



耐衝撃挙動を考慮した落石防護柵支柱の根入れ深さ 決定法に関する基礎的研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2021-12-09 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 近藤, 里史 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00010420

**耐衝撃挙動を考慮した落石防護柵支柱の
根入れ深さ決定法に関する基礎的研究**

2021年 9月

近藤 里史

耐衝撃挙動を考慮した落石防護柵支柱の根入れ深さ決定法に関する

基礎的研究

第1章 序論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 支柱の根入れ深さに関する現行設計法の考え方	3
1. 2. 1 曲げと支圧力が作用する場合における曲げ圧縮応力	3
1. 2. 2 押抜きせん断応力	4
1. 3 研究の目的と論文概要	6
第2章 実験装置および計測システム	8
2. 1 概説	8
2. 2 実験装置の概要	9
2. 2. 1 静荷重載荷装置	9
2. 2. 2 衝撃荷重載荷装置	10
2. 2. 3 試験体支持架台の設置状況	12
2. 3 各種応答波形の計測システム	16
2. 3. 1 各種センサーの概要	16
2. 3. 2 計測システム	18
第3章 支柱を貫通させ曲げが卓越する場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験	19
3. 1 概説	19
3. 2 実験の概要	20
3. 2. 1 実験ケース	20
3. 2. 2 試験体の形状寸法および配筋状況	20
3. 2. 3 実験方法と計測項目	22
3. 3 実験結果	24
3. 3. 1 静荷重載荷実験結果	24
(1) 荷重－変位関係	24
(2) 各変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布	25
(3) 実験終了後のひび割れ分布	26
3. 3. 2 衝撃荷重載荷実験結果	27
(1) 衝撃荷重, 変位波形および基部ひずみ波形	27
(2) 荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時の比較	29

(3) 最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布	30
(4) 実験終了後のひび割れ分布	31
3. 4 便覧に基づく設計根入れ深さと実験結果の比較	33
3. 5 まとめ	33
 第4章 支柱を貫通させ曲げとせん断が連成する場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験	35
4. 1 概説	35
4. 2 実験の概要	35
4. 2. 1 実験ケース	35
4. 2. 2 試験体の形状寸法および配筋状況	36
4. 2. 3 実験方法と計測項目	36
4. 3 実験結果	39
4. 3. 1 静荷重載荷実験結果	39
(1) 荷重－変位関係	39
(2) 各変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布	40
(3) 実験終了後のひび割れ分布	41
4. 3. 2 衝撃荷重載荷実験結果	42
(1) 衝撃力波形と変位波形	42
(2) 荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時の比較	44
(3) 最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布	44
(4) 実験終了後のひび割れ分布	45
4. 4 便覧に基づく設計根入れ深さと実験結果の比較	48
4. 5 まとめ	49
 第5章 支柱を貫通させた場合の衝撃荷重載荷時における入力エネルギーと載荷点変位関係	51
5. 1 概説	51
5. 2 入力エネルギーと変位関係	52
5. 3 入力エネルギーと変位に伴う回転角関係および支柱の吸収エネルギー	53
5. 4 まとめ	55
 第6章 支柱の根入れ深さを变化させた場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験	56
6. 1 概説	56

6. 2	実験の概要	57
6. 2. 1	実験ケース	57
6. 2. 2	試験体の形状寸法および配筋状況	57
6. 2. 3	実験方法と計測項目	59
6. 3	実験結果	61
6. 3. 1	静荷重載荷実験結果	61
(1)	荷重－変位関係	61
(2)	各変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布	62
(3)	実験終了後のひび割れ分布	65
6. 3. 2	衝撃荷重載荷実験結果	67
(1)	衝撃力波形	67
(2)	変位波形	70
(3)	最大変位時の支柱の軸方向ひずみ分布	72
(4)	実験終了後のひび割れ分布	74
6. 4	便覧に基づく設計根入れ深さと実験結果の比較	78
6. 5	まとめ	79
第7章 総括		81
参考文献		85
謝辞		

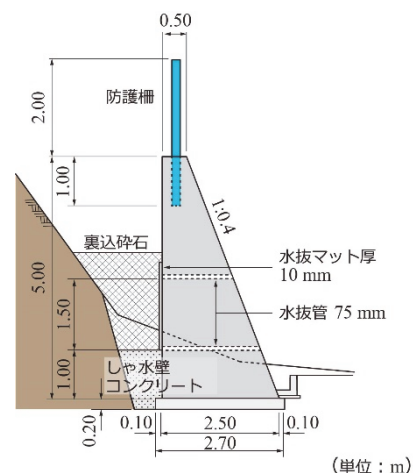
第1章 序論

1. 1 研究の背景

わが国では，高度経済成長期に急傾斜地近くまで宅地開発が進み，また道路網も急崖斜面に沿って建設されてきた．一方，近年の大型台風の襲来や集中豪雨などによって，土石流などの自然災害が各地で発生している．急峻な沢地形には，土石流を抑制するために従来から多くの堰堤が設けられてきた．しかしながら，経年変化によって堤体内に土砂が貯まり満砂状態となる場合や，さらに土石流発生時には流木や巨石も流下することから，それらを抑制するために堰堤上に鋼製支柱を親柱とする防護柵を設置する例も報告されている．

また，急崖地に沿って建設されている道路では，図－1.1 に示すように落石防護擁壁の天端に落石防護柵が設置されている（日本河川協会，2008）．このような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であり，鋼製支柱はこの無筋コンクリート天端に箱抜きして設置されるのが一般的である．しかしながら，実際に落石を受けた鋼製支柱の被害状況を見ると，図－1.2 に示すように支柱埋込部のコンクリートが剥落する場合も報告されている．このような損傷に至る要因としては，一つには後述のように落石対策便覧（日本道路協会，2017b）（以下，便覧）で規定している支柱の根入れ深さを決定するための設計法が静的荷重載荷を基本にして構築されており，衝撃荷重載荷による動的な挙動特性が考慮されていないこと，あるいは過度な衝撃荷重が載荷したこと，擁壁コンクリートの劣化が進行していたことなどが上げられる．

今後，道路斜面の経年劣化に伴う落石規模の増大や，近年の地球温暖化や異常気象による連続降雨量の増加によって地滑りや斜面崩壊の発生も多く想定され



図－1.1 防護柵基礎を兼ねた落石防護擁壁の一例



図－1.2 防護擁壁の支柱基部の損傷事例

ることから、道路交通網の安全性確保の観点からも、落石防護柵支柱の根入れ不足に起因する擁壁の損傷に伴って発生するコンクリートブロックの路上への飛散を防止することが喫緊の課題である。

そのためには、静荷重のみならず落石による衝撃荷重載荷時における落石防護柵支柱および落石防護擁壁の動特性を考慮した、支柱の根入れ深さに関する合理的な設計法を確立することが必要であるものと判断される。

1. 2 支柱の根入れ深さに関する現行設計法の考え方

落石衝撃荷重が載荷した場合におけ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以外見当たらない。著者らは、室内での基礎実験として、落石防護擁壁を矩形のコンクリートブロックでモデル化し、さらに小型化するために通常支柱として用いられているH200×100×5.5×8（以後、200H）形鋼よりも桁高が小さいH100×100×6×8（以後、100H）形鋼を用いて実施した（近藤ら，2019，2020）。実験は、根入れを貫通させた場合を対象に、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、静荷重載荷および衝撃荷重載荷実験を実施している。これらの実験結果を基本に、この種の構造物を想定した数値解析手法の確立に関する検討も行っている（沼田ら，2019，2020）。しかしながら、その他の詳細な研究事例は、著者らの知る限りでは見当たらない。

上述の実験研究では、衝撃力や載荷点変位の計測のほか、支柱各点のウェブに上下2点のひずみゲージを添付し、軸方向応力の分布を求めて必要根入れ深さに関する検討を行っている。その結果、根入れを貫通させた場合には、後述の便覧（日本道路協会，2017b）で規定される根入れ深さよりも大きくなることが示されている。

また、支柱を貫通させた場合の結果を基に、根入れ深さを三段階に変化させた静荷重および衝撃荷重載荷実験も実施している。その結果、必要根入れ深さに関しては静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時で異なることや、静荷重載荷時には衝撃荷重載荷時に比較して必要根入れ深さが大きくなること等を明らかにしている。

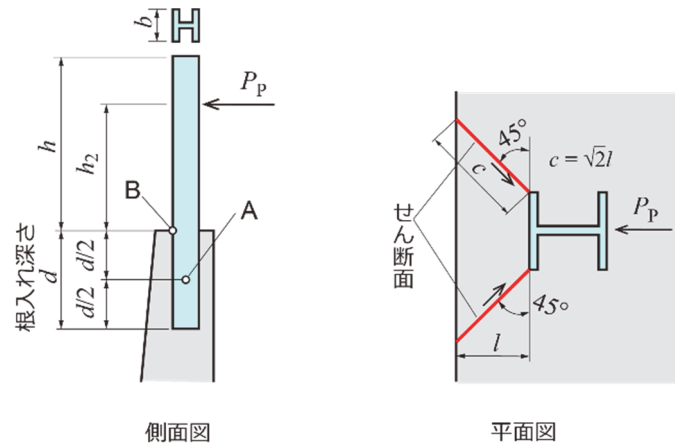
ここでは、著者らの研究以外に既往の研究が見当たらないことより、以下に便覧（日本道路協会，2017b）で規定している設計手法の概要について述べる。

1. 2. 1 曲げと支圧力が作用する場合における曲げ圧縮応力

図－1.3に示す支柱根入れに関する設計モデルにおいて、曲げと支圧力が作用する場合の支柱フランジ直下における躯体コンクリート基部の曲げ圧縮応力 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 と仮定して、以下のように求めるものとする。

P_p が擁壁天端から h_2 の位置に作用するものと仮定すると、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。すなわち、

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



図－1.3 防護柵支柱の設計計算モデル

したがって，支柱基礎の B 点に作用する曲げ圧縮応力 σ は，

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

として示される．ここで， $A = b \cdot d$ である．なお， b は支柱 H 形鋼のフランジ幅である．また， Z は断面係数であり，以下のように示される．

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

上述の σ がコンクリートの許容曲げ圧縮応力 σ_a より小さくならなければならない．すなわち，

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

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（日本道路協会，2012b）に即して決定するものとし，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．すなわち，

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

ここに， σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度である．

1. 2. 2 押抜きせん断応力

押抜きせん断応力は，図－1.3 の平面図に示されるように，塑性ヒンジ荷重 P_p が作用することによって，せん断破壊面が根入れ深さ d まで形成されるものと仮定して算定する．ここで，せん断破壊面に作用するせん断応力を τ とすれば，次式のように示される．すなわち，

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

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

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

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

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

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（日本道路協会，2012b）に即して，以下のようにして決定される．すなわち，

$$\tau_a = (\sigma_{ck}/100 + 0.15) \quad \dots (1.10)$$

である．

1. 3 研究の目的と論文概要

我が国は、国土が狭く山岳道路や海岸線に沿う道路には急崖斜面が迫っていることから、道路附帯施設として多くの落石防護擁壁が設けられている。さらに、斜面の経年劣化や近年の異常気象により連続降雨量も多く落石規模の拡大や小規模な斜面崩壊も数多く見られ、道路交通網の安全性確保の観点から落石防護擁壁天端には必ずといってよいほど落石防護柵が設置されている。

また、落石防護擁壁は基本的には重力式で無筋コンクリート製であることから、防護柵の支柱は無筋コンクリートを箱抜きして設置される場合が多い。その支柱の根入れ深さは、一般に便覧（日本道路協会，2017b）の規定に即して設計が行われているが、その設計の考え方は静荷重載荷時における弾性範囲内の曲げ圧縮応力と押抜きせん断応力を算定し、それらの応力が許容応力度以下であることを条件としている。この考え方は、昭和 58 年度版の便覧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把握した上で、合理的な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躯体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無筋コンクリート躯体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最終目的に、落石防護擁壁に見立てた無筋コンクリート躯体に支柱としての H 形鋼を貫通させた場合や、根入れを有限長にした場合の室内実験を行い、合理的な設計法確立に向けた基礎的な研究を行うこととした。

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、本研究の背景および既往の研究、研究の目的と本論文の概要を述べている。

第 2 章の実験装置および計測システムでは、本研究に用いた静荷重載荷および衝撃荷重載荷に関する実験装置の概要、試験体支持架台の設置状況の他、実験時に用いた各種センサーの概要や計測システムについて述べている。

第 3 章の支柱を貫通させ曲げが卓越する場合における静荷重および衝撃荷重載荷実験では、実験ケース、試験体形状寸法の概要を述べている。実験は躯体基部から載荷点位置までの距離（以後、載荷点距離）を 800 mm として、曲げが卓越する場合に着目して実施している。実験結果は、静荷重載荷実験と衝撃荷重載荷実験に分けて整理している。静荷重載荷実験結果では、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、コンクリート躯体内のひずみ分布から支柱の定着状況について論じている。また、実験終了後における躯体のひびわれ分布に関する考察も行っている。衝撃荷重載荷実験結果に関しては、300 kg 重錘を用いて、落下高さを $H=0.1, 0.5, 1, 1.5$ m に変化させ単一載荷実験を行った場合における衝撃力、載荷点変位、および支柱基部上下縁ひずみ波形について、その概要を述べ考察を行っている。荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時における比較も行っている。さらに、各重錘落下高さにおける最大荷重変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布から、躯体内における支柱の定着状況に関する考察を行っている。また、実験終了後の躯体のひびわれ分布についても論じている。

第 4 章の支柱を貫通させ曲げとせん断が連成する場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験では、前章と同様にまず実験ケース等の実験概要を述べている。実験は、躯体基部からの載荷点距離を 400 mm として曲げとせん断が連成する状態を再現し、重錘落下高さを $H=0.1, 0.5, 1, 1.5, 2$ m に変化させ単一載荷により実施している。実験結果は第 3 章と同様に各項目に関する考察を行っている。

第 5 章の支柱を貫通させた場合における衝撃荷重載荷時の入力エネルギーと載荷点変位関係では、第 3 章、第 4 章で得られた実験結果を基に、最大変位および残留変位と入力エネルギー関係について論じている。また、各変位を塑性ヒンジ点からの回転角で整理した場合についても整理し、回帰直線式を求めている。さらに曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合の塑性ヒンジ点でのエネルギー吸収量評価式も定式化している。

第 6 章の支柱の根入れ深さを変化させた場合に関する静荷重および衝撃荷重載荷実験では、まず実験ケースおよび試験体の形状寸法の概要を述べている。実験では、支柱の根入れ深さを貫通させた場合を含めて 4 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、静荷重載荷実験と共に重錘の落下高さを $H=0.5$ m と 1 m に変化させて実験を行っている。実験結果は、静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時に分けて、第 3 章あるいは第 4 章と同様に各項目別に考察を行っている。最後に、便覧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 7 章では総括として、特に第 3 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 実験装置および計測システム

2. 1 概説

土木施設構造物に関する実験には、実構造物を対象とした大型実験と構造物の構成部材を対象とした要素実験がある。阪神淡路大震災を教訓として設置された防災科学技術研究所所管のE-ディフェンス（実大三次元震動破壊実験施設）では、一般的な戸建住宅の他、6階建て規模の鉄筋コンクリート造建築物の震動破壊実験が可能である。しかしながら、通常、大型実験は野外で行われる場合が多い。また、近年は性能照査型設計法が主流となっていることより、実構造物を対象とした野外実験も多く行われるようになってきた。

一方、要素実験の場合には室内での実験が主である。特に新材料の適用や新しい複合構造の開発等、部材の基本性能把握のためには、依然として室内での基礎実験が行われている。

本研究で対象としている落石防護柵支柱の根入れ深さの問題は、無筋コンクリート躯体内に設置された支柱の定着問題である。支柱の静的耐荷性能と衝撃耐荷性能問題に加えて、一端が無筋コンクリート中で定着あるいは支持されている複合構造体であることより、無筋状態での曲げとせん断が連成する極端に言えば鉄筋コンクリート（RC）構造よりも挙動が複雑であることが推察され、まずは室内での基礎実験を行うことが適切であるものと判断される。

また、室内や野外実験において、実験装置と共に重要であるのは、計測システムである。静荷重載荷実験の場合には、基本的には静的な荷重、変位、ひずみ計測が主であり、比較的容易に可能である。一方、衝撃荷重載荷実験の場合には、衝撃初期の荷重継続時間が数 ms であることより、少なくとも 0.1 ms 程度のサンプリングタイムが要求される。勿論、センサー自体の応答周波数も 1 kHz 以上が必要となる。

ここでは、本研究で主に使用される重錘落下衝撃荷重載荷実験装置の概要と、試験体を支持するための架台および採用した計測システムの概要について述べる。

2. 2 実験装置の概要

2. 2. 1 静荷重載荷装置

図-2.1 には静荷重載荷用フレームを示している。本載荷用フレームには油圧ジャッキが組み込まれており、本体を浮上させて人力でピット軸方向に移動可能になっている。本載荷フレームは静的に最大 1200 kN まで載荷可能である。本研究では、衝撃荷重載荷装置を上方に移動させ、静荷重載荷用フレームを荷重載荷位置に設置して実験を実施した。

実験では最大容量が 500 kN、最大ストロークが 160 mm の油圧ジャッキおよび容量 200 kN の静荷重計測用センターホール型ロードセル (BL-20TB) を取り付け、静荷重を載荷することとした。図-2.2, 2.3 には、油圧ジャッキおよびロードセル部の概形写真と形状寸法を示している。



図-2.1 静的荷重載荷用フレーム



図-2.2 静荷重載荷用油圧ジャッキとロードセル

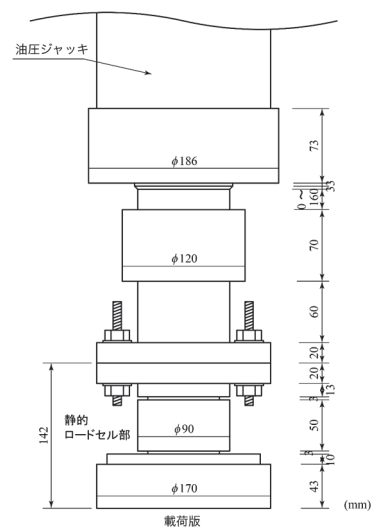


図-2.3 静荷重載荷用油圧ジャッキとロードセルの形状寸法

2. 2. 2 衝撃荷重装置

図-2.4 には、本研究に用いた室蘭工業大学に設置されている重錘落下衝撃荷重装置を、図-2.5 にはその重錘全体と衝撃荷重測定用ロードセルおよび衝突部の詳細を示している。本装置は、重錘の左右に設置されているボールベアリングが内蔵されているスライドユニットを介して重錘がリニアウェイレール上をスムーズに落下する仕組みになっている。リニアウェイレールは剛性の大きい架台に組み込まれていることから、重錘は基本的に常に同一点に落下する精度の高い装置である。落下装置全体は、手動であるが上下に移動可能であることより、衝撃荷重装置後に連続して静荷重装置実験等が可能である。

また、重錘衝突部およびロードセルは300 kgと400 kgに取り替え可能である。なお、重錘衝突部には片当たりを防止するために、高さが2 mmの球形状になっている。本実験では、図中にある300 kg重錘を用いて実験を行った。図-2.6 には、本研究での実験状況を示している。

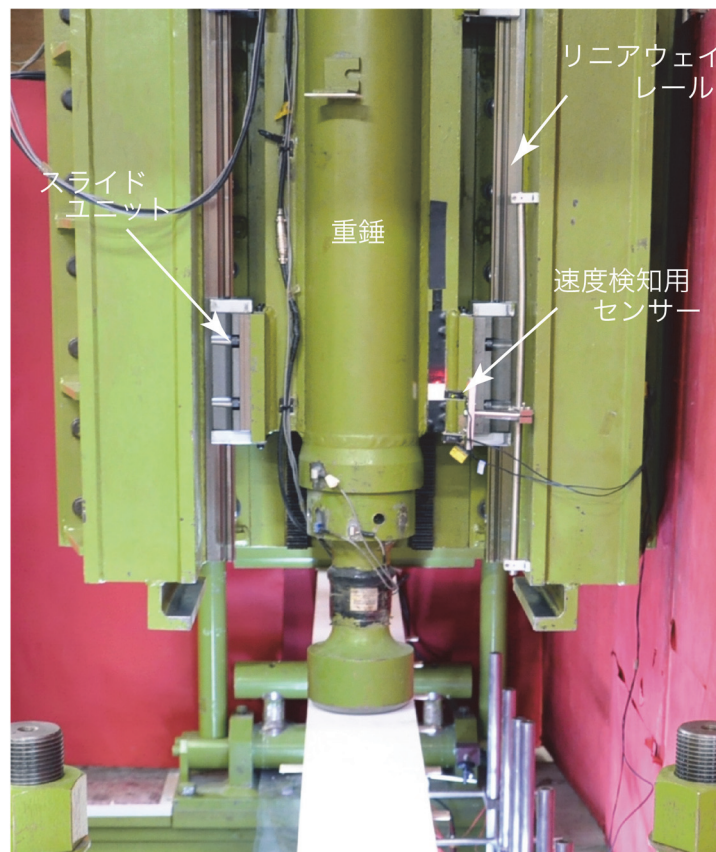
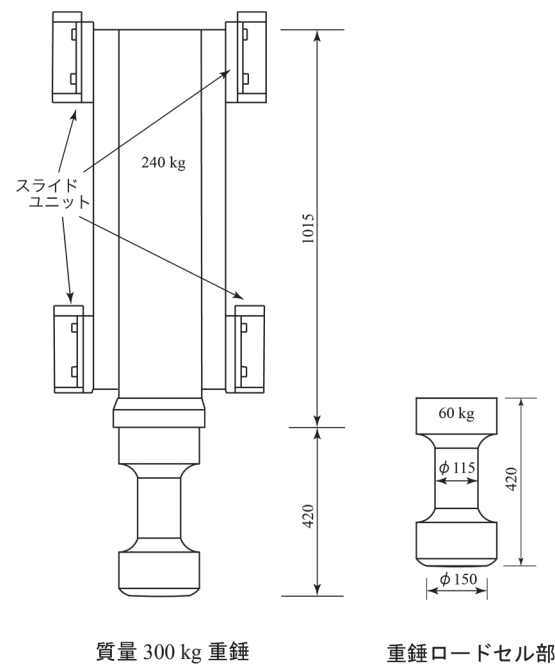


図-2.4 重錘落下衝撃荷重装置



図－2.5 重錘部およびロードセル部の形状寸法



図－2.6 本研究での実験状況

2. 2. 3 試験体支持架台の設置状況

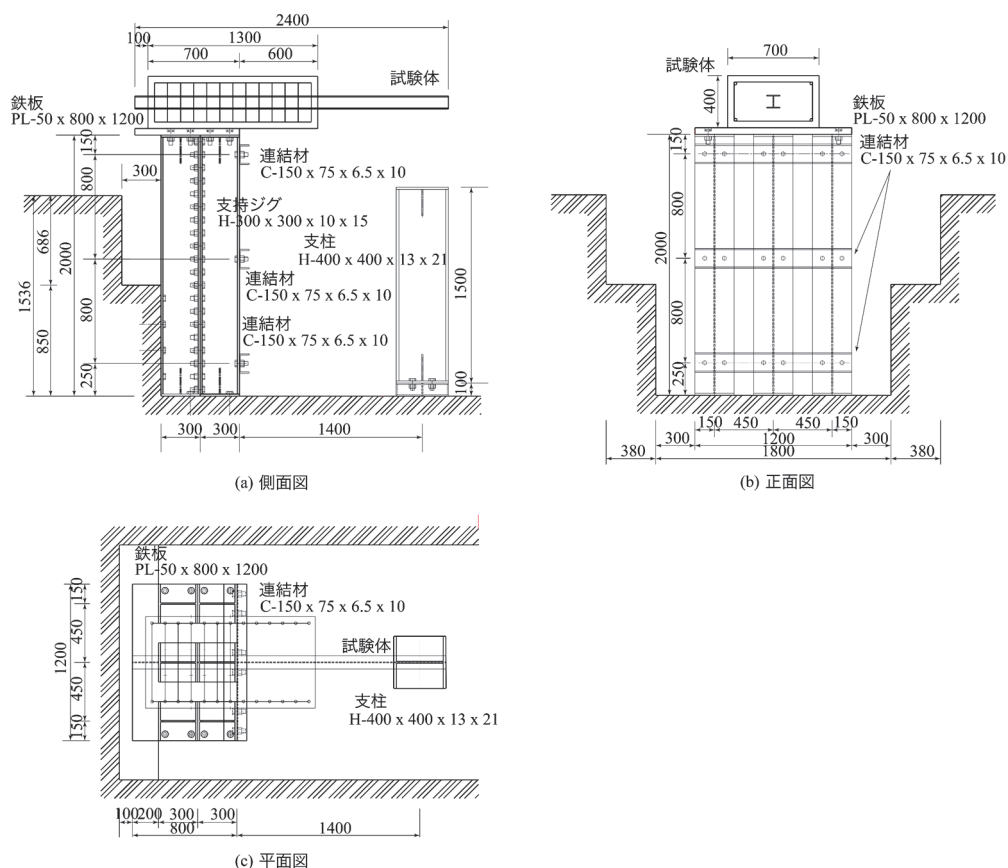
本研究では、後述のように形状寸法（幅×高さ×奥行き）が700×400×1300 mmあるいは700×400×1600 mmであるコンクリート躯体（以後、単に躯体）の奥行 700 mm あるいは 850 mm 部を固定しなければならない。また、衝撃荷重載荷装置が設置されている実験棟は、深さが約 1.5 m、幅 1.8 m、奥行き最大 7 m のピット形式になっている。なお、ピット内の底面、両側面および長手方向端面部には、基礎コンクリート部に定着された厚さ 100 mm の鋼板が配置されており、試験体の定着が十分に可能である。このような条件下で、高速度カメラ等の設置や実験の安全性確保の観点から、ピット内に試験体を設置することは現実的ではない。

そのため、本研究では試験体をピット底面から 1.5 m 程度上（ほぼ地上面）に設置することとした。これを実現するために、山留め材として多く用いられる H400×400×13×21（以後、400H）形鋼や H300×300×10×15（以後、300H）形鋼と連結材として C150×75×6.5×10 材を用いて、架台を組み上げることとした。山留め材はピット底面およびピットの長手方向端面部に高張力ボルトを用いて定着している。さらに、試験体を直接設置する架台上面には PL50×800×1200 材を設置・定着し、試験体との一体性を持たせることとした。

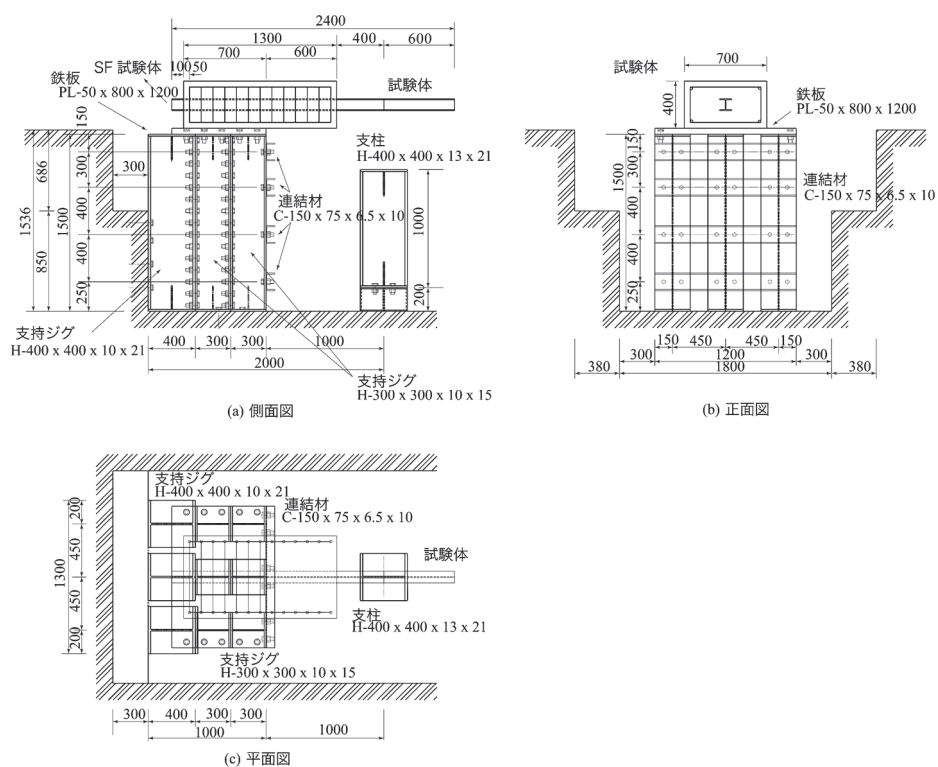
図-2.7～2.10 には、形状寸法の異なる各試験体に対する設置架台の形状寸法および配置図を示している。各試験体は、後述のように支柱の根入れ部を躯体中に貫通させ、載荷点距離が 800 mm の場合における試験体を B 試験体、400 mm の場合における試験体を S 試験体としている。また、載荷点距離を 400 mm と固定し、支柱の根入れ深さを $n \times 10$ mm とする試験体を Sn 試験体としている。

