

論文 鋼製防護柵支柱に関する重錘落下衝撃荷重実験

近藤 里史*1・小室 雅人*2・岸 徳光*3・山元 康弘*4

要旨： 本論文では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱基部を対象に、H形鋼支柱を無筋コンクリート躯体に埋設した試験体に関する静荷重実験ならびに重錘落下衝撃荷重実験を実施した。また、それらの結果から落石対策便覧(以下、便覧)に規定されている必要根入れ深さの妥当性に関する検討を行った。その結果、1) 静荷重実験および衝撃荷重実験にかかわらず、H形鋼基部近傍に塑性ヒンジが形成されて終局に至ること、2) 実験結果における軸方向ひずみの発生領域は、便覧による必要根入れ深さよりも大きいこと、が明らかとなった。

キーワード： 鋼製支柱、動的挙動、衝撃荷重実験、根入れ深さ、塑性ヒンジ

1. はじめに

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、経年変化によって堰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に示すように落石防護柵の天端に落石防護柵が設置されている¹⁾。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、鋼製支柱は無筋コンクリート部に箱抜きして設置されるのが一般的である。

このような鋼製支柱の現行設計は、落石対策便覧(以下、便覧)²⁾に基づいて行われているが、落石や土石流等による動的な作用は考慮せず、静荷重に置き換えて処理されている。しかしながら、実際に落石などの衝撃荷重を受けた鋼製支柱の被害状況を見ると、写真-1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³⁾。したがって、落石防護柵の安全性向上のためには、現行設計法の妥当性を検証するとともに、合理的な設計法を確立することが極めて重要であるものと判断される。

このような背景より、本研究では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱基部を対象に、H形鋼支柱を無筋コンクリート躯体に埋設した試験体に関する重錘落下衝撃実験を実施し、その動的挙動や終局状況を確認した。また、比較のために静荷重実験も実施した。さらに、便覧

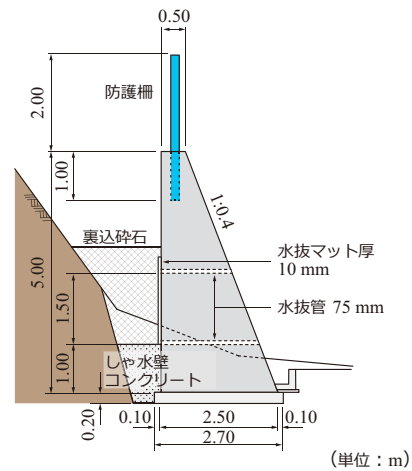


図-1 防護柵基礎を兼ねた落石防護擁壁の例¹⁾



写真-1 支柱基部の損傷例³⁾

による必要根入れ深さを実験結果と比較することにより、その妥当性に関する検討も行っている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要および実験方法

図-2には、試験体の形状寸法と配筋状況を示している。試験体の形状寸法(幅×高さ×長さ)は、700×400×2,400

*1 室蘭工業大学大学院 工学研究科 博士後期課程 工学系専攻 (正会員)
 *2 室蘭工業大学大学院 暮らし環境系領域 准教授 博(工) (正会員)
 *3 室蘭工業大学大学院 暮らし環境系領域 特任教授 工博 (正会員)
 *4 (株)砂子組 土木部 (正会員)

