN であり、重錘先端部の形状は片当たりを防止するために半径 325 mm で高さが 10 mm の球形状となっている。

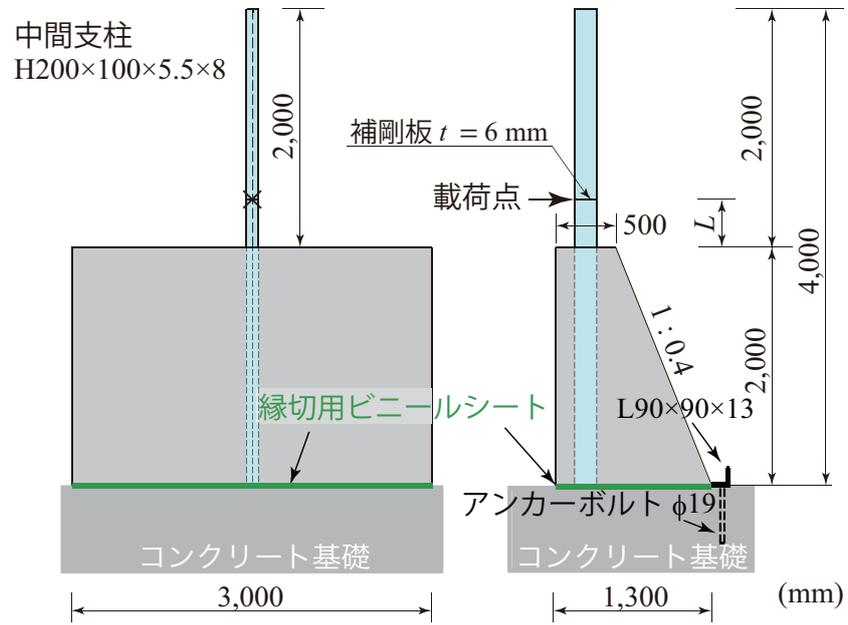


図 3.1 衝撃荷重実験における試験体の形状寸法及び設置状況の一例



写真 3.1 L形鋼設置状況



写真 3.2 衝撃荷重実験状況

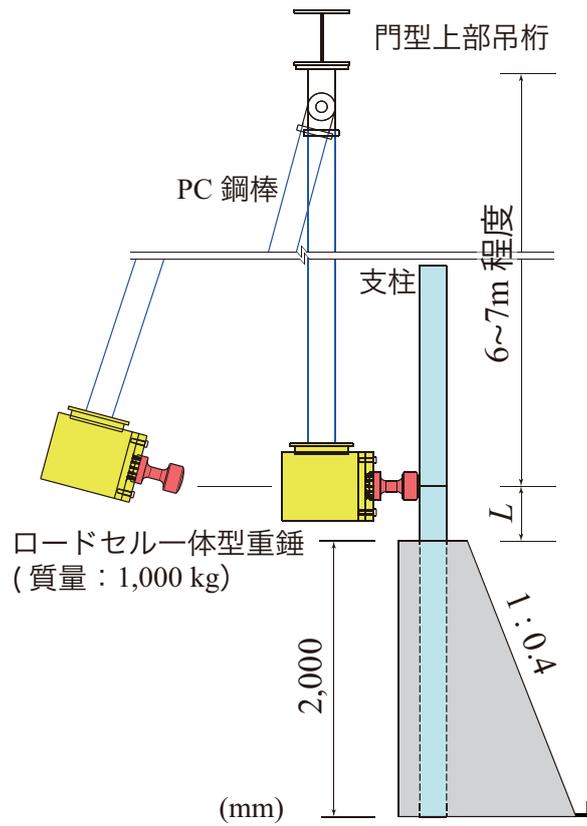


図 3.2 衝撃荷重装置の概要図

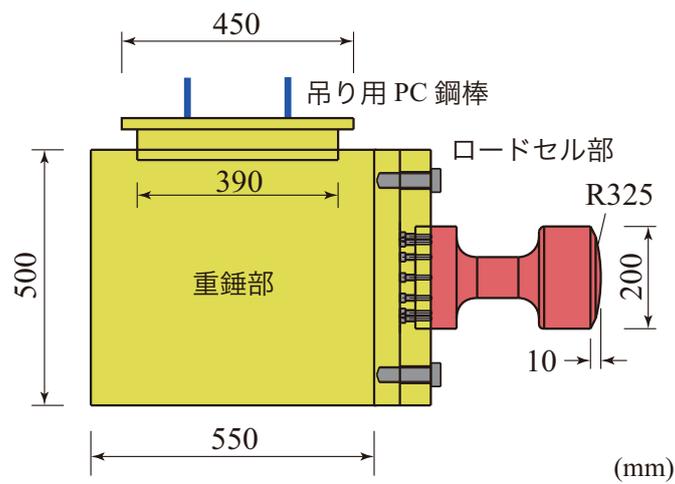


図 3.3 ロードセル一体型重錘の形状寸法

3.2.2 実験ケース

表3.1には、実験に用いた試験体一覧を示している。表中の試験体名のうち、第1項目は第2章と同様に、“P”は実規模落石防護擁壁及び防護柵支柱を用いていることを示し、続く“B”及び“S”は曲げが卓越する場合及び曲げと共にせん断が連成する場合を示している。第2項目の“H”は重錘落下衝撃荷重を意味し、後続の数値は重錘の設定した自由落下高さ(m)を表している。表には、実測衝突速度 V' より算出した実測重錘落下高さ H' も示している。なお、実測重錘落下高さ H' は、設定重錘落下高さ H より0.3~0.9m程度高い値を示している。これは、実験時における重錘の落下高さを光波測距儀により決定しているものの、重錘の重心位置ではなく先端部に標準を合わせたことによるものと判断される。また、表には、実測衝突速度 V' より算出した実測入力エネルギー E_t と、別途実施した材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度 f'_c 及びミルシートより得られたH形鋼の降伏強度 f_y も示している。

支柱に用いたH形鋼については、前章と同様である。

表 3.1 試験体一覧

試験体名	荷重点 高さ L (mm)	根入れ 深さ d (mm)	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測衝突 速度 V' (m)	実測入力 エネルギー E_t (kJ)	コンクリート の圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	H形鋼 の降伏強度 f_y (N/mm ²)
PB-H0.5	1,400	貫通	0.5	0.81	3.99	8.0	34	350
PB-H1			1.0	1.43	5.30	14.0		
PB-H1.5			1.5	2.19	6.55	21.5		
PB-H2			2.0	2.75	7.35	27.0		
PS-H1	600		1.0	1.63	5.65	16.0	33	
PS-H2			2.0	2.67	7.23	26.1		
PS-H3			3.0	3.90	8.74	38.2		
PS-H4			4.0	4.69	9.59	46.0		

3.2.3 計測項目

実験における計測項目は、

- (1) 重錘に組み込んだ衝撃荷重測定用ロードセルによる重錘衝撃力 P_i ,
- (2) ひずみゲージによる支柱各点の軸方向ひずみ,
- (3) 重錘の衝突速度 V や擁壁コンクリートの回転を評価するため、及び支柱の変形状況等を検討するための 2,000 fps での高速度カメラ撮影,

である。

実験におけるひずみゲージの貼り付け位置は、前章の静荷重載荷実験と同様である。なお、衝撃荷重載荷実験終了後にひび割れ分布をスケッチする予定であった。しかしながら、ひび割れがほとんど発生していなかったことより、本実験ではスケッチはしていない。

衝撃力波形は、重錘に組み込まれた衝撃荷重測定用ロードセルを用いて計測した。ロードセルはひずみゲージ型変換器であることから、支柱に貼り付けたひずみゲージからの出力と共にデジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。そのサンプリングタイムは 10 kHz とした。

表 3.2 には、本実験で使用したひずみゲージの仕様を示している。支柱各点に貼り付けたひずみゲージの検長は支柱が鋼製であることより 2 mm とした。なお、コンクリート躯体に埋設されるひずみゲージと結線するリード線には、躯体中の絶縁を確保するために ETFE ケーブルを用いている。

表 3.2 KFG 汎用箔ひずみゲージの仕様

形式名	KFG-2-120-C1-11 L30C2R
ゲージ長	2.0 mm
ゲージ抵抗	$120.4 \pm 0.4 \Omega$
ゲージ率	$2.09 \pm 1.0 \%$
適合線膨張係数	$11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
使用温度範囲	$-195 \sim 150 ^\circ\text{C}$
自己温度補償範囲	$10 \sim 100 ^\circ\text{C}$
室温におけるひずみ限界	約 5.0 %
室温における疲労寿命	1.2×10^7

ひずみゲージは、紙やすりを用いてゲージ貼り付け部の錆が無くなるまで研磨し、アセトンで油分を除去した後に貼り付けている。図3.4には、ひずみゲージの貼り付け位置を示している。ひずみゲージは、前章の静荷重実験時と同様に、支柱とコンクリート間の付着挙動への影響を極力小さくするために、H形鋼のウェブ中心位置から各フランジに向かって70 mmの位置に貼り付けた。写真3.3には、実際のH形鋼支柱に貼り付けた状況を示している。各縁ひずみは、これら2つのひずみゲージ ϵ_{uw} 、 ϵ_{lw} 出力を断面の平面保持仮定の下に評価した。 ϵ_{uw} 側の縁ひずみ ϵ_{uf} 、 ϵ_{lw} 側の縁ひずみ ϵ_{lf} は、次式のように示される。

すなわち、

$$\epsilon_{uf} = \frac{17\epsilon_{uw} - 3\epsilon_{lw}}{14} \quad (3.1)$$

$$\epsilon_{lf} = \frac{-3\epsilon_{uw} + 17\epsilon_{lw}}{14} \quad (3.2)$$

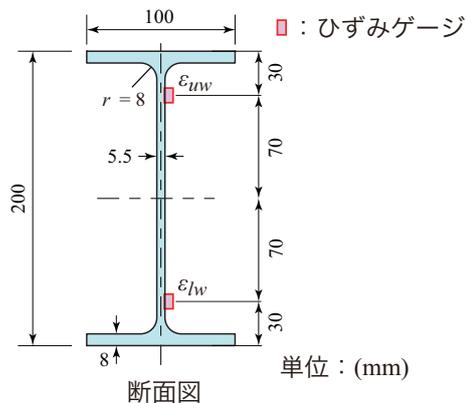


図3.4 ひずみゲージの貼り付け断面図



写真3.3 ひずみゲージ貼り付け状況

写真3.4には、本研究で用いた高速度カメラを示している。実験では、重錘の支柱への衝突速度 V や防護擁壁の回転、及び支柱の変形の推移状況を検討するために、図3.5に示されるように、重錘、擁壁側面及び支柱ウェブ部にマーカーを貼り付けている。なお、デジタルデータレコーダと高速度カメラ間では同期を取って記録を行っている。



写真 3.4 高速度カメラ

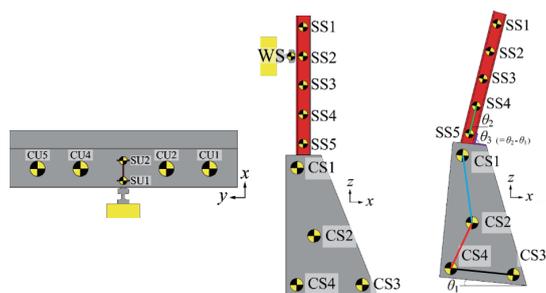


図 3.5 ターゲットマーカの貼り付け位置

3.3 実験結果及び考察

3.3.1 曲げが卓越する場合における実験結果及び考察

(1) 各時刻歴応答波形

図3.6には、PB試験体である曲げが卓越する場合における重錘衝撃力 P_i に関する時刻歴応答波形を示している。図中には、静荷重載荷時における支柱基部を固定端とする梁理論に基づいた降伏荷重 P_y 及び全塑性荷重 P_p も示している。なお、各実験ケースは、設定重錘落下高さ H (以後、単に落下高さ) を用いて整理している。

図より、衝撃力波形 P_i は、いずれの落下高さに対しても載荷初期から 30 ms 程度までは、振幅の大きい高周波成分が励起している。これは、重錘が支柱衝突時に生じる金属音となるフランジあるいはウェブの高周波振動成分であるものと推察される。

荷重継続時間は、落下高さの増加に対応して延びている。衝撃力波形は、載荷初期から上昇し、降伏荷重 P_y から全塑性荷重 P_p レベルまで達し、50～75 ms 程度の間ではほぼ一定値を示し、その後徐々に零レベルまで低下していることが分かる。これより、衝撃荷重載荷時においても、作用荷重は静的な全塑性荷重 ($P_p = 51$ kN) を用いて安全側で評価可能であることが分かる。この結果は、室内実験結果³⁾と同様である。

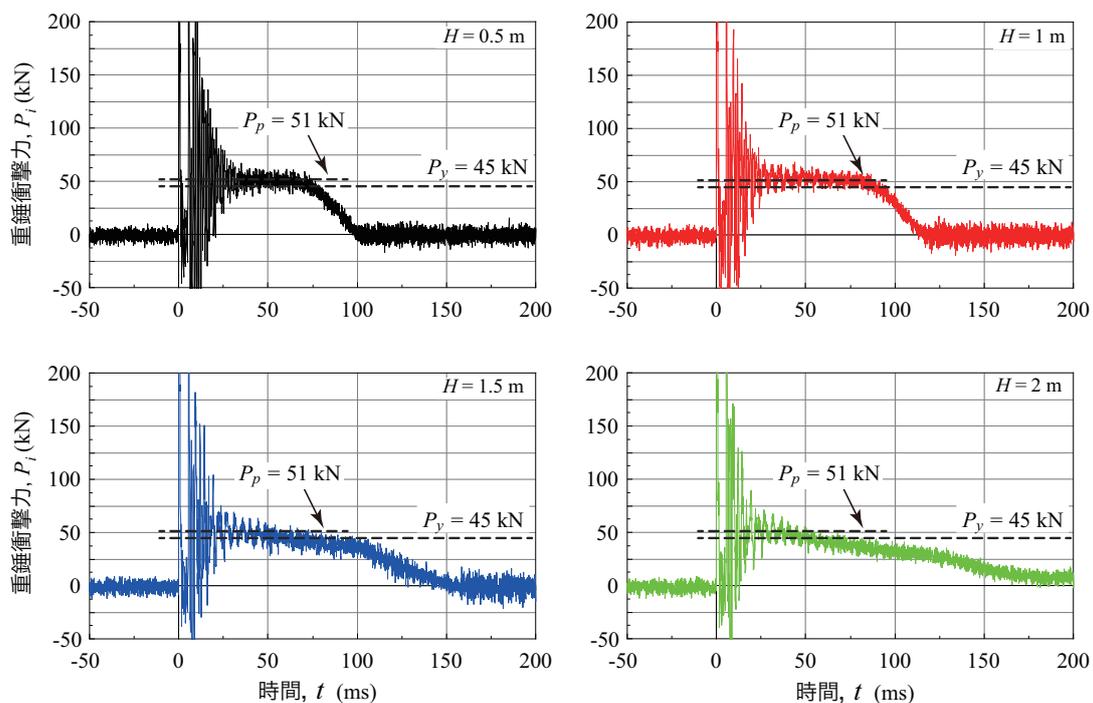


図 3.6 PB 試験体の重錘衝撃力 P_i に関する時刻歴応答波形図

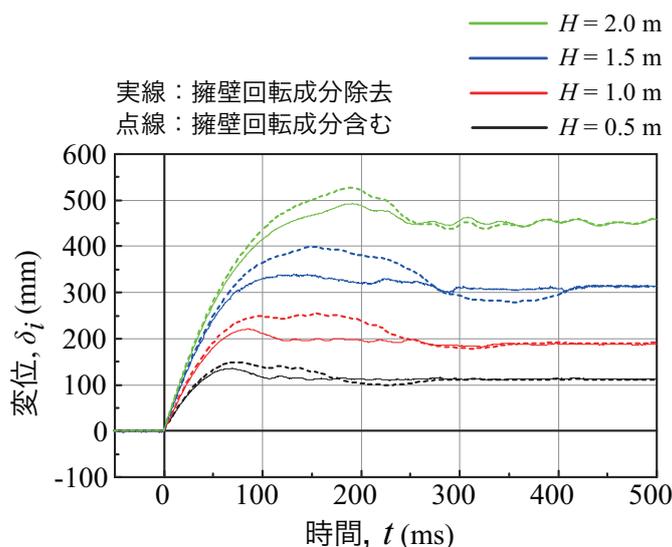


図 3.7 PB 試験体の荷点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形図

図 3.7 には、荷点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形を示している。図中には、擁壁の回転成分を含む場合と、除去した場合について 500 ms までを比較して示している。なお、擁壁の回転角は試験体側面からの高速度カメラ画像を用いて算出している。

図より、落下高さが $H = 1$ m までは、ほぼ最大変位到達後に擁壁が回転傾向にあることが分かる。しかしながら、 $H = 1.5$ m の場合には最大変位到達前に擁壁の回転傾向が示されている。また、 $H = 2$ m の場合には、変位が最も大きいものの、擁壁の回転成分は $H = 1 \sim 1.5$ m の場合よりも小さく示されている。これは、重錘衝突時における入力エネルギーが後述の支柱基部近傍に発生する局部座屈変形に消費されたことによるものと推察される。いずれの場合においても、擁壁の回転が顕在化し始めるのは衝撃荷重後 60 ms 程度経過した後であることが分かる。

図 3.6 の衝撃力波形と比較すると、衝撃力は落下高さが $H = 1$ m までは最大変位に到達し若干変位が復元した段階で完全に除荷されている。しかしながら、 $H > 1$ m の場合には最大変位到達後に除荷に至っていることが分かる。

(2) 支柱基部の変形及び擁壁天端部の損傷状況

写真 3.5 には、実験終了後の落下高さ毎の支柱基部における局部座屈の発生状況と、擁壁のひび割れ発生状況について示している。写真より、落下高さが $H = 0.5$ m の場合には、非荷側フランジが若干変形しているが未だ明確な座屈に至っていないことが確認できる。また、荷側フランジ端部からと非荷側フランジ端近傍部にひび割れを確認できる。但し、大きくは進展していない。

$H = 1$ m の場合には、非荷側フランジが局部座屈に至っている状況が確認できる。また、

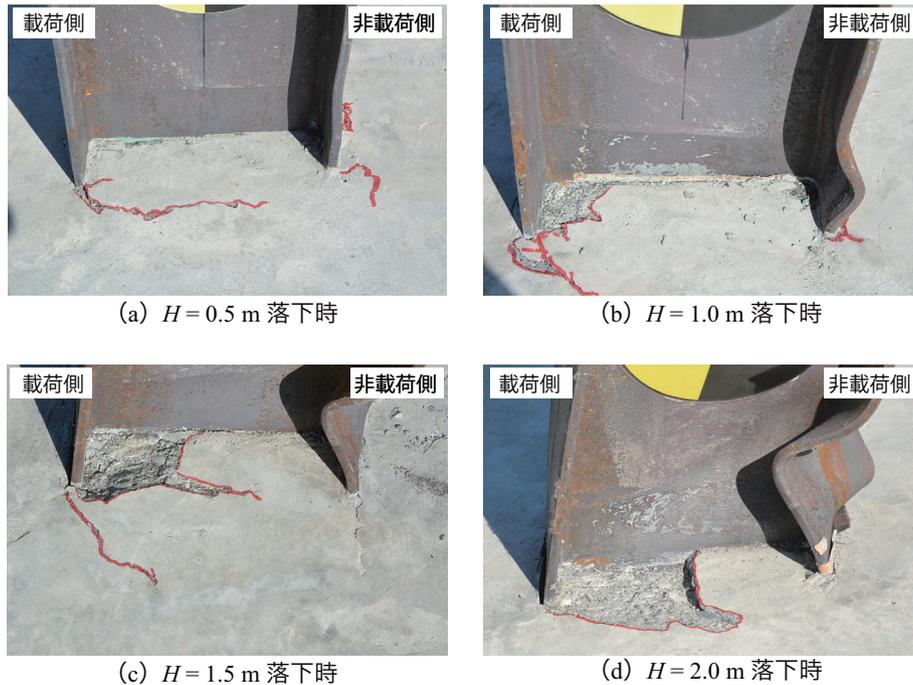


写真 3.5 PB 試験体の実験終了後における支柱基部の変形状況

載荷側フランジ端部からのひび割れの発生とフランジとウェブ付け根部で圧壊によるコンクリートの剥離が確認できる。

$H = 1.5 \text{ m}$ の場合には、 $H = 1 \text{ m}$ の場合よりも非載荷側フランジが大きく変形している。また、 $H = 1 \text{ m}$ の場合と同様に載荷側フランジ端部からの斜め方向に進展するひび割れと、コンクリートの剥離が確認できる。但し、剥離の深さは $H = 1 \text{ m}$ の場合よりも深い。

$H = 2 \text{ m}$ の場合には、支柱基部非載荷側フランジの局部座屈は $H = 1.5 \text{ m}$ の場合よりもさらに激しく、かつ非載荷側フランジは横方向に捻れ、対応してウェブも面外に変形し、支柱は斜め方向に変形していることが分かる。また、載荷側フランジとウェブ近傍部におけるコンクリートの剥離も確認できる。但し、その深さは 10 mm 程度であり、表面のみの圧壊・剥離であることが分かる。

以上より、入力エネルギーが大きい場合には、基部近傍の非載荷側フランジ部に過度な圧縮力が作用して局部座屈が発生し、対応して断面剛性も低下するため、支柱が基部を中心に角折れ状態に至っていることが明らかになった。

(3) 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

図 3.8 には、各落下高さ毎の擁壁の回転成分を除去した支柱の最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布 ε_f を示している。図中には、各落下時における最大変位発生時の衝撃初期からの経過時間 t も示している。