本実験装置は重錘の落下点位置を移動することができないことにより、図-2.7 および 2.8 から明らかなように、B 試験体と S 試験体の場合における治具の配置位置は異なっていることがわかる。また、S30 試験体と S50 試験体に対する治具は同一形状寸法、同一配置であるが（図-2.9 参照）、図-2.10 に示されている S70 試験体の場合には根入れ深さが長くなることにより躯体の長さも他試験体よりも長くしなければならない。なお、各図からも明らかなように、重錘落下位置には、重錘が軌道から外れることを防ぐために、400H の形鋼を配置している。

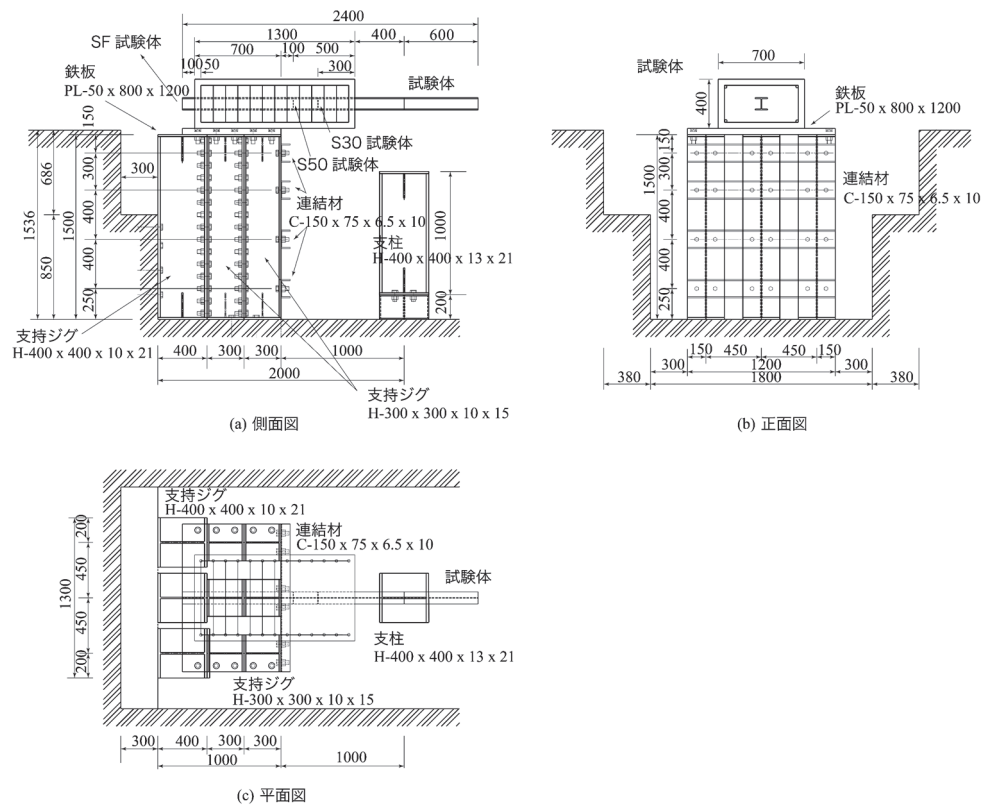
躯体は、厚さ 20 mm の台座を用いて鋼板にボルトで固定している。なお、躯体底面には多少の凹凸があることより、試験体の水平度を確認して鋼板と躯体間の隙間には石膏を流し込み一体性を持たせることとした。図-2.11, 2.12 には、石膏を流し込んだ状況やアンカーボルトを用いた定着状況を示している。



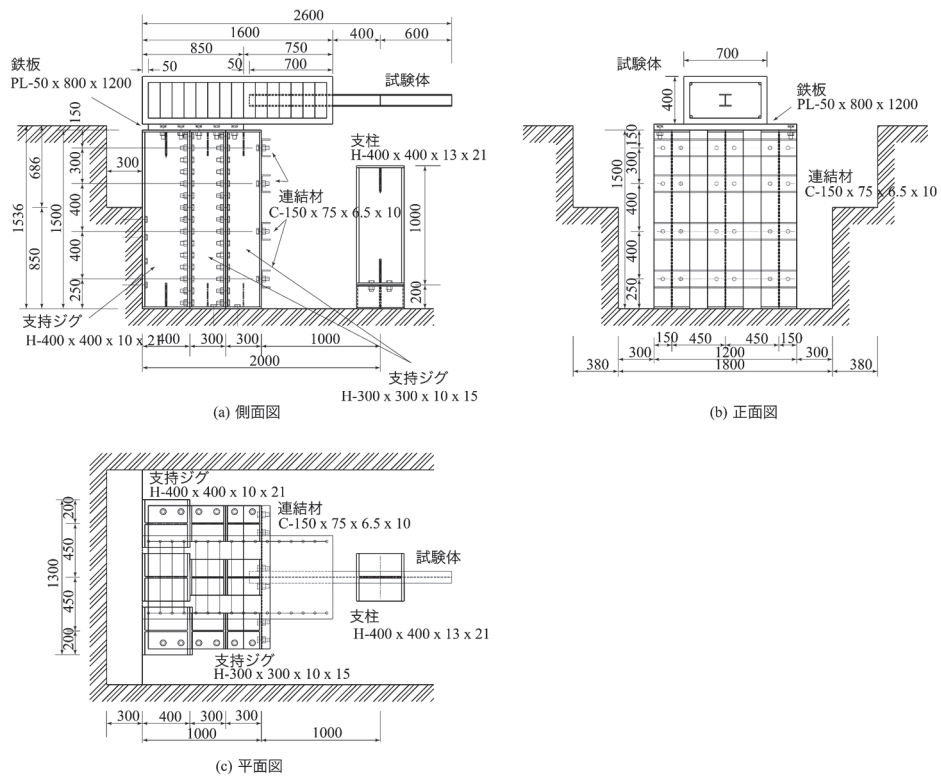
図－2.7 B 試験体設置用架台の形状寸法および配置図



図－2.8 S 試験体設置用架台の形状寸法および配置図



図－2.9 S30/S50 試験体設置用架台の形状寸法および配置図



図－2.10 S70 試験体設置用架台の形状寸法および配置図



図－2.11 試験体の架台上への設置状況-1



図－2.12 試験体の架台上への設置状況-2

2. 3 各種応答波形の計測システム

2. 3. 1 各種センサーの概要

衝撃荷重載荷時における応答波形の測定項目は、重錘が支柱に衝突した際に発生する衝撃力波形、変位波形、および支柱のウェブ各点に添付したひずみゲージからのひずみ波形である。また、変位波形のバックアップ、および衝撃荷重載荷時の重錘、支柱、コンクリート躯体に関する挙動性状を把握するために、2,000 fps の高速度カメラ撮影も行っている。

衝撃力波形は、重錘衝突近傍部に組み込まれた図-2.5 に示す起歪柱型のロードセルを用いて計測した。ロードセルの仕様は、基準容量が 1,470 kN、計測可能な周波数特性は DC～4 kHz である。

変位波形の計測には、最大ストロークが 200 mm、計測可能な応答周波数が DC～915 Hz の非接触型レーザ式変位計を用いている。

支柱各点に添付し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、コンクリート躯体中に埋設されるひずみゲージと結線するリード線は躯体中の絶縁を確保するために ETFE ケーブル（防水加工されかつシールドされている）を用いている。

また、躯体中に埋設される支柱 H 形鋼へのひずみゲージの貼付けは、以下の手順により行っている。すなわち、

- 1) ひずみゲージ端子と ETFE ケーブルを半田で丁寧に結線する。
- 2) 測定箇所にはひずみゲージを常温硬化型瞬間接着剤（CC-33A）で貼付後、ビニルマスチック VM テープ（スコッチ製）でひずみゲージを覆う。
- 3) ひずみゲージとケーブルの結線箇所を折り曲げ、VM テープの上に CC-33A で結線箇所を貼り付ける。
- 4) ETFE ケーブルの根本部を特殊粘土（AK22）で覆い、防水処理を施す。
- 5) VM テープ接着箇所および AK22 処理箇所全体をさらに VM テープで覆うように上から貼り付ける。
- 6) VM テープで覆った箇所およびその周辺にゴム系溶剤型防水剤（ハマタイト）を用いて防水処理を施す。
- 7) ハマタイトが乾燥後、その上にエポキシ樹脂系接着剤（ボンドクイックセツト）を塗布する。

である。

なお、ひずみゲージは、支柱 H 形鋼とコンクリートとの付着低下を抑制するために、上下縁ではなく、ウェブ中心から 30 mm 上下に貼り付けることとした。

重錘も含めた構造全体の挙動性状把握のために用いられる高速度カメラ（IDT 社製）は 2,000 fps の性能を有している。なお、高速度カメラ画像から算定され

る変位波形の応答は非接触型レーザ式変位計と同程度であることを確認している。

2. 3. 2 計測システム

上述の各センサーからの信号は、増幅器を介してメモリレコーダ/アナライザ（EDX-1500A/2000A）にて収録した。ひずみゲージタイプの変換器の場合にはEDX 内でコンディショナーを介して増幅されている。なお、サンプリングタイムは 10 kHz とし、A/D コンバータを介してデジタルデータに変換している。

また、EDX に収録されるデータと高速カメラ画像の同期は同一信号を両システムに入力することによって行っている。図-2.13 には、計測のフローチャートを示している。また、図-2.14, 2.15 には、デジタルメモリレコーダ EDX-1500A および EDX-2000A を示している。

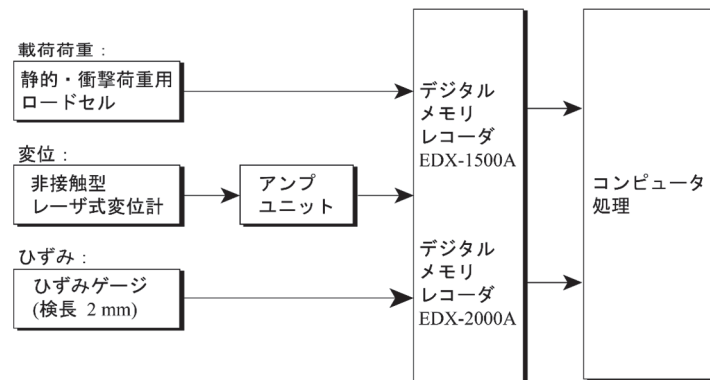


図-2.13 計測のフローチャート



図-2.14 EDX-1500A



図-2.15 EDX-2000A

第3章 支柱を貫通させ曲げが卓越する場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験

3. 1 概説

落石防護柵の支柱は、通常無筋コンクリート製の落石防護擁壁上に根入れ深さが有限の状態で設置されている。その設計法は、第1章でも述べているように、便覧（日本道路協会，2017b）の規定に即し擁壁天端上面で支柱に塑性ヒンジが形成されるときに載荷荷重を基本に、支柱フランジの擁壁部に対する支圧応力が許容応力度以下であること、および道路に面する支柱フランジ端部から45°方向に押抜きせん断破壊面を仮定し、せん断面に生ずるせん断応力が許容応力度以下であることが条件になっている。

しかしながら、作用荷重は基部に静的に塑性ヒンジが形成されるものとして算定しており、落石衝突時に発生する衝撃荷重は考慮されていない。また、支柱フランジによって生じる支圧応力を設計変数として用いているが、擁壁の道路側表面部は固定されていないことより、支圧応力としての作用よりは押抜きせん断破壊的な作用が卓越するものと推察される。

したがって、信頼性の高い設計法を確立するためには、静荷重載荷は勿論のこと、衝撃荷重載荷実験を実施して、実挙動を十分把握して検討を行うことが肝要であるものと判断される。

支柱への落石衝突は、大きく分けて塑性ヒンジが卓越するような曲げ荷重が卓越する場合と、支柱底部に衝突して全塑性荷重が大きくなり、支柱の押抜き作用が卓越する場合が想定される。

また、実防護柵支柱の場合には、支柱の根入れ深さを有限長にして施工が行われている。しかしながら、根入れ深さの合理的な設計法を確立するためには、まずは支柱を貫通させ、かつひずみゲージを添付すること等によって衝撃荷重載荷の影響深さを特定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、本章では室内実験を実施することを前提に、幅×高さ×奥行きが700×400×1,300の躯体中に100HのH形鋼の支柱を貫通させ、塑性ヒンジが容易に形成するような曲げが卓越する場合を想定して、静荷重載荷および重錘落下衝撃荷重載荷実験を実施し、支柱の動的挙動とともに擁壁を模擬した躯体の損傷状況について検討を行うこととした。なお、載荷点距離は、基部から 800 mm としている。

3. 2 実験の概要

3. 2. 1 実験ケース

表—3.1 には試験体の一覧を示している．試験体名において，第 1 項目には曲げが卓越する場合を意味する”B”を，第 2 項目において，“S”は静荷重載荷実験を，“H”に付随する数値は重錘落下衝撃荷重載荷時における設定の重錘落下高さ(m)を意味している．また，実測重錘落下高さ H' (m) は，実測衝突速度から換算した自由落下状態での落下高さである．コンクリートの圧縮強度 f'_c は別途実施した材料試験から得られた値である．また，H 形鋼の降伏応力 f_y および破断強度 f_u は，それぞれミルシートの値である．

なお，実際の重錘落下高さは，検定実験を実施して校正表を作成し自由落下時の設定落下高さとなるように決定している．しかしながら，その場合においても検定通りの衝突速度が得られる保証はないことより，実験時にはレーザ光線を利用した速度検知器を用いて衝突直前の衝突速度を計測し，その時の自由落下高さを換算評価している．

3. 2. 2 試験体の形状寸法および配筋状況

図-3.1 には，本実験で用いた試験体の形状寸法，支柱の配置位置，鉄筋の配筋状況を示している．本実験では実験室の制約から，落石防護擁壁を模擬した大きさが 700×400×1,300 mm (幅×高さ×奥行き)の躯体を用い，100 H の H 形鋼を貫通させた試験体を製作した．支柱としての H 形鋼は全長を 2,400 mm とし，支柱部の長さを 1,000 mm としている．載荷点位置は，上述の通り基部から 800mm の位置とした．

躯体を全て無筋状態にした場合には，躯体に容易にひび割れが発生し，躯体製

表—3.1 試験体一覧

試験体名	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測入力 エネルギー E (kJ)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (MPa)	H 形鋼	
					降伏強度 f_y (MPa)	破断強度 f_u (MPa)
B-S	-	-	-			
B-H0.1	0.1	0.1	0.3			
B-H0.5	0.5	0.51	1.49	34.5	354	449
B-H1.0	1	1.04	3.06			
B-H1.5	1.5	1.51	4.43			

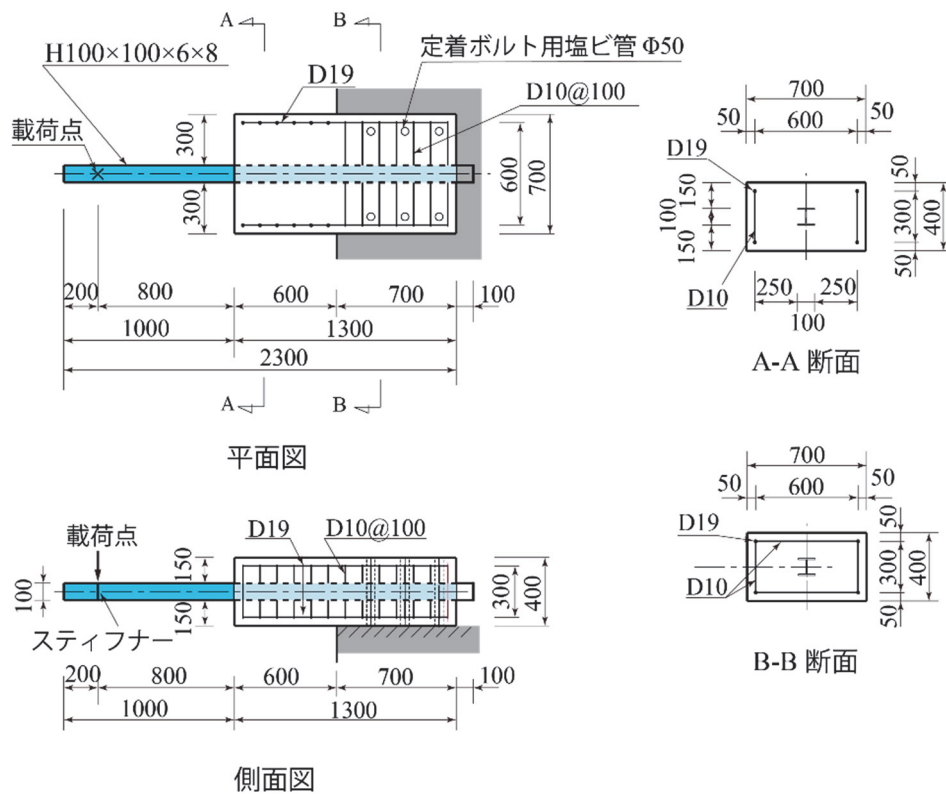


図-3.1 試験体の断面寸法，支柱模型の設置位置，鉄筋の配筋状況

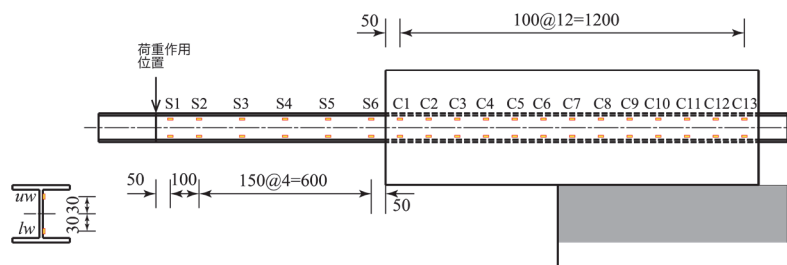
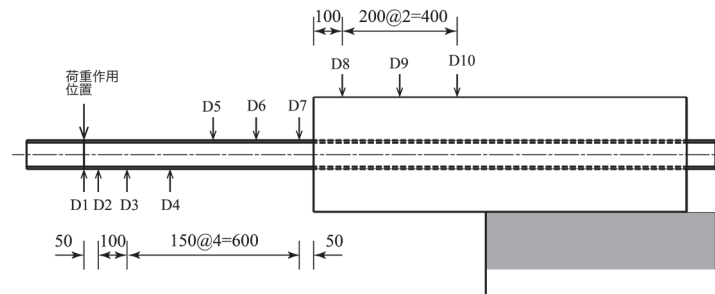


図-3.2 非接触型レーザ式変位計およびひずみゲージの添付位置図

作時、搬送時、設置時、実験時に危険を伴う。このことから、2点吊りの状態での搬送時においても下縁にひび割れが発生しないようにするため、躯体の上下端部に D19 の軸方向鉄筋を配置することとした。なお、ひび割れが 0.01% ひずみ時に発生すると仮定すると、本躯体の場合における断面曲げモーメントは、断面分割法による計算結果 40.7 kNm として評価される。一方、自重による躯体スパンセンターの曲げモーメントは 2.1 kNm であることから、ひび割れに対して 20 倍程度の安全率が担保されていることがわかる。また、せん断補強筋には D10 を用いており、躯体基部には両側面のみに、さらに定着部には上下面および両側面に配置している。

なお、軸方向鉄筋は、便覧（日本道路協会，2017b）でのせん断破壊面の仮定に抵触しないように、H 形鋼の下フランジ両端部から 45° 方向に押抜きせん断破壊面を想定した場合でも鉄筋がせん断破壊面と交差しないように留意し、側面かぶりを 50 mm として配筋した。躯体の定着部には、架台に寸切りボルトを用いて定着するため、あらかじめ直径 50 mm の塩ビ管を配置している。なお、試験体を設置するための架台の設置状況は、前章の図-2.7 に示す通りである。

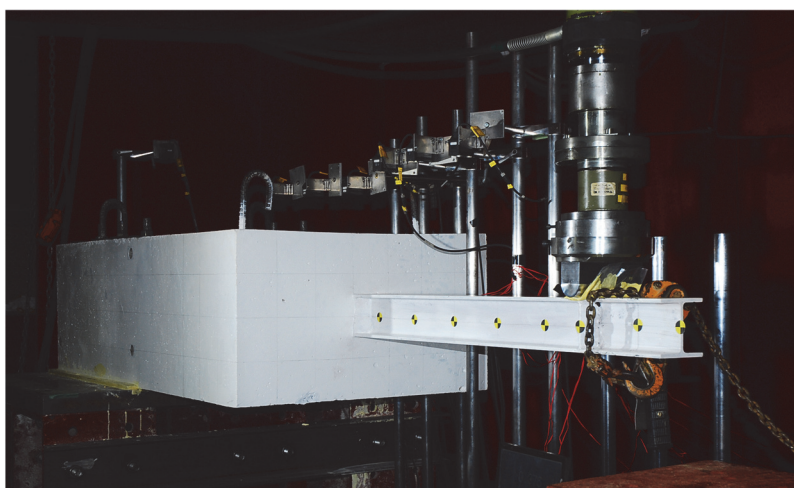
3. 2. 3 実験方法と計測項目

静荷重載荷実験は、第 2 章に示す静荷重載荷装置を用いて鉛直方向に荷重を作用させることで実施した。なお、実験は、ひび割れ幅が開口し荷重が増加傾向を示さないことを確認後終了した。衝撃荷重載荷実験も第 2 章に示す重錘落下衝撃荷重載荷装置を用いて行った。載荷方法は、質量 300 kg の鋼製重錘を所定の高さから一度だけ落下させる単一載荷法に基づいている。

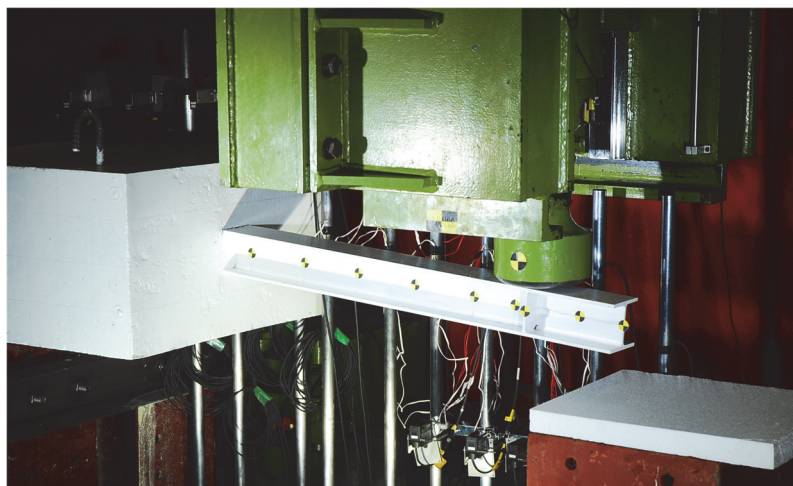
本実験の計測項目は、(1) 静荷重載荷時には油圧ジャッキ先端に取り付けたロードセルによる載荷荷重 P_s 、衝撃荷重載荷時には重錘に内蔵された衝撃荷重測定用ロードセルによる衝撃力 P_i 、(2) 非接触型レーザ式変位計による静荷重および衝撃荷重両載荷時の鉛直方向変位 D_s 、 D_i 、および (3) H 形鋼に貼付したひずみゲージからの軸方向ひずみ ε_{uw} 、 ε_{lw} である。これらの物理量は、第 2 章で示しているデジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。そのサンプリング周波数は静荷重載荷時で 10 Hz、衝撃荷重載荷時で 10 kHz とした。なお、変位計測のバックアップとして 2,000 fps の高速カメラ撮影も行っている。また、実験終了後には、ひび割れ分布の観察も行った。

図-3.2 には、非接触型レーザ式変位計およびひずみゲージ貼付位置を示している。変位計の設置位置は、気中部は載荷点から 50 mm、100 mm 間隔とし、その後は 150 mm 間隔に設置している。躯体部は基部から 100 mm の点を起点に 200 mm 間隔に基礎部の上縁に設置している。

一方、ひずみゲージの軸方向貼付位置は、躯体埋設部に対しては基部から 50



図－3.3 静荷重載荷時の試験体および載荷装置の設置状況



図－3.4 衝撃荷重載荷時の試験体および載荷装置の設置状況

mm の位置を基点に 100 mm 間隔とした．気中部に対しては載荷点位置より 50 mm, 100 mm 間隔とし，その後 150 mm 間隔としている．

図－3.3 および図－3.4 には，各実験時の試験体および載荷装置の設置状況を示している．

3. 3 実験結果

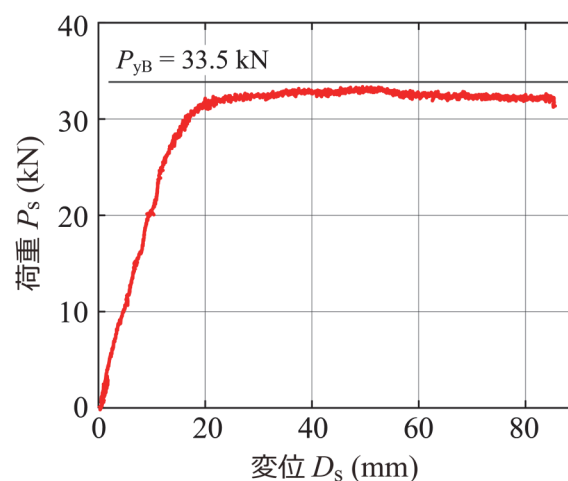
3. 3. 1 静荷重載荷実験結果

(1) 荷重－変位関係

図－3.5には、静荷重載荷実験から得られた荷重 P_s －変位 D_s 関係を示している．図中、H形鋼の断面係数 Z_x ($= 75.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$)と降伏応力 f_y から求められる降伏モーメント M_y を用いて算出される降伏荷重 P_{yB} ($= 33.5 \text{ kN}$) もあせて示している．なお、塑性断面係数 Z_p ($= 86.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$) から全塑性荷重 P_{pB} を求めると、 $P_{pB} = 38.2 \text{ kN}$ となる．

図より、荷重 P_s は、変位 D_s が約 12 mm に至るまでほぼ線形的に増大し、その後緩やかに荷重が増加するとともに、変位 D_s が 24 mm 程度からはほぼ一定値を示していることがわかる．なお、実験結果から得られた最大荷重は、降伏荷重に達していない．これは、H 形鋼の断面係数を規格値で評価していること、および鋼材の降伏応力としてミルシートの値を使用していることから、実験に用いた H 形鋼とそれらの値に若干差異があることによるものと推察される．また、躯体基部がひび割れの発生等によって完全な固定条件に至らず、固定点が躯体内部に推移した可能性のあることも推察される．