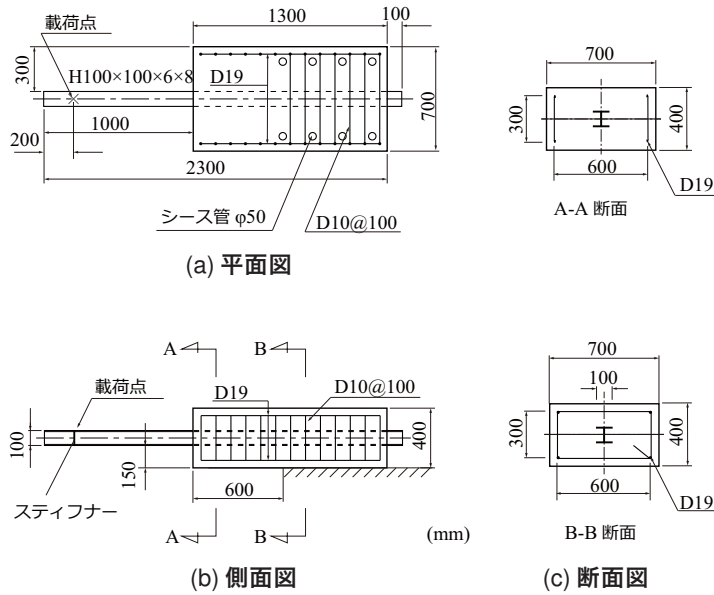
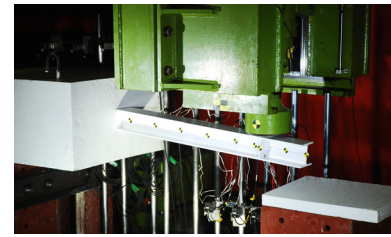
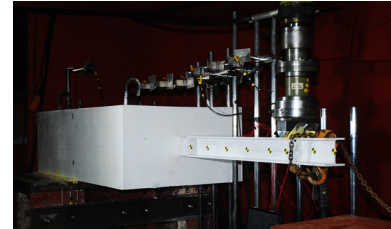


図-2 試験体の形状寸法および配筋状況



(a) 衝撃荷重載荷実験



(b) 静荷重載荷実験

写真-2 実験装置と設置状況

表-1 実験ケース

試験体名	設定落下高さ H (m)	実測衝突速度 V (m/s)	入力エネルギー E (kJ)
S-S	静的	-	-
S-01	0.1	1.42	0.30
S-05	0.5	3.16	1.49
S-10	1.0	4.52	3.06
S-15	1.5	5.44	4.43

mmである。基礎部に相当するコンクリート躯体の形状寸法は700×400×1,300mmとし、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、鉄筋は必要最低限とした。したがって、軸方向鉄筋は上下端にD19を各2本(かぶり:50mm)とし、せん断補強鉄筋(D10)は、側面には100mm間隔で13本、上下面には後方から7本のみを配置した。なお、便覧²⁾に準拠してコンクリート内に埋設されたH形鋼のフランジ端部から、45°のせん断破壊面が形成されると仮定した場合においても、せん断補強筋による影響が極力小さくなるように配慮した。

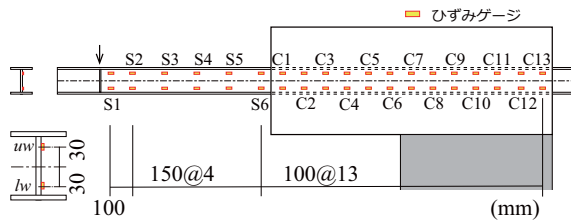
支柱に相当するH形鋼には、H100×100×6×8を使用した。なお、従来型落石防護柵の鋼製支柱は、H200×100×5.5×8が広く用いられている。しかしながら、本研究では、試験体の重量や実験装置の制約から、フランジ幅が同一で実部材よりも桁高の小さい鋼材を使用することとした。ただし、図-1に示すようにH形鋼のかぶり厚さは標準断面と同じ150mmとなるように配慮している。なお、本実験では、衝撃荷重作用時の根入れ深さ(定着長)を明らかにするために、H形鋼はコンクリート躯体内部を貫通するように配置することとし、その張出し長さはコンクリート端部から1,000mmとした。重錘落下位置もしくは静的荷重載荷位置は、コンクリート端部から800mmと