図より、気中部のひずみ分布を見ると、基部近傍で最大ひずみを示すものの、載荷点から

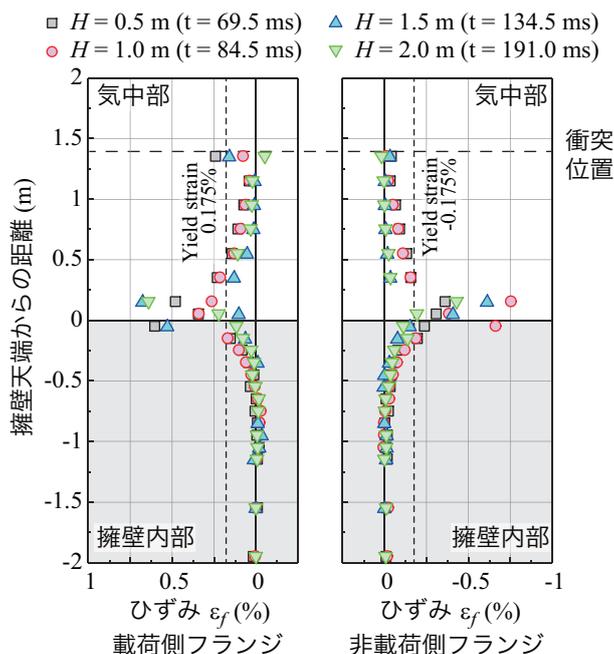


図 3.8 PB 試験体の最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

基部までのひずみ分布は、梁理論に基づく線形分布ではなく、放物線状の分布特性を示していることが分かる。また、基部近傍部を除き、荷側フランジのひずみが非荷側フランジのひずみより大きい傾向にある。さらに、重錘落下高さがより大きい $H = 1.5, 2 \text{ m}$ の場合におけるひずみ分布は $H = 0.5, 1 \text{ m}$ の場合より小さい傾向にあることが分かる。これは、前者の場合には入力エネルギーが大きいことにより、写真 3.5 に示されているように瞬時に基部近傍非荷側フランジ部における局部座屈が顕在化して H 形鋼の曲げ剛性が著しく低下し、基部近傍を中心とした角折れの状態に至ったためと推察される。これに対して、後者の特に $H = 0.5 \text{ m}$ の場合には、基部コンクリートの損傷も小さくかつ明確な局部座屈に至っていないことにより H 形鋼の曲げ剛性の低下も見られず、支柱全体で荷重に抵抗しているためと推察される。

支柱の基部近傍部に着目すると、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合においても気中の基部から 350 mm 上の位置で 0.25 % 程度のひずみを示しており、基部に向かって塑性化が進行していることが分かる。 $H = 1 \text{ m}$ の場合も含めそれ以上の落下高さの場合には、最大でも 1 % に満たないひずみ分布となっているが、写真からも明らかなように非荷側フランジは局部座屈に至り、著しい損傷を受けていることは勿論である。

擁壁内部でのひずみ分布を見ると、擁壁天端から 150 mm 程度の深さまでは全ての落下高さでほぼ降伏ひずみに達しているが、それ以降の深さでは弾性ひずみ状態を示していることが分かる。また、いずれの落下高さの場合においても 650 mm 程度でほぼ零ひずみに漸近しており、固定域は静荷重載荷時の 750 mm よりも若干浅く示されていることが分かる。

3.3.2 曲げとせん断が連成する場合における実験結果及び考察

(1) 各時刻歴応答波形

図3.9には、PS試験体である曲げとせん断が連成する場合における重錘衝撃力 P_i に関する時刻歴応答波形を比較して示している。図中の各波形は、衝撃初期に高周波成分が励起していることより、主波動がより明確に示されるようにするために0.5 msの矩形移動平均処理を行っている。また、支柱基部を固定端と仮定し梁理論に基づいて得られる静荷重載荷時の降伏荷重 P_y 及び全塑性荷重 P_p も示している。

図より、衝撃力波形 P_i は、周期が12.5 ms程度の低周波成分と高周波成分から構成されている。高周波成分は、落下高さが $H = 1 \sim 3$ m の場合には載荷初期から20~37.5 ms前後まで励起しており、 $H = 4$ m の場合には75 ms程度の重錘がリバウンド状態に至るまで励起していることが分かる。これは、入力エネルギーが大きいことにより、支柱が激しく損傷し重錘が支柱フランジ部に接触したこと等によるものと推察される。また、低周波振動成分に関しては、小型模型を用いた実験時^{4),5)}にも同様の波形が得られている。一方で、曲げが卓越するPB試験体の場合には、小型実験³⁾や前述の実規模実験共にこのような振動成分は現れていない。これより、基部からの載荷点高さが低く曲げと共にせん断が連成するような場合には、支柱H形鋼の曲げ剛度が大きく評価されることにより、擁壁内部で定着された支柱がせん断変形のモードで振動状態を呈したことによるものと推察される。

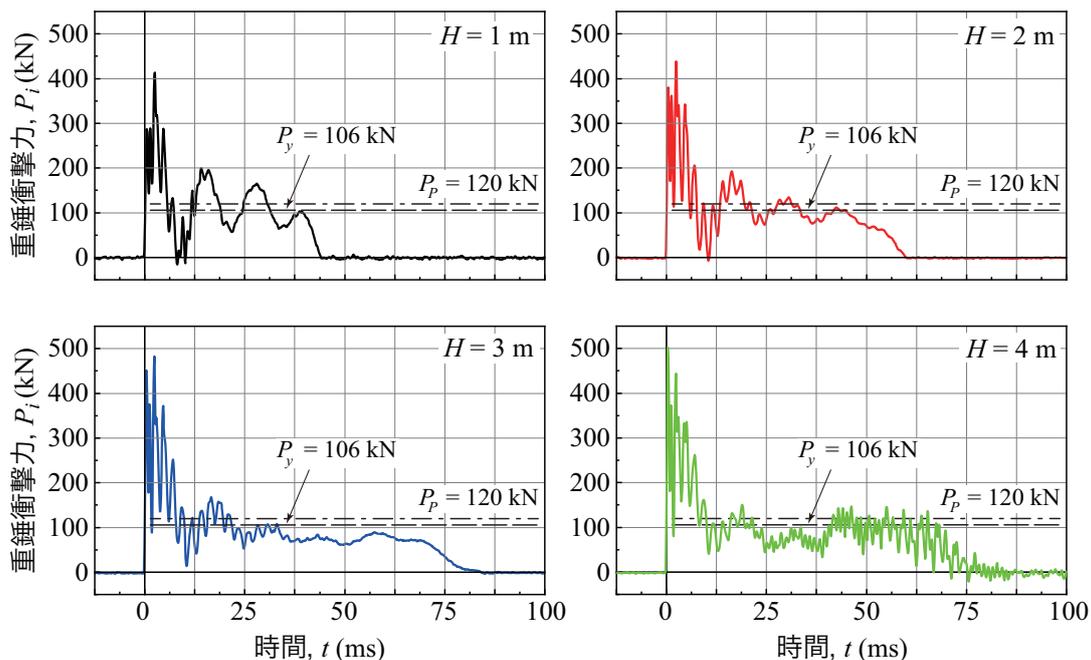


図 3.9 PS 試験体の重錘衝撃力 P_i に関する時刻歴応答波形図

荷重の荷重継続時間を見ると、最も短い試験体は落下高さが $H = 1$ m の場合で 43.75 ms 程度であり、落下高さ $H = 4$ m の場合を除き落下高さの増加に対応して継続時間も延びていることが分かる。これは、入力エネルギーの増加に対応して、後述の基部近傍における塑性ヒンジの発生に伴って支柱の回転角が増加すると共に荷重点部の水平方向変位も大きくなることによるものと推察される。なお、落下高さが $H = 3$ m と 4 m の場合の継続時間は類似している。これは、 $H = 4$ m の場合には、後述の **写真 3.6** に示すように、 $H = 3$ m の場合と類似した支柱基部近傍での激しい局部座屈によって同様な変形状態に至り、衝撃荷重が零近傍まで除荷状態に至ったことによるものと推察される。

低周波振動成分の平均的な衝撃力の分布は、いずれの場合もほぼ台形状の分布を示しており、その値は降伏荷重 P_y あるいは全塑性荷重 P_p 程度であることが分かる。このことは、曲げとせん断が連成する場合における衝撃荷重載荷時においても、作用荷重は静的な全塑性荷重 ($P_p = 120$ kN) を用いて安全側で評価可能であることを示唆している。

図 3.10 には、荷重点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形を示している。図より、いずれの落下高さの場合においても最大変位到達前に擁壁が回転を開始していることが分かる。擁壁の回転成分を除いた場合における変位波形を見ると、最大変位到達後はいずれの落下高さにおいても緩やかな減少傾向を示していることが分かる。これは、衝撃荷重載荷時に基部近傍が局部座屈等の塑性変形に至り、変位がその変形状態で残留したことを示唆している。

最大変位に着目すると、落下高さが $H = 3$ m までは落下高さに対応して最大変位も増加傾向にあるが、 $H = 4$ m の場合には $H = 3$ m の場合と大差のないことが分かる。このような性状は、前述の衝撃荷重の荷重継続時間と対応している。

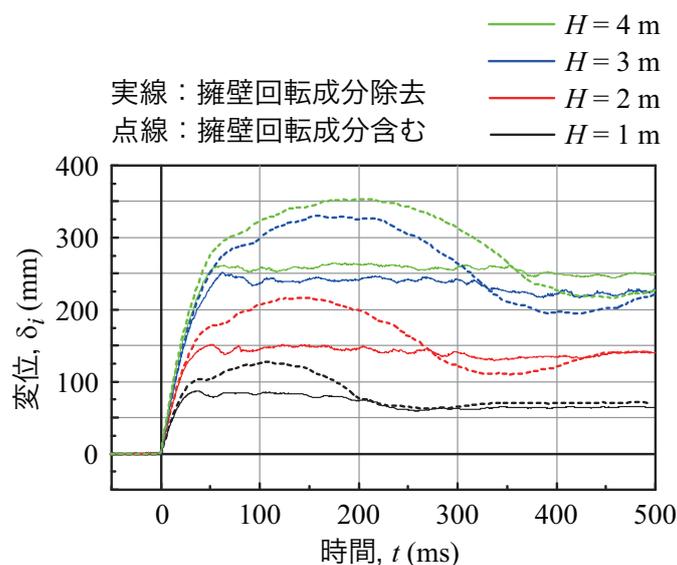


図 3.10 PS 試験体の荷重点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形図

表 3.3 PS 試験体の各最大応答値とエネルギー割合

試験体名	重錘落下高さ H (m)	入力エネルギー量 E_t (kJ)	支柱の最大変位量 δ_{imax} (mm)	支柱の最大変形角 θ_{max} (°)	支柱の基部変形によるエネルギー吸収量 E_{ar} (kJ)	衝撃力による仕事量 E_p (kJ)	E_{ar}/E_t	E_p/E_t	E_{ar}/E_p
PS-H1	1.0	16.0	86.9	8.3	10.4	14.1	0.65	0.88	0.74
PS-H2	2.0	26.2	151.9	13.3	16.7	24.0	0.64	0.81	0.70
PS-H3	3.0	38.1	251.3	19.6	24.5	34.6	0.64	0.83	0.71
PS-H4	4.0	46.0	261.8	20.8	26.0	38.4	0.57	0.77	0.68

表 3.3 には、各 PS 試験体における入力エネルギー E_t 、支柱の最大応答変位 δ_{imax} とその時の支柱の変形角 θ_{max} 、 $E_{ar} = M_p \times \theta_{max}$ として評価される最大変形角 θ_{max} までの変形によるエネルギー吸収量 E_{ar} 、重錘衝撃力 P_i による仕事量 E_p と、入力エネルギー E_t に対する各エネルギー割合や衝撃力による仕事量 E_p に対する基部塑性変形による吸収エネルギー E_{ar} 割合を一覧にして示している。

表より、落下高さが $H \geq 3$ m の場合には、支柱の変形角が 15° を越えており、支柱は便覧¹⁾の規定に基づく終局状態に至っていることがうかがわれる。このときの擁壁の回転角は $2^\circ \sim 3^\circ$ 程度であるが、復元していることは勿論である。また、落下高さが $H = 2$ m の場合の支柱の最大変形角は約 $\theta_{max} = 13^\circ$ であり、便覧¹⁾の規定以内に収まっている。その時の入力エネルギーは $E_t = 26.2$ kJ である。

前章の静荷重載荷時における最大荷重到達時の変位は $\delta_{smax} = 53$ mm である。この値と衝撃荷重載荷時における最大応答変位 δ_{imax} を比較すると、衝撃荷重載荷時の場合には落下高さが $H = 1$ m の場合で静荷重載荷時の 1.6 倍、 $H = 2$ m の場合で約 2.9 倍の値を示すことが分かる。これは、衝撃荷重載荷時の場合には、後述のように擁壁にはひび割れ等の大きな損傷がないことや支柱にも弱軸に関する局部座屈が発生していないことにより、衝撃エネルギーが支柱の基部近傍に発生した局部座屈と塑性ヒンジの発生による角折れ状変形によってエネルギーが吸収されていることによるためと推察される。

基部塑性変形によるエネルギー吸収量 E_{ar} は、落下高さが $H = 1 \sim 3$ m の場合で入力エネルギー量の 65% 程度、 $H = 4$ m の場合で 57% 程度であることが分かる。なお、 $H = 4$ m の場合が $H = 1 \sim 3$ m の場合よりもエネルギー吸収割合が小さいのは、局部座屈によるエネルギー吸収割合が大きくなったこと等によるものと推察される。

また、入力エネルギー量 E_t に対する衝撃力の仕事量 E_p は、8割程度であることが分かる。残りの 2割程度は、重錘衝突時における音波の発生や重錘による衝突後のリバウンド等に

よって消費されたものと推察される。衝撃力の仕事量 E_p に対する支柱の回転によって吸収されたエネルギー量 E_{ar} の割合は7割前後であり、 $H = 1\text{ m}$ の場合が若干大きい傾向を示している。これは、落下高さが小さい場合には局部座屈による変形が小さく、塑性ヒンジの発生による角折れ状の変形が卓越していること等によるものと推察される。

(2) 支柱基部の変形及び擁壁天端部の損傷状況

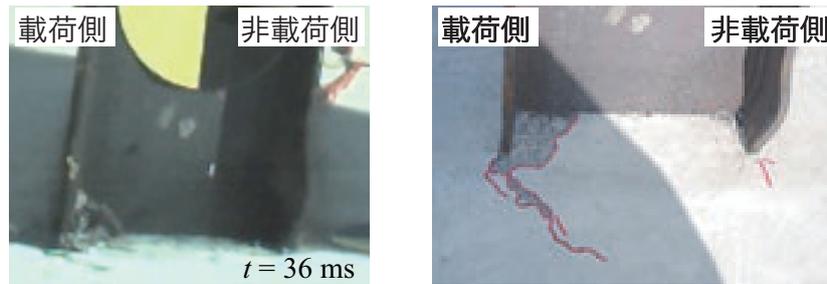
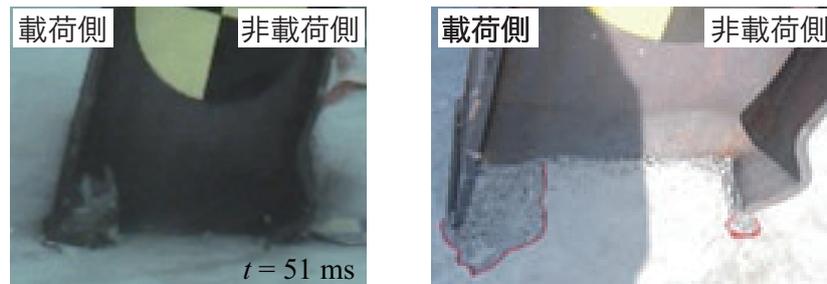
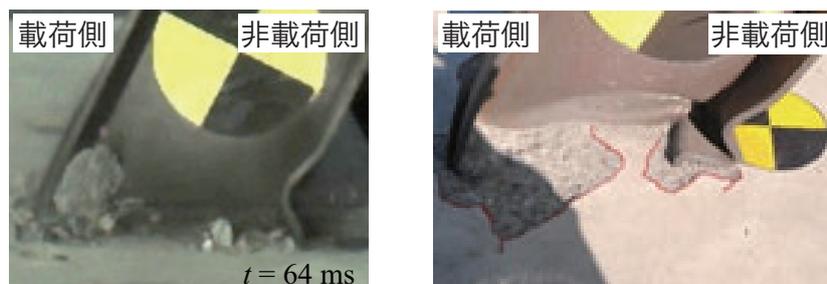
写真3.6には、実験終了後の落下高さ毎の支柱基部における局部座屈の発生状況と、擁壁のひび割れ発生状況について示している。なお、最大変位到達時における支柱基部の変形状況記録には、高速度カメラ画像を用いている。写真より、落下高さが $H = 1\text{ m}$ の場合において、最大変位発生時には非載荷側フランジの変形は著しくないものの、局部座屈の性状が現れていることが確認できる。また、この時点で載荷側フランジ先端部から斜め下方に進展するひび割れも確認できる。このひび割れは、実験終了後におけるひび割れ分布から、表面のみの浅いひび割れであることが明らかになっている。実験終了後の非載荷側フランジの変形状態はそれほど大きくはないが、局部座屈に至っていることが分かる。

落下高さが $H = 2\text{ m}$ の場合には、最大変位到達時における非載荷側フランジの局所変形が $H = 1\text{ m}$ の場合に比較して大きく示されており、局部座屈の発生が確認できる。実験終了後には非載荷側フランジと共にウェブ部にも局所変形が確認でき、座屈に至っていることが分かる。擁壁天端コンクリートの損傷状況に関しては、載荷側フランジとウェブを囲む領域の表面が剥離しているが、表面のみであることが明らかになっている。

落下高さが $H = 3\text{ m}$, 4 m の場合には、最大変位到達時に、いずれの場合も非載荷側フランジとウェブ部が大きく変形しており、この時点で座屈に至っていることが確認できる。実験終了後の状況を確認すると、非載荷側フランジは基部で2重に折り曲げられた状態に至っており、対応してウェブ部も著しく変形し横方向に折り曲げられていることが確認できる。これは、入力エネルギーが大きいため、基部が局部座屈に至った後も荷重が支柱に継続して作用したことによって、基部を中心に著しい角折れの状態に至ったためと推察される。擁壁コンクリートの損傷状況に関しては、落下高さが $H = 2\text{ m}$ の場合と同様に表面が圧壊によって剥離した状態に至っている。しかしながら、便覧¹⁾で仮定しているような非載荷側フランジ端からの斜めひび割れはいずれの落下高さにおいても発生していない。これは、曲げと共にせん断が連成しているものの、多くの入力エネルギーが支柱基部近傍の塑性変形や擁壁天端支柱埋設近傍部における局所的な損傷によって消費されたことによるものと推察される。

写真3.7には、一例として落下高さ $H = 4\text{ m}$ における支柱の変形状態を示している。写真より、衝撃荷重載荷後の支柱は、落下高さにかかわらず基部近傍の局部座屈によって角折れ

状態に至り、荷重方向にほぼ直線的に変形しており、静荷重載荷時のような弱軸方向への変形を示していないことが分かる。これは、試験体製作時における形状寸法の不完全性や荷重点位置に関する多少のずれがあるものと判断されるものの、重錘の荷重方向が著しく異なっていないことや衝撃荷重の荷重時間が非常に短いことによって、弱軸に関する局部座屈に至っていないことを示している。

(i) $H = 1 \text{ m}$ (ii) $H = 2 \text{ m}$ (iii) $H = 3 \text{ m}$ (iv) $H = 4 \text{ m}$

(a) 最大変位時

(b) 実験終了後

写真 3.6 PS 試験体の実験終了後における支柱基部の変形状況



基部の変形状態



写真 3.7 PS 試験体の $H = 4$ m の場合における実験終了後の支柱全体の変形状況

(3) 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

図3.11には、擁壁の回転成分を除去した支柱の最大変位発生時における支柱縁ひずみ ε_f 分布を各落下高さに対して比較して示している。

図より、気中部のひずみ分布を見ると、落下高さが $H = 1\text{ m}$ の場合における荷側は基部に向かって線形な分布性状を示しているが、基部近傍では荷側と非荷側で共に 0.6% 以上のひずみが発生しており、前項で述べている通り局部座屈の傾向を示していることが分かる。これに対して、落下高さが $H = 1\text{ m}$ 以上の場合には、落下高さにかかわらず大きく乱れており、片持ち梁のひずみ分布性状とは大きく異なっていることが分かる。この場合においても、前項で述べているように、支柱が基部近傍で著しい局部座屈に至り、大きく損傷しているためと推察される。

一方、擁壁内部のひずみ分布性状を見ると、基部近傍では全ての落下高さにおいて 0.2% 以上の値を示しており、降伏域に達しているものと判断される。その後、深さ方向への分布性状は、落下高さにかかわらず零ひずみに漸近する類似した分布性状を示している。これは、重錘の落下高さにかかわらず基部近傍に塑性ヒンジが形成されると共に平均的には全塑性荷重 P_p と同程度の荷重が作用したことによって、擁壁内における支柱の曲げモーメントが類似の分布性状を示したことによるものと推察される。図より、零ひずみに漸近し、支柱が定着