ただし、荷重が一定値を示していることは、支柱 H 形鋼が基部近傍で塑性ヒンジ状態に至っていることを意味している．



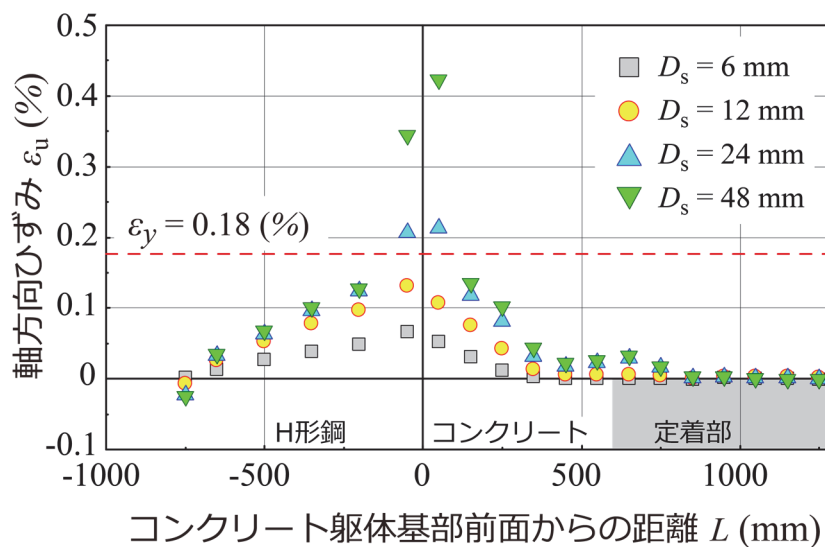
図－3.5 静荷重載荷時の荷重 P_s －変位 D_s 関係

(2) 各変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

図－3.6 には、代表的な変位における支柱H形鋼上縁の軸方向ひずみ ε_u 分布を示している．なお、ここで上縁の軸方向ひずみ ε_u に関しては、ウェブ中心から上下に貼付した2点のひずみゲージ出力 ε_{uw} , ε_{lw} (図－3.2b 参照) と、着目している断面の平面保持を仮定して換算評価している．また、図中には、降伏応力 f_y から算出される降伏ひずみ ε_y も示している．

図より、弾性的な挙動を示すと考えられる、変位が $D_s = 6, 12 \text{ mm}$ 時点に着目すると、軸方向ひずみは載荷点から基部に向かってほぼ線形的に増加していることがわかる．一方、躯体内部において、軸方向ひずみは徐々に減少傾向を示し、基部から450 mm の位置ではほぼ零ひずみを示していることがわかる．

図－3.5 の荷重 P_s －変位 D_s 関係から、剛性が緩やかになる $D_s = 24 \text{ mm}$ 時点では、基部近傍 $L \leq \pm 50 \text{ mm}$ の軸方向ひずみ ε_u が降伏ひずみ ε_y を超えており、H 形鋼が基部近傍で塑性状態にあることがわかる．さらに、変位が大きい $D_s = 48 \text{ mm}$ に着目すると、基部近傍の軸方向ひずみ ε_u のみが増化し、他領域のひずみは $D_s = 24 \text{ mm}$ 時のひずみ分布性状に類似していることがわかる．これは、H 形鋼の基部近傍に塑性ヒンジが形成されたことによるものと考えられる．なお、 $D_s \geq 24 \text{ mm}$ において、躯体内の $L = 750 \text{ mm}$ 近傍で軸方向ひずみが増加する傾向を示しているが、これは躯体定着部の固定の不完全性により、躯体が変形したことによるものと推察される．この部分を除くと、支柱H形鋼は、 $L = 450 \sim 500 \text{ mm}$ 前後で定着されていることが窺われる．



図－3.6 各変位時の支柱上縁軸方向ひずみ ε_u 分布

(3) 実験終了後のひび割れ分布

図-3.7 には、実験終了後の躯体全体のひび割れ分布を示している。図より、基部には支柱 H 形鋼の上下フランジ端から斜め下方あるいは上方へのひび割れを確認できる。上方へのひび割れは上フランジ右端から発生している。また、上フランジ左端からのひび割れは下面近傍側壁まで達しており、側面では 150 mm 程度水平にかつ軸方向に進展している。

便覧（日本道路協会，2017b）で仮定している下フランジ両端から下方45°方向へのせん断ひび割れ分布と比較すると、実験結果は下フランジ右端からほぼ45°下方に進展しているが、下面までは到達していない。また下フランジ左端からはひび割れの発生が確認できない。便覧の仮定と最も大きく異なる点は、便覧では上フランジ端からのひび割れの進展を仮定していないが、実験結果では上フランジ両端部からひび割れが発生していることである。実験結果の上フランジ両端からのひび割れは、荷重が上フランジ側に載荷していることにより、上フランジ端から下方への支圧力が直接的に躯体に作用するためと推察される。一方、下フランジ側に対しては上縁からの力がウェブを介して下フランジに伝達されることにより、下フランジ部はウェブからの距離に対応して支圧力も減少傾向を示すためと推察される。

また、下フランジ中央部からは下方へのひび割れが発生しており、下面まで到達している。そのひび割れは、下面においても 300 mm ほど軸方向に進展し、やがて右側面に向かって斜め方向に進展している。これは、H 形鋼ウェブを通した躯体への支圧力によって、割裂的に発生したものと推察される。

一方、上面にはひび割れは確認できない。これは、基部からのアーム長が大きいことにより H 形鋼の降伏荷重あるいは全塑性荷重が小さいこと ($P_{yB} = 33.5 \text{ kN}$, $P_{pB} = 38.2 \text{ kN}$) や、基部近傍に塑性ヒンジが形成されることにより、躯体に作用する負曲げの大きさも小さくなるためと推察される。

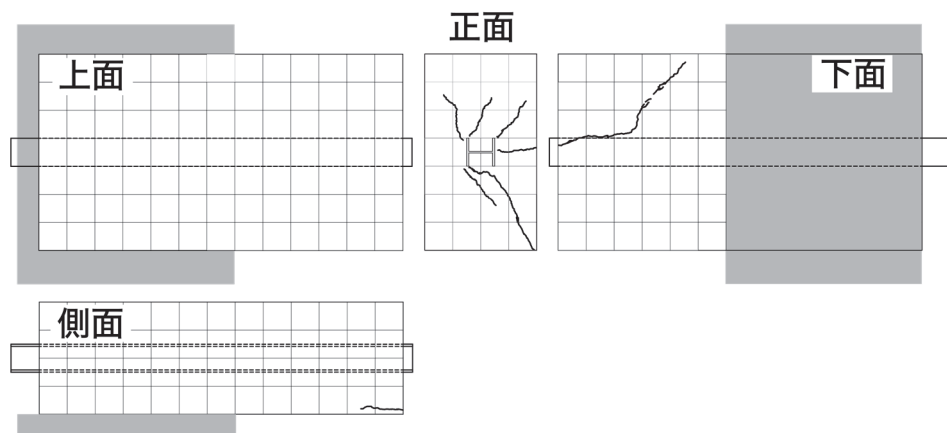


図-3.7 静荷重載荷終了後のひび割れ分布

3. 3. 2 衝撃荷重載荷実験結果

(1) 衝撃荷重，変位波形および基部ひずみ波形

図－3.8 には，各重錘落下高さにおける衝撃力の時刻歴波形を比較して示している．図中には，比較のために基部を固定端と仮定した場合における降伏荷重 P_{yB} および全塑性荷重 P_{pB} 値の線も示している．

図より，衝撃力波形は，重錘の落下高さ（以後，単に落下高さ）が小さい場合には正弦半波，落下高さが大きくなると台形状の波形成分と，載荷初期に励起される高周波成分から構成されていることがわかる．衝撃初期の高周波成分は，重錘がH形鋼に衝突したときに励起された重錘の振動によるものと推察される．

落下高さが $H=0.1\text{ m}$ の場合には，降伏荷重にも達していないことよりH形鋼は未だ弾性状態にあることが推察される．荷重継続時間は約 40 ms 程度である．一方，落下高さが $H=0.5\text{ m}$ の場合には，高周波成分を除いた最大衝撃力は降伏荷重程度の値を示しており，波形もほぼ一定値を示す最大衝撃力の継続時間が約 20 ms 程度の台形状に近い分布を示している．

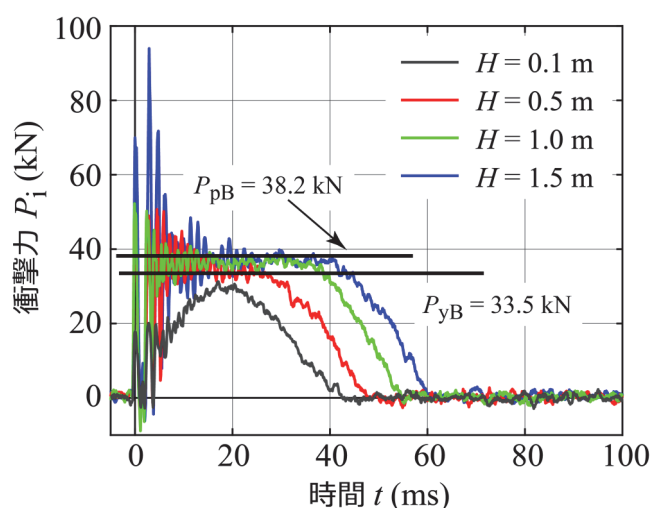
落下高さが $H \geq 1\text{ m}$ の場合には，高周波成分を除いた最大衝撃力は降伏荷重 P_{yB} よりも大きく全塑性荷重 P_{pB} よりも小さいほぼ台形状の分布波形を示している．また，荷重継続時間は，落下高さ H の増加に対応して延びる傾向を示していることがわかる． $H=1.5\text{ m}$ の場合には 60 ms まで延びている．

図－3.9には，図－3.8と同様に載荷点変位の時刻歴波形を示している．また，表－3.2には，各落下高さに対する最大変位 $D_{i,\max}$ とその発生時間 $t_{i,\max}$ を一覧にして示している．

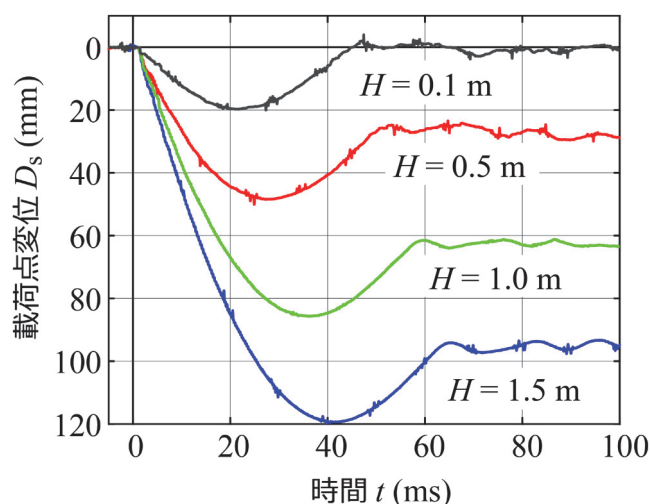
図より，いずれの落下高さの場合も正弦半波状の波形を示した後，ほぼ一定な変位を中心に自由振動状態を示していることがわかる． $H=0.1\text{ m}$ の場合には，最大変位が 20 mm 程度を示し，除荷後には零近傍を中心に振動していることから，いまだ弾性に近い状態であることが確認される． $H \geq 0.5\text{ m}$ の場合には，落下高さに対応して最大変位，残留変位および荷重継続時間が増加していること

表－3.2 最大変位値とその発生時間の一覧

試験体名	最大変位 $D_{i,\max}$ (mm)	最大変位発生時間 $t_{i,\max}$ (ms)
B-H0.1	19.8	21.7
B-H0.5	48.4	27.3
B-H1.0	85.7	36.1
B-H1.5	119.3	41.2



図－3.8 衝撃力の時刻歴波形

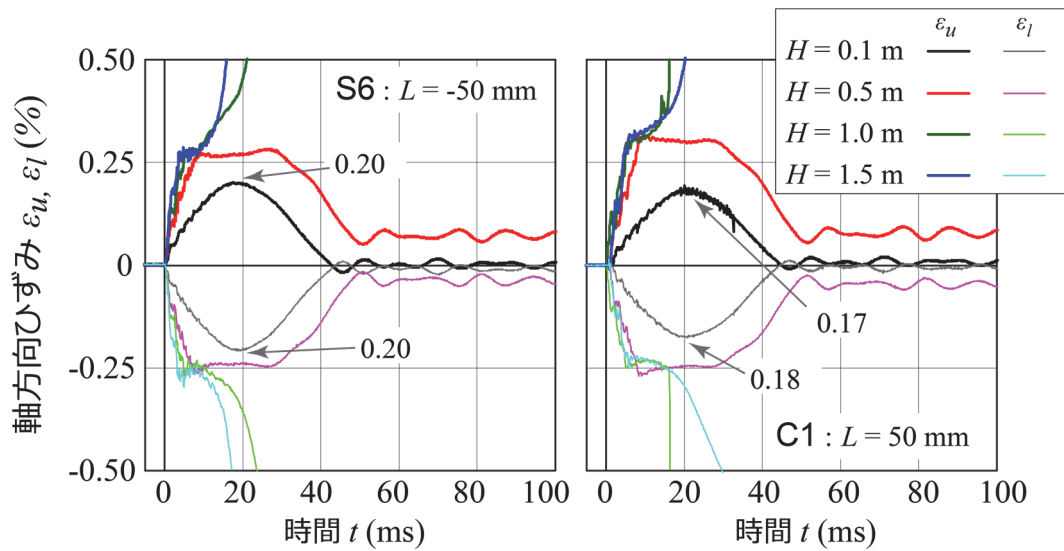


図－3.9 変位の時刻歴波形

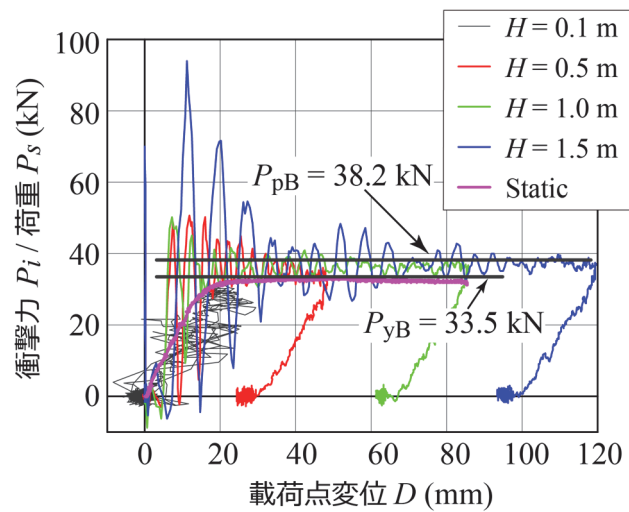
がわかる．表－3.2の最大変位発生時刻と図－3.8の衝撃荷重の時刻歴波形を比較すると，最大変位発生時間と衝撃荷重の除荷開始時間がほぼ対応していることがわかる．

図－3.10 には，各落下高さの試験体に対する最大変位発生時の H 形鋼基部近傍 S6 と C1(図－3.2 参照)点における上下縁ひずみの時刻歴波形を示している．図より， $H=0.1\text{ m}$ の場合には，支柱の気中部基部近傍（以後，基部前面）の最大ひずみが 0.2%の値を示し既に降伏点に達していることがわかる．しかしながら，その後直ぐに除荷状態に至ることにより零近傍まで復元している．また，支柱基部前面と躯体中の基部近傍で比較すると，基部前面のひずみが若干大きいことにより，基部前面で早期に塑性ヒンジ状態に至ることが推察される．

また， $H=0.5\text{ m}$ の場合においても最大ひずみが 0.25%強の値を示しており，



図－3.10 各落下高さに関する最大変位発生時における H 形鋼の基部近傍上下縁ひずみの時刻歴波形



図－3.11 荷重－変位関係の静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時の比較

ひずみは降伏棚域に留まっていることが推察される．一方， $H \geq 1 \text{ m}$ の場合には一旦 0.25% 前後で一定値を示すものの， $t = 20 \text{ ms}$ 時点では 0.5% 前後あるいはそれ以上の値を示しており，H 形鋼は完全に塑性化が進行し，塑性ヒンジを形成していることが窺われる．

(2) 荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時の比較

図－3.11 には，荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時における履歴曲線を比較して示している．図中には，静荷重載荷時において，基部を

固定支持に仮定して求められる支柱の降伏荷重と全塑性荷重値の線も示している。

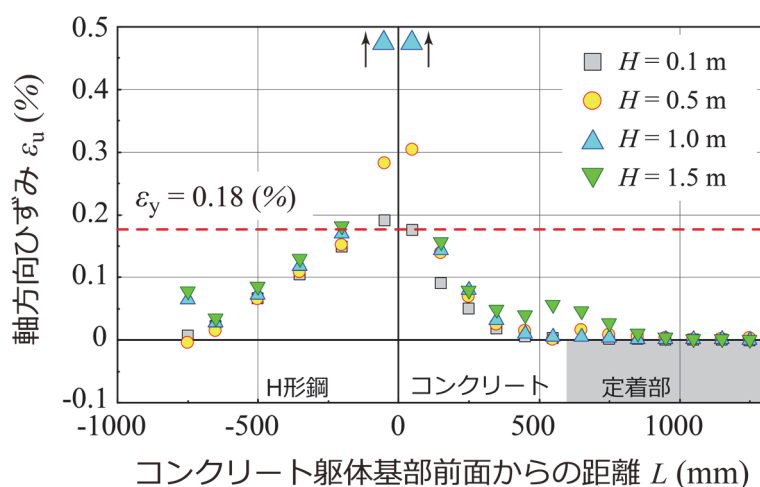
前述のように、静荷重載荷時における最大荷重は降伏荷重よりも若干小さい状態で塑性ヒンジ状態に至っていることがわかる。また衝撃荷重載荷時の荷重－変位関係の性状は、高周波振動成分を除くと、最大荷重値は異なるものの静荷重載荷時に類似していることがわかる。また、衝撃荷重載荷時には、落下高さが $H \geq 1 \text{ m}$ において、前述のように最大荷重値がほぼ全塑性荷重に対応しており、静荷重載荷時よりも大きい。これは、衝撃荷重載荷時には、静荷重載荷時に比較して基部近傍におけるひび割れ等による損傷度合いが小さく、固定度が大きいことを暗示している。

以上より、支柱の根入れ深さの設計計算において、曲げが卓越する載荷荷重に対しては、衝撃荷重載荷時においても静荷重載荷時と同様に、基部を固定とし、基部に塑性ヒンジが生じると仮定することは妥当であるものと判断される。

(3) 最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

図－3.12 には、最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布を、各重錘落下高さに対して比較して示している。図中には、鋼材の降伏ひずみのレベルも示している。

図より、気中部のひずみ分布は、載荷点および基部近傍の値が落下高さによって異なるが、その他のひずみ分布は落下高さに拘わらず類似している。これは、躯体の基部近傍における損傷度合いが落下高さに拘わらず著しくないことにより、前述のようにいずれの場合も最大衝撃荷重が全塑性荷重に類似していることによるものと推察される。ただし、基部近傍のひずみは、落下高さに対応して大きくなっていることが確認できる。勿論、いずれの落下高さの場合においても



図－3.12 最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

降伏ひずみよりも大きい。

したがって、躯体内のひずみ分布も、落下高さによって大きな差はなく類似していることがわかる。但し、 $H = 1.5 \text{ m}$ の場合には、 $L = 500 \sim 800 \text{ mm}$ 間で多少正側に大きな値を示している。これは、入力エネルギーが大きいことにより、定着近傍部で固定支持のような性状を示し負曲げの状態に至ったことによるものと推察される。従って、この場合のみ支柱の根入れ深さの議論からは除くこととする。

支柱の定着状況を見ると、軸方向ひずみは $L = 500 \text{ mm}$ 以遠で零となっており、根入れ深さは、 500 mm 程度で十分であることがわかる。

(4) 実験終了後のひび割れ分布

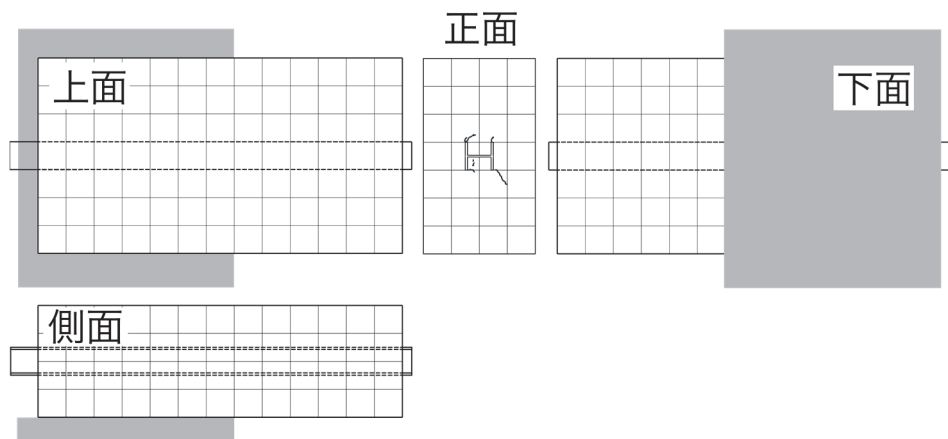
図-3.13 には、実験終了後の各試験体の躯体に発生したひび割れ分布を示している。なお、 $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には、ひび割れが発生しなかったことより示していない。

図より、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合には、前述のように既に塑性ヒンジが形成されているが、基部において上下フランジ端から斜め下方に最大数十 mm のひび割れが発生しているのみであり、損傷が軽微であることがわかる。その他の面にはひび割れは発生していない。

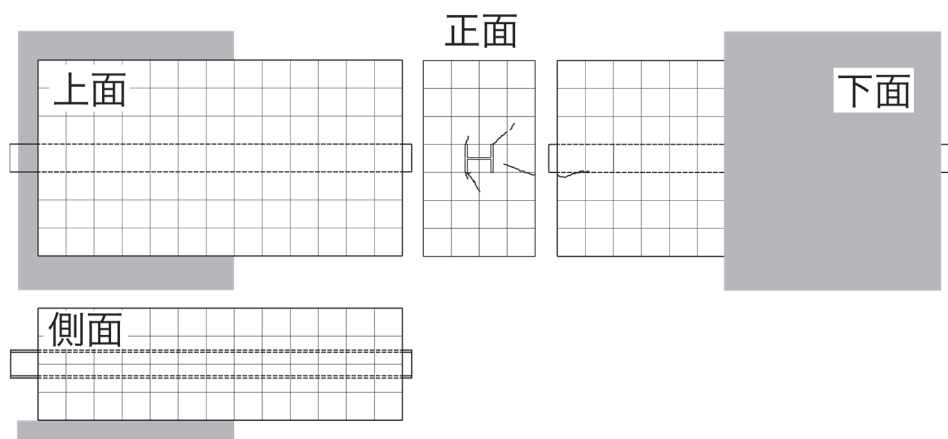
$H = 1.0 \text{ m}$ 場合には、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合よりもひび割れがより進展していることがわかる。また、基部の下フランジ中央近傍から下面に向かってひび割れが進展している。そのひび割れは下面で軸方向に 100 mm 程度延びている。これは、H 形鋼のウェブを通して躯体に支圧力が作用し、ポアソン効果によって割裂の発生したものと推察される。この他にひび割れが発生していないことより、ひび割れはいまだ限定的であることがわかる。

一方、 $H = 1.5 \text{ m}$ の場合には、基部において H 形鋼下フランジから斜め 45° 方向にひび割れが発生しているが、下面までは到達していない。しかしながら、下フランジ中央部から下方に延びるひび割れは下面まで達し、下面では軸方向に 350 mm 程度進展していることがわかる。この現象は、前述の $H = 1.0 \text{ m}$ の場合と同様であるものと推察され、入力エネルギーが大きく荷重継続時間が延びたことにより、対応してひび割れも下縁まで進展しかつ軸方向にも進展したものと判断される。また、躯体基礎部と定着部の境界線（以後、定着境界線）上の側面には上縁から下方にひび割れが進展している。これは、図-3.12 に示した支柱上縁の軸方向ひずみ分布でも述べているが、定着端部近傍の定着度が十分でなかったことにより、定着境界部に負曲げが作用し躯体が上に凸状に変形する傾向を示したことによるものと推察される。

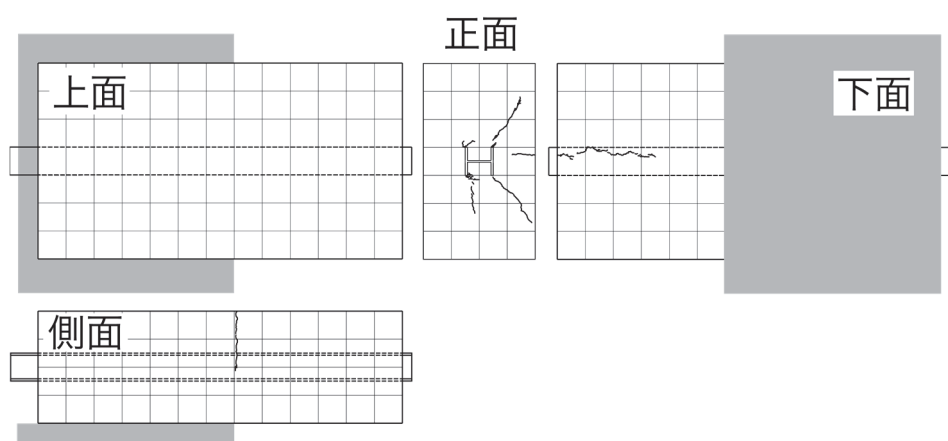
以上より、 $H \geq 0.5 \text{ m}$ の場合には、全ての落下高さにおいて支柱 H 形鋼には基部近傍で塑性ヒンジが形成されている。しかしながら、いずれの場合も躯体に



(a) B-H0.5 試験体



(b) B-H1.0 試験体



(c) B-H1.5 試験体

図－3.13 実験終了後の躯体のひび割れ分布

は軽微なひび割れが確認されるものの、躯体がブロック化して剥落する傾向は示していないことが明らかになった。

3. 4 便覧に基づく設計根入れ深さと実験結果の比較

本節では、第1章に示した便覧（日本道路協会，2017b）に即して得られる設計根入れ深さとの比較検討を行うこととする。なお、前述の通り試験体は基部で貫通する斜めひび割れが発生していないことより、曲げ作用による支圧応力のみで照査を行うこととする。また、近藤ら（2019）は、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a を圧縮強度 f'_c を用いて道路橋示方書・同解説書（日本道路協会，2017b）に準拠し、 $\sigma_a = 11.5 \text{ N/mm}^2$ と決定している。しかしながら、ここでは、設計的により安全側に評価される道路土工・擁壁工指針（日本道路協会，2012b）に準拠して決定することとする。

指針に準拠した無筋コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a は、実験研究であることを前提にコンクリートの圧縮強度 f'_c を設計基準強度 σ_{ck} と仮定し、式(1.5)および1.5の割り増し係数を考慮すると、圧縮強度が $f'_c = 34.5 \text{ N/mm}^2$ であることより、 $\sigma_a = 8.25 \text{ N/mm}^2$ として得られる。

ここで、式(1.1)～(1.4)において、 $P_{pB} = 38.2 \times 10^3 \text{ N}$ 、 $h_2 = 800 \text{ mm}$ 、 $b = 100 \text{ mm}$ を代入して設計根入れ長 $d_{t,b}$ を求めると、 $d_{t,b} = 571 \text{ mm}$ として求められる。

上述の実験結果からは、必要根入れ深さは $d_{t1} = 500 \text{ mm}$ として求められていることから、設計根入れ深さ $d_{t,b}$ は安全側の値を与えていることが明らかになった。

3. 5 まとめ

本章では、落石衝撃荷重載荷時における防護柵支柱の根入れ深さに関する合理的な設計手法の確立に向けて、コンクリート躯体中にH形鋼支柱を貫通させた試験体を製作し、曲げが卓越する場合を想定して載荷点距離を800 mmとして、静荷重載荷および300 kg重錘を用いた衝撃荷重載荷実験を実施した。なお、支柱には100HのH形鋼を用いている。

本実験から得られた結果を整理すると、以下のように示される。すなわち、静荷重載荷実験から：

- 1) 最大荷重は降伏荷重よりも若干小さい程度である。支柱はその状態で塑性ヒンジを形成する。これは、基部の固定度がひび割れ等の損傷により、若干躯体中に推移したことによるものと推察される。
- 2) 支柱上縁軸方向ひずみ分布は、塑性ヒンジが形成された後には、基部近傍の塑性ひずみを除き、変位の増加に拘わらず類似の分布性状を示す。
- 3) 支柱は根入れ深さが450~500 mm程度で定着されている。
- 4) 実験終了後のひび割れは、躯体基部において支柱上下フランジ端から斜め下

方あるいは上方に進展する。また、下フランジ中央ウェブ付け根近傍から下面に至る鉛直ひび割れも発生し、下面でも軸方向に進展し、さらに側面に向かって斜め方向に進展する。これは、支圧力による割裂ひび割れであるものと推察される。上面にはひび割れが発生せず、支柱は十分定着されていることが窺われる。