し、H形鋼の局部座屈を防止するために、荷重点部に厚さ6mmの補剛材を溶接した。コンクリート躯体は、端部から700mmまでを完全固定となるように、躯体上面に空けた貫通孔にボルトを通して上から鋼板とナットで挟み込むように固定している。実験時におけるコンクリートの圧縮強度 f'_c は、34.5 N/mm²であった。また、ミルシートによるH形鋼の降伏応力 f_y および破断強度 f_u は、それぞれ354, 449 N/mm²である。

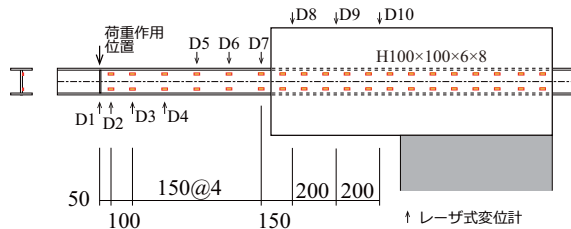
表-1には、実験ケースの一覧を示している。本研究では、コンクリート躯体の動的挙動性状やコンクリート躯体の破壊挙動を詳細に検討するために、落下高さを0.1, 0.5, 1.0, 1.5mと4段階に変化させて衝撃荷重載荷実験を実施した。衝撃荷重載荷実験は、質量300kg、先端直径200mmの鋼製重錘を所定の高さから一度だけH形鋼に自由落下させる単一載荷法に基づいて行っている。また、静荷重載荷実験は油圧ジャッキを用いて鉛直方向に荷重を作用させることで実施した。なお、静荷重載荷実験に関しては、後述の図-10(d)に示すようにH形鋼の下フランジ端部から発生したコンクリート躯体のひび割れが側面に達した時点で荷重を終了した。写真-2には、衝撃荷重および静荷重載荷実験における実験装置と試験体の設置状況を示している。

2.2 測定項目

図-3には、本実験の計測位置を示している。ひずみゲージは、(a)図に示すようにH形鋼のウェブに中立軸から上下30mmの位置に貼付した。これは、コンクリートとフランジ面の付着条件が実構造物と異なることを避けるためである。コンクリート躯体内におけるH形鋼の影響範囲を詳細に検討するために、ひずみゲージは、コンクリート躯体内部に対しては、端部から50mm離れた点を



(a) ひずみゲージ



(b) レーザ式変位計

図-3 計測位置とその名称

基点に 100 mm 間隔に 13 断面、コンクリート躯体に埋設されていない部分に対しては、重錘落下位置から 50 mm 離れた点を基点に 100 mm ないし 150 mm 間隔で 6 断面の計 19 断面に貼付した。また、(b) 図に示すように、試験体の変形状況を確認するために、非接触型レーザ式変位計を全 10 箇所を設置した。

本実験の測定項目は、(1) 重錘に内蔵された衝撃荷重測定用ロードセルによる重錘衝撃力 P_i もしく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 、(2) 非接触型レーザ式変位計によるたわみ量 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_i 、である。また、実験終了後には、発生したひび割れの観察を行っている。なお、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い、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。

3. 実験結果及び考察

3.1 静載荷実験

図-4 には、静載荷実験から得られた荷重-載荷点変位(以後、単に変位)関係を示している。また、図には、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_y も併せて示している。

図より、荷重 P_s は変位 D 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、変位が 24 mm 程度からはほぼ一定値を示していることが分かる。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

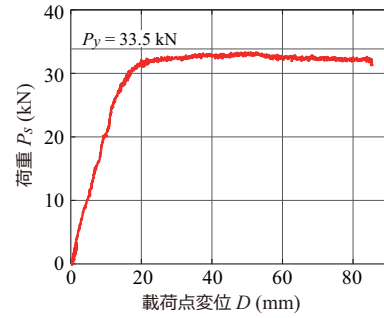


図-4 荷重-載荷点変位関係(静載荷実験)