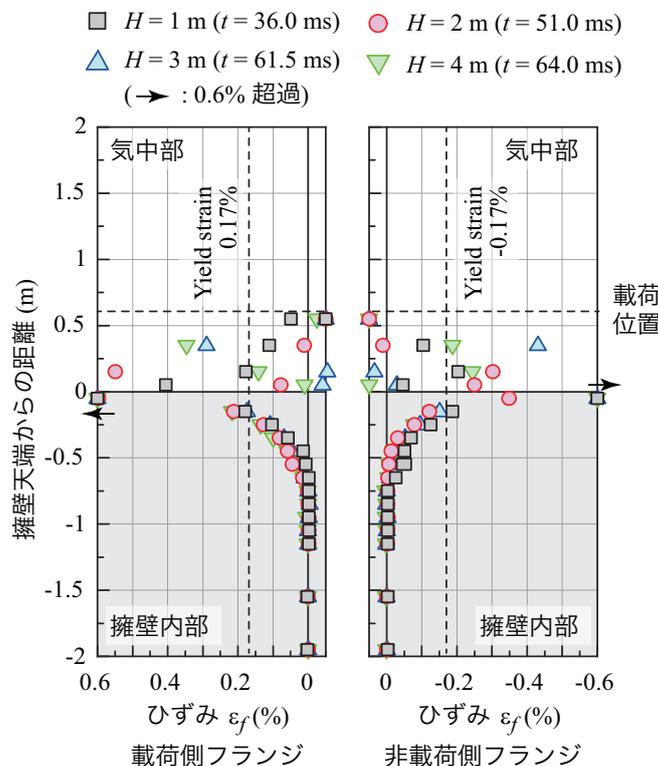


図 3.11 PS 試験体の最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

状態に至っている位置は、基部から 650 mm 程度であることが分かる。

これより、曲げと共にせん断が連成する場合の衝撃荷重載荷時には、支柱の根入れ深さ $d_{es,i}$ は擁壁天端から $d_{es,i} = 650$ mm 程度必要であることが明らかになった。曲げ荷重載荷時における必要根入れ深さにおいても、 $d_{eb,i} = 650$ mm として得られていることより、衝撃荷重載荷時における必要根入れ深さは載荷位置にかかわらず同程度であることが分かる。

3.4 設計根入れ深さと実験結果との比較

落石防護柵支柱の合理的な根入れ深さの決定に関しては、支柱の根入れを有限長にした場合についての曲げ作用が卓越する場合や曲げと共にせん断が連成する場合における静荷重載荷や衝撃荷重載荷実験結果を用いて検討を行わなければならない。ここでは、その前段階として上述の支柱を落石防護擁壁の底部まで貫通埋設させた場合について、曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合の実験結果を、現行設計法に基づいて算定された根入れ深さと比較する形で検討を行うこととする。

第1章に示した便覧¹⁾の規定に従えば、許容曲げ圧縮応力度 σ_a と許容せん断応力度 τ_a は実験時におけるコンクリートの圧縮強度 f'_c を用いて評価すると、それぞれ $\sigma_a = 5.5$ N/mm²、 $\tau_a = 0.48$ N/mm²として求まる。これらの許容応力度を基準にすると、落石衝突高さを擁壁天端から 1,400 mm として曲げが卓越する場合における必要根入れ深さは、擁壁の曲げ圧縮応力度の観点からは $d_{rb,b} = 855$ mm、押抜きせん断応力度の観点からは $d_{rs,b} = 347$ mm として求まることより、最終的には $d_{r,b} = d_{rb,b} = 855$ mm となる。また、落石衝突高さを実験時と同様に擁壁天端から 600 mm の位置として、曲げと共にせん断が連成する場合の必要根入れ深さは、 $d_{rb,s} = 1,071$ mm、 $d_{rs,s} = 833$ mm として求まり、最終的には $d_{r,s} = d_{rb,s} = 1,071$ mm となる。従って、総合的な支柱の必要根入れ深さは、 $d_r = d_{rb,s} = 1,071$ mm となる。

これより、便覧¹⁾の規定に従う場合において、支柱の必要根入れ深さは、曲げとせん断が連成する場合が曲げが卓越する場合よりも大きく、曲げ圧縮応力度の条件式に従う場合が押抜きせん断応力度に関する条件式に従う場合よりも大きく評価されることが分かる。

前章の静荷重載荷に関する実験結果からは、必要根入れ深さが $d_{et,s} = d_{es,s} = 900$ mm として得られている。また、本章で得られた衝撃荷重載荷時における実験結果からは、 $d_{et,i} = d_{eb,i} = d_{es,i} = 650$ mm として得られており、衝撃荷重載荷の場合が小さく評価されることが明らかになった。さらに、実験結果の必要根入れ深さは、便覧¹⁾の規定に基づく場合と同様に、曲げ載荷時よりも曲げとせん断が連成する場合が大きいことが分かる。

従って、実験結果から得られる必要根入れ深さと便覧¹⁾に基づく必要根入れ深さ d_r を比較すると、 $d_r > d_{et,s} > d_{et,i}$ となり、便覧¹⁾に基づいた必要根入れ深さは設計的に安全側の値を与

えることが分かる。但し、これらの実験結果は、支柱 H 形鋼が躯体内を貫通埋設された状態下での実験結果に基づいたものである。合理的な必要根入れ深さの決定に関しては、これらの実験結果を踏まえて、根入れ深さを有限長にした場合における種々の実験を実施して検討を行うことが必要であることは勿論である。

3.5 まとめ

本章では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱の根入れ深さを合理的に決定することを目的に、実規模擁壁模型上に実落石防護柵に用いられている H 形鋼支柱を貫通させて設置した場合において、曲げが卓越した場合と曲げとせん断が連成する場合を想定した 1,000 kg 重錘を用い、重錘の落下高さを変化させた衝撃荷重実験を実施した。本章で得られた事項を整理すると、以下のように示される。

- 1) 衝撃荷重時における高周波成分を除いた最大衝撃力は、荷重位置や入力エネルギーの大きさにかかわらず静的な全塑性荷重で安全側で評価可能である。
- 2) 入力エネルギーが大きくなると、基部の非荷側フランジで局部座屈が発生する。
- 3) 荷重位置にかかわらず、擁壁部の損傷は支柱基部近傍表面部が圧壊によって剥離する程度であり、入力エネルギーは擁壁の回転によるエネルギーを除きほぼ支柱の変形によって吸収されるものと推察される。
- 4) 支柱の必要根入れ深さは、荷重位置にかかわらず $d_{et,i} = 650 \text{ mm}$ 程度として安全側に評価される。
- 5) 前章で得られた静荷重時における必要根入れ深さが $d_{et,s} = 900 \text{ mm}$ として得られていることより、衝撃荷重時は静荷重時よりも小さく評価される。
- 6) 便覧に基づく支柱の根入れ深さは、曲げが卓越する場合には 855 mm、曲げとせん断が連成する場合は 1,071 mm として評価され、擁壁中に貫通させて埋設した条件下での実験結果は、静荷重時及び衝撃荷重時を含めて設計的に安全側の値を与える。

第4章

防護柵支柱の根入れ深さを变化させた場合における 静荷重載荷実験

4.1 概説

第2章、第3章では、柵高が2 mの従来型落石防護柵支柱において、コンクリート擁壁中に支柱を貫通させた場合を対象に、載荷位置を変化させて曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合に関する静荷重及び衝撃荷重載荷実験及びそれらの実験結果について論じてきた。

ここまでの実験結果からは、いずれの載荷実験においても載荷位置にかかわらず支柱の基部近傍に塑性ヒンジが形成されること、衝撃荷重載荷時における高周波成分を除いた衝撃力は、入力エネルギーの大きさにかかわらず静的な全塑性荷重で安全側で評価可能であること、いずれの実験も擁壁天端の支柱基部近傍でコンクリート表面は圧壊によって剥落するが、擁壁前面や背面部にはひび割れが発生しないこと、等が明らかになっている。また、必要根入れ深さは、静荷重載荷時には $d_{et,s} = 900$ mm、衝撃荷重載荷時には $d_{et,i} = 650$ mm として評価され、便覧¹⁾に基づく必要根入れ深さ $d_r = 1,071$ mm よりも小さいことが明らかになっている。

しかしながら、これらの実験結果は支柱をコンクリート擁壁中に貫通させて得られたものであり、実構造物と同様に根入れ深さを有限長にした場合の結果ではないことが課題として挙げられる。実設計に供するためには、上述のような基礎的な検討結果を踏まえて、根入れ深さを有限長にした場合の挙動性状も把握し、合理的な設計法を確立することが肝要であるものと判断される。

このような観点から、本章では前章と同様の形状寸法を有する実規模試験体を製作し、支柱の根入れ深さを3種類に変化させて設計的に厳しい条件となる曲げとせん断が連成する場合に限定し、第一段階として油圧ジャッキを用いた押し込み形での静荷重載荷による試行実験を実施し、支柱の定着性状に関する検討を行った。支柱の根入れ深さは、貫通型の場合における実験結果を参考に、700, 500, 300 mm と設定した。荷重の載荷位置は、支柱の定着に

対して最も厳しい条件を設定することとし、支柱フランジを介して擁壁により大きい支圧荷重が作用するように、可能な限り低くすることとした。これは、荷重載荷位置を低くすることによって、支柱の塑性ヒンジ荷重が大きくなることに基づいている。本研究では、落石の大きさも考慮して、作用位置を擁壁天端から 400 mm とした。

また、試行実験結果に基づき、根入れ深さを 700 mm にした場合における実験を行い、その挙動性状についても検討を行っている。なお、計測項目及び計測方法は第2章の貫通型静荷重載荷実験と同様である。

4.2 試行実験の概要

4.2.1 実験方法

図 4.1 には、試行実験の静荷重載荷治具の概要図を、写真 4.1 には実際の載荷状況を示している。第 2 章の貫通型実験では、荷重をクレーンの引き上げ力によって載荷した。しかしながら、この載荷方法の場合には、支柱に塑性ヒンジ発生後の除荷状態に至る状況での荷重制御に経験を要する。そのため、本実験では最初に試行的な載荷実験として、油圧ジャッキを用いた簡易な押し込み式載荷に基づいて実験を行うこととした。すなわち、1) 支柱が座屈状態に陥った後も載荷方向が変わらないようにするために、載荷治具はリニアウエイレール上に設置し、2) 荷重が支柱の変形に追従して載荷されるように、載荷治具先端部にスイベルを設置して回転を許容させ、3) さらに、載荷点の上下方向への移動を抑制するために支柱の載荷位置には 2 枚の 75 mm の L 形鋼材を支柱に溶接固定し、かつ常に線荷重が載荷されるように径 30 mm の鋼棒を介して、載荷させることとした。載荷荷重は、容量が 500 kN のロードセルを用いて測定している。

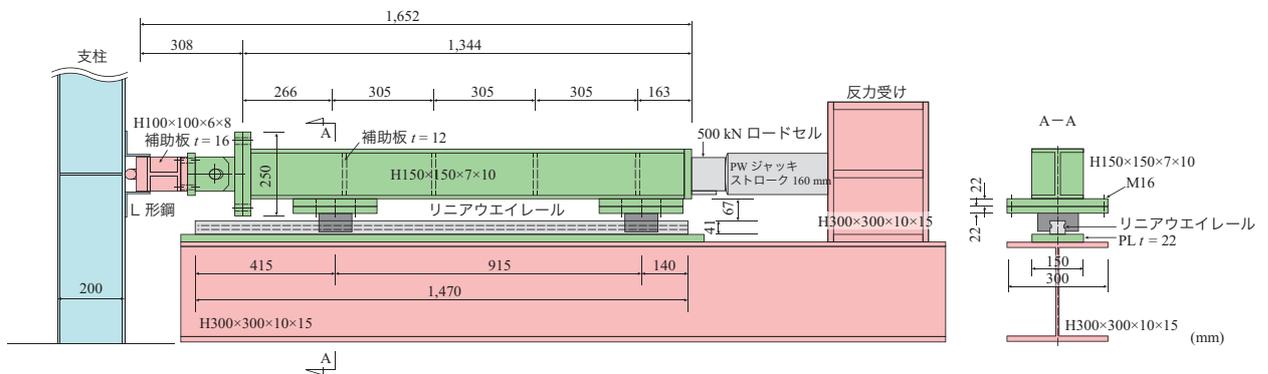


図 4.1 静荷重載荷装置の概要図

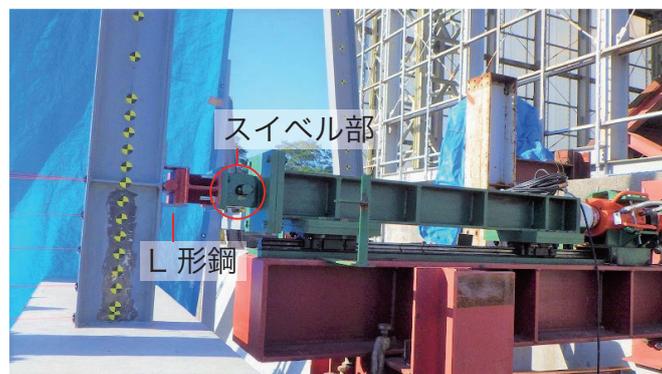


写真 4.1 静荷重載荷装置を用いた場合における載荷状況

4.2.3 計測項目

計測項目は、第2章の貫通型静荷重載荷実験と同様である。

図4.3には、各試験体におけるひずみゲージの貼り付け位置を示している。本実験においてひずみゲージは、50 mm 間隔で貼り付けしており、PS7 試験体で40枚、PS5 試験体で32枚、PS3 試験体で24枚を接着している。

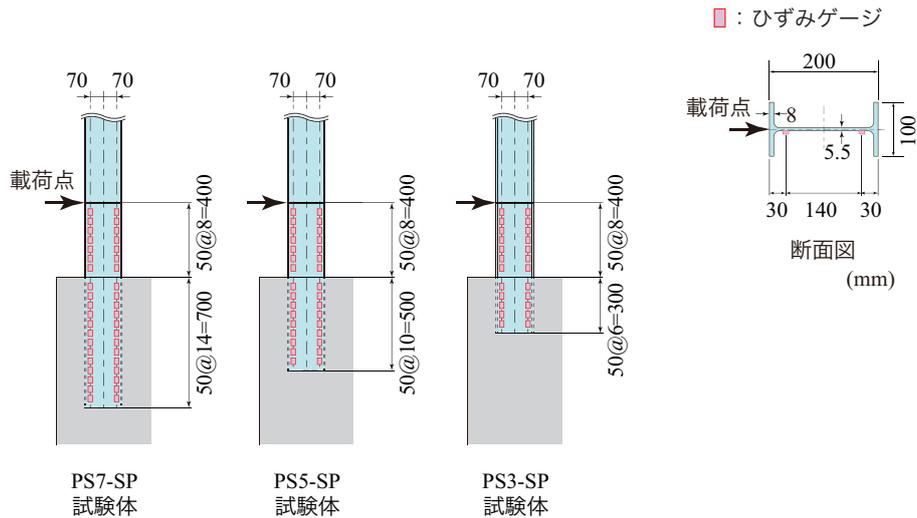


図 4.3 ひずみゲージ貼り付け位置

4.2.4 試行実験結果及び考察

(1) 荷重－変位曲線

図4.4には各試験体に関する荷重 P_y －載荷点変位 δ_y 関係を、表4.2には降伏時及び最大荷重時における荷重及び載荷点変位の一覧を示している。また、図中には、実験結果の支柱降伏時及び最大荷重到達時の載荷点変位 $\delta_{s,y}$, $\delta_{s,max}$, 梁理論に基づき基部を固定端と仮定した場合における降伏荷重 P_y , 全塑性荷重 P_p を明記している。

図及び表より、PS7 試験体の結果に着目すると、荷重が132 kN 程度で剛性勾配が徐々に変化し、載荷点変位が56 mm 程度で最大荷重に到達後、徐々に荷重が低下していることが分かる。また、PS5 試験体に着目すると、PS7 試験体とほぼ類似の荷重－変位関係を示している。

ここで、表に示す両試験体の支柱降伏及び最大荷重に着目すると、それぞれ類似の値を示していることが分かる。これは、後述の支柱に関する軸方向ひずみ分布や実験終了後の試験体の損傷状況からも明らかのように、支柱基部近傍に塑性ヒンジが形成されており、いずれの試験体も必要な根入れ深さが確保され、耐荷性状に大きな差異が生じなかったものと推察される。

さらに、図中に示した梁理論に基づく支柱降伏荷重 P_y 及び全塑性荷重 P_p と比較すると、剛性勾配が変化する荷重レベルは支柱降伏荷重 P_y よりも若干小さいものの、最大荷重は支柱を貫通設置した場合の実験結果とは異なり、全塑性荷重 P_p よりも 25 kN 程度大きいレベルまで到達している。これは、小型実験^{3)~5)}の場合や支柱を貫通設置した場合には最大荷重が全塑性荷重よりも小さい結果となっていることから、支柱の変形に伴って、載荷点部に溶接固定した L 形鋼の隅角部部分においても載荷状態となり、曲げモーメントのアーム長が短くなったことによって荷重も大きく評価されたことによるものと推察される。

一方、PS3 試験体を見ると、荷重は梁理論に基づく降伏荷重 P_y と同程度まで増大するものの、最大荷重到達後は、後述のように擁壁躯体の押抜きせん断ひび割れの進展によって荷重が急激に低下し終局に至っている。

これより、支柱の根入れ深さが 300 mm と他の試験体に比べて浅い場合には、後述のように擁壁部コンクリートの押抜きせん断破壊によって終局に至ることから、根入れ深さが十分でないことが示唆される。

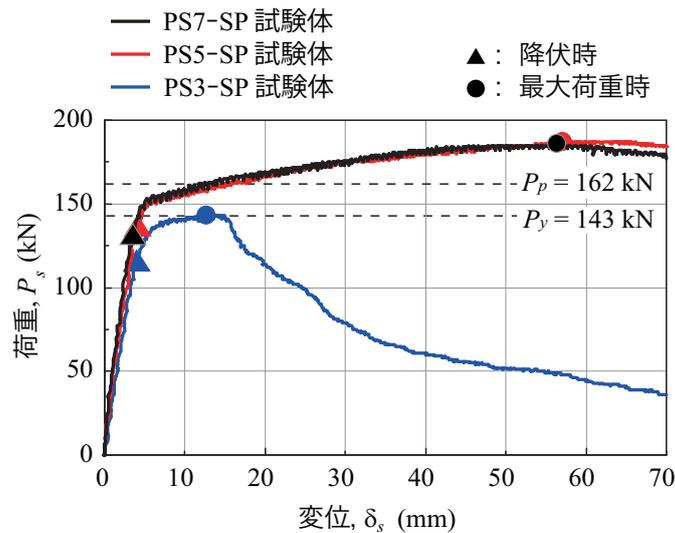


図 4.4 荷重－載荷点変位関係

表 4.2 各荷重及び変位一覧

試験体名	降伏荷重 $P_{s,y}$ (kN)	降伏時 載荷点変位 $\delta_{s,y}$ (mm)	最大 荷重 $P_{s,max}$ (kN)	最大荷重時 載荷点変位 $\delta_{s,max}$ (mm)
PS7-SP	132	3.5	186	56.4
PS5-SP	137	4.2	187	57.1
PS3-SP	116	4.0	143	12.7

(2) 各変位時における支柱縁ひずみ分布

図 4.5 には、荷重—載荷点変位曲線から評価した代表的な変位時における支柱縁ひずみ分布を、試験体毎に比較して示している。

図より、PS7 試験体に関するひずみ分布に着目すると、載荷点近傍の載荷側フランジにおいて変位の増加と共に 0.5% 以上の引張ひずみが生じている。このような性状は PS5 と PS3 試験体の場合にも示されている。これは、線載荷状態を再現するために載荷点部に丸棒を設置しているものの、載荷治具が載荷点部に設置した L 形鋼に接触したこと等によって、集中荷重的に載荷されなかったことによるものと推察される。

降伏時のひずみ分布を見ると、載荷側フランジにおける載荷点近傍を除き、載荷側と非載荷側はともに載荷点から基部に向かってほぼ線形的に増加傾向を示していることが分かる。また、擁壁内部を見ると、載荷側フランジでは天端から深さ 600 mm 近傍で零ひずみまで減少していることが分かる。非載荷側フランジでは、零ひずみまで減少する領域は載荷側より若干浅く、深さ 500 mm 程度となっている。

降伏時の最大ひずみは、気中部基部近傍部で発生しており、降伏ひずみ ($\epsilon_y \approx 0.16\%$) に漸近している状況が示されている。降伏時以降のひずみ分布を見ると、最大ひずみは気中部近傍部で発生し、降伏ひずみを大きく超えた値を示している。このことは、支柱基部近傍に