衝撃荷重載荷実験から：

- 1) 高周波振動成分を除いた波形成分から、最大衝撃力は降伏荷重と全塑性荷重内に分布し、入力エネルギーの増加に対応して若干増加傾向を示す。その時間的な分布性状はほぼ台形状となっている。高周波振動成分は、重錘と支柱が衝突した時に発生する振動成分であるものと推察される。
- 2) 載荷点の最大変位は、入力エネルギーに対応して増加傾向を示す。最大変位到達時点は、荷重の除荷時と対応している。
- 3) 支柱 H 形鋼の基部近傍上下縁ひずみは、最大ひずみが 0.2%前後に達する場合においても除荷後ほぼ零ひずみに復元する。
- 4) 高周波振動成分を除いた荷重－変位曲線と静荷重載荷時のそれを比較すると、最大荷重が数 kN 程度異なるが、両者類似の分布性状を示す。
- 5) 支柱の上縁軸方向ひずみは、基部近傍の塑性ひずみ値を除き、重錘の落下高さに拘わらず類似の分布性状を示す。これは、入力エネルギーが増加した場合においても、最大衝撃力が全塑性荷重程度を示し、荷重継続時間のみが延びることに起因しているものと推察される。
- 6) 支柱は根入れ深さが 500 mm 程度で定着されている状態となる。
- 7) 実験終了後のひび割れ分布は、基部における上下フランジ両端部からの進展と、下フランジ中央部から下方への進展のみであり、入力エネルギーの増加に対応して延伸する傾向を示している。ひび割れの進展度合いは、静荷重載荷時が若干大きい。いずれの場合もせん断破壊に至る傾向は示していない。
- 8) 便覧（日本道路協会，2017b）に基づいて評価される設計の根入れ深さは 5713 mm として評価され、実験結果の根入れ深さに比較して安全側の値を与える。

第4章 支柱を貫通させ曲げとせん断が連成する場合の静荷重および衝撃荷重 載荷実験

4. 1 概説

前章では、曲げが卓越する場合を対象に、コンクリート躯体中に落石防護柵支柱を貫通させた場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験を実施し、支柱の必要根入れ深さに関する検討を行った。本章では、同様の形状寸法を有する試験体を製作し、載荷点距離を曲げが卓越する場合の1/2 (400 mm) とし、曲げとせん断が連成する場合に関する同様の実験を実施した。なお、実験方法、計測項目や計測方法、および検討手法は、前章と同様である。

4. 2 実験の概要

4. 2. 1 実験ケース

表－4.1 には試験体の一覧を示している。試験体名において、第1項目には曲げとせん断が連成する場合を意味する”S”を、第2項目において、“S”は静荷重載荷実験を、“H”は衝撃荷重載荷実験を意味し、付随する数値は設定の重錘落下高さ (m)を意味している。また、実測重錘落下高さ H' (m) は、実測衝突速度から換算した自由落下高さである。コンクリートの圧縮強度 f'_c は別途実施した材料試験から得られた値である。また、H 形鋼の降伏強度 f_y および破断強度 f_u は、それぞれミルシートの値である。

なお、実際の落下高さは、検定実験を実施して校正表を作成し実験を行っている。しかしながら、その場合においても検定通りの衝突速度が得られる保証はな

表－4.1 試験体一覧

試験体名	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測入力 エネルギー E (kJ)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (MPa)	H 形鋼	
					降伏強度 f_y (MPa)	破断強度 f_u (MPa)
S-S	-	-	-			
S-H0.1	0.1	0.11	0.31			
S-H0.5	0.5	0.52	1.53			
S-H1.0	1	1.11	3.26	26.9	338	449
S-H1.5	1.5	1.51	4.6			
S-H2.0	2	2.07	6.11			

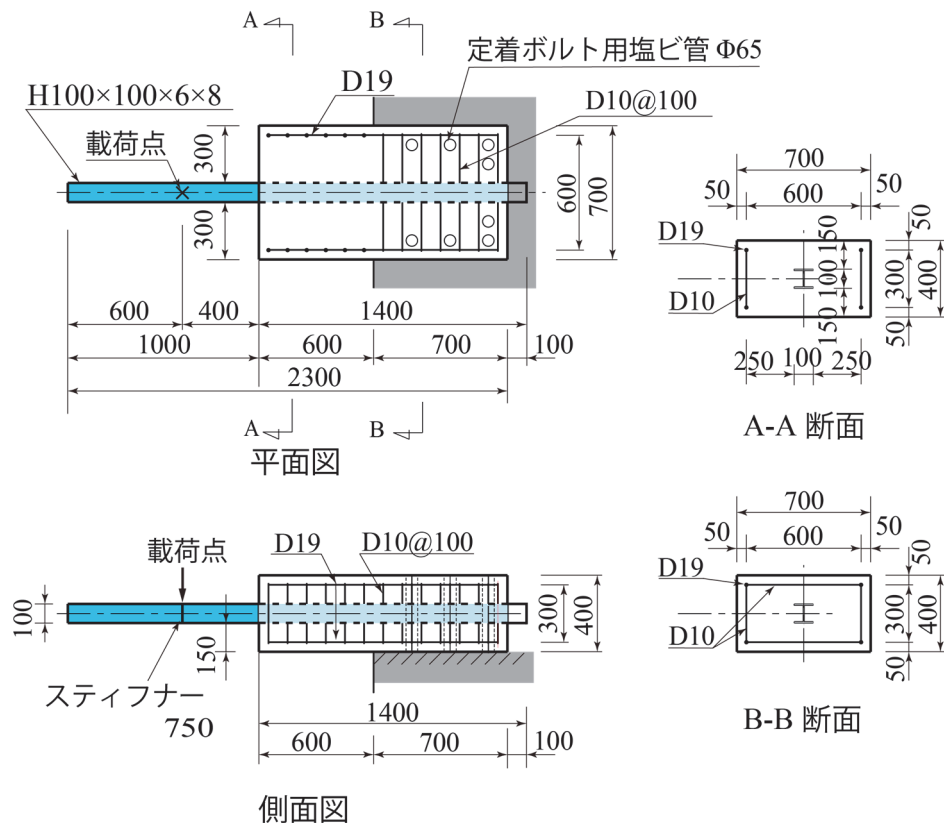


図-4.1 試験体の断面寸法，支柱模型の設置位置，鉄筋の配筋状況

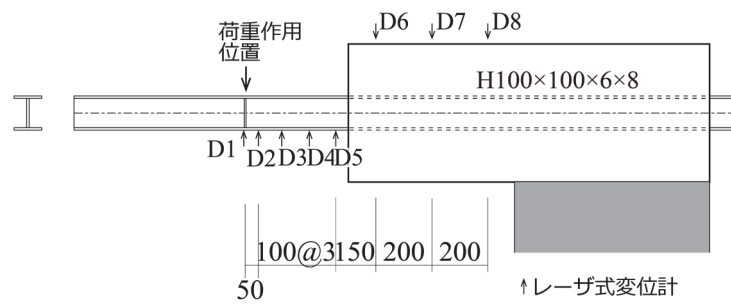
いことより，実験時にはレーザー光線を利用した速度検知器を用いて衝突直前の衝突速度を計測し，その時の自由落下高さを換算評価している．

4. 2. 2 試験体の形状寸法および配筋状況

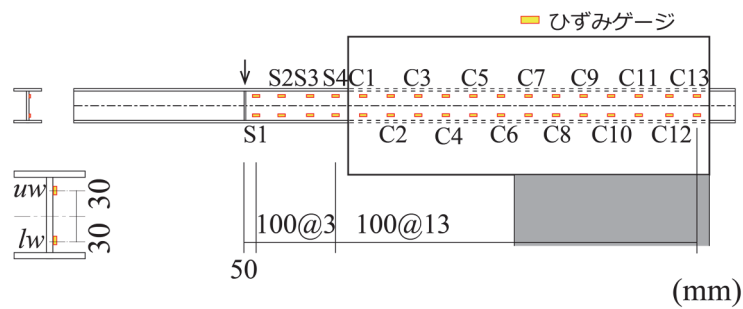
図-4.1 には，本実験で用いた試験体の形状寸法，支柱の配置位置，鉄筋の配筋状況を示している．本実験では実験室の制約から，落石防護擁壁を模擬した大きさが $700 \times 400 \times 1,300$ mm (幅×高さ×奥行き)の躯体を用い，100 H の H 形鋼を貫通させた試験体を製作した．支柱としての H 形鋼は全長を 2,400 mm とし，支柱部の長さを B 試験体と同様に 1,000 mm としている．载荷点位置は，上述の通り基部から 400 mm である．その他鉄筋の配筋状況等は，第 3 章の B 試験体と同様であることより，ここでは省略する．

4. 2. 3 実験方法と計測項目

静荷重載荷実験は第 2 章に示す静荷重載荷装置を用いて鉛直方向に荷重を作

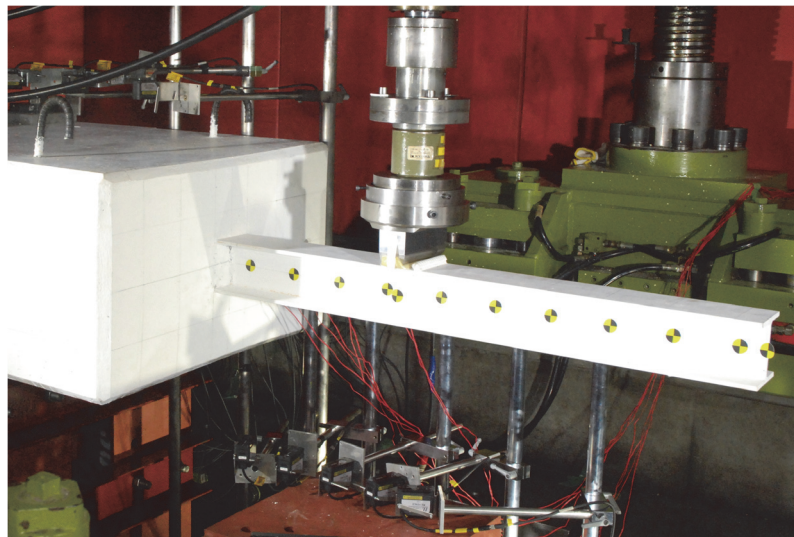


(a) 非接触型レーザ式変位計



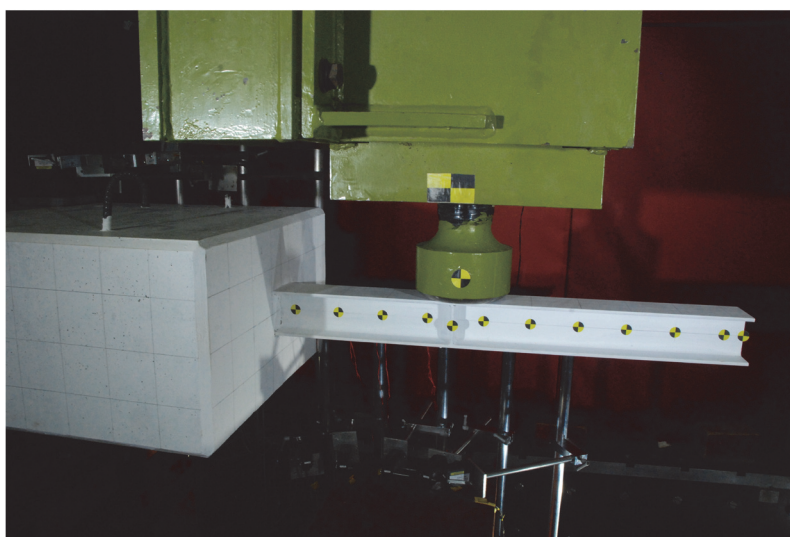
(b) ひずみゲージ

図－4.2 非接触型レーザ式変位計およびひずみゲージ添付位置図



図－4.3 静荷重載荷時の試験体および載荷装置の設置状況

用させることで実施した．なお，実験は，ひび割れ幅が開口し荷重が増加傾向を示さないことを確認後，終了した．衝撃荷重載荷実験も第 2 章に示す重錘落下衝撃荷重載荷装置を用いて行った．重錘質量は 300 kg である．また，載荷方法



図－4.4 衝撃荷重載荷時の試験体および載荷装置の設置状況

は第 3 章と同様に単一載荷法に基づいている。

本実験の計測項目は、第 3 章における B 試験体に関する実験時と同様であることより、ここでは省略する。

図－4.2 には、非接触型レーザ式変位計およびひずみゲージ貼付位置を示している。変位計のターゲットは、気中部は載荷点から 50 mm の点を起点に 100 mm 間隔に、躯体部は基部から 100 mm の点を起点に 200 mm 間隔に基礎部の上縁に設置している。

ひずみゲージの軸方向貼付位置は、気中部に対しては載荷点位置より 50 mm の点から 100 mm 間隔としている。また、躯体埋設部に対しては基部から 50 mm の位置を基点に 100 mm 間隔とした。図－4.3 および図－4.4 には、各実験時の試験体及び載荷装置の設置状況を示している。

4. 3 実験結果

4. 3. 1 静荷重載荷実験結果

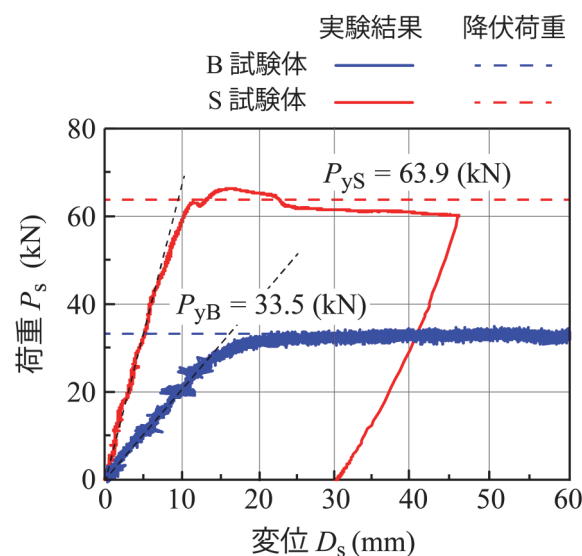
(1) 荷重－変位関係

図－4.5には、静荷重載荷実験から得られた荷重 P_s －変位 D_s 関係をB試験体の場合と比較して示している．図中、H形鋼の断面係数 $Z_x (=75.6 \times 10^3 \text{ mm}^3)$ と降伏応力 f_y から求められる降伏モーメント M_y を用いて算出される降伏荷重 $P_{ys} (=63.9 \text{ kN})$ も併せて示している．なお、塑性断面係数 $Z_p (=86.4 \times 10^3 \text{ mm}^3)$ から全塑性荷重 P_{ps} を求めると、 $P_{ps} = 73.0 \text{ kN}$ となる．

図より、荷重 P_s の増加勾配はB試験体と比較して載荷初期には 3 倍以上の値になっていることがわかる．また、荷重 P_s は変位 D_s が約 8 mm で増加勾配が変化しつつ線形的に増加し、約 12 mm 前後で一旦減少するも再度増加して最大値を示し、緩やかに減少している．さらに、変位 D_s が 25 mm 程度からは約 60 kN に漸近する緩やかな減少傾向を示している．

実験結果から得られた最大荷重は 66 kN程度であり、計算結果の降伏荷重と大差のない値となっている．これは、B 試験体と同様に躯体の弾性係数が支柱鋼材よりも小さいことやモーメントのアーム長が短くなったことによる支圧力の増加等により基部近傍コンクリートの塑性化が進行したことによって、基部に相対回転角が生じ、固定点が躯体内部に推移した可能性のあることが示唆される．

なお、荷重 P_s が最大値に到達後減少傾向を示すのは、第3章に示すB試験体と同



図－4.5 静荷重載荷時における荷重 P_s －変位 D_s 関係

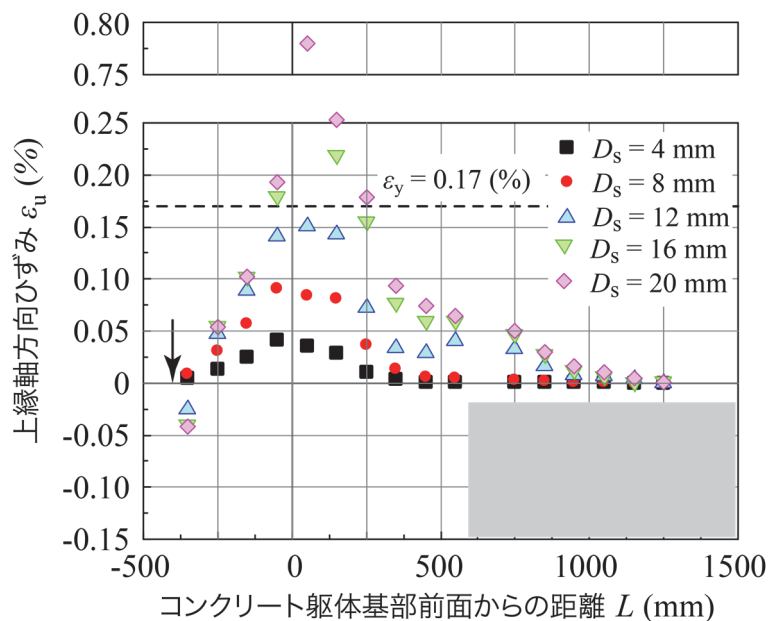
様に塑性ヒンジが形成されるものの、支圧力も大きいことにより基部近傍においてひび割れ等による損傷が進展したことによるものと推察される。

S試験体とB試験体の結果を比較すると、最大荷重に関しては S 試験体の場合には B 試験体の1.9 倍程度である。また、両試験体において、荷重レベルが比較的小さく両者で等しい場合には、S 試験体の変位は B 試験体の約1/3.3程度となっており、梁理論から求められる1/8よりは、2倍以上大きいことがわかる。これは S 試験体の基部における固定度が損傷によって著しく低下していることを暗示している。

(2) 各変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

図－ 4.6 には、代表的な変位時の支柱H形鋼上縁の軸方向ひずみ ε_u 分布を示している。なお、支柱上縁の軸方向ひずみ ε_u は、ウェブ中心から上下に貼付した2点のひずみゲージ出力 ε_{uw} , ε_{lw} (図－4.2b 参照) を用い、第3章の場合と同様の手法により換算評価している。また、図中には、降伏応力 f_y から算出される降伏ひずみ ε_y も示している。

図より、変位が $D_s \geq 12 \text{ mm}$ の場合には載荷点近傍で負ひずみが発生している。その点を除くと、ひずみは $D_s = 20 \text{ mm}$ まで基部に向かってほぼ線形に増加していることがわかる。一方、躯体内において、 $D_s = 4 \text{ mm}$ の場合には基部から $L = 450 \text{ mm}$ 近傍で零ひずみを示しているが、変位の増加に対応して零ひずみを示す距離が大きくなる傾向にある。特に $D_s \geq 12 \text{ mm}$ の場合には、 $L = 1,000 \text{ mm}$ 近傍においてもひずみが零レベルに収斂していない。これは、荷重増加時に躯体定着部が固定状態に至っていないことを示唆している。これより、 $D_s \geq 12 \text{ mm}$ に関



図－4.6 各変位時の支柱上縁軸方向ひずみ ε_u 分布

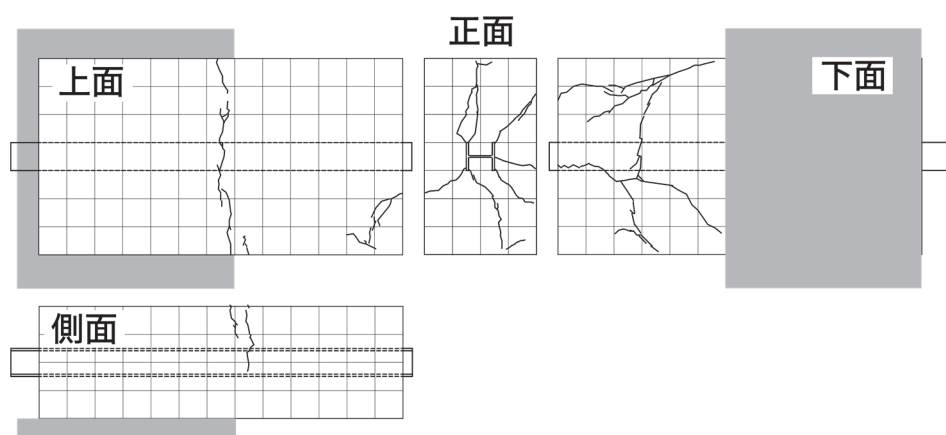
しては、根入れ深さの議論から除外することとする． $D_s = 8 \text{ mm}$ におけるひずみ分布から、ほぼ $L = 700 \text{ mm}$ 近傍で固定状態に至っていることがわかる．

$D_s \geq 16 \text{ mm}$ の場合には基部で降伏点を超えるひずみを示しており、かつ躯体内部でのひずみは基部よりも大きいことがわかる．これは、前述の通り、躯体の弾性係数が H 形鋼よりも小さいことや、基部近傍のひび割れによって、基部で完全固定の条件を満たすことができず、固定状態が躯体内部に推移したことを示唆している．

(3) 実験終了後のひび割れ分布

図－4.7 には、実験終了後の躯体全体のひび割れ分布を示している．図より、基部では便覧（日本道路協会，2017b）で仮定しているような下フランジ端からほぼ 45° 下方に進展するひび割れが発生している．しかしながら、実験結果の場合には、さらに上フランジ両端部から上下 45° 方向にもひび割れが発生している．特に右側のひび割れは深さ方向中央部で合体し水平方向に進展している．このような基部のひび割れによる損傷が著しいことは、H 形鋼の塑性ヒンジ形成位置が躯体内部に推移していることを裏付けている．

また、下フランジ中央からほぼ真下に進展するひび割れも確認できる．これは、H 形鋼の支圧力によるポアソン効果によって発生したものと推察される．このひび割れは下面まで進展し、下面ではさらに躯体定着境界左側側端部まで進展している．上述の下フランジ右端から進展するひび割れも下面に至り、下面では下フランジ中央部から進展するひび割れと同様に、躯体定着境界右側側端部まで進展している．下面では、基部から 300 mm の位置で幅方向にもひび割れが進展しており、上述の定着境界側端部に進展するひび割れと連結していることから、H 形鋼下フランジ下部の躯体はブロック化して剥落の傾向を示しているものと推察される．



図－4.7 静荷重載荷終了後のひび割れ分布

躯体上面を見ると、定着部境界線上で幅方向にひび割れが分布しており、側面のひび割れ分布からほぼ断面中央深さまで進展していることが推察される。これは、躯体定着部先端を固定支持とする負モーメントの発生によるものと推察される。したがって、変位が大きい場合には、支柱 H 形鋼の定着状況を考察するための適正な境界条件には至っていないことがわかる。

4. 3. 2 衝撃荷重実験結果

(1) 衝撃力波形と変位波形

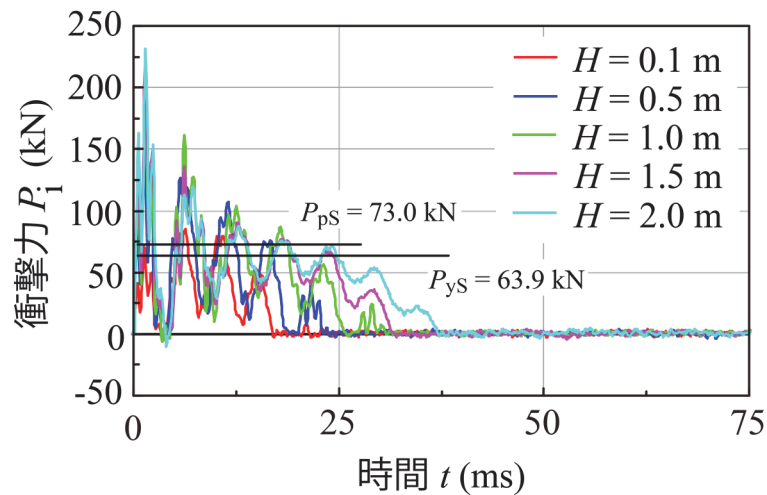
図－4.8 には、各重錘落下高さにおける衝撃力の時刻歴波形を比較して示している。図中には、比較のために基部を固定端と仮定した場合における降伏荷重 P_{ys} および全塑性荷重 P_{ps} 値のレベルも示している。

図より、各波形は、大略三角形の波形と、周期が5～6 ms 程度の正弦波およびそれ以上の高周波成分が合成された波形性状を示している。高周波成分は、第 3 章でも述べているように重錘と H 形鋼との衝突時に発生した振動によるものと推察される。一方、正弦波振動成分に関しては、第 3 章で示した載荷点距離が 800 mm で曲げが卓越する場合には、このような振動成分が現れていない。これより、載荷点距離が 400 mm と短い場合には H 形鋼の曲げ剛度が大きく評価されるため、重錘が H 形鋼に衝突後、小さなリバウンドと載荷を繰り返すことによって発生したものと推察される。ただし、その詳細は不明であり、今後数値計算等によって解明したいと考えている。なお、これらの波形成分は、後述の変位波形（図－4.9）において、その対応する応答成分が励起していないことから、支柱としての H 形鋼への力学的な影響は大きくはないものと判断される。

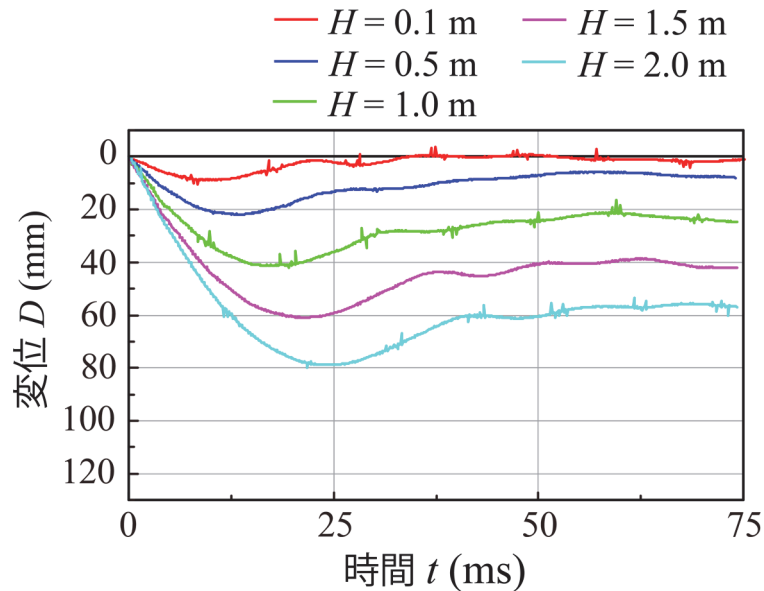
表－4.2 には、衝撃力波形において、正弦振動における各半周期毎の極大・極小値の総和の平均衝撃力値 $P_{i,mean}$ を一覧にして示している。表より、 $H=0.1$ m の場合における平均衝撃力値は降伏荷重よりも小さい値を示している。しかしながら、 $H \geq 0.5$ m の場合には、いずれの場合も全塑性荷重と同程度の値を示し

表－4.2 平均衝撃力の一覧

試験体名	考慮した 荷重継続時間 (ms)	平均衝撃力 $P_{i,mean}$ (kN)
S-H0.1	15.4	47
S-H0.5	22.7	71
S-H1.0	33.3	76
S-H1.5	33.3	77
S-H2.0	36.6	76



図－4.8 衝撃力の時刻歴波形

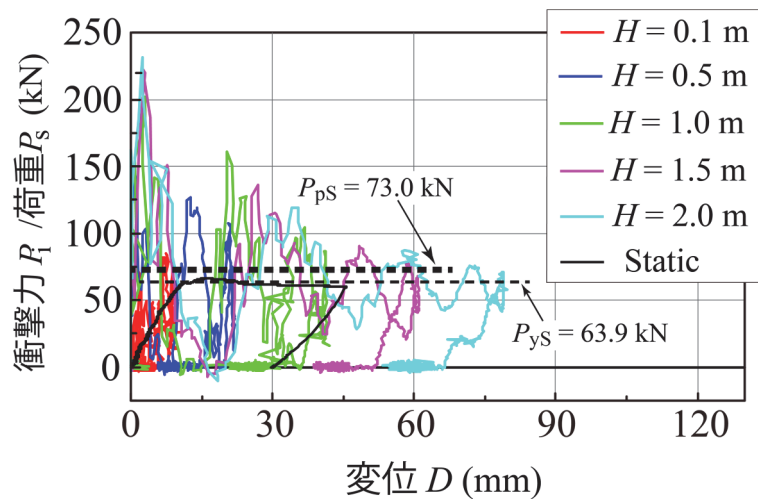


図－4.9 変位の時刻歴波形

ていることがわかる．この値を基本にして評価すると， $H=0.1\text{ m}$ の場合を除き，全ての全ての落下高さの場合でH形鋼の基部近傍部には塑性ヒンジが形成されていることが推察される．