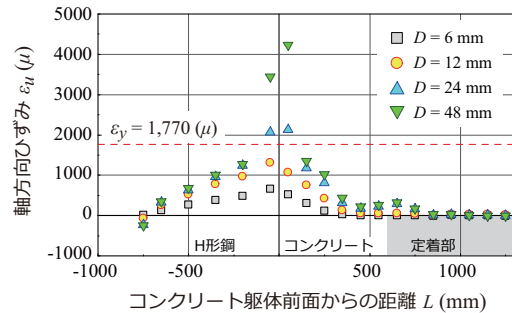


図-5 フランジ上縁の軸方向ひずみ分布(静載荷実験)

と推察される。

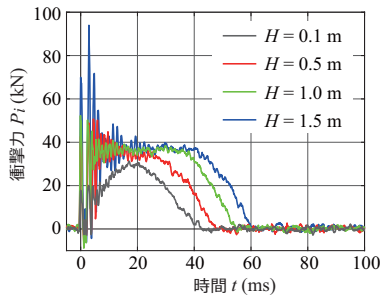
図-5 には、代表的な変位における H 形鋼上縁の軸方向ひずみ ε_u 分布を示している。なお、ここでの軸方向ひずみに関しては、鋼材の平面保持を仮定してウェブ上下縁に貼付した 2 点のひずみゲージ出力 $\varepsilon_{uw}, \varepsilon_{lw}$ (図-3a 参照) を用いて線形変化を仮定することで上縁位置における軸方向ひずみ ε_u に換算している。また、図中には、降伏応力 f_y から算出される降伏ひずみ ε_y も示している。

図より、弾性的な挙動を示すと考えられる、変位が $D = 6, 12 \text{ mm}$ 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分かる。一方、コンクリート躯体内部において、軸方向ひずみは徐々に減少傾向を示し、躯体前面から 450 mm の位置ではほぼ零ひずみを示していることが分かる。

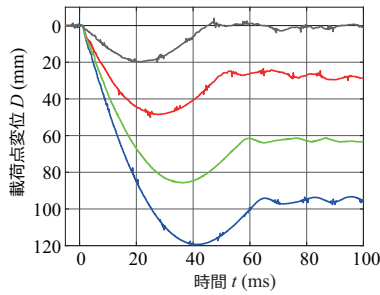
図-4 の荷重-変位関係から、剛性勾配が緩やかとなる $D = 24 \text{ mm}$ 時点では、基部近傍 ($L \approx \pm 50 \text{ mm}$) の軸方向ひずみ ε_u が降伏ひずみ ε_y を超えており、H 形鋼が降伏状態にあることが分かる。さらに、変位が大きい $D = 48 \text{ mm}$ に着目すると、基部近傍の軸方向ひずみのみが増大し、他の領域のひずみはほとんど変化しない性状を示していることが分かる。これは、H 形鋼の基部近傍に塑性ヒンジが形成されたことによるものと考えられる。なお、 $D \geq 24 \text{ mm}$ において、コンクリート躯体内の $L = 750 \text{ mm}$ 近傍で軸方向ひずみが大きくなる傾向が見られるが、これは試験体定着部の影響によるものと推察される。

3.2 衝撃荷重載荷実験

図-6 には、衝撃荷重載荷実験から得られる重錘衝撃力



(a) 重錘衝撃力



(b) 载荷点変位

図-6 時刻歴応答波形(衝撃荷重载荷実験)