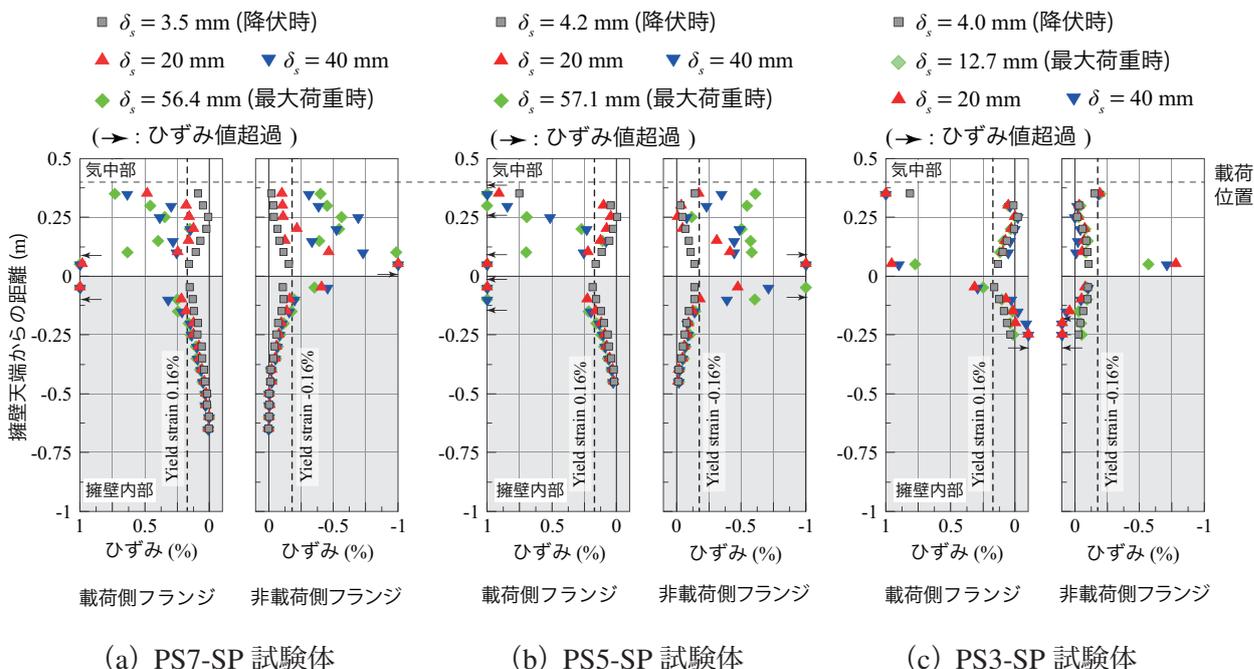


図 4.5 各載荷点変位時における支柱縁ひずみ分布

塑性ヒンジが形成されていることを暗示している。擁壁内部の基部近傍におけるひずみ分布は変位の増加と共に増加傾向にあるが、天端からほぼ 500 mm 前後で零ひずみに収斂していることが分かる。

次に PS5 試験体のひずみ分布に着目すると、前述の荷重-載荷点変位関係と対応して、いずれの場合においても PS7 試験体と類似した分布性状を示していることが分かる。また、降伏荷重を超えた時点以降で基部近傍に PS7 試験体と同様に塑性ヒンジが形成されていることが推察される。なお、擁壁内部のひずみ分布は、載荷側フランジにおける零ひずみを示す深さが PS7 試験体と比較して若干浅くなっていることが分かる。

PS3 試験体のひずみ分布を見ると、PS7 や PS5 試験体とは異なり、降伏時と最大荷重到達時には両者類似した分布性状を示していることが分かる。最大荷重到達時には基部近傍で局所的に大きなひずみ値を示しているものの、その他の領域では 0.2 % 以下の値となっている。このことは、前項の考察でも明らかのように、擁壁コンクリートが押抜きせん断破壊状態に至り、支柱に大きな荷重が作用していないことを暗示している。

擁壁内部の天端からの深さが 250 mm の点におけるひずみ値は、他の 2 試験体と比較して小さく、最大荷重時以降には正曲げのひずみに転じていることが分かる。このような性状は、定着状態に至っている PS7 や PS5 試験体の場合と明らかに異なっていることから、支柱の根入れ深さが不足し擁壁コンクリートの押抜きせん断破壊に至ったことによるものと判断される。

(3) 実験終了後における試験体の損傷状況

写真 4.2 には、実験終了後における支柱基部の変形状況と擁壁天端部の損傷状況写真を示している。

(a)、(b) 写真に示す PS7 と PS5 試験体に着目すると、非載荷側フランジの基部近傍には局部座屈が発生するとともに、ウェブにも面外変形が確認されることから、支柱は載荷方向とともに弱軸方向にも変形していることが推察される。また、両者ともに載荷側フランジと擁壁天端コンクリート表面に隙間が確認でき、ウェブ近傍ではコンクリートの剥離が確認できる。但し、剥離領域は表面のみと小さい。このような変形及び損傷状況は、前述のひずみ分布ともよく対応しているものと判断される。

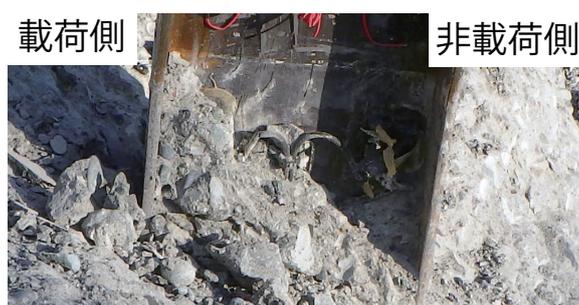
一方、(c) 写真の PS3 試験体の場合は、他の 2 試験体と異なり基部近傍に局部座屈の発生は確認できず、擁壁部のかぶりコンクリートが大きく損傷、ブロック化して剥落したことで終局に至ったことが分かる。これは、根入れ深さが浅いことから、擁壁内において擁壁コンクリートが押抜きせん断破壊に至ったことを示唆している。



(a) PS7-SP 試験体



(b) PS5-SP 試験体



(c) PS3-SP 試験体

写真 4.2 実験終了後における支柱基部の変形状況

図 4.6 には PS3 試験体における擁壁のひび割れ進展状況を示している。また、写真 4.3 には、同じく PS3 試験体における載荷時のひび割れ発生時の状況や、実験終了後においてコンクリート塊を除去した後の押抜きせん断破壊面を示している。

図より擁壁天端部を見ると、載荷側フランジ近傍から非載荷面方向に左右でそれぞれ 30° 、 18° 程度の角度で進展する斜めひび割れを確認できる。また、非載荷側フランジ近傍には数本の縦に延びる曲げひび割れの開口も示されている。なお、便覧¹⁾では、支柱のせん断破壊面は非載荷側フランジ端部から 45° の角度で道路側に向けて形成されると仮定している。しかしながら、本実験結果からは、非載荷側フランジ端からは進展せず、載荷側フランジよりも背面側から形成されていることが分かる。

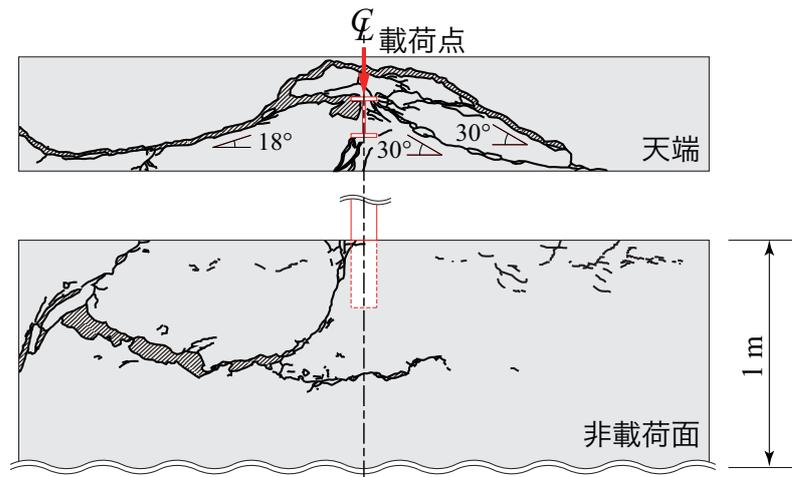


図 4.6 PS3-SP 試験体に関するひび割れ進展状況

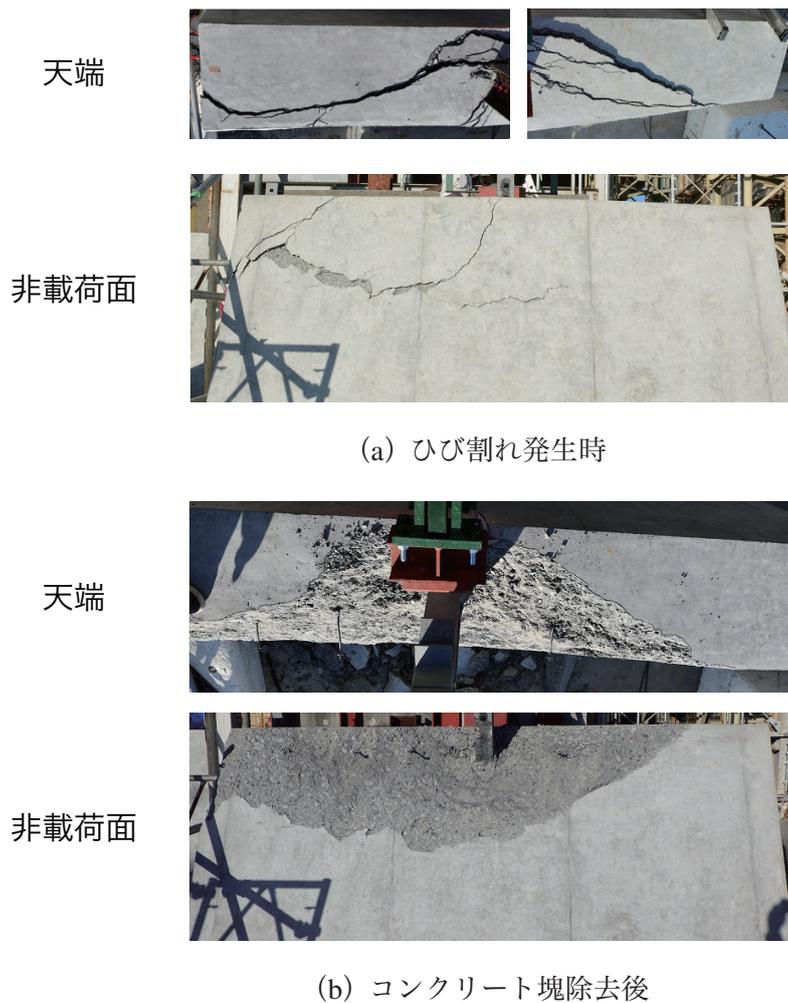


写真 4.3 PS3-SP 試験体の損傷状況

写真より、コンクリート塊除去後のせん断破壊面の角度を調べると、 42° 程度であった。

以上より、試行実験における試験体の損傷状況から、支柱の根入れ深さが500 mmよりも大きい場合には、支柱基部に塑性ヒンジが形成されるとともに、局部座屈の発生によって支柱は大きく変形する。これに対して、根入れ深さが300 mmの場合には、支柱基部には塑性ヒンジが形成されず、擁壁のかぶりコンクリートがブロック化して押抜きせん断破壊的な性状で終局に至ることが明らかになった。

4.3 静荷重載荷に関する本実験

4.3.1 実験方法

図4.7には、本実験での静荷重載荷装置の概要図を示している。本実験では、試行実験において実施した押し込み型の載荷方式の欠点を排除するために、支柱を擁壁に貫通させた場合において採用した引張型の載荷方式を用いることとした。載荷治具、載荷方法は、第2章の場合と同様である。なお、第2章ではシーブを介してワイヤロープを鉛直方向に鉛直上向きにし、75 ton 級クレーンを用いて引き上げる形で載荷した。本実験では、載荷時における載荷速度を一定にするために、径が25 mmのPC鋼棒を用い、センターホールジャッキを用いて載荷することとした。写真4.4には実際の載荷状況を示している。

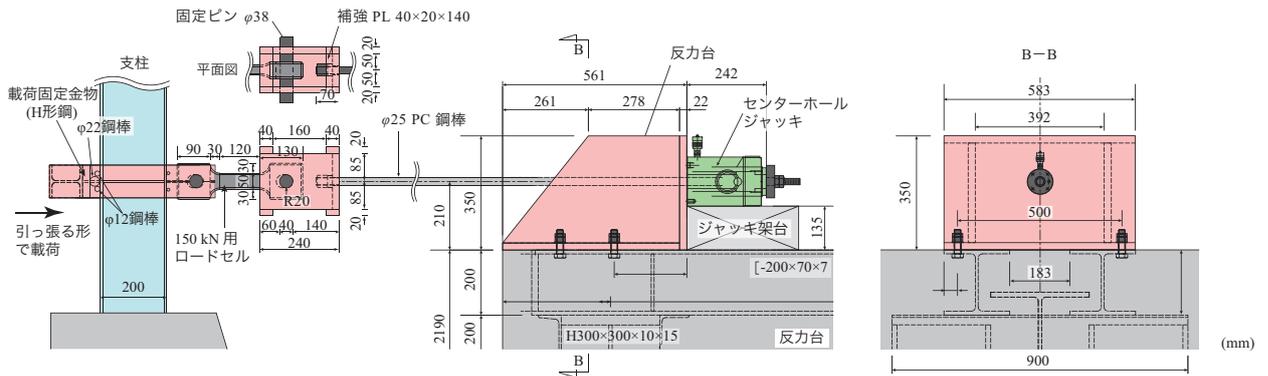


図4.7 PS7-S 試験体に関する載荷装置の概要図



写真4.4 PS7-S 試験体の載荷状況

4.3.2 実験ケース

表 4.3 には、試験体一覧を示している。実験は、試行実験と同様に根入れ深さが $d_s = 300, 500, 700$ mm の場合に対して実施しなければならない。しかしながら、 $d_s = 500, 700$ mm の場合には、塑性ヒンジ荷重が設定載荷位置の場合よりも大きいにもかかわらず定着長が確保される結果を示していることや、 $d_s = 300$ mm の場合には定着長が不十分である結果となっていることから、本実験では工学的に判断して、根入れ深さを $d_s = 700$ mm の場合に限定して実験を行うこととした。

試験体の形状寸法、載荷位置、計測項目及びひずみゲージの貼り付け位置については、前節の試行実験と同様である。

表には、別途実施した材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度 f'_c 及びミルシートより得た H 形鋼の降伏強度 f_y も示している。

表 4.3 試験体一覧

試験体名	載荷点 高さ L (mm)	根入れ 深さ d_s (mm)	コンクリート の圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	H 形鋼 の降伏強度 f_y (N/mm ²)
PS7-S	400	700	30	355

4.3.3 実験結果及び考察

(1) 荷重－変位曲線

図 4.8 には、実験結果の荷重 P_s －載荷点変位 δ_s 関係を示している。図には、支柱基部を固定端と仮定し梁理論から求められる降伏荷重 P_y 、全塑性荷重 P_p も合わせて明記している。

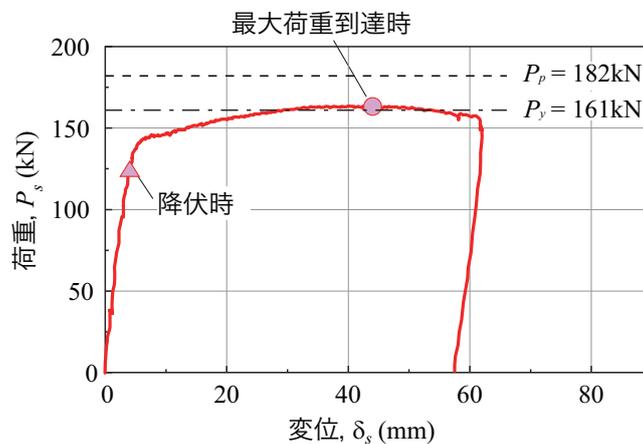


図 4.8 荷重－変位関係

図より、最大荷重は 165 kN 程度を示しており、降伏荷重 P_y より若干大きく、全塑性荷重 P_p よりも 17 kN 程度小さいことが分かる。すなわち、本実験結果の荷重－変位曲線は、小型実験^{3)~5)}の場合や第2章における実験結果と類似した結果を示していることが分かる。これより、試行実験結果は、前節における考察で述べた通り、载荷治具の不具合により姿勢制御用に溶接された L 形鋼隅角部においても载荷状態となり、支柱の曲げモーメントのアーム長が短くなったことによって、荷重が大きく評価されたものと判断される。

(2) 各荷重レベルにおける支柱縁ひずみ分布

図 4.9 には、前節と同様に荷重－変位曲線から評価した支柱降伏時と最大荷重到達時における支柱の軸方向ひずみ分布を示している。図より、支柱降伏時には载荷側フランジにおける载荷点近傍を除き、载荷側と非载荷側フランジ部はともに载荷点から基部に向かってほぼ線形的に増加傾向を示していることが分かる。支柱降伏時の载荷側载荷点近傍部においては、最上部一点のみに引張ひずみが発生している。これは、上下へのずれ止めに径 12 mm の鋼棒を使用したことで、荷重がより集中荷重的に作用したことによるものと推察される。

最大荷重到達時のひずみ分布を見ると、擁壁内部のひずみ分布は降伏時と類似しているものの、その値は大きい。擁壁内部の基部近傍におけるひずみ分布は変位の増加と共に増加傾向にあるが、天端から 500 mm 前後で零ひずみに収斂しており、試行実験結果と同様の結果を示していることが分かる。

なお、第2章において実施した支柱を擁壁中に貫通して定着した場合における静荷重載荷実験結果の必要定着長は、曲げとせん断が連成する場合において、 $d_{et,s} = 900$ mm として評価されている。これより、支柱の根入れ深さを有限長とした場合における必要定着長は、貫通

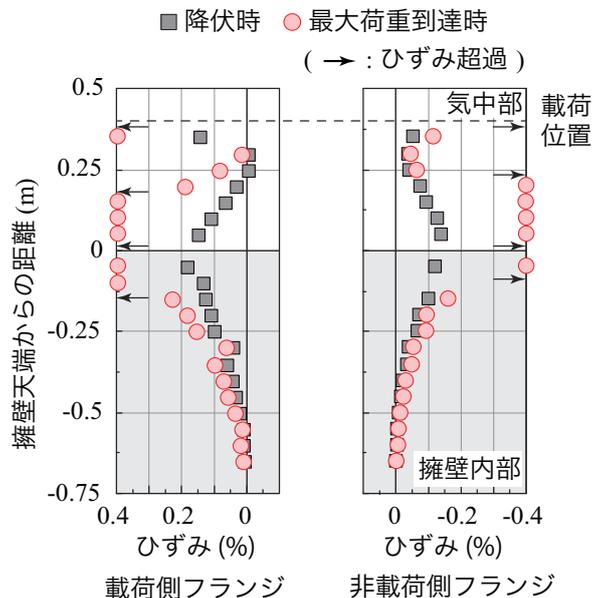


図 4.9 各時点における支柱縁ひずみ分布

した場合に比較して小さく評価されることが明らかになった。

(3) 実験終了後における試験体の損傷状況

写真4.5には、実験終了後における支柱基部と擁壁天端部における損傷状況の写真を示している。写真より、非載荷側フランジには局部座屈が発生し、載荷側フランジとコンクリート表面に隙間が確認できる。また、ウェブ近傍におけるコンクリート表面では剥離が生じていることが分かる。その剥離領域は載荷側フランジ内側が非載荷側よりも広く示されている。しかしながら、いずれも表面のみの剥離であり、損傷の程度は小さい。これは、第2章における実験結果と同様に、大きなせん断力作用下においても曲げ作用によって基部に塑性ヒンジが形成され、支柱の角折れによって多くの入力エネルギーが消費されたことによるものと推察される。

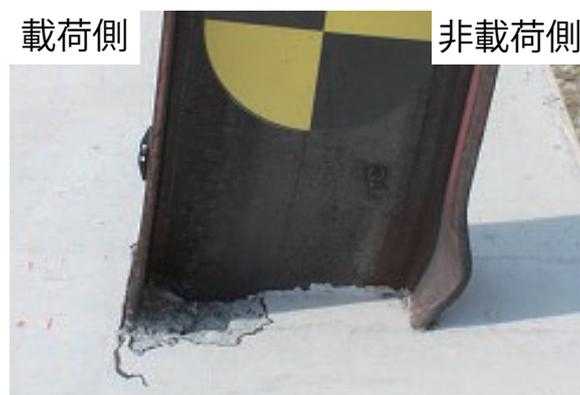


写真 4.5 実験終了後における支柱基部と擁壁天端部の損傷状況

4.4 設計根入れ深さと実験結果との比較

ここで、前章と同様に便覧¹⁾に基づいて照査算定される必要根入れ深さ d_r と本実験結果の必要根入れ深さ $d_{ef,s}$ との比較を試みる。

実験時におけるコンクリートの圧縮強度 $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$ に基づくと、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a 及び押抜きせん断応力度 τ_a は、それぞれ $\sigma_a = 5.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_a = 0.45 \text{ N/mm}^2$ として求まる。従って、便覧¹⁾に基づいて算定される必要根入れ深さは、落石衝突高さを擁壁天端から 1,400 mm として、曲げが卓越する場合における必要根入れ深さは、擁壁の曲げ圧縮応力度の観点からは $d_{r,b} = 865 \text{ mm}$ 、押抜きせん断応力度の観点からは $d_{r,s,b} = 385 \text{ mm}$ として求まることより、最終的には $d_{r,b} = d_{r,s,b} = 865 \text{ mm}$ となる。また、落石衝突高さを実験時と同様に擁壁天端から 400 mm の位置として、曲げと共にせん断が連成する場合の必要根

入れ深さは $d_{rb,s} = 1,292$ mm, $d_{rs,s} = 1,348$ mm として求まり, 最終的には $d_{r,s} = d_{rs,s} = 1,348$ mm となる. 従って, 総合的な支柱の必要根入れ深さは $d_r = d_{rs,s} = 1,348$ mm として求まる.

一方, 本実験から得られた必要根入れ深さは, 前述のとおり $d_{ef,s} = 500$ mm であり, 便覧¹⁾に即した設計根入れ深さよりも小さいことが分かる. また, 支柱を擁壁内で貫通させた場合において, 静荷重載荷時における必要根入れ深さ $d_{et,s}$ と比較すると, 第2章において述べた通り $d_{et,s} = 900$ mm であることより, 本実験結果の場合が小さいことが明らかになった.