図－4.9には，落下高さごとの変位波形を比較して示している．図より，波形は図－4.8に示される衝撃力波形の継続時間と類似した半周期の正弦半波の波形を示した後，緩やかに減衰する性状を示している．最大変位は，落下高さに対応して増加する傾向を示しており，損傷も大きくなることが類推される．

落下高さが $H=0.1\text{ m}$ の場合には，最大変位が約 10 mm 程度であり，図－4.5の静荷重－変位関係を参照すると，静荷重載荷時にはいまだ降伏荷重に達して



図－4.10 荷重－変位関係の静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時の比較

いないことがわかる．一方， $H \geq 0.5$ m の場合には，最大変位が20 mm 以上を示していることから，支柱H形鋼には基部近傍で塑性ヒンジが形成されているものと推察される．

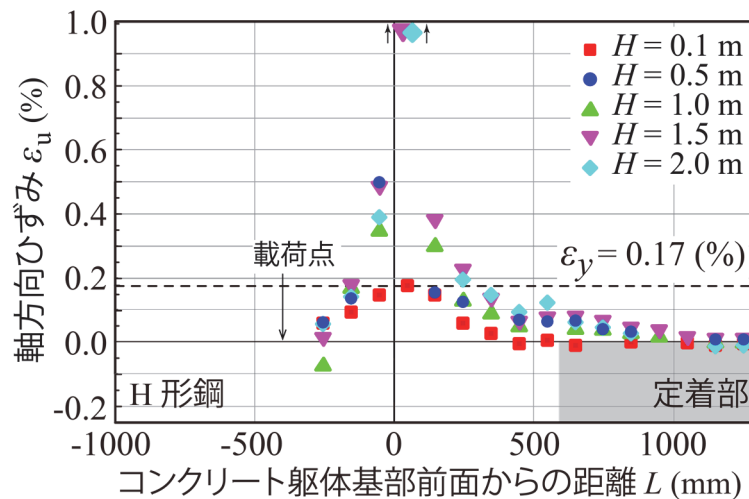
(2) 荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時の比較

図－4.10 には，荷重－変位関係に関する静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時における履歴曲線を比較して示している．図中には，静荷重載荷時において，基部を固定支持状態であると仮定して求められる支柱の降伏荷重と全塑性荷重値線も示している．図より，衝撃荷重載荷時において，載荷初期の衝撃力は重錘落下高さに対応して大きい値を示しており，落下高さ $H \geq 1.5$ m 時には200 kN 以上に達していることがわかる．また，変位が40 mm 程度までの衝撃力の平均値はほぼ全塑性荷重程度であるが，最大変位時にはほぼ降伏荷重程度であることがわかる．

したがって，衝撃荷重載荷時の平均的な荷重値は，静荷重載荷時と同様に安全側で評価すると，全塑性荷重程度であることがわかる．

(3) 最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

図－4.11には，重錘の各落下高さに対する最大変位発生時の支柱H形鋼の上縁軸方向ひずみ分布を比較して示している．図より，落下高さが $H=0.1$ m の場合には，基部で丁度降伏ひずみに一致していることがわかる．これより，図－4.10 では全塑性荷重を若干超過していたが，支柱にはいまだ塑性ヒンジが形成されていないことが確認できる．また，このような落下高さでは，根入れ深さはほぼ450 mm 程度で確保されていることがわかる．



図－4.11 最大変位発生時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

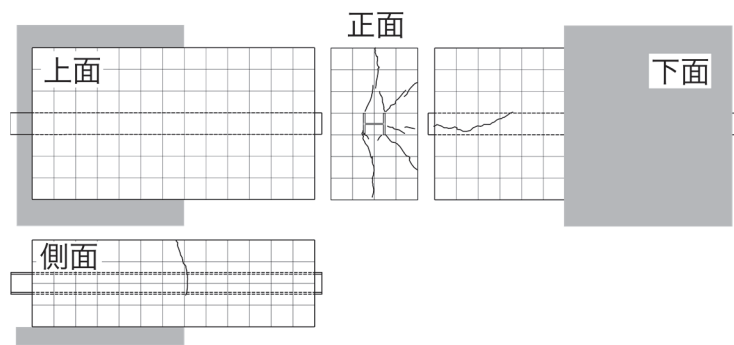
一方，落下高さが $H \geq 0.5$ m の場合には，基部近傍のひずみが降伏ひずみを大きく超過しており，塑性ヒンジ状態に至っていることがわかる．また，躯体内のひずみ分布を見ると， $L = 450$ mm 程度までは基部からの距離に対応して減少傾向にあるが，その後 200 mm 程度の間で一定値を示し，徐々に減少傾向を示している．これは，曲げが卓越するB試験体の場合とは異なり，载荷点距離が小さいことによって全塑性荷重すなわち躯体に作用するせん断力もB試験体の場合の2倍程度となるため，躯体定着境界部を固定支持とする負曲げが顕在化するためと推察される．また， $H \geq 1$ m と入力エネルギーが大きい場合には，平均的には全塑性荷重以上の衝撃荷重が作用しないことにより，支柱の気中および躯体内のひずみ分布は大略類似していることがわかる．

このような状況下であることより，落下高さが $H \geq 0.5$ m の場合には根入れ深さを適切に評価することは不可能であるものと推察される．敢えて， $H = 0.1$ m の場合における結果を用いて評価すると，ほぼ 500 mm 程度であることが推察される．

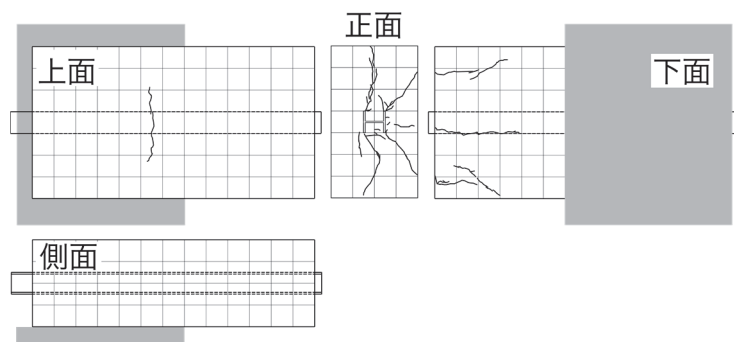
(4) 実験終了後のひび割れ分布

図－4.12には，実験終了後の躯体に発生したひび割れ分布を比較して示している．なお，落下高さが $H = 0.1$ m の場合には，ひび割れを確認できなかったことより，ここでは示していない．

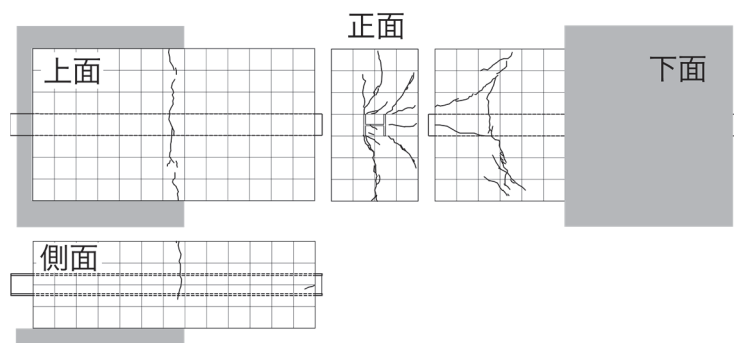
$H = 0.5$ m の場合におけるひび割れ分布を見ると，H形鋼下フランジ両端からほぼ 45° 下方にひび割れが進展しており，便覧で仮定しているひび割れ分布に類似していることがわかる．しかしながら，実験結果の場合には，下フランジのみならず上フランジ両端からも 100 mm 程度斜め下方に進展後，ほぼ水平に両側面ま



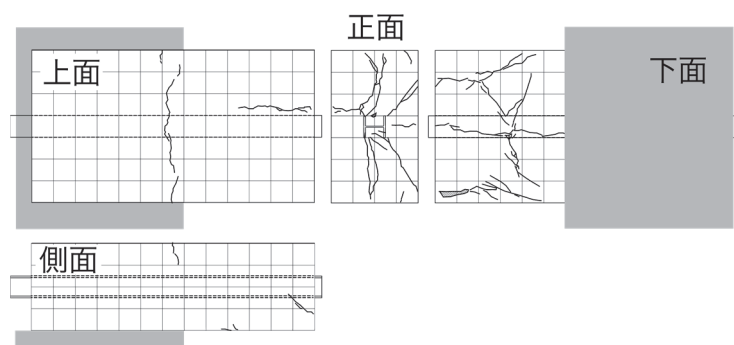
(a) S-H0.5 試験体



(b) S-H1.0 試験体



(c) S-H1.5 試験体



(d) S-H2.0 試験体

図－4.12 実験終了後のひび割れ分布

で進展しており、両フランジ両端からの支圧作用の大きいことが窺われる。ただし、これらのひび割れは側面では現れていないことより、躯体がブロック化していない。ウェブ付け根の下フランジ直下からは真下に伸びるひび割れが確認でき、かつそのひび割れは下面で350 mm 程度軸方向に進展している。これは、衝撃荷重載荷時にせん断力が躯体基部に支圧力として作用したことにより、ポアソン効果によって割裂的に生じたもの推察される。

また、側面では、定着部境界線上で、上縁からH形鋼の下フランジ位置近傍まで進展しており、定着境界線部に負曲げが作用していることが確認できる。

$H = 1 \text{ m}$ の結果を見ると、躯体のひび割れ分布はほぼ $H = 0.5 \text{ m}$ 落下時に類似していることがわかる。ただし、入力エネルギーが大きいことにより、H形鋼下フランジ両端部から進展する斜めひび割れは下面に到達し、さらに 400 mm 程度軸方向に進展しており、便覧（日本道路協会，2017b）での仮定により近い分布性状を示していることがわかる。

また、定着境界線から150 mm 内側の躯体正面には幅方向のひび割れを確認できる。これは、定着境界部が固定支持のように挙動することによって負曲げが発生したことによるものであり、境界線よりも定着部内にひび割れが生じたことは、ボルトによる定着の不完全性によるものと推察される。

$H = 1.5 \text{ m}$ の場合における結果を見ると、 $H = 1 \text{ m}$ の場合よりも損傷が激しく、下面には基部から 250~300 mm の位置に幅方向にひび割れが発生している。基部での割裂によるひび割れや斜めひび割れが下面で軸方向に進展し、上述の幅方向のひび割れと連結し、H形鋼を中心とする躯体がブロック化して剥落の傾向を示していることが推察される。

また、定着境界線の上面には、ほぼ貫通する幅方向のひび割れが発生しており、そのひび割れが側面においてもH形鋼下フランジ程度まで進展している。これより、定着境界線近傍を固定支持とする負曲げの作用によって、著しく損傷していることがわかる。

$H = 2 \text{ m}$ の結果を見ると、 $H = 1.5 \text{ m}$ の場合に比較して、基部での斜めひび割れが明確に示され、かつそのひび割れは下面でも軸方向に500 mm 程度進展し、350~450 mmで幅方向に進展するひび割れと連結している。また、支圧力による中央部のひび割れは、定着部まで進展している。これらのひび割れはH形鋼を含めて躯体がブロック化し、剥落の傾向を示していることが推察される。

また、定着境界線近傍部においても躯体上面幅方向にひび割れが発生している。このような現象は、図-4.11でも述べているように支柱H形鋼の根入れ挙動に大きく影響していることが見て取れる。

4. 4 便覧に基づく設計根入れ深さと実験結果の比較

前述の通り、作用衝撃力に対して躯体定着部の不完全性によって、定着境界線近傍に負曲げが作用し、試験体上面に幅方向のひび割れが発生していること等によって、支柱の適切な根入れ深さを評価することは困難であると判断される。しかしながら、本節では敢えて本試験体に関する便覧に即した設計根入れ深さの算定を行うと共に、実験結果との比較を試みることにする。また、本章での実験結果では、上述のように基部に H 形鋼上フランジ両端部からのひび割れの発生とともに、便覧（日本道路協会，2017b）の仮定と類似した下フランジ両端部から斜め45°方向へのせん断ひび割れも発生していることが明らかになった。ことから、押抜きせん断破壊に関しても比較検討を行うことにする。

近藤ら（2020）は、コンクリートの許容曲げ応力 σ_a ，許容せん断応力度 τ_a を圧縮強度 f'_c を用いて道路橋示方書・同解説書（日本道路協会，2017a）に準拠し， $\sigma_a = 11.6 \text{ N/mm}^2$ ， $\tau_a = 0.96 \text{ N/mm}^2$ として，それぞれ設計根入れ深さを $d_{r, sb} = 445 \text{ mm}$ ， $d_{r, ss} = 149 \text{ mm}$ として求めている。しかしながら，特に許容せん断応力度の基準値は，後述の道路工・擁壁工指針（日本道路協会，2012b）の場合よりも2倍以上大きく，危険側の評価になることより，ここでは，道路土工・擁壁工指針に準拠して再検討を試みることにする。

道路土工・擁壁工指針に準拠した無筋コンクリートの許容曲げ応力 σ_a ，許容せん断応力度 τ_a は，実験研究であることを前提にコンクリートの圧縮強度 f'_c を設計基準強度 σ_{ck} と仮定し，式（1.5）および 1.5 の割り増し係数を考慮すると，圧縮強度が $f'_c = 27 \text{ N/mm}^2$ であることより，許容曲げ応力度 σ_a ，せん断応力度 τ_a は，それぞれ $\sigma_a = 8.25 \text{ N/mm}^2$ ， $\tau_a = 0.42 \text{ N/mm}^2$ として求められる。

押抜きせん断応力に対しては，式(1.8)～(1.9)において， $l = 150 \text{ mm}$ ， $P_p = 73.0 \times 10^3 \text{ N}$ を代入すると，設計根入れ深さは， $d_{r, ss} = 580 \text{ mm}$ として求められる。

実験結果の根入れ深さに関しては，前述の通り静荷重載荷時には，変位が $D_s = 8 \text{ mm}$ 時点で約 700 mm として評価されている。一方，衝撃荷重載荷時には，重錘の落下高さが $H \geq 0.5 \text{ m}$ の場合には定着境界部に負曲げが発生することにより適切な根入れ深さを評価することができない。敢えて， $H = 0.1 \text{ m}$ 時点の実験結果から評価すると，ほぼ 500 mm として評価される。これより，便覧（日本道路協会，2017b）に即して得られる設計定着長は，静荷重載荷時の実験結果に対して若干危険側の値を与えることがわかる。一方，衝撃荷重載荷時には多少安全側の評価を与えることが明らかになった。

4. 5 まとめ

本章では、落石荷重載荷時における防護柵支柱の根入れ深さに関する合理的な設計手法の確立に向けて、コンクリート躯体中に H 形鋼支柱を貫通させた試験体を製作し、曲げとせん断が連成する場合を想定して載荷点距離を 400 mm として、静荷重載荷および 300 kg 重錘を用いた衝撃荷重載荷実験を実施した。なお、支柱には 100H の H 形鋼を用いている。

本実験から得られた結果を整理すると、以下のように示される。すなわち、静荷重載荷実験から：

- 1) 最大荷重は降伏荷重よりも若干大きい程度である。支柱はその状態で塑性ヒンジを形成するが、60 kN 程度に漸近する傾向を示す。これは、基部近傍におけるひび割れ等の損傷によって固定状態が若干躯体中に推移したことによるものと推察される。
- 2) 支柱上縁軸方向ひずみ分布から、変位の増加に伴い躯体の定着境界部が固定支持状態となり負曲げが生じるため、支柱 H 形鋼の定着の状況を適切に評価できない状態に至る。
- 3) いまだ塑性ヒンジが形成されていない変位 8 mm 時点で、支柱の根入れ深さを評価すると、700 mm 程度として示される。
- 4) 実験終了後のひび割れ分布から、躯体基部では便覧で仮定する下フランジ両端部から斜め下方45°に進展するひび割れが発生する。しかしながら、実験結果では上フランジ両端部からも上下方向に進展するひび割れが発生することより、便覧での仮定は実験結果とは対応しない。
- 5) 中央ウェブ付け根近傍から下面に至る鉛直ひび割れも発生し、さらに下面でも軸方向に進展している。さらに下面では基部から 300 mm 地点で幅方向ひび割れが進展しており、これらのひび割れが連結し、躯体はブロック化して剥落の傾向を示す。
- 6) 躯体上面の定着境界部には負曲げによる幅方向のひび割れが発生し、支柱の根入れを適切に評価することが困難な状態に至っている。

衝撃荷重載荷実験から：

- 1) 衝撃力波形は大略三角形の波形を示し、周期が 5~6 ms 程度の正弦波および高周波成分から構成されている。高周波振動成分は、重錘と支柱が衝突した時に生じる振動成分であるものと推察される。正弦波振動成分は、重錘が H 形鋼に衝突後小さなリバウンドと載荷を繰り返すことによって発生したものと推察される。このような現象は、曲げが卓越する載荷状態の場合には発生していないことより、載荷点距離が小さくなったことによって H 形鋼の曲げ剛度が大きく評価されたことによるものと推察される。ただし、その振動成分は変位波形には励起されていないことより、H 形鋼への力学的な影

響は小さいものと判断される。

- 2) 重錘の落下高さが $H \geq 0.5 \text{ m}$ の場合における平均衝撃力はほぼ全塑性荷重値に対応する。
- 3) 最大変位は，入力エネルギーに対応して増加傾向を示す。最大変位到達時点は，衝撃荷重が減少傾向を示す時点とほぼ対応する。
- 4) 支柱の上縁軸方向ひずみ分布に関しては，落下高さが $H \geq 0.5 \text{ m}$ の場合において，基部に塑性ヒンジの形成が確認できる。
- 5) しかしながら，曲げとせん断が連成する場合にはせん断力が大きくなることにより，躯体定着境界部を固定とする負曲げが卓越して支柱上縁軸方向ひずみにも大きく影響するため，支柱の定着状態を適切に評価することは困難である。
- 6) 躯体のひび割れ分布に関しては，基部において支柱 H 形鋼下フランジ両端部からは，便覧で仮定している斜め下方 45° 方向へのひび割れが確認できる。しかしながら，実験結果では便覧で考慮していない上フランジ両端部からもひび割れが発生する。
- 7) 入力エネルギーが大きい場合には，下フランジ両端部から発生する斜めひび割れが下面に達しかつ下面で軸方向に進展する。また，下フランジ中央部から下方に進展するひび割れも同様の傾向を示す。さらに下面では基部から $250 \sim 450 \text{ mm}$ の位置で幅方向のひび割れも発生し，かつこれらのひび割れが連結し，H 形鋼から下部の躯体がブロック化して剥落の傾向を示す。
- 8) 便覧に基づいて評価される設計の根入れ深さは 580 mm 程度として評価される。実験結果において，静荷重載荷時におけるいまだ定着境界の影響が少ない変位が 8 mm の場合には約 700 mm として評価される。したがって，便覧の結果は多少危険側の評価を与える。
- 9) 一方，衝撃荷重載荷時において，静荷重載荷時と同様に定着境界の影響が少ない落下高さが $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には，約 500 mm として評価されることより，便覧の結果は多少安全側の評価を与える。

第5章 支柱を貫通させた場合の衝撃荷重載荷時における入力エネルギーと載荷点変位関係

5. 1 概説

第3章と4章を中心に，コンクリート躯体中に支柱を貫通させた場合において，載荷位置を変化させ，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実験結果を論じてきた。

これまでの実験結果からは，静荷重載荷時は勿論のこと衝撃荷重載荷時においても，支柱H形鋼は躯体基部近傍において塑性ヒンジが発生することや，衝撃荷重載荷時においても平均の最大衝撃力は全塑性荷重を用いておおむね評価可能であることが明らかになっている．このことは，入力エネルギーが大きい場合には，支柱に塑性ヒンジが発生し，その後は入力エネルギーに対応してヒンジ点を中心に角折れしてエネルギーを吸収することを暗示している。

本章では，このような観点から，第3章と第4章で得られた実験結果を用いて，入力エネルギー E と支柱の最大変位 $D_{i,max}$ 関係や残留変位 D_{ir} 関係について検討を行うこととする。

表－5.1には，全実験データを一覧にして示している．なお，回転角は，B試験体とS試験体における塑性ヒンジ発生位置をそれぞれ基部および基部から50 mm

表－5.1 実験データ一覧

試験 体名	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)	実測入力 エネル ギー E (kJ)	最大変位 $D_{i,max}$ (mm)	残留変位 D_{ir} (mm)	回転角(rad)		回転角(deg)	
						最大変位	残留変位	最大変位	残留変位
						θ_{id} (rad)	θ_{ird} (rad)	θ_{id} (rad)	θ_{ird} (rad)
B-H0.1	0.1	0.1	0.3	19.8	0	0.02	0	1.42	0
B-H0.5	0.5	0.51	1.49	48.4	26.3	0.06	0.03	3.47	1.88
B-H1.0	1	1.04	3.06	85.7	61.2	0.11	0.08	6.14	4.38
B-H1.5	1.5	1.51	4.43	119.6	94.5	0.15	0.12	8.56	6.77
S-H0.1	0.1	0.11	0.31	8.9	0	0.02	0	1.27	0
S-H0.5	0.5	0.52	1.53	21.9	9.1	0.05	0.02	3.14	1.3
S-H1.0	1	1.11	3.26	41.3	25	0.1	0.06	5.92	3.58
S-H1.5	1.5	1.51	4.6	61.1	42.8	0.15	0.11	8.75	6.13
S-H2.0	2	2.07	6.11	78.9	55.8	0.2	0.14	11.3	7.99

躯体内部 ($L = 50 \text{ mm}$) に入った位置として評価した。

5. 2 入力エネルギーと変位関係

図-5.1, 5.2 には, 横軸に入力エネルギー E , 縦軸にそれぞれ最大変位 $D_{i,\max}$ および残留変位 D_{ir} を取って整理している. 図より, 最大変位 $D_{i,\max}$ および残留変位 D_{ir} ともに入力エネルギー E に対してほぼ線形な関係にあることがわかる. また, いずれの場合も, B 試験体の増加勾配は, S 試験体のほぼ 2 倍程度であることがわかる. これは, 最大変位 $D_{i,\max}$ および残留変位 D_{ir} ともに, 载荷点位置に拘わらず塑性ヒンジ回転角が類似であることを暗示している.

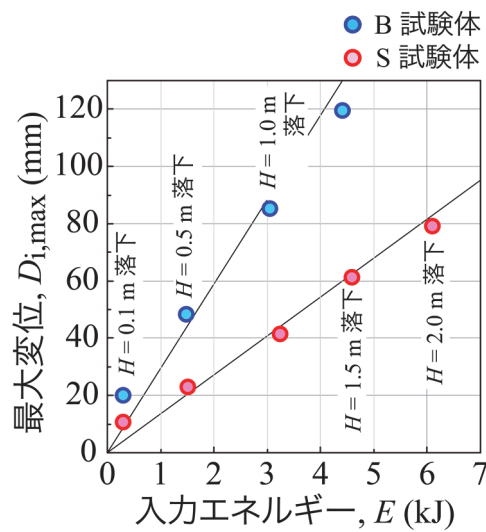


図-5.1 最大変位と入力エネルギーの関係

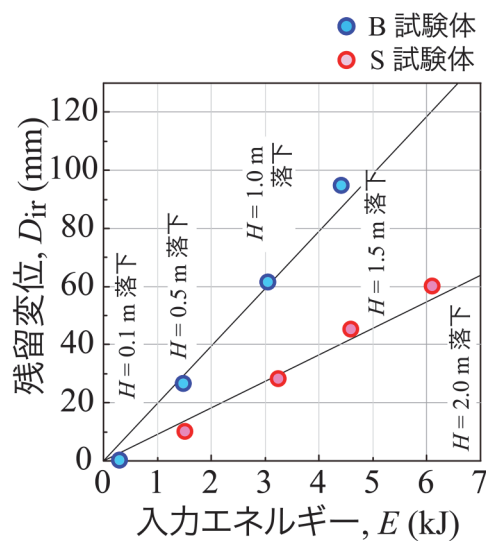
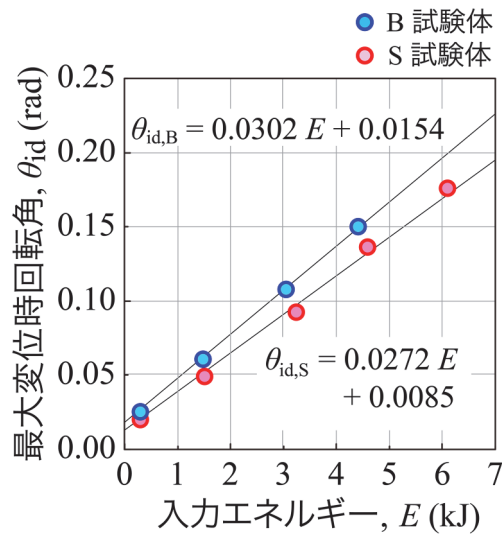


図-5.2 残留変位と入力エネルギーの関係

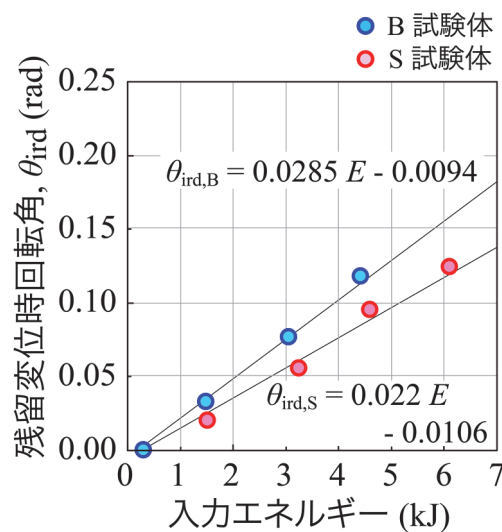
5. 3 入力エネルギーと変位に伴う回転角関係および支柱の吸収エネルギー

図－5.3, 5.4 には, 横軸に入力エネルギー E , 縦軸にそれぞれ最大変位 $D_{i,max}$ および残留変位 D_{ir} に関する支柱の回転角 θ_{id} , θ_{ird} を取って整理している. 前節で示しているように各変位が入力エネルギーに対してほぼ線形関係にあることから, 回転角も同様にほぼ線形関係にあることがわかる. また, 入力エネルギー－変位関係からは, B 試験体の増加勾配は載荷点距離に対応して S 試験体に比して約 2 倍であるとしていた. このことは, 回転角は両者で類似することとなる.