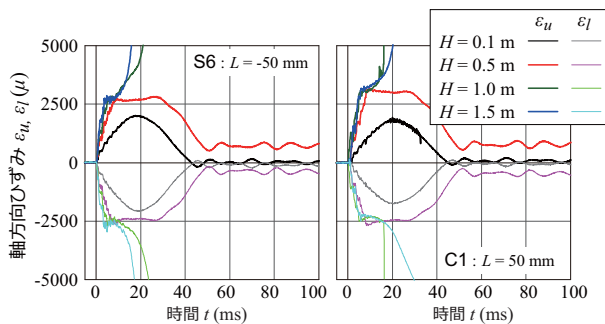
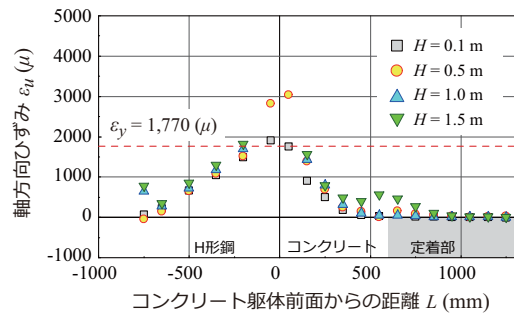


図-7 H形鋼ウェブ軸方向ひずみの時刻歴応答波形

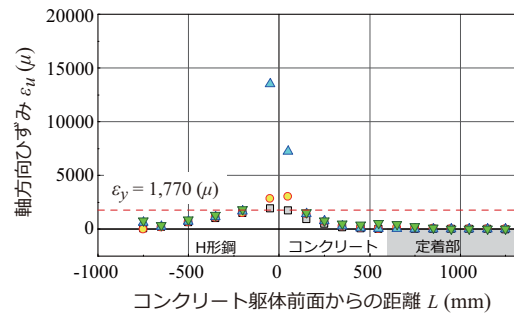
P_i および 载荷点変位 D に関する時刻歴応答波形を示している。なお、横軸は重錘が H 形鋼に衝突した時刻を基準としている。

(a) 図より、重錘衝撃力波形に着目すると、正弦半波あるいは台形状の波形に高周波成分が含まれた波形性状を示している。最大重錘衝撃力は、落下高さ H の増加とともに大きくなる傾向を示すものの、 $t = 10$ ms 以降では $H = 0.1$ m の場合を除いて、いずれの場合も約 40 kN 弱で一定値を示した後に除荷状態に至っていることが分かる。これは、鋼材のひずみ硬化を無視し完全弾塑性体と仮定した場合の塑性荷重 P_2 ($= 38.2$ kN) と類似していることから、衝撃荷重载荷によって基部近傍に塑性ヒンジが形成されたことに起因しているものと考えられる。なお、衝撃力波形の継続時間も落下高さ H に対応して、長くなる傾向にあることが確認される。

また、落下高さ $H = 0.1$ m の場合には、落下高さが低いことにより、最大衝撃力 $P_{i,max}$ ($= 31.3$ kN) が静荷重载荷



(a) 軸方向ひずみ $\epsilon_u \leq 5,000 \mu$



(b) 軸方向ひずみ $\epsilon_u \leq 20,000 \mu$

図-8 フランジ上縁の軸方向ひずみ分布(衝撃荷重载荷実験)

表-2 最大変位とその発生時刻

試験体名	設定落下高さ H (m)	最大変位 $D_{i,max}$ (mm)	発生時刻 t_{max} (ms)
S-01	0.1	19.8	21.7
S-05	0.5	48.4	27.3
S-10	1.0	85.7	36.1
S-15	1.5	119.3	41.2

時の最大値 $P_{s,max}$ ($= 33.5$ kN) よりも若干小さく、かつ (b) 図に示す応答変位波形において残留変位がほぼ零であることから、弾性的な応答性状を示したものと判断される。

(b) 図に示す载荷点変位波形を見ると、落下高さ H が大きいほど最大変位も大きくなる傾向にあることが確認される。また、最大変位の発生時刻は、重錘衝撃力が低下する時刻とほぼ一致している。

図-7には、H形鋼基部近傍の S6 および C1 断面における上下フランジの軸方向ひずみ ϵ_u, ϵ_l に関する時刻歴応答波形を示している。図より、落下高さ H が $H \leq 0.5$ m の場合には、上下フランジの軸方向ひずみ ϵ_u, ϵ_l はほぼ対称な性状を示しているのに対し、 H が大きくなると、鋼基部近傍の S6 および C1 断面では降伏ひずみを大きく超過していることが分かる。