4.5 まとめ

本章では、高さ 2 m、幅 3 m の実規模落石防護擁壁に実防護柵支柱を有限長で埋設設置した試験体を対象に、静荷重載荷実験を実施した。載荷点高さを 400 mm とし、支柱の根入れ深さを 3 種類に変化させ押し込み型の載荷方式による試行実験を実施し、支柱の根入れ深さが有限長での挙動性状に関する検討を行った。さらに、試行実験の結果を基礎として、再度根入れ深さ 700 mm での引き込み型の載荷方式による静荷重載荷実験を行い、その結果についても検討を行った。本章で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 試行実験として実施した、支柱への静荷重を油圧ジャッキを用いて押し込み型で載荷する場合には、上下方向の姿勢制御のために溶接した L 形鋼材の隅角部からも載荷される可能性があり、その場合には曲げモーメントのアーム長が短くなるため、降伏荷重あるいは塑性ヒンジ荷重が大きく評価される。
- 2) 試行実験結果、降伏荷重や塑性ヒンジ荷重が大きく評価される場合においても、根入れ深さが 500 mm や 700 mm の場合には、必要定着長が $d_{ef,s} = 500$ mm として評価され、その値は支柱を貫通して設置する場合に比較して小さい。
- 3) そのときの擁壁天端では、支柱ウェブ近傍のコンクリートは剥離する傾向を示すが、損傷は軽微である。
- 4) 一方、根入れ深さを 300 mm とする場合には、支柱端部を確実に定着することができずに、擁壁は押抜きせん断破壊に至る。
- 5) そのときの擁壁天端における押抜きせん断破壊の破壊面は、便覧¹⁾で規定している非載荷側フランジ端部からではなく、載荷側フランジ端と背面の中間部から形成される。
- 6) 静荷重を引き込み型で載荷することにより、これまでの実験で得られた荷重-載荷点変位曲線と類似の性状となることが確認され、最大荷重は基部を固定端とする梁理論から得られる塑性ヒンジ荷重より小さくなる。

第 5 章

防護柵支柱を根入れ深さを変化させた場合の衝撃荷 重載荷実験

5.1 概説

柵高 2 m の従来型落石防護柵支柱を対象として、第 4 章の結果より防護柵支柱の根入れ深さを変化させた静荷重載荷実験の場合における実験結果から、必要根入れ深さは 500 mm 程度と評価されることや、根入れ深さが十分でない場合には載荷側フランジと背面の間隔くらいから押抜きせん断破壊面が形成され、擁壁はブロック化して崩壊に至ることが明らかになった。本章では、第 4 章と同様の条件に基づいて、支柱の根入れ深さを 3 種類に変化させた重錘落下衝撃荷重載荷実験を実施し検討を行った。また、実験結果の必要根入れ深さと便覧¹⁾に即して評価される照査値との比較検討も行っている。なお、実験方法、計測項目や計測方法及び検討方法は、第 3 章の貫通型衝撃荷重載荷実験と同様である。

5.2 実験の概要

5.2.1 実験ケース

表 5.1 には、本実験に用いた試験体の一覧を示している。表中の試験体名のうち、前章と同様に第 1 項目の "P" は実規模落石防護擁壁及び防護柵支柱を用いていることを示し、続く "S" は、曲げと共にせん断が連成する場合を示す。後続の数値 n は支柱の根入れ深さ ($n \times 100$ mm) を表している。第 2 項目の "H" は重錘落下衝撃荷重載荷を意味し、後続の数値は重錘の設定した自由落下高さ (m) を表している。

1,000 kg の鋼製重錘の落下高さは、 $H = 1$ m と 2 m に設定した。なお、便覧¹⁾に即した支柱の可能吸収エネルギー $E_{p,max}$ は、支柱の降伏強度、全塑性断面係数を用いて算定すると、 $E_{p,max} = 19.1$ kJ として求められる。この値は、表に示す各試験体の実測入力エネルギー E_i と比較すると、ほぼ重錘落下高さが $H = 2$ m の場合に対応していることが分かる。従って、設計的には、落下高さが $H = 1$ m の場合は支柱の損傷がそれほど大きくない場合、 $H = 2$ m の

表 5.1 試験体一覧

試験体名	荷重点 高さ L (mm)	根入れ 深さ d (mm)	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測衝突 速度 V' (m)	実測入力 エネルギー E_t (kJ)	コンクリート の圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	H形鋼 の降伏強度 f_y (N/mm ²)
PS7-H1	400	700	1.0	0.99	4.40	9.7	30	355
PS5-H1		500		0.98	4.30	9.6		
PS3-H1		300		1.03	4.50	10.1		
PS7-H2		700	2.0	1.94	6.16	19.0		
PS5-H2		500		1.97	6.21	19.3		
PS3-H2		300		2.03	6.31	19.9		

場合は基部に塑性ヒンジが発生して大きく変形する場合に対応している。

表には、別途実施した材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度 f'_c 及びミルシートより得られる H 形鋼の降伏強度 f_y も示している。

5.2.2 計測項目

計測項目は第4章の貫通型衝撃荷重実験と同様である。

図 5.1 には、支柱軸方向へのひずみゲージの貼り付け位置を示している。ひずみゲージは 50 mm 間隔で貼り付けており、PS7 試験体で 44 枚、PS5 試験体で 36 枚、PS3 試験体で 28 枚である。

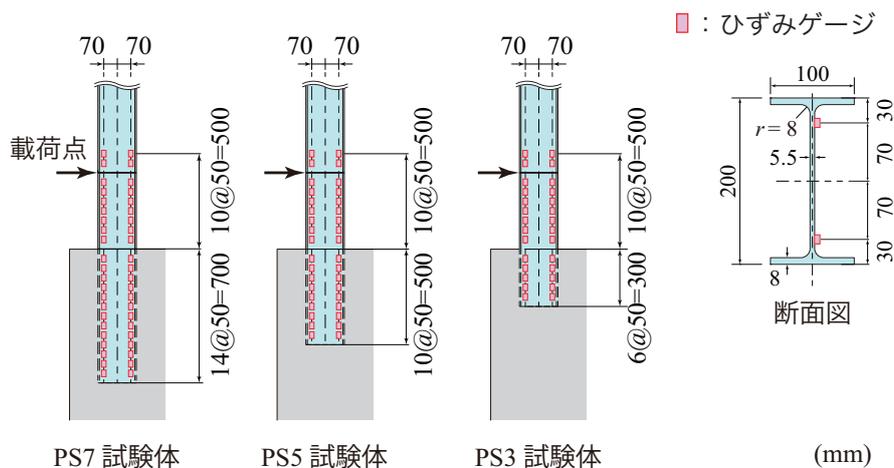


図 5.1 ひずみゲージの貼り付け位置

5.3 実験結果

5.3.1 衝撃荷重実験結果

(1) 各種時刻歴応答波形

図5.2には、重錘衝撃力 P_i に関する時刻歴応答波形を比較して示している。図には、荷重後 8 ms までの衝撃初期における最大応答時の波形と、その後の 60 ms までの波形を示している。また、図中には梁理論に基づき基部を固定端と仮定した静荷重載荷時における降伏荷重 P_y 及び全塑性荷重 P_p も示している。

図より、いずれの落下高さにおいても荷重初期には最大衝撃力値を示し周期が 1 ms 程度、経過時間が 4 ms 以降においては周期が 2.5 ms 程度の高周波成分と 20 ms 程度の低周波成分から構成されていることが分かる。なお、荷重初期における高周波成分には、荷重初期の衝撃力の作用と共に重錘と支柱との衝突によって生じる金属音に関連する振動成分も含まれているものと推察される。低周波振動成分に関しては、第3章での曲げと共にせん断が連成する貫通型衝撃荷重載荷実験においても得られており、基部からの荷重点高さが低く曲げと共にせん断が連成するような場合には、支柱 H 形鋼の曲げ剛度が大きく評価されることにより、擁壁内部で定着された支柱がせん断変形のモードで振動状態を呈したことによるものと推察される。

波形の継続時間を見ると、PS7 と PS5 試験体の場合には、落下高さにかかわらず両者類似している。両試験体における落下高さが $H = 1$ m の場合における継続時間は 35 ms 程度、落下高さが $H = 2$ m の場合には 40 ms 程度を示しており、落下高さの増加に対応して継続時間も延びていることが分かる。これは、入力エネルギーの増加に対応して、後述の基部近傍における塑性ヒンジの発生に伴い、支柱の変形角が増加すると共に荷重点部の水平方向変位も大きくなることによるものと推察される。

PS3 試験体の場合において、落下高さが $H = 1$ m の場合には PS7 や PS5 試験体と類似な波形性状を示しているが、継続時間は数 ms 程度延びていることが分かる。これは、後述のように基部コンクリートの損傷が多少大きくなったことによるものと推察される。一方、落下高さが $H = 2$ m の場合には、荷重初期からの経過時間(以後、単に経過時間)が約 $t = 12.5$ ms までは PS7 や PS5 試験体と類似の波形を示している。しかしながら、その後周期が 2.5 ~ 3 ms 程度の高周波成分と共に、PS7 や PS5 試験体の場合と比較して低周波成分の振幅が緩やかに減少し、波動継続時間も 55 ms 程度まで延びており、明らかに上述の 2 試験体とは応答性状が異なっていることが分かる。

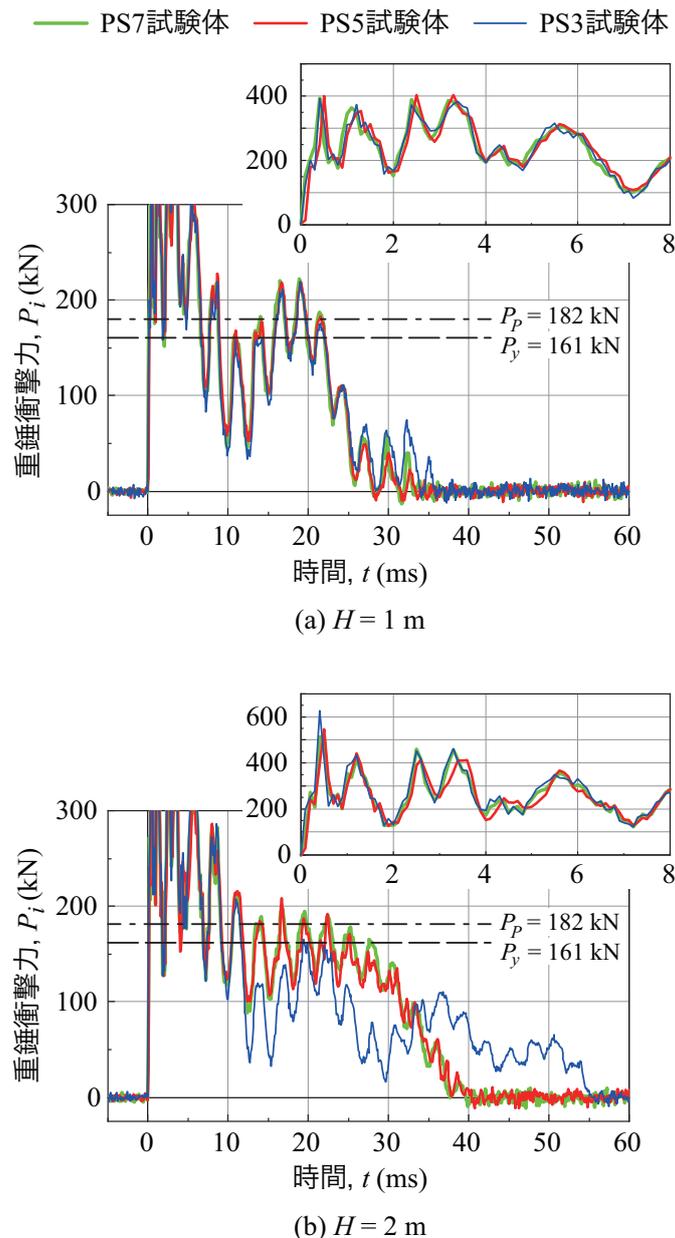


図 5.2 重錘衝撃力 P_i 時刻歴波形図

経過時間が $t = 10 \text{ ms}$ 以降における波形に着目すると、PS7 や PS5 試験体の場合には、落下高さにかかわらず衝撃力波形は、Li ら⁹⁾ が提案している第 3 型の衝撃力波形（重錘質量が被衝突体よりも大きく、衝撃力波形が载荷初期の最大衝撃力波形とその後の衝撃力平坦部波形から構成されている場合）に類似した波形性状を示し、明確な衝撃力平坦域が形成されていることが分かる。図より、衝撃力平坦域の時間的な範囲は、落下高さが $H = 1 \text{ m}$ の場合には $t = 10 \text{ ms} \sim 35 \text{ ms}$ 、 $H = 2 \text{ m}$ の場合には $t = 12 \text{ ms} \sim 40 \text{ ms}$ 程度として示されている。

しかしながら、PS3 試験体の場合における衝撃力波形は、前述のように振幅が徐々に減少する傾向を示して平坦域が形成されず、高周波成分を含んだ最大衝撃力発生以降の第 2 ある

いは第3の大きな衝撃力が励起する第2型の衝撃力波形⁹⁾(重錘質量が被衝突体よりも小さい場合に励起する)に類似している。

PS7とPS5試験体を対象に衝撃力平坦域の波形と降伏荷重 P_y 及び全塑性荷重 P_p を比較すると、高周波成分を除去した最大振幅値とほぼ対応していることが分かる。落下高さが $H = 2\text{ m}$ の場合に P_y とほぼ対応していることは、入力エネルギーが大きいことにより载荷初期に大きく塑性化したことによるものと推察される。

また、後述のように支柱の载荷点における最大応答変位が衝撃力平坦域の時間帯に発生していることから、設計工学的には全塑性荷重を用いて設計可能であるものと推察される。

図5.3には、3試験体に関して、経過時間が $t = 60\text{ ms}$ までの衝撃初期と、その後の $t = 450\text{ ms}$ までの载荷点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形を比較して示している。図には、擁壁の回転成分を含む場合と、除去した場合について示している。また、各試験体の最大変位発生時における载荷初期からの経過時間 t も示している。

図より、いずれの試験体の場合においても、擁壁は最大変位到達前に回転を開始していることが分かる。擁壁の回転成分を除去した場合における変位波形を見ると、落下高さが $H = 1\text{ m}$ の場合には、3試験体共に最大変位到達後、緩やかな減少傾向を示して推移していることが分かる。

一方、 $H = 2\text{ m}$ の場合には、载荷点変位は最大変位到達後の除荷後においても若干増加する傾向も示しつつ類似した波形を示している。力学的には、除荷後に载荷時よりも変位が増加することはあり得ないものと判断される。これより、入力エネルギーが大きいことにより衝撃荷重载荷時に支柱基部近傍が後述のように大きく塑性変形に至り変位が残留したことの他、擁壁も大きく回転していることにより、高速度カメラ撮影時に何らかの誤差が含まれた可能性も示唆される。これより、最大変位は、PS7とPS5試験体の場合には衝撃力平坦域の時間帯($t = 10 \sim 30\text{ ms}$)、PS3試験体の場合には第2波あるいは第3波目の衝撃力が励起した時点($t = 15 \sim 50\text{ ms}$)で発生しているものとして、以後の検討を行うこととする。

最大変位に着目すると、PS7とPS5試験体の場合には、落下高さにかかわらず類似の値を示していることが分かる。一方、PS3試験体に関しては、落下高さが $H = 1\text{ m}$ の場合には前述の2試験体より4 mm大きいのみである。しかしながら、 $H = 2\text{ m}$ の場合には20 mm以上大きく示されており、著しく損傷していることがうかがわれる。このような性状は、上述の衝撃荷重の载荷継続時間が延びていることと対応している。

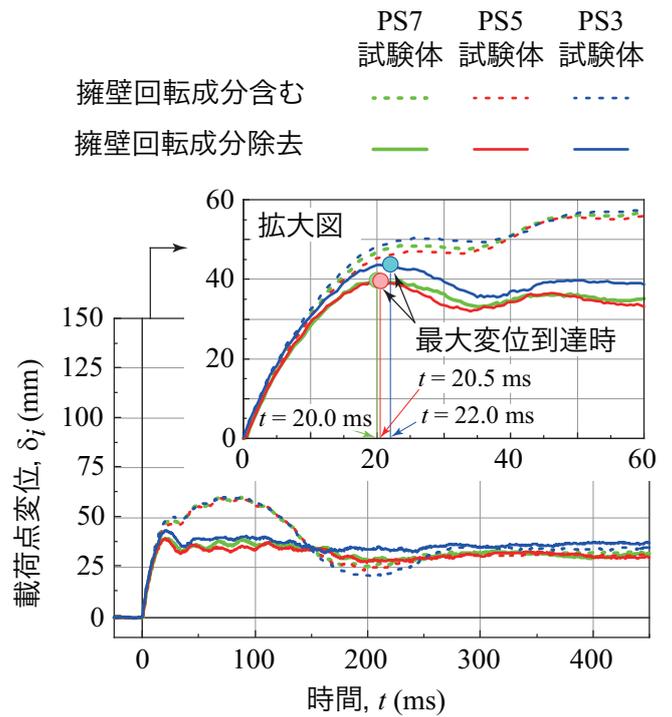
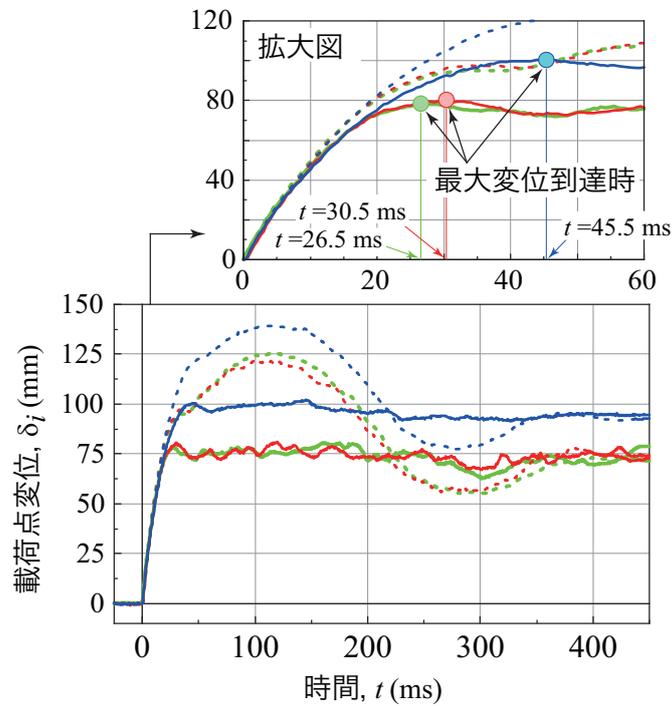
(a) $H = 1$ m(b) $H = 2$ m図 5.3 載荷点変位 δ_i の時刻歴波形図

表 5.2 各試験体の最大応答値とエネルギー割合

試験体名	重錘 落下 高さ $H(\text{m})$	入力 エネルギー 量 $E_t(\text{kJ})$	支柱の 最大 変位量 $\delta_{imax}(\text{mm})$	支柱の 最大 変形角 $\theta_{max}(\text{°})$	支柱の 角折れによる エネルギー 吸収量 $E_{ar}(\text{kJ})$	衝撃力 による 仕事量 $E_p(\text{kJ})$	E_{ar}/E_t	E_p/E_t	E_{ar}/E_p
PS7-H1	1.0	9.7	39.7	5.7	7.2	9.3	0.74	0.96	0.77
PS5-H1		9.6	39.7	5.7	7.2	9.1	0.75	0.95	0.79
PS3-H1		10.1	43.8	6.2	7.9	9.6	0.78	0.95	0.82
PS7-H2	2.0	19.0	80.5	11.4	14.5	19.0	0.76	1.00	0.76
PS5-H2		19.3	81.0	11.6	14.7	18.9	0.76	0.98	0.78
PS3-H2		19.9	102.0	14.3	18.2	19.0	0.91	0.95	0.96

表 5.2 には、各試験体における入力エネルギー E_t 、支柱の最大変位 δ_{imax} とその時の支柱の変形角 θ_{max} 、支柱の角折れによるエネルギー吸収量 E_{ar} 、重錘衝撃力 P_i による仕事量 E_p 、入力エネルギー E_t に対する各エネルギー割合や、衝撃力による仕事量 E_p に対する支柱の角折れに伴うエネルギー吸収量 E_{ar} 割合を一覧にして示している。

表より、PS7 と PS5 試験体の場合には、実験結果の最大応答値や各エネルギー量は各落下高さにおいて類似した値を示していることが分かる。入力エネルギーに対する支柱の角折れに伴う吸収エネルギー比 E_{ar}/E_t に着目すると、PS7 と PS5 試験体の場合には、落下高さにかかわらず 75% 前後である。一方、PS3 試験体に関しては、落下高さが $H = 1\text{ m}$ の場合には 2 試験体と大差はない。しかしながら、 $H = 2\text{ m}$ の場合には 90% 以上を示しており、支柱は衝撃力の作用によって大きく損傷したことが示されている。

入力エネルギーに対する衝撃力の仕事量比 E_p/E_t は、6 試験体で 95 ~ 100 % であることが分かる。残りの 5% は、重錘衝突時における音波や重錘衝突後の重錘のリバウンド等によって消費されたものと推察される。衝撃力による仕事量に対する支柱の角折れに伴って吸収されたエネルギー比 E_{ar}/E_p は、PS3-H2 試験体を除き 76 ~ 82% である。但し、PS3-H2 試験体の場合には、入力エネルギーに対する衝撃力の仕事量比 E_p/E_t よりも大きい 96% を示しており、著しく損傷していることが推察される。

る。また、PS5 試験体の場合においても、ひずみは根入れ端に向かって線形的に減少傾向を示し、端部では零ひずみに近い値を示している。これより、両試験体は根入れ端部で十分定着されているものと推察される。