しかながら, 分布勾配は両者で若干違いがあり, 最大変位 $D_{i,max}$ および残留変



図－5.3 最大変位時回転角と入力エネルギーの関係



図－5.4 残留変位時回転角と入力エネルギーの関係

位 D_{ir} とともに B 試験体の場合が若干大きいことがわかる。図には、各試験体に対する回帰直線も示している。図より、入力エネルギーが小さい場合には弾性挙動を示すことから、いずれの回転角の場合も、原点を通る直線にはなっていないことがわかる。

ここで、残留変位による回転角 θ_{ird} に関する入力エネルギー E を用いた回帰式を用い、残留変位発生までの回転によって吸収されるエネルギー吸収量 W_p を求める。

図-5.5 には、弾性状態から塑性ヒンジ形成後残留変位発生時までのモーメント-回転角関係の模式図を示している。図より、残留変位発生時までの吸収エネルギー量は簡略化して、次式のように示すことができる。すなわち、

$$W_p = M_p \times \theta_{ird} \dots\dots\dots(5.1)$$

今 B 試験体と S 試験体の全塑性モーメント M_p は、降伏後のひずみ硬化を無視すると、それぞれ $M_p = 39.6 \text{ kNm}$, 29.2 kNm となる。これより、上述の吸収エネルギー算定式(5.1)に各モーメント値 M_p と回転角 θ_{ird} に関する回帰直線式を代入すると、B 試験体と S 試験体における残留変位発生時の吸収エネルギー $W_{p,B}$, $W_{p,S}$ は、それぞれ以下のように示される。

$$W_{p,B} = 0.87 E - 0.29 \dots\dots\dots(5.2)$$

$$W_{p,S} = 0.64 E - 0.31 \dots\dots\dots(5.3)$$

これより、H 形鋼の塑性変形によって吸収されるエネルギーの重錘衝突による入力エネルギー E に対する割合は、入力エネルギーが大きい場合においては B 試験体、S 試験体でそれぞれ 85%, 65%程度となり、曲げが卓越する場合は曲げと共にせん断力が連成する場合よりも 20%程度大きいことが明らかになった。

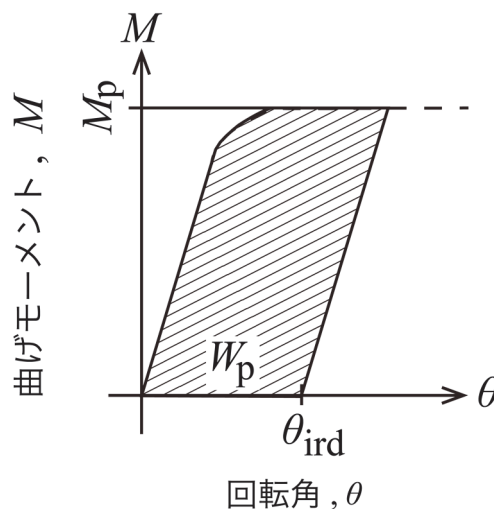


図-5.5 曲げモーメントと回転角に関する模式図

これは、前章に示されているように、S 試験体の場合にひび割れの発生が多いことと対応している。これはまた、限界最大回転角あるいは限界残留回転角を設定することによって最大入力エネルギーも規定され、対応して H 形鋼が分担する吸収エネルギー量も特定されることを意味している。

5. 4 まとめ

本章では、第 3 章、第 4 章で示された支柱を貫通させた試験体を対象に、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おける支柱の最大変位 $D_{i,max}$ および残留変位 D_{ir} と入力エネルギー E 関係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。すなわち、

- 1) 曲げが卓越する場合と曲げとせん断が連成する場合のいずれの載荷時においても、最大変位および残留変位は入力エネルギーに対してほぼ線形な分布性状を示す。
- 2) これらの変位を回転角に変換した場合についても整理し、回帰直線を提示した。
- 3) 残留変位を形成するまでの支柱の吸収エネルギー量評価式を、全入力エネルギーを用いて定式化した。
- 4) その結果、支柱の吸収エネルギーは、入力エネルギーがある程度大きい場合において、曲げが卓越する場合には全入力エネルギーの 85%、曲げとせん断が連成する場合には 65%程度と評価される。
- 5) したがって、曲げが卓越する場合の支柱の吸収エネルギーは、曲げとせん断が連成する場合に比較して 20% 程度大きい。
- 6) このことは、曲げとせん断が連成する場合の躯体の損傷は、曲げが卓越する場合に比べて著しくなることと対応している。
- 7) このような性状は、支柱に横倒れ等の座屈による損傷がない場合に限定すれば、根入れ深さが有限長の場合においても適用可能であるものと推察される。

第6章 支柱の根入れ深さを变化させた場合の静荷重および衝撃荷重載荷実験

6. 1 概説

第3章と4章を中心に、支柱をコンクリート躯体中に貫通させ、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実験結果を論じて来た。また第5章では、両実験データの下に入力エネルギーと最大変位および残留変位の関係や、それらの回転角換算した場合における関係、支柱の吸収エネルギー量に関する検討を行った。

これまでの実験結果からは、1) 載荷位置に拘わらず、平均の衝撃力－変位曲線は静荷重－変位関係に類似していること；(2) 静荷重および衝撃荷重載荷において、載荷点位置に拘わらず支柱の基部近傍に塑性ヒンジが形成されること；(3) 塑性ヒンジ発生位置は、曲げが卓越する場合には基部近傍に、また曲げとせん断が連成する場合には基部が損傷することにより基部よりも躯体内部に移行する傾向を示すこと；(4) 便覧および道路土工・擁壁工指針に即して求められる支柱の根入れ深さは、曲げが卓越する場合には実験結果に比較して安全側の値を与えること；(5) 一方、曲げとせん断が連成する場合には、危険側の値を与えること等、が明らかになっている。

しかしながら、これらの結果は支柱を躯体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上げられる。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、支柱の根入れ深さを变化させた場合に関する静荷重および衝撃荷重載荷実験を実施し、支柱を貫通させた場合と比較する形で検討を行うこととした。また、実験結果の必要根入れ深さと便覧（日本道路協会，2017b）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、載荷荷重は、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た。

表－6.1 試験体一覧

試験体名	根入れ 深さ d_s (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 (kJ)	コンクリート の圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	H 形鋼	
							降伏強度 f_y (N/mm ²)	破断強度 f_u (N/mm ²)
SF-S	貫通	静的	-	-	-	27	338	449
SF-H0.5		0.5	0.52	3.19	1.5			
SF-H1		1.0	1.11	4.66	3.3			
S70-S	700	静的	-	-	-	35	339	450
S70-H0.5		0.5	0.49	3.09	1.4			
S70-H1		1.0	1.01	4.45	3.0			
S30-S	300	静的	-	-	-	32	338	449
S30-H0.5		0.5	0.49	3.09	1.4			
S30-H1		1.0	1.01	4.45	3.0			
S50-S	500	静的	-	-	-			
S50-H0.5		0.5	0.49	3.09	1.4			
S50-H1		1.0	0.98	4.38	2.9			

6. 2 実験の概要

6. 2. 1 実験ケース

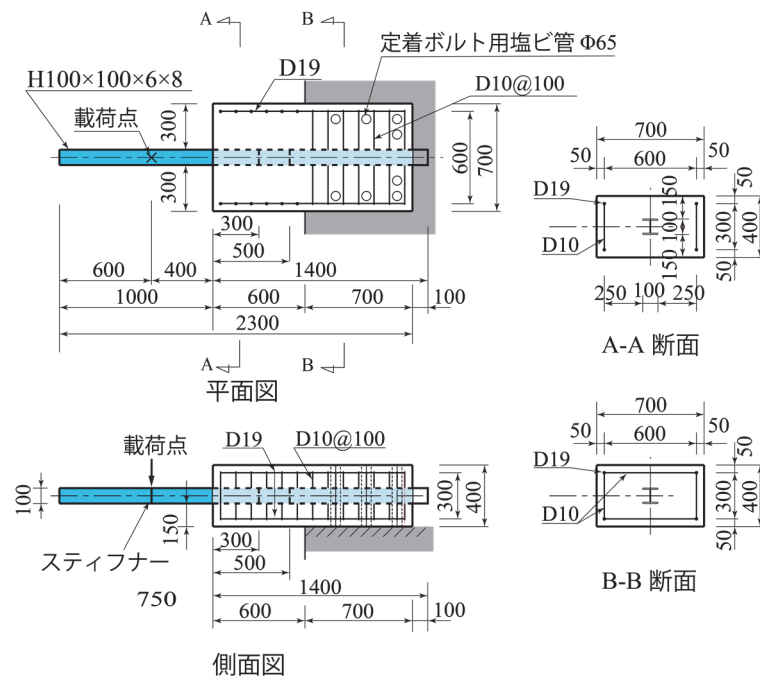
表－6.1 には、本章で対象とした試験体の一覧を示している．ここでは、載荷方法を静荷重載荷と衝撃荷重載荷の 2 種類とし、根入れ深さは 700, 500, 300 mm を設定し、さらに前述の支柱を貫通させた場合を含めて 4 種類とした．表中の試験体名のうち、第 1 項目の"S"に続く数値は設定した根入れ深さ d_s (cm)を、"F"は支柱を貫通させた場合を表している．第 2 項目の"S"は静荷重載荷を、"H"は重錘落下衝撃荷重載荷を意味し、後続の数値は重錘の設定自由落下高さ(m)を表している．

なお、実際の落下高さは、前述と同様に設定自由落下高さの衝突速度が得られるように検定実験を行い、校正表を作成して決定している．さらに、衝突直前の落下速度を計測することによって、実測落下高さ H' (m)も算定評価した．

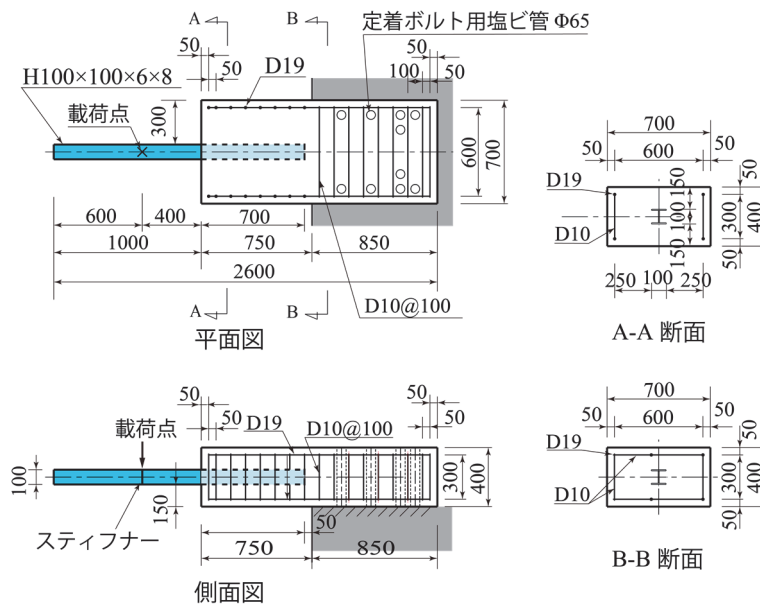
コンクリートの圧縮強度 f'_c は、別途実施した材料試験から得られた値である．表より、SF 試験体のコンクリートの圧縮強度は S70 試験体に比較して 23 % 程度小さい．これは、同一配合でコンクリートを打設したものの、実験実施日程の関係から養生期間が大きく異なったことによるものと判断している．H 形鋼の降伏応力 f_y および破断強度 f_u は、それぞれミルシートによる．

6. 2. 2 試験体の形状寸法および配筋状況

図－6.1には、各試験体の形状寸法と配筋状況を示している．図－6.1(a)に示す



(a) SF/S50/S30 試験体



(b) S70 試験体

図-6.1 試験体の形状寸法と配筋状況

SF/S50/S30試験体の場合には、基本的に躯体の形状寸法および配筋状況は等しく、根入れ深さのみを変えている。図-6.1(b)に示すS70試験体の場合には、コンクリート基礎部の長さを根入れ深さよりも長くしなければならないことより、基礎部と定着部の長さを他の試験体よりも150 mm 長くしている。また、実構造の場

合には、支柱として通常フランジ幅が100 mm、高さが200 mmである200HのH形鋼を用いている。しかしながら、実構造と同様の支柱モデルを用いる場合には躯体の形状寸法が大きくなり、したがって重量も大きくなることから、前述のとおりフランジ幅は実構造と等しいものの、桁高が100 mm小さい100HのH形鋼を用いることとした。従って、躯体の形状寸法（幅×高さ×長さ）は、図に示すようにSF/S50/S30試験体の場合には 700×400×1300 mm、S70試験体の場合には 700×400×1600 mm である。特に躯体の幅は、便覧（日本道路協会，2017b）に即してH形鋼の下フランジ端部から 45°下方にせん断破壊面が形成された場合においても、後述のせん断補強筋による影響が極力小さくなるように、鉄筋の側面芯かぶり(50 mm) を考慮して 700 mm とした。

躯体部には、試験体製作時や設置時の安全性を考慮して鉄筋を配筋している。基礎部の配筋は、実構造と同様に無筋コンクリート状態を再現するために、必要最低限に抑えることとし、軸方向鉄筋は上下端に D19 を各 2 本(かぶり:50 mm) とした。また、せん断補強鉄筋(D10)は、基本的に躯体側面部に 100 mm 間隔で、SF/S50/S30 試験体と S70 試験体でそれぞれ 13 本、17 本配置した。なお、軸方向鉄筋として D19 を用いた場合におけるひび割れに対する安全性は、第 3 章に示す通りである。

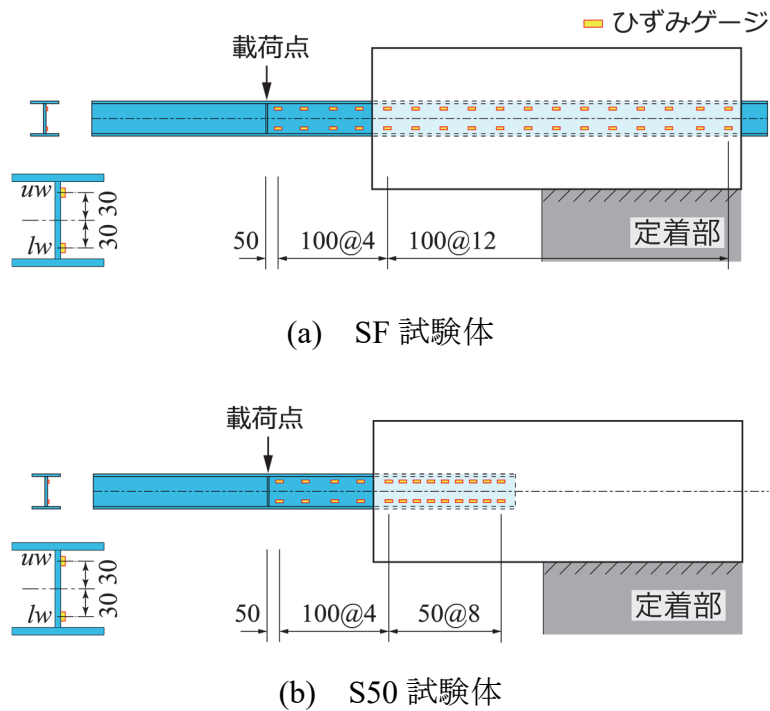
H 形鋼支柱の張出長さは、その慣性効果が根入れを貫通させた試験体と等しくなるように 1,000 mm と固定した。荷重は、躯体の損傷がより厳しい曲げとせん断が連成する場合に限定し、基部から 400 mm の位置に載荷した。また、H 形鋼の載荷点直下のウェブ部には、局部座屈を防止するために厚さ 6 mm の補剛材を溶接添加した。

躯体の定着部は、第 2 章に述べているように、可能な限り固定度を上げるために、ボルトを通して実験架台上の鋼制定盤(厚さ:50 mm)に定着した。架台は、山留め材(300H および 400H の H 形鋼)を用いて組み上げ、実験室基礎部に固定している。なお、山留め材間は、溝形鋼(150×75×6.5×10)を用いて連結し、一体化させている。

コンクリートの打設は、打設継ぎ目が生じないようにするためとH形鋼周辺にコンクリートが満遍なく充填されるように、支柱張り出し部を上にして一括打設を行った。

6. 2. 3 実験方法と計測項目

実験方法は、第 2 章で述べているように、静荷重載荷実験は静荷重実験装置を用いて鉛直方向に荷重を作用させることで実施した。なお、実験は、ひび割れ幅が開口し荷重が増加傾向を示さないことを確認後、終了した。衝撃荷重載荷実験は、質量 300 kg の鋼製重錘を所定の高さから一度だけ落下させる単一載荷法に



図－6.2 支柱に対するひずみゲージ貼付位置

基づいて行った。

本実験の計測項目は、第2章で述べているように、(1) 静荷重載荷時には油圧ジャッキ先端に取り付けたロードセルによる荷重 P_s 、衝撃荷重載荷時には重錘に内蔵された衝撃荷重測定用ロードセルによる衝撃力 P_i 、(2)非接触型レーザ式変位計による静荷重および衝撃荷重載荷時の鉛直方向変位 D_s, D_i 、および(3)H形鋼に貼付したひずみゲージからの軸方向ひずみ $\varepsilon_{uw}, \varepsilon_{lw}$ である。これらの物理量は、デジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。そのサンプリング周波数は第2章に示すとおり、静荷重載荷時で10 Hz、衝撃荷重載荷時で10 kHzとした。なお、変位計測のバックアップとして2,000 fpsの高速カメラ撮影も行っている。また、実験終了後には、ひび割れ分布の観察も行った。

図－6.2には、SFおよびS50試験体に関するH形鋼ウェブ部に対するひずみゲージ貼付位置を示している。本研究では、ひずみゲージ貼付やケーブル配線によるH形鋼と躯体間の付着性能への影響を極力小さくするために、前述の支柱を貫通させた場合と同様にひずみゲージはH形鋼のウェブ中心位置から上下30 mmの位置に貼付することとした。ひずみゲージの軸方向貼付位置は、躯体埋設部に対しては基部から50 mmの位置を基点に、SF試験体と根入れ深さが有限長試験体でそれぞれ100 mm、50 mm間隔とした。また、気中部に対しては载荷点位置より50 mmの点から100 mm間隔としている。

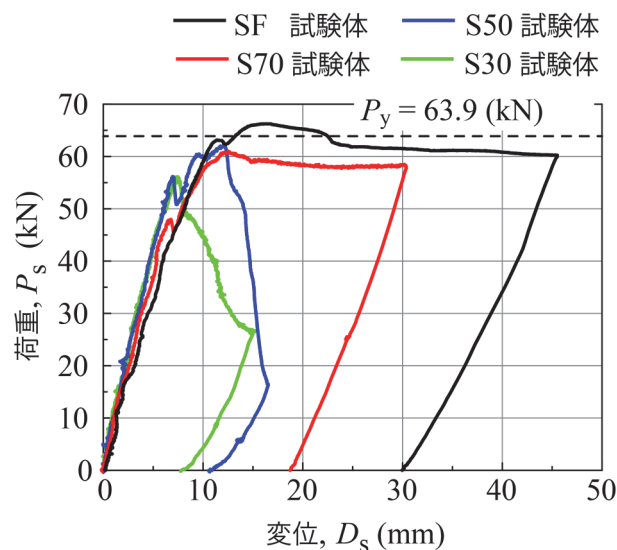
6. 3 実験結果

6. 3. 1 静荷重載荷実験結果

(1) 荷重－変位関係

図－6.3 には、静荷重載荷実験から得られた荷重 P_s －変位 D_s 関係を示している。図中、H 形鋼の断面係数 $Z_x (=75.6 \times 10^3 \text{ mm}^3)$ と降伏強度 f_y から求められる降伏モーメント M_y を用い、基部で完全固定を仮定する片持ち梁として算出される降伏荷重 P_y も併せて示している。

まず、SF 試験体に着目すると、第 4 章で述べているように、荷重 P_s は変位 D_s が 8 mm 程度から増加勾配が変化しつつもほぼ線形的に増加して最大値が降伏荷重 P_y よりも若干大きい 66 kN に達し、緩やかに荷重が減少している。さらに、 $D_s = 25 \text{ mm}$ 程度からは、約 60 kN に漸近する緩やかな減少傾向を示しており、H 形鋼は基部近傍で塑性ヒンジ状態に至っていることが窺われる。また、鋼材のひずみ硬化を無視し完全弾塑性体を仮定して、塑性断面係数 $Z_p (=86.4 \times 10^3 \text{ mm}^3)$ を考慮し全塑性荷重 P_p を求めると、 $P_p = 73 \text{ kN}$ として概算される。実験結果の最大荷重は、上述のようにこの値には達していない。これは、躯体の弾性係数が支柱である H 形鋼よりも小さいことや基部近傍の局所的な塑性化によって、基部では完全固定の条件に至らず相対回転角が生じるため、モーメントのアーム長が大きく評価されたことによるものと判断される。ただし、H 形鋼には上述のように塑性ヒンジが形成されていることが推察されることから、H 形鋼は躯体内で十分定着されているものと判断される。



図－6.3 静荷重載荷時の荷重 P_s －変位 D_s 関係

次に、根入れ深さを有限長にした S70 試験体に関する実験結果に着目すると、変位が $D_s = 10 \text{ mm}$ 程度までは、SF 試験体と類似の荷重 P_s －変位 D_s 関係を示すものの、その後降伏荷重 P_y にも達せず約 61 kN に到達後、緩やかに荷重が減少している。なお、荷重の減少傾向は SF 試験体の場合と類似の性状を示していることがわかる。これは、H 形鋼が塑性域に達し、かつ明確な塑性ヒンジが形成されているものの前述の SF 試験体と同様の現象によって、固定端が躯体内部により推移したことによるものと推察される。したがって、H 形鋼は躯体内で十分定着されているものと判断される。

さらに根入れ深さを浅くした S50 試験体に着目すると、変位が $D_s = 10 \text{ mm}$ 程度までの剛性は SF や S70 試験体よりも若干大きく、最大荷重も 62 kN に達し S70 試験体と類似している。しかしながら、その後荷重が急激に低下しており、RC 版の押抜きせん断破壊時と類似した性状を示している。これは、後述の図－6.5 に示すひび割れ分布図からも明らかなように、最大荷重到達後、躯体に著しいひび割れが発生し、躯体がブロック化して剥落する等によって終局に至ったことが示唆され、H 形鋼は躯体内で十分に定着されているとは言い難い状態であることが推察される。

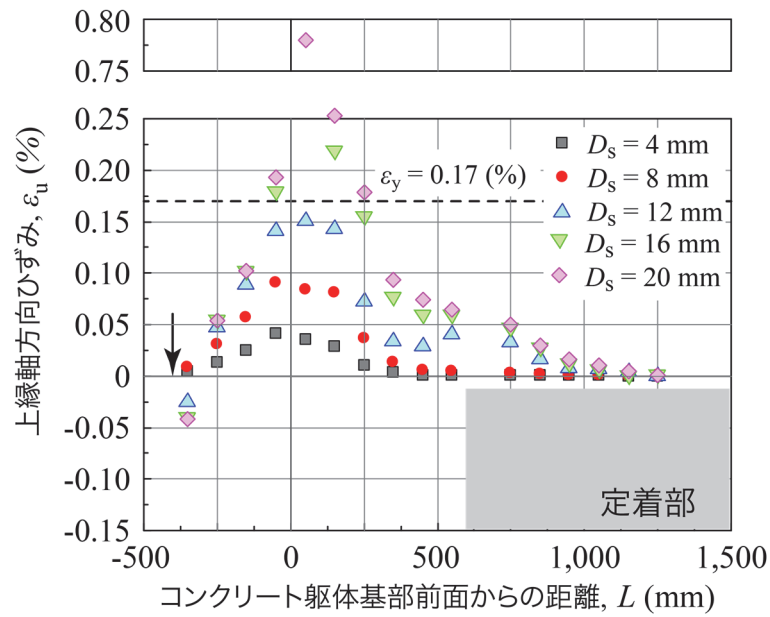
S30 試験体の荷重 P_s －変位 D_s 関係を見ると、S50 試験体と類似の分布性状を示しており、変位が $D_s = 7 \text{ mm}$ 程度で最大荷重 (56 kN) に達し、急激な荷重低下の状態に至っている。これより、本試験体の場合においても S50 試験体の場合と同様に、H 形鋼は躯体内で十分に定着されているとは言い難い状態であるものと推察される。

以上より、静荷重載荷時の荷重 P_s －変位 D_s 関係からは、支柱の根入れ部を貫通させた場合と同様に支柱基部近傍に塑性ヒンジが形成される S70 試験体程度の根入れが必要であることが示唆された。

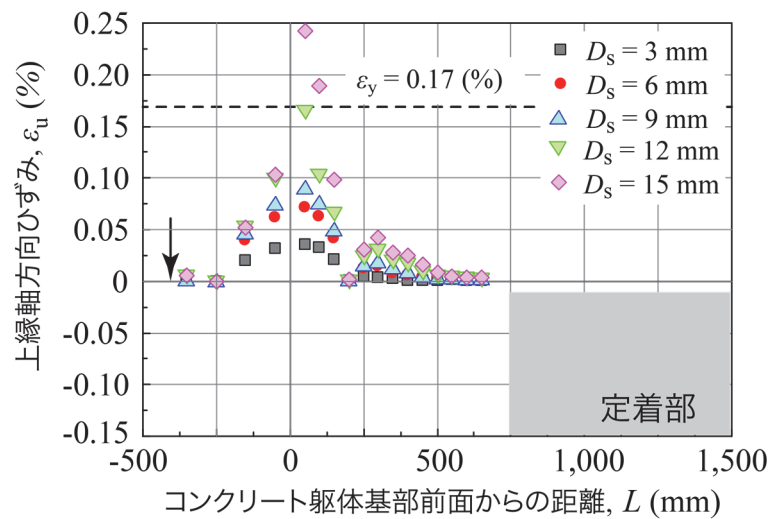
(2) 各変位到達時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

図－6.4 には、各試験体の代表的な変位時における支柱 H 形鋼上縁の軸方向ひずみ ε_u 分布を比較して示している。なお、上縁ひずみ ε_u は 2 点のひずみゲージ出力 ε_{uw} , ε_{lw} (図－6.2 参照) と断面の平面保持を仮定することで換算評価している。また、図中には降伏強度 f_y から算出される降伏ひずみ ε_y も示している。

図－6.4(a)に示す SF 試験体に着目すると、第 4 章にも述べているが、変位が $D_s \geq 12 \text{ mm}$ の場合には載荷点近傍で負ひずみが発生している。その点を除くとひずみは $D_s = 20 \text{ mm}$ まで基部に向かってほぼ線形に増加していることがわかる。一方、躯体内において、 $D_s = 4 \text{ mm}$ の場合には基部から $L = 450 \text{ mm}$ 近傍で零ひずみを示しているが、変位の増加に対応して零ひずみを示す距離が大きくなる傾向にある。特に $D_s \geq 12 \text{ mm}$ の場合には、 $L = 1,000 \text{ mm}$ 近傍においてもひずみが零レベルに収斂していない。これは、第 4 章でも述べているように荷重増



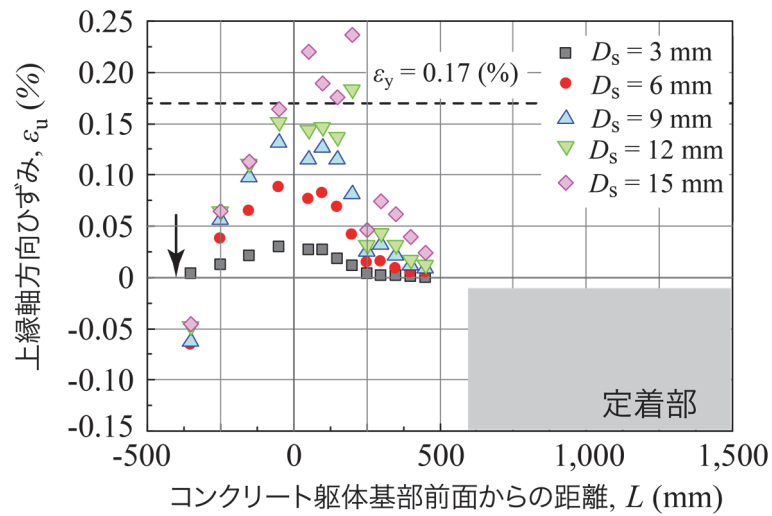
(a) SF 試験体



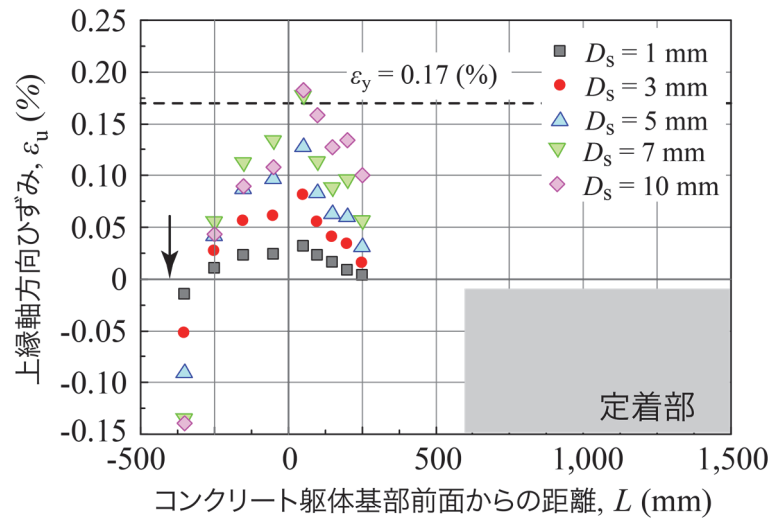
(b) S70 試験体 ー 続き

加時に躯体定着部が固定状態に至っていないことを示唆している. これより, $D_s \geq 12 \text{ mm}$ に関しては, 根入れ深さの議論から除外することとする.