図-8には、最大変位時における H 形鋼上縁の軸方向ひずみ ϵ_u 分布を示している。なお、軸方向ひずみ ϵ_u は図-5と同様に線形補完によって算出している。また、表-2には、衝撃荷重载荷実験における最大変位とその

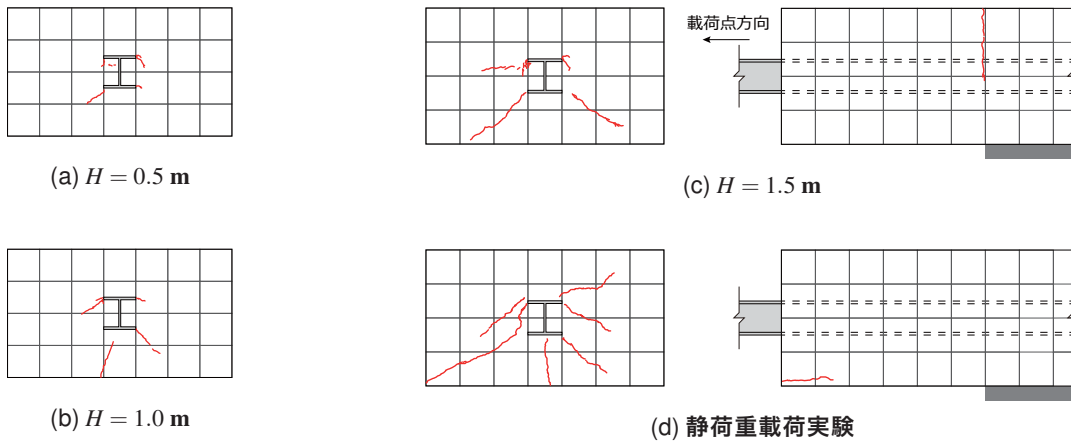


図-10 実験終了後におけるひび割れ分布性状の比較

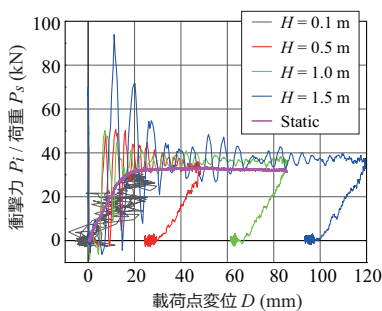


図-9 荷重-載荷点変位の比較

発生時刻を一覧にして示している。

図より、弾性的な応答性状を示す $H = 0.1 \text{ m}$ に着目すると、載荷点から基部に向かってほぼ線形的に軸方向ひずみが増加していることが分かる。一方、コンクリート躯体内部においては軸方向ひずみは徐々に減少し、コンクリート躯体前面から 450 mm の位置ではほぼ零を示している。この分布性状は、H形鋼基部が降伏ひずみに到達していない時点の静荷重載荷実験結果と非常に類似している。

$H = 0.5 \text{ m}$ の場合には、H形鋼の基部近傍に降伏ひずみを超える軸方向ひずみが発生している。さらに、落下高さの高い $H = 1.0, 1.5 \text{ m}$ の場合には、基部近傍にさらに大きな軸方向ひずみが発生し、塑性ヒンジに近い状態に至っていることが窺える。なお、重錘衝突近傍や基部近傍を除くと、落下高さ H にかかわらずH形鋼の軸方向ひずみには、顕著な差が確認されない。これは、静荷重載荷実験結果と同様に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推察される。コンクリート躯体内部の軸方向ひずみ分布に関しても、定性的には静荷重載荷実験結果と類似の分布性状を示していることが分かる。