一方、PS3 試験体に関しては、落下高さが $H = 1 \text{ m}$ の場合には前述のように擁壁天端から 250 mm の位置においても 0.3% を超えるひずみが分布しており、支柱は擁壁中に十分に定着されていないことが推察される。また、 $H = 2 \text{ m}$ の場合においても、0.3% を超えるひずみが擁壁上面から 50 ~ 200 mm の深さまで分布しており、支柱は気中部は勿論のこと擁壁内部においても大きく変形しているものと推察される。これより、PS3 試験体の場合には、落下高さにかかわらず正常な定着状態に至っていないことが推察される。

以上より、曲げと共にせん断が連成する場合における衝撃荷重載荷時の支柱の必要根入れ深さは、本研究の範囲においては、500 mm 程度であるものと判断される。

(3) 支柱基部の変形及び擁壁天端部の損傷状況

写真 5.1 には、実験終了後の各試験体における支柱基部近傍及び擁壁天端部の損傷状況を

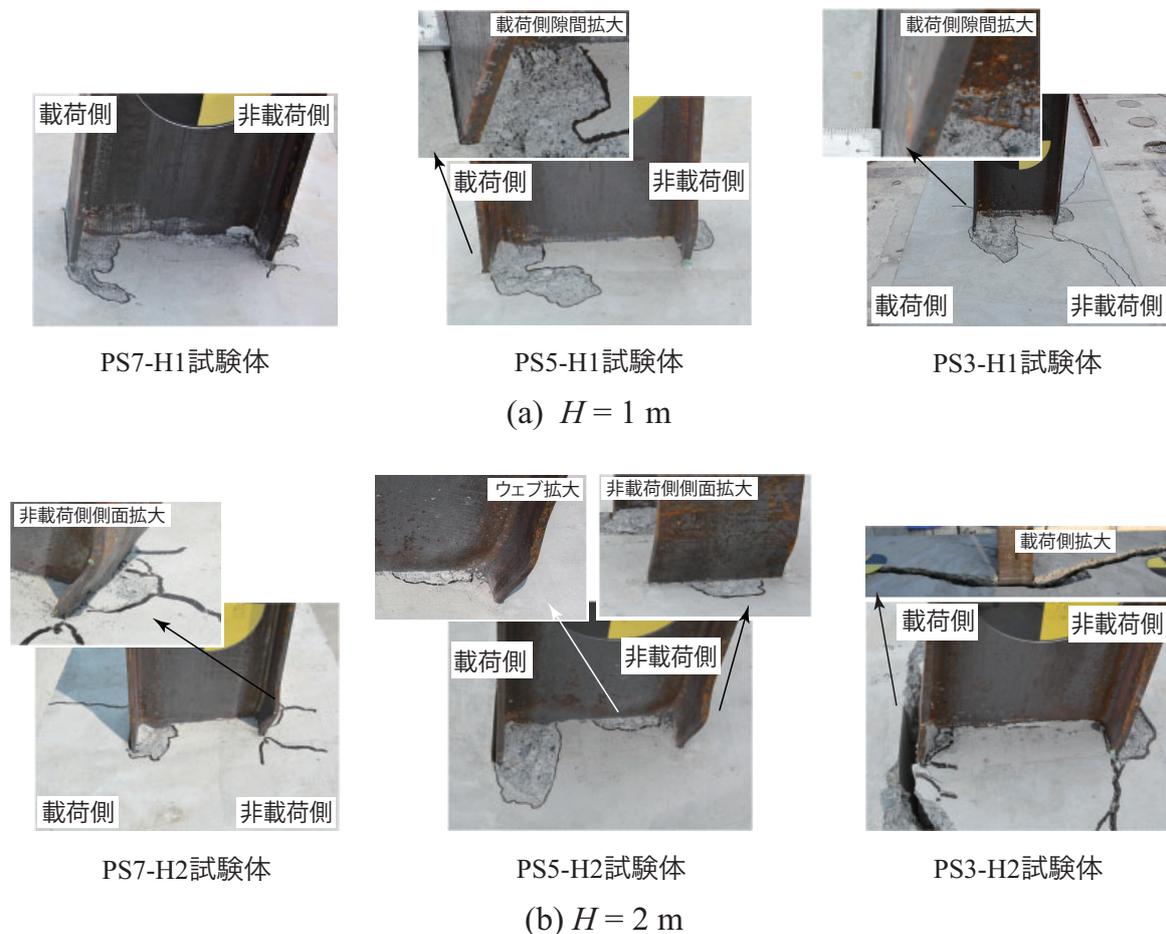


写真 5.1 支柱基部の変形状態

比較して示している。写真中の擁壁天端部における黒線は、ひび割れやコンクリートの剥離部分が明確となるように実験終了後に描いたものである。写真より、いずれの試験体においても支柱の荷側フランジと擁壁天端コンクリート表面に隙間が、また荷側フランジ内側近傍及び非荷側フランジ外側近傍コンクリート表面には剥離が確認できる。荷側フランジ内側の剥離領域は非荷側よりも広く示されている。

(a) 写真より、落下高さが $H = 1 \text{ m}$ の場合には、3 試験体共に非荷側フランジの基部近傍部に塑性変形を確認できるが、それほど著しくはない。PS7 と PS5 試験体の場合には、上述のとおりコンクリートの剥離が確認できるが、ひび割れの発生は顕著ではない。根入れ深さが浅い PS3 試験体の場合には、上述の2 試験体に比べコンクリートの剥離領域が広がっている。また、ひび割れ幅も小さく押抜きせん断破壊には至っていないが、荷側及び非荷側フランジ端部から斜めひび割れの進展が確認でき、他の2 試験体と比較して損傷程度の大きいことが確認できる。これは、前述のエネルギー吸収量と入力エネルギーとの比が増加していることや、支柱の擁壁内ひずみ分布が大きく乱れていることと対応しており、擁壁に押抜きせん断破壊の兆候があることを示唆している。

(b) 写真に示す落下高さが $H = 2 \text{ m}$ の場合において、PS7 と PS5 試験体の場合には非荷側フランジの基部近傍に局部座屈が確認でき、特に PS5 試験体の場合には非荷側ウェブも局部座屈に至っていることが分かる。これは、入力エネルギーが $H = 1 \text{ m}$ の場合よりも大きく、かつ前項のひずみ分布からも明らかなように支柱の根入れ深さが確保されていることによって、支柱基部近傍に塑性ヒンジが形成されると共に支柱が大きく角折れ状態に至っていることによるものと推察される。一方で、擁壁の損傷状況は落下高さが増加したにもかかわらず、 $H = 1 \text{ m}$ の場合と類似している。これは、上述の通り根入れ深さが十分確保されていることにより、大きなせん断力の作用下においても曲げ作用によって塑性ヒンジが形成され、支柱の角折れによって多くの入力エネルギーが消費されたことによるものと推察される。

根入れ深さが浅い PS3 試験体の場合には、他の2 試験体と異なり基部近傍に局部座屈の発生は確認できず、荷側支柱フランジ端部から正面(道路)側に向かってひび割れ幅が最大 70 mm 程度の明確な押抜きせん断破壊に至っている。これは、支柱の根入れが十分確保されていないことによって、前述のとおり支柱の塑性域が擁壁天端からある程度深い位置に形成されたことにより、せん断力の作用と共に支柱の角折れ時に擁壁天端面を非荷側に押し出す作用が卓越し、擁壁が著しい押抜きせん断破壊に至ったことによるものと推察される。

図 5.5 には PS3-H2 試験体に関するひび割れ分布を示しており、図 5.6 には比較のために、根入れ深さを 300 mm とし荷位置を本実験と同様に擁壁天端から 400 mm として実施した前章の静荷重載荷試行実験結果(PS3-SP 試験体)のひび割れ分布を示している。両図より、い

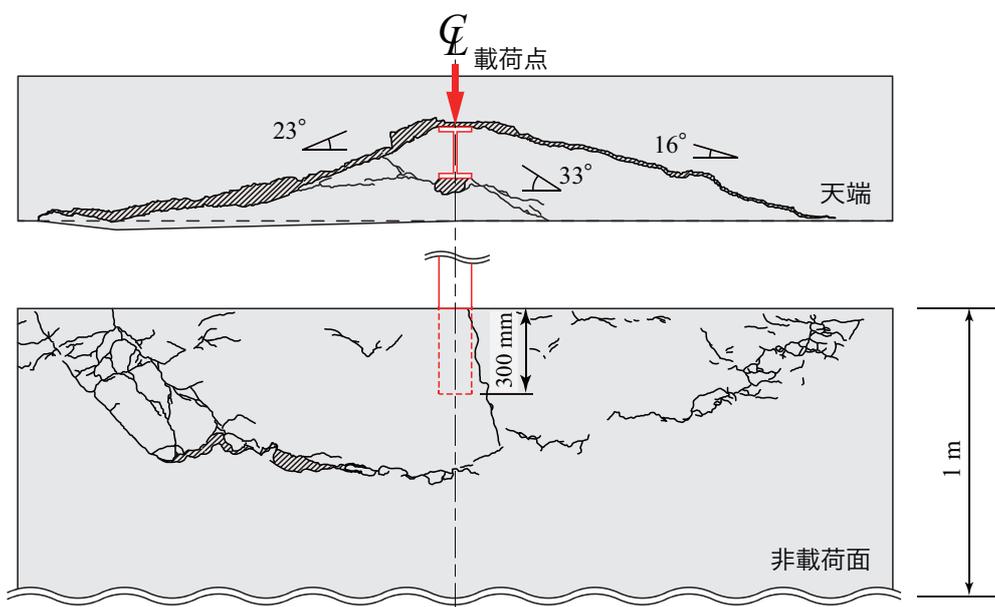


図 5.5 PS3-H2 試験体のひび割れ進展状況

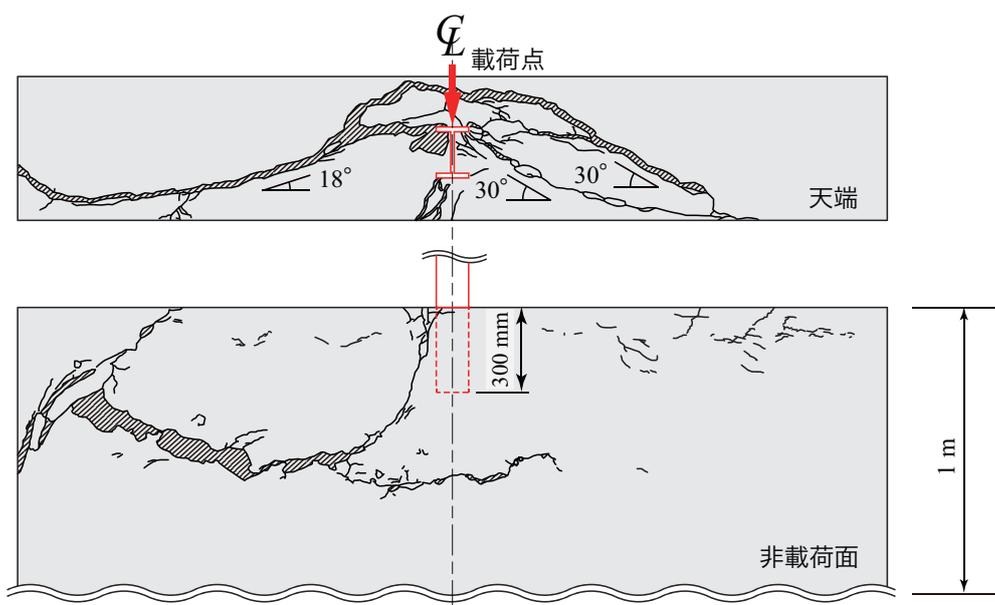


図 5.6 PS3-SP 試験体のひび割れ進展状況

ずれの場合においても擁壁は類似した押抜きせん断破壊に至っていることが分かる。詳細に見ると、静荷重載荷の場合には、載荷側フランジ端部からと共にそれよりも背面側のかぶり部からもひび割れが発生しており、非載荷側から見て左側が広く破壊しており若干偏心載荷の傾向が示されている。一方、本実験の場合には、載荷側フランジ端から支柱に対してほぼ対称に押抜きせん断破壊面が形成されており、衝撃荷重は大きな偏心もなく載荷されていることがうかがわれる。

擁壁天端における斜めひび割れの角度を調べると、いずれの試験体の場合も $16^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 程度となっている。便覧¹⁾では支柱のせん断破壊面は、非載荷側フランジ端部から 45° の角度で正面(道路側)に向けて形成されるものと仮定している。しかしながら、実験結果の押抜きせん断破壊は、両図からも明らかなように静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時共に非載荷側フランジ端部からのひび割れに起因していないことが確認できる。なお、天端から擁壁内部を通り非載荷面(正面)に達しているせん断破壊面の角度を調べると、ほぼ $50^{\circ} \sim 65^{\circ}$ 程度であった。また、正面(道路側)に現れるひび割れの位置は両試験体共に同程度であり、載荷速度の影響はそれほどないことが推察される。

5.4 設計照査式の提案

ここで、第3章、第4章と同様に便覧¹⁾に基づいて照査算定される必要根入れ深さ d_r と実験結果の必要根入れ深さ d_{sl} との比較を試みる。

本章での試験体において、前章と同様に実験時におけるコンクリートの圧縮強度 f'_c に基づいてコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a 及び押抜きせん断応力度 τ_a を評価すると、それぞれ $\sigma_a = 5.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_a = 0.45 \text{ N/mm}^2$ として求まり、便覧¹⁾に基づいて算定される必要根入れ深さは前章の結果と等しい。すなわち、落石の衝突高さを天端から 1,400 mm とする曲げが卓越する場合には、 $d_{r,b} = d_{rb,b} = 865 \text{ mm}$ 、落石衝突高さを実験時と同様に擁壁天端から 400 mm の位置として、曲げと共にせん断が連成する場合には、 $d_{r,s} = d_{rs,s} = 1,348 \text{ mm}$ となる。従って、総合的な支柱の必要根入れ深さは、 $d_r = d_{rs,s} = 1,348 \text{ mm}$ として求まる。

一方で、本実験によって得られた必要根入れ深さは $d_{ef,i} = 500 \text{ mm}$ 程度となっていることから、設計根入れ深さは実験結果と比較して 2.5 倍以上となっており、便覧¹⁾に基づいた算定結果は十分安全側の値になっていることが分かる。これは、後述のように非載荷側のかぶり厚さが天端から下方に向かって線形に大きくなることや、押抜きせん断破壊面が載荷側フランジ両端部から形成されていることによるものと推察される。

ここで、PS3-H2 試験体の場合における擁壁は、著しい押抜きせん断破壊によって終局に至っている。また、非載荷側基部近傍擁壁天端には全ての試験体においてコンクリートの圧壊と思われる剥離が生じているが、その程度は天端表面のみの限定的なもので、必要根入れ深さに著しい影響を与えるものではないものと推察される。このことは、擁壁は支柱フランジによって非載荷側擁壁に作用する圧壊作用よりも押抜きせん断破壊によって終局に至ることを示しており、押抜きせん断破壊に対する照査を行うことのみで合理的な設計が可能であるものと判断される。

このような観点から、以下では支圧応力を含めた曲げ応力に関する照査を行わずに押抜きせん断破壊に関する照査を行うことのみによって、実験結果に対応した合理的な根入れ深さ決定法について検討を行うこととする。但し、設計照査においては、必ず曲げとせん断が連成するような落石が最も低い位置に作用する場合について検討を行わなければならないことは勿論である。

本研究では、擁壁の変厚を考慮し、かつ実験結果に基づき押抜きせん断破壊面を載荷側フランジ端を基点として、必要根入れ深さの検討を試みるものとする。

図 5.7 には、提案の設計計算モデルを示している。すなわち、かぶり厚を非載荷側フランジ端を基点として根入れ深さの $d/2$ の位置を基本に考え、せん断破壊が載荷側フランジ端か

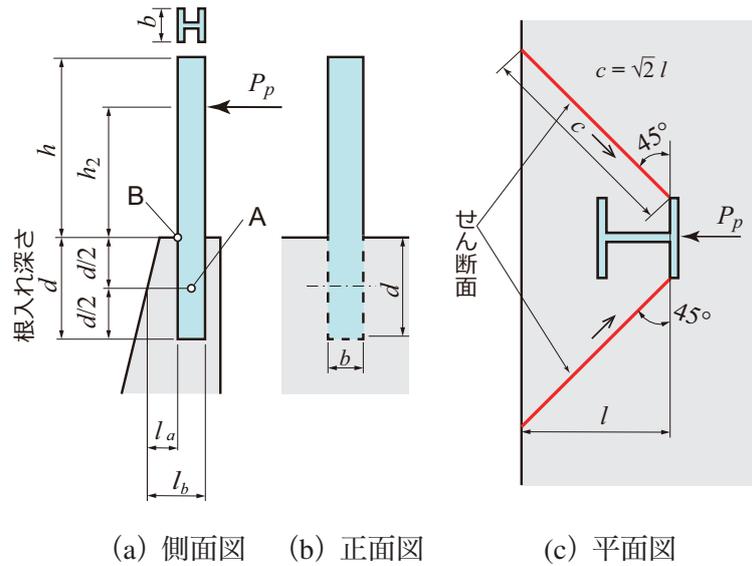


図 5.7 提案の設計計算モデル

ら形成されるものとする、かぶり厚は $l = l_b$ として示される。

このようなせん断破壊面を仮定すると、 $d_{mr} = d_{mrs} = 458 \text{ mm}$ として算出される。

検討の結果、前述のように便覧¹⁾に即してかぶり厚を l_a とする場合には実験結果よりも必要根入れ深さを大きく評価し安全側の値を与える。一方、かぶり厚を l_b とする場合には、根入れ深さを安全側に丸めて決定することを考慮に入れると、実験結果と大略対応していることが分かる。

これより、押抜きせん断破壊面のかぶり厚を擁壁天端から $d/2$ の位置における载荷側フランジ端からの長さを仮定することによって工学的に適切に評価可能であるものと判断される。

以上より、落石が落石防護柵の低い位置に作用し、曲げとせん断が連成するような場合の支柱の必要根入れ深さは、支圧応力を考慮した曲げ圧縮応力の照査を必要とせず、押抜きせん断破壊面が载荷側フランジ端から形成されるものと仮定しかつ根入れ深さの $1/2$ の高さにおけるかぶり厚さを考慮することによって、適切に評価可能であるものと判断される。また、押抜きせん断破壊面が非载荷側フランジ端から形成されると仮定する場合には、設計的に安全側の値を与えることは、勿論である。

なお、便覧¹⁾では、落石の防護柵からの飛び越えが想定される場合には防護柵の余裕高として落石衝突高さの $1/2$ 以上を確保することが規定されている。また、支柱の根入れ深さ算定時における落石衝突高さに関しては特に規定されていない。これより、支柱の根入れ深さは、通常上述の最大衝突高さを用いて支柱基礎の曲げ圧縮応力及び押抜きせん断応力を算定し決定しているものと推察される。

しかしながら，本実験結果に基づくと，以下のことが指摘される。すなわち，

- 1) 支柱基礎となる擁壁天端における曲げ応力が圧壊に至る場合においてもその損傷の程度は天端表面に留まり，支柱の根入れ深さに与える影響は前述のように小さいこと。従って，便覧¹⁾で規定している曲げ応力の照査の下に必要な根入れ深さを評価することは適切ではないものと判断される。
- 2) 支柱の根入れ深さ算定に当たっては，落石の载荷位置は最大衝突高さではなく（本研究では曲げが卓越する場合として，1,400 mm を設定），塑性ヒンジ荷重が大きく評価される擁壁天端近傍に設定して決定しなければならないこと。
- 3) 本研究ではその高さを 400 mm と設定して検討を行っているが，適切な落石载荷位置は改めて規定することが必要であるものと判断される。

5.5 まとめ

本章では、高さ 2 m、幅 3 m の実規模落石防護擁壁に実防護柵に用いられている H 形鋼支柱を有限長で埋設設置した試験体を対象に、曲げと共にせん断が連成する場合を想定して、1,000 kg 重錘を振り子式によって擁壁天端から 400 mm の位置に衝突させる衝撃荷重載荷実験を実施した。本章では、支柱の根入れ深さを 700, 500, 300 mm の 3 種類、重錘の落下高さを $H = 1$ m, 2 m の 2 種類に変化させて実施した。

本章で得られた事項を整理すると、以下のように示される。

- 1) 支柱の根入れ深さが確保されている場合には、最大変位発生時における高周波成分を除いた衝撃力平坦域の最大振幅は全塑性荷重にほぼ対応する。
- 2) 支柱の根入れ深さが確保されている場合には、非載荷側基部近傍フランジが局部座屈の傾向を示し、擁壁天端には軽微な剥離損傷が生じる程度である。
- 3) 一方、支柱の根入れ深さが不十分の場合には、擁壁内部に塑性ヒンジが形成されていることが推察され、非載荷側基部近傍フランジに局部座屈は発生せず、擁壁は著しい押抜きせん断破壊に至る。
- 4) 実験結果の必要根入れ深さは 500 mm 程度である。便覧¹⁾に基づいた必要根入れ深さは $d_r = d_{rs,s} = 1,348$ mm として求まり、実験結果の 2.5 倍以上安全側の値を与える。
- 5) 実験結果を基に、必要根入れ深さ算定法を提案すると、以下のように示される。すなわち、
 - a) 支圧曲げによる擁壁天端部の損傷は軽微であることより、照査の必要はないこと、
 - b) 押抜きせん断破壊に関する照査は、根入れ長の 1/2 における載荷側フランジ端部からのかぶりを考慮して行うこと、である。
- 6) 提案の照査式を用いることによって、工学的に実験結果と同様の根入れ深さを算定可能であることが明らかになった。なお、押抜きせん断破壊面が非載荷側フランジ端から形成されると仮定する場合には、設計的により安全側の値を与える。
- 7) なお、支柱の根入れ深さ算定に当たっては、落石の載荷位置は最大衝突高さではなく（本研究では曲げが卓越する場合として、1,400 mm を設定）、新たに擁壁天端近傍部（本研究では、400 mm）に設定しなければならない。