躯体基部近傍のひずみ分布を見ると, $D_s \geq 16 \text{ mm}$ の場合には基部で降伏点を超えるひずみを示しており, かつ躯体内部でのひずみは基部よりも大きいことがわかる. これは, 前述の通り, 躯体の弾性係数が H 形鋼よりも小さいことや, 基部近傍のひび割れによって, 基部で完全固定の条件を満たすことができず, 固定状態が躯体内部に推移したことを示唆している.



(c) S50 試験体



(d) S30 試験体

図－6.4 静荷重載荷時の各変位時における支柱上縁軸方向ひずみ分布

図－6.4(b)に示す S70 試験体において、躯体中の $L = 200 \text{ mm}$ の点におけるデータはひずみゲージの不調により測定不能であったため削除した． $D_s \geq 12 \text{ mm}$ の場合には、基部近傍において降伏点ひずみあるいはそれを超えるひずみ値を示している．これは、前述の SF 試験体と類似した性状によるものと推察される．その後、ひずみはほぼ緩やかに零近傍まで減少しており、変位が $D_s = 15 \text{ mm}$ の場合においても支柱の根入れ深さは十分であることが窺われる．

図－6.4(c)に示す S50 試験体に着目すると、載荷点近傍では $D_s \geq 6 \text{ mm}$ から負ひずみが発生している．しかしながら、気中部では、その後いずれの変位に対してもほぼ線形に分布していることがわかる．変位が $D_s \geq 12 \text{ mm}$ の場合には、基

部から $L=200\text{ mm}$ の領域まで塑性ひずみに達している．これは，SF や S70 試験体と類似した性状を示すものの，固定状態がこれらの試験体よりも躯体内に推移したことを示唆している．また， $D_s = 15\text{ mm}$ の場合には，ひずみが根入れ端近傍で零レベルまで低下していない．これより，支柱は十分定着された状態に至っていないことが窺われる．これは，前述の荷重 P_s －変位 D_s 曲線からも明らかのように，変位の増加に対応してひび割れの発生による損傷が大きいことを暗示している．

図－6.4(d)の S30 試験体の場合には，載荷点近傍部のひずみを変位の大きさに対応して負側に増加傾向を示していることから，試験体の設置誤差によって載荷点が多少なりとも基部側に寄った可能性が示唆される． $D_s \geq 7\text{ mm}$ の場合には，基部近傍において塑性ひずみに達している．その後，ひずみは根入れ端近傍において S50 試験体に比較して大きくかつ変位に対応して増加しており，零レベルへの減少傾向は示していない．これより，この試験体は，ひび割れの発生とともに根入れ深さが大きく不足している状態であることが推察される．

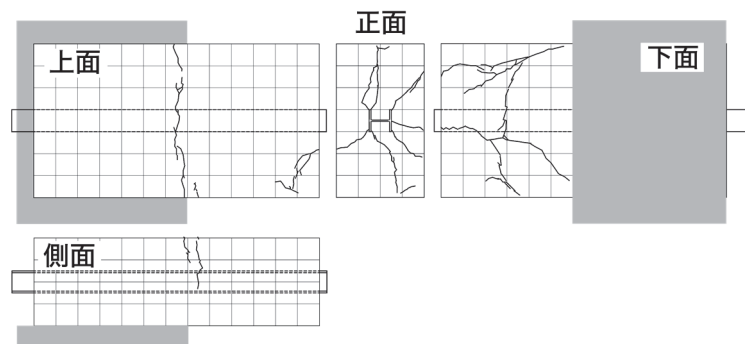
以上より，支柱の上縁軸方向ひずみ分布からも，支柱の根入れは S70 試験体程度必要であることが示唆された．

(3) 実験終了後のひび割れ分布

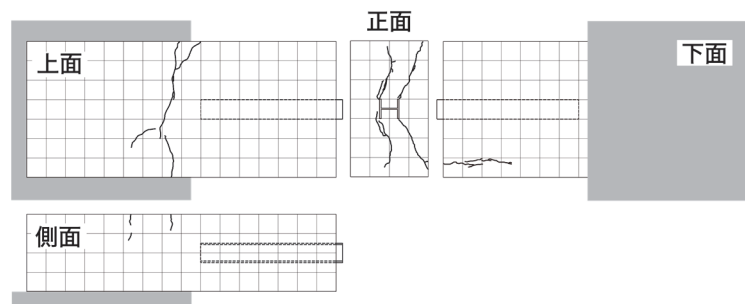
図－6.5 には，実験終了後の各試験体のひび割れ分布を示している．図－6.5(a) の SF 試験体の結果を見ると，基部では便覧で仮定しているような下フランジ端からほぼ 45° 下方に進展するひび割れが発生している．しかしながら，実験結果は，さらに上フランジ端部から上下 45° 方向にもひびわれが発生している．特に右側のひび割れは深さ方向中央部で合体し水平方向に進展している．また，下フランジ中央からほぼ真下に進展するひび割れも確認できる．これは，H 形鋼の支圧力によるポアソン効果によって発生したものと推察される．躯体上面を見ると，定着部境界線上で幅方向にひび割れが分布しており，側面のひび割れ分布からほぼ断面中央深さまで進展していることが推察される．これは，躯体定着部先端を固定支持とする負モーメントの発生によるものと判断される．

図－6.5(b) の S70 試験体のひび割れ分布を見ると，基部のひび割れは SF 試験体と同様に上下フランジ端部から進展していることがわかる．この場合には，上下ともに斜め下方に進展する傾向を示している．いずれも 45° よりは若干緩やかな勾配である．本試験体の場合においても，躯体定着部境界上面において，ひび割れが幅方向に進展しているが，側面におけるひび割れの進展も浅く躯体が支柱側と定着側に 2 分されるような傾向は示していない．

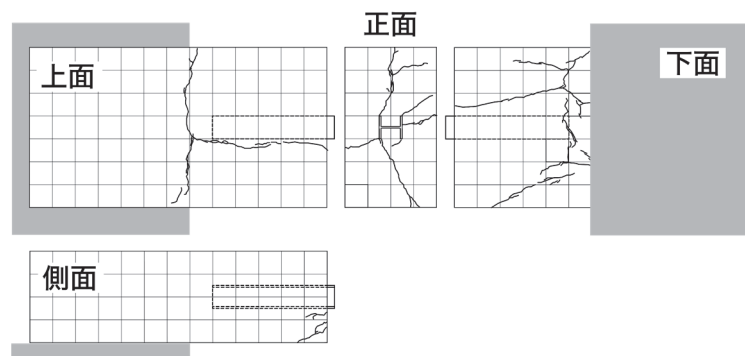
図－6.5(c) の S50 試験体の場合において，基部のひび割れ分布を見ると，上フランジ先端から斜め下方へのひび割れは側面まで達し，側面で斜め下方に下面まで進展している．さらにそのひび割れは，下面左端から H 形鋼の根入れ端に



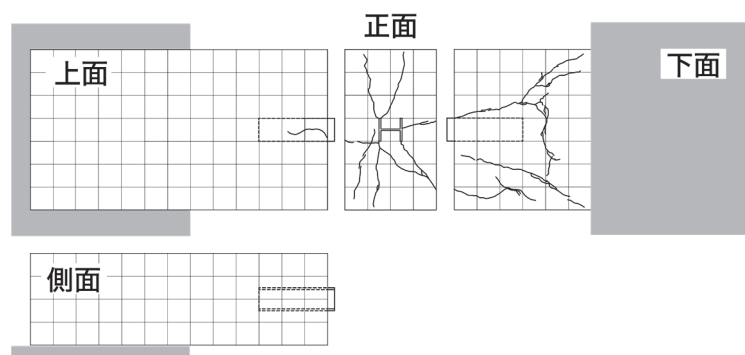
(a) SF 試験体



(b) S70 試験体



(c) S50 試験体



(d) S30 試験体

図－6.5 静載荷終了後の躯体表面のひび割れ分布

等しい線上で幅方向に進展するひび割れと連結している。また、下フランジ中央から下方に下面まで進展するひび割れも、根入れ端近傍で幅方向に進展するひび割れと連結している。これより、これらのひび割れは H 形鋼を含んで塊を形成し、押抜きせん断破壊によって剥落する傾向を示していることがわかる。このようなひび割れは、前述の荷重 P_s －変位 D_s 曲線において最大荷重到達後に荷重が急激に減少する状態に至っていることと対応している。躯体上面においても軸方向にひび割れが発生している。これは、根入れ部の H 形鋼に作用する負曲げに対応したせん断力による上方への支圧作用によって発生した割裂状のひび割れであるものと推察される。躯体定着境界線上縁で幅方向にひび割れが発生しているが、そのひび割れは側面まで達していない。

図－6.5(d)の S30 試験体の場合におけるひび割れ分布を見ると、基部の上フランジ両端部からは上下 2 方向にひび割れが進展している。下面部では、基部から躯体定着端境界線に向かって斜め方向へのひび割れと、基部から約 400 mm の位置で幅方向に進展するひび割れが連結し、H 形鋼を囲むように分布していることがわかる。このことから、S50 試験体の場合と同様に、H 形鋼上フランジあるいは下フランジ端部や中央部から進展する斜め下方へのひび割れと、躯体下面に形成されたひび割れが連結し、押抜きせん断破壊的な性状に至っているものと推察される。躯体上面には基部から 200 mm 程度までの軸方向へのひび割れも発生している。これは、S50 試験体と同様な現象であるものの、H 形鋼の根入れ深さが浅いことによって上方への支圧力も小さくなるため、大きく進展しなかったものと推察される。

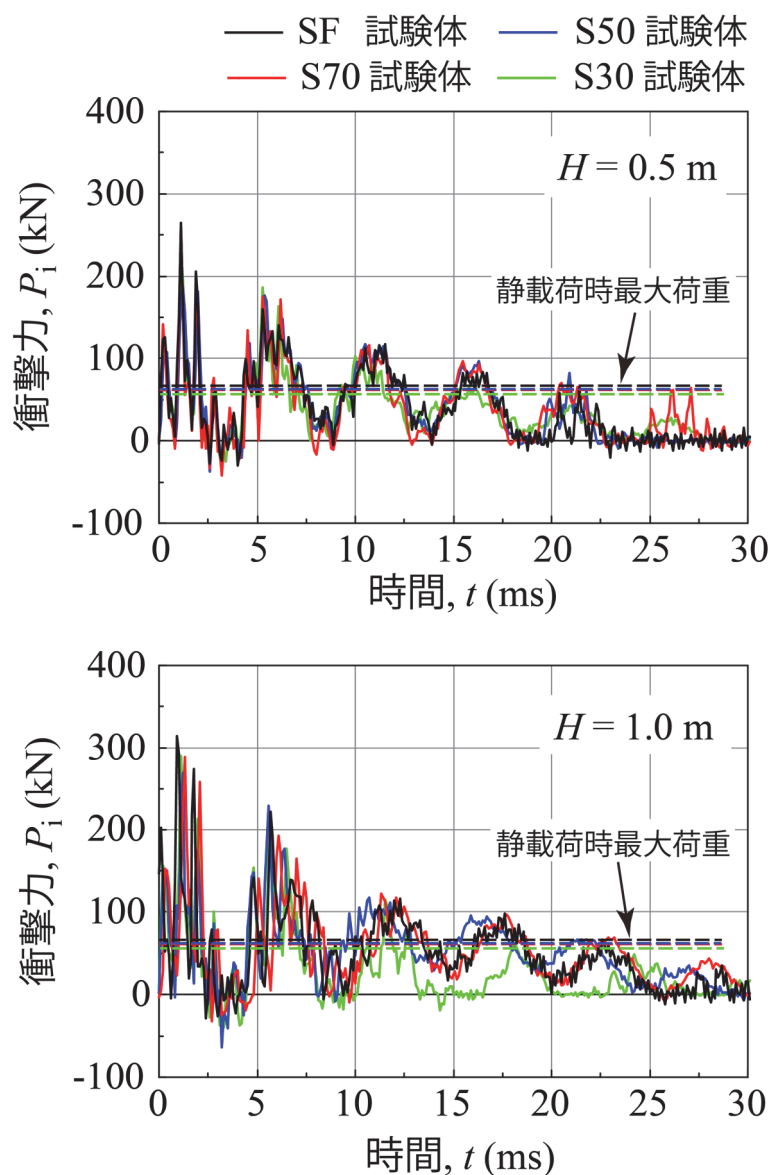
以上の各試験体に関するひび割れ分布から、支柱の根入れ深さが 500 mm の場合も含めそれよりも浅い場合には、H 形鋼を含むコンクリートがブロック化して押抜きせん断破壊的な性状に至ることが明らかになった。

6. 3. 2 衝撃荷重載荷実験結果

(1) 衝撃力波形

図－6.6 には、衝撃荷重載荷実験から得られた衝撃力 P_i に関する時刻歴波形を示している。なお、横軸は重錘が H 形鋼に衝突した時刻を基準としている。また、図中には静荷重載荷時の最大荷重値線も示している。

図より、落下高さが $H=0.5$ m の場合には、根入れ深さに拘わらず高周波成分と周期が 5 ms 程度の正弦波が合成された波形性状を示している。前者の高周波成分は、重錘と H 形鋼との衝突時に発生した振動成分であるものと推察される。一方、後者の振動成分に関しては、第 3 章で述べた載荷点距離が 800 mm で曲げが卓越する場合には、このような振動成分が現れていない。これより、第



図－6.6 衝撃力の時刻歴応答波形

4章で述べたと同様に，載荷点距離が 400 mm と短い場合には H 形鋼の曲げ剛度が大きく評価されるため，重錘が H 形鋼に衝突後，小さなりバウンドと載荷を繰り返すことによって発生したものと推察される．ただし，その詳細は不明であり，今後数値計算等によって解明したいと考えている．なお，これらの波形成分は，後述の変位波形（図－6.7）において，その対応する応答成分が励起していないことから，支柱としての H 形鋼への力学的な影響は大きくはないものと判断される．

$H = 1$ m の場合における波形を見ると，S30 試験体を除き $H = 0.5$ m の場

表－6.2 最大衝撃力 $P_{i,max}$ の一覧

試験体名	H0.5	H1.0
SF	265	315
S70	261	289
S50	188	269
S30	228	290

表－6.3 1 周期間の平均衝撃力 $P_{i,mean}$ と静的最大衝撃力 $P_{s,max}$ の比較

試験体名	H0.5		H1.0		静的 最大 荷重 $P_{s,max}$ (kN)
	設定 区間 (ms)	平均 衝撃力 $P_{i,mean}$ (kN)	設定 区間 (ms)	平均 衝撃力 $P_{i,mean}$ (kN)	
SF	3.5-8.5	68	4.0-8.9	77	66
S70	3.4-8.4	56	4.4-9.1	72	61
S50	3.6-8.6	68	3.6-8.5	72	62
S30	3.2-8.3	57	3.5-9.0	54	56

合と類似の高周波成分と周期が 5 ms 程度の正弦波が合成された波形性状を示している．S30 試験体の場合には衝撃初期からの継続時間（以後，単に継続時間 t ）が $t = 10$ ms 前後から振幅が減少するとともに周期も延びており，躯体が著しい損傷に至っていることが類推される．また，S50 試験体の場合には，SF/S70 試験体と比較して振動周期が若干小さく示されているが，各周期の最大振幅は類似である．

表－6.2 には，最大衝撃力 $P_{i,max}$ を一覧にして示している．また，表－6.3 には，衝撃荷重載荷初期の振動周期がほぼ明確に形成される $t = 3.5$ ms 前後から 8.5 ms 前後の 1 周期間における極大・極小値の総和の平均衝撃力 $P_{i,mean}$ と静荷重載荷時の最大荷重値 $P_{s,max}$ を比較して示している．

$H = 0.5$ m の場合における最大衝撃力 $P_{i,max}$ は，表－6.2 より根入れの深い SF/S70 試験体が根入れの浅い S50/S30 試験体よりも若干大きい傾向を示している．しかしながら，これらの値はいずれの試験体においても全塑性荷重 P_p (= 73 kN) より遙かに大きい．また，表－6.3 より，平均衝撃力 $P_{i,mean}$ と静荷重載荷時の最大荷重値 $P_{s,max}$ を比較すると，S70 と S50 試験体で 5～6 kN 程度の差があるものの，いずれの試験体も両者類似している．

一方， $H = 1$ m の場合には，最大衝撃力値 $P_{i,max}$ は，表－6.2 より S30 試験体を除くと根入れ深さに対応して大きくなっていることがわかる．S30 試験体の場合には，S70 試験体と類似した値を示している．これは，後述

の変位波形からも明らかなように、躯体が大きく損傷していることから、根入れ深さが浅いことにより基部の拘束度が小さくなるため、支柱全体で剛体的に衝撃力を受けた場合と類似した性状を示したことによるものと推察される。ただし、いずれの試験体の場合も、支柱としての力学的な応答への影響は、 $H = 0.5\text{m}$ の場合と同様に小さいものと推察される。

表－6.3 より、 $H = 1\text{m}$ の場合における平均衝撃力 $P_{i,\text{mean}}$ は、 $H = 0.5\text{m}$ の場合と比較して、S30 試験体を除きいずれの試験体も大きいことがわかる。また、根入れ深さの違いによる差を見ると、S30 試験体の場合を除き類似の値を示している。S30 試験体の場合には、他試験体に比較して 18 kN 以上小さく衝撃荷重載荷によって躯体が著しく損傷したことが類推される。静荷重載荷時の最大荷重 $P_{s,\text{max}}$ と比較すると、この場合においても S30 試験体を除いて、他試験体は静荷重載荷時よりも大きい値を示していることから、著しい損傷を受けていないことが推察される。また、全塑性荷重 P_p ($= 73\text{ kN}$) と比較すると、SF 試験体の場合には数 kN 程度大きい、S70/S50 試験体の場合には類似していることがわかる。

(2) 変位波形

図－6.7 の変位波形に着目すると、 $H = 0.5\text{ m}$ の場合には、最大変位は $20\sim 25\text{ mm}$ の間に分布していることがわかる。また、根入れ深さに対応した分布を示さず、S70 試験体の場合が最も大きく、S50 試験体の場合が最も小さい。これは、入力エネルギーが小さいことにより、ひび割れの発生等が微妙に影響したものと推察される。

表－6.4 には、最大変位 $D_{i,\text{max}}$ と静荷重載荷時の最大荷重時変位 $D_{s,\text{max}}$ を比較して示している。表より、 $H = 0.5\text{ m}$ の場合における最大変位 $D_{i,\text{max}}$ は、いずれの試験体の場合も $D_{s,\text{max}}$ よりも大きく、S30 試験体で 16 mm 程度大きい。特に S50 試験体と S30 試験体の場合には、静荷重載荷時に最大荷重到達後急激に荷重が減少するのに対して、衝撃荷重載荷時には静荷重載荷時よりも大きい変位に達しているにも拘わらず 10 mm 程度残留している

表－6.4 最大変位値 $D_{i,\text{max}}$ と静的最大荷重時変位 $D_{s,\text{max}}$ の比較

試験 体名	最大変位 $D_{i,\text{max}}$ (mm)		静的 最大荷重時 変位 $D_{s,\text{max}}$ (mm)
	H0.5	H1.0	
SF	22	41	16
S70	24	41	13
S50	20	40	12
S30	23	98	7

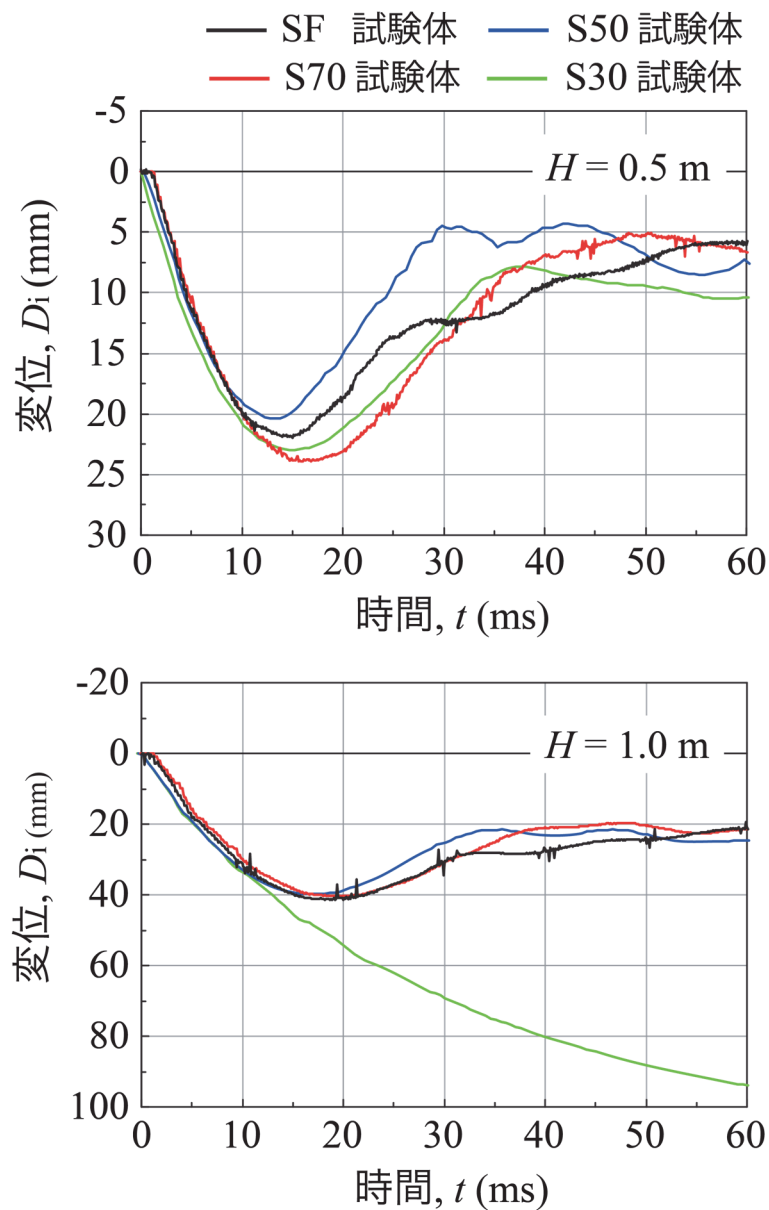
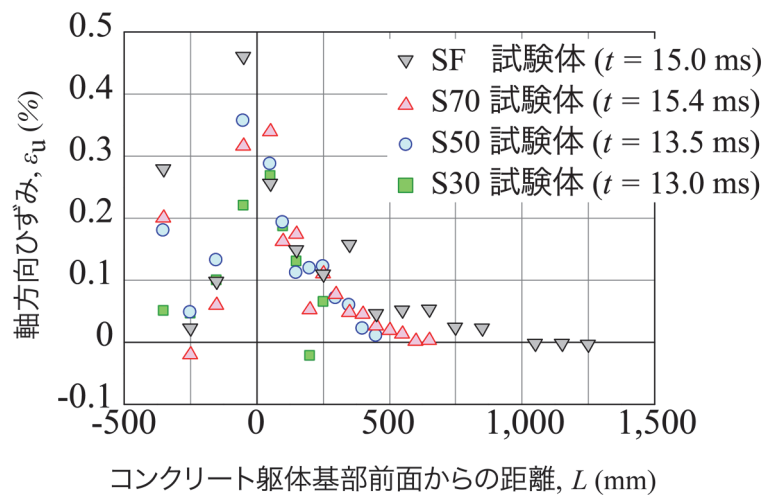


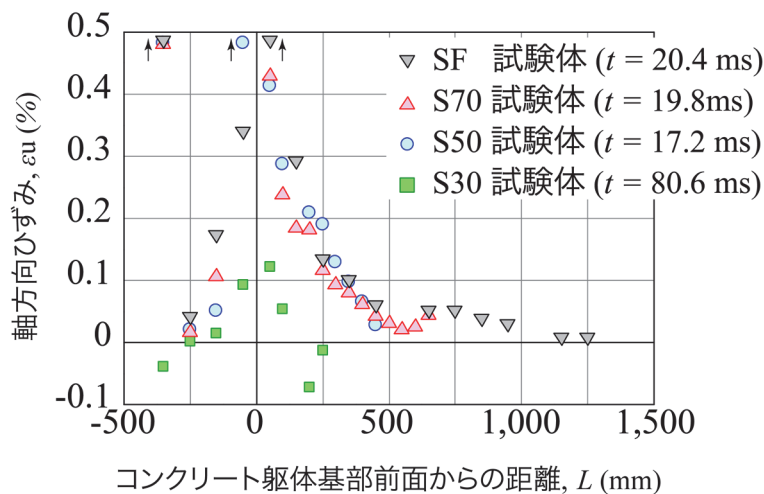
図-6.7 変位の時刻歴波形

のみで、終局には至っていない可能性がある。これは、衝撃荷重載荷時には、気中部における支柱の変形によって入力エネルギーが多く消費される傾向を示し、静荷重載荷時よりも躯体の損傷程度が小さくなるためと推察される。

これに対して、 $H = 1$ m の場合には、根入れが最も浅い S30 試験体の場合において、躯体が著しい損傷を受けていることにより、変位波形は極大値を示さず単調増加傾向を示し、図中には示していないが 98 mm に達している。その他の試験体の場合には、SF 試験体も含めて波形の概形や最大変位が類似している。最大変位 $D_{i,\max}$ と静荷重載荷時の $D_{s,\max}$ を比較す



(a) $H = 0.5$ m 落下時



(b) $H = 1$ m 落下時

図－6.8 最大変位時の支柱上縁軸方向ひずみ分布

ると、3 試験体ともに衝撃荷重載荷時の最大変位 $D_{i,max}$ が 25 mm 以上大きい。しかしながら、残留変位が S50 試験体も含め最大 25 mm 程度に至っていることから、支柱 H 形鋼は気中部で大きく塑性変形していることが窺われ、押抜きせん断破壊に至っていないことが推察される。

これより、変位波形の観点からの必要根入れ深さは、500 mm 程度で十分確保されていることが示唆される。

(3) 最大変位時の支柱の軸方向ひずみ分布

図－6.8 には、各落下高さに対する変位最大時の H 形鋼支柱上縁における軸方向ひずみ分布を比較して示している。図中、データが欠落している箇所が散見される。これは、ひずみゲージの不調あるいは断線等によって

計測不能に至ったことによる。なお、上縁ひずみは、静荷重載荷時と同様に各断面における 2 点のひずみ ε_{uw} 、 ε_{lw} と平面保持仮定の下に算定評価した。また、図中には試験体ごとの最大変位発生時間も明記している。

図－6.8(a) には落下高さが $H = 0.5 \text{ m}$ の場合におけるひずみ分布を比較して示している。図より、載荷点近傍のひずみ値が根入れ深さに対応して正側に増加傾向を示していることがわかる。これは、ひずみ値が載荷点近傍部を除いて基部近傍までほぼ線形な分布性状を示していることより、局所応力によるものと推察される。

基部近傍のひずみ分布を見ると、いずれの試験体の場合においても0.2%以上のひずみを示していることから、H形鋼上縁部は降伏し塑性化が進行していることがわかる。躯体内部のひずみ分布を見ると、SF試験体の場合には、第4章において述べているように基部から $L \geq 1,000 \text{ mm}$ で零ひずみに至っている。これは、支柱が定着部を貫通しているものの、静荷重載荷時と同様に躯体の定着境界部や定着部における固定度の不完全性によって、躯体定着部も多少変形したことによるものと推察される。

一方、S70 や S50 試験体の場合における躯体中のひずみ分布を見ると、両試験体のひずみ分布は類似の値を示しかつ緩やかに減少傾向を示して根入れ端近傍で零ひずみに至っていることがわかる。これより、両試験体ともに根入れ部は支柱を確実に定着していることが示唆される。これに対して、S30 試験体の場合には、ひずみは基部から急激に減少しているものの、根入れ端近傍で零ひずみに漸近する傾向は示さず、負曲げの状態に留まっている。これは、前述の変位波形性状とは異なり、根入れが浅いことにより支柱を十分に定着できていない可能性のあることが示唆される。

以上より、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合には、根入れは 500 mm 程度必要であることが明らかになった。

図－6.8(b)には、 $H = 1 \text{ m}$ の場合における結果を示している。図より、S70 と S50 試験体における載荷点近傍ひずみは $H = 0.5 \text{ m}$ の場合と同様に降伏ひずみよりも大きく、局所的に大きく塑性化していることが推察される。これらのひずみ値を除いた気中部のひずみ分布において、根入れ深さが有限長の場合の分布勾配は、SF 試験体に比較して小さい。これは、入力エネルギーが大きいことにより、支柱の根入れ深さが有限長試験体の基部における固定度が、ひび割れの発生等によって SF 試験体より低下したことによるものと推察される。躯体内部のひずみ分布を見ると、S30 試験体を除く他の試験体の場合は類似し、特に S50 や S70 試験体の場合には根入れ端近傍も 0.05%以下まで低下していることから、これらの根入れ部は定着の機能をほぼ果たしていることが推察される。

一方、S30 試験体の場合には、ひずみが基部近傍においても降伏ひずみ

に達していないことや、躯体内部においてもひずみが急激に減少し、零ひずみに漸近する傾向は示していない。これは、根入れ深さが浅いことによって基部近傍に過度な支圧力が作用し、躯体が著しく損傷し固定度も著しく損なわれたことによるものと推察される。

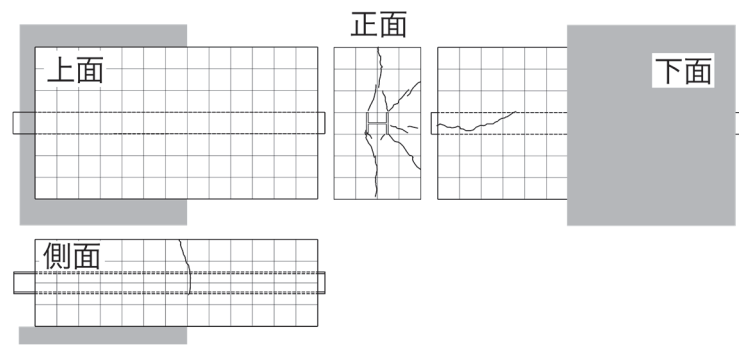
以上より、 $H = 1 \text{ m}$ の場合においても、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合と同様に支柱の根入れは 500 mm 程度必要であることが明らかになった。

(4) 実験終了後のひび割れ分布

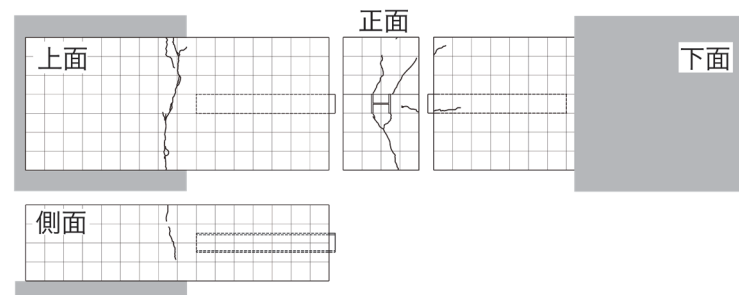
図-6.9 と図-6.10 には、落下高さがそれぞれ $H = 0.5 \text{ m}$ 、 1 m の場合における実験終了後のひび割れ分布を比較して示している。図-6.9 より、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合におけるひび割れ分布を見ると、S30 試験体を除く他の試験体の場合には類似したひび割れ分布を示していることがわかる。すなわち、基部のひび割れは上下フランジ両端部から緩やかな斜め下方あるいは上方に向け進展しており、斜め下方へのひび割れがより長く延びていることがわかる。また、上フランジ端部から進展するひび割れは、いずれの試験体の場合も側面まで達している。

3 試験体に関してひび割れ分布を詳細に見ると、SF 試験体の場合には、便覧（日本道路協会，2017b）で仮定したと同様に下フランジ端から 45° 下方にひび割れが進展している。しかしながら、上フランジ端からも緩やかに斜め下方に進展後、ほぼ水平に側面まで進展している。S70 試験体の場合には、左側下フランジ端からのひび割れが発生していない点を除き、SF 試験体と類似のひび割れ分布を示している。下面のひび割れ分布は3試験体で基部中央から軸方向に進展し、S50 試験体の場合には最も長く 450 mm 程度まで進展している。これは、衝撃荷重載荷時における支柱下フランジからの支圧力によるポアソン効果によって割裂的に発生したものと推察される。しかしながら、いずれの試験体も下面には根入れ端近傍部で幅方向に進展するひび割れは見当たらず、躯体がブロック化して剥落する傾向は示していない。

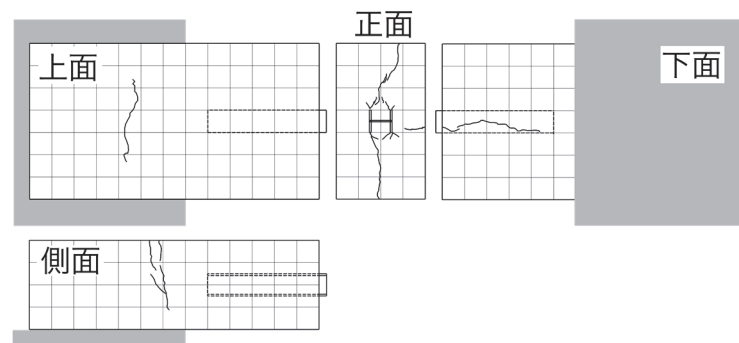
一方、S30試験体の場合には、ひび割れが支柱H形鋼上下フランジ端から進展する傾向は上述の3試験体と類似しているが、下面部ではひび割れが2カ所で軸方向に進展し、基部から 400 mm 程度の位置で幅方向に進展するひび割れと連結している。軸方向に負曲げが作用する場合には、下面は圧縮側であることから、この幅方向に進展するひび割れは、曲げ作用由来ではなくせん断破壊によるものと判断される。したがって、前述のとおり変位波形性状からはS50試験体との明確な差異を確認できないが、支柱を含め躯体がブロック化して剥落の傾向にあることが推察される。



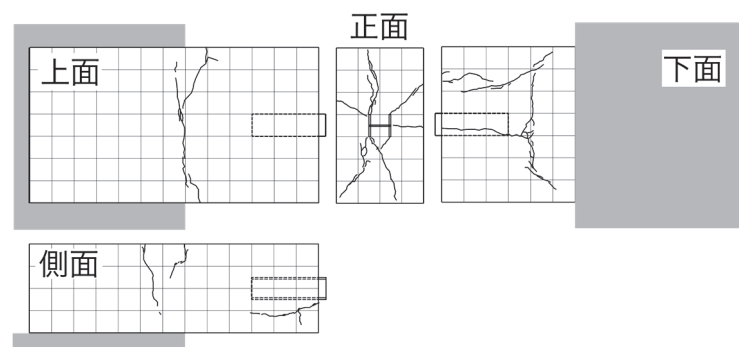
(a) SF 試験体



(b) S70 試験体

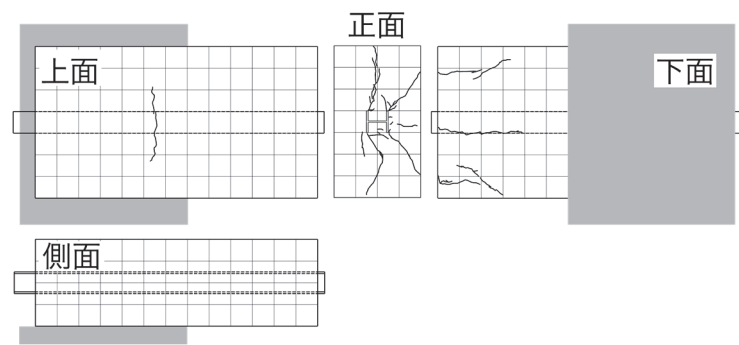


(c) S50 試験体

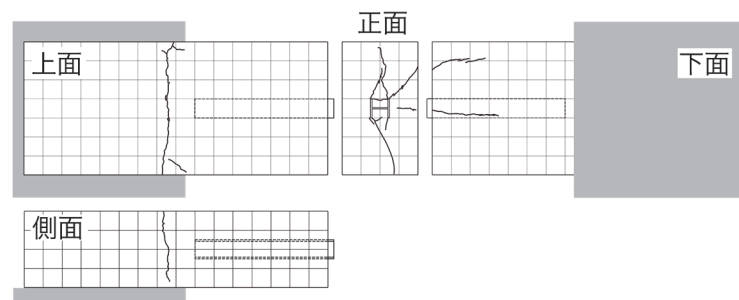


(d) S30 試験体

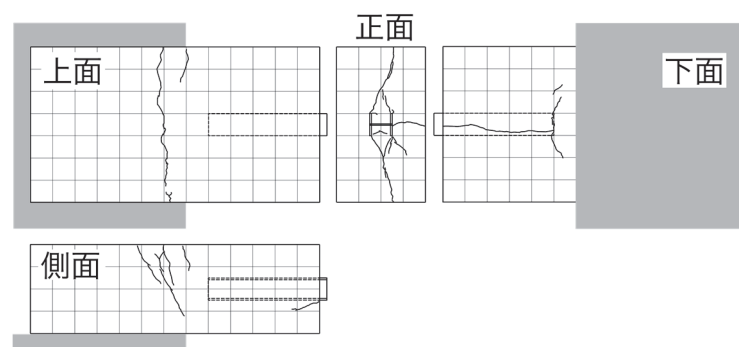
図-6.9 $H = 0.5 \text{ m}$ 落下終了後のひび割れ分布



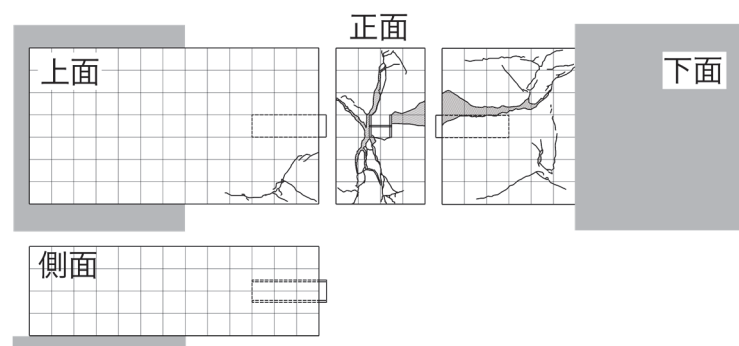
(a) SF 試験体



(b) S70 試験体



(c) S50 試験体



(d) S30 試験体

図-6.10 $H=1\text{ m}$ 落下終了後のひび割れ分布

また、SF試験体を除いた試験体において、躯体定着境界上縁に幅方向へのひび割れと側面部に上縁から下方に延びるひび割れが発生している。これは定着境界部における負曲げの影響によるものと推察される。

以上より、ひび割れ分布の観点から $H = 0.5 \text{ m}$ の場合における支柱の根入れ深さは、500 mm 程度必要であることが明らかになった。

図-6.10 の $H = 1 \text{ m}$ の場合における各試験体のひび割れ分布を見ると、SF 試験体の場合には、基部において下フランジ端に発生した斜め下方へのひび割れが下面まで達し、そのひび割れが下面で約 300 mm 程度軸方向に進展していることから、便覧（日本道路協会，2017b）で仮定したと同様のせん断破壊面が形成されていることが窺われる。なお、S50 試験体の場合には、下面の根入れ先端部に相当する位置に幅方向に進展するひび割れが確認できるが、そのひび割れは側面までは達していないことから、いまだ躯体がブロック化して剥落する傾向には至っていないものと判断される。S30 試験体を除く 3 試験体のひび割れ分布は、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合と類似していることがわかる。また、下面下フランジ中央直下で軸方向に延びるひび割れは、 $H = 0.5 \text{ m}$ 落下時に比較して延伸している。これは、入力エネルギーが増加したことによるものと推察される。

一方、S30 試験体の場合には、基部では上フランジ面に沿って水平方向に進展するひび割れと上フランジ中央から斜め上方に進展するひび割れが大きく開口している。また、下フランジ右側下部のコンクリートがブロック化して剥落している。それは、基部から軸方向に 500 mm 程度の位置まで及んでいる。さらに、下面部では基部から 500 mm 程度の位置で幅方向にひび割れが発生しており、そのひび割れは両側面近傍から軸方向に延びる 2 本のひび割れとほぼ連結していることから、支柱も含めた躯体がブロック化して剥落の傾向を示していることがわかる。これより、S30 試験体の場合には、損傷も著しく既に根入れ部の定着の機能は失われていることが示唆される。

また、静荷重載荷時に押抜きせん断破壊に至っていない S70 試験体を対象に、静荷重載荷時のひび割れ分布（図-6.5b 参照）と衝撃荷重載荷時のそれを比較すると、前述のように衝撃荷重載荷時には下フランジ直下下面中央で軸方向に進展するひび割れが発生している。しかしながら、静荷重載荷時には発生していない。これより、衝撃荷重載荷時の下フランジ直下には静荷重載荷時に比較してより大きな支圧力が作用していることが推察される。

以上より、 $H = 1 \text{ m}$ の場合におけるひび割れ分布からも、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合と同様に、支柱の根入れ深さは 500 mm 程度必要であることが明らかになった。

6. 4 便覧に基づく設計根入れ深さと実験結果の比較

便覧（日本道路協会，2017b）では，第 1 章で示したように，擁壁天端に設置する防護柵支柱の根入れ深さは，支柱である H 形鋼のフランジによる支圧応力も含めた曲げ圧縮応力と，下フランジ両端部からの押抜きせん断応力に対して照査をすることが規定されている．ここでは，便覧に基づいた照査基準となる支柱の必要根入れ深さ d_r と静荷重および衝撃荷重載荷実験結果の必要根入れ深さ d_{sl} , d_{il} との比較を試みる．

なお，コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a および押抜きせん断応力度 τ_a は，実験研究であることを前提に各試験体に関するコンクリートの圧縮強度 f'_c を設計基準強度 σ_{ck} と等価であると仮定して道路土工・擁壁工指針（日本道路協会，2012b）に準拠して決定した．

表－6.5，表－6.6 には，指針（日本道路協会，2012b）に即して決定された各許容応力度と，便覧（日本道路協会，2017b）に基づく曲げ圧縮応力および押抜きせん断応力照査に適合する根入れ深さ $d_{r,b}$, $d_{r,s}$ を一覧にして示している．表より，いずれの試験体も曲げ圧縮応力に対する必要根入れ深さ $d_{r,b}$ が押抜きせん断応力に対する必要根入れ深さ $d_{r,s}$ に比較して大きいことより，設計的には曲げ圧縮応力照査に適合した根入れ深さが条件として設定されることがわかる．また，押抜きせん断破壊に関する破壊性状が実験結果と異なることを前提に，便覧での各試験体の照査に対する適合の可否を調べると，S30 および S50 試験体は曲げ圧縮応力および押抜きせん

表－6.5 曲げ圧縮応力照査に適合する根入れ深さ $d_{r,b}$

試験体名	コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_a (N/mm ²)	算定根入れ深さ $d_{r,b}$ (mm)
SF-S	27	8.25	671
S70	35	8.25	671
S50	32	8.25	671
S30	32	8.25	671

表－6.6 押し抜きせん断応力照査に適合する根入れ深さ $d_{r,s}$

試験体名	コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	許容押し抜きせん断応力度 τ_a (N/mm ²)	算定根入れ深さ $d_{r,s}$ (mm)
SF-S	27	0.42	580
S70	35	0.50	487
S50	32	0.47	518
S30	32	0.47	518

断応力とともに必要根入れ深さ $d_{r,b}$, $d_{r,s}$ よりも小さい試験体であることより否となり、S70 試験体は適合していることがわかる。

一方、本実験での静荷重および衝撃荷重載荷時における支柱の必要根入れ深さは、前述のとおり静荷重載荷時には $d_{sl} = 700 \text{ mm}$ 、衝撃荷重載荷時には重錘質量 300 kg 、落下高さ $H \leq 1 \text{ m}$ の条件下で $d_{il} = 500 \text{ mm}$ 程度となっている。したがって、本実験結果に照らして便覧（日本道路協会, 2017b）での照査規定の妥当性を検証すると、静荷重および衝撃荷重載荷時ともにほぼ妥当であることがわかる。また、衝撃荷重載荷時には多少安全余裕度を保持した結果となっている。さらに、実験結果の破壊モードの観点から考察すると、静荷重載荷時には S30 および S50 試験体ともに押抜きせん断破壊的な挙動で終局に至っており、ひび割れ分布的には便覧で仮定した分布とは異なるものの、表-6.6 の結果と対応していることがわかる。また、衝撃荷重載荷時には S30 試験体の場合には押抜きせん断的な壊滅的な破壊に至っているが、S50 試験体の場合にはせん断破壊が抑制される。

以上より、押抜きせん断破壊の破壊性状が実験結果と異なるものの、便覧（日本道路協会, 2017b）に基づく照査規定は、本実験の範囲内では荷重評価を含めほぼ妥当であることが明らかになった。

6. 5 まとめ

本章では、支柱の根入れ深さを、支柱を貫通させた場合と、700 mm, 500 mm, 300 mm に変化させ、曲げとせん断が連成する場合における静荷重および重錘落下衝撃荷重載荷実験（落下高さを 1 m に限定）結果からは、以下のような結果が得られた。すなわち、

- 1) 静荷重および衝撃荷重載荷を問わず、根入れ深さが確保されている場合には、基部近傍に塑性ヒンジが形成される。
- 2) 静荷重載荷時において、根入れ深さが確保されていない場合には、降伏荷重も確保できずに押抜きせん断破壊によって終局に至り、荷重が急激に減少する。
- 3) 衝撃力波形および変位波形は、根入れ深さが確保されている場合には支柱を貫通させた場合と類似の波形性状を示す。
- 4) ひび割れ分布は、根入れ深さが確保されている場合には支柱を貫通させた場合と類似の分布性状を示す。しかしながら、根入れ深さが不足する場合には、支柱の下部コンクリート躯体がブロック化して剥落する傾向を示す。
- 5) 実験結果の支柱の必要根入れ深さは、静荷重載荷時には 700 mm 程度、衝撃荷重載荷時には 500 mm 程度として評価される。

- 6) 便覧に基づいて照査した支柱の根入れ深さは、曲げ圧縮応力の照査から約 700 mm として求められる。この結果は、静荷重載荷時には実験結果と対応しており、衝撃荷重載荷時には実験結果よりも安全側の評価を与える。

第7章 総括

わが国の道路網において、道路が山岳や海岸沿線の急崖斜面に沿って建設される場合には、落石等に対する安全性確保のために、落石防護擁壁を併設するのが通例である。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。

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、主に鋼製ロープ、金網および支柱から構成される。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 2~3 m 程度の場合にはフランジ幅が 100 mm 桁高さが 200 mm のH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、便覧に即して決定される。その基本的な考え方は、静荷重載荷時の曲げによるコンクリート躯体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象も発生している。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、従来からの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、無筋コンクリート製擁壁を模擬したコンクリート躯体中に実物よりも断面形状が小さい支柱を根入れした場合に対する静荷重および重錘落下衝撃荷重載荷実験を実施した。衝撃荷重載荷実験は、質量が300 kg の重錘を用い、落下高さを 0.1, 0.5, 1, 1.5 m に変化させ、かつ各実験ケースに対して常に新しい試験体を用いて実施した。実験では、荷重、載荷点変位、及び 100 mm あるいは 50 mm 間隔にウェブ上下に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、実験終了後にはコンクリート躯体全面のひび割れ分布も記録した。支柱および躯体の静的および動的挙動特性はこれらの実験結果を基に検討を行っている。

本研究では、最初に支柱をコンクリート躯体中に貫通させた状態で曲げが卓越する場合と曲げとともにせん断が連成する場合に対する実験を実施した。その結果、以下の事項が明らかになった。すなわち、

静荷重載荷実験からは、

- 1) 荷重はコンクリート躯体基部を固定とする梁理論に基づいた降伏荷重程度に漸近する。これは、支柱が鋼製であるのに対して、基部がコンクリート

製であることにより、基部で完全固定に至らず支柱の塑性ヒンジが躯体内部に推移して生じることによるものと推察される。

- 2) 実験終了後のひび割れ分布から、基部では便覧で仮定しているフランジ両端部から斜め下方 45° 方向にひび割れが進展する。しかしながら、実験結果ではさらに上フランジ両端部からも上下方向に進展するひび割れが発生し、便覧の仮定とは対応しない。
- 3) 支柱の軸方向ひずみ分布から、支柱の必要根入れ深さは、曲げが卓越する場合には 450～500 mm 程度、曲げとせん断が連成する場合にはいまだ塑性ヒンジが形成されない比較的荷重が小さい段階で 700 mm 程度として評価される。

衝撃荷重載荷実験からは、

- 1) 曲げが卓越する場合における衝撃力波形はほぼ台形状の分布を示し、最大荷重は降伏荷重と塑性ヒンジ荷重の間に分布する。一方、曲げとせん断が連成する場合には大略三角形の波形を示し、高周波振動成分と共に周期が5～6 ms 程度の正弦波が励起される。正弦波の平均値は全塑性荷重にほぼ対応する。
- 2) 高周波振動成分を除いた平均の荷重-変位曲線は、載荷点位置に拘わらず、静荷重載荷時とほぼ対応する。
- 3) ひずみ分布において、曲げが卓越する場合には、塑性ヒンジ形成後は入力エネルギーが増加しても塑性ひずみが増加するのみでその他の領域におけるひずみ分布性状は類似する。
- 4) ひび割れ分布は、曲げが卓越する場合には静荷重載荷時と類似しており、せん断破壊に至る傾向は示していない。曲げとせん断が連成する場合において、入力エネルギーが小さい場合には曲げが卓越する場合と類似している。一方、入力エネルギーが大きい場合には、下フランジ両端部から斜め 45° 下方や下フランジ中央部からも下方に進展するひび割れが下面まで進展し、支柱下部の躯体がブロック化して剥落する傾向を示す。
- 5) 支柱の根入れ深さは、曲げが卓越する場合には 500 mm 程度と評価される。一方、曲げとせん断が連成する場合には、躯体の定着部の影響が小さい場合には、曲げが卓越する場合と同様に約 500 mm として評価される。しかしながら、入力エネルギーが大きい場合には、せん断力が大きくなるため躯体定着境界部を固定とする負曲げが卓越し適切に評価できない結果となる。
- 6) 便覧に基づいた設計根入れ深さが 573 mm として評価されることより、実験結果の必要根入れ深さに比較して安全側の値を与えることが明らかにな

った。

衝撃荷重載荷時の入力エネルギーと載荷点変位（以下，単に変位）関係に関しては，

- 1) 載荷点位置に拘わらず，最大変位および残留変位は入力エネルギーに対してほぼ線形な分布性状を示す．
- 2) 支柱の吸収エネルギーは，入力エネルギーがある程度大きい場合において，曲げが卓越する場合には全入力エネルギーの85%，曲げとせん断が連成する場合には65%程度として評価される．
- 3) この結果は，曲げとせん断が連成する場合の躯体の損傷は，曲げが卓越する場合に比べて著しいことと対応している．

支柱の根入れ深さを，支柱を貫通させた場合，700 mm, 500 mm, 300 mm に変化させ，曲げとせん断が連成する場合における静荷重および重錘落下衝撃荷重載荷実験（落下高さを 1 m に限定）結果からは，以下のような結果が得られた．すなわち，

- 1) 静荷重および衝撃荷重載荷を問わず，根入れが確保されている場合には，基部近傍に塑性ヒンジが形成される．
- 2) 静荷重載荷時において，根入れ深さが確保されていない場合には，降伏荷重も確保できずに押抜きせん断破壊によって終局に至り，荷重が急激に減少する．
- 3) 衝撃力波形および変位波形は，支柱の根入れ深さが確保されている場合には支柱を貫通させた場合と類似の波形性状を示す．
- 4) ひび割れ分布は，支柱の根入れ深さが確保されている場合には支柱を貫通させた場合と類似の分布性状を示す．しかしながら，根入れ深さが不足する場合には，支柱の下部コンクリート躯体がブロック化して剥落する傾向を示す．
- 5) 実験結果の必要根入れ深さは，静荷重載荷時には 700 mm 程度，衝撃荷重載荷時には 500 mm 程度として評価される．
- 6) 便覧に基づいて照査した根入れ深さは，曲げ圧縮応力の照査から約 700 mm として求められる．この結果は，静荷重載荷時には実験結果と対応しており，衝撃荷重載荷時には実験結果よりも安全側の評価を与える．

本研究は，落石防護柵支柱の必要根入れ深さに着目した室内実験結果の基に検討を行ったものである．実落石防護擁壁は無筋コンクリート製の自立型であり，道路側に勾配を有している．しかしながら，本実験では，室内実験ゆえ

に、擁壁を横に倒した状態にモデル化し、かつ傾斜を設けずにコンクリート躯体を片持ち形式にして実施している。そのため、実験の安全性確保の観点から、支柱埋設部コンクリート躯体の両側面には軸方向鉄筋およびせん断補強筋を配筋していることや、ボルトを用いて定着を行っているため完全固定状態を再現することは不可能であった。また、入力エネルギーが大きい場合には、基礎部と定着部の境界近傍が片持ち状態になり負曲げが発生するため、実現象の再現には至らないことも明らかになった。

このような状況下においても、無筋コンクリートに埋設された落石防護柵支柱の基本的な静的および動的性状は明らかになったものと考えている。本研究結果を基に、実落石防護擁壁を用いた実験を行い、鉄筋の影響、支柱の断面形状の影響や、擁壁天端の厚さや勾配の影響等を明らかにして、落石防護柵支柱の必要根入れ深さに関する合理的な設計法の確立に向け、研究を継続することが必要であると考ええる。

参 考 文 献

近藤里史・小室雅人・岸 徳光・山元康弘 (2019) : 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, p. 691-696

近藤里史・小室雅人・岸 徳光・山元康弘・沼田あずさ (2020) : 載荷点を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱に関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 66A, p. 963-974

(社) 日本河川協会 (2008) : 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説, 設計編 II (公社) 日本道路協会 (2012a) : 道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋編

(公社) 日本道路協会 (2012b) : 道路土工・擁壁工指針 (平成 24 年度版)

(公社) 日本道路協会 (2017a) : 道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋・コンクリート部材編

(公社) 日本道路協会 (2017b) : 落石対策便覧

沼田あずさ・小室雅人・岸 徳光・近藤里史 (2019) : 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, p. 697-702

沼田あずさ・小室雅人・近藤里史・岸 徳光 (2020) : 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, p. 631-636

謝 辞

本論文は、室蘭工業大学大学院工学研究科博士後期課程工学専攻における研究成果をまとめたものである。研究を進めるにあたり、多くの方々からのご指導、ご高配、ご助言、ご協力ならびにご支援を頂いた。

室蘭工業大学大学院もの創造系領域教授の小室雅人先生には、博士後期課程への入学を快く引き受けていただくとともに、これまでの研究を取り入れた新しいテーマを設定していただき、研究の方向性から論文のとりまとめの細部に至るまで、親切丁寧なご指導をいただきました。先生の根気良く暖かい指導のおかげで、幅広い視点で研究をすることが出来ました。心より厚くお礼申し上げます。

本論文の審査を通じて多くの貴重なご意見をいただいた、室蘭工業大学大学院工学研究科もの創造系領域環境建築学ユニット教授溝口光男先生、同社会基盤ユニット准教授菅田紀之先生には、お忙しい中本論文を審査して頂き大変有益なご指導を頂きました。心より厚くお礼申し上げます。

博士課程での研究に際して、室蘭工業大学大学院工学研究科もの創造系領域特任教授岸徳光先生には、本研究に関する実験計画の段階より多くのアドバイスを頂くとともに、実務に関わる数多くのご指導を頂きました。心より厚くお礼申し上げます。

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、ご理解とご支援賜りました株式会社砂子組砂子邦弘代表取締役執行役員社長、佐藤昌志執行役員副社長のご理解とご支援のもとに研究テーマを遂行することができました。心より感謝いたします。

加えて、同社の皆様、特に私が所属する土木事業部の皆様には、実験のサポートも含めご協力ご支援いただきました。心より感謝申し上げます。

最後に、本文で書き表すことができなかった多くの皆様に、重ねてお礼を申し上げます。