3.3 荷重-変位関係の比較

図-9には、衝撃荷重載荷実験から得られる重錘衝撃力 P_i と載荷点変位 D の関係について、静荷重載荷実験結果と比較する形で示している。図より、衝撃荷重載荷実験の場合には、落下高さ H が $H \geq 1 \text{ m}$ において、変位 D

の増大とともに、静的な荷重-変位関係と類似の分布を示していることが確認される。なお、 $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には、ノイズが大きいものの、ほぼ直線的な荷重-変位関係を示していることから、ほぼ弾性的な挙動を示しており、前述の考察を裏付けている。

3.4 ひび割れ分布

図-10には、実験終了後の各試験体における正面および側面のひび割れ分布性状を一覧にして示している。なお、落下高さ H が $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には全面において、また $H = 0.5, 1.0 \text{ m}$ の場合には上・下および側面にひび割れが確認されなかったことより省略した。

(a) 図に示す落下高さ $H = 0.5 \text{ m}$ に着目すると、上下フランジ端部から下方に向かってひび割れが進展していることが分かる。また、落下高さ $H = 1.0 \text{ m}$ の場合(b 図)には、 $H = 0.5 \text{ m}$ と比較してひび割れがより進展している。なお、 $H = 1.0 \text{ m}$ の場合において、載荷点を中心としてひび割れが対称に分布していない。これは重錘が若干偏心して衝突したことによるものと考えられる。

(c) 図に示す $H = 1.5 \text{ m}$ の場合には、さらにひび割れが進展し、かつコンクリート躯体側面にも明確なひび割れが発生している。これは、入力エネルギーが増大したことにより、試験体定着部よりも前方が下方に変形したことを示唆している。なお、このことは $L = 550 \text{ mm}$ 近傍で図-8(a)に示したH形鋼の軸方向ひずみ ϵ_u が 600μ 程度を示していることから理解される。

静荷重載荷時におけるひび割れ分布(d 図)を見ると、衝撃荷重載荷実験結果と比較して、ひび割れは大きく進展している。また、衝撃荷重載荷実験では、下フランジ端部から下方に進展するひび割れが顕著であるのに対し、静荷重載荷実験の場合には、それらに加えて上フランジ端部からのひび割れも大きく進展していることが分かる。なお、いずれの場合においても、コンクリート躯体には軽微なひび割れが確認されるものの、剥落などは生じていない。

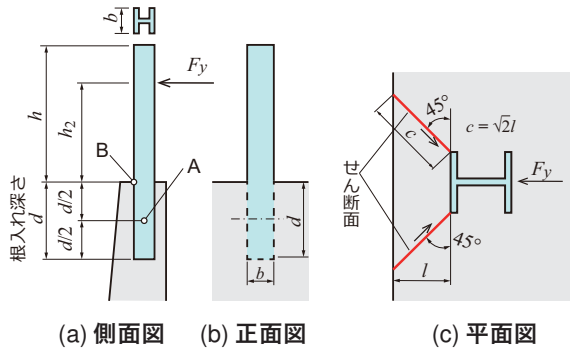


図-11 防護柵支柱の設置²⁾

3.5 根入れ深さに関する検討

便覧では、擁壁基礎における柵支柱根入れ部について、曲げモーメントと押抜きせん断に対して照査をすることが規定されている²⁾。ここでは、便覧に基づいて算出される必要根入れ深さ d と実験結果の比較を試みる。

便覧では、曲げモーメントに対して、支柱基礎部の B 点 (図-11 a 参照) における曲げ圧縮応力度 σ がコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\alpha\sigma_a$ 以下となるように規定されている。

$$\sigma = \frac{P_y}{A} + \frac{M}{Z} \leq \alpha\sigma_a \quad (1)$$

ここに、 P_y : 降伏荷重 (支柱下端に塑性ヒンジを形成する時の荷重)、 A : 断面積 ($= b \cdot d$, b : H 形鋼のフランジ幅)、 Z : 断面係数 ($= \frac{bd^2}{6}$)、 α : 割増係数 ($= 1.5$)、 M : A 点の支柱曲げモーメント (図-11 a 参照) であり、次式で与えられる。