第 6 章

防護柵支柱の耐衝撃挙動に関する数値解析手法の妥当性検討

6.1 概説

第 4 章と第 5 章では、柵高 2 m の従来型落石防護柵支柱を対象として、第 2 章及び第 3 章での支柱を擁壁中に貫通させた場合における実験結果を基に、支柱の根入れ深さを有限長にした場合の静荷重及び衝撃荷重載荷実験結果に関して論じてきた。

支柱の根入れ深さが有限長の場合における検討結果、必要根入れ深さは $d_{ef,i} = 500$ mm 程度であること、支柱の根入れ深さが十分に確保されている場合には、衝撃力平坦域の最大振幅は支柱の静的な全塑性荷重にほぼ対応することや擁壁天端における損傷は基部非載荷側フランジに局部座屈が発生して軽微であることを明らかにしている。また、支柱の根入れ深さが不足している場合には、局部座屈が抑制され擁壁は押抜きせん断破壊に至ることや、その押抜きせん断破壊面は便覧の規定¹⁾とは異なり載荷側フランジ端部から形成されることなどを明らかにしている。さらに、これらの実験結果を基に、便覧の規定¹⁾を修正する形で支柱の根入れ深さに関する照査式を提案した。

しかしながら、上述の結果は、従来型落石防護柵の柵高が 2 m の場合を想定し、支柱に H200×100×5.5×8 形鋼 (以後、単に H200×100 形鋼) を用いて検討したものである。便覧¹⁾の設計例に従えば、柵高が 4 m 以上の場合には、通常 H200×200×8×12 形鋼 (以後、単に H200×200 形鋼) が用いられている。H200×100 形鋼の場合における主軸に関する断面係数は 181、これに対して H200×200 形鋼の場合は 472 と 2 倍以上の値を示すことから、このような曲げ剛性の大きい H 形鋼を防護柵支柱に適用する場合には、前章において提案の照査式の妥当性を検証しておくことが肝要であるものと判断される。

また、本研究では、落石防護柵の基礎として高さが 2 m で非載荷側面が 1:0.4 の勾配を有する無筋コンクリート製落石防護擁壁を用いている。しかしながら、施工現場の条件によっては、その勾配を変えなければならない場合も想定される。さらに、防護柵基礎としては、防護擁壁の他に単に矩形断面の無筋コンクリートブロックも多く採用されている。このよう

に、防護柵の基礎構造が本研究で採用した形状と異なる場合には、基礎構造の安定性も含め防護柵支柱の根入れ深さに関する妥当性を検証することが要求される。このような妥当性検証を実施するためには、実験的手法とともに数値解析的手法を援用して効率的に実施することが重要である。

本章では、このような検証を効率的に行うことを目的に、三次元弾塑性衝撃応答解析手法を提案し、前章で実施した衝撃荷重載荷実験結果と比較する形でその妥当性について検討を行うこととする。

なお、解析手法に関しては、沼田ら^{6)~7)}が支柱としてH形鋼(H100×100×6×8)を用いた場合に対して実施した手法を踏襲して実施するものとする。本数値解析には、構造解析用汎用コードLS-DYNA¹⁰⁾(ver. R9)を使用している。

6.2 数値解析の概要

6.2.1 数値解析ケース

表6.1には数値解析ケースの一覧を示している。なお、試験体名、形状寸法、境界条件及び各物性値等は、第5章における実規模実験と同様である。

図6.1には、本数値解析で用いた有限要素モデルを示している。本研究では、解析条件は実規模実験と可能な限り等しく設定することとし、実験時における境界条件を適切に反映させるために、試験体の他、載荷治具及びコンクリート基盤までを考慮してモデル化を行うこととした。また、重錘衝突による支柱基部の局部座屈を適切に再現するために、対称性を考慮せずに構造全体をモデル化している。

本数値解析では、基部近傍で発生する局部座屈を適切に評価するために、要素は全て8節点固体要素を用いることとし、H形鋼支柱のフランジ及びウェブは板厚方向に4ないし6分

表 6.1 数値解析ケース一覧

ケース名	載荷点 高さ L (mm)	根入れ 深さ d (mm)	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測衝突 速度 V' (m)	実測入力 エネルギー E_t (kJ)	コンクリート の圧縮強度 f'_c (N/mm ²)
PS7-H1	400	700	1.0	0.99	4.40	9.7	30
PS5-H1		500		0.98	4.30	9.6	
PS3-H1		300		1.03	4.50	10.1	
PS7-H2		700	2.0	1.94	6.16	19.0	
PS5-H2		500		1.97	6.21	19.3	
PS3-H2		300		2.03	6.31	19.9	

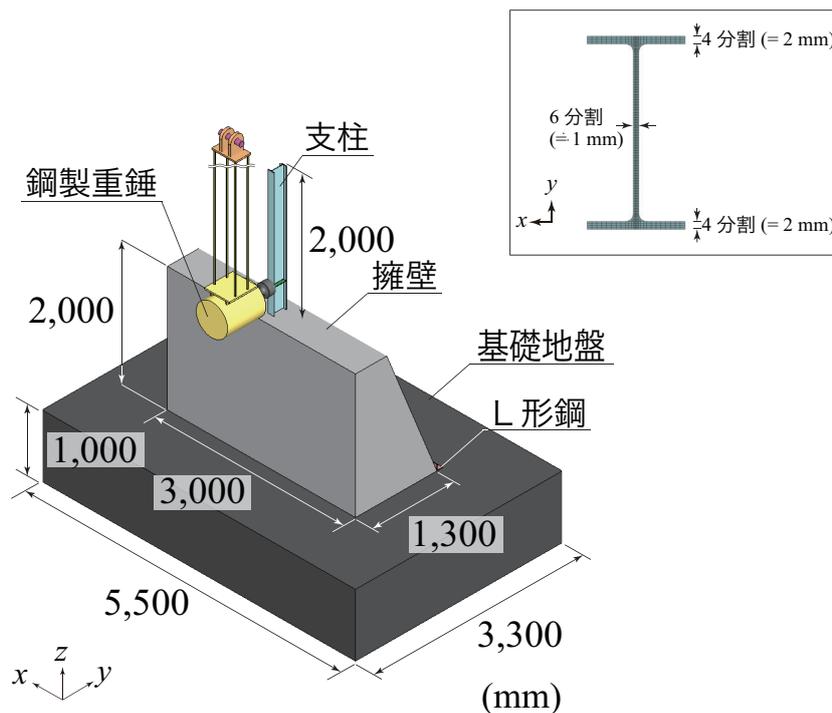


図 6.1 有限要素モデル

割とした。

幅方向の要素長は 2～4 mm 程度，軸方向には 10 mm 程度を基本にして要素分割を行った。なお，計算時間を節約するために，支柱の荷点部上方や擁壁底部近傍の要素分割は徐々に粗くしている。また，本数値解析では，重力は考慮しているものの H 形鋼の初期不整や減衰は考慮していない。本モデルの総節点及び総要素数は，それぞれ 63 万，57 万程度である。

衝撃荷重は，実規模実験と同様に 1,000 kg の鋼製重錘を用い，振り子式で荷重させることとした。具体的には，重錘要素を支柱フランジと接する形で配置し，表に示す実測重錘衝突速度 V' を重錘要素の全節点に付加することで荷重を与えている。

拘束条件は，コンクリート基盤の底部及び側面を完全固定，重錘吊り下げ治具の上部をピン支持とした。また，ボルトを用いて接続している箇所や H 形鋼と補剛材は，節点を共有することで結合することとした。一方，ロードセルと重錘胴体間に関しては，接触面によるタイド条件を設定することによって完全結合とした。

接触条件に関しては，重錘と支柱間，擁壁とストッパー間には剥離・滑りを考慮した面と面の接触を定義しており，実験時と同様に擁壁が重錘衝突によって回転できるように設定した。支柱と擁壁間には，付着特性を考慮せず剥離・滑りを考慮した面と面の接触を定義している。なお，接触条件に関しては，既往の研究^{11)～12)}を参考に，静摩擦係数と動摩擦係数を等しいものとし，いずれも 0.3 と仮定した。接触解析にはペナルティ法を採用している。

6.2.2 材料構成則

図6.2には、本数値解析で用いたH形鋼支柱ウェブ、フランジ及びコンクリート擁壁に適用した応力-ひずみ関係を示している。表6.2には、H形鋼支柱の物性値を一覧にして示している。

本研究では、実構造物により近い条件の下で検討を行うこととし、各材料物性値には対象とした実験時における値を採用した。なお、H形鋼ウェブ及びフランジに関しては、実験に用いた鋼材と同一の材料を用いて試験供試体を作製し、引張試験を行っている。また、本研究では低速度衝撃荷重実験を対象としていることから、鋼材及びコンクリート材料のひずみ速度効果は簡略化して考慮していない。以下に、各材料に関する構成則及び材料物性値について概説する。

(1) H形鋼

図6.2(a)には、H形鋼支柱に適用した応力-ひずみ関係を示している。H形鋼支柱の応力-ひずみ関係は、材料試験結果の真応力-真ひずみ関係を基に多直線近似によりモデル化した。なお、引張強度以降に関しては、ひずみが一定値となるように設定した。

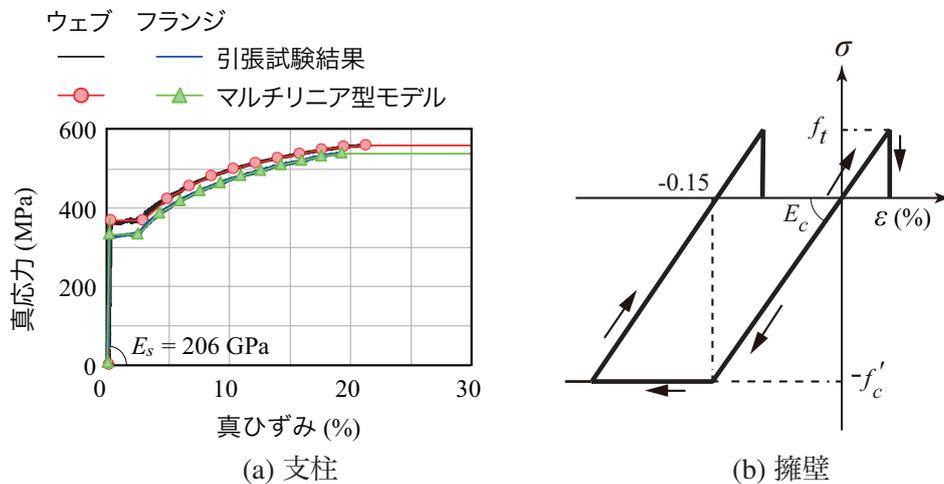


図6.2 材料構成則

表6.2 H形鋼支柱の材料物性値一覧

	降伏 強度 f_y (MPa)	降伏 ひずみ ε_y (%)	引張 強度 f_u (MPa)
ウェブ	368	0.19	560
上下フランジ	326	0.17	532

また、圧縮側の応力-ひずみ関係は引張側と同様とした。降伏判定には von Mises の降伏条件を用いた。単位体積質量 ρ_s 及びポアソン比 ν_s は、それぞれ $\rho_s = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, $\nu_s = 0.3$ とした。

(2) コンクリート

図 6.2 (b) には、コンクリート擁壁に適用した応力-ひずみ関係を示している。圧縮側は圧縮強度に到達した段階で完全降伏するバイリニア型、引張側は引張強度に到達した段階で引張応力を伝達しないモデルを採用した。従って、圧縮側と引張側の軟化挙動はいずれも考慮していない。降伏の判定には Drucker-Prager の降伏条件式を採用し、ひび割れモデルは分布ひび割れモデルを用いている。圧縮強度 f'_c は、材料試験結果に基づき 30 N/mm^2 とし、引張強度は圧縮強度の 1/10 と仮定した。単位体積質量 ρ_c 及びポアソン比 ν_c は、それぞれ $\rho_c = 2.35 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, $\nu_c = 0.167$ とした。

(3) 重錘、载荷治具及び基礎地盤

重錘と载荷治具(鋼材)及びコンクリート基礎地盤要素に関しては、実験時に塑性変形やひび割れが確認されていないことより、全て弾性体モデルを適用することとした。これらの要素に関する弾性係数、密度及びポアソン比は、重錘の場合には $E_w = 206 \text{ GPa}$, $\rho_w = 7.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, $\nu_w = 0.3$, 载荷治具の場合には $E_j = 206 \text{ GPa}$, $\rho_j = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, $\nu_j = 0.3$, コンクリート基礎地盤の場合には $E_g = 20 \text{ GPa}$, $\rho_g = 2.35 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, $\nu_g = 0.167$ とした。なお、重錘の密度 ρ_w に関しては、重錘質量 $1,000 \text{ kg}$ を解析モデルの体積で除した値を用いて評価している。

6.3 実験結果と数値解析結果の比較

6.3.1 各種応答波形

図6.3には、本数値解析より得られた全ケースの各種時刻歴応答波形を実験結果と比較する形で示している。なお、変位 δ_x は、図に示すように擁壁の回転成分を除去し、支柱基部を基準とした相対変位として評価している。

重錘衝撃力波形に着目すると、数値解析結果(赤線)は、PS7とPS5試験体の場合には、重錘の落下高さ H にかかわらず、重錘衝突初期の高周波成分を伴った第1波やその後の低周波成分波形に至るまで実験結果(黒線)をほぼ適切に再現していることが分かる。

一方、PS3試験体の場合には、実験結果は、重錘の落下高さ H にかかわらず他のPS5/7試験体の場合と同様に、1波目载荷によって重錘がリバウンド状態に至り、2度あるいは3度試験体に衝突している。しかしながら、数値解析結果は、重錘衝突初期の高周波成分を伴った1波目は概ね再現できているものの、その後の低周波成分波形に関しては実験結果と大きく異なり、その継続時間も長いことが確認できる。数値解析の場合において、重錘の落下高さ H にかかわらず2波目が励起していないことは、1波目载荷によって擁壁部が損傷し支柱の固定度が著しく低下したことにより重錘がリバウンド状態に至らなかったことによるものと推察される。

载荷点における相対変位波形に着目すると、数値解析結果は、PS3試験体の場合を除き、全ての試験体の場合において実験結果とよく対応し、衝撃荷重の除荷と共に変位が残留している。PS3試験体の場合における実験結果は、PS5/7試験体と類似な傾向を示している。しかしながら、数値解析結果は、重錘の落下高さ H にかかわらず、前述の衝撃力波形においても述べている通り、1波目载荷によって支柱の擁壁内における固定度が著しく低下したことによって重錘が振り子運動の最大変位に至るまで小さな荷重で作用することにより载荷点変位が単調増加し、除荷状態に至った後に復元する傾向を示している。

前章の実験結果からも明らかなように、支柱の根入れ深さが500mmまでは支柱は十分に定着されていることが明らかになっている。これより、数値解析結果が、重錘衝撃力波形において2波目が形成されない場合や、载荷点における相対変位波形が $t = 75 \sim 100$ ms 程度まで単調増加する場合には、支柱は擁壁内において十分に定着されていないものとして評価可能であるものと判断される。

擁壁の回転角波形に着目すると、実験結果の最大回転角は、落下高さが同一の場合には支柱の根入れ深さに関わらず同程度であることが明らかになっている。しかしながら、数値解

析結果の場合には、いずれの場合においても波形の立ち上がりは実験結果と対応しているものの、その後は過大に評価し実験結果をよく再現できていないことが分かる。

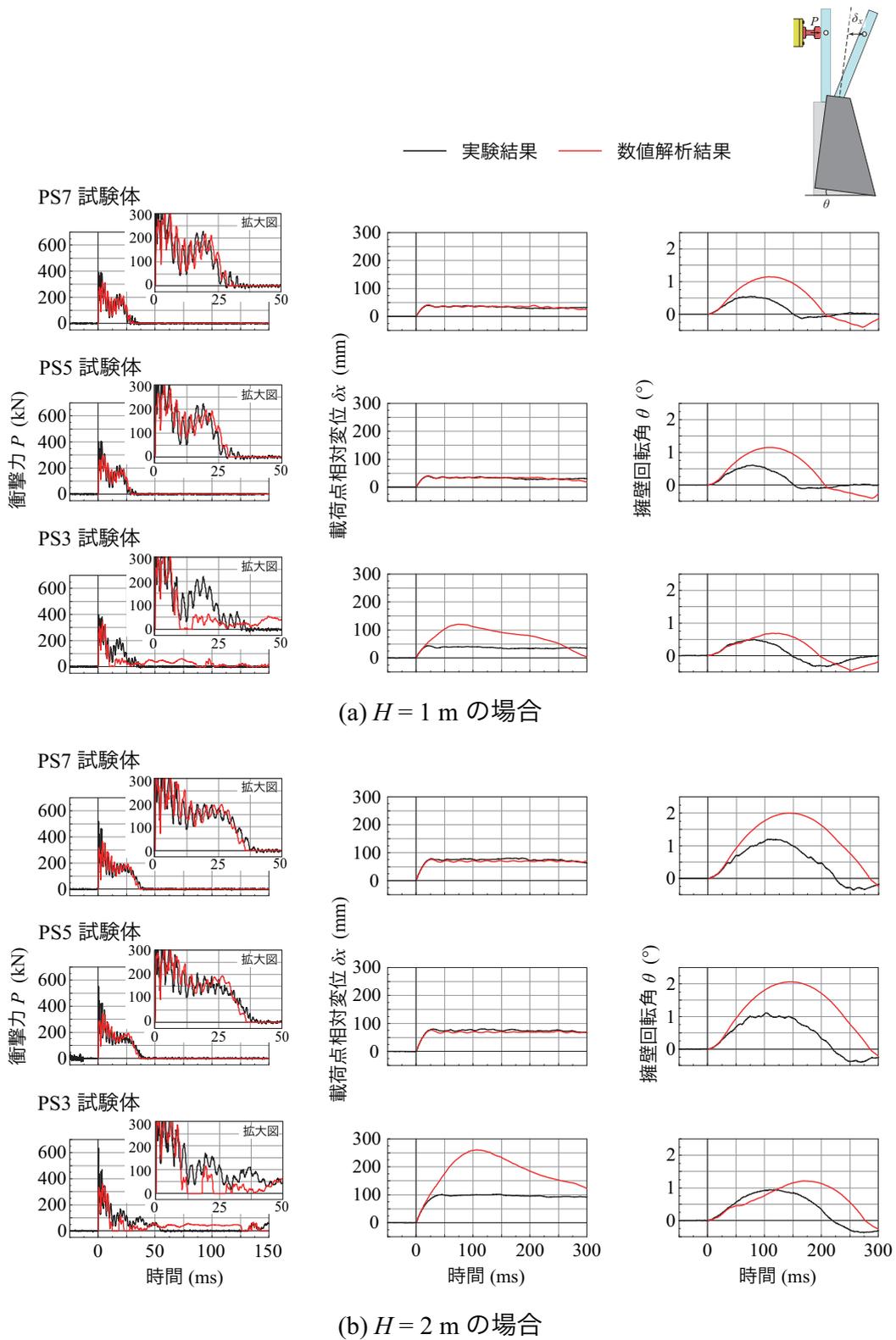


図 6.3 各種時刻歴応答波形の比較

6.3.2 支柱の軸方向縁ひずみ分布に関する経時変化と支柱の変形状況

図6.4には、落下高さ $H = 2\text{ m}$ の場合に関する数値解析結果から得られた载荷側軸方向縁ひずみ分布の経時変化 ($t = 0.3 \sim 300\text{ ms}$) を、実験結果と比較して示している。

数値解析結果(赤線)を実験結果(黒丸)と比較すると、PS7とPS5試験体の場合には、気中部では差異は確認されるものの、擁壁内部に関しては概ね再現していることが分かる。また、擁壁内部における零ひずみに漸近する深さに関しては、実験結果とほぼ対応しており、支柱が十分定着されていることが確認できる。

一方、PS3試験体の場合には、 $t = 25\text{ ms}$ 以降で差異が確認されるものの、実験結果と同様に根入れ端部近傍では大きなひずみが発生しており、支柱は十分に定着されていない状況が再現されていることが分かる。

以上より、数値解析結果は、必要根入れが不足している場合の実験結果のひずみ分布性状を定性的に再現できているものと判断される。

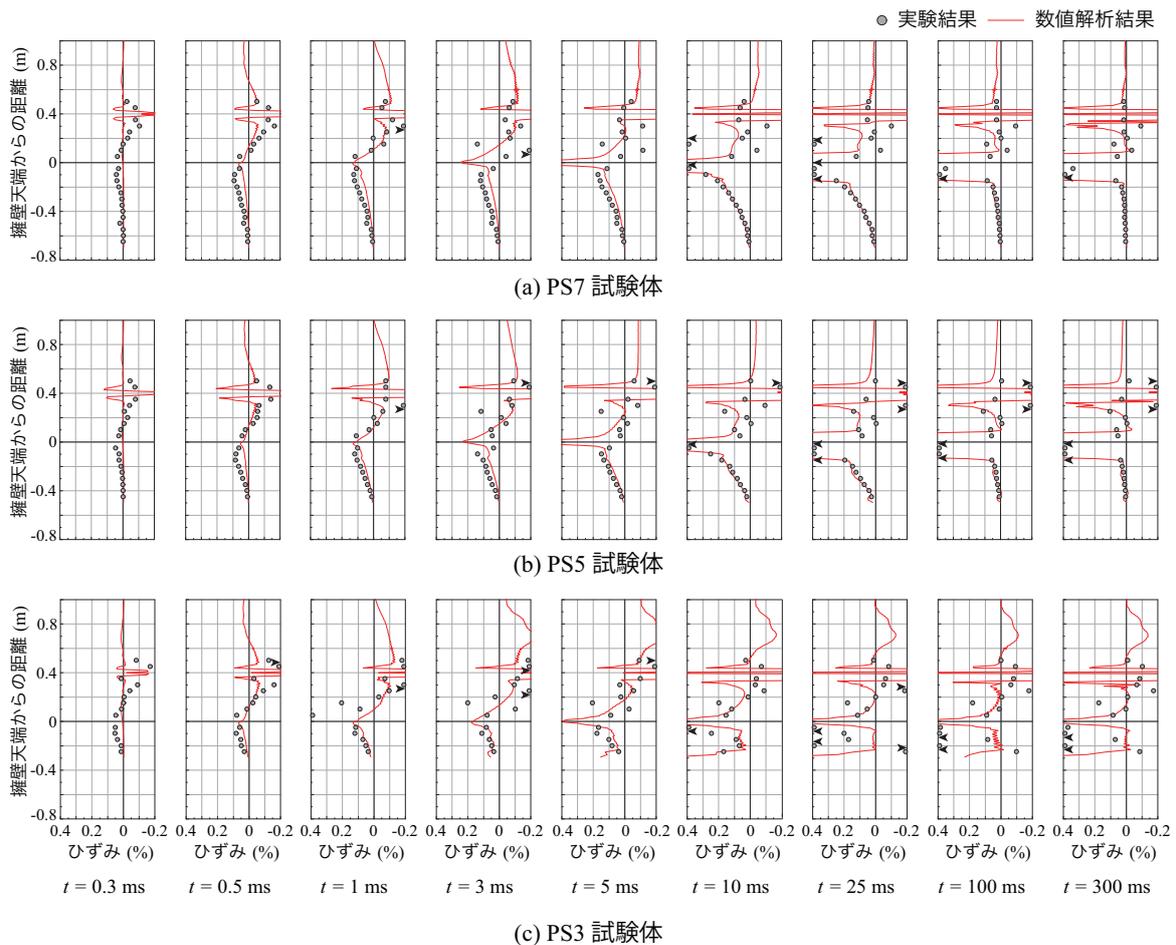


図 6.4 落下高さ $H = 2\text{ m}$ の場合における支柱衝突側の軸方向縁ひずみ分布の比較

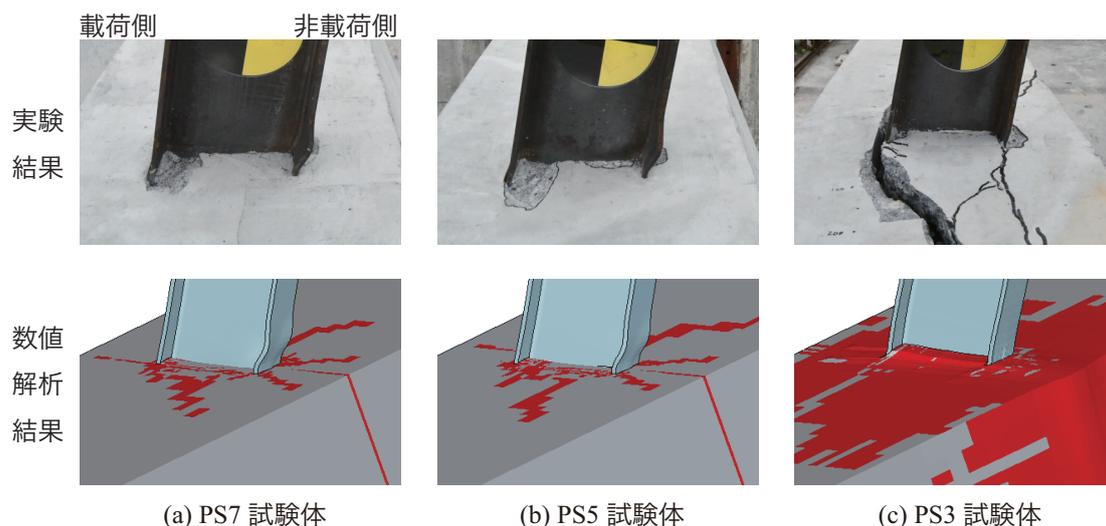


図 6.5 落下高さ $H = 2 \text{ m}$ の場合における支柱基部の変形及び擁壁の損傷状況の比較

図 6.5 には、落下高さ $H = 2 \text{ m}$ の場合における実験終了後及び数値解析終了時点($t = 300 \text{ ms}$ 時)の支柱基部の変形及び擁壁の損傷状況について、数値解析結果を実験結果と比較して示している。なお、本数値解析結果では、図 6.2 (b) に示すコンクリートの材料構成則に基づき、第 1 主応力が零近傍応力状態を示す要素を数値解析上のひび割れと判断し、その要素を赤色で示している。

数値解析結果を実験結果と比較すると、支柱基部の損傷状況は概ね対応していることが分かる。擁壁の損傷状況に関しては、PS7 と PS5 試験体の天端表面部に若干のひび割れが確認できる。しかしながら、実験結果と同様に顕著なひび割れは発生していないことが見て取れる。

一方、PS3 試験体に関しては、支柱基部近傍に赤色領域が広く分布しており、実験結果の損傷状況とは異なっているものの擁壁が大きく損傷する傾向については対応しているものと判断される。しかしながら、このような傾向は根入れ深さが不足している場合のみである。

支柱の必要根入れ深さは、前述の衝撃力波形や载荷点位置における相対変位波形、支柱軸方向ひずみ分布と併せて総合的に評価することによって、数値解析的に評価可能であるものと推察される。これより、本解析手法を用いることによって、落石による衝撃荷重载荷時における H 形鋼支柱の動的挙動性状や、必要根入れ深さを適切に評価可能であるものと判断される。

6.4 まとめ

本章では、従来型落石防護柵支柱の耐衝撃挙動や必要根入れ深さを適切に評価可能な数値解析手法の確立を目的として、擁壁への有限長根入れ深さを有する従来型落石防護柵支柱の実規模衝撃荷重載荷実験に関する三次元弾塑性衝撃応答解析を実施し、実験結果との比較によってその妥当性について検討を行った。本章で得られた事項を整理すると、以下のように示される。

- 1) 提案の数値解析手法は、根入れ深さが不足している PS3 試験体を除き、衝撃力波形及び載荷点における相対変位波形を概ね適切に評価可能である。しかしながら、擁壁回転角波形に関しては、実験結果よりも過大な評価を与える。
- 2) PS3 試験体に関する数値解析結果において、衝撃力波形に関しては、1 波目の波形は実験結果とよく対応するものの、その後の波形は再現できない。また、載荷点相対変位波形に関しても、経過時間が $t = 75 \sim 100$ ms 程度まで単調増加の傾向を示すことにより、実験結果を再現するには至らない。
- 3) 数値解析結果において、衝撃力波形において 2 波目が励起しない場合や載荷点における相対変位が $t = 75$ ms 以上に渡って単調増加の傾向を示す場合には、支柱は十分に定着された状態ではないものとして評価可能である。
- 4) 支柱の軸方向ひずみ分布に関する数値解析結果は、擁壁内も含めて実験結果と大略一致する。従って、支柱の定着状況は、提案の数値解析手法を用いることによって適切に評価可能である。
- 5) 数値解析結果から得られる支柱基部の変形状は、実験結果と大略一致する。また、擁壁の損傷状況については、PS3 試験体を除き概ね再現可能である。
- 6) 以上より、提案の数値解析手法を用いることによって、落石防護柵支柱の衝撃荷重載荷時における動的挙動性状や、必要根入れ深さを適切に評価可能であるものと判断される。

第7章

総括

我が国の道路交通網において、道路が山岳や海岸沿岸の急崖斜面に近接して建設される場合には、落石等から人命や交通網を守るために、落石防護擁壁を併設するのが通例である。その落石防護擁壁は、通常無筋コンクリート製であり、その重力によって落石等に抵抗する構造となっている。しかしながら、道路が急崖斜面に近接して建設される場合には、落石が擁壁等を越えて路上まで達する可能性があるため、通常はその天端に落石防護柵が設けられている。

落石防護柵は、落石を確実に捕捉し作用荷重を防護擁壁に伝達させるために、主に多段のワイヤロープ、ひし形金網、間隔保持材及び支柱により構成されている。支柱に限定すると、通常は3 m 間隔毎に設置されており、擁壁高さが2～4 m 未満の場合には、H200×100 形鋼を用い、4 m 以上の場合はH200×200 形鋼が用いられ、防護擁壁天端部の箱抜きされた部分に埋設固定されている。その埋設深さは、便覧¹⁾に規定されている設計法に準拠して決定される。その現行設計法の基本的な考え方は、静荷重載荷時の曲げによる擁壁コンクリートに作用する支圧応力とせん断力による押抜きせん断応力を照査するものである。しかしながら、落石衝突によって擁壁コンクリートがブロック化して剥落し、支柱も根入れ部から抜ける事例も報告されている。このように、現実には落石の衝突によって衝撃荷重が載荷されることから、現行設計法の考え方の妥当性を検証することは、道路交通網の安全性確保の観点から喫緊の課題となっている。

このような背景により、本研究では、落石防護柵支柱の適切な根入れ深さに関する合理的な設計法を確立することを最終目的に、実規模での無筋コンクリート製擁壁の躯体中に実防護柵支柱に使用しているH形鋼を貫通及び有限長で根入れした場合における、静荷重及び重錘衝撃荷重載荷実験を実施した。実験では、作用荷重、載荷点変位、及び50 mm あるいは100 mm 間隔にウェブへ貼り付けたひずみゲージからの軸方向ひずみ分布を計測しており、実験終了後には擁壁コンクリート全面のひび割れ分布も記録した。支柱及び擁壁コンクリートの静的及び動的挙動特性をこれらの実験結果を基に検討を行い、根入れ深さに関する照査式を提案した。

また、この種の検討は、経済性の観点から実験的手法とともに数値解析的手法を援用して効率的に実施することが重要であるものと判断されることより、本研究で実施した、根入れ深さを変化させた実規模衝撃载荷重実験を対象に、三次元弾塑性衝撃応答解析を実施し、実験結果との比較によって提案の数値解析手法の妥当性を検討した。本論文により得られた知見は、以下の通りである。

防護柵支柱を貫通させた場合における静荷重载荷実験の結果

- 1) 最大荷重は、曲げが卓越する場合には支柱基部を固定端とする梁理論に基づく降伏荷重程度、曲げと共にせん断が連成する場合には全塑性荷重より若干小さい程度である。
- 2) いずれの場合も、基部近傍に塑性ヒンジが形成されると共に、最終的には弱軸周りの局部座屈によって終局に至る。
- 3) 支柱が完全定着に至る根入れ深さは、曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合でそれぞれ約 750 mm, 900 mm として評価される。

防護柵支柱を貫通させた場合における衝撃荷重载荷実験の結果

- 1) 衝撃荷重载荷時における高周波成分を除いた最大衝撃力は、载荷位置や入力エネルギーの大きさにかかわらず静的な全塑性荷重で安全側で評価可能である。
- 2) 入力エネルギーが大きくなると、基部の非载荷側フランジで局部座屈が発生する。
- 3) 载荷位置にかかわらず、擁壁部の損傷は支柱基部近傍表面部が圧壊によって剥離する程度であり、入力エネルギーは擁壁の回転によるエネルギーを除きほぼ支柱の変形によって吸収されるものと推察される。
- 4) 支柱の必要根入れ深さは、载荷位置にかかわらず $d_{et,i} = 650$ mm 程度として安全側に評価される。
- 5) 前章で得られた静荷重载荷時における必要根入れ深さが $d_{et,s} = 900$ mm として得られていることより、衝撃荷重载荷時は静荷重载荷時よりも小さく評価される。
- 6) 便覧に基づく支柱の根入れ深さは、曲げが卓越する場合には 855 mm, 曲げとせん断が連成する場合は 1,071 mm として評価され、擁壁中に貫通させて埋設した条件下での実験結果は、静荷重载荷時及び衝撃荷重载荷時を含めて設計的に安全側の値を与える。

防護柵支柱の根入れ深さを变化させた場合における静荷重載荷実験の結果

- 1) 試行実験として実施した、支柱への静荷重を油圧ジャッキを用いて押し込み型で載荷する場合には、上下方向の姿勢制御のために溶接したL形鋼材の隅角部からも載荷される可能性があり、その場合には曲げモーメントのアーム長が短くなり、降伏荷重あるいは塑性ヒンジ荷重が大きく評価される。
- 2) 試行実験結果、降伏荷重や塑性ヒンジ荷重が大きく評価される場合においても、根入れ深さが500 mmや700 mmの場合には、必要定着長が $d_{ef,s} = 500$ mmとして評価され、その値は支柱を貫通して設置する場合に比較して小さい。
- 3) そのときの擁壁天端では、支柱ウェブ近傍のコンクリートは剥離する傾向を示すが、損傷は軽微である。
- 4) 一方、根入れ深さを300 mmとする場合には、支柱端部を確実に定着することができずに、擁壁は押抜きせん断破壊に至る。
- 5) そのときの擁壁天端における押抜きせん断破壊の破壊面は、便覧¹⁾で規定している非載荷側フランジ端部からではなく、載荷側フランジ端と背面の中間部から形成される。
- 6) 静荷重を引き込み型で載荷することにより、これまでの実験で得られた荷重-変位曲線と類似の性状となることが確認され、最大荷重は基部を固定端とする梁理論から得られる塑性ヒンジ荷重より小さくなる。

防護柵支柱の根入れ深さを变化させた場合における衝撃荷重載荷実験の結果

- 1) 支柱の根入れ深さが確保されている場合には、最大変位発生時における高周波成分を除いた衝撃力平坦域の最大振幅は全塑性荷重にほぼ対応する。
- 2) 支柱の根入れ深さが確保されている場合には、非載荷側基部近傍フランジが局部座屈の傾向を示し、擁壁天端には軽微な剥離損傷が生じる程度である。
- 3) 一方、支柱の根入れ深さが不十分の場合には、擁壁内部に塑性ヒンジが形成されることが推察され、非載荷側基部近傍フランジに局部座屈は発生せず、擁壁は著しい押抜きせん断破壊に至る。
- 4) 実験結果の必要根入れ深さは500 mm程度である。便覧¹⁾に基づいた必要根入れ深さは $d_r = d_{r,s} = 1,348$ mmとして求まり、実験結果の2.5倍以上安全側の値を与える。
- 5) 実験結果を基に合理的な根入れ深さ算定法を提案すると、以下のように示される。すなわち、
 - a) 支圧曲げによる擁壁天端部の損傷は軽微であることより、照査の必要はない

こと,

- b) 押抜きせん断破壊に関する照査は、根入れ長の 1/2 における載荷側フランジ端部からのかぶりを考慮して行うこと。
- 6) 提案の照査式を用いることによって、工学的に実験結果と同様の根入れ深さを算定可能であることが明らかになった。なお、押抜きせん断破壊面が非載荷側フランジ端から形成されると仮定する場合には、設計的により安全側の値を与える。
- 7) なお、合理的な支柱の根入れ深さ算定に当たっては、落石の載荷位置は、最大衝突高さではなく(本研究では曲げが卓越する場合として、1,400 mm を設定)、新たに擁壁天端近傍部(本研究では、400 mm)に設定しなければならない。

防護柵支柱の耐衝撃挙動に関する数値解析手法の妥当性検討

- 1) 提案の数値解析手法は、根入れ深さが不足している PS3 試験体を除き、衝撃力波形及び変位波形を概ね適切に評価可能である。しかしながら、擁壁回転角波形に関しては、実験結果よりも過大な評価を与える。
- 2) PS3 試験体に関する実験結果は、根入れ深さが不足していることによって他の 2 試験体の挙動性状とは異なっている。数値解析結果においても、その傾向は概ね対応している。
- 3) 支柱の軸方向ひずみ分布に関する数値解析結果は、擁壁内も含めて実験結果と大略一致する。
- 4) 数値解析結果から得られる支柱基部の変形性状は、実験結果と大略一致する。また、擁壁の損傷状況については、PS3 試験体を除き概ね再現可能である。
- 5) 以上より、提案の数値解析手法を用いることによって、落石による衝撃荷重載荷時における H 形鋼支柱の動的挙動性状や、必要根入れ深さを適切に評価可能であるものと判断される。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧, 2017.
- 2) 株式会社シビルホームページ：<https://www.rcnet.co.jp/product/list/listless.php>（最終閲覧日：2023年10月10日）
- 3) 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光, 山元康弘：鋼製防護柵支柱に関する重錘落下衝撃荷重載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 691-696, 2019.
- 4) 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光, 山元康弘, 沼田あずさ：載荷点を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱模型に関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 66A, pp. 963-974, 2020.
- 5) 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光, 山元康弘：コンクリート躯体中に埋設された落石防護柵支柱の必要根入れ深さに関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol. 74, No. 4, pp. 3-14, 2021.
- 6) 沼田あずさ, 小室雅人, 岸 徳光, 近藤里史：重錘落下を受ける鋼製防護柵支柱の衝撃応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 697-702, 2019.
- 7) 沼田あずさ, 小室雅人, 近藤里史, 岸 徳光：載荷位置を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱模型の衝撃応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 42, No. 2, pp. 631-636, 2020.
- 8) (公社)日本道路協会：道路土工・擁壁工指針, 2012.
- 9) Li, H., Chen, W., and Hao, H.: Factors influencing impact force profile and measurement accuracy in drop weight impact tests, International Journal of Impact Engineering, Vol. 145, 103688, 2020.
- 10) Hallquist, J. O.: *LS-DYNA User's Manual*, Livermore Software Technology Corporation, 2018.
- 11) 小室雅人, 瓦井智貴, 岸 徳光, 林 茂樹, 竹内観月：落石防護擁壁上に設置された貫通型落石防護柵支柱に関する衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol. 68A, pp. 975-984, 2022.
- 12) 小室雅人, 岸 徳光, 張 広鋒：部分的にコンクリートを充填した鋼管橋脚模型の耐荷性状に関する数値解析的研究, 応用力学論文集, Vol. 6, pp. 475-486, 2003.

謝辞

本論文は、室蘭工業大学大学院教授 小室 雅人 博士の御指導のもとに、同大学博士後期課程工学専攻における3年間の研究成果を博士論文としてまとめられたものであります。本研究を進めるにあたり、多くの方々から御指導、御助言ならびに御支援をいただいたことに深く感謝いたします。

小室 雅人 博士には、博士後期課程での研究指導を快く引き受けていただくとともに、入学への準備、研究の方向性から論文のとりまとめの細部、および学会における発表の仕方に至るまで、親切丁寧なご指導をいただきました。さらには、国際学会への論文投稿や講演発表の機会を多く与えて頂きました。心より厚く御礼申し上げます。

本論文の審査を通じて多くの貴重な意見をいただきました。室蘭工業大学准教授 菅田 紀之 博士には、本論文の審査を通じて多くの貴重な意見、大変有益な御指導をいただきました。心より厚く御礼申し上げます。

博士課程での研究に際して、室蘭工業大学大学院特任教授 岸 徳光 博士には、本研究の方向性や取り組み方に関する多くの貴重なアドバイスを頂くとともに、論文作成におきまして、休日を問わず大変丁寧な御指導を頂きました。特に、実験を重要とすることや何事にも真摯に妥協をしない姿勢には、多くを学ばせて頂きました。心より感謝申し上げます。

室蘭工業大学大学院助教 瓦井 智貴 博士には、データの整理や論文作成の御指導、細かなアドバイスを多く頂きました。実験や研究で忙しい中でも、相談や資料の提供などを引き受けて頂き、心より厚く御礼申し上げます。

株式会社砂子組副社長 佐藤 昌志 博士、同専務 近藤 里史 博士には、本研究における多くのアドバイスを頂きました。心より厚く御礼申し上げます。

寒地土木研究所寒地構造チーム主任研究員 中村 拓郎 博士、研究員 山澤 文雄 博士、寺澤 貴裕 博士、元寒地構造チーム総括主任研究員(現(株)サンブリッジ工事部長)今野 久志 博士、(株)構研エンジニアリング取締役執行役員 牛渡 裕二 博士、鈴木 健太郎 氏、(株)北建社長 杉本 義昭 氏には、実験において数多くの御助言と御指導を頂いたこととともに、本論文の取りまとめにあたり平素より激励のお言葉を頂きました。ここに、深く感謝の意を表すとともに御礼申し上げます。

構造力学研究室 学生諸君には、本研究に関する実験業務や数値解析の、データの整理などに関して多大なる御協力を頂きました。皆さんのおかげで無事に学位論文として取りまとめることができました。また、自分の子供と同世代の皆さんとの会話は心の癒しとなっていました。本当に有難うございました。皆さんのこれからの活躍を期待します。

また、博士課程への入学をご許可いただいた上、在学中の研究に専念できる環境を与えていただき、御理解と御支援受け賜りました勇建設株式会社 坂 敏弘 会長、坂 昭弘 社長、岡本 淳敏 常務、社員の皆さんのご理解と御支援のもとに研究を遂行することができました。心より感謝申し上げます。

本研究を終えるにあたり、数多くの皆様の御指導、御協力、御支援を頂きました。心より深く感謝申し上げます。今後においては、さらに自己研鑽を重ねる所存です。

最後に、これまで支えてくれた家族に心より感謝いたします。