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

ここに、 h_2 : 落石荷重の作用高さである。

一方、押抜きせん断に対しては、図-11 (c) に示すようなせん断破壊面が形成されると仮定し、せん断面に発生するせん断応力度 τ が許容押抜きせん断応力度 $\alpha\tau_a$ 以下となるように規定されている。

$$\tau = \frac{P_y}{2ld} \leq \alpha\tau_a \quad (3)$$

ここに、 l : かぶり厚である。

なお、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\alpha\sigma_a$ および押抜きせん断応力度 $\alpha\tau_a$ は、コンクリートの圧縮強度 f'_c を用いて道路橋示方書・同解説^{4),5)}に準拠して、それぞれ $\alpha\sigma_a = 11.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $\alpha\tau_a = 1.09 \text{ N/mm}^2$ とした。

本実験で用いた試験体ならびに载荷条件から、曲げモーメントおよび押抜きせん断に対する照査を満足する根入れ深さをそれぞれ d_m と d_s とし、それらを計算すると $d_m = 346 \text{ mm}$ 、 $d_s = 68 \text{ mm}$ となる。これより、本実験条件の場合における必要根入れ深さ d は、 $d \approx 350 \text{ mm}$ 程度であることが分かる。

図-5 および 図-8 に示す H 形鋼の軸方向ひずみ分布と便覧に基づく必要有効深さ d を比較すると、静荷重載

荷時の変位 $D = 12 \text{ mm}$ の場合において、コンクリート躯体内部の H 形鋼の軸方向ひずみ ϵ_u は、前面から $L = 450 \text{ mm}$ でほぼ零を示しており、H 形鋼に作用する応力範囲は必要根入れ深さ d よりも大きい。また、降伏荷重に近い $D = 24 \text{ mm}$ の場合では、試験体定着部にも軸方向ひずみが発生している。衝撃荷重載荷時においても H 形鋼基部が降伏ひずみに到達する $H = 0.1 \text{ m}$ の場合には、 $L = 450 \text{ mm}$ でほぼ零となっているものの、 $H = 0.5 \text{ m}$ では静荷重載荷実験と同様に試験体定着部にも軸方向ひずみが発生していることが分かる。

なお、本実験では、H 形鋼をコンクリート躯体に貫通させた試験体を用いていることから、H 形鋼の軸方向ひずみ分布と便覧の根入れ深さを直接比較することはできないものの、少なくとも H 形鋼に軸方向ひずみが生じる領域は、便覧の根入れ深さよりも大きいことが確認された。ただし、本実験の範囲では、いずれの場合においてもコンクリート躯体部が剥落するような状況には至っていないことに留意する必要がある。

4. まとめ

本論文では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱基部を対象に、H 形鋼支柱を無筋コンクリート躯体に埋設した試験体に関する静荷重載荷ならびに重錘落下衝撃荷重載荷実験を実施した。また、便覧による必要根入れ深さの妥当性に関する検討も行った。本研究で得られた事項を整理すると、以下のように示される。

- 1) 衝撃荷重載荷および静荷重載荷にかかわらず、H 形鋼基部近傍に塑性ヒンジが形成されて終局に至る。
- 2) また、実験結果におけるコンクリート躯体内の軸方向ひずみの発生領域は、便覧による必要根入れ深さよりも大きい。ただし、コンクリート躯体基礎表面には軽微なひび割れが確認されるものの、剥落などは生じない。

参考文献

- 1) (社)日本河川協会: 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 II, 2008.
- 2) (公社)日本道路協会: 落石対策便覧, 2017.
- 3) 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: 2019 年 1 月 11 日)
- 4) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋編, 2012.
- 5) (公社)日本道路協会: 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, 2